
DISSERTATION

**BEURTEILUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT
BESTEHENDER MASSIVBRÜCKEN MIT HILFE
PROBABILISTISCHER METHODEN**

DOCTORAL THESIS

**RELIABILITY ASSESSMENT OF EXISTING
CONCRETE BRIDGES
USING PROBABILISTIC METHODS**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Eva M. Eichinger
Matrikelnummer 92 40 463
Endresstraße 59/5, 1230 Wien, Österreich

Referent: o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212, 1040 Wien, Österreich

Koreferent: o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. DDr. Konrad Bergmeister, M.Sc.
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien
Peter-Jordan-Straße 59, 1190 Wien, Österreich

Wien, im Oktober 2003



*SOLUM CERTUM
NIHIL ESSE CERTI.*

SICHER IST NUR,
DASS NICHTS SICHER IST.

Gaius Plinius Secundus (23 - 79 n. Chr.) in *Naturalis Historia*

VORWORT

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Universitätsassistentin am Institut für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien. Sie beschäftigt sich mit der Beurteilung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken und basiert auf einer Reihe von Untersuchungen an konkreten Brückenobjekten, die ich während meiner Zeit am Institut durchführen konnte.

Herrn Professor Dr.-Ing. Johann Kollegger, Ordinarius für Stahlbeton- und Massivbau an der Technischen Universität Wien, gilt mein besonderer Dank für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit sowie die Übernahme des ersten Gutachtens. Seine Hinweise und Ratschläge bei der Erstellung zahlreicher Veröffentlichungen und dieser Dissertation waren mir stets eine wertvolle Hilfe.

In gleicher Weise danke ich Herrn Prof. DDr. Konrad Bergmeister, Vorstand des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität für Bodenkultur in Wien, für die Übernahme des zweiten Gutachtens. Für seinen persönlichen Einsatz und sein Engagement in den Jahren der Zusammenarbeit bedanke ich mich herzlich.

Meinen Kollegen am Institut für Stahlbeton- und Massivbau möchte ich ganz besonders für die ausgesprochen gute Zusammenarbeit und die aktive Unterstützung bei der Bearbeitung gemeinsamer Projekte danken. Die Durchführung und Auswertung der Untersuchungen, welche die Grundlage für diese Arbeit bilden, wäre ohne sie und die siebzehn Diplomanden, die ich während meiner Zeit am Institut betreuen durfte, nicht möglich gewesen.

Während meines Aufenthalts bei der Fa. Rambøll in Dänemark im Wintersemester 2001 konnte ich wertvolle Informationen zur Beurteilung von Brücken mit Hilfe probabilistischer Methoden sammeln. Großer Dank geht in diesem Zusammenhang an den Leiter der Brückenabteilung bei Rambøll, Ib Enevoldsen, Ph.D. und seine Mitarbeiter.

Letztendlich gebührt besonderer Dank jedoch meiner Familie für deren fortlaufende Unterstützung, treffen Franz Werfels Worte doch auch auf meine Eltern zu:

Der Hauptteil des Ehrgeizes und Lebensinteresses meiner Eltern galt ihren Kindern. Ich wuchs mit dem fördernden Gefühl auf, dass Menschen mich wichtig nahmen und für mich Sorge trugen. Darin sehe ich das Glück, denn dieses Gefühl gibt dem Menschen ein Fundament für Ruhe und Gelassenheit, das ihn vor mancher hässlichen Gier schützt.

Aus diesem Grund sei meinen Eltern diese Arbeit gewidmet.

Wien, im Oktober 2003

Eva M. Eichinger

KURZFASSUNG

Die Tragfähigkeit einer Straßenbrücke ist im Allgemeinen während ihrer 80 bis 100jährigen Lebensdauer keine konstante Größe, sondern sie nimmt mit fortschreitender Zeit aufgrund verschiedener Einflüsse ab. Einerseits sinkt der Bauwerkswiderstand infolge von Schädigungen, andererseits steigen die Beanspruchungen aus den äußeren Belastungen vorwiegend durch Zunahme des Schwerverkehrs und Erhöhung der zulässigen Fahrzeuggesamtgewichte bzw. der Achslasten.

Die Beurteilung bestehender Brücken unter Berücksichtigung der optimalen Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Mittel ist aufgrund des stetig zunehmenden Alters der Bauwerke und des steigenden Verkehrsaufkommens eine wichtige Voraussetzung für eine zielgerichtete Erhaltungsplanung. Absolute Sicherheit kann nicht erreicht werden. Es gilt also, ein optimales Verhältnis zwischen den Kosten für etwaige Ertüchtigungs- und Verstärkungsmaßnahmen und der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke zu erreichen, sodass die Brücke bei geringst möglichem Einsatz an Mitteln imstande ist, die anfallenden Lasten mit ausreichender Zuverlässigkeit abzutragen.

In der vorliegenden Arbeit wird ein Verfahren präsentiert, das eine Ergänzung zur derzeitigen Vorgehensweise bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Straßenbrücken darstellt und dann zur Anwendung kommt, wenn bei der Nachrechnung basierend auf den semi-probababilistischen Ansätzen der Normen keine befriedigenden Ergebnisse erzielt werden können. Im Wesentlichen beruht das vorgestellte Verfahren auf der Berechnung der Zuverlässigkeit der Konstruktion und darauf, dass ein bestehendes, sich unter Verkehr befindliches Tragwerk nicht alle Nachweise der Entwurfsnormen erfüllen muss, so lange das den Normen zugrunde gelegte allgemeine Zuverlässigkeitsniveau nicht unterschritten wird. Als Maß für die Zuverlässigkeit einer Konstruktion dient dabei die Versagenswahrscheinlichkeit.

Der Vorteil des vorgestellten Verfahrens ist, dass die tatsächlichen Materialeigenschaften der Konstruktion sowie die lokale Belastungssituation bei der Untersuchung berücksichtigt werden können. Ein bestehendes Bauwerk hat sich bereits über einen bestimmten Zeitraum bewährt und das Verhalten der Konstruktion unter Belastung ist bekannt. So kann auf eine Fülle von Informationen zurückgegriffen werden, die beim Entwurf eines neuen Tragwerks nicht zur Verfügung stehen. Einerseits können beispielsweise die spezifischen Materialparameter des Bauwerks durch Entnahme von Proben ermittelt werden. Andererseits kann die lokale Verkehrssituation und damit anhand der Extremwerttheorie die maßgebende Verkehrslast bestimmt werden. All das erhöht das Wissen über die Konstruktion und reduziert somit Unsicherheiten und Streuungen der maßgebenden Variablen.

Zusätzlich kann auch die Entwicklung der Zuverlässigkeit der Brücke über die Zeit bestimmt werden. Dies ist die Basis für eine optimierte Erhaltungsplanung und den wesentlich gezielteren Einsatz der zur Verfügung stehenden Budgetmittel.

ABSTRACT

The ultimate strength of a road bridge over its lifetime of 80 to 100 years is not a constant, but decreases with time due to different sources. On the one hand the resistance of the structure is reduced by degradation of the materials, on the other hand the external loads are increased as a consequence of the rising traffic volume, higher permissible gross weights and axle loads of the vehicles. The assessment of existing bridge structures and the determination of the safety and reliability of the aging bridge stock within the national road network is of enormous economic importance.

Absolute safety is impossible to reach. Thus, an optimal ratio of costs for repair and strengthening measures and the reliability of the structure at hand should be achieved, in such a way that the bridge is able to withstand the loading with sufficient reliability at minimum costs.

In this doctoral thesis a method is described, which is deemed to be a completion of assessment methods for the load carrying capacity of existing road bridges currently used. It is employed if the recalculation of the structure based on the semi-probabilistic codes does not bring satisfying results. In essence the method presented is based on the determination of the reliability of the structure using probabilistic methods and on the fact that an existing bridge under traffic does not have to fulfil all the requirements of a general design code as long as the overall reliability level of the code is complied with. The probability of failure is used as a measure of structural reliability.

One of the advantages of the presented method is that the actual material properties of the structure as well as the local traffic loads are considered in the assessment procedure. An existing bridge has already stood the test of time and its behavior under loading is known. Thus, a wide range of information is available which is not at hand when a new structure is being designed. Specific material parameters can be determined by taking and evaluating samples and additionally, the local traffic situation and thus - using extreme value theory - the actual traffic load can be derived. All this increases the knowledge about the structure and reduces uncertainty and scatter of the relevant variables.

Additionally, the development of the reliability of the structure over time can be determined. This is the basis for an optimized and goal-oriented maintenance planning and a selective use of financial resources and thus an important module of every bridge management system.

BEURTEILUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT BESTEHENDER MASSIVBRÜCKEN MIT HILFE PROBABILISTISCHER METHODEN

INHALTSVERZEICHNIS

KAPITEL 1

EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG.....	7
1.1 EINLEITUNG	7
1.1 AUFBAU DER ARBEIT	8

KAPITEL 2

GRUNDLAGEN ZUR TRAGWERKSZUVERLÄSSIGKEIT UND NORMATIVER HINTERGRUND.....	10
2.1 SICHERHEIT UND RISIKO IM BAUWESEN	10
2.1.1 Probabilistische Betrachtung der Tragwerkszuverlässigkeit.....	12
2.1.2 Deterministische Betrachtung der Tragwerkszuverlässigkeit	12
2.2 NORMATIVE ANFORDERUNGEN AN DIE ZUVERLÄSSIGKEIT VON TRAGWERKEN	13
2.2.1 Anforderungen gemäß ÖNorm B4040 (1989).....	13
2.2.2 Anforderungen gemäß ÖNorm EN 1990 (2003).....	16
2.3 FOLGERUNGEN FÜR DIE WEITEREN UNTERSUCHUNGEN	17

KAPITEL 3

VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT VON TRAGWERKEN	18
3.1 ALLGEMEINES	18
3.2 NÄHERUNGSVERFAHREN.....	20
3.2.1 Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 1. Ordnung	20
3.2.2 Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 2. Ordnung	22
3.2.3 Antwortflächenverfahren.....	22

3.3	SIMULATIONSVERFAHREN	23
3.3.1	Direkte Monte-Carlo-Simulation.....	23
3.3.2	Varianzmindernde Simulationsverfahren.....	24
3.4	STOCHASTISCHE FINITE ELEMENTE METHODE.....	27
KAPITEL 4		
PRAXISGERECHTE VERFAHREN ZUR BEURTEILUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT		
BESTEHENDER BRÜCKEN		
		30
4.1	ALLGEMEINES	30
4.2	VORGEHENSWEISE BEI DER PROBABILISTISCHEN BEURTEILUNG	
	EINER BRÜCKE	31
4.2.1	Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Brücke mit <i>FORM</i>	32
4.2.2	Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Brücke mit <i>SARA Studio</i>	34
KAPITEL 5		
MODELLIERUNG DER STREUENDEN GRÖSSEN AUF DER WIDERSTANDSSEITE.....		
		36
5.1	ALLGEMEINES	36
5.2	KORROSION DER STAHLINLAGEN	37
5.2.1	Voraussetzung für Korrosion von Stahl	38
5.2.2	Arten der Korrosion.....	42
5.3	MODELLIERUNG DER SPANNSTÄHLE	45
5.3.1	Beurteilung von Spanngliedern in bestehenden Brückentragwerken.....	47
5.3.2	Untersuchungen zu den mechanischen, chemischen und physikalischen Eigenschaften	
	von Spannstählen aus bestehenden Brückentragwerken	48
5.3.3	Untersuchungen zum Verpresszustand von Spanngliedern in bestehenden	
	Brückentragwerken.....	60
5.3.4	Untersuchungen zum Tragverhalten von bestehenden Brückentragwerken mit	
	geschädigten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund	73
5.3.5	Untersuchungen zum Einfluss von Spannstahlbrüchen auf das Trag- und	
	Verformungsverhalten von bestehenden Brückentragwerken.....	84
5.4	MODELLIERUNG DES BETONS	93
5.5	MODELLIERUNG DES BEWEHRUNGSSTAHLS	95
5.6	MODELLIERUNG DER GEOMETRISCHEN GRÖßEN	97
5.7	MODELLUNGSICHERHEITEN AUF DER WIDERSTANDSSEITE	97
KAPITEL 6		
MODELLIERUNG DER STREUENDEN GRÖSSEN AUF DER EINWIRKUNGSSEITE.....		
		98
6.1	EINLEITUNG	98
6.2	STÄNDIGE EINWIRKUNGEN	98
6.3	VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN.....	99
6.3.1	Allgemeines.....	99
6.3.2	Verkehrslasten.....	100
6.3.3	Ermittlung eines brückenspezifischen Verkehrslastmodells als Basis für die	
	Beurteilung bestehender Tragwerke.....	104
6.4	MODELLUNGSICHERHEITEN AUF DER EINWIRKUNGSSEITE.....	114
6.4.1	Modellunsicherheiten für ständige Einwirkungen	114
6.4.2	Modellunsicherheiten für Verkehrslasten	114
6.4.3	Modellunsicherheit infolge des verwendeten Rechenmodells	115

KAPITEL 7	
ANWENDUNGSBEISPIELE	116
7.1 ALLGEMEINES	116
7.2 BEURTEILUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT ZWEIER STAHLBETONBRÜCKEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LOKALEN VERKEHRSLASTEN	117
7.2.1 Ziel der Untersuchungen	117
7.2.2 Beschreibung der Brücke aus dem Jahr 1953.....	118
7.2.3 Beschreibung der Brücke aus dem Jahr 1961.....	119
7.2.4 Ermittlung des maßgebenden Grenzzustandes.....	120
7.2.5 Berechnung der Zuverlässigkeit der beiden Tragwerke.....	121
7.3 BEURTEILUNG DER ZEITLICHEN ENTWICKLUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT EINER SPANNBETONBRÜCKE UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER TATSÄCHLICHEN BAUSTOFFEIGENSCHAFTEN	125
7.3.1 Ziel der Untersuchungen	125
7.3.2 Beschreibung des Tragwerks.....	125
7.3.3 Ermittlung des maßgebenden Grenzzustands.....	127
7.3.4 Modellierung der Grenzzustandsfunktion	128
7.3.5 Berechnung der Zuverlässigkeit des Tragwerks.....	130
7.4 BEURTEILUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT EINER VORGESpanNTEN SEGMENT- BRÜCKE UNTER BERÜCKSICHTIGUNG VON SPANNSTAHLBRÜCHEN.....	133
7.4.1 Ziel der Untersuchungen	133
7.4.2 Zuverlässigkeit des ungeschädigten Tragwerks	133
7.4.3 Zuverlässigkeit des geschädigten Tragwerks	139
KAPITEL 8	
SCHLUSSBEMERKUNGEN UND AUSBLICK	143
8.1 SCHLUSSBEMERKUNGEN	143
8.2 AUSBLICK	143
KAPITEL 9	
LITERATUR	146

KAPITEL 1**EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG**

1.1 Einleitung

Brücken sind zweifellos die wichtigsten Ingenieurbauten des Straßenverkehrsnetzes. Sie ermöglichen den reibungslosen Ablauf des Transports von Gütern und Personen und haben daher eine entscheidende wirtschaftliche Bedeutung. Die Nachrechnung und Beurteilung bestehender Brücken unter Berücksichtigung der optimalen Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Finanzmittel stellt aufgrund des stetig zunehmenden Alters der Bauwerke und des steigenden Verkehrsaufkommens einen wichtigen Teil des Erhaltungsmanagements dar. Das Gesamtziel der systematischen Brückenerhaltung ist dabei das Erreichen eines vorgegebenen Erhaltungsniveaus bei geringstmöglichem Aufwand bzw. die Sicherstellung eines höchst möglichen Erhaltungsniveaus mit den zur Verfügung stehenden Finanzmitteln. Es gilt also, ein optimales Verhältnis zwischen den Kosten für etwaige Ertüchtigungs- und Verstärkungsmaßnahmen und der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke zu erreichen.

Die Beurteilung der tatsächlichen Tragfähigkeit der Bauwerke ist daher eine wichtige Voraussetzung für eine zielgerichtete Erhaltungsplanung. In einigen Fällen erfüllen die bestehenden Brückentragwerke die Anforderungen der derzeit gültigen Normen nicht. Wenn sich eine Brücke in schlechtem Zustand befindet und/oder steigenden Anforderungen an die Tragfähigkeit, z.B. bedingt durch gesetzliche Änderungen der höchst zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten der Fahrzeuge, gerecht werden muss, sind mit zumeist hohen Kosten verbundene Verstärkungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich.

Der Brückenerhalter hat dabei das Ziel, dass die Brücke bei geringst möglichem Einsatz an Mitteln für die Ertüchtigung oder Verstärkung imstande ist, die anfallenden Lasten mit ausreichender Zuverlässigkeit abzutragen. Dazu muss die tatsächliche Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke so genau wie möglich bestimmt werden. Als Maß für die Zuverlässigkeit einer Konstruktion dient dabei die Versagenswahrscheinlichkeit.

Die Tragfähigkeit einer Straßenbrücke ist im Allgemeinen während ihrer 80 bis 100jährigen Lebensdauer keine konstante Größe, sondern sie nimmt mit fortschreitender Zeit aufgrund verschiedener Einflüsse ab. Einerseits sinkt der Bauwerkswiderstand infolge von Schädigungen, andererseits steigen die Beanspruchungen aus den äußeren Belastungen vorwiegend durch Zunahme des Schwerverkehrs und Erhöhung der zulässigen Fahrzeuggesamtgewichte bzw. der Achslasten.

Oft werden für die Beurteilung bestehender Brücken die Regeln und Bestimmungen der Entwurfsnormen herangezogen. Die Normen für den Entwurf sind aber natürlich, was die Lastannahmen und

die Sicherheiten angeht, generalisiert und enthalten allgemeine Regeln, die für verschiedenste Brückentypen und –geometrien gültig sein müssen. Zusätzlich sollen die Nachweise möglichst vereinfacht und zukünftige Entwicklungen hinsichtlich der Belastung aufgrund geänderter Nutzung berücksichtigt werden. Die Belastungsannahmen für den Verkehr werden für den Entwurf in den Normen durch Lastbilder mit fiktiven Fahrzeugen beschrieben. Die Lastmodelle der Entwurfsnormen haben bei der Beurteilung einer bestehenden Straßenbrücke allerdings den Nachteil, dass sie die tatsächlichen Verkehrsverhältnisse nicht oder nur unzureichend widerspiegeln. Die Generalisierung ist für den Entwurf neuer Tragwerke wirtschaftlich, da dadurch die Lastannahmen und Sicherheitsberechnungen vereinfacht werden und die zusätzlichen Kosten durch die Generalisierung im Vergleich zu den Projekts Gesamtkosten marginal sind. Wird aber die Beurteilung einer bestehenden Brücke basierend auf den Entwurfsnormen durchgeführt, so kann dies zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist, ein Verfahren zu präsentieren, das eine Ergänzung zur derzeitigen Vorgehensweise bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Straßenbrücken darstellt und dann zur Anwendung kommt, wenn bei der Nachrechnung basierend auf den semi-probabilistischen Ansätzen der Normen keine befriedigenden Ergebnisse erzielt werden können. Im Wesentlichen beruht das vorgestellte Verfahren auf der Berechnung der Zuverlässigkeit der Konstruktion mit dem Vorteil, dass die tatsächlichen Materialeigenschaften der Konstruktion sowie die lokale Belastungssituation bei der Untersuchung berücksichtigt werden können. Es wird davon ausgegangen, dass ein bestehendes, sich unter Verkehr befindliches Tragwerk nicht alle Nachweise der Entwurfsnormen erfüllen muss, so lange das den Normen zugrunde gelegte allgemeine Zuverlässigkeitsniveau nicht unterschritten wird.

Ein bestehendes Bauwerk hat sich bereits über einen bestimmten Zeitraum bewährt und das Verhalten der Konstruktion unter Belastung ist bekannt. So kann auf eine Fülle von Informationen zurückgegriffen werden, die beim Entwurf eines neuen Tragwerks nicht zur Verfügung stehen. Einerseits können beispielsweise die spezifischen Materialparameter des Bauwerks durch Entnahme von Proben ermittelt werden. Andererseits kann die lokale Verkehrssituation und damit anhand der Extremwerttheorie die maßgebende Verkehrslast bestimmt werden. Der entscheidende Vorteil liegt also darin, dass die objektspezifischen Gegebenheiten bei der Untersuchung berücksichtigt werden. Somit wird das Wissen über die Konstruktion erhöht. Zusätzlich werden Unsicherheiten und Streuungen der maßgebenden Parameter reduziert. Dies führt zu wirtschaftlicheren Ergebnissen als die Beurteilung mit Hilfe der Normen für den Entwurf.

1.1 Aufbau der Arbeit

Zu Beginn beschäftigt sich diese Arbeit mit den Grundlagen der Tragwerkszuverlässigkeit und dem Umgang mit Sicherheit und Risiko im Bauwesen. Da absolute Sicherheit nie erreicht werden kann, gilt es - so wie in anderen Bereichen der Gesellschaft auch im Bauwesen - die Frage zu beantworten, wie sicher dann sicher genug ist. In diesem Zusammenhang werden die normativen Anforderungen an die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken zusammengefasst und daraus Folgerungen für die Beurteilung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit bestehender Brücken gezogen.

Anschließend werden die wichtigsten Verfahren zur Berechnung der Zuverlässigkeit von Tragwerken beschrieben, wobei eine Unterteilung in Näherungs- und Simulationsverfahren erfolgt. Kurz wird auch auf die Methode der Stochastischen Finiten Elemente eingegangen. Nicht alle der beschriebenen Verfahren zur Berechnung der Zuverlässigkeit von Strukturen sind für die Lösung baupraktischer Probleme gleichermaßen geeignet. Deshalb werden im nächsten Kapitel praxisgerechte Verfahren zur Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Brücken beschrieben. Mit den beschriebenen Verfahren, die auf dem Einsatz probabilistischer Methoden beruhen, ist es möglich, die tatsächliche Tragfähigkeit einer bestimmten Brücke und somit deren Zuverlässigkeit zu ermitteln. Die prinzipielle Vorgehensweise bei der Beurteilung von bestehenden Brücken wird erläutert. Zusätzlich wird geklärt, wann der Einsatz probabilistischer Methoden sinnvoll ist und welche Vorteile er mit sich bringt.

Die nächsten beiden Kapitel beschäftigen sich mit der Modellierung der streuenden Größen auf der Widerstands- und Einwirkungsseite. Bei der Beurteilung der Zuverlässigkeit älterer Brückentragwerke aus Spannbeton sind auf der Widerstandsseite oftmals die Materialeigenschaften und der Zustand der Spannstähle von zentraler Bedeutung. Die Ergebnisse von Untersuchungen an alten Spannstählen, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, werden präsentiert. Zusätzlich wird auf die stochastische Modellierung von Beton, Bewehrungsstahl, geometrischen Größen sowie auf die Behandlung von Modellunsicherheiten eingegangen, wobei immer die Anwendbarkeit und Praxisgerechtigkeit der Modelle im Vordergrund steht.

Bei der Modellierung der streuenden Größen auf der Einwirkungsseite liegt das Hauptaugenmerk neben den ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht und Ausbaulast auf den Verkehrslasten, die für die meisten Brücken die maßgebenden veränderlichen Einwirkungen darstellen. In diesem Zusammenhang werden die Vorteile eines brückenspezifischen Verkehrslastmodells erläutert. Anhand eines konkreten Beispiels wird gezeigt, wie z.B. mit Hilfe von Weigh-in-Motion Messungen lokale Verkehrslasten als Basis für ein brückenspezifisches Lastmodell ermittelt werden können.

Schließlich wird die Tauglichkeit der präsentierten Verfahren zur Berechnung und Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Brücken anhand dreier Beispiele verdeutlicht. Die Beispiele zeigen auch die Vorteile, die aus der Anwendung probabilistischer Verfahren bei der Beurteilung älterer Tragwerke entstehen.

KAPITEL 2

GRUNDLAGEN ZUR TRAGWERKSZUVERLÄSSIGKEIT UND NORMATIVER HINTERGRUND

2.1 Sicherheit und Risiko im Bauwesen

Die Zuverlässigkeit einer bestehenden Straßenbrücke ist eine Funktion des Tragwerkswiderstands und der auf das Tragwerk wirkenden Lasten. Im Gegensatz zur "Sicherheit", einem rein qualitativen Begriff, ist die Zuverlässigkeit Z quantifizierbar und wird definiert als

$$Z = 1 - p_f \quad (2.1)$$

Mangelnde Zuverlässigkeit äußert sich darin, dass eine Bedingung mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit, der sogenannten Versagenswahrscheinlichkeit p_f , nicht eingehalten wird. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist demnach auch ein Indikator für die "Sicherheit" einer Konstruktion. Bei kurzlebigen Massenerzeugnissen kann mittels Schadensstatistiken die Versagenshäufigkeit ermittelt werden und als Schätzwert für die Versagenswahrscheinlichkeit herangezogen werden. Dieser Weg scheidet bei Bauwerken aus den im Folgenden erwähnten Gründen aus (Spaethe, 1992). Bauwerke sind hochzuverlässige Systeme, ihr Ausfall ist ein seltenes Ereignis und die Versagenswahrscheinlichkeit ist damit sehr klein. Für eine statistische Abschätzung wäre ein Stichprobenumfang erforderlich, der viel zu groß ist und somit gar nicht zur Verfügung steht. Zusätzlich sind Bauwerke und Bauteile in der Regel unterschiedlich und stellen keine einheitliche Grundgesamtheit für eine Statistik dar. Weiters ist die Nutzungsdauer der Bauwerke meist sehr lang. Selbst wenn man über Schadensstatistiken brauchbare Aussagen gewinnen könnte, lägen die Ergebnisse erst zu einer Zeit vor, in der sie höchstens noch historisch interessant wären.

Die Eigenschaften jedes Bauwerks werden jedoch durch zufällige Größen bestimmt, die Masseneigenschaften haben und statistisch erfassbar sind. Dazu gehören Materialeigenschaften, äußere Lasten, geometrische Imperfektionen sowie Baugrundeigenschaften. Wie stark diese Größen streuen, hängt von drei Arten von Unsicherheiten ab, den physikalischen Unsicherheiten, den statistischen Unsicherheiten und den Modellunsicherheiten. *Physikalischen Unsicherheiten* sind bedingt durch die natürliche Streuung der Materialeigenschaften. *Statistische Unsicherheiten* treten infolge von unvollständigen Informationen, z.B. aufgrund einer begrenzten Anzahl an Stichproben, auf. Die *Modellunsicherheiten* beinhalten Unsicherheiten in den verwendeten mechanischen Modellen, den zur Beschreibung der

statistischen Parameter gewählten Verteilungstypen, den verwendeten Materialmodellen und schließlich Unterschiede zwischen Versuch und Realität.

Unter Berücksichtigung dieser Unsicherheiten können sowohl der Tragwerkswiderstand als auch die Einwirkungen als streuende Größen, sogenannte Zufallsvariablen, modelliert und mit Hilfe statistischer Untersuchungen als Zufallsgrößen oder stochastische Prozesse mathematisch dargestellt werden. Wendet man auf die mechanischen Gesetze die Regeln der Wahrscheinlichkeitsrechnung an, so kann man aus den Zufallsvariablen die Wahrscheinlichkeiten für den Eintritt von Versagenszuständen theoretisch berechnen. Dieser theoretische Weg ist gangbar, wenn

- ausreichend statistische Informationen über die Basisvariablen bekannt sind,
- die mechanischen Gesetze über den Zusammenhang zwischen äußeren Einwirkungen und innerem Widerstand des Tragwerks mathematisch formuliert vorliegen,
- der Grenzzustand, auf den sich die Versagenswahrscheinlichkeit bezieht, definiert ist und
- die Gesetze zum Rechnen mit Zufallsgrößen und stochastischen Prozessen soweit vereinfacht aufbereitet sind, dass sie mit einem vertretbaren Aufwand auf das mechanische Problem anwendbar sind.

Mit dieser Vorgehensweise kann nun jene Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden, die durch die Basisvariablen rechnerisch berücksichtigt wird, und somit die Zuverlässigkeit einer Konstruktion bestimmt werden. Anhand der Wahrscheinlichkeitsrechnung lassen sich die ersten beiden Momente der Verteilungsfunktionen (Mittelwert und Standardabweichung) mit ausreichender Genauigkeit ermitteln. Hingegen beruht der Verlauf in den Randbereichen der Verteilung zumeist auf Annahmen. Vor allem bei kleinen Versagenswahrscheinlichkeiten beeinflussen aber genau diese Bereiche das Ergebnis relativ stark. Versagenswahrscheinlichkeiten sollten daher nur dann miteinander verglichen werden, wenn sie mit vergleichbaren Modellen berechnet wurden. In diesem Zusammenhang ist die "operative Versagenswahrscheinlichkeit" jene theoretische Wahrscheinlichkeit, die dem Ingenieur als Vergleichsgröße und Entscheidungshilfe zur Quantifizierung von Aussagen über die Sicherheit und Zuverlässigkeit einer Konstruktion dienen kann.

Absolute Sicherheit kann nicht erreicht werden. Wie sicher aber sicher genug ist, lässt sich z.B. durch den Vergleich der Risiken mit offensichtlich akzeptiertem Risiko beantworten, wobei Risiken am Todesfallrisiko des Individuums gemessen werden können. Ziel ist daher, nachzuweisen, dass sich bei einer bestehenden Straßenbrücke das Todesfallrisiko auf einem akzeptierbaren Niveau befindet. Welches Risiko von der Gesellschaft noch akzeptierbar ist, hängt nicht zuletzt vom Grad der Freiwilligkeit der gesetzten Handlung und der Möglichkeit der persönlichen Einflussnahme auf den Ausgang der Handlung ab (Schneider, 1996). Ein gängiger Ansatz bei der Bestimmung des akzeptierten Risikos beruht auf der Annahme, dass die Gesamtheit der bestehenden Brücken ausreichend "sicher" ist. Deren Versagenswahrscheinlichkeit kann somit abgeschätzt und als akzeptierbarer Wert herangezogen werden. Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung des akzeptierbaren Risikos besteht in sogenannten Risikovergleichen mit offensichtlich akzeptierten, da weitgehend widerspruchlos hingenommenen, Risiken (Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1. Mittlere Todesfallrisiken (nach Schneider, 1996; Bailey, 1996)

Aktivität	Mittleres Todesfallrisiko pro Jahr und pro 10 ⁶ Personen
Rauchen	4000
Autofahren	200
Fliegen	10
Gebäudeeinsturz	0,1
Brückeneinsturz	0,0001

Unabhängig von der Größe des akzeptierten Risikos besteht die Vorgehensweise bei der Beurteilung der "Sicherheit" eines bestehenden Tragwerks immer darin, nachzuweisen, dass die Einwirkungen E auf die Konstruktion kleiner oder gleich den Widerständen R sind.

$$E \leq R \quad (2.2)$$

R ist eine Funktion von Zufallsvariablen, wie z.B. Materialeigenschaften und geometrischen Größen, die anhand eines analytischen Modells den Tragwerkswiderstand beschreiben. E ist die Summe der ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf das Tragwerk, die wiederum Funktionen von Zufallsvariablen sind. Bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke ist daher die Bestimmung der Zufallsvariablen auf Widerstands- und Einwirkungsseite von Bedeutung. Zusätzlich muss nachgewiesen werden, dass bestimmte Anforderungen an die Zuverlässigkeit der Konstruktion erfüllt werden. Dies kann entweder mit Hilfe probabilistischer Verfahren unter Berücksichtigung der Verteilung der Zufallsvariablen oder vereinfacht mit deterministischen Methoden erfolgen.

2.1.1 Probabilistische Betrachtung der Tragwerkszuverlässigkeit

Die Grenzzustandsfunktion G stellt die Differenz aus Widerstand R und Beanspruchung E des Tragwerks dar und ist gegeben durch

$$G = R - E \quad (2.3)$$

Wie im Kapitel 3 näher erläutert wird, ist die Versagenswahrscheinlichkeit die Wahrscheinlichkeit, dass G kleiner als Null wird und mit dem Zuverlässigkeitsindex β gekoppelt, der ein weiteres Maß für die Sicherheit einer Konstruktion darstellt. Der Zuverlässigkeitsindex ist mit dem Bemessungspunkt x^* der betrachteten Zufallsvariablen verknüpft, der den wahrscheinlichsten Versagenspunkt darstellt. Vereinfacht ist x^* gegeben durch

$$x^* = \mu_x - \alpha_x \cdot \beta \cdot \sigma_x \quad (2.4)$$

wobei μ_x der Mittelwert und σ_x die Standardabweichung der Zufallsvariable, α_x der Wichtungsfaktor der Zufallsvariablen am Bemessungspunkt und β der Zuverlässigkeitsindex ist. Die Wichtungsfaktoren spiegeln die Bedeutung der einzelnen Zufallsvariablen der Grenzzustandsfunktion wider und geben den relativen Beitrag einer Zufallsvariablen zum Zuverlässigkeitsindex an (sh. Abschnitt 3.2.1).

Der Bemessungspunkt und die Wichtungsfaktoren sind für die Kalibrierung der im Folgenden beschriebenen deterministischen Methoden von großer Bedeutung, da sie die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte entscheidend beeinflussen.

2.1.2 Deterministische Betrachtung der Tragwerkszuverlässigkeit

Die maßgebende Grenzzustandsfunktion ist für die probabilistische und die deterministische Berechnung gleich, Unterschiede bestehen jedoch in der Darstellung der Basisvariablen. Bei einer deterministischen Berechnung werden die Variablen der Grenzzustandsfunktion durch charakteristische Werte und entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte beschrieben und so der Bemessungswert ermittelt. Dieser stellt somit die Verknüpfung zwischen probabilistischer und deterministischer Berechnung dar. Der Zusammenhang zwischen Bemessungswert, Teilsicherheitsbeiwert und charakteristischem Wert ist über folgenden Ausdruck gegeben:

$$x^* = \gamma_x \cdot x_k \quad (2.5)$$

x^* ist dabei der Bemessungswert, γ_x der Teilsicherheitsbeiwert und x_k der charakteristische Wert der Basisvariablen x . In deterministischer Schreibweise kann die Grenzzustandsfunktion demnach wie folgt ausgedrückt werden:

$$E_d = E_k(\gamma_G \cdot G_m, \gamma_Q \cdot Q_k) \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (2.6)$$

E_d ist der Bemessungswert der Einwirkung, γ_G der Teilsicherheitsbeiwert der ständigen und γ_Q der veränderlichen Einwirkungen, G_m der Mittelwert der ständigen Einwirkungen, Q_k der charakteristische Wert der veränderlichen Einwirkungen und R_k der charakteristische Wert des Widerstands. Die Teilsicherheitsbeiwerte der europäischen Normen sind größtenteils anhand probabilistischer Verfahren auf eine bestimmte Versagenswahrscheinlichkeit hin kalibriert, weshalb der deterministische Nachweis oft auch als "semi-probabilistisch" bezeichnet wird. Ein Teilsicherheitsbeiwert kann in Abhängigkeit vom Bemessungspunkt folgendermaßen berechnet werden:

$$\gamma_x = \frac{\mu_x - \alpha_x \cdot \beta \cdot \sigma_x}{x_k} \quad (2.7)$$

Somit ist der Teilsicherheitsbeiwert von der Bedeutung der Variable in der Grenzzustandsfunktion, gegeben durch den Wichtungsfaktor, und dem Zuverlässigkeitsindex abhängig. Mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte werden die Berechnungen vereinfacht, da die Grenzzustandsfunktion ohne Berücksichtigung der Verteilung der einzelnen Basisvariablen relativ einfach ausgewertet werden. Der semi-probabilistische Ansatz entspricht dem Niveau der heutigen Normen, Aussagen über die Versagenswahrscheinlichkeit sind auf diese Weise jedoch nicht möglich.

2.2 Normative Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Tragwerken

Die Versagenswahrscheinlichkeiten, auf denen die Nachweise der Normen beruhen und auf die somit die Teilsicherheitsbeiwerte kalibriert sind, werden in den Hintergrunddokumenten der entsprechenden Normen ("Codes for Codewriters") zusammengefasst. Die in Österreich relevanten Normen sind in diesem Zusammenhang die ÖNorm B 4040 (1989) oder die ÖNorm EN 1990 (2003). In diesen Normen werden die Anforderungen an die Zuverlässigkeit in Abhängigkeit von den Folgen, die ein Versagen nach sich zieht, und somit von der Konsequenz eines Versagens definiert. Diese Normen geben Mindestwerte für die Zuverlässigkeit von Bauwerken an, die nicht nur von neu entworfenen, sondern auch von bestehenden Bauwerken eingehalten werden sollten. Dies sollte bei der Beurteilung bestehender Bauten berücksichtigt werden.

2.2.1 Anforderungen gemäß ÖNorm B4040 (1989)

Das in der ÖNorm B 4040 (1989) "Allgemeine Grundsätze für die Zuverlässigkeit von Tragwerken" enthaltene Zuverlässigkeitskonzept ermöglicht eine Abgleichung auf ein Maß, das dem Sicherheitsniveau der derzeit geltenden ÖNormen entspricht. Es wird gefordert, dass ein Bauwerk während der Herstellung und der beabsichtigten bzw. zu erwartenden Nutzungsdauer tragsicher und – abgesehen von außergewöhnlichen Einwirkungen – auch gebrauchstauglich ist.

2.2.1.1 Sicherheitsklassen

Das Sicherheitsbedürfnis ist bei den unterschiedlichen Arten von Bauwerken verschieden hoch, wobei die Möglichkeit und der Umfang von Personenschäden maßgeblich Einfluss darauf haben. Aufgrund des unterschiedlichen Sicherheitsbedürfnisses werden die Bauwerke in Sicherheitsklassen eingeteilt. Die Sicherheitsklassen berücksichtigen sowohl das Sicherheitsbedürfnis der Öffentlichkeit als auch wirtschaftliche Gesichtspunkte, wobei eine Gefahr für Leben und Gesundheit im Zusammenhang mit der Bedeutung der baulichen Anlage natürlich im Vordergrund steht. Die Definition der einzelnen Klassen ist in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

Tabelle 2.2. Sicherheitsklassen gemäß ÖNorm B 4040

Sicherheits- klasse	Mögliche Folgen von Gefährdungen, die vorwiegend die Tragsicherheit betreffen
SK 1	Keine Gefährdung von Menschenleben; geringe wirtschaftliche Folgen
SK 2	Gefährdung von Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen
SK 3	Gefährdung vieler Menschenleben und/oder schwerwiegende wirtschaftliche Folgen, große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit

Entsprechend den möglichen Risiken ist bei den einzelnen Klassen ein unterschiedlicher Gesamtaufwand bei Maßnahmen zur Abwendung der Folgen von Gefährdungen erforderlich. Vereinfachend können alle tragenden Bauteile einer Anlage einer Klasse zugeordnet werden. Für die Mehrzahl der baulichen Anlagen oder Bauteile - so auch für Brückentragwerke - ist Sicherheitsklasse 2 maßgebend. Quantifiziert wird die Zuverlässigkeit einer Konstruktion über den Zuverlässigkeitsindex β . Dieser ist somit gemäß ÖNorm B4040 (1989) ein Maß für die Sicherheit. Für die einzelnen Sicherheitsklassen sind erforderliche Werte für den Zuverlässigkeitsindex β und die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit p_f angegeben (Tabelle 2.3). Diese Werte dienen als Maße für eine gewünschte Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit und wurden unter Einbeziehung der Erfahrungen an ausgeführten baulichen Anlagen, die auch bisher allgemeinen Sicherheitsanforderungen und den Forderungen nach Wirtschaftlichkeit genügten, festgelegt. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gibt die ÖNorm B4040 keine Werte für den Zuverlässigkeitsindex β vor.

Tabelle 2.3. Zuverlässigkeitsindex β und rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit p_f für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bezugszeitraum: 1 Jahr)

	SK 3	SK 2	SK 1				
β	5,2	4,7	4,2	4,0	3,0	2,5	2,0
p_f	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	$3,2 \cdot 10^{-5}$	10^{-3}	$5 \cdot 10^{-3}$	10^{-2}

Für die Sicherheitsklasse 2, welche für die Beurteilung von Brückentragwerken maßgebend ist, wird somit ein Zuverlässigkeitsindex von

$$\beta = 4,7 \quad (2.8)$$

oder eine rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit von

$$p_f \approx 10^{-6} \quad (2.9)$$

gefordert.

2.2.1.2 Grenzzustände

Die Bestimmung der Zuverlässigkeit eines Bauwerks erfordert die Untersuchung des Übergangs von sicherem zu unsicherem Strukturverhalten, wobei dieser Übergang vom sicheren Funktionieren zum Versagen einer Struktur als Grenzzustand bezeichnet wird. Der Grenzzustand ist eine Funktion der zufallsverteilten Größen eines Problems, die durch Zufallsvariablen modelliert werden. In der ÖNorm B4040 wird der Begriff "Grenzzustand" als Zustand, bei dem ein Bauwerk (Tragwerk, Bauteil) seine

Funktionsfähigkeit verliert, definiert. Funktionsfähig ist ein Tragwerk, wenn es die Bedingungen der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit erfüllt. Die Grenzzustände sind materialunabhängig definiert. Für einen Teil der zu untersuchenden Grenzzustände finden sich die entsprechenden rechnerischen Nachweise in der jeweiligen Materialnorm, z.B. ÖNorm B4700 (2001) für Stahlbetonkonstruktionen. Zusätzlich gibt die Materialnorm auch Hinweise auf konstruktive Regeln, die zur Einhaltung der anderen Grenzzustände gemäß ÖNorm B4040 (1989) dienen, wie z.B. Mindestbetondeckungen gegen den Verlust der Beständigkeit (Tabelle 2.4).

Tabelle 2.4. Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖNorm B4040 (1989) und entsprechender Nachweis gemäß ÖNorm B4700 (2001)

<i>Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖNorm B4040 (1989)</i>	<i>entspricht Nachweis der Tragsicherheit gemäß ÖNorm B4700 (2001)</i>
<i>Verlust des Gleichgewichtes des gesamten Bauwerks oder von dessen Einzelteilen</i>	
Standsicherheit	--
Instabilität (Biegedrillknicken, Knicken, Beulen)	Stabilitätsversagen
Bildung eines Versagensmechanismus des Gesamttragwerks (Gesamtkollaps) oder von Tragwerksteilen (Teilkollaps)	--
<i>Bruch kritischer Querschnitte</i>	
statischer Bruch	Biegung mit Längskraft Querkraft und/oder Torsion Durchstanzen
Verlust der Beständigkeit (z.B. durch Korrosion)	Mindestbetondeckung
Baustoffermüdung ("Ermüdungsbruch")	--
<i>Kritische Formänderungen</i>	--

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gibt die ÖNorm B4040 (1989) zahlreiche Beispiele an, die in der ÖNorm B4700 durch entsprechende Nachweise Berücksichtigung finden (Tabelle 2.5).

Tabelle 2.5. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemäß ÖNorm B4040 (1989) und entsprechender Nachweis gemäß ÖNorm B4700 (2001)

<i>Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Beispiele) gemäß ÖNorm B4040 (1989)</i>	<i>entspricht Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gemäß ÖNorm B4700 (2001)</i>
zu große Verformungen (Beeinflussung der Funktionsfähigkeit)	Begrenzung der Durchbiegung
erhebliche Rissbildung	Beschränkung der Rissbreite
Schwingungsanfälligkeit	--
Verlust der Beständigkeit (z.B. aufgrund des Nichtvorhandenseins der Wasserundurchlässigkeit und/oder Frostbeständigkeit)	--
visuelle Beeinträchtigung (z.B. Wahrnehmbarkeit einer Deformation)	--

2.2.2 Anforderungen gemäß ÖNorm EN 1990 (2003)

Im Anhang B der ÖNorm EN 1990 (2003) "Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung" werden zum Zweck der Differenzierung der Zuverlässigkeit Schadensfolgeklassen (Consequence Classes *CC*) in Abhängigkeit der Auswirkungen des Versagens oder der Funktionsbeeinträchtigung eines Tragwerks definiert (Tabelle 2.6).

Tabelle 2.6. Klassen für Schadensfolgen nach ÖNorm EN 1990 (2003)

<i>Schadensfolgeklasse</i>	<i>Merkmale</i>	<i>Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken</i>
<i>CC 3</i>	Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen
<i>CC 2</i>	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen sowie Brücken
<i>CC 1</i>	Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr

Die Zuverlässigkeitsanforderungen sind dabei auf die einzelnen Teile eines Bauwerks bezogen. In Abhängigkeit von den Schadensfolgeklassen *CC 1*, *CC 2* und *CC 3* werden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit weiters drei Zuverlässigkeitsklassen (Reliability Classes *RC*) definiert (Tabelle 2.7), wobei die Schadensfolgeklasse *CC 3* der Zuverlässigkeitsklasse *RC 3* etc. entspricht. Die Bemessung neuer Tragwerke nach ÖNorm EN 1990 (2003) führt unter Verwendung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte in der Regel zu einem Tragwerk mit einer Mindestzuverlässigkeit von $\beta \geq 4,7$ für einen Bezugszeitraum von einem Jahr bzw. von $\beta \geq 3,8$ für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren. Die zugeordnete Versagenswahrscheinlichkeit entspricht jedoch für beide Bezugszeiträume $p_f = 10^{-6}$, somit ist die Zuverlässigkeit der Konstruktion für beide Bezugszeiträume gleich hoch. Da es sich bei den meisten Brücken um Bauwerke handelt, deren Versagen mittlere Folgen für Menschenleben bzw. beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen nach sich zieht, sind Brückentragwerke generell der Schadensfolgeklasse *CC 2* bzw. der Zuverlässigkeitsklasse *RC 2* zuzuordnen. Somit entsprechen die geforderten Werte für die Zuverlässigkeit mit einem Mindestwert von $\beta = 4,7$ jenen der ÖNorm B4040.

Tabelle 2.7. Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖNorm EN 1990 (2003)

<i>Zuverlässigkeitsklasse</i>	<i>Mindestwert für β (Bezugszeitraum: 1 Jahr)</i>	<i>Mindestwert für β (Bezugszeitraum: 50 Jahre)</i>
<i>RC 3</i>	5,2	4,3
<i>RC 2</i>	4,7	3,8
<i>RC 1</i>	4,2	3,3

2.2.2.1 Grenzzustände

Auch in der ÖNorm EN 1990 (2003) werden Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unterschieden, wobei sich die Definitionen aber ein wenig von jenen der ÖNorm B 4040 unterscheiden. Als Grenzzustände der Tragfähigkeit werden Grenzzustände bezeichnet, welche die Sicherheit von Personen und/oder die Sicherheit des Tragwerks betreffen. Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind Grenzzustände, welche die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen, das Wohlbefinden der Nutzer oder das Erscheinungsbild des Bauwerks betreffen.

2.3 Folgerungen für die weiteren Untersuchungen

Wie in den vorhergehenden Abschnitten beschrieben, gelten die geforderten Werte für die Zuverlässigkeit für den Entwurf neuer Tragwerke. Werden die Konstruktionen entsprechend den semi-probabilistischen Entwurfsnormen unter Berücksichtigung der maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerte bemessen, so weisen diese die in Abschnitt 2.2 gegebenen Mindestzuverlässigkeiten auf.

Wenn es jedoch möglich ist, die jährliche rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit p_f oder den entsprechenden Zuverlässigkeitsindex β zu berechnen, dann kann entsprechend den Bestimmungen der ÖNorm B 4040 (1989) in Abhängigkeit von der Sicherheitsklasse bzw. der ÖNorm EN 1990 (2003) in Abhängigkeit von der Zuverlässigkeitsklasse ebenso ermittelt werden, ob eine bestehende Brücke die Anforderungen an die Zuverlässigkeit erfüllt oder nicht. Ziel der Berechnung der Zuverlässigkeit ist, sicherzustellen, dass die Grenzzustände der Tragfähigkeit in einem vorgegebenen Bezugszeitraum mit hinreichender Wahrscheinlichkeit nicht erreicht werden.

Dadurch, dass in Österreich die entsprechenden Wahrscheinlichkeiten und Zuverlässigkeitsniveaus klar in der ÖN B4040 (1989) bzw. künftig in der ÖNorm EN 1990 (2003) definiert sind, können die Ergebnisse einer Zuverlässigkeitsanalyse an einer bestehenden Brücke - Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Zuverlässigkeitsindex β - eindeutig zugeordnet werden. Weiters kann bestimmt werden, ob die Brücke tatsächlich dem Zuverlässigkeitsniveau der Norm entspricht oder nicht.

In den folgenden Kapiteln wird lediglich auf die Beurteilung der Tragfähigkeit und die Berechnung der Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit eingegangen. Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden nicht untersucht, da aus diesen keine Gefahr für die Öffentlichkeit resultiert und somit das akzeptierte Risiko nicht oder nur schwer abschätzbar ist. Weiters ist das Vorhandensein eines analytischen Modells zur Beschreibung des Tragverhaltens der Struktur Voraussetzung für die Anwendung probabilistischer Verfahren. Im Gegensatz zum Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit, wie z.B. Beschränkung der Rissbreiten, in erster Linie durch konstruktive Maßnahmen, wie die richtige Wahl der Stababstände und Stabdurchmesser erreicht. Die normativen Festlegungen basieren dabei hauptsächlich auf Erfahrungswerten und nicht auf empirischen Modellen. Ein weiterer Grund, warum Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit nicht weiter untersucht werden, liegt darin, dass es in Österreich im Gegensatz zu den Anforderungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine normgemäßen Mindestwerte für die Zuverlässigkeit gibt. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden die Mindestanforderungen meist durch zulässige Abweichungen und nicht durch Mindestwerte der Zuverlässigkeit definiert.

Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von Konstruktionen können Zuverlässigkeitsanalysen ebenfalls angewendet werden, indem die Zuverlässigkeit der Konstruktion zu verschiedenen Zeitpunkten bestimmt wird. Dabei können Parameter, welche die Dauerhaftigkeit des Tragwerks beeinflussen, wie z.B. Betondeckung, Karbonatisierung und Chloridgehalt des Betons, entsprechend berücksichtigt werden. Dies zeigt auch das Beispiel im Kapitel 7.3, in dem die zeitliche Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Brücke unter Berücksichtigung des Chloridgehalts und der Karbonatisierung des Betons untersucht wird.

In der ÖNorm EN 1990 (2003) sind entsprechende Regelungen für die Anwendung probabilistischer Methoden als Alternative zu deterministischen Verfahren zur Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte enthalten. Viele andere europäische Länder verfügen bereits über zusätzliche Regelungen in ihren Normenwerken und Richtlinien, die den Einsatz solcher Methoden auch für die Beurteilung bestehender Bauwerke gestatten (NKB, 1978 & 1987; Swedish National Road Administration, 1998; Danish Road Directorate, 1996). In diesen Dokumenten wird in Übereinstimmung mit den in den Ländern maßgebenden Zuverlässigkeitsniveaus beschrieben, wie eine probabilistische Beurteilung eines bestehenden Bauwerks durchgeführt werden kann. Weiters werden auch Hinweise für die Modellierung der streuenden Variablen auf der Last- und der Widerstandsseite sowie der Modellunsicherheiten gegeben. Aus rechtlichen Gründen wären entsprechende Hinweise auch in den ÖNormen wünschenswert.

KAPITEL 3

**VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DER
ZUVERLÄSSIGKEIT VON TRAGWERKEN**

3.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschnitt 2.1 erwähnt, wird die Zuverlässigkeit einer Konstruktion unter statischen Lasten durch das Verhältnis zwischen der Größe der Beanspruchung E und der Größe der Beanspruchbarkeit R bestimmt. Ein Versagen tritt ein, wenn $R < E$ ist. Der Begriff "Versagen" im Sinne der Zuverlässigkeitstheorie kann gleichsam den Verlust der Tragfähigkeit wie auch der Gebrauchstauglichkeit oder das Überschreiten jeder anderen Grenzzustandsbedingung (z.B. im Bezug auf Dauerhaftigkeit oder Wirtschaftlichkeit), also auch einen anderen Grenzzustand als das Versagen im klassischen bautechnischen Sinne, bezeichnen.

Im Gegensatz zur Sicherheit, einem qualitativen Begriff, der sich in erster Linie auf das Risiko von Personenschäden bezieht, ist die Zuverlässigkeit eine quantifizierbare Größe. Im bautechnischen Sinne ist Zuverlässigkeit die Eigenschaft eines Tragwerks, unter definierten Bedingungen eine bestimmte Funktion über einen festgelegten Zeitraum mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit zu erfüllen (Schneider, 1996). Der überwiegende Teil (ca. 75 %) von Versagensfällen im Bauwesen ist auf menschliche Fehlleistungen zurückzuführen (Matousek & Schneider, 1976). Diese sind zwar auch in hohem Maße zufällig, ihnen kann aber nicht durch verschärfte Bemessungsvorschriften und Nachweise, sondern nur durch entsprechende Maßnahmen zur Qualitätssicherung begegnet werden. Aus diesem Grund sind menschliche Fehler und Unterlassungen aus der klassischen Zuverlässigkeitstheorie ausgeklammert.

Die Quantifizierung der Zuverlässigkeit erfolgt über die Berechnung ihres Komplements, der Versagenswahrscheinlichkeit p_f (Bild 3.1). Gesucht ist in diesem Zusammenhang die Wahrscheinlichkeit, dass der Widerstand R kleiner als ein bestimmter Wert x ist.

$$P(R < x) = F_R(x) \quad (3.1)$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass $E = x$ ist, ergibt sich als Wert der Verteilungsdichte von E bei x

$$P(E = x) = f_E(x) \quad (3.2)$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass beide Bedingungen gelten, ergibt sich aus den Axiomen der Wahrscheinlichkeitsrechnung nach Kolmogoroff [$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B)$]. Da x grundsätzlich jeden

Wert zwischen $-\infty$ und $+\infty$ annehmen kann, muss zwischen diesen beiden Grenzen über alle x integriert werden. Somit ist

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_E(x) \cdot F_R(x) dx \quad (3.3)$$

Dies ist gleichbedeutend mit

$$p_f = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_E(x) \cdot f_R(x) dx \quad (3.4)$$

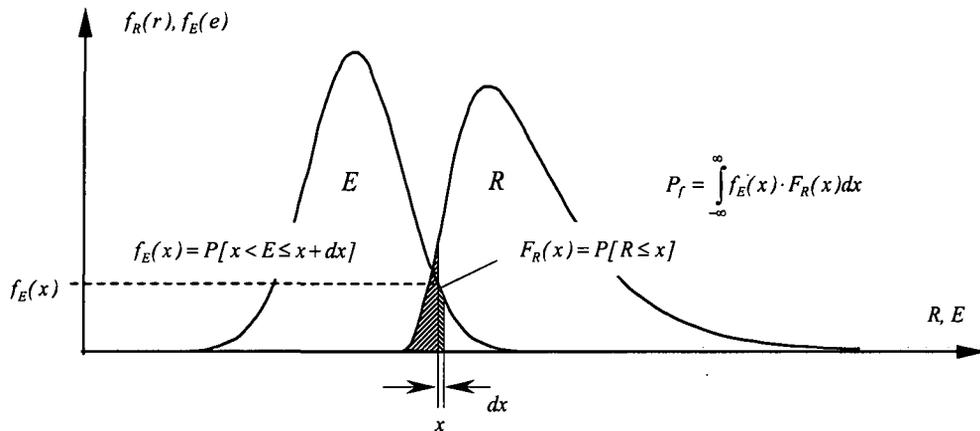


Bild 3.1. Definition der Versagenswahrscheinlichkeit

Dieses Faltungsintegral ist nur in einfachen Fällen geschlossen lösbar und kann auch als Integral über den Versagensbereich D_f , das ist der Wertebereich der Zufallsvariablen, für den Versagen auftritt, ausgedrückt werden.

$$p_f = \int_{D_f} f_X(x) dx \quad (3.5)$$

$f_X(x)$ ist dabei die Verbunddichtefunktion des Vektors der Zufallsvariablen X und x ist eine Realisation von X . Der Versagensbereich D_f ist durch die Gleichung

$$g(\mathbf{X}) = 0 \quad (3.6)$$

definiert, welche die Grenze zwischen Versagensbereich und sicherem Bereich darstellt und daher als Grenzzustandsgleichung bezeichnet wird. In diesem Zusammenhang ist das Versagensereignis durch

$$g(\mathbf{X}) \leq 0 \quad (3.7)$$

definiert. Als sicher bezeichnet man eine Tragwerksreaktion, wenn

$$g(\mathbf{X}) > 0 \quad (3.8)$$

gilt. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Bauwerk oder Bauteil einen durch eine Funktion mathematisch beschreibbaren maßgebenden Grenzzustand und im vorhinein bekannten Versagensmechanismus besitzt. Mit dem Einfluss mehrerer gekoppelter Versagensmechanismen auf die Zuverlässigkeit beschäftigt sich das Gebiet der Systemzuverlässigkeit (Melchers, 1999), das hier nicht näher behandelt wird.

Prinzipiell kann das Faltungsintegral mit Hilfe eines der folgenden Verfahren bzw. auch durch deren Kombination ausgewertet werden:

- Analytische Verfahren
- Direkte Integration

- Näherungsverfahren
- Simulationsverfahren

Analytische Verfahren sind meist nur auf sehr einfache Probleme, bei denen die Anzahl der Zufallsvariablen der Grenzzustandsfunktion auf zwei reduziert werden kann, anwendbar und daher zur Lösung komplexerer Strukturen und praktischer Ingenieuraufgaben nicht brauchbar. Ähnliches gilt auch für die direkte Integration, wobei der Grund für die eingeschränkte Anwendbarkeit in der zumeist sehr unregelmäßigen Form des Integrationsgebietes D_f und des mit zunehmender Anzahl an Zufallsvariablen des Vektors X stark steigenden Rechenaufwands für die Integration liegt.

Die bisher genannten Verfahren lösen die wahrscheinlichkeitstheoretischen Probleme, indem sie diese in Probleme der Analysis überführen und dafür strenge oder angenäherte Lösungen angeben. Das ist der klassische Weg der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Simulationsverfahren hingegen lösen wahrscheinlichkeitstheoretische Probleme mit statistischen Mitteln. Darüber hinaus gibt es noch Methoden, welche die Versagenswahrscheinlichkeit anhand von Näherungsverfahren ermitteln.

Im Folgenden werden die zur Lösung baupraktischer Probleme gebräuchlichsten Näherungs- und Simulationsverfahren beschrieben und deren Vor- und Nachteile diskutiert. Ein Großteil der beschriebenen Verfahren ist bereits in entsprechender Standard-Software (z.B. VaP, Proban etc.) implementiert, welche zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit herangezogen werden kann. Detaillierte Informationen zu den beschriebenen Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und zur Bestimmung der Zuverlässigkeit von Bauteilen und Systemen finden sich u.a in Ditlevsen & Madsen (1996), Melchers (1999), Schuëller (1986) oder Spaethe (1992).

3.2 Näherungsverfahren

Näherungsverfahren sind Verfahren, bei denen die Grenzzustandsfunktion durch eine approximierte Funktion ersetzt wird, was die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f in geschlossener Form erlaubt oder zumindest den Rechenaufwand reduziert. Im einfachsten Fall beschränkt man sich in der Berechnung auf statistische Momente 1. und 2. Ordnung sowie eine Linearisierung der Grenzzustandsfunktion, weshalb diese Verfahren auch als First-Order-Second-Moment (FOSM) Verfahren bezeichnet werden (Spaethe, 1992; Melchers, 1999). Als Beispiele hierfür können die Verfahren nach Basler/Cornell bzw. Hasofer und Lind genannt werden.

Eine Erweiterung der FOSM-Verfahren stellen die Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 1. bzw. 2. Ordnung dar. Sie basieren auf einer Taylorreihenentwicklung der Grenzzustandsfunktion um einen Punkt, der bezüglich der Zuverlässigkeitsberechnung besondere Eigenschaften aufweist. Je nachdem, ob die Taylorreihe nach dem ersten oder zweiten Term abgebrochen wird, spricht man von Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 1. bzw. 2. Ordnung (First Order Reliability Method FORM bzw. Second Order Reliability Method SORM). Vor allem die Verfahren 1. Ordnung werden häufig angewendet. Als Verfahren zur Kalibrierung der Bemessungswerte fanden diese auch Eingang in die ÖNorm EN 1990 (2003).

3.2.1 Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 1. Ordnung

Das Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (First Order Reliability Method FORM) basiert auf der Transformation der nicht normalverteilten Zufallsvariablen der Grenzzustandsfunktion X in den Standardnormalraum und somit in standard-normalverteilte, statistisch unabhängige Variablen Y .

$$Y = T(X) \tag{3.9}$$

Somit ergibt sich für die Grenzzustandsfunktion der folgende Zusammenhang:

$$g(X) = g(T^{-1}(Y)) = G(Y) \tag{3.10}$$

$g(\mathbf{X})$ und $G(\mathbf{Y})$ bezeichnen die Grenzzustandsfunktionen im Originalraum bzw. im Standardnormalraum. Sofern die bedingten Verteilungen direkt verfügbar oder einfach berechenbar sind, kann die Transformation von nicht-normalverteilten Zufallsvariablen über die Rosenblatt-Transformation erfolgen (Rosenblatt, 1952). Liegen lediglich Informationen zu den Randverteilungen und der Korrelation der Zufallsvariablen X_i vor, so kann eine Transformation in den Standard-Normalraum über die Nataf-Transformation durchgeführt werden (Nataf, 1962).

Sind die Zufallsvariablen des Vektors \mathbf{X} unabhängig und nicht normalverteilt, können die zugehörigen standard-normalverteilten Zufallsvariablen Y_i über

$$Y_i = \Phi^{-1}[F_{X_i}(X_i)] \quad (3.11)$$

bestimmt werden, wobei Φ die Verteilungsfunktion der n -dimensionalen Standard-Normalverteilung bezeichnet.

Nach der Transformation in den Standard-Normalraum wird eine Taylorreihenentwicklung der ebenfalls transformierten Grenzzustandsfunktion (Gl. 3.10) um den Punkt y^* , den sog. Bemessungspunkt, durchgeführt. Somit wird die Grenzzustandsfläche durch eine Tangentialebene, i.a. eine Hyperfläche, in diesem Punkt ersetzt (Bild 3.2).

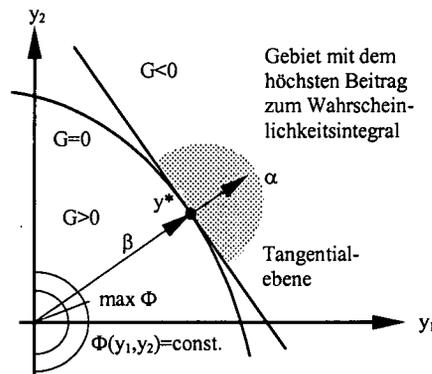


Bild 3.2. Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 1. Ordnung mit zwei Zufallsvariablen

y^* stellt jenen Punkt auf der Funktion mit der höchsten Eintretenswahrscheinlichkeit dar (Freudenthal, 1956). Punkte im Versagensbereich in der Umgebung des Bemessungspunkts leisten somit den größten Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit. Die Ermittlung der Lage von y^* erfolgt in der Regel über Optimierungsverfahren, z.B. Shinozuka, 1983. Für standard-normalverteilte und log-normalverteilte Zufallsvariablen besitzt y^* die minimale Entfernung zum Koordinatenursprung, wobei dieser Abstand als Zuverlässigkeitsindex β bezeichnet wird. Dieser Wert ist über die Beziehung

$$\beta = \sqrt{y^{*T} y^*} \quad (3.12)$$

definiert (Freudenthal, 1956). Um die Bedeutung der einzelnen Zufallsvariablen für die Zuverlässigkeit beurteilen zu können, wird ein in das Versagensgebiet gerichteter Einheitsnormalenvektor α eingeführt, der als Wichtungsfaktor bezeichnet wird.

$$\alpha = \frac{1}{\beta} y^{*T} = - \frac{\nabla G(y)}{|\nabla G(y)|} \Big|_{y=y^*} \quad (3.13)$$

Die Wichtungsfaktoren α sind bei der Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte von Bedeutung (sh. Abschnitt 2.1.1). Variablen, die einen positiven Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben und diese somit erhöhen, besitzen negative α_i -Werte.

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f ergibt sich über

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (3.14)$$

Gl. 3.14 liefert ein exaktes Ergebnis, falls die Grenzzustandsfunktion $G(y) = 0$ linear ist. Somit ist die über Gl. 3.14 ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit zumeist eine Näherung, wobei genaue Angaben über die Güte einer solchen Approximation oder eine Abschätzung des durch die Approximation der Grenzzustandsfläche gemachten Fehlers nicht möglich sind (Neuenhofer, 1993; Brenner, 1995). Für im Standard-Normalraum hochgradig nichtlineare Grenzzustandsfunktionen $G(y)$ ergibt sich ein eher schlechter Näherungswert.

Zahlreiche Erfahrungen (JCSS, 2001; Enevoldsen, 1999&2001; Enevoldsen & Eichinger, 2001; Casas et al., 2001; Frangopol, D.M., 1999) haben jedoch gezeigt, dass die Anwendung von FORM für die meisten praktischen Anwendungen im konstruktiven Ingenieurbau, die ja durch sehr kleine Versagenswahrscheinlichkeiten gekennzeichnet sind, Ergebnisse mit entsprechender Genauigkeit liefern.

3.2.2 Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 2. Ordnung

Bei Anwendung der Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie 2. Ordnung (Second Order Reliability Method *SORM*) wird die Grenzzustandsfunktion im Bemessungspunkt durch eine Fläche zweiter Ordnung ersetzt. Die Verfahren 2. Ordnung werden hauptsächlich dann verwendet, wenn die Grenzzustandsfunktion stark gekrümmt ist. Zusätzlich ermöglicht ein Vergleich mit den Ergebnissen, die bei einer Zuverlässigkeitsberechnung 2. Ordnung erhalten werden, eine Abschätzung des Fehlers der *FORM*-Berechnung.

Für die Approximation der Grenzzustandsfläche im Punkt y^* werden hauptsächlich Paraboloiden verwendet (Melchers, 1999), wobei eine Entscheidung darüber getroffen werden muss, inwieweit die Näherung auch in Bereichen, die vom Bemessungspunkt weiter entfernt sind, Gültigkeit besitzt. In Bild 3.3 ist der Zusammenhang zwischen einer linearen Approximation der Grenzzustandsfunktion (*FORM*) und einer parabolischen Näherung (*SORM*) dargestellt.

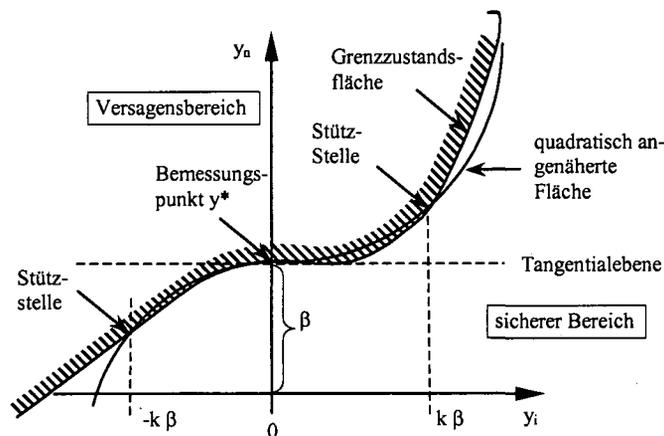


Bild 3.3. Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 2. Ordnung

Theoretisch ist die Festlegung einer Stützstelle entlang der Koordinatenachse y_i ausreichend, wie jedoch in Bild 3.3 dargestellt, verbessert die Wahl zweier Punkte mit etwa gleichem Abstand vom Koordinatenursprung die Anpassung des Paraboloids an die Grenzzustandsfläche.

3.2.3 Antwortflächenverfahren

Die Näherungsverfahren 1. und 2. Ordnung setzen voraus, dass die Grenzzustandsfunktion $g(X)$ explizit formuliert werden kann. Dies ist jedoch nicht immer möglich. Für den Fall das $g(X)$ nicht explizit dargestellt werden kann, ist es mittels wiederholter Berechnung der Strukturantwort möglich, Punkte auf der Grenzzustandsfläche zu bestimmen. Dazu werden die Werte der Zufallsvariablen X inkrementell oder iterativ in geeigneter Weise verändert. Zur Berechnung der Strukturantwort kann jedes

beliebige Berechnungsverfahren herangezogen werden. Deshalb kommt die Antwortflächenmethode (Response Surface Method) auch häufig im Zusammenhang mit der Stochastischen Finiten Elemente Methode (sh. Abschnitt 3.4) zum Einsatz.

Die berechneten Punkte auf der Grenzzustandsfläche werden mittels einer Interpolationsfunktion zur Approximation der Grenzzustandsfläche verwendet. Sehr häufig wird für die Approximationsfunktion $\bar{g}(X)$ ein vollständiges Polynom 2. Ordnung verwendet. Diese Approximationsfunktion stellt allerdings nicht die tatsächliche Systemantwort dar, sondern trennt lediglich den sicheren vom Versagensbereich (Bild 3.4). Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ersetzt $\bar{g}(X)$ die tatsächliche Grenzzustandsfunktion.

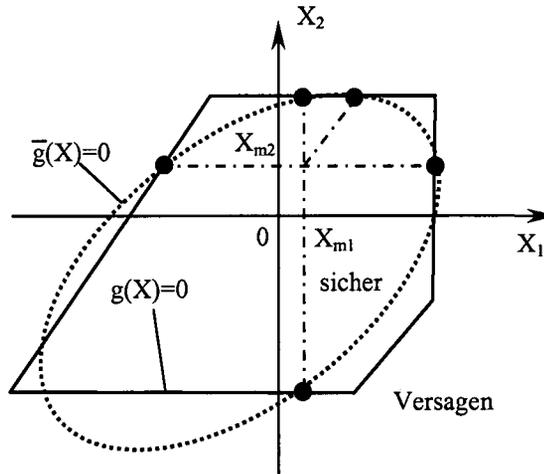


Bild 3.4. Antwortflächenverfahren für zwei Zufallsvariablen

Das Antwortflächenverfahren ist besonders für größere und komplexere Strukturen geeignet. Bezüglich der Berechnung der Grenzzustandspunkte bestehen keinerlei Einschränkungen, weshalb diese mit beliebiger Genauigkeit bestimmt werden können. Antwortflächen eignen sich besonders gut in Kombination mit den Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitsberechnung 1. Ordnung (FORM), im Falle der Anwendung von Simulationsverfahren sind, wie im Folgenden beschrieben, Antwortflächen zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit auch bei nicht explizit darstellbarer Grenzzustandsfunktion nicht erforderlich.

3.3 Simulationsverfahren

Im Gegensatz zu den Näherungsverfahren, die wahrscheinlichkeitstheoretische Probleme in Probleme der Analysis überführen und dafür strenge oder angenäherte Lösungen angeben, ermöglichen Simulationsverfahren die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f über wiederholte Einzelberechnungen. Man unterscheidet dabei im Wesentlichen die direkte Monte-Carlo-Simulation von den sogenannten varianzmindernden Simulationsverfahren.

3.3.1 Direkte Monte-Carlo-Simulation

Mit der sogenannten Monte-Carlo-Simulation können wahrscheinlichkeitstheoretische Probleme mit statistischen Mitteln durch Erzeugung und Auswertung einer geeigneten Stichprobe gelöst werden (Spaethe, 1992, Schneider, 1996). Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f erfolgt mit Hilfe der Indikatorfunktion

$$I(g(x)) = \begin{cases} 1 & \text{falls } g(x) \leq 0 \\ 0 & \text{falls } g(x) > 0 \end{cases} \tag{3.15}$$

$g(x)$ beschreibt die Systemantwort (1...Versagen, 0...kein Versagen) als Funktion einer Realisation x des Zufallsvektors X und damit das Integrationsgebiet. Somit ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit p_f zu

$$p_f = P[g(x) \leq 0] = \int_{-\infty}^{+\infty} I(g(x)) \cdot f_X(x) dx \quad (3.16)$$

Dies entspricht dem Erwartungswert

$$p_f = E[I(g(x))] \quad (3.17)$$

Somit ergibt sich für n Stichproben ein erwartungstreuer Schätzer des Erwartungswerts der Versagenswahrscheinlichkeit zu

$$\hat{p}_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I(g(x_i)) \quad (3.18)$$

und dessen Varianz zu (Rubinstein, 1981)

$$\sigma_{\hat{p}_f}^2 = \frac{\hat{p}_f - \hat{p}_f^2}{n} \quad (3.19)$$

Der Schätzer aus der Monte-Carlo-Simulation nähert sich für $N \rightarrow \infty$ dem genauen Wert der Versagenswahrscheinlichkeit p_f . Für baupraktische Probleme liegt die Versagenswahrscheinlichkeit für Grenzzustände der Tragfähigkeit in der Regel im Bereich um 10^{-6} und darunter. Daher ist für eine hohe Konfidenz ein kleiner Variationskoeffizient von p_f und damit verbunden eine sehr hohe Anzahl an Simulationen N erforderlich, wobei diese nach Broding et al. (1964) für ein gegebenes Vertrauensintervall C wie folgt ermittelt werden kann:

$$N > \frac{-\ln(1-C)}{p_f} \quad (3.20)$$

Für eine Versagenswahrscheinlichkeit von 10^{-6} ergibt sich somit für ein Konfidenzintervall von 95% gemäß Glg. 3.20 eine notwendige Anzahl an Simulationen von ca. 3 Mio. und damit verbunden ein hoher numerischer Aufwand. Um die notwendige Anzahl an Simulationen zu reduzieren, kam es daher zur Entwicklung sogenannter varianzmindernder Simulationsverfahren. Stichproben werden dabei nur auf den wichtigsten Bereich, das ist jener der den größten Teil zur Versagenswahrscheinlichkeit beiträgt, konzentriert.

3.3.2 Varianzmindernde Simulationsverfahren

Neben den im Folgenden beschriebenen Verfahren existiert noch eine ganze Reihe weiterer Möglichkeiten die Versagenswahrscheinlichkeit mittels Simulationsmethoden zu bestimmen. Dazu gehören Directional Sampling (Ditlevsen et al., 1988), Importance Directional Sampling (Bjerager, 1988), Adaptive Importance Directional Sampling (Kijawatworawet, 1991) bzw. die Methode der Antithetic Variates (Schuëller et al., 1989). All diese gelangen aber wegen ihrer fehlenden Genauigkeit, der erforderlichen Rechenzeit oder anderer Nachteile bei Zuverlässigkeitsanalyse von Bauwerken meist nicht zur Anwendung (Brenner, 1995).

3.3.2.1 Importance Sampling

Importance Sampling ist das bekannteste varianzmindernde Simulationsverfahren. Dabei wird die mit Hilfe einer gewichteten Monte-Carlo-Simulation erzeugte Stichprobe auf den "wichtigsten" Bereich der Funktion, der den größten Teil zur Versagenswahrscheinlichkeit beiträgt, konzentriert. Bei geeigneter Wahl der Gewichtungsfunktion (Importance Sampling Dichtefunktion) kann die Varianz gegen-

über direkter Monte-Carlo-Simulation bei gleicher Anzahl an Simulationen deutlich reduziert werden kann (Melchers, 1999). Die ideale Gewichtungsfunktion ist nur im Versagensgebiet definiert und gegeben durch

$$h_{y_{op}}(x) = \begin{cases} p_f^{-1} f_X(x) & \forall \{X | g(x) \leq 0\} \\ 0 & \forall \{X | g(x) > 0\} \end{cases} \quad (3.21)$$

In der Praxis kann die ideale Gewichtungsfunktion jedoch nicht bestimmt werden, da diese von der Versagenswahrscheinlichkeit abhängt und p_f daher im voraus bekannt sein müsste. Deshalb wird die Gewichtungsfunktion für die meisten praktischen Anwendungen durch eine multivariate Normalverteilung mit Mittelpunkt am Bemessungspunkt oder durch eine Funktion mit ähnlicher Form wie die originale Dichtefunktion $f_X(x)$ beschrieben (Brenner, 1995).

Die ursprüngliche Dichtefunktion $f_X(x)$ des Zufallsvektors X wird mit der Funktion $h_Y(x)$ gewichtet, wodurch sich im Vergleich zur direkten Monte-Carlo-Funktion (Glg. 3.18) die Versagenswahrscheinlichkeit p_f zu

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} I(g(x)) \cdot \frac{f_X(x)}{h_Y(x)} h_Y(x) dx \quad (3.22)$$

ergibt. x stellt dabei eine Realisation des Zufallsvektors X bzw. Y dar. Das Integral aus Glg. 3.22 entspricht dem Erwartungswert bezüglich der Funktion $h_Y(x)$:

$$p_f = E \left[I(g(x)) \cdot \frac{f_X(x)}{h_Y(x)} \right] \quad (3.23)$$

Mit einer geeigneten Gewichtungsfunktion $h_Y(x)$ erhält man durch N Simulationen einzelner Stichproben x_i einen erwartungstreuen statistischen Schätzer für die Versagenswahrscheinlichkeit

$$\hat{p}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{f_X(x_i)}{h_Y(x_i)} I(g(x_i)) \quad (3.24)$$

Im Falle der Verwendung einer idealen Gewichtungsfunktion wäre die Varianz der Versagenswahrscheinlichkeit Null, ansonsten ergibt sich eine statistischer Schätzer der Varianz der Versagenswahrscheinlichkeit aus

$$\sigma_{\hat{p}_f}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{f_X(x_i)}{h_Y(x_i)} I(g(x_i)) \right)^2 - \hat{p}_f^2 \quad (3.25)$$

Schwierigkeiten bei der Anwendung von Importance Sampling können sich beim Auffinden des richtigen Bemessungspunktes ergeben, wenn statt dessen ein lokales Minimum gefunden wird, wobei dieses Problem bei wenigen Zufallsvariablen durch Verwendung verschiedener Startwerte bei der Bestimmung des Bemessungspunktes gelöst werden kann. Bei sehr vielen Zufallsvariablen ist dies jedoch aufgrund der erforderlichen Rechenzeit eher nicht möglich.

3.3.2.2 Adaptive Sampling

Beim Adaptive Sampling (Bucher, 1988) ist im Vergleich zum Importance Sampling die Bestimmung des Bemessungspunktes über Optimierungsverfahren nicht mehr notwendig. Über eine erste direkte Monte-Carlo-Simulation mit relativ hoher Varianz wird versucht, Informationen über das Versagensgebiet zu erhalten, mit Hilfe derer die Importance Sampling Funktion $h_Y(x)$ so bestimmt wird, dass

$$E_{h_Y(x)}[X] = E_{f_X(x)}[X | g(x) \leq 0] \quad (3.26)$$

$$E_{h_Y(x)}[XX^T] = E_{f_X(x)}[XX^T | g(x) \leq 0] \quad (3.27)$$

Für den ersten Simulationslauf wird als Gewichtungsfunktion oft eine multivariate Normalverteilung verwendet, da diese über die statistischen Momente 2. Ordnung eindeutig definiert ist. Für die folgenden Simulationsläufe wird die Gewichtungsfunktion aus dem jeweils vorhergehenden Lauf angepasst, wobei sich für die meisten Probleme die Varianz des statistischen Schätzers der Versagenswahrscheinlichkeit \hat{p}_f mit jedem Simulationslauf verringert.

Adaptive Sampling ist besonders zur Lösung von Zuverlässigkeitsproblemen mit nicht differenzierbarer Grenzzustandsfunktion geeignet. Dies sind vor allem Probleme mit mehreren Versagensmodi oder mit aufgrund numerischer Ungenauigkeiten verrauschten Grenzzustandsfunktionen. Die Zahl der benötigten Simulationen ist meist höher als bei Importance Sampling, sodass vor allem in Verbindung mit der Methode der Stochastischen Finiten Elemente bei größeren Strukturen Probleme im Bezug auf die Rechenzeit auftreten können (Brenner, 1995).

3.3.2.3 Stratified Sampling

Stratified Sampling basiert auf der Unterteilung des gesamten Simulationsgebiets in disjunkte Teilgebiete D_i mit $i = 1, \dots, m$ (Schuëller & Stix, 1987). Anstatt wie beim Importance Sampling eine optimale Funktion zu wählen, werden mehr Stichproben in jenen Teilgebieten generiert, die als wichtig für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit erachtet werden. Um wichtige Gebiete auch tatsächlich identifizieren zu können, ist a-priori-Wissen über die Grenzzustandsfunktion erforderlich.

Ein statistischer Schätzer der Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich durch:

$$\hat{p}_f = \sum_{i=1}^m \left(p_{ki} \frac{1}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} I(g(x_j) \leq 0) \right) \quad (3.28)$$

p_{ki} stellt dabei die Wahrscheinlichkeit des Teilgebiets D_i und N_i die Anzahl der Simulationen im Teilgebiet D_i dar. $I(g(x_j))$ ist die Indikatorfunktion gemäß Glg. 3.15. Laut Schuëller & Stix (1987) ist Stratified Sampling dann effizient, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit nur von einer oder sehr wenigen Zufallsvariablen beeinflusst wird.

3.3.2.4 Latin Hypercube Sampling

Oftmals ist es bei der Lösung praktischer Probleme schwierig, jene Teilgebiete D_i , die den größten Teil zur Versagenswahrscheinlichkeit beitragen, schon im voraus zu kennen und nur aus diesem Bereich eine Stichprobe zu erzeugen. Latin Hypercube Sampling (McKay et al., 1979) ist ein Verfahren, das garantiert, dass der gesamte Bereich jeder Zufallsvariablen durch Stichproben abgedeckt ist. Bei gleicher Stichprobenanzahl ist Latin Hypercube Sampling daher im Allgemeinen effizienter als Stratified Sampling.

Die Verteilungsfunktion jeder Zufallsvariablen wird dazu in N Intervalle gleicher Wahrscheinlichkeit unterteilt. Die Mittelpunkte dieser Intervalle werden zur Erzeugung der Stichprobe verwendet, indem die Reihenfolge der Intervalle aller n_r Zufallsvariablen zufällig permutiert wird. Dabei entspricht die Anzahl der Intervalle der Anzahl der Simulationen. Somit erhält man einen statistischen Schätzer der Versagenswahrscheinlichkeit durch

$$\hat{p}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N N^{n_r} p_{ki} I(g(x_j) \leq 0) \quad (3.29)$$

p_{ki} ist dabei die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit des Teilgebiets D_i und $I(g(x_j))$ die Indikatorfunktion gemäß Glg. 3.15.

Bei diesem Verfahren ist es zusätzlich möglich, die statistische Korrelation der Zufallsvariablen zu berücksichtigen (Novák et al., 1998; Vořechovský & Novák, 2003). Dazu wird eine stochastische Optimierungsmethode (Simulated Annealing) verwendet, mit deren Hilfe die Zufallsvariablen so einge-

richtet werden, dass die resultierende Korrelationsmatrix so nahe wie möglich an der vom Benutzer definierten Zielkorrelationsmatrix liegt.

Zahlreiche Erfahrungen (Bergmeister et al., 2002; Pukl et al., 2002; Teplý et al., 2003) zeigen, dass Latin Hypercube Sampling in Kombination mit Simulated Annealing zur Lösung von Zuverlässigkeitsproblemen im konstruktiven Ingenieurbau herangezogen werden kann und zufriedenstellende Ergebnisse liefert.

3.4 Stochastische Finite Elemente Methode

Im Wesentlichen besteht eine Stochastische Finite Elemente Analyse, wie in Bild 3.5 dargestellt, aus vier Teilen. Ausgehend von der realen Tragstruktur werden Basisvariablen definiert und das Systemverhalten modelliert. Dies ist die Grundlage für die Diskretisierung des Zufallsfeldes und eine Reduktion der Anzahl der Zufallsvariablen entsprechend deren Wichtigkeit. Zur anschließenden Bestimmung des Grenzzustandspunkts wird das Stochastische Finite Elemente System unter Verwendung zufällig gewählter Realisationen der einzelnen Variablen kombiniert mit einem Suchalgorithmus wiederholt gelöst. Über das Antwortflächenverfahren (sh. Abschnitt 3.2.3) kann schließlich unter Verwendung der wichtigsten Zufallsvariablen eine Zuverlässigkeitsanalyse durchgeführt und die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet werden (Eichinger, 2000).

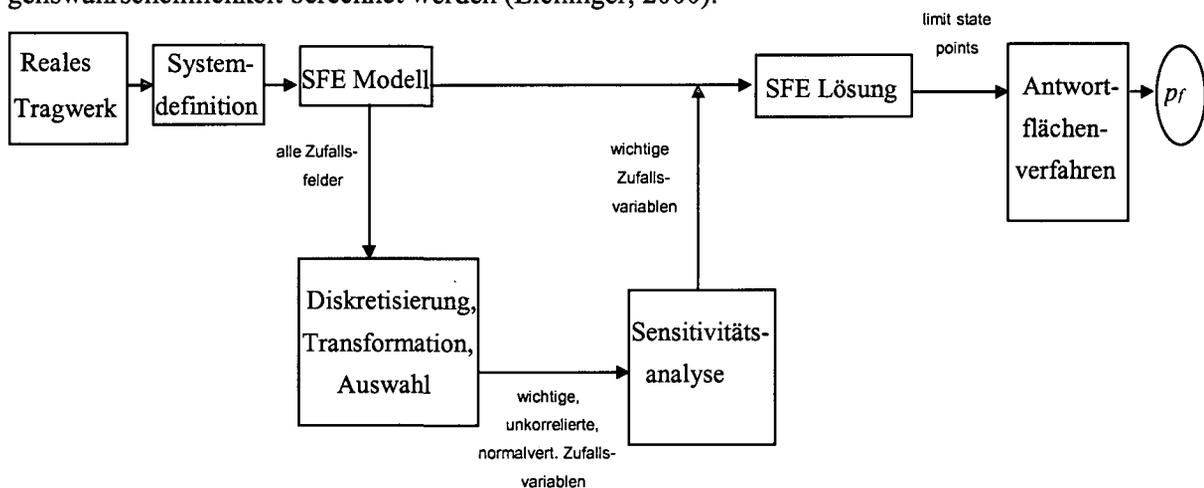


Bild 3.5. Beurteilung der Zuverlässigkeit mit Hilfe der Stochastischen Finite Elemente Methode

Sowohl für die Darstellung der Zufallsfunktionen als auch für die Lösung des SFE-Gleichungssystems, aber auch für die Diskretisierung von Zufallsfeldern kommen häufig Reihenentwicklungen zum Einsatz. Generell stellt die Modellierung der Zufallsfelder einen sehr wichtigen Teil der Stochastischen Finite Elemente Analyse dar.

Zufallsfelder $X(s)$ beschreiben die zufällig streuenden Struktureigenschaften, wie z.B. Materialfestigkeiten, wobei s ein Vektor ist, der einen bestimmten Punkt innerhalb des Feldes definiert (Bild 3.6). Da die stochastische Finite Elemente Methode ein diskretes Verfahren ist, müssen diese kontinuierlichen Zufallsfelder durch diskrete Zufallsvariablen dargestellt werden.

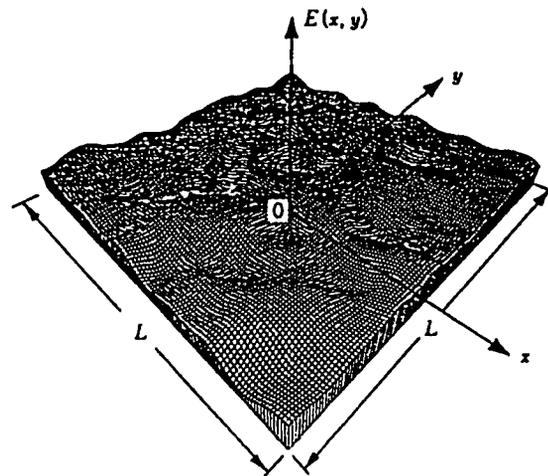


Bild 3.6. Zweidimensionales Zufallsfeld zur Beschreibung einer Platte mit zufallsverteiltem Elastizitätsmodul (Hisada & Nakagiri, 1985)

In den meisten Fällen bilden Gauss'sche Zufallsfelder die Grundlage für die Berechnung. Diese lassen sich vollständig durch die Mittelwertfunktion sowie Korrelations- und Autokorrelationsfunktion abbilden. Für manche Zufallsvariablen, wie z.B. Extremwerte, ist jedoch die Darstellung durch ein Gauss'sches Zufallsfeld nicht geeignet. Daher müssen andere Verfahren zur Beschreibung des Zufallsfeldes herangezogen werden, z.B. das sogenannte Nataf-Verfahren (Grigoriu, 1984). Mit diesem Verfahren kann die Verbunddichte der einzelnen Zufallsvariablen aufbauend auf deren Verteilungsdichten und Kovarianzen beschrieben werden. Die ursprünglichen Variablen werden dabei in normal verteilte, d.h. Gauss'sche Variable transformiert.

Im Falle der deterministischen Finiten Elemente Berechnung werden kontinuierliche Funktionen durch einen finiten, d.h. begrenzten Satz von Knotenparametern beschrieben. Die stochastische Finite Elemente Methode beruht ebenso wie die "klassische" Finite Elemente Methode auf der Diskretisierung von Spannungs- und Dehnungsfeldern. Daher ist auch bei der Anwendung der meisten Stochastischen Finite Elemente Methoden - mit Ausnahme der Methode der gewichteten Integrale - die Darstellung der stochastischen Zufallsfelder durch diskrete Zufallsvektoren notwendig. Zusätzlich dazu müssen bei Anwendung der Stochastischen Finite Elemente Methode auch die Zufallsfelder, welche die Systemeigenschaften beschreiben, diskretisiert werden. Dadurch ergeben sich zwei Netze mit Maschenweiten, die nicht unbedingt identisch sein müssen.

In diesem Zusammenhang liegt der größte Nachteil der meisten Methoden, die derzeit verwendet werden, bei der Diskretisierung des Zufallsfeldes in Finite Elemente darin, dass die Genauigkeit der Lösung sehr stark von der Größe des gewählten Netzes abhängt ("Mesh Size Problem"), d.h., dass die statistischen Eigenschaften der Zufallsvariablen von der Größe des gewählten Elementnetzes abhängen (Brenner, 1995). Die Diskretisierung des Zufallsfeldes beeinflusst jedoch in hohem Mass die Qualität der Ergebnisse und wird einerseits von der Korrelationslänge, die das Abklingverhalten des Einflusses einer Zufallsvariablen innerhalb des Feldes auf eine andere bestimmt, und der minimalen Elementgröße des FE Netzes beeinflusst. Diese beiden Parameter geben somit einen oberen und unteren Grenzwert für die bei der Diskretisierung des Zufallsfeldes notwendige Elementgröße an. Die Korrelationslänge δ ist ein Mass für die Schwankungen innerhalb des Zufallsfeldes und muss daher kurz genug sein, um die wichtigsten Eigenschaften des Feldes zu erfassen. Mit der Korrelationslänge wird der notwendige Abstand zwischen zwei benachbarten Punkten im Zufallsfeld beschrieben, um deren Autokorrelationsfunktion auf e^{-1} zu reduzieren. Neben einer Verlängerung der Rechenzeit führt ein sehr feines FE Netz vor allem zu sehr stark korrelierten Variablen. Diese starke Korrelation kann in Fällen, wo eine Transformation der Variablen in den Standard-Normalraum notwendig ist, zu numerischen Problemen führen, weil die Korrelationsmatrix annähernd singular wird. Liu & Der Kiureghian (1986) empfehlen daher, die Netzweite zwischen $1/2$ und $1/4$ der Korrelationslänge zu wählen.

Die wichtigsten Verfahren zur Diskretisierung von Zufallsfeldern sind einerseits die sogenannten Punktdiskretisierungsverfahren, wie z.B. die Mittelpunkts-, Knotenpunkts- oder Integrationspunktverfahren, andererseits die Methode der örtlichen Durchschnittsbildung, die Interpolationsmethode sowie eine Reihe von Diskretisierungsverfahren, die auf Reihendarstellungen aufbauen (Brenner, 1995). Die wesentlichen Unterschiede zwischen den einzelnen Verfahren liegen in der Genauigkeit der Abbildung des Zufallsfelds und der computertechnischen Anwendbarkeit. Während einige der erwähnten Methoden das Zufallsfeld nur grob abbilden, liefern andere zwar ein besseres Ergebnis, eignen sich aber nicht für die Implementierung in ein Computerprogramm.

Anschließend an die Diskretisierung der Zufallsfelder kann das Stochastische Finite Elemente System gelöst werden. Zur Lösung der Gleichungen und zur Auswertung der Antwortflächen existiert eine Reihe von Verfahren, wie z.B. die Methode der gewichteten Integrale oder semi-analytische Verfahren, wie die Taylorreihenentwicklung (Brenner, 1995). Anschließend daran kann mittels des Antwortflächenverfahrens, wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben, die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden.

KAPITEL 4

PRAXISGERECHTE VERFAHREN ZUR BEURTEILUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT BESTEHENDER BRÜCKEN

4.1 Allgemeines

Die derzeit übliche Vorgehensweise zur Beurteilung der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke basiert auf den einschlägigen Normen und Richtlinien, die in den jeweiligen Ländern zur Beurteilung von Bauwerken herangezogen werden, oder den Bestimmungen der jeweiligen Eurocodes. In Österreich handelt es sich dabei um Regelwerke für den Entwurf neuer Bauwerke. In den meisten Fällen beruhen die Normen auf semi-probabilistischen Ansätzen mit Teilsicherheitsbeiwerten und sind, was die Anforderungen an die Zuverlässigkeiten, aber auch die Lasten angeht, sehr stark generalisiert, da sie ja für verschiedenste Brückentypen und –geometrien gültig sein müssen. Die Tatsache, dass die Bestimmungen in den Normen teils stark verallgemeinert sind und daher für eine Vielzahl unterschiedlicher Fälle angewendet werden können, ist in vielen Fällen sehr wirtschaftlich, da sich somit sowohl die Lastannahmen als auch die Überlegungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit relativ einfach gestalten. Zudem sind im Falle des Neubaus einer Brücke die zusätzlichen Kosten, die aus einer Generalisierung resultieren, marginal. Anders stellt sich jedoch die Situation für den Fall einer Instandsetzung oder Verstärkung einer bestehenden Brücke dar. Die in den Entwurfsnormen vorgeschriebenen Nachweise können oft nicht mehr erbracht werden, was zum Einsatz teurer Maßnahmen oder sogar dem Abbruch eines Bauwerks führen kann.

Die Vorgehensweise bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke mit Hilfe probabilistischer Methoden beruht auf dem Konzept, dass die untersuchte Brücke nicht alle Nachweise und Forderungen einer Entwurfsnorm erfüllen muss, solange das allgemeine Zuverlässigkeitsniveau, auf dem die Norm beruht, eingehalten wird. Das Ziel des Einsatzes probabilistischer Methoden ist, Kosten für die Sanierung oder Verstärkung eines Bauwerks zu reduzieren oder gänzlich zu vermeiden, ohne jedoch die Zuverlässigkeit oder die Sicherheit einer bestehenden Brücke aufs Spiel zu setzen. Die geforderte Zuverlässigkeit für eine mit Hilfe probabilistischer Methoden beurteilte Brücke ist somit gleich hoch wie für alle nach derzeit gültiger Norm neu entworfenen Bauten. Bei der Berechnung werden sowohl die statistischen Streuungen der Materialeigenschaften der untersuchten Brücke als auch die lokale Verkehrssituation und die daraus resultierenden Verkehrslasten einheitlich berücksichtigt. Somit wird mit Hilfe des vorgestellten Verfahrens eine „Norm“ für eine bestimmte Brücke entworfen.

Weiters wird es erst durch den probabilistischen Ansatz möglich, Informationen aus Brückeninspektionen sowie Materialuntersuchungen, aber auch Verkehrslastmessungen direkt in die Berechnung einfließen zu lassen, ohne dass eine Umrechnung auf normgemäße Werte erfolgen muss. Das Ziel solcher Inspektionen und Untersuchungen ist, detailliertere Informationen über das Verhalten eines Bauwerks zu erhalten und somit die Unsicherheiten und Streuungen zu reduzieren. Ergebnisse dieser Untersuchungen sind zumeist Mittelwerte und Standardabweichung von Variablen auf der Einwirkungs- oder Widerstandsseite, wie. z.B. Mittelwert und Streuung der Betondruckfestigkeit bestimmt an dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen. Diese Ergebnisse können direkt bei der probabilistischen Untersuchung berücksichtigt werden. Im Gegensatz dazu ist es oft unmöglich, derartige Zusatzinformationen in vernünftiger und konsistenter Art und Weise mit den Bestimmungen der Normen, die ja auf Bemessungswerten und Teilsicherheitsbeiwerten beruhen, zu kombinieren.

Ein weiterer Vorteil der probabilistischen Beurteilung ist die Bestimmung des tatsächlichen Zuverlässigkeitsniveaus einer bestimmten Brücke. Bei Verwendung der Norm sind zwar Aussagen über die Tragreserven der Konstruktion durch Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeit mit der Beanspruchung unter Gebrauchslast und eine Klassifizierung in "sicher" bzw. "nicht sicher" möglich. Ob das Zuverlässigkeitsniveau der untersuchten und laut Norm als „sicher“ klassifizierten Brücke aber bei 10^{-6} oder 10^{-15} liegt, kann nicht ermittelt werden. Doch nur eine Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus, auf dem sich das Bauwerk befindet, erlaubt eine Abschätzung der Entwicklung der Zuverlässigkeit über die Zeit. Die zeitliche Entwicklung der Zuverlässigkeit ist eine wichtige Grundlage für ein optimiertes Erhaltungsmanagement, da so ein hinsichtlich des Zusammenspiels zwischen Wirtschaftlichkeit und Sicherheit optimaler Brückenmanagementplan aufgestellt werden kann. So können z.B. Inspektionen sowie Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen entsprechend dem Managementplan zum optimalen Zeitpunkt durchgeführt werden.

4.2 Vorgehensweise bei der probabilistischen Beurteilung einer Brücke

Die in Bild 4.1 dargestellte prinzipielle Vorgehensweise hat sich bei der Beurteilung der Tragfähigkeit und der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke mit Hilfe probabilistischer Methoden bewährt. In einem ersten Schritt werden anhand der geltenden Normen, d.h. auf deterministischem bzw. semiprobabilistischem Weg, kritische Bereiche und Schwachstellen an der zu beurteilenden Brücke identifiziert. Diese Vorgehensweise ist aufgrund wirtschaftlicher Überlegungen sinnvoll, da in der auf die deterministische Beurteilung folgenden probabilistischen Beurteilung nur noch diese Bereiche im Detail untersucht werden müssen. Eine probabilistische Beurteilung wird jedoch nur dann durchgeführt, wenn bei Anwendung der Regeln und Bestimmungen der derzeit geltenden Normen keine ausreichende Tragfähigkeit erreicht werden kann oder entsprechende Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erfüllt werden können. Ansonsten kann eine genauere Untersuchung mit probabilistischen Methoden natürlich entfallen.

Obwohl die probabilistische Beurteilung einer Brücke größere Kosten verursacht als eine rein deterministische Vorgehensweise unter Anwendung der Bestimmungen der entsprechenden Normen, ist die Differenz im Vergleich zu den Kostenersparnissen, die mit Hilfe einer probabilistischen Beurteilung generiert werden können, marginal (Enevoldsen & Eichinger, 2001; Enevoldsen, 2001; Enevoldsen, 2002).

Eine genauere Untersuchung und realitätsnähere Modellierung einer bestehenden Brücke mittels probabilistischer Methoden sollte daher als Möglichkeit in Betracht gezogen werden, bevor ein kostenintensives Verstärkungsprojekt in Angriff genommen wird, das vielleicht hätte vermieden werden können. Eine probabilistische Beurteilung kann in vielen Fällen hilfreich sein, besonders dann, wenn bei einer Brücke Probleme bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit auftreten, die in den entsprechenden Normen konservativ modelliert werden. Falls jedoch auch nach eingehender probabilistischer Analyse nicht nachgewiesen werden kann, dass die Brücke die Anforderungen hinsichtlich des Grenzzustands der Tragfähigkeit erfüllt, kann auch eine notwendige Verstärkungsmaßnahme mit Hilfe probabilistischer Verfahren gewählt werden, was im Normalfall kostengünstigere Ergebnisse liefert als die rein deterministische Betrachtung.

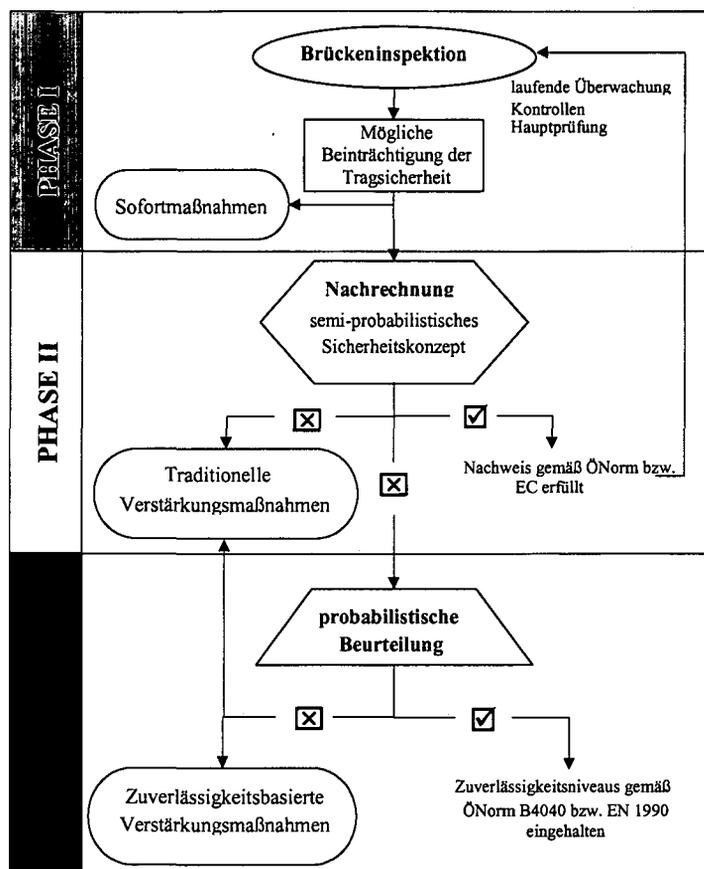


Bild 4.1. Prinzipielle Vorgehensweise bei der Beurteilung von bestehenden Brücken

Nicht alle der in Kapitel 3 beschriebenen Methoden zur Berechnung der Zuverlässigkeit sind für die Lösung baupraktischer Probleme in gleichem Maße geeignet. Im Folgenden werden daher zwei Verfahren zur Berechnung und Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Brücken präsentiert, deren Anwendung für die Lösung praktischer Probleme besonders geeignet ist.

4.2.1 Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Brücke mit *FORM*

In diesem Abschnitt wird die prinzipielle Vorgehensweise bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke mit Hilfe der First Order Reliability Methode *FORM* (sh. Abschnitt 3.2.1) beschrieben, wobei die wichtigsten Arbeitsschritte in Bild 4.2 zusammengefasst sind. Die meiste Arbeitszeit ist in den Schritten 2, 3 und 4 in Bild 4.2 gebunden, wogegen Schritt 5 und auch Teile von Schritt 6 mit Hilfe von Probabilistik Software (z.B. Proban, VaP, etc.) mit relativ geringem Zeitaufwand gelöst werden können (Eichinger & Enevoldsen, 2001; Enevoldsen, 1999).

In einem ersten Schritt erfolgt die Nachrechnung der Brücke mit Hilfe der entsprechenden Normen. So kann der maßgebende Grenzzustand festgestellt werden. Anschließend erfolgt die Modellierung des Grenzzustandes unter Berücksichtigung der streuenden Größen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite sowie der Modellunsicherheiten. Die Streuungen der Variablen ergeben sich, wie bereits erwähnt, aus physikalischen, statistischen und Modellunsicherheiten. Die statistischen Parameter der Verteilung (Mittelwert, Standardabweichung und/oder Variationskoeffizient) erhält man prinzipiell aus Projektunterlagen, Plänen, Statik und Zulassungen. Oft können aber auch Inspektionsergebnisse und Materialuntersuchungen wertvolle Zusatzinformationen liefern und helfen, die Modelle noch realitätsnäher zu gestalten.

Auf der Einwirkungsseite soll bei der Modellierung der Verkehrslasten die lokale Verkehrssituation berücksichtigt werden. Die Grenzzustandsfunktion wird mit Hilfe von *FORM* ausgewertet und die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit p_f oder der Zuverlässigkeitsindex β bestimmt. Die Modellie-

rung der Grenzzustandsfunktion und ihrer Variablen ist auch die Basis für weitere probabilistische Berechnungen, wie z.B. die Anpassung der Zufallsvariablen an Ergebnisse aus Brückeninspektionen und Materialuntersuchungen mittels des Bayes'schen Theorems (Melchers, 1999).

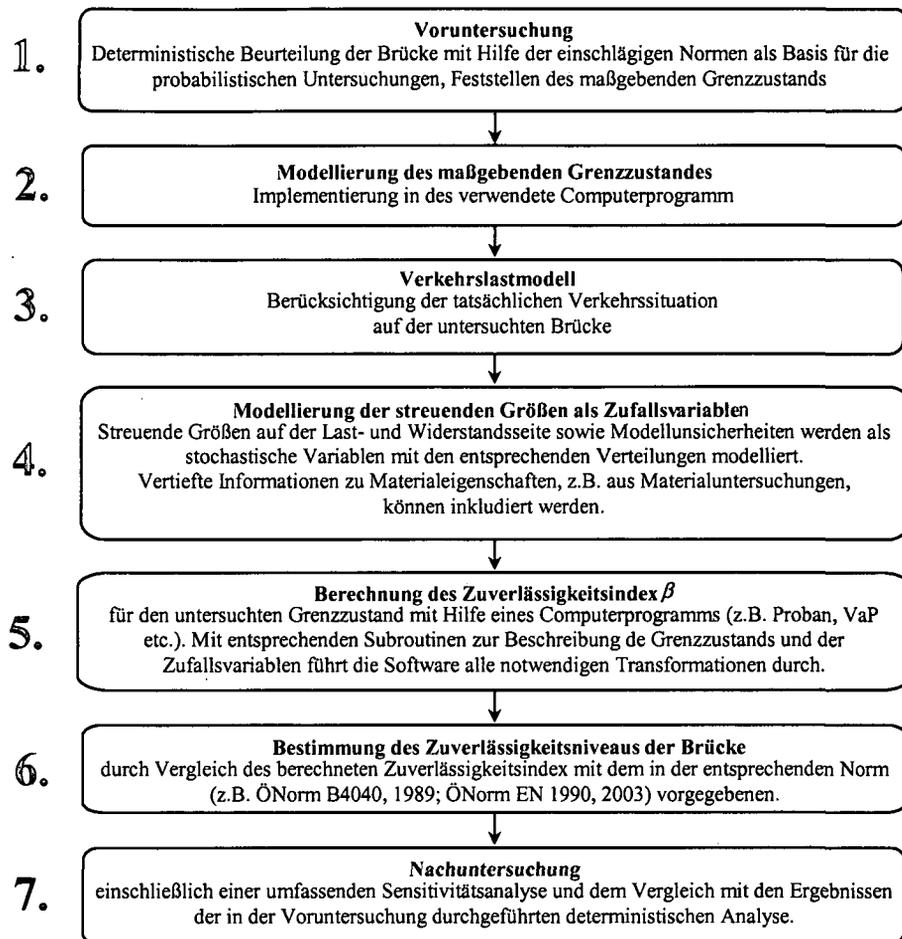


Bild 4.2. Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Brücke mit *FORM* (nach Enevoldsen, 1999)

Die wichtigste Aufgabe bei der Auswertung der Grenzzustandsfunktion und bei der Bestimmung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit liegt jedoch darin, zu zeigen, ob eine bestehende Brücke ein höheres Zuverlässigkeitsniveau besitzt als in den einschlägigen Normen vorgeschrieben (sh. Abschnitt 2.2). Für die meisten Brücken entspricht das normgemäße Zuverlässigkeitsniveau einer Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-6}$. Um die Plausibilität der Ergebnisse zu überprüfen, ist neben dem Vergleich mit der deterministischen Analyse die Nachuntersuchung, welche eine Sensitivitätsanalyse und Parameterstudie einschliesst, ein besonders wichtiger Teil der probabilistischen Beurteilung einer bestehenden Brücke. Anhand der Sensitivitätsanalyse kann ermittelt werden, welche Zufallsvariablen die Zuverlässigkeit am meisten beeinflussen. Die Parameterstudie erlaubt es, den Einfluss einer Änderung des Mittelwerts einer Zufallsvariablen, z.B. eine Verringerung der mittleren Betondruckfestigkeit durch Alterung des Materials, auf die Zuverlässigkeit des Tragwerks zu bestimmen. Durch die Nachuntersuchungen im Anschluss an die probabilistischen Berechnungen kann die Qualität der Ergebnisse garantiert und deren Aussagekraft gesteigert werden.

In Kapitel 7 wird die praktische Vorgehensweise bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke mit *FORM* anhand dreier Beispiele verdeutlicht.

4.2.2 Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Brücke mit *SARA Studio*

Eine interessante Entwicklung auf dem Gebiet der Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Tragwerke stellt das Programm *SARA Studio* (Structural Analysis and Reliability Assessment) dar. Das Programm wurde im Zuge eines gemeinsamen Projekts mit Cervenka Consulting in Prag, dem Institut für Mechanik der Technischen Universität Brunn sowie des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität für Bodenkultur Wien entwickelt und basiert auf dem nichtlinearen Finite Elemente Programm *ATENA* (Červenka et al., 2001). Die Verknüpfung mit dem Probabilistik Programm *FREET* (Novák et al., 2002) ermöglicht eine Stochastische Finite Elemente Analyse der Struktur. Um die Anzahl der Simulationen möglichst gering zu halten und so die Rechenzeit zu verkürzen, verwendet *SARA Studio* Latin Hypercube Sampling, wobei die statistische Korrelation der Zufallsvariablen mit Hilfe von "Simulated Annealing" berücksichtigt werden kann (sh. Abschnitt 3.3.2.4).

Streuende Größen werden als Zufallsvariablen modelliert, wobei diese durch ihre Verteilungsdichte und die zugehörigen statistischen Momente beschrieben werden. In Abhängigkeit von der Verteilungsdichte wird mittels Latin Hypercube Samplings eine geeignete Realisation jeder Zufallsvariablen generiert, welche dann als Eingangsparameter für die nichtlineare Finite Elemente Berechnung mit *ATENA* benutzt werden. Die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung werden gespeichert. Das Latin Hypercube Sampling der Zufallsvariablen und die nichtlineare Finite Elemente Analyse werden insgesamt N mal wiederholt, wobei N die Anzahl der Simulationen ist. Am Ende der Simulationen werden alle Ergebnisse der nichtlinearen Finite Elemente Berechnung statistisch ausgewertet und so die Versagenswahrscheinlichkeit der Struktur bestimmt.

Um die Modellierung der streuenden Größen als Zufallsvariable zu erleichtern, wurde im Rahmen des Projekts zusätzlich eine Datenbank entwickelt (Strauss, 2003). Diese Datenbank enthält Informationen zur Modellierung stochastischer Variablen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite und ist mit *FREET* verknüpft. In der Datenbank können z.B. Informationen zur Modellierung der Betondruckfestigkeit, der Fließgrenze des Bewehrungsstahls und vieles mehr gefunden werden. Es werden Mittelwerte, Standardabweichung bzw. Variationskoeffizienten und passende Verteilungstypen für die einzelnen Variablen angegeben.

Der Ablauf bei der Berechnung und Beurteilung der Zuverlässigkeit mittels *SARA Studio* ist in Bild 4.3 dargestellt. Das Ergebnis der Berechnung ist ebenso wie bei der Beurteilung mit *FORM* (sh. Abschnitt 4.2.1) die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Sicherheitsindex der Brücke. Künftig soll auch ein Modul zur Beschreibung von Degradationsprozessen der Materialien inkludiert werden.

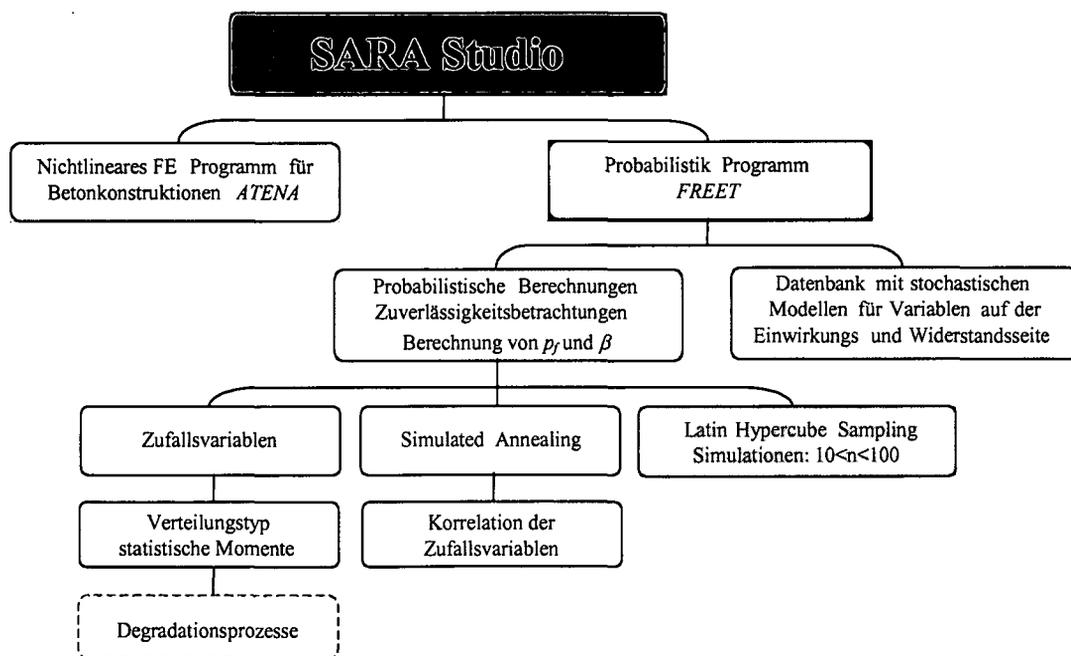


Bild 4.3. Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Brücke mit *SARA Studio*

Ebenso wie bei der Beurteilung mit Hilfe von *FORM* (Abschnitt 4.2.1) sind auch bei den Berechnungen mit *SARA Studio* die Vor- und Nachuntersuchungen des Problems wesentlich für die Qualität der Ergebnisse. Bei den Nachuntersuchungen ist auch in diesem Fall eine Sensitivitätsanalyse von großer Bedeutung, um die Ergebnisse abzusichern und jene Variablen festzustellen, die den größten Einfluss auf die Zuverlässigkeit der Brücke haben.

Um das Vorgehen bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke mit *SARA Studio* zu veranschaulichen, beschäftigt sich das dritte Beispiel in Kapitel 7 mit der Anwendung des Programms bei der Beurteilung einer vorgespannten Segmentbrücke. In diesem Beispiel werden die Ergebnisse einer Zuverlässigkeitsberechnung mit *FORM* mit jenen von *SARA Studio* verglichen.

KAPITEL 5

MODELLIERUNG DER STREUENDEN GRÖSSEN AUF DER WIDERSTANDSSEITE

5.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die wichtigsten Grundlagen zur Modellierung der Zufallsvariablen der Grenzzustandsfunktion beschrieben. Eine Zufallsvariable ist eine Variable, die nicht durch eine andere ausgedrückt werden kann und durch ihre Verteilung mit den entsprechenden Parametern (Mittelwert, Standardabweichung) beschrieben wird. Man unterscheidet zwischen Variablen auf der Widerstands- und auf der Einwirkungsseite. Mit der Modellierung der Zufallsvariablen auf der Widerstandsseite der Grenzzustandsfunktion befasst sich dieses Kapitel, während die Variablen auf der Einwirkungsseite in Kapitel 6 behandelt werden.

Es werden stochastische Modelle für Beton, Bewehrungsstahl, Spannstahl sowie geometrische Größen präsentiert. Zusätzlich wird auf Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite der Grenzzustandsfunktion eingegangen. Für alle erwähnten Zufallsvariablen existiert eine ganze Reihe möglicher stochastischer Modelle, die sich durch ihre Komplexität und die Anzahl der notwendigen Parameter unterscheiden (JCSS, 2001; Strauss, 2003). Für ältere Bauwerke sind die Eingangsparameter oft schwer oder gar nicht zu ermitteln, was die Modelle für den Zweck der Beurteilung einer bestehenden Brücke unbrauchbar macht. Zusätzlich beeinflusst in den meisten Fällen ein genaueres stochastisches Materialmodell die Zuverlässigkeit des Tragwerks nur marginal (Eichinger et al., 2003a; Wenighofer, 2002). Das Hauptaugenmerk bei der Auswahl der in diesem Abschnitt präsentierten Modelle lag daher in deren Praxisgerechtigkeit. Die relativ einfache Anwendbarkeit der Modelle bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke stand im Vordergrund.

Bei älteren Stahl- oder Spannbetonbrücken kommt in vielen Fällen dem Zustand der Bewehrung, im Speziellen der Spannbewehrung, besondere Bedeutung zu. Dies zeigen auch die Ergebnisse der Sensitivitätsanalysen zu den Beispielen in Kapitel 7. Der überwiegende Teil dieses Kapitels beschäftigt sich daher mit der Modellierung der Eigenschaften der Spannstähle. Es werden die Ergebnisse einer Reihe von Untersuchungen an Tragwerken aus Spannbeton präsentiert und Schlussfolgerungen für die Beurteilung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gezogen. Ein großer Vorteil der probabilistischen Beurteilung liegt darin, dass die tatsächlich vorliegenden Eigenschaften der Stähle direkt in der Berechnung berücksichtigt werden können. Zusätzlich kann bei Spannbetonbrücken der korrosionsbedingte Ausfall einzelner Spannkabel und dessen Auswirkung auf die Zuverlässigkeit eines Tragwerks modelliert werden.

Viele Schäden an bestehenden Stahl- und Spannbetonbrücken sind auf die Korrosion der Bewehrung zurückzuführen, weshalb zu Beginn dieses Kapitels kurz auf diese Problematik eingegangen wird.

5.2 Korrosion der Stahleinlagen

Viele Probleme an älteren Massivbrücken stehen im Zusammenhang mit Schäden an den Bewehrungs- und Spannstählen, die durch Korrosion hervorgerufen werden. Darunter versteht man den zersetzenden Abbau eines Werkstoffes, in diesem Fall eines Metalls, unter äußeren Einflüssen an der Oberfläche beginnend. Metalle werden aus natürlichen Metallverbindungen (Erzen), die thermodynamisch energiearm und damit chemisch stabil sind, durch Energiezufuhr bei der Verhüttung gewonnen. Sie befinden sich in einem energiereichen, instabilen Zustand und haben das Bestreben, durch Bildung von Oxiden, Hydroxiden, Sulfaten oder Karbonaten wieder in einen energieärmeren Zustand zurückzukehren. Aus diesem Grund neigt ungeschützter Stahl zur Korrosion und bildet Eisenoxid und -hydroxid (Rost). Bei der Beschreibung des Korrosionsmechanismus kann zwischen dem Einleitungszeitraum und dem Schädigungszeitraum unterschieden werden. Der Einleitungszeitraum umfasst den Zeitabschnitt, in dem die Karbonatisierung bzw. ein kritischer Chloridgehalt noch nicht bis zur Stahloberfläche vorgedrungen ist. Die Stahloberfläche bleibt während dieses Zeitraums passiviert; es findet kein Korrosionsabtrag statt. Im Gegensatz dazu, beginnt der Schädigungszeitraum erst dann, wenn Korrosion tatsächlich möglich ist, d. h. nach Vordringen der Karbonatisierung bis zur Bewehrung bzw. nach Erreichen eines kritischen Chloridgehalts im Beton.

Ein Korrosionsprozess setzt ein, sobald die schützende alkalische Umgebung durch den Zementmörtel nicht mehr vorhanden ist und Feuchtigkeit Zutritt möglich wird. Korrosion ist ein elektrochemischer Prozess der in zwei Teilreaktionen abläuft, welche an der Oberfläche unmittelbar nebeneinander oder örtlich getrennt stattfinden können. Dabei sind Vorgänge an der Anode und der Kathode zu unterscheiden (Bild 5.1).

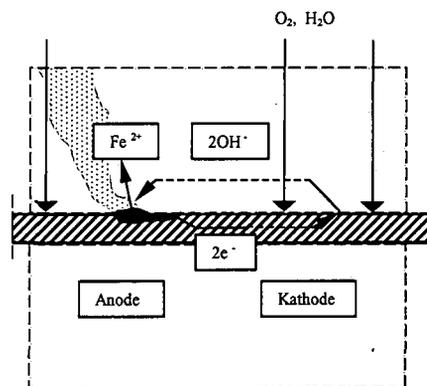


Bild 5.1. Galvanisches Element

Grundsätzlich sind zwei Korrosionsmechanismen möglich (Bild 5.2). Sind die Korrosionsbereiche klein und liegen dicht nebeneinander, spricht man von einer Lokal- oder Mikroelementkorrosion (Eigenkorrosion, Korrosionsmechanismus I), der Fortschritt des Korrosionsmechanismus ist dann in der Regel eher gering. Im Rissbereich korrodiert die depassivierte Oberfläche der Stahleinlage wie ein ungeschützter Stahl, die anodischen und kathodischen Teilbereiche liegen im Bereich des Risses unmittelbar nebeneinander und der benötigte Sauerstoff dringt überwiegend über den Riss ein.

Behindert jedoch eine örtliche Durchfeuchtung den Sauerstoffzutritt oder haben Chloride die Passivierung nur örtlich zerstört, so kommt es zur sogenannten Makroelementkorrosion (Korrosionsmechanismus II). Bei diesem Vorgang wirkt die depassivierende Schicht im Rissbereich anodisch. Die daneben zwischen den Rissen liegende Stahloberfläche wirkt kathodisch, wobei der Sauerstoff im ungerissenen Bereich zur Kathode diffundiert.

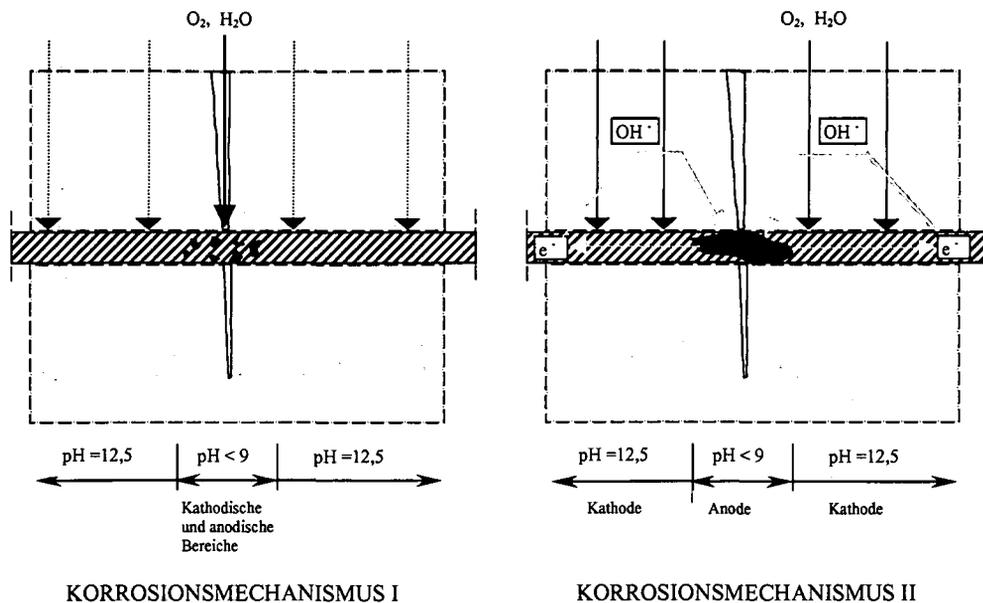


Bild 5.2. Korrosionsmechanismen im Riss

5.2.1 Voraussetzung für Korrosion von Stahl

Um eine Rostbildung zu ermöglichen, sind Feuchtigkeit und Sauerstoff notwendig, wobei mit steigender Temperatur der Korrosionsprozess beschleunigt wird. Im einbetonierten Zustand wird Stahl vom Beton wirksam gegen Korrosion geschützt. Der Korrosionsschutz beruht dabei auf der hohen Alkalität des Porenwassers im Beton, das durch das beim Abbinden und Erhärten von Zement entstandene gelöste Calciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pH-Werte zwischen 12,5 und 13,5 aufweist. Hier bildet sich auf der Stahloberfläche eine stabile Passivschicht aus Eisenhydroxid aus, welche die anodische Eisenauflösung und somit die Korrosion verhindert. Der Passivfilm besteht zwar aus Korrosionsprodukten, jedoch sind die damit einhergehenden Abtragungsraten unter baupraktischen Gesichtspunkten ohne Bedeutung. Der Korrosionsschutz kann durch mechanische Verletzung (Verlust der Betondeckung), Karbonatisierung (Verlust der Alkalität der Porenflüssigkeit) oder zu hohen Chloridgehalt im Beton (Angriff korrosionsfördernder Substanzen) verloren gehen. Karbonatisierung oder Chloride alleine haben jedoch noch nicht zwangsläufig Korrosion zur Folge, da Stahl nur rosten kann, wenn die folgenden vier Bedingungen erfüllt sind:

- Am Stahl muss genügend Wasser als Elektrolyt vorhanden sein. Bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 bis 60 % ist diese Bedingung erfüllt.
- Zwischen den metallisch verbundenen Elektroden muss eine Potentialdifferenz existieren. An der Stahloberfläche ist diese stets vorhanden, z.B. durch Walzhaut und Grundmaterial, zwischen verschiedenen Legierungsbestandteilen, zwischen Gebieten unterschiedlicher Verformungszustände, zufolge der Inhomogenitäten im Beton und durch unterschiedliche Verdichtung.
- An der Anode muss eine ungehinderte Eisenauflösung möglich sein. Dafür ist die Karbonatisierung des Betons die Voraussetzung.
- An die Kathode muss ausreichend Sauerstoff gelangen. Dies ist bei einer unzureichenden Betondeckung oder bei zu großen Rissen im Beton möglich.

Wird Korrosion durch Stoffe in der Umgebung eines Werkstoffes ausgelöst, unterscheidet man zwischen folgenden Korrosionsmitteln (Nürnberger, 1995; Nagelschmidt, 2001):

- Korrosionsmittel physikalischer Art: Wärme, Frost, Temperaturwechsel, Feuchte, Wasserdampf, Schlagregen, Kondenswasser, Wind, Staub, UV-Strahlung

- Korrosionsmittel chemischer Art: Säuren, Laugen, Salzlösungen, Lösemittel, Öle, Fette, organische Verbindungen, Abgase, Rauchgase, Smog
- Korrosionsmittel biologischer Art: Mikroorganismen, Algen, Pilze, Makroorganismen

Bezogen auf die Korrosion der Bewehrung in Stahl- und Spannbetonbrücken stellen wohl neben den Korrosionsmitteln physikalischer Art jene chemischer Art in Form von Tausalzen die größten Probleme für die Dauerhaftigkeit von Brückenbauwerken dar. Um die Stahleinlagen vor diesen Umwelteinflüssen zu schützen, ist ein gut verdichteter Beton, eine ausreichende Betonüberdeckung der Bewehrung und eine Beschränkung der Rissbreiten von enormer Wichtigkeit. Vor allem einer ausreichenden Betonüberdeckung sowie der Rissbreitenbeschränkung wurden jedoch in den Anfängen des Spannbetonbaus relativ wenig Bedeutung beigemessen. In vorgespannten Bauwerken ist der Beton Druckkräften ausgesetzt, welche die aus Eigengewicht, Nutzlasten und Zwängungen hervorgerufenen Zugspannungen weitestgehend überdrücken. In der Frühzeit der Spannbetontechnologie war man daher der Ansicht, dass keine Risse im Beton auftreten. Die Erfahrung zeigte jedoch bald, dass es nur bedingt möglich war, Risse im Beton zu verhindern (König et al., 1986; Leonhardt, 1979).

5.2.1.1 Risse im Beton

In einer Konstruktion aus Stahl- oder Spannbeton entstehen Risse, wenn im Beton die Zugfestigkeit überschritten wird. Risse geringer Breite haben zunächst keine unmittelbaren negativen Auswirkungen auf die Standsicherheit eines Bauwerks, da die Tragsicherheit mit der Annahme nachgewiesen wird, dass der Beton keine oder nur beschränkt Zugkräfte übernehmen kann. Alle Zugkräfte werden demnach der Bewehrung zugeordnet. Folgende Arten von Rissen und deren Ursachen können unterschieden werden (Nürnberg, 1995):

- Spannungsrisse: Überschreiten der Betonzugfestigkeit resultierend aus den Lasten (auch aus der Vorspannung) und behinderter Verformung (Schwinden, Temperaturänderung, Auflagerverschiebung)
- Schrumpfrisse: Oberflächenaustrocknung des verarbeiteten Frischbetons
- Hydratationsrisse: Oberflächenabkühlung des infolge der Hydratation erwärmten Betons
- Korrosionssprengrisse: Volumensvergrößerung der Bewehrung bei Korrosion
- Frostsprengrisse: Volumensvergrößerung des Wassers bei der Änderung des Aggregatzustandes infolge Eisbildung

Bereits kurz nach dem Betonieren kann es infolge des Aushärtvorganges und des Schwindens zur Rissbildung im Frischbeton kommen. Dem kann durch eine geeignete Betonzusammensetzung sowie einer Nachbehandlung entsprechend dem Stand der Technik begegnet werden. Der Beton ist durch die Vorspannung Druckkräften ausgesetzt, welche die aus Eigengewicht, Nutzlasten und Zwängungen hervorgerufenen Zugspannungen weitestgehend überdrücken. Trotzdem ist es jedoch nur bedingt möglich, Risse im Beton zu verhindern. In den Überbauten treten Zugspannungen aus Eigengewicht, Nutzlasten sowie Zwangszuständen (Stützensenkung, ungleichmäßige Erwärmung) auf. Weiters sind für die Rissbildung Zwangs- und Eigenspannungen infolge Hydratationswärme oder verschiedener Schwindmaße von Bauteilen unterschiedlicher Dicke bzw. Alters von Bedeutung. Zusätzlich treten Zwangsschnittgrößen durch Temperaturdifferenzen infolge Sonneneinstrahlung auf. In den teils sehr großen Temperaturunterschieden zwischen Ober- und Unterseite des Überbaus ist eine wesentliche Ursache für die Rissbildung bei Spannbetonbrücken zu sehen. Die auftretenden Zugspannungen wurden in den Anfängen des Spannbetonbaus in der statischen Berechnung jedoch oftmals nicht berücksichtigt.

Überdies stellt die Betonzugfestigkeit eine stark streuende Größe dar, deren zulässige Werte auf Laborergebnissen beruhen. Die tatsächliche Betonzugfestigkeit im Bauwerk hängt vor allem von der Betonzusammensetzung, der Ausführungsqualität sowie möglichen Vorschädigungen ab und nimmt zudem mit der Zeit immer weiter ab. Zusätzlich beeinflussen eine unzureichende Nachbehandlung

oder ungünstige Witterungsverhältnisse die Betonzugfestigkeiten negativ. Zur Vermeidung von Rissen infolge Hydratationswärme müssen in erster Linie alle betontechnologischen Maßnahmen ergriffen werden, da Oberflächenrisse aufgrund ihrer Kerbwirkung Ausgangspunkte für Risse darstellen können.

Bei Rissbreiten von mehr als 0,4 mm ist kein ausreichender Korrosionsschutz der Bewehrung gewährleistet, womit Korrosionsabtrag und damit eine Schwächung der Bewehrung möglich wird. Aus diesem Umstand könnte eine unmittelbare Gefährdung für die Standsicherheit des Bauwerkes entstehen.

Problematischer wirken sich Risse im Bereich der Koppelfugen aus, hier tritt das Problem der Dauerschwingfestigkeit für das Spannkabel in den Vordergrund. Durch die Änderung der Biegemomente infolge Verkehrslast treten große Spannungsschwankungen im Spannstahl auf (Leonhardt, 1979). Während von Spanngliedern auf der freien Strecke zwischen den Koppelankern auch hohe Dauerschwingbeanspruchungen ohne Schaden ertragen werden können, ist im unmittelbaren Bereich des Koppelankers eine deutliche Minderung der Dauerschwingfestigkeit gegeben. Wird diese überschritten, besteht für die Spannstähle die Gefahr eines Ermüdungsbruches.

Für die Korrosion von Stahl sind zusätzlich vor allem der Chloridgehalt sowie die Karbonatisierung von entscheidender Bedeutung. Erst die Karbonatisierung des Betons bis zur Bewehrung ermöglicht, dass es an der Stahloberfläche zu einer Auflösung des Eisens und damit zur Bildung von Rost kommen kann. Wird im Querschnitt der Stahleinlagen eine kritische Chloridionenkonzentration überschritten, besteht jedoch auch im nicht karbonatisierten Beton Korrosionsgefahr. Im folgenden Abschnitt sollen daher der Einfluss von Chloridionen sowie der Karbonatisierung auf den Korrosionsprozess erläutert werden.

5.2.1.2 Chloridgehalt

Die Anwesenheit von Chloriden verbessert die Leitfähigkeit des Elektrolyten, sodass eine bereits laufende Korrosion im karbonatisierten Bereich des Betons erheblich beschleunigt werden kann. Durch Karbonatisierung des Betons wird daher die Korrosionsgefahr zusätzlich erhöht, da gebundenes (unschädliches) Chlorid wieder in Lösung geht. Bei der Chloridkorrosion von Stahl im Beton, bei der Korrosionsmechanismus II maßgebend ist, müssen folgende Voraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein:

- Der Chloridgehalt im Bereich der Bewehrung muss oberhalb eines kritischen Grenzwerts liegen.
- Für den kathodischen Teilprozess muss in ausreichendem Maße Sauerstoff durch die Betondeckung zur Stahloberfläche diffundieren.
- Für den Ionenstrom zwischen Kathode und Anode ist ein ausreichender Feuchtigkeitsgehalt des Betons erforderlich.

Chloride können bereits in den Ausgangsstoffen für die Betonherstellung vorhanden sein, sind aber durch die technischen Vorschriften auf unschädliche Mengen begrenzt. Schädlich sind die Chloride, die infolge des Tausalzeinsatzes während der kalten Jahreszeit von außen in den Beton eindringen.

Das Eindringen des Chlorids in den Beton läuft anders ab als das im Zuge der Karbonatisierung stattfindende Eindringen des gasförmigen Kohlendioxids. Während bei der Karbonatisierung des Betons gut messbare Fronten bzw. Bereiche auftreten, stellen sich bei der Chlorideindringung kontinuierlich abnehmende Konzentrationsverteilungen ein. Eine hohe Dichtigkeit des Betons (W/B-Wert, Verdichtung, Nachbehandlung) wirkt sich jedoch positiv auf den Eindringwiderstand der Chloride aus.

Im Bereich von Dauertauchzonen können die an der Betonoberfläche in der Lösung vorhandenen Chloride durch Diffusion über die Mikroporen in den Beton eindringen. Die Diffusionsgeschwindigkeit ist umso höher, je größer das Konzentrationsgefälle und je niedriger der Diffusionswiderstand des Betons ist. Dies wird durch die Betondichtigkeit (Kapillarporosität) bestimmt, die Chloridkonzentra-

tion im Beton kann dabei nicht größer werden als in der Lösung. Hierbei strebt die Chloridkonzentration bei ausreichend dichtem Betongefüge mit der Zeit einem Endwert zu.

Für Brücken gelten jedoch die Verhältnisse einer Wechselbefeuchtung, hier liegen deutlich ungünstigere Bedingungen vor. Der Transport von Chloridionen im Beton wird dabei maßgebend vom gleichzeitig eindiffundierenden Wasser beeinflusst, wobei den zeitlichen Abständen zwischen den Befeuchtungszyklen große Bedeutung zukommt. Auf Grund der Kapillarwirkung ist die Eindringgeschwindigkeit der Chloride in den Beton hoch, wenn die Lösung auf einen nicht wassergesättigten oder vollständig trockenen Beton einwirkt. Die Eindringgeschwindigkeit ist niedrig, wenn die Lösung auf einen wassergesättigten Beton trifft, da Chloride nicht über den Wassertransport in den Beton gelangen können. Wird der Beton wiederholt mit chloridhaltigen Lösungen befeuchtet und trocknet zwischenzeitlich aus, können nach dem Verdunsten des Wassers Chloridkonzentrationen auftreten, die weit über der Chloridkonzentration der Ausgangslösung liegen.

In Rissen können Chloride wesentlich schneller zur Stahloberfläche vordringen als im ungerissenen Beton. Da Chloridbeaufschlagung immer mit einer Befeuchtung des Bauteils einhergeht, spielen kapillare Saugvorgänge eine wesentliche Rolle, Diffusionsvorgängen in Rissen kommt daher keine Bedeutung zu.

Selbst bei hohen Chloridgehalten müssen jedoch zur Entstehung von Korrosion weitere Voraussetzungen erfüllt sein: der Beton muss ausreichend leitfähig (feucht) und genügend durchlässig für Sauerstoff sein. Die ungünstigsten Korrosionsbedingungen liegen vor, wenn bei undichter und geringer Betondeckung höhere Feuchtigkeitsgehalte eingetragen werden. In dieser Situation kann es im Falle einer Karbonatisierung des Betons auch ohne Chlorideinwirkungen zu Korrosionsschäden kommen. In dichtem Beton und bei normgerechten Betondeckungen ist die Chloridkorrosion selbst im Fall hoher Chloridgehalte an der Bewehrung begrenzt, da der Sauerstoffzutritt behindert wird.

Die Korrosionsgefahr für Stahl- oder Spannbetonbauteile unter Chlorideinwirkung kann demnach zusammenfassend folgendermaßen beurteilt werden. Starke Korrosionserscheinungen treten insbesondere bei Chloridangriff immer dann auf, wenn durch Schwachstellen in der Konstruktion starke Chloridanreicherungen und/oder häufige Durchfeuchtungen einzelner Bauteile auftreten, Betonierfehler vorliegen oder die Qualität der Betondeckung den Mindestanforderungen nicht genügt. Risse im Beton können in allen diesen Fällen Korrosionserscheinungen begünstigen.

Da bei Spannstählen nach einer Depassivierung der Stahloberfläche ein Totalversagen nicht gänzlich ausgeschlossen werden kann, muss für Spannbetonbauteile ein Vordringen der Chloride bis zur Spannstahloberfläche verhindert werden. Dies kann beispielsweise mit Hilfe von dauerhaft dichten Hüllrohren (z.B. aus Kunststoff) oder korrosionsgeschützten Spannstählen erreicht werden.

Da Tausalzeinwirkungen für die Dauerhaftigkeit eine hohe Gefahr bedeuten, sind zusätzliche konstruktive Maßnahmen, d.h. direkte Schutzvorkehrungen erforderlich, um den Zutritt von Tausalzwasser an den Konstruktionsbeton und vor allem an die Spannstähle zu verhindern (einwandfreie Abdichtung und Entwässerung sowie dauerhaft wasserdichte Fahrbahnübergänge). Risse in der Fahrbahnplatte sind daher wegen möglicher Fehlstellen in der Fahrbahnabdichtung und der dort vorliegenden größeren Chloridbeaufschlagung grundsätzlich kritischer zu bewerten als Risse in den Stegen und in der Bodenplatte, wo normalerweise mit Ausnahme von Sprühnebelbereichen über tausalzbehandelten Straßen nicht mit Angriffen durch Tausalzwasser zu rechnen ist. Bei defekter Abdichtung stellen Risse im Beton von Fahrbahnplatten, sofern sie Spannglieder kreuzen, eine ernsthafte Unterbrechung des Korrosionsschutzes dar.

5.2.1.3 *Karbonatisierung*

Das in der Luft enthaltene gasförmige Kohlendioxid CO_2 , kann durch die luftgefüllten Poren des Zementsteins sowie an lokalen Fehlstellen, Nestern und Rissen in den Beton eindiffundieren. Das CO_2 reagiert mit dem im Porenwasser des Betons gelösten Kalziumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ zu Calciumcarbonat CaCO_3 . Eine Reaktion des Kohlendioxids ist nun mit den im Wasser gelösten Bestandteilen des Zementsteins möglich, wobei das CO_2 bei der Karbonatisierungsreaktion verbraucht wird. Erst wenn der

Umsetzungsvorgang soweit fortgeschritten ist, dass am Reaktionsort kein Kalziumhydroxid mehr nachgelöst werden kann, dringt die Karbonatisierung tiefer in den Beton vor. Dadurch ergeben sich eindeutige, gut messbare Karbonatisierungsfronten. Bedingt durch Poren und andere Fehlstellen im Betongefüge treten jedoch Karbonatisierungsspitzen auf, die oft ein Vielfaches der mittleren Karbonatisierungstiefe betragen können.

Durch die fortschreitende Karbonatisierung sinkt der ursprünglich hohe pH-Wert des Zementsteins bis schließlich bei pH-Werten unter 9 im karbonatisierten Bereich die Korrosionsschutzwirkung des Betons durch Depassivierung der Stahloberfläche verloren geht. Vollständig karbonatisierter Beton weist schließlich einen im Vergleich zum pH-Wert des unkarbonatisierten Zementsteins von ca. 12,5 sehr niedrigen pH-Wert von 8,3 auf. Der Beton selbst wird durch die Karbonatisierung nicht geschädigt. Durch die Bildung des kristallinen Kalziumkarbonats werden die Dichtigkeit des Zementsteins sowie die Druckfestigkeit des Betons sogar erhöht.

Die Karbonatisierungsfront wandert auf Grund des oben beschriebenen Prozesses langsam in das Betoninnere vor. Da der Diffusionswiderstand des Betons zum Betoninneren zunimmt und gleichzeitig aus dem Inneren Kalziumhydroxid zur Karbonatisierungsfront wandert, stellt sich ein Grenzwert der Karbonatisierungstiefe in jenem Querschnitt ein, in dem sich zwischen eindiffundierendem Kohlendioxid und dem aus dem Inneren zugeführten Kalziumhydroxid ein Gleichgewicht einstellt.

Für die Karbonatisierung sind die Zusammensetzung, die Verarbeitung sowie die Nachbehandlung des Betons von entscheidender Bedeutung. Bei der Zusammensetzung ist auf einen möglichst niedrigen Wasserzementwert zu achten, da die Porosität des Zementsteins mit wachsendem Wasserzementwert stark zunimmt. Weiters ist eine optimale Sieblinie der Zuschlagstoffe anzustreben. Bei der Verarbeitung des Betons kommt der Herstellung eines geschlossenen Gefüges durch vollständige Verdichtung große Wichtigkeit zu, was wiederum eine geeignete Frischbetonkonsistenz voraussetzt. Die Nachbehandlung soll die für den Korrosionsschutz der Stahleinlagen entscheidende Dichtigkeit des Betons an den Bauteiloberflächen durch Gewährleistung des notwendigen Hydratationsgrades garantieren. Eine ausreichende Nachbehandlung umfasst ein angemessenes Feuchtigkeitsangebot bzw. den Schutz vor frühzeitiger Austrocknung durch Abdeckung der frisch betonierten Bauteile.

Neben den Betoneigenschaften selbst haben weiters die Umgebungsbedingungen einen großen Einfluss auf die Karbonatisierung des Betons. Die Karbonatisierung ist dabei stark vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons abhängig. Da das Kohlendioxid nur durch Poren diffundieren kann, die nicht wassergefüllt sind, ist wassergesättigter Beton weitgehend vor Karbonatisierung geschützt. Auch vollständig trockener Beton karbonatisiert nicht, da für die Karbonatisierungsreaktion Wasser benötigt wird. Luftfeuchtigkeiten, die den Ablauf der Karbonatisierung verhindern (< 30% rel. Luftfeuchtigkeit) treten in Mitteleuropa allerdings kaum auf. Für die Karbonatisierung günstige Werte sind relative Luftfeuchtigkeiten zwischen 50 und 70%, bei höheren Luftfeuchtigkeiten verlangsamt sich der Karbonatisierungsfortschritt. Aus diesen Zusammenhängen wird verständlich, dass regengeschützte Flächen (Brückenuntersichten) größere Karbonatisierungstiefen aufweisen können als Flächen, die dem Regen stärker ausgesetzt sind.

5.2.2 Arten der Korrosion

Durch den Vorgang der Korrosion tritt eine Querschnittsminderung der Bewehrung ein, die entstehenden Rostprodukte zeigen ein Farbspektrum von rot über grün bis hin zu schwarz. Gibt es jedoch lokale Störstellen in der Passivschicht können tiefe Rostnarben entstehen, die auf Grund der Kerbwirkung zusätzlich negative Folgen auf die Stähle haben können. Prinzipiell kann zwischen Flächenkorrosion, Lochfraßkorrosion, Reibkorrosion und Spannungsrisskorrosion unterschieden werden. Letztere stellt einen Sonderfall dar, da die Rissbildung und -ausbreitung im Stahl nur von Wasserstoffkonzentration sowie auftretender Zugspannung abhängt und auch ohne korrosionsbedingte Vorschädigung im alkalischen Milieu ablaufen kann. Spannungsrisskorrosion ist vor allem für hochempfindliche vergütete Spannstähle problematisch.

5.2.2.1 Flächenkorrosion (Abtragende Korrosion)

Die wichtigste Voraussetzung für die Einleitung von Korrosion des Stahles in den Beton ist durch die Auflösung der alkalischen Passivschicht (Depassivierung) gegeben. Dies ist nach Absenkung des pH-Wertes unter die sogenannte Passivierungsschwelle der Fall. Der Angriff von Chloriden in bereits karbonatisiertem Beton führt zu einem deutlich verstärkten Korrosionsangriff der Bewehrung.

Weiters muss eine ausreichende elektrische Leitfähigkeit des Betons gegeben sein. Diese wird durch das Vorhandensein von ungebundenem Wasser in den Kapillaren des Betons verursacht, wobei die Anwesenheit von Chloridionen die Leitfähigkeit des Betons wesentlich erhöht. Sauerstoff ist eine weitere wichtige Komponente, dieser wird während des Korrosionsprozesses durch die Reaktion verbraucht. Der Beton muss daher so trocken sein, damit ein Nachtransport von Sauerstoff über Diffusionsprozesse oder über Risse möglich ist.

Der Korrosionsprozess ist daher eine Funktion der Parameter Leitfähigkeit (Wasser in den Kapillaren) und Sauerstoffnachlieferung, wobei diese beiden Faktoren stark voneinander abhängig sind. Der Extremfall des vollständig wassergesättigten Betons zeigt die beste elektrische Leitfähigkeit, setzt aber der Sauerstoffdiffusion einen erheblichen Widerstand entgegen. Der Extremfall des trockenen Betons zeigt eine sehr schlechte elektrische Leitfähigkeit, die Sauerstoffdiffusion findet hier optimale Randbedingungen vor. Die Korrosionsgefahr erreicht damit ein Maximum, wenn bei mäßig durchfeuchtem Beton oder häufigem Nass-Trocken-Wechsel die kombinierte Wirkung von Sauerstoffangebot und elektrischer Leitfähigkeit gegeben ist.

5.2.2.2 Lochfraßkorrosion (Chloridkorrosion)

Die Lochfraßkorrosion beruht grundsätzlich auf der Bildung von Mikro- und Makroelementen, jedoch fördern Chloride den Korrosionsprozess, ohne dabei verbraucht zu werden. Das Eindringen von Chloriden in den Beton im ungerissenen Zustand beruht auf der kapillaren Saugwirkung des Zementsteines einerseits und auf Diffusionsvorgängen andererseits. Sind Risse vorhanden, wandern Chloride bevorzugt zur Anode und bewirken an dieser Stelle eine Anreicherung im Elektrolyt.

Frost-Tauwechsel (Wechselbeanspruchung) führen zu einer verstärkten Chlorideindringung, bei gleichmäßig und stark durchfeuchtetem Beton findet kaum Korrosion statt, da der Zutritt von Sauerstoff unterbunden wird.

5.2.2.3 Spannungsrisskorrosion

Als Spannungsrisskorrosion bezeichnet man die Rissbildung und Rissausbreitung in Spannstählen unter Einwirkung bestimmter Medien sowie einer statischen Zugbelastung und/oder Eigenspannungen aus dem Produktionsprozess. Eine mechanische oder korrosionsbedingte Vorschädigung ist nicht erforderlich. In diesem Sinne können auch normgemäß eingebaute und geprüfte Stähle allein aufgrund ihres Chemismus gefährdet sein.

Die Spannungsrisskorrosion ist an die Bildung von atomarem, absorptionsfähigem Wasserstoff gebunden, der für die Versprödung des Spannstahles verantwortlich ist. In einem alkalischen Medium entsteht Wasserstoff bei der Wasserzersetzung an der Kathode im Zuge einer anodischen Eisenauflösung.

Zu den wichtigsten Einflussgrößen der wasserstoffinduzierten Rissbildung zählen Wasserstoffkonzentration und Zugspannungen. Unter hohen Zugspannungen genügt bei empfindlichen Stählen bereits eine sehr niedrige Wasserstoffaktivität um den Prozess der Spannungsrisskorrosion einzuleiten.

Die sogenannte Dekohäsionstheorie sieht als Ursache der Spannungsrisskorrosion die Diffusion von absorbiertem Wasserstoff in Bereiche hoher Spannungen (Kerben, Spitzen von Rissen etc.). Die Diffusion wird dadurch begünstigt, dass Wasserstoff auf Grund seines geringen Atomdurchmessers sehr

beweglich ist. In den betroffenen Bereichen werden die Kohäsionskräfte im Metallgitter so weit herabgesetzt, dass Anrisse möglich werden, was ein weiteres Risswachstum begünstigt.

Im Gegensatz zur Lochfraßkorrosion tritt eine Versprödung im Inneren des Stahles auf und nicht an einer Grenzfläche, Unstetigkeiten im Metallgitter (Korngrenzen) ziehen den atomaren Wasserstoff an. Das Risswachstum erfolgt stufenweise, wobei immer eine ausreichende Menge an Wasserstoff ins Innere nachgeliefert werden und an der plastischen Verformungsgrenze eindiffundieren muss. Dadurch wird jener Versprödungsgrad erreicht, der zu einem weiteren Fortschreiten des Risswachstums führt. Dieser stufenweise Ablauf der Versprödung ist der Grund für das verzögerte Bruchverhalten von empfindlichen Spannstählen.

Vergütete Spannstähle zeigen im Vergleich zu anderen Spannstählen im Hinblick auf die festigkeitsmindernde Spannungsrissskorrosion ein wesentlich höheres Gefährdungspotential. Vor allem die chemische Zusammensetzung der Spanndrähte des sogenannten „alten Typs“ (vor 1965) gilt als kritisch. Ab 1965 konnten durch die Zulegierung von Chrom und eine Veränderung des Mn/Si Verhältnisses sowie des Silizium- und Kohlenstoffgehalts die Eigenspannungen deutlich verringert und somit das Risiko einer Spannungsrissskorrosion reduziert werden.

5.2.2.4 Reibkorrosion

Reibkorrosion tritt auf, wenn im gerissenen Beton (Zustand II) zwei Stahlflächen über längere Zeit unter Druck aneinander reiben (Reibdauerbeanspruchung). Spannstahl und Betonstahl zeigen auf Grund ihrer unterschiedlichen Oberflächengestaltung unterschiedliches Verbundverhalten, wodurch auch die Lasteinleitungs- bzw. Verankerungslängen von Spann- und Betonstählen variieren. In unmittelbarer Nähe von Rissen können daher Relativverschiebungen zwischen Spannglied und Hüllrohr bzw. zwischen den einzelnen Drähten eines Spanndrahtbündels auftreten.

Rissbreitenschwankungen verbunden mit einem ständigen Öffnen und Schließen der Risse als Folge dynamischer Belastungen (Verkehrslasten) sind als besonders kritisch anzusehen, da sie den Verbund zwischen Beton und Bewehrung sukzessive schwächen. Diese Schwächung des Verbundes führt zu Reibvorgängen auf der Länge des verbundlosen Spannstahles. Dies hat zur Folge, dass Metallpartikel aus der Spannstahloberfläche herausgelöst werden, die sofort oxidieren. Die Oxidationsprodukte sind härter als der Stahl, was zu einer Erhöhung der Reibbeiwerte führt (Wollmann et al., 1988).

Brücken unterliegen durch die Verkehrsbelastung häufig wechselnden Beanspruchungen. Bei häufigen Belastungszyklen ist aber die Festigkeit der Werkstoffe geringer als bei einmaliger statischer Belastung. Im ungerissenen Beton (Zustand I) haben die Schwankungen der Biegemomente infolge der Verkehrslasten nur geringe Schwingbreiten bei den Spannstahlspannungen zur Folge. Reißt ein Querschnitt hingegen auf (Zustand II), steigen die Schwingbreiten der Spannstahlspannungen wesentlich an. Bei der Beurteilung des Ermüdungsbruchsrisikos muss demnach zwischen der freien Spanngliedlänge und Spanngliedkopplungen unterschieden werden.

Auf der freien Strecke sind Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die ertragbaren Schwingbreiten eines Spannstahles zu beachten. Die Sonneneinstrahlung auf Tragwerke führt zu einer Änderung der vorhandenen Rissbreiten (Temperaturdehnung); die Verkehrslasten können zu einer weiteren Verstärkung dieses Effektes führen. Infolge des Bereichsweise gelösten Verbundes treten dabei an den Spannstahloberflächen Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge auf, die einen Abfall der Dauerschwingfestigkeit der Spannstähle zur Folge haben.

Da in Spannbetonbauwerken im Zustand I die festigkeitsmindernde Reibdauerbeanspruchung an der Spannstahloberfläche nicht vorhanden ist, kann von relativ hohen Dauerschwingfestigkeitswerten des frei schwingenden Spannstahls ausgegangen werden. Diese liegen für die meisten der heute bauaufsichtlich zugelassenen Spannstähle bei mehr als 200 N/mm². Im gerissenen Bereich treten einerseits größere Schwingbreiten auf, denen andererseits kleinere ertragbare Schwingbreiten auf Grund der größeren Reibwege gegenüberstehen. Gekrümmt geführte Spannglieder zeigen eine geringere Dauer-

schwingfestigkeit unter dieser Reibdauerbeanspruchung als freischwingende Spannstählen. Folgende Faktoren sind zu berücksichtigen:

- Scheuerbewegungen der Spannglieder beim Öffnen und Schließen der Risse
- Umlenkpressungen zwischen Spannstählen und Hüllrohren, aber auch innerhalb eines Bündels

Brüche von Spannstählen infolge Reibdauerbeanspruchung und Reibkorrosion führen in der Regel nicht zum plötzlichen Versagen eines Bauteils, da sich die durch den Bruch freigesetzte Zugkraft auf die übrigen Spannglieder des Querschnitts umlagern kann. Die damit verbundenen Spannungserhöhungen bewirken eine Zunahme der Rissbreiten bzw. führen bei Tragwerken im Zustand I zur Ausbildung von erkennbaren Rissen. Ein Versagen ist somit nur mit Vorankündigung zu erwarten.

Bei Rissbildung in Brücken werden sowohl dem Spannstahl als auch dem Betonstahl gemeinsam die Zugkräfte im Riss übertragen. Dies bedeutet, dass auf Grund der besseren Verbundeigenschaften des Betonstahls eine stärkere Zugkraftabtragung auftritt, als rechnerisch angesetzt wurde. Der Spannstahl hat damit noch Reserven, die bei der Planung und Wahl der Spannstähle nicht in Rechnung gestellt wurden.

5.3 Modellierung der Spannstähle

Bei der Modellierung der maßgebenden Grenzzustandsfunktion und der Bestimmung der Zuverlässigkeit kommt bei älteren Spannbetonbrücken oftmals den Eigenschaften des Spannstahls, insbesondere dessen 0,2% Dehngrenze und Bruchfestigkeit besondere Bedeutung zu. Dies lässt sich durch Sensitivitätsanalysen, die im Anschluss an die probabilistische Beurteilung durchgeführt werden, zeigen. Deshalb ist die Ermittlung realitätsnaher Werte für die Werkstoffeigenschaften des Spannstahls sehr wichtig.

In Österreich legte ab 1977 die ÖNorm B 4258 (1977) die Anforderungen an Spannstähle fest. Künftig werden diese in der ÖNorm EN 10138, die sich derzeit gerade im Entwurfsstadium befindet, zusammengefasst sein. Wenn keine zusätzliche Untersuchungen zu den Werkstoffeigenschaften durchgeführt werden, so können basierend auf den Werten der ÖNorm B 4258 (1977) für die Beurteilung eines bestehenden Tragwerks die Nennwerte der Tabelle 5.1 verwendet werden. Für Brücken aus der Zeit vor 1977 können, falls keine zusätzlichen Materialuntersuchungen durchgeführt werden, entsprechend der in den Plänen oder der Statik für den Spannstahl gegebenen Festigkeitsklasse ebenfalls die Werte der Tabelle 5.1 herangezogen werden. Dies ist aufgrund der schon zu dieser Zeit strengen Qualitätssicherungskriterien in der Spannstahlproduktion gerechtfertigt.

Tabelle 5.1. Werkstoffeigenschaften Spannstahl

	charakt. Zugfestigkeit [N/mm ²]	mittlere Zugfestigkeit [N/mm ²]	charakt. 0,2% Dehngrenze [N/mm ²]	mittlere 0,2% Dehngrenze [N/mm ²]	mittlerer Elastizitätsmodul [N/mm ²]
<i>kaltgezogene Drähte</i>					
St 180/200 K	1960	2089,0	1765	1968,2	190000
St 160/180 K	1770	1886,5	1570	1750,8	190000
<i>kaltgezogene, schlussangelassene Drähte</i>					
St 160/180 A	1770	1886,5	1570	1750,8	200000
St 150/170 A	1670	1779,9	1470	1639,3	200000
St 145/165 A	1620	1726,6	1420	1583,5	200000
St 140/160 A	1570	1673,3	1375	1533,3	200000

	charakt. Zugfestigkeit [N/mm ²]	mittlere Zugfestigkeit [N/mm ²]	charakt. 0,2% Dehngrenze [N/mm ²]	mittlere 0,2% Dehngrenze [N/mm ²]	mittlerer Elastizitätsmodul [N/mm ²] ²
<i>siebendrähtige, schlussangelassene Litzen</i>					
St 160/180 Lg	1770	1886,5	1570	1750,8	190000
<i>vergütete Drähte</i>					
St 145/160 V	1570	1673,3	1420	1583,5	200000
St 135/150 V	1470	1566,7	1325	1477,6	200000
<i>gerippte, warmgewalzte, gerect angelassene Stäbe</i>					
St 110/125 Rr	1230	1310,9	1080	1204,4	200000
St 90/110 Rr	1080	1151,1	885	986,9	200000
St 85/105 Rr	1030	1097,8	835	931,2	200000

Da im Zuge der probabilistischen Untersuchung die Basisvariablen über ihre Verteilung und die zugehörigen statistischen Momente eingehen, ist es notwendig, die Mittelwerte und Standardabweichungen bzw. Variationskoeffizienten der Werkstoffeigenschaften der Spannstähle zu ermitteln und einen passenden Verteilungstyp zu bestimmen. Für Materialfestigkeiten ist die Log-Normalverteilung ein geeigneter Verteilungstyp, da sie nach unten begrenzt ist und somit negative Festigkeitswerte ausgeschlossen werden (EN 1990, 2002; JCSS, 2001; Spaethe, 1992).

Die Werte in Tabelle 5.1 sind vom Hersteller garantierte Werte. Gemäß ÖNorm B4258 (1977) müssen im Zuge der Eignungsprüfung mit vergrößerter Probenanzahl (mehr als 35 Proben) die in Tabelle 5.1 gegebenen Festigkeiten und E-Moduli folgende Bedingung erfüllen:

$$\bar{x}_n \geq x_{nenn} + 1,64s \quad (5.1)$$

\bar{x}_n entspricht dabei dem Mittelwert und s der Standardabweichung der Stichprobe, x_{nenn} ist der in Tabelle 5.1 gegebene Nennwert. In statistischer Hinsicht können die Werte der Tabelle 5.1 daher als 5% Fraktile aufgefasst werden, aus denen mit Hilfe von Glg. 5.1 der für die probabilistische Beurteilung notwendige Mittelwert der Verteilung berechnet werden kann (Eder, 2003). Die so berechneten Mittelwerte sind ebenfalls in Tabelle 5.1 gegeben.

Der Variationskoeffizient des Elastizitätsmoduls kann entsprechend der ÖNorm B 4258 (1977) mit 3% angesetzt werden. Der Variationskoeffizient der Bruchfestigkeit liegt gemäß JCSS (2001) bei $COV = 4\%$ und jener der 0,2%-Dehngrenze bei $COV = 7\%$. Diese Werte hängen sehr stark von den Qualitätssicherungsmaßnahmen im produzierenden Stahlwerk ab und erscheinen für österreichische Verhältnisse recht hoch.

Wie bereits erwähnt, sind die beschriebenen Werkstoffkennwerte der Spannstähle dann zu verwenden, wenn keine weiteren Untersuchungen zu den Materialeigenschaften durchgeführt wurden. In einem bestehenden Bauwerk können die tatsächlichen Eigenschaften, nicht nur was die Mittelwerte, sondern auch was die Streuung der Parameter angeht, jedoch relativ stark von diesen Werten abweichen.

Zusätzlich sind bei der Beurteilung der Zuverlässigkeit eines älteren Brückentragwerks aus Spannbeton jedoch nicht nur die Materialeigenschaften, sondern vor allem der Zustand der Spannstähle und dessen Einfluss auf die Tragfähigkeit von zentraler Bedeutung. Daher wurde im Rahmen dieser Arbeit eine Reihe von Untersuchungen zu den Eigenschaften und der Qualität von Spannstählen und Spanngliedern an bestehenden Tragwerken durchgeführt, die im Folgenden beschrieben werden.

5.3.1 Beurteilung von Spanngliedern in bestehenden Brückentragwerken

Die Untersuchungen beschäftigten sich mit vier Problemkreisen, die bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetontragwerke von großer Bedeutung sind:

- 1) Beurteilung der tatsächlichen mechanischen, chemischen und physikalischen Eigenschaften älterer Spannstähle
- 2) Verpresszustand der Spannglieder
- 3) Einfluss von Schäden am Spannstahl auf die Tragfähigkeit der Spannglieder
- 4) Einfluss von Schäden am Spannstahl auf das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamtbauwerks

Zur Feststellung der mechanischen, chemischen und physikalischen Eigenschaften wurden statische Zugversuche sowie Relaxations-, Korrosions- und Dauerschwingversuche an Spannstählen aus 25 bis 40 Jahre alten Brückentragwerken durchgeführt. Weiters wurde die chemische Zusammensetzung sowie die Metallographie der Spannstähle untersucht. Geprüft wurden kaltgezogene Drähte und Litzen sowie vergütete Drähte. Mit Hilfe der Untersuchungsergebnisse können im Zuge einer probabilistischen Beurteilung einer Brücke die Materialeigenschaften der Spannstähle realitätsnah modelliert werden. Zusätzlich können mit Hilfe der Ergebnisse der Untersuchungen auch Rückschlüsse auf die Empfindlichkeit des verwendeten Spannstahls und somit dessen Einfluss auf die Zuverlässigkeit gezogen werden.

Weiters wurde der Verpresszustand von Spanngliedern in zehn Massivbrücken aus den 50er bis frühen 70er Jahren untersucht. Der Verpresszustand der Hüllrohre ist für die Dauerhaftigkeit von Spannbetonbrücken von entscheidender Bedeutung, da Verpressmängel nicht zuletzt eine wesentliche Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes darstellen. Zusätzlich dazu kann sich eine unvollständige bzw. überhaupt nicht vorhandene Verpressung auf Grund der fehlenden bzw. mangelhaften Verbundwirkung negativ auf die Tragfähigkeit einer Brücke auswirken. Besonders zu Beginn des Spannbetonbaus wurde aber dem Verpressen noch relativ geringe Bedeutung beigemessen. Die Ergebnisse der Untersuchungen ermöglichen es, im Bezug auf Verpressmängel kritische Brückentypen sowie neuralgische Punkte im Zuge des Spanngliedverlaufs zu erkennen und sind daher bei der Beurteilung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken von großer Bedeutung.

Neben den mechanisch-technologischen Eigenschaften und dem Verpresszustand ist bei bestehenden Brückentragwerken natürlich der Einfluss von Schäden am Spannstahl auf die Tragfähigkeit und somit die Zuverlässigkeit von besonderem Interesse. Aus diesem Grund wurde im Zuge der vorliegenden Arbeit anhand von Versuchen das Tragverhalten von geschädigten Litzen- und Drahtspanngliedern mit nachträglichem Verbund untersucht und beurteilt. Um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten wurden die Versuche an Spanngliedern durchgeführt, die geschädigte Spannstähle aus alten Brückentragwerken enthielten. Für die Tragfähigkeit des geschädigten Spannglieds war dabei natürlich der Verbund zwischen Spannstahl, Verpressmörtel, Hüllrohr und umgebendem Beton von entscheidender Bedeutung. Auch diese Untersuchungen sind für die Beurteilung der Zuverlässigkeit von Brückentragwerken, bei denen davon ausgegangen werden kann, dass Schäden am Spannstahl, z.B. in Folge Korrosion, vorhanden sind, von großer Bedeutung. Basierend auf den Versuchsergebnissen kann die Tragfähigkeit eines geschädigten Spannglieds besser abgeschätzt und somit die Tragfähigkeit der Konstruktion exakter beurteilt werden.

Schlussendlich konnten an einer bestehenden vorgespannten Segmentbrücke Untersuchungen zum Einfluss von Spannstahlbrüchen auf das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamtbauwerks durchgeführt werden. Auch diese Untersuchungen liefern wichtige Ergebnisse, die für die Beurteilung der Zuverlässigkeit älterer Brückentragwerke von großer Bedeutung sind. Die wichtigsten Erkenntnisse aus allen Untersuchungen sind in den folgenden Abschnitten zusammengefasst.

5.3.2 Untersuchungen zu den mechanischen, chemischen und physikalischen Eigenschaften von Spannstählen aus bestehenden Brückentragwerken

Für die Zuverlässigkeit von vorgespannten Bauwerken aus Beton ist die Dauerhaftigkeit der Spannglieder von entscheidender Bedeutung. Die häufigsten Ursachen für Schäden an Spannstählen in älteren Brücken sind unsachgemäße Behandlung des Spannstahls bei Transport und Lagerung, Rissbildung im Beton, Fehlstellen am Spannstahl, Verpressmängel sowie Korrosion, vorwiegend durch Einwirkung von Chloriden (Pauser, 2000). Mangelhafte Verpressung (sh. Abschnitt 5.3.3) macht in vielen Fällen Korrosion und somit Schäden an den Spannstählen erst möglich. Dieser Fehler tritt vorwiegend bei älteren Spannbetontragwerken auf, die zu Zeiten gebaut wurden, als man die möglichen Auswirkungen von Verpressfehlern noch nicht so genau kannte und die Technologie des Verpressvorganges noch nicht ausgereift war.

Die Dauerhaftigkeit der Spannbetontragwerke hängt jedoch zusätzlich von der Empfindlichkeit der verwendeten Stähle gegenüber ungewollten Einflüssen ab, welche die Festigkeits- und Zähigkeitseigenschaften der Werkstoffe der Zugglieder mindern können. In der Vergangenheit war man der Meinung, dass bei vollständig verpressten Spanngliedern, auch bei solchen aus empfindlichen Spannstählen, keine Gefahr von Anrissen infolge von Korrosionseinflüssen bestehe. In den letzten Jahren zeigte sich aber an einer Reihe von Versuchsergebnissen, die nicht zuletzt als Folge von Schadensfällen an Spannbetonträgern vor allem im Hochbau erhoben wurden, dass prinzipiell auch im alkalischen Milieu bei Sauerstoffarmut, wie dies in verpressten Hüllrohren der Fall ist, Wasserstoffionen gebildet werden können. In dieser „passiven“ Umgebung kann somit auch ohne Anwesenheit von korrosiven Substanzen Wasserstoff gebildet und vom Stahl aufgenommen werden (Nürnberger, 1995).

Die vergüteten Spannstähle der Typen SIGMA oval und NEPTUN N40, deren chemische und mechanische Eigenschaften sehr ähnlich sind, gelten in diesem Zusammenhang als besonders gefährdet. Von den SIGMA-Stählen, die bis 1965 produziert wurden, dem sogenannten „alten Typ“, ist bekannt, dass vereinzelte Chargen zu wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion neigen. Dabei zeigen Stähle mit ovalem Querschnitt häufiger wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion als Stähle mit rundem Querschnitt. Die Ursache hierfür dürfte in der relativ geringen Querschnittsfläche im Verhältnis zur Oberfläche zu finden sein. Rippen vergrößern die Oberfläche zusätzlich, wodurch das Verhältnis von Querschnittsfläche zu Oberfläche weiter verringert wird.

Wie in zahlreichen Untersuchungen (Mietz, 1999; Isecke et al., 1995; Bertram et al., 2002) festgestellt wurde, stehen jedoch sämtliche an SIGMA-Stahl des "alten Typs" gefundenen Brüche im Zusammenhang mit der Einwirkung von Chlorid. Weiters wurde gezeigt, dass während der Nutzung eines Bauwerks bei vollständig verpresstem Hüllrohr nur bei NEPTUN-Stählen ein Risswachstum zu beobachten ist, obwohl die chemischen und mechanischen Eigenschaften von SIGMA- und NEPTUN-Stählen ähnlich sind. Tests an NEPTUN-Stählen zeigten, dass ausschließlich nach Vorschädigung vor dem Verpressen Anrisse entstehen und die Bildung von Anrissen im verpressten Zustand auch nach langen Standzeiten ausgeschlossen werden kann. Daher kann man mit hoher Wahrscheinlichkeit davon ausgehen, dass bei vollständiger Verpressung der Hüllrohre und bei Einhaltung der damals geltenden Richtlinien und Vorschriften keine korrosionsbedingten Schäden an Brücken zu erwarten sind, die einen Einsturz des Tragwerks zur Folge haben könnten (Pauser, 2000).

SIGMA-Stähle ab 1965 zeigen auf Grund einer Erhöhung des Chromzusatzes und einer Verringerung des Silizium-, Kohlenstoff- und Mangangehalts eine Verbesserung des Widerstandes gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion. Dennoch kann auch bei Bauteilen, die zwischen 1965 und 1978 hergestellt wurden, eine Schädigung der SIGMA-Spannstahlbewehrung nicht gänzlich ausgeschlossen werden (Bertram et al., 2002). Im Jahr 1978 wurden die Prüf- und Überwachungsvorschriften für die Produktion von Spannstählen weiter verschärft und Spannstähle mit hoher Empfindlichkeit für wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion nicht mehr hergestellt.

Unabhängig von den sonstigen Einflüssen wurde festgestellt, dass sehr hohe Festigkeit die Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion grundsätzlich bei allen Spannstählen erhöht (Mietz, 1999).

5.3.2.1 *Untersuchte Tragwerke und Spannstathtypen*

In den letzten Jahren wurden in Österreich einige vorgespannte Brückentragwerke abgetragen und ersetzt, weil entweder die Tragfähigkeit oder Dauerhaftigkeit der Konstruktion in Frage gestellt wurde oder die gestiegenen Anforderungen des Verkehrs einen Neubau erforderlich machten. Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurden die Eigenschaften der Spannstähe aus insgesamt fünf Brücken untersucht. Drei der Tragwerke waren mit vergüteten Spannstähen des „alten Typs“ vorgespannt. Eine weitere Brücke war mit kaltgezogenen Drähten vorgespannt und eine mit kaltgezogenen siebendrätigen Litzen, was einen direkten Vergleich der Dauerhaftigkeit von vergüteten und kaltverformten Stählen ermöglichte (Eichinger, 2002). Neben den werkstoffkundlichen Untersuchungen an den Spannstähen wurden im Zuge der Beurteilung der Brücken noch weitere Untersuchungen durchgeführt, welche in Eichinger et al. (2002a) und (2002b) zusammengefasst sind. Unter anderem untersuchte man den Zustand der schlaffen Bewehrung und des Betons sowie die Ausführungsqualität der Tragwerke und den Verpressgrad der Hüllrohre.

Murbrücke Thalheim, Steiermark (Baujahr 1964)

Die Murbrücke Thalheim an der Triebener Bundesstraße B114 (Bild 5.3) quert neben der Mur auch noch die Südbahnstrecke der ÖBB und eine Gemeindestraße. Das Tragwerk ist ein dreifeldriger Durchlaufträger mit Kastenquerschnitt mit einer Gesamtlänge von 182,0 m und Stützweiten von 56,00 m + 70,00 m + 56,00 m. Die Spannkabel in den Stegen bestehen aus je 34 ovalen Spanndrähten des Typs SIGMA oval St 145/160 (Bild 5.3). Anschließend an die Materialuntersuchungen wurde die Brücke mit Hilfe probabilistischer Methoden beurteilt. Die Ergebnisse dieser Beurteilung sowie eine detailliertere Beschreibung des Tragwerks finden sich in Abschnitt 7.3.



Bild 5.3. Murbrücke Thalheim: Tragwerk und Spannsteelprobe (SIGMA oval)

Autobahnüberführung Regau, Oberösterreich (Baujahr 1960)

Die Autobahnüberführung Regau (Bild 5.4) besteht aus zwei voneinander getrennten Richtungsfahrbahnen über die Autobahn A1 im Bereich Wels. Das Tragwerk verläuft im Grundriss gekrümmt und hat eine Gesamtlänge von 34,3 m. Die Stützweite ist 33,5 m. Die Gesamtbreite des Kastenquerschnitts, der durch zwei Endquerträger abgeschlossen wird, beträgt 8,0 m, wobei die Kragträger eine Breite von 1,7 m aufweisen. In jedem Hauptträger verlaufen in jeweils fünf Lagen 16 gekrümmte Spannglieder, welche von den Endquerträgern bzw. von der Fahrbahnplatte aus gespannt wurden. Jedes Kabel besteht aus 24 Spanndrähten des Typs NEPTUN N40 St 1420/1570 (Bild 5.4).

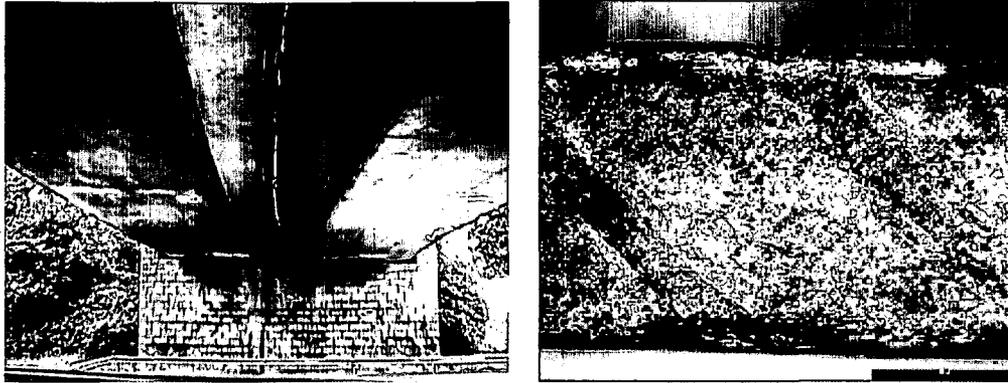


Bild 5.4. Autobahnüberführung Regau: Tragwerk und Spannsteelprobe (NEPTUN N40)

Melkflussbrücke Winden, Niederösterreich (Baujahr 1958)

Die Melkflussbrücke Winden (Bild 5.5) besteht aus zwei getrennten Spannbetontragwerken, auf denen die Richtungsfahrbahnen der Autobahn A1 geführt werden. Die Hauptträger – Plattenbalkenquerschnitte – sind als Durchlaufträger über drei Felder ausgebildet und relativ stark gevoutet. Die Gesamtbreite eines Tragwerks beträgt 14,05 m. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 68,4 m mit Einzelstützweiten von 21,96 m + 25,57 m + 19,41 m. Im Bereich der Pfeiler bzw. in Feldmitte wurden Querträger zwischen beiden Hauptträgern vorgesehen. Die Spannkabel bestehen aus je 16 ovalen Spanndrähten des Typs SIGMA oval St 145/160 (Bild 5.5).



Bild 5.5. Melkflussbrücke Winden: Tragwerk und Spannsteelprobe (SIGMA oval)

Steinerbachbrücke Mondsee, Oberösterreich (Baujahr 1956)

Die Steinerbachbrücke Mondsee (Bild 5.6) ist ebenfalls Teil der Autobahn A1 und besteht aus zwei getrennten Tragwerken. Es handelt sich um eine Konstruktion, bei der die Hauptträger aus vorgespannten Fertigteilen bestehen, welche die Ortbetonfahrbahnplatte tragen. Die gesamte Breite eines Tragwerks beträgt 14,05 m. Die Hauptträger haben eine Länge von 27,20 m bzw. 30,30 m. Im Bereich der Stützen sowie in Feldmitte befindet sich je ein Querträger. Die Hauptträger sind vorgespannt und enthalten ovale Hüllrohre mit jeweils zwölf runden glatten Spanndrähte des Typs DELTA 100 St 150/170 (Bild 5.6).

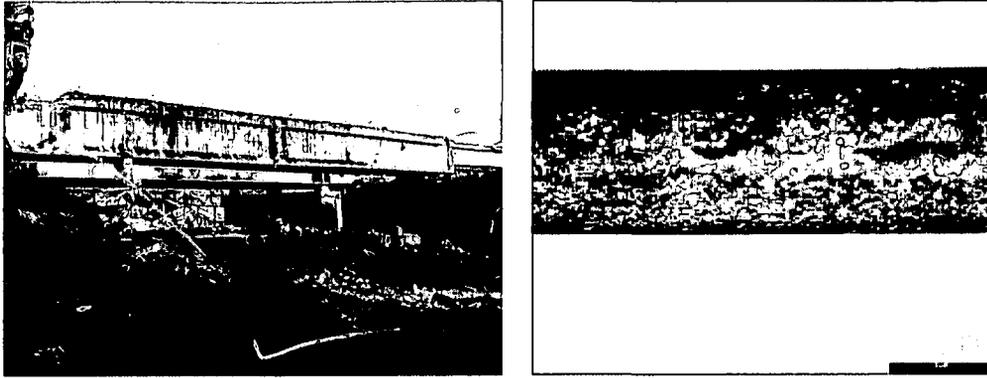


Bild 5.6. Steinerbachbrücke Mondsee: Tragwerk und Spannsteelprobe (DELTA 100)

PORR Brücke, Wien (Baujahr 1975)

Bei der PORR Brücke (Bild 5.7) handelt es sich um eine vorgespannte Segmentbrücke. Das Tragwerk überquert mit einer Stützweite von 44,0 m und einer Gesamtbreite von 6,20 m die A23 (Süd-Ost-Tangente). Die 18 Segmente wurden mit Epoxidharz verklebt und anschließend vorgespannt. Die insgesamt 20 Spannkabel bestehen aus je 12 siebendrähtigen kaltgezogenen Litzen der Güte St 1570/1770 (Bild 5.7). Im Anschluss an die Materialuntersuchungen wurde die Brücke mit Hilfe probabilistischer Methoden beurteilt. Die Ergebnisse dieser Beurteilung sowie eine detailliertere Beschreibung des Tragwerks finden sich in Abschnitt 5.3.5.

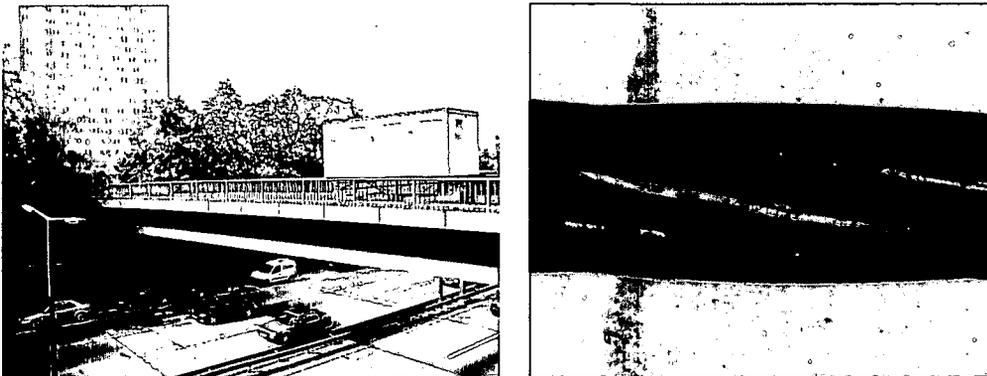


Bild 5.7. PORR Brücke: Tragwerk und Spannsteelprobe (Litze St1570/1770)

5.3.2.2 Ergebnisse der Untersuchungen

Bruchflächenuntersuchungen

Die Untersuchung der Bruchflächen von Proben des Stahles NEPTUN N40 der Autobahnüberführung Regau im Rasterelektronenmikroskop zeigt deutlich den Einfluss von unterschiedlich starkem Korrosionsangriff auf das Bruchverhalten der Probe. Bei der Probe 301 (Bild 5.8) mit nur leichtem Flugrost waren die mechanischen Eigenschaften noch nicht verschlechtert und die Bruchfläche aus dem Zugversuch zeigte daher im Rasterelektronenmikroskop einen duktilen Wabenbruch.

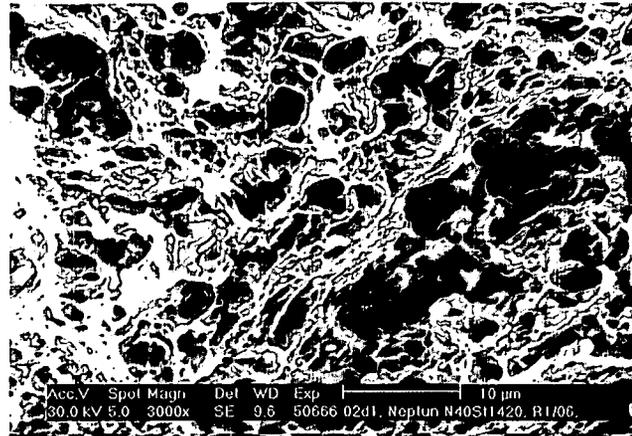


Bild 5.8. Probe 301, leichter Flugrost – Bruchfläche im Zugversuch (3000-fache Vergrößerung)

Die Probe 305 (Bild 5.9, Bild 5.10) war deutlich stärker korrodiert. Die Kontraktion des Stahles im Zugversuch lag bei nur noch 14,3 % und damit bereits um 50 % niedriger als bei einer nichtkorrodierten Probe. Das Bruchbild zeigt schon deutliche Sprödbbruchanteile, vor allem in der Zone nahe der Oberfläche. Diese Zonen sind gekennzeichnet durch klaffende Risse zwischen interkristallinen Sprödbbruchflächen.

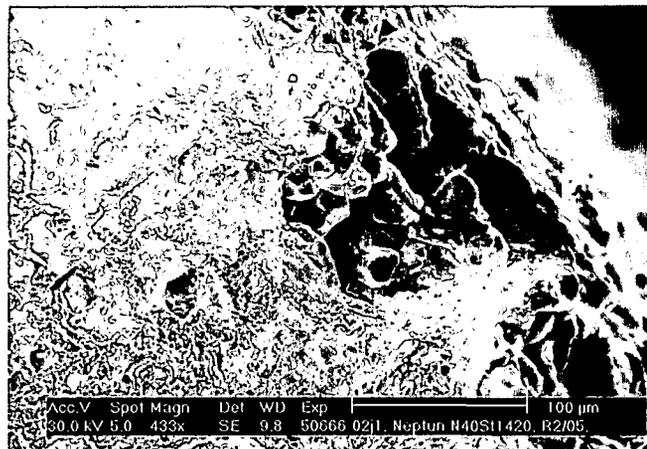


Bild 5.9. Probe 305, Flugrost – Bruchfläche im Zugversuch (433-fache Vergrößerung)



Bild 5.10. Probe 305, Flugrost – Bruchfläche im Zugversuch (3464-fache Vergrößerung)

Bei der Probe 306 (Bild 5.11) war der Korrosionsangriff noch weiter fortgeschritten. Besonders die Dehnungen und die Kontraktion waren bereits sehr verschlechtert. Das Bruchbild zeigte im Rasterelektronenmikroskop große Sprödbbruchanteile.

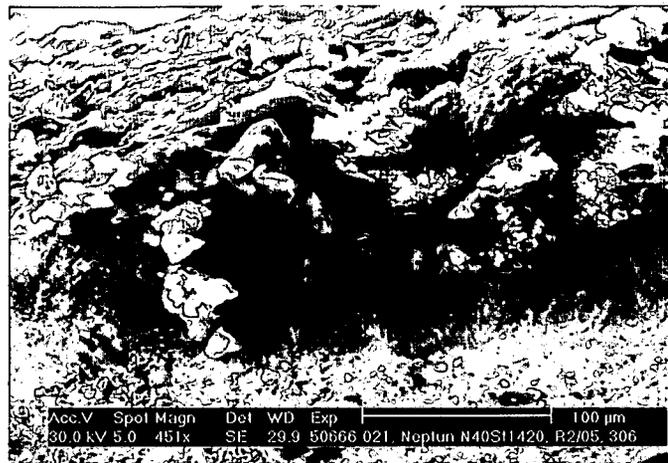


Bild 5.11. Probe 306, starker Rost – Bruchfläche im Zugversuch (451-fache Vergrößerung)

Chemische Zusammensetzung

Die chemischen Eigenschaften der ausgebauten Spannstähle wurden am Emissionsspektrometer ARL 4440 ermittelt, um Aufschluss darüber zu gewinnen, ob es sich bei den verwendeten Stählen tatsächlich um vergütete Spannstähle des "alten" Typs handelt. Die vergüteten Spannstähle des "alten Typs" müssen als besonders empfindlich gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrißkorrosion eingestuft werden. Von jeder Brücke wurden je drei Proben analysiert. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst.

Tabelle 5.2. Chemische Zusammensetzung der Stähle

Spannstahl		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Al
NEPTUN N40	P1	0,67	1,21	0,80	0,018	0,023	0,13	0,05	0,005
<i>St 1420/1570</i>	R1/10	0,66	1,20	0,81	0,017	0,021	0,13	0,05	0,005
<i>(Regau)</i>	R1/12	0,66	1,20	0,80	0,018	0,021	0,13	0,05	0,005
SIGMA oval	TL 11/1	0,68	0,70	1,19	0,017	0,031	0,12	0,07	0,011
<i>St 145/160</i>	TL 13/5	0,61	0,74	1,12	0,016	0,024	0,06	0,03	0,010
<i>(Thalheim)</i>	TL 14/1	0,70	0,70	1,19	0,017	0,031	0,12	0,07	0,012
SIGMA oval	W 2/03	0,73	0,69	1,21	0,024	0,029	0,04	0,03	0,019
<i>St 145/160</i>	W 5/01	0,73	0,67	1,21	0,024	0,030	0,04	0,03	0,018
<i>(Winden)</i>	W10/02	0,75	0,70	1,22	0,024	0,031	0,05	0,03	0,024
Delta 100	M 2/04	0,80	0,18	0,63	0,022	0,019	0,13	0,05	0,006
<i>St 150/170</i>	M 2/03	0,81	0,18	0,63	0,019	0,022	0,14	0,05	0,005
<i>(Mondsee)</i>	M12/01	0,81	0,18	0,62	0,019	0,022	0,14	0,05	0,006

Die Zusammensetzung der SIGMA oval Stähle entspricht der damaligen Praxis. Bei heutigen Stählen wäre der Gehalt an Begleitelementen, wie z.B. Phosphor und Schwefel jedoch sicherlich niedriger als bei den Stählen aus der Melkflussbrücke Winden.

Auch die Zusammensetzung des NEPTUN Stahls entspricht der damals üblichen, wobei bei heutigen Stählen der Gehalt an Kupfer und Schwefel geringer wäre.

Die chemische Zusammensetzung des Stahls DELTA 100 entspricht einem unlegierten Kohlenstoffstahl, wie er auch heute noch für gezogene Spannstähle verwendet wird. Der Gehalt an Silizium ist für eine ordnungsgemäße Beruhigung des Stahles ausreichend, erscheint jedoch etwas niedrig, insbesondere deshalb, weil offenbar auch kein weiteres Element wie z.B. Aluminium für die Beruhigung des Stahls verwendet wurde.

Kupfer ist bekanntlich ein edleres Element als Eisen, reichert sich bei der Oxidation des Stahles im Anwärmmofen bei der Herstellung des Walzdrahtes an der Oberfläche an, kann in die Korngrenzen eindringen und in der Folge bei Biegebeanspruchung selbst im kalten Zustand zu spröden Brüchen führen. Der Kupfergehalt wäre bei heutigen Stählen sicherlich niedriger.

Die schwankenden Werte von Kohlenstoff, Kupfer und Chrom der einzelnen Proben des Stahls aus der Murbrücke Thalheim lassen vermuten, dass es sich offenbar um unterschiedliche Schmelzen handelt.

Die chemischen Eigenschaften der kaltgezogenen Litzen aus der PORR-Brücke wurden nicht untersucht, das sie jenen heute verwendeter Litzen entsprechen.

Metallographische Untersuchungen

Metallografische Untersuchungen geben Aufschluss über das Gefüge und über etwaige Randentkohlungen und Längsfehler. Mit Hilfe eines Lichtmikroskops wurden anhand von Längs- und Querschliffen das Gefüge sowie der Grad der Kaltverformung untersucht. In Bild 5.12 und Bild 5.13 sind beispielhaft Längsschliffe der Stähle NEPTUN N40 und DELTA 100 dargestellt. In Bild 5.12 erkennt man deutlich das feinnadelige Vergütungsgefüge ohne Kaltverformung des NEPTUN N40. Im Vergleich dazu sieht man in Bild 5.13 das feinperlitisches Gefüge des Stahldrahts DELTA 100 mit einer Kaltverformung entsprechend einer Querschnittsabnahme von ca. 75 %.

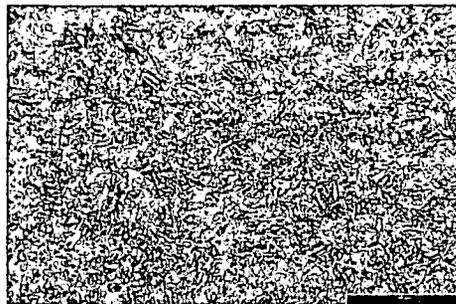


Bild 5.12. Längsschliff - Vergüteter Spannstahl NEPTUN N40 (1000-fach vergrößert)



Bild 5.13. Längsschliff - kaltverformter Spannstahl DELTA 100 (1000-fach vergrößert)

Die Reinheit des Stahls wurde am Einschlussgehalt gemäß DIN 50602 beurteilt. Bei den Einschlüssen handelt es sich bekanntlich um Aluminiumoxide, Siliziumoxide und Sulfide, die je nach Anzahl und

Größe der Partikel das Festigkeitsverhalten, vorwiegend die Dauerschwingfestigkeit des Stahles beeinflussen können. Alle Stähle wiesen Einschlußgehalte auf, die aufgrund ihrer geringen Größe und gleichmäßigen Verteilung keine Auswirkungen auf die mechanisch-technologischen Eigenschaften der Stähle haben.

Statische Zugversuche und technologische Versuche

Die Zugversuche wurden im Prüflabor der voest-alpine AUSTRIA DRAHT GmbH in Bruck an der Mur auf einer 60 t MFL-Zugprüfmaschine mit optischer Feindehnungsmessung durchgeführt. Von jeder Stahltype wurden mehrere Proben mit unterschiedlichem Korrosionsgrad ausgewählt und geprüft. Für die Einspannung ovaler Drähte war die Konstruktion eines eigenen Klemmsystems notwendig. Schließlich trat der Bruch aller Proben im Bereich der freien Länge und nicht im Verankerungsbereich auf, was für die Qualität des eigens entwickelten Klemmsystems spricht.

Im Zugversuch nach EN 10002-1 wurden Zugfestigkeit R_m sowie die 0,2% Dehngrenze $R_{p0,2}$ ermittelt. Weiters wurden die Gleichmaßdehnung A_{gt} , die Bruchdehnung A_{10d} sowie der Elastizitätsmodul E und die Brucheinschnürung Z bestimmt. Die Ergebnisse der Zugversuche sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst. Im Detail sind die Versuche und deren Ergebnisse in Eichinger et al. (2002a) und (2003c) beschrieben.

Beim Spanndraht DELTA 100 lagen die Ergebnisse der Bruch- sowie der Gleichmaßdehnung trotz guter Kontraktionswerte unter den heute vorgeschriebenen Werten, was möglicherweise auf eine relativ niedrige Anlasstemperatur bei der seinerzeitigen Herstellung des Spannstahles zurückzuführen ist. Zugfestigkeit und Streckgrenze lagen jedoch deutlich über den geforderten Werten.

Für die Litzen waren die Festigkeiten deutlich höher als die in der ÖNorm B4258 vorgeschriebenen, lediglich bei der maximalen Dehnung vor dem Bruch konnten die normgemäßen Werte nicht erreicht werden.

Bei den anderen untersuchten Stählen zeigte sich, dass eine gewisse Rostbildung an der Oberfläche kaum Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften der Stähle hatte. Zugfestigkeit und Streckgrenze zeigen nur eine geringe Beeinflussung durch Korrosion. Erst bei gravierender Rostbildung werden die Werte der Duktilität – insbesondere die Gleichmaßdehnung – verringert. Auch die Dehnung A_{10d} und Kontraktion werden herabgesetzt.

Weiters wurden an den Spannstahltypen NEPTUN N40, SIGMA oval und DELTA 100 Hin- und Herbiegeversuche gemäß DIN 51211 mit einem Dorndurchmesser von 25 mm durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst. Auch hier war ein deutlicher Einfluss der Korrosion an der Oberfläche des Stahls auf die Anzahl der Biegungen erkennbar. Die schlechtesten Ergebnisse lieferte der Stahl NEPTUN N40 mit maximal zwei Biegungen, während die anderen Stähle zwischen 4 und 10 Biegungen standhielten.

Tabelle 5.3. Ergebnisse der Zugversuche und Hin- und Herbiegeversuche

	Proben-Nr.	Korrosionszustand	R_m [N/mm ²]	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	$R_{p0,2}/R_m$ [-]	A_{10d} [%]	A_{gt} [%]	E-Modul [N/mm ²]	Z [%]	Hin- und Herbiegungen
SOLL			> 1570	> 1420		> 6	> 3,5			
NEPTUN N40 St 1420/1570 (Regau)	562/301	Flugrost	1570	1442	0,92	8,2	4,7	203200	33,3	1-2
	562/302	Flugrost	1575	1412	0,96	8,3	4,5	200100	34,2	
	562/303	Flugrost	1578	1440	0,91	8,2	5,0	196200	31,9	
	562/312	Flugrost	1573	1428	0,91	5,5	4,1	194800	15,7	
	562/310	Flugrost	1471	1343	0,91	7,6	4,7	183000	28,5	
	562/304	Rost	1602	1478	0,92	3,9	4,3	196200	6,4	
	562/311	Rost	1575	1428	0,91	5,8	4,5	199500	4,7	
	562/305	Rost	1551	1411	0,91	6,3	4,5	192200	14,3	
	562/306	Rost	1534	1413	0,92	2,7	2,6	203600	6,1	
	562/307	Rost	1585	1452	0,92	5,8	4,7	203100	13,9	
	562/308	Rost	1590	1454	0,91	6,6	4,7	188600	24,8	
	562/309	Starker Rost	910	-	-	-	0,5	169000	0	
SIGMA oval St 145/160 (Thalheim)	562/401	Flugrost	1594	1455	0,91	4,8	4,2	194600	35,2	7-10
	562/402	Flugrost	1594	1455	0,91	4,1	4,0	195600	41,1	
	562/403	Flugrost	1559	1423	0,91	4,8	4,3	196700	34,4	
SIGMA oval St 145/160 (Winden)	562/101	Flugrost	1605	1472	0,92	7,0	4,5	207800	26,2	4-6
	562/102	Flugrost	1609	1479	0,92	7,0	4,5	229500	26,9	
	562/103	Flugrost	1609	1492	0,93	7,2	4,6	197100	26,5	
	562/104	Flugrost	1534	1407	0,92	7,6	5,1	189400	28,5	
	562/105	Flugrost	1540	1410	0,92	6,6	5,0	208500	23,3	
	562/106	Flugrost	1576	1456	0,92	6,0	4,5	189200	18,4	
	562/107	Flugrost	1570	1443	0,92	6,4	4,6	190400	22,7	
DELTA 100 St 150/170 (Mondsee)	562/201	Flugrost	1793	1637	0,91	4,2	2,3	188300	44,5	8-10
	562/202	Flugrost	1798	1657	0,92	4,0	2,0	176400	41,0	
	562/203	Flugrost	1800	1683	0,94	3,6	2,0	164600	40,5	
	562/204	Flugrost	1819	1749	0,96	3,6	1,3	212100	32,5	
	562/205	Flugrost	1813	1739	0,96	3,8	1,9	197600	38,9	
SOLL			> 1770	> 1570		> 6	> 3,5			
LITZE St 1550/1770 (Wien)	2W2	kein Rost	1947	1763	0,91	6,8	6,03	185400	-	-
	2W3	kein Rost	1946	1776	0,91	6,0	5,07	175400	-	
	7G	kein Rost	1964	1832	0,93	5,0	4,58	183800	-	
	9G	kein Rost	1900	1718	0,90	5,7	5,49	18200	-	

Relaxationsversuche

Die Relaxationsversuche wurden gemäß EN ISO 15630-3 durchgeführt, wobei eine Belastung in der Höhe von 70 % der effektiven Zugfestigkeit R_m der Proben aufgebracht wurde. Die Ergebnisse der Relaxationsversuche sind im Bild 5.14 zusammengefasst. In der Graphik wird der Spannungsabfall in Abhängigkeit von der Belastungsdauer dargestellt.

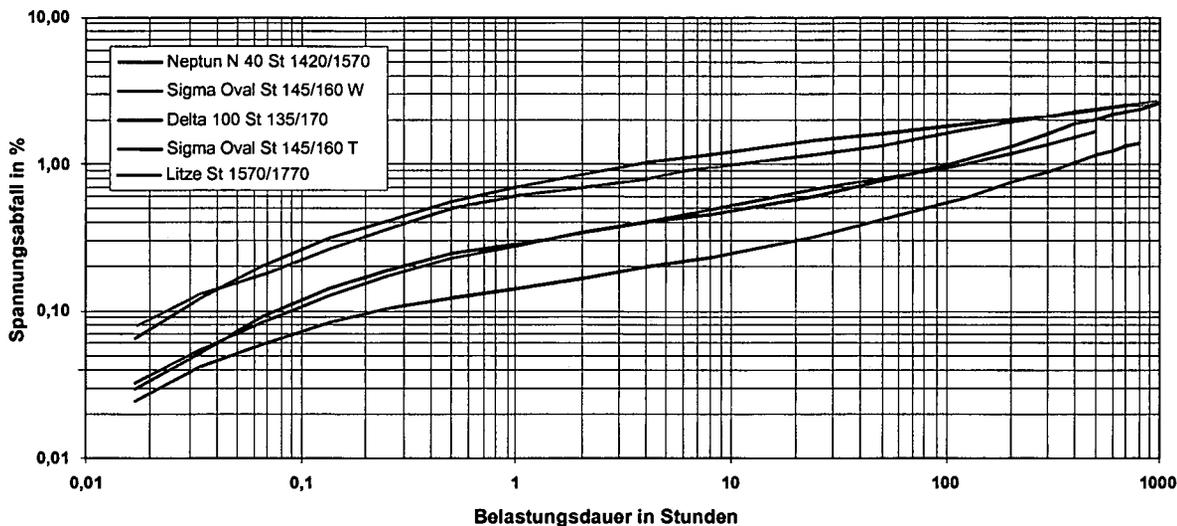


Bild 5.14. Ergebnisse der Relaxationsversuche

Die Relaxationsergebnisse der untersuchten Spannstähle waren gut, der maximal zulässige Spannungsabfall von 2,5 % bei einer Belastung von 70 % der effektiven Zugfestigkeit R_m wurde bei keiner der untersuchten Proben überschritten. Der Stahl war allerdings bereits über 30 Jahre der Beanspruchung im Bauwerk ausgesetzt. Vermutlich war die Relaxation der Spannstähle ursprünglich deutlich höher gewesen.

Dauerschwingversuche

Das Problem der Ermüdung von Spannstählen im Brückenbau wurde zu Beginn des Spannbetonbaus nicht ausreichend beachtet. Dies war darin begründet, dass bei voller oder beschränkter Vorspannung im Rahmen der Bemessung keine Rissbildung berücksichtigt wurde und sich somit die Spannungsschwankung im Stahl im ungerissenen Beton in einer unbedenklichen Größenordnung bewegt. Heute weiss man jedoch, dass bei teilweiser Vorspannung bereits im Gebrauchszustand Risse auftreten können (ermüdungswirksame Lastkombination). Weiters können Bereiche von Tragwerken Problemzonen darstellen, in denen die Stahlspannungen nur schwer erfassbar sind (Koppelfugen). Hier war man der Ansicht, dass durch die Anordnung der Koppelstelle im Bereich der Momentennullpunkte eine weitgehende Momentenfreiheit für die diversen Lastfälle gewährleistet sei. Diese Theorie war jedoch nach Auftreten großer Risse gerade in diesen Bereichen widerlegt. Die durch Verkehrslasten hervorgerufenen Momente haben im Bereich der Koppelfugen einen besonders hohen Anteil an den Gesamtschnittgrößen im Querschnitt, da keine Grundschnittgrößen durch die Eigenlast vorgegeben sind.

Der Ermüdungsfestigkeit von Spannstählen im Rissbereich ist große Aufmerksamkeit zu widmen. In diesem Zusammenhang ist die an nackten Stählen ermittelte Dauerschwingfestigkeit der Stähle zur Beurteilung heranzuziehen.

Die Versuche zur Ermittlung der Dauerschwingfestigkeit wurde an jeweils 10 Drahtproben gemäß den Bestimmungen der EN ISO 15630-3 durchgeführt, wonach Dauerschwingversuche stets mit konstanter Oberspannung entsprechend der 0,6-fachen effektiven Zugfestigkeit R_m durchzuführen sind und die Grenzlastspielzahl für die Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit mit 2×10^6 festgelegt ist.

Jede Probe sollte mit konstanter Spannungsamplitude bis zum Bruch gefahren werden. Wurde auf einem Spannungsniveau eine Lastspielzahl von 2 Millionen Lastwechseln ohne Bruch erreicht, so wurde die Probe als sogenannter „Durchläufer“ klassifiziert. Die Durchführung der Versuche erfolgte im Prüflabor der Firma voest-alpine AUSTRIA DRAHT GmbH in Bruck an der Mur auf einer Prüfmaschine der Firma Amsler mit einer Prüffrequenz von ca. 90 Hz. Die Proben wurden auf eine Länge von 140 mm abgelängt und mittels eines eigens konstruierten Klemmsystems in die Prüfmaschine eingespannt. Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche sind im Bild 5.15 dargestellt.

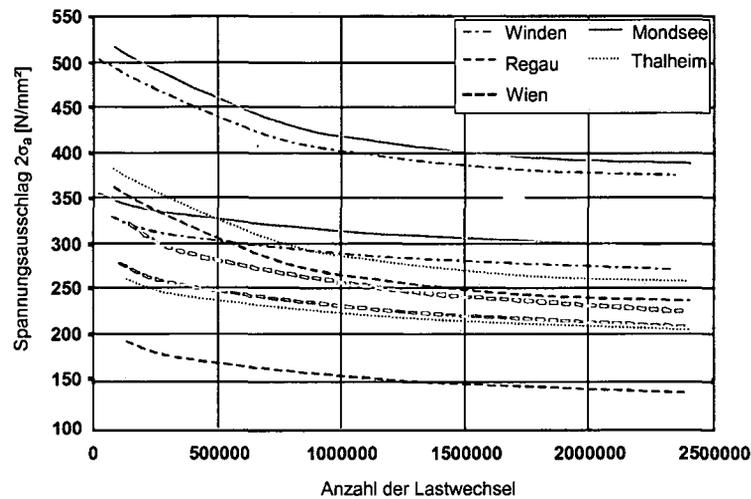


Bild 5.15. Dauerschwingversuche – obere und untere Trendlinie der Versuchsergebnisse

Der Einfluss der Korrosion auf das Ergebnis im Dauerschwingversuch ist sehr groß. Rost an der Stahloberfläche setzt die Dauerschwingfestigkeit deutlich herab. Diese Wirkung ist bereits bei Flugrost zu erkennen. Bei starkem Rost kann die Dauerschwingfestigkeit auf bis zu 10 % des erzeugungsfrischen Wertes abfallen.

Bei allen Versuchen wurden ausschließlich Proben mit Flugrost verwendet. Die niedrigsten Werte liefert der NEPTUN Stahl mit einer Dauerschwingfestigkeit von 140 N/mm².

Bei den beiden SIGMA Stählen zeigte sich ein deutlich unterschiedliches Verhalten. Während der Stahl aus Winden eine Dauerschwingfestigkeit von etwa 280 N/mm² aufwies, ergab sich für den Stahl aus Thalheim lediglich ein Wert von 210 N/mm². Auch die Litzen weisen mit einem Wert von 230 N/mm² eine eher geringe Dauerschwingfestigkeit auf. Am besten schneidet der Stahl DELTA 100 der Steinerbachbrücke Mondsee ab, jedoch liegt auch dessen Dauerschwingfestigkeit mit 300 N/mm² unter jener von erzeugungsfrischen Stählen dieses Typs.

Korrosionsversuche

Für die Prüfung der „Empfindlichkeit“ der Spannstähle gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion wurden Korrosionsversuche gemäß EN ISO 15630-3 (1999) durchgeführt. Beim sogenannten FIP-Test wird eine konzentrierte Ammoniumthiocyanat-Lösung mit 200 g NH₄SCN pro Liter destilliertem Wasser verwendet und auf die Probe eine konstante Last aufgebracht, die 80 % der Zugfestigkeit entspricht. Die Prüftemperatur beträgt 50°C. Bestimmt wird die Zeit bis zum Bruch der Probe. Bricht die Probe NICHT innerhalb eines Zeitraumes von 500 Stunden, wird der Versuch abgebrochen und als > 500 Stunden registriert. Versuche mit dieser höher konzentrierten Lösung führen rascher zum Bruch als Versuche in der stark verdünnten DIBt-Lösung; auch dieser Versuch ist in EN ISO 15630-3 (1999) genormt. Man erhält daher mit dem FIP-Test rascher eine größere Zahl von Ergebnissen, die statistisch ausgewertet werden können. In Anbetracht der bei allen Korrosionsversuchen doch sehr großen Streuung der Ergebnisse ist dies von großem Vorteil. Die Sicherheit in der Beurteilung der untersuchten Stähle wird dadurch erhöht. Der FIP-Test mit der höher konzentrierten NH₄SCN-Lösung wurde für die Beurteilung von kaltgezogenen Drähten und Litzen entwickelt und

wird daher vorwiegend für die Prüfung solcher Stähle eingesetzt. Die Ergebnisse der Korrosionsversuche nach EN ISO 15630-3 sind im Bild 5.16 dargestellt. Zur Beurteilung der Korrosionsempfindlichkeit werden die Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen von heute produzierten und aufgrund ihres Chemismus als nicht empfindlich gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion eingestuft Spannstählen verglichen.

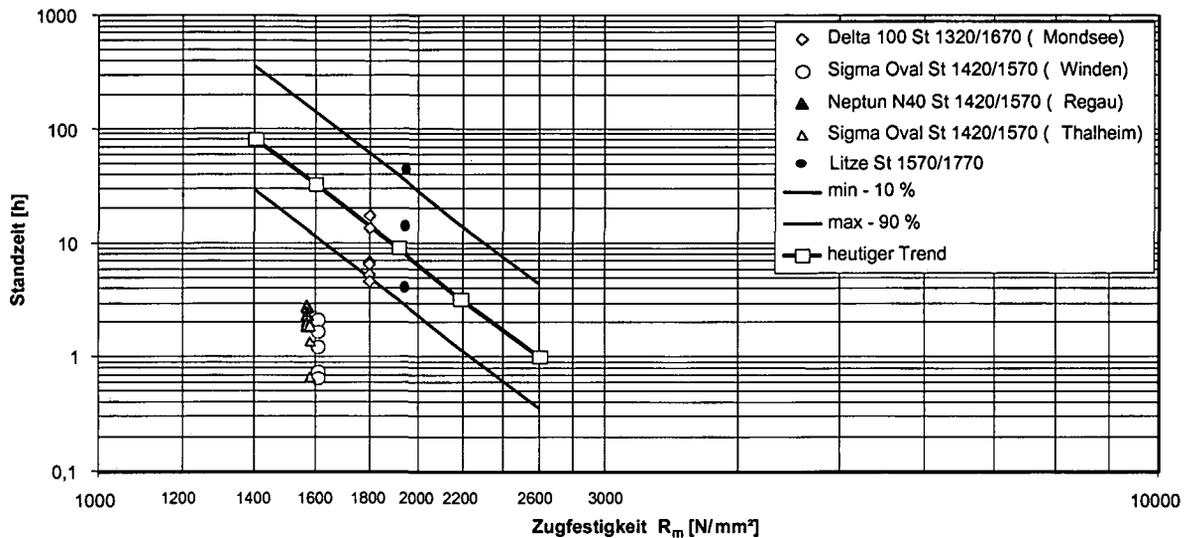


Bild 5.16. Ergebnisse der Korrosionsversuche – FIP-Test nach EN ISO 15630-3

Hier zeigte sich die größere Empfindlichkeit der vergüteten Stähle im Vergleich zu kaltgezogenem Stahl. Nur die Litzen St 1570/1770 aus der PORR Brücke in Wien und der Stahl DELTA 100 aus der Steinerbachbrücke Mondsee erreichte die Werte von erzeugungsfrischen Stählen, während die vergüteten Stähle je nach Grad des Korrosionsangriffes und Art des verwendeten Stahles sehr stark herabgesetzte Ergebnisse lieferten.

In Deutschland zieht man den sogenannten DIBt-Test des Deutschen Instituts für Bautechnik dem FIP-Test vor. Man schreibt dem DIBt-Test allgemeine Gültigkeit für alle Stähle zu. Der Versuchsaufbau ist bei diesem Versuch gleich wie beim FIP Test, jedoch ist die verwendete Korrosionslösung stark verdünnt. Stähle, die in dieser Lösung eine Standzeit von mindestens 2000 Stunden (fast 3 Monate) nachweisen können, werden als NICHT empfindlich gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion eingestuft.

Im DIBt-Test erreichte nur der Stahl DELTA 100 eine Standzeit von mehr als 2000 Stunden, alle anderen Stähle, sowohl die Drähte als auch die Litzen, welche im FIP Test sehr gute Ergebnisse zeigten, versagten nach deutlich kürzerer Zeit von wenigen Stunden bis hin zu 30 Tagen. Es bleibt jedoch zu bedenken, dass die Korrosionsversuche nach EN ISO 15630-3 grundsätzlich für die Beurteilung produktionsfrischer Stähle entwickelt wurden und somit eigentlich nur für diese gelten.

5.3.2.3 Schlussfolgerungen für die Beurteilung von Spannbetonbrücken

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die im Zuge dieses Berichts aus den mehr als 30 Jahre alten Brückentragwerken entnommenen Proben sich – mit Ausnahme der Autobahnüberführung Regau – weitgehend ohne besondere Schädigung durch Korrosion darstellen. Die Unterschiede im Oberflächenzustand der Stähle von Bauwerk zu Bauwerk lässt erkennen, dass durch fachgemäße Bauausführung der Schutz der Stähle im Beton auch über lange Zeiten gewährleistet ist. Das gilt auch im Hinblick auf heutzutage als empfindlich eingestufte vergütete (gehärtete und angelassene) Stähle der damaligen Herstellvariante.

Basierend auf den Untersuchungen kann demnach die Empfindlichkeit von Spannstählen in Abhängigkeit vom Herstellungsverfahren entsprechend Bild 5.17 beurteilt werden.

	Kaltgezogene Drähte und Litzen	Warmgewalzte, gereckte Stäbe	Vergütete Drähte
Erzeugung der Festigkeit	Hoher C-Gehalt, Kaltverformung	C + Legierungs- Elemente + Recken	C + Legierung +Abschrecken + Anlassen
Versetzungen	sehr viele	viele	kaum
Dichte	7,81 g/cm ³	7,85 g/cm ³	7,85 g/cm ³
Innere Spannung	mittel	niedrig	sehr hoch
	unempfindlich	wenig empfindlich	sehr empfindlich

Bild 5.17. Empfindlichkeit von Spannstählen in älteren Brücken gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion (Winter, 2001; Eichinger et al., 2002b)

Somit können vergütete Drähte im Allgemeinen als sehr empfindlich, kaltgezogene Drähte und Litzen jedoch als nicht empfindlich gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion klassifiziert werden. Dies spiegeln auch die in diesem Abschnitt zusammengefassten Untersuchungsergebnisse wider. Die eindeutig schlechtesten Werte zeigte der vergütete Stahl NEPTUN N40, der in Deutschland bereits seit längerer Zeit im Hinblick auf Korrosionseinflüsse als gefährlich eingestuft wurde. In Österreich wurde dieser Stahl in nur sehr wenigen Fällen verwendet. Jene Bauwerke, die mit NEPTUN N40 vorgespannt wurden, sind bekannt und werden systematisch und genauestens auf eventuell zu befürchtende Schäden untersucht.

Obwohl sich vergütete Spannstähle späterer Produktionen mit geänderter chemischer Zusammensetzung unter baupraktischen Bedingungen bei Einhaltung aller in den Regelwerken festgeschriebenen Vorschriften und Maßnahmen als weniger empfindlich erwiesen, werden heute in Österreich, so wie in fast allen Ländern Europas, keine vergüteten Stähle mehr verwendet (Winter, 2001). Die nach anderen Verfahren hergestellten Spannstähle haben sich als eindeutig sicherer gegenüber Korrosionseinflüssen erwiesen.

5.3.3 Untersuchungen zum Verpresszustand von Spanngliedern in bestehenden Brückentragwerken

Ein Großteil der Schäden an Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund resultiert aus Verpressmängeln in den Hüllrohren der Spannglieder. Aufgrund des fehlenden Mörtels hat der Spannstahl keinerlei Schutz mehr vor eindringendem Wasser und Chloriden. Die dadurch ermöglichten Korrosionsprozesse können Spannstahlbrüche nach sich ziehen. Erst in den letzten beiden Jahrzehnten wurde erkannt, wie groß die Bedeutung einwandfreier Verpressarbeiten für die Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken ist. Denn so lange der Spannstahl vollständig mit Zementmörtel umhüllt ist, wird er durch das alkalische Milieu vor Korrosion geschützt.

Die Sammlung und systematische Auswertung von Daten, die im Zuge von Brückeninspektionen gewonnen werden, liefern wertvolle Informationen für die Beurteilung der Zuverlässigkeit eines bestehenden Tragwerks. Eine wichtige Aufgabe im Zuge einer Brückeninspektion liegt dabei in der Beurteilung des Zustandes der Spannkabel. Die Korrosion der hochfesten Spannstähle ist in diesem Zusammenhang von besonderer Bedeutung, da sie zu einem plötzlichen Versagen von einzelnen Drähten bzw. Litzen eines Spannglieds oder sogar zur gänzlichen Zerstörung eines Kabels führen kann. Wenn mehrere Kabel in einer Brücke aufgrund von Korrosion vollkommen geschädigt sind, kann es, wie

von Matt (1994) beschrieben, im Extremfall sogar zu einem Versagen des Tragwerks ohne Vorankündigung kommen.

Im Zuge dieser Arbeit wurden daher Informationen zum Zustand der Spannkabel in zehn Straßenbrücken der Stadt Wien gesammelt. Zu diesem Zweck wurden mehr als 10000 Hüllrohrabschnitte geöffnet und deren Füllgrad sowie der Zustand des Spannstahls beurteilt. Die gesammelten Daten wurden statistisch ausgewertet, wobei der Lage der mangelhaft verpressten Hüllrohrabschnitte, dem Füllgrad der Hüllrohre und dem Korrosionsgrad der Spannstähle besonderes Augenmerk geschenkt wurde. Weiters wurden auch der Feuchtegrad der Hüllrohre sowie der Einfluss des Spannsystems auf den Verpressgrad im Zuge der Auswertung berücksichtigt.

Mit Hilfe der Untersuchungsergebnisse ist es möglich, im Hinblick auf Verpressmängel besonders empfindliche Typen von Spannbetonbrücken sowie kritische Bereiche im Spannkabelverlauf zu ermitteln. Diese Erkenntnisse sind für die Beurteilung der Zuverlässigkeit von bestehenden Spannbetontragwerken von großer Bedeutung, liefern aber auch wertvolle Informationen für die Inspektion und Zustandsbewertung von Brücken aus Spannbeton. Die detaillierten Untersuchungsergebnisse sind in Eichinger et al. (2000) und (2001) beschrieben.

5.3.3.1 Ursachen und Folgen von Verpressmängeln

Hinsichtlich einer vollständigen Verpressung spielen zahlreiche Faktoren eine mehr oder minder große Rolle, wobei jedoch den Eigenschaften des Zementmörtels, dem Fließquerschnitt (Verhältnis von Spannstahl- zu Hüllrohrfläche) und der Lage der zu verpressenden Stelle im Spannkabelverlauf der größte Einfluss zukommt.

Als Verpressmängel oder -fehler werden sämtliche in den Hüllrohren eingeschlossenen Hohlräume oder gänzlich leere Spannkabel bezeichnet. Hohlräume im Verpressgut können aus den verschiedensten Gründen entstehen wie z.B. durch abgesackten Mörtel oder die Bildung von Luftaschen oder Wasserlinsen in der Nähe der Spannstähle. In Tabelle 5.4 sind die wichtigsten Fehler, aus denen Verpressmängel resultieren können, zusammengefasst.

Tabelle 5.4. Ursachen von Verpressmängeln nach Rostásy & Gutsch (1997), Jungwirth et al. (1986) und Nürnberger (1999)

<i>Fehler</i>	<i>Ursache für Verpressmangel</i>
Fehler in der Planung	fehlerhafte Anordnung von Einpressstellen sowie Entlüftungen
Fehler in der Ausführung	nicht durchgängige Hüllrohre infolge Beschädigungen und Verstopfern Restwasser im Hüllrohr zu große oder zu geringe Einpressgeschwindigkeit unzureichende Kenntnis der Ausführenden mangelnde Sorgfalt der Ausführenden
Fehler bei der Mörtelzusammensetzung	ungeeignete Mörtel Eigenschaften (zu geringe Fließfähigkeit, Wasserabsonderungen, zu schnelles Ansteifen) ungünstige chemisch-physikalische Eigenschaften des Zements
Mangelnde Kontrollen während der Ausführung	fehlende Kontrolle des Verpressvolumens fehlende Kontrolle der Konsistenz des austretenden Mörtels (Luft- und Wasseranteil)
Ungünstige Ausführungsbedingungen	Frostperioden
Unausgereifte Technologien	unzureichende Anpassung der Verpresstechnik an neue Entwicklungen im Spannbetonbau

Im verpressten Zustand wird der Spannstahl im Hüllrohr vom Einpressmörtel wirksam gegen Korrosion geschützt. Der Korrosionsschutz beruht dabei auf der hohen Alkalität des Porenwassers des Zementmörtels mit pH-Werten zwischen 12,5 und 13,5 (sh. Abschnitt 5.2). Liegt der Spannstahl in einer Fehlstelle im Einpressmörtel oder in einem gänzlich unverpressten Hüllrohr, kann er in diesem Bereich keine Passivschicht ausbilden, wodurch an dieser Stelle der Korrosionsschutz beeinträchtigt ist.

5.3.3.2 *Erfahrungen aus anderen Ländern*

Im Folgenden sind Untersuchungsergebnisse zum Verpresszustand von vorgespannten Brückenbauwerken aus Deutschland, Dänemark, Belgien, Großbritannien, Frankreich und den USA zusammengefasst.

Untersuchungsergebnisse aus Deutschland

Bei Untersuchungen an Überbauteilstücken einer 30 Jahre alten Spannbetonbrücke (Neubert & Nürnberger, 1981) konnten an den polygonal geführten konzentrierten Spanngliedern in den Tief- und Hochpunkten stellenweise kleinere und größere Fehlstellen im Einpressmörtel festgestellt werden. An diesen Fehlstellen, aber auch teilweise in den vermörtelten Bereichen, wiesen die Litzenoberflächen örtliche und flächige Korrosionsnarben auf.

In König et al. (1986) wird die Untersuchung zweier Straßenbrücken aus den sechziger Jahre beschrieben. Es handelt sich dabei um eine zehnfeldrige Talbrücke aus Einfeldträgern mit zwei getrennten Überbauten und eine Hochstraße, die aus einem durchlaufenden einzelligen Kastenquerschnitt besteht. Bei der Talbrücke mussten in Extremfällen bis zu 25 % der Spannglieder als mangelhaft verpresst bewertet werden. Im Falle der Hochstraße wurden nahezu alle Längsspannglieder angebohrt und die Spannglieder im Mittel zu 91 % vollständig verpresst vorgefunden. Betrachtet man jedoch die einzelnen Baulose, erweisen sich 25 % der in zwei Baulosen inspizierten Spannkanäle als mangelhaft verpresst.

Rostásy & Gutsch (1997) berichtet über Untersuchungen an einer 35 Jahre alten fünffeldrigen Brücke, bei der die schlecht verpressten Spannglieder mittels Vakuum-Verfahrens saniert wurden. Die Untersuchungen zum Verpressgrad ergaben, dass die Spannstähle an den mangelhaft ausgeführten Spanngliedabschnitten leichten Flugrost aufwiesen, Korrosionsnarben aber nicht erkennbar waren. Dies lag auch daran, dass alle Spannkanäle trocken aufgefunden wurden.

Auch in den Dokumentationen der Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Bundesminister für Verkehr-Abteilung Straßenbau, 1982 & 1994) wird u.a. von Schäden an Spannbetonbrücken berichtet, die im Zusammenhang mit schlecht verpressten Hüllrohren und dem Eindringen von Wasser und Chloriden stehen. Bei einer Brücke waren die Hüllrohre aufgrund ungünstiger Strömungsverhältnisse des Mörtels im Hüllrohr nur unzureichend mit Verpressmörtel gefüllt, wobei jedoch keine Korrosionserscheinungen beobachtet wurden. In einer anderen Brücke waren 36% der untersuchten Hüllrohrabschnitte nicht verpresst, Korrosionsschäden wurden vor allem im Bereich der Spanngliedverankerungen beobachtet.

Untersuchungsergebnisse aus Dänemark

In Henriksen et al. (1999) wird von einer Reihe von Brückeninspektionen in Dänemark berichtet, bei der 51 Brückentragwerke, dies entspricht in etwa 6% aller Spannbetonbrücken des Landes, mittels Endoskopie hinsichtlich des Zustands der Spannglieder untersucht wurden. Ungefähr 50% der angebohrten Stellen erwiesen sich als mangelhaft verpresst, wobei bei 50 Brücken der Zustand der Spannglieder jedoch als gut bezeichnet wurde und kein wesentlicher Korrosionsfortschritt der Spannstähle festgestellt werden konnte.

Untersuchungsergebnisse aus Belgien

Nachdem es 1992 in Belgien ohne Vorankündigung durch sichtbare Zeichen zum Einsturz einer vorgespannten Rahmenbrücke bei Melle kam, wurden an 19 entwurfsgleichen Brücken die Spannglieder inspiziert (Matt, 1994). Als Folge der Inspektion wurden drei Brücken gesperrt und bei einer vierten die Nutzlast reduziert, wobei eine der drei gesperrten Brücken sehr starke Korrosionsschäden bei 60% der Spannglieder aufwies. Diese waren weder von außen ersichtlich noch lieferten Inspektionen mittels Radiographie und Potentialmessung schlüssige Beweise für Korrosionsschäden. Es wird davon ausgegangen, dass die Ursache des Einsturzes u.a. im Versagen der Spannglieder durch Korrosion infolge mangelhafter Verpressung liegt.

Untersuchungsergebnisse aus Großbritannien

Im Zuge einer Bestandsaufnahme und Beurteilung aller Brücken in Großbritannien sollen auch die insgesamt 3000 Spannbetonbrücken untersucht werden. Bis zum Jahr 1999 wurden bereits an 163 Brücken Verpressmängel sowie Korrosionsgrade von Spannkabeln und Verankerungen bestimmt. Wie von der britischen Highways Agency (HA et al., 1999) beschrieben, wurden in 46% aller inspezierten Hüllrohrabschnitte keine Verpressmängel festgestellt. 11% der untersuchten Abschnitte waren zur Gänze unverpresst. Ein Großteil der unverpressten Hüllrohrabschnitte weist jedoch nur sehr kleine Hohlstellen auf, sodass der Korrosionsschutz für den Spannstahl noch gewährleistet ist.

Von Matt (1994) und der britischen Highways Agency (HA et al., 1999) wird von den Untersuchungen an der Ynys-y-Gwas Brücke in Wales berichtet, die nach 32 Jahren aufgrund von starker Korrosion der Längs- und Quervorspannung einstürzte. Grund war neben einem massiven Einsatz von Tausalzen eine Reihe von Fehlern im Entwurf, der viele Fugen vorsah, durch die schließlich Wasser und Chloride eindringen konnten. Wie die Inspektion der Vorspannung zeigte, waren die Hüllrohre zwar generell gut verpresst, an den Stellen die jedoch Verpressmängel aufwiesen, hatte sich die Korrosion über den Spannstahl ausgebreitet und in einigen Fällen zu einem völligen Wegrosten des Stahls geführt.

Untersuchungsergebnisse aus Frankreich

Auch aus Frankreich sind einige Untersuchungsergebnisse zur Verpressqualität und Korrosion von Spanngliedern bekannt (HA et al., 1999). Wie die Studien an zahlreichen Brücken zeigen, liegen die Hauptursachen für die Korrosion der Spannbewehrung u.a. in der oft fehlenden oder mangelhaft ausgeführten Abdichtung in Verbindung mit schlecht verpressten Hüllrohren. Häufig findet man in Brücken, die vor 1960 gebaut wurden, teilweise leere oder sandgefüllte Hüllrohrabschnitte, da es zu dieser Zeit üblich war, Mörtel mit hohem Sandanteil zu verwenden. Zusätzlich dazu werden als Gründe für die Mängel unzureichende Verpresstechniken und nicht durchgängige Hüllrohre in Folge von Verstopfern genannt. Es wird darauf hingewiesen, dass mangelhafte Verpressung allein jedoch nicht ausreicht, um zur Korrosion des Spannstahls zu führen, sondern die Anwesenheit von Wasser im Hüllrohr notwendig ist, um den Prozess in Gang zu setzen. Dies belegen auch einige Untersuchungsergebnisse der Highways Agency (HA et al., 1999), die zeigen, dass unverpresste Spannglieder in trockenen Hüllrohren keinerlei Korrosion aufweisen.

Untersuchungsergebnisse aus USA

In den Vereinigten Staaten kommen im Brückenbau häufig Fertigteile zum Einsatz. Diese werden oft schon im Fertigteilwerk mit sofortigem Verbund vorgespannt oder es kommen externe Spannglieder zur Anwendung. Zahlreiche Schäden an diesen Brücken infolge Spannstahlkorrosion sind bekannt (American Concrete Institute, 1993), aber natürlich nicht mit Verpressmängeln in Verbindung zu setzen. Deshalb wird an dieser Stelle nicht näher darauf eingegangen.

Von Schupack (1994a) und (1994b) wird jedoch über die Untersuchungen an einer 35 Jahre alten Brücke mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund berichtet, wobei der Beurteilung der Spannglieder besondere Bedeutung zukommt. An der Brücke traten korrosionsbedingte Schäden an den Spannstählen auf, die in direktem Zusammenhang mit den mangelhaft verpresst vorgefundenen Hüllrohren standen. Aufgrund der Verpressmängel konnten stahlaggressive Stoffe an die Spannstähle gelangen, die zur Schädigung führten.

5.3.3.3 Untersuchte Brücken

Grundlage der vorliegenden Untersuchungen sind Daten zum Zustand der Spannkabel, welche die Stadt Wien im Zuge von Inspektionen an zehn Straßenbrücken aufnehmen konnte. Die älteste der untersuchten Brücken stammt aus dem Jahr 1956 (Bild 5.18), die jüngsten aus 1973 (Bild 5.19). Die Brücken wurden entweder konventionell auf Lehrgerüst oder im Freivorbau hergestellt. Die zwei wesentlichen Querschnittstypen waren Kasten- und T-Querschnitt. Die Gesamtlänge der Brücken reicht von 21,5 m (Bild 5.20) zu 478,4 m (Bild 5.21) mit maximalen Spannweiten von 15,0 m bis 101,0 m. Für alle Bauwerke wurde ein Beton der Güte B400 bzw. B450 verwendet. Die Betondeckung ist, dem damaligen Stand der Technik entsprechend, bei allen Brücken relativ gering. Für alle untersuchten Brücken ist zudem der geringe Grad an schlaffer Bewehrung charakteristisch.



Bild 5.18. Freudenaue Hafenbrücke



Bild 5.19. Knoten Arsenal

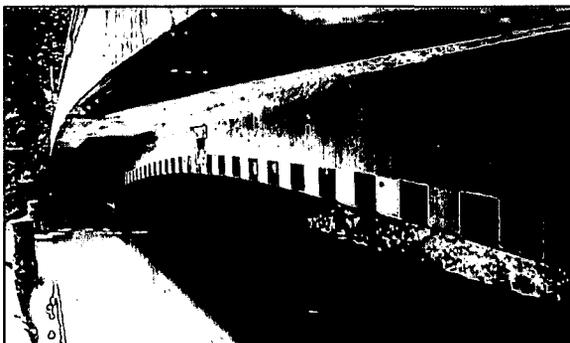


Bild 5.20. Kaiserwasserbrücke

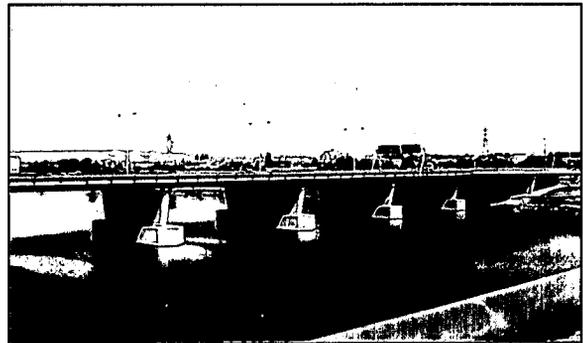


Bild 5.21. Nordbrücke

In Tabelle 5.5 sind die untersuchten Brücken sowie die Gesamtanzahl der geöffneten Hüllrohrabschnitte zusammengefasst.

Tabelle 5.5. Untersuchte Brücken

Name der Brücke	Baubeginn	Größte Spannweite [m]	Gesamtlänge [m]	Spannsystem	Anzahl der geöffneten Hüllrohabschnitte
Freudenauer Hafensbrücke	1956	90,50	210,70	Stäbe Ø 26	4.326
Freudenauer Hafensbrücke – Vorlandbrücke	1956	36,00	36,00	Stäbe Ø 26	387
Salztorbrücke	1961	54,80	90,60	Konzentriertes Spannglied (680 Drähte) Drähte 8Ø8	35 212
Nußdorferbrücke	1962	101,00	202,00	Konzentriertes Spannglied (252 Litzen)	1
Nordbrücke	1962	33,50	478,40	Drähte 24Ø8	1.057
Gürtelbrücke	1962	23,00	164,40	Drähte 12Ø12,2	820
Spetterbrücke	1964	31,50	124,30	Stäbe Ø 26	913
Kaiserwasserbrücke	1967	15,00	21,50	Drähte 12Ø7	30
Knoten Arsenal Nord	1973	26,80	330,20	Drähte 12Ø8 Stäbe Ø 32	1.494 479
Knoten Arsenal Süd	1973	51,60	299,00	Drähte 12Ø12	434
				Gesamt:	10.188

Die erste Zulassung für Litzenpannglieder mit nachträglichem Verbund stammt aus dem Jahr 1966. Daher waren Spanndrahtlitzen zur Zeit des Baus der untersuchten Brücken überhaupt nicht verfügbar bzw. noch nicht sehr weit verbreitet, weshalb in allen Brücken ohne konzentrierte Spannglieder Spanndrähte oder Spannstäbe zur Anwendung kamen. In zwei der Brücken befinden sich jedoch auch konzentrierte Spannglieder, welche aus relativ starken Spannstahlbündeln bestehen, die in Blechkästen geführt werden. Diese Kästen wurden nach dem Vorspannen verpresst. In der Salztorbrücke besteht das Spannstahlbündel aus 680 ovalen Spanndrähten, während in der Nußdorferbrücke bereits 7-drähtige Spanndrahtlitzen zur Anwendung kommen.

5.3.3.4 Inspektionsmethode

Die Informationen zum Zustand der Spannglieder wurden im Zuge einer Reihe von Brückeninspektionen gesammelt, wobei insgesamt 10188 Hüllrohabschnitte geöffnet wurden. Die Lage der Spannglieder wurde mit Hilfe von Plänen bestimmt, anschließend wurden an den entsprechenden Stellen Bohrlöcher mit Durchmessern von 22 bis 25 mm (Bild 5.22) hergestellt. Sobald die Bohrmaschine in Kontakt mit einem elektrischen Leiter - sprich dem Hüllrohr - kommt, wird diese sofort automatisch abgeschaltet und das Hüllrohr per Hand geöffnet, um ein Verletzen des Spannstahls zu vermeiden. Konnte ein Hüllrohabschnitt nur teilweise oder auch gar nicht verpresst aufgefunden werden, so wurde mit Hilfe eines Endoskops der Zustand und der Korrosionsfortschritt der Spannglieder beurteilt (Bild 5.23). Da die Korrosion entscheidend vom Vorhandensein von Feuchtigkeit im Bereich des Spannstahls abhängt, wurde zusätzlich auch der Feuchtegrad des Hüllrohrs bestimmt. Eine allseitige Blickrichtungssteuerung des Endoskops war von außen möglich. Die Reichweite der möglichen Erfassung der Hohlraumgröße und des Korrosionsgrades des Spanngliedes beläuft sich auf 0,5 m in jede Richtung.



Bild 5.22. Bohrloch zur Beurteilung des Spannkabels (d = 25 mm)



Bild 5.23. Inspektion mittels Endoskopie

Die Beurteilung mittels Endoskop erfolgt visuell und ist daher stark von der Erfahrung und der Kompetenz des Prüfpersonals abhängig. Aufgrund der Verzerrungseffekte und der ungewöhnlichen Perspektive ist bezüglich der Interpretation der übertragenen Bilder das geschulte Auge eines Spezialisten von großer Bedeutung. Um die Beurteilung der untersuchten Parameter dennoch weitestgehend einheitlich zu gestalten, wurden vordefinierte Kriterien verwendet. Für den Füllgrad der Hüllrohre wurden fünf Klassen eingeführt, die von voll über $2/3$ voll, $1/2$ voll, $1/4$ voll bis hin zu leer reichten. Dabei muss berücksichtigt werden, dass z.B. ein zu $2/3$ gefülltes Hüllrohr als vollständig verpresst bezeichnet wird, falls das Bohrloch die untere Hälfte des Hüllrohrs trifft, wie in Bild 5.24 schematisch dargestellt. Ebenso könnte ein halb volles Hüllrohr als voll beurteilt werden, wenn die Bohrung auf den unteren Teil des Hüllrohrs stösst. Die korrekte Beurteilung ist daher stark abhängig vom gewählten Bohrerlochdurchmesser und von der Größe der Öffnung am Hüllrohr. Ganz eindeutig können nur die vollen und leeren Spannkänel bestimmt werden, auch bei den viertel vollen Hüllrohren ist eine Fehlbewertung äußerst unwahrscheinlich.

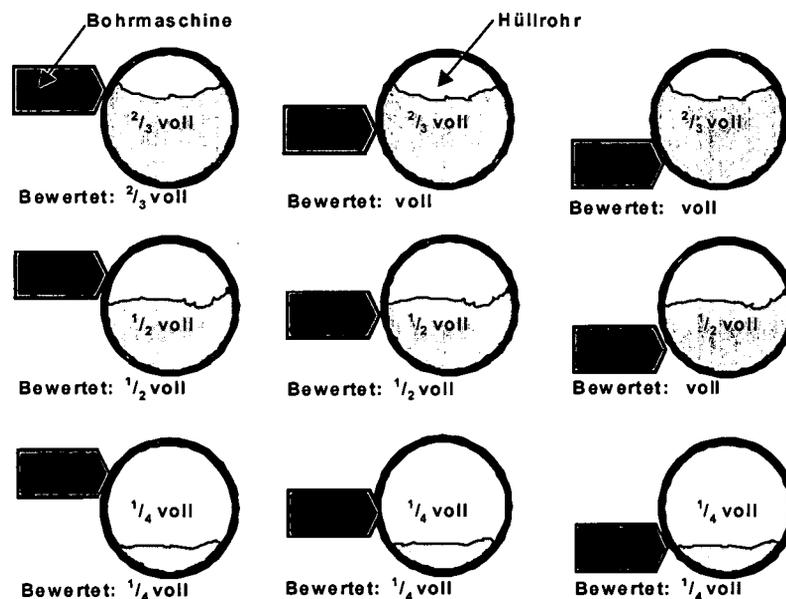


Bild 5.24. Bewertung der Füllgrade je nach Antreffen des Hüllrohrs

Bei der Beurteilung des Korrosionsgrads der Spannglieder wurde zwischen praktisch blankem Stahl, geringem Rost, Flugrost, Fleckenrost, starkem Rost und Narbenrost unterschieden. Als gering rostig wurden Stähle mit vorwiegend blanker Oberfläche mit Flugrostflecken in relativ großen Abständen beurteilt, während die Beurteilung „Flugrost“ für großflächige Flugrostflecken, die jedoch noch mit einem trockenen Lappen oder einer weichen Bürste entfernt werden könnten, herangezogen wurde. Fleckenrost bezeichnete einen flächenhaften Abtrag über Teile der Oberfläche, starker Rost über die

gesamte Oberfläche und Narbenrost voluminöse Rostprodukte mit vermehrtem flächenhaftem Abtrag und ansatzweisem Lochfraß. Im Gegensatz zu den Spanngliedern wurden bei der Beurteilung des Korrosionsgrads der Hüllrohre nur in die Klassen „blank“, „Flugrost“ und „starker Rost“ unterteilt.

Die Bestimmung des Feuchtegrads erfolgte mittels einer Einteilung in trocken, feucht, nass oder wasserführend. Die Farbe des Einpressmörtels sowie Ablagerungen von Zementmörtel auf dem Spann Stahl oder den Hüllrohren wurden als Zusatzinformationen dokumentiert, es liegen jedoch keine Informationen über die Zusammensetzung sowie die chemisch-physikalischen Eigenschaften der verwendeten Mörtel vor.

Die Endoskopie fällt in den Bereich der quasi-zerstörungsfreien Prüfmethode, da die Brücke zwar an der zu untersuchenden Stelle angebohrt werden muss, um das Hüllrohr öffnen zu können, ansonsten aber keine Schädigung des Bauwerks notwendig ist. Im Vergleich zu anderen Inspektionsmethoden wie Radiographie mit Gammastrahlen, Ultraschall- oder Impact-Echo, liegen die Vorteile der Endoskopie in den relativ geringen Kosten und der Quasi-Zerstörungsfreiheit, die dennoch eine visuelle Beurteilung der ansonsten unzugänglichen Spannkabel ermöglicht. Die Endoskopie erlaubt sowohl eine zuverlässige Bestimmung des Korrosionsgrads der Spannstähle als auch das Auffinden von Hohlstellen im Verpressmörtel.

Es ist bekannt, dass nicht alle Stellen eines Spanngliedes im Hinblick auf eine mangelhafte Verpressung gleich gefährdet sind. Um genau bestimmen zu können, welche Stellen im Zuge des Spanngliedverlaufs als besonders anfällig gelten, wurde Hoch-, Tief- und Wendepunkte sowie Koppelstellen und Verankerungen untersucht. In Bild 5.25 sind die untersuchten Bereiche im Spanngliedverlauf zusammengefasst. Da es relativ schwierig ist, die genaue Lage der Hoch-, Tief- und Wendepunkte eines eingebauten Spannkabels zu bestimmen, bezieht sich die Bezeichnung der untersuchten Punkte auf die in der Zeichnung in Bild 5.25 in Farbe dargestellten Bereiche, d.h. als Tiefpunkt wird nicht nur der tatsächliche exakte Tiefpunkt bezeichnet, sondern jeder Punkt in den grün dargestellten Bereichen.

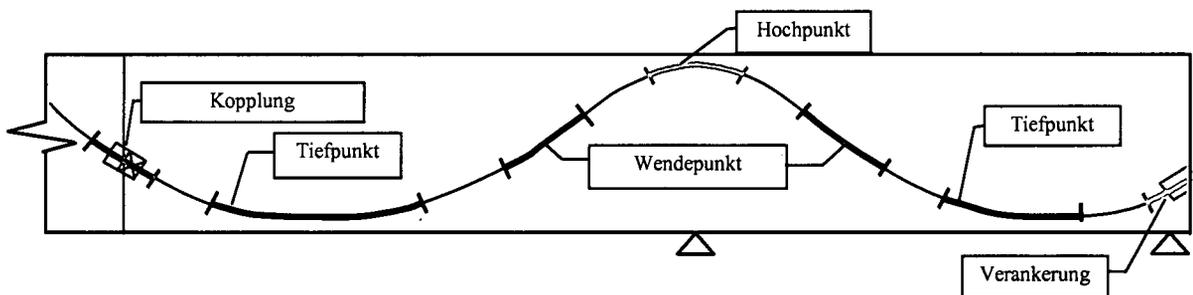


Bild 5.25. Lage der untersuchten Abschnitte im Spanngliedverlauf

In Tabelle 5.6 ist die Anzahl der in den unterschiedlichen Abschnitten im Spanngliedverlauf durchgeführten Inspektionsbohrungen für jedes einzelne Brückentragwerk dargestellt. Die insgesamt 36 an den konzentrierten Spanngliedern durchgeführten Bohrungen können aufgrund der dicht nebeneinander laufenden Drähte bzw. Litzen nicht direkt mit den Einzelspanngliedern verglichen werden, weshalb diese der Kategorie „Andere“ zugeordnet wurden.

Neben den 36 an den konzentrierten Spanngliedern vorgenommenen Bohrungen umfasst diese Kategorie die Quervorspannung in den Fahrbahnplatten der Brücken oder die Zugwandvorspannung, die in der Salztorbrücke zur Anwendung kam, wobei besonders letzterer aufgrund der vertikalen Anordnung der Spannkabel und der damit verbundenen Probleme beim Verpressen bei der Durchführung der Untersuchungen große Aufmerksamkeit gewidmet wurde.

Tabelle 5.6. Lage der untersuchten Hüllrohrabschnitte

	Bereich Wendepunkt	Bereich Tief- punkt	Bereich Hochpunkt	Endveranker- ungen	Kopplungen	Anderer
<i>Freudenauer Hafenerbrücke Haupttragwerk</i>	706	1.352	209	220	291	1.548
<i>Freudenauer Hafenerbrücke Vorlandbrücke</i>	55	204	0	32	0	96
<i>Salztorbrücke</i>	0	0	0	0	0	247
<i>Nußdorferbrücke</i>	0	0	0	0	0	1
<i>Nordbrücke</i>	609	101	215	132	0	0
<i>Gürtelbrücke</i>	374	254	32	67	82	11
<i>Spetterbrücke</i>	354	240	6	116	197	0
<i>Kaiserwasserbrücke</i>	21	9	0	0	0	0
<i>Knoten Arsenal Tragwerk Nord</i>	990	141	0	128	714	0
<i>Knoten Arsenal Tragwerk Süd</i>	54	19	8	204	76	73
<i>Summe</i>	3.163	2.320	470	899	1.360	1.976

5.3.3.5 Datenauswertung

Wie in Bild 5.29 dargestellt, stammt ein großer Teil der Daten von Wendepunkten und Tiefpunkten der Spannkabel. Der Grund dafür liegt einerseits darin, dass Tiefpunkte im Allgemeinen als eher kritisch im Bezug auf eine mangelhafte Verpressung gelten, andererseits sind Tief- und Wendepunkte meist wesentlich leichter zu inspizieren als z.B. Hochpunkte, die nahe der Fahrplanplatte liegen und daher aufgrund der erschwerten Zugänglichkeit meist nur im Falle einer Belagerungsrenewierung und damit verbundenen Sperre der Brücke für Verkehr untersucht werden können.

Die Tatsache, dass in den unterschiedlichen Hüllrohrabschnitten eine ungleiche Anzahl von Proben vorliegt, blieb bei der Auswertung des Korrosionsgrads der Spannstähle und des Feuchtegrads der Hüllrohre unberücksichtigt, wurde aber sehr wohl in die Beurteilung der tatsächlichen Lage der unverpressten Hüllrohrabschnitte im Spannkabelverlauf mit einbezogen, da die Anzahl der Informationen von Wende- und Tiefpunkten ja wesentlich höher ist als von Hochpunkten sowie Kopplungen und Endverankerungen. Ähnliches gilt auch für die Beurteilung des Einflusses des Spannsystems auf den Verpressgrad, da in diesem Fall die Anzahl der untersuchten Spannstäbe weit über jener der Spanndrähte lag.

Aus diesem Grund wurde, um eine Verzerrung der Ergebnisse zu vermeiden und einen Vergleich der Daten zu ermöglichen, das Ungleichgewicht an Informationen in der statistischen Auswertung und Korrelation des Datenmaterials durch eine entsprechende Gewichtung der Daten ausgeglichen.

5.3.3.6 Ergebnisse der Untersuchungen

Im Folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse aus der Untersuchung zusammengefasst, wobei besonderes Augenmerk auf der Lage der unverpressten Hüllrohrabschnitte, dem Füllgrad und dem Feuchtegrad der Hüllrohre, dem Korrosionsfortschritt der Spannglieder sowie auf dem Einfluss des gewählten Spannverfahrens auf die Verpressqualität liegt. Die detaillierten Untersuchungsergebnisse finden sich in Eichinger et al. (1999).

In Bild 5.26 sind die Füllgrade der Hüllrohre der untersuchten Brücken zusammengefasst. Nur eine Brücke zeigte einen relativ hohen Anteil an mangelhaft verpressten Hüllrohre. Bei allen anderen Bauwerken waren 90 % bis 98 % der untersuchten Hüllrohrabschnitte vollständig verpresst.

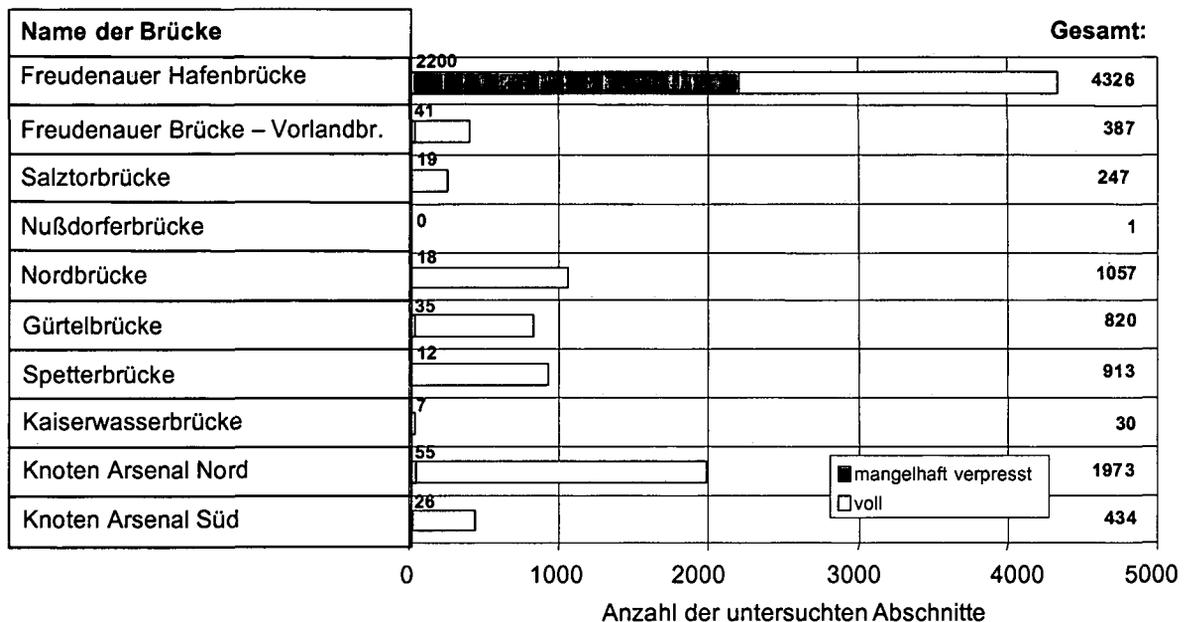


Bild 5.26. Vollständig und mangelhaft verpresste Hüllrohrabschnitte in den untersuchten Brücken

Die Freudenauer Hafенbrücke, welche die höchste Zahl an unverpressten Stellen aufweist, wurde im Jahr 1956 gebaut und ist die älteste der untersuchten Brücken. Sie ist eine der ersten Brücken in Österreich die im Freivorbau hergestellt wurden und vereint somit ein innovatives Bauverfahren mit der in den 50er Jahren in Österreich auch noch recht selten angewendeten Methode der Vorspannung (Mermon, 1959). Die schlechten Ergebnisse der Freudenauer Hafенbrücke liegen möglicherweise darin, dass auf beiden Gebieten sowohl der Kenntnisstand der Ausführenden als auch das theoretische Wissen über mögliche Schwachstellen der Konstruktion relativ gering war. Aus diesem Grund waren auch mögliche Fehlerquellen weitgehend unbekannt.

Die Verpressqualität hängt entscheidend vom Fließquerschnitt und somit vom Verhältnis zwischen Spannkabel- und Hüllrohrfläche ab. Ist das Verhältnis sehr hoch, d.h. in Fällen wo die Fläche des Spannkabels groß im Vergleich zur Hüllrohrfläche ist, können Hohlräume und Entmischungen entstehen und eine vollständige Verpressung nicht mehr garantiert werden. Spannstahl-Hüllrohrverhältnisse von mehr als 0,50 waren vor allem in der Zeit vor 1963 bei Stabspannverfahren durchaus üblich, d.h. dass der Hüllrohrdurchmesser nur geringfügig größer war als der verwendete Stabdurchmesser. Im Gegensatz dazu liegt das Spannstahl-Hüllrohrverhältnis für Litzen- und Drahtspannverfahren heute zwischen 0,20 und 0,45. Besondere Schwierigkeiten ergeben sich zusätzlich, wenn die Spanndrähte sehr eng beieinander liegen, da es zu einem Heraustreten des Wassers aus dem Zementleim kommen kann. Dieses "Bluten" oder Wasserabfiltrieren wird auch Dochtwirkung genannt. Ist im Gegensatz dazu der Fließquerschnitt sehr groß, wird die Sedimentationsneigung des Mörtels gefördert. Hohlräume durch aufsteigende Luftblasen oder Blutwasser können die Folge sein.

Lage der mangelhaft verpressten Hüllrohrabschnitte im Spannkabelverlauf

In den 50er und 60er Jahren, als es sich beim Spannbeton um ein noch relativ junges Bauverfahren handelte, wurden der Qualität des Verpressmörtels und dem Füllgrad der Hüllrohre wenig Beachtung geschenkt und deren Bedeutung für die Dauerhaftigkeit nicht erkannt. Zusätzlich dazu hatten die Hüllrohre im Vergleich zu den heute verwendeten relativ kleine Durchmesser, was zu Problemen während der Verpressarbeiten und zu zahlreichen mangelhaft verpressten Hüllrohrabschnitten führen konnte. Die vorliegenden Untersuchungen spiegeln all diese Tatsachen wider, nichtsdestotrotz wurden aber

mehr als 2/3 der untersuchten Hüllrohrabschnitte vollständig verpresst vorgefunden, nur 24% der 10188 untersuchten Abschnitte zeigten Verpressmängel. Bei der Auswertung wurden die Daten entsprechend gewichtet, um die ungleiche Anzahl an Inspektionen in den einzelnen Hüllrohrabschnitten auszugleichen und einen Vergleich der Ergebnisse zu ermöglichen.

Die Ergebnisse bezüglich der Verpressgrade der Hüllrohre sind durchaus zufriedenstellend, vor allem dann wenn die Ergebnisse der Freudenaier Hafenbrücke nicht direkt berücksichtigt werden. Wie bereits erwähnt, hat die Freudenaier Hafenbrücke aufgrund ihres Alters und des verwendeten Bauverfahrens, welche die Qualität der Brücke sicher stark beeinflussten, eine Sonderstellung inne. Schließt man also die Ergebnisse dieser Brücke aus, zeigt sich, dass nur 4% der untersuchten Hüllrohrabschnitte mangelhaft verpresst sind. Dies lässt den Schluss zu, dass die Anzahl mangelhaft verpresster Hüllrohre in älteren Spannbetonbrücken oftmals überschätzt wird.

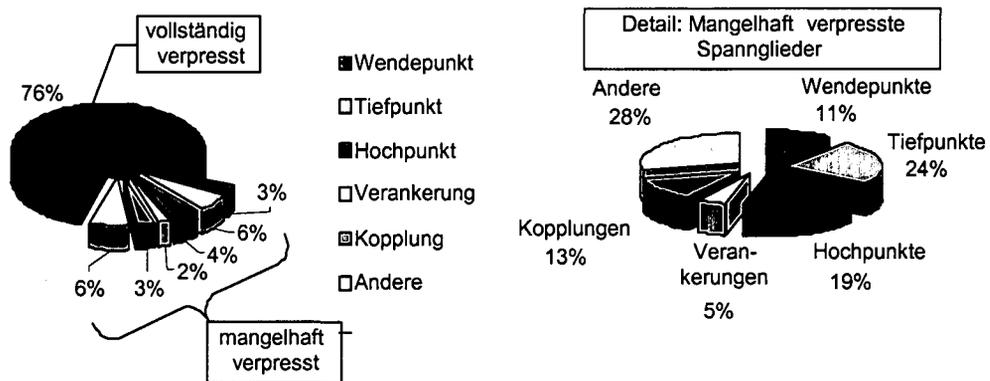


Bild 5.27. Lage der mangelhaft verpressten Hüllrohrabschnitte im Spanngliedverlauf

Wie in Bild 5.27 dargestellt, sind vor allem Hoch- und Tiefpunkte besonders anfällig auf mangelhafte Verpressung. Kopplungen, Wendepunkte und Verankerungen weisen im Gegensatz dazu weniger Verpressmängel auf. In diesem Zusammenhang sind jedoch vor allem die mangelhaft verpressten Hochpunkte als besonders kritisch im Bezug auf die Dauerhaftigkeit anzusehen, da die Spannkabel in diesem Bereich sehr nah an der Fahrbahnplatte mit ihren aggressiven Umgebungsbedingungen, u.a. verursacht durch Tausalze, liegen. Für ältere Brücken ist dies, aufgrund der oftmals schlecht ausgeführten Abdichtungen, von besonderer Bedeutung.

Füllgrad der Hüllrohre

Neben der Lage der unverpressten Hüllrohre ist auch deren Füllgrad von entscheidender Bedeutung. Wie in Bild 5.28 dargestellt waren von den 10188 untersuchten Hüllrohrabschnitten nur 7% völlig leer.

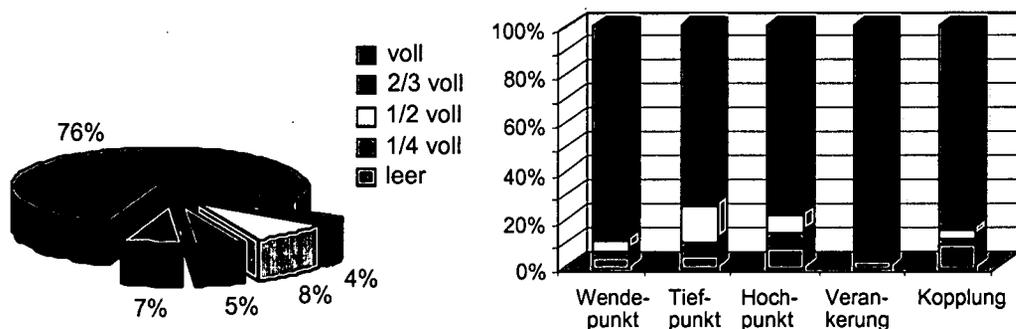


Bild 5.28. Füllgrad der Hüllrohre

An den Tiefpunkten konnte die größte Anzahl an mangelhaft verpressten Hüllrohrabschnitten festgestellt werden, während Kopplungen und Hochpunkte die größte Zahl an völlig leeren Hüllrohrab-

schnitten aufwiesen. Die meisten vollständig verpressten Hüllrohre fanden sich erstaunlicherweise in der Nähe der Endverankerungen, obwohl diese Bereiche oft als kritisch im Bezug auf eine mangelhafte Verpressung gelten (Rostásy & Gutsch, 1997).

Interessant sind in diesem Zusammenhang auch die Untersuchungen zum Verpressgrad der Zugwandvorspannung in der Salztorbrücke. Es ist bekannt, dass das Verpressen von vertikalen Spanngliedern oft mit Problemen verbunden ist (Matt, 1994, Rostásy & Gutsch, 1997). Der Mörtel wurde von unten in das Hüllrohr eingepresst, wobei aber oft aufgrund des Absackens des Mörtels unter den oben gelegenen Ankerplatten Hohlräume entstanden. Weiters waren auch keine zusätzlichen Einfüllöffnungen zum Nachverpressen vorgesehen. Aus diesem Grund wurde die Vertikalvorspannung der Salztorbrücke in drei unterschiedlichen Höhenlagen inspiziert. Es konnte beobachtet werden, dass mit zunehmender Höhe auch die Anzahl der Fehlstellen steigt. Die starken Ablagerungen an den Spannstählen und Hüllrohren geben Grund zu der Annahme, dass sich der Mörtel in diesen Bereichen sehr stark gesetzt hat.

Korrosionsgrad und Feuchtegrad

Eine mangelhafte Verpressung ist nicht allein Ursache für die Korrosion der Spannstähle. Von ebenso großer Bedeutung ist in diesem Zusammenhang das Vorhandensein von Wasser und Sauerstoff in den Hüllrohren, da diese ja in erster Linie den Korrosionsprozeß in Gang setzen (König et al., 1998). Können zusätzlich noch Chloride in das Hüllrohr gelangen fällt der Korrosionsprozeß deutlich aggressiver aus. Die Bestimmung des Feuchtegrades in den Hüllrohren zeigte, dass nur drei der insgesamt 10188 untersuchten Hüllrohrabschnitte ein gewisses Maß an Feuchtigkeit enthielten, wobei eine Stelle als feucht, eine als nass und eine als wasserführend klassifiziert werden konnte.

Die Ergebnisse der Beurteilung des Korrosionsgrades sind in Bild 5.29 graphisch dargestellt, wobei sich die Prozentangaben auf die Zahl der mangelhaft verpressten 2413 Hüllrohrabschnitte beziehen und nicht auf die Gesamtzahl der Untersuchungen von 10188 Abschnitten.

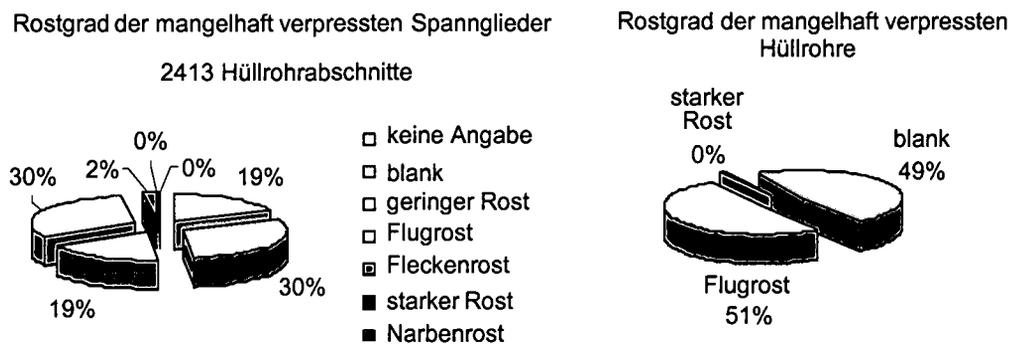


Bild 5.29. Korrosionsgrad der Hüllrohre (rechts) und Spannkabel (links) in mangelhaft verpressten Hüllrohren

Das Fehlen von Korrosion ist natürlich keine Garantie dafür, dass die Spannkabel auch in Zukunft keinerlei Korrosionserscheinungen aufweisen werden, sondern nur ein Hinweis darauf, dass zur Zeit keine gefährlichen Bedingungen im Beton und Verpressmörtel vorliegen. Theoretische Ansätze zur Bestimmung der Korrosionsrate zeigen, dass Spannglieder über sehr lange Zeit vor Korrosion geschützt sind, wenn diese nur durch äußere Stoffe eingeleitet wird. Nichtsdestotrotz zeigen die Ergebnisse der untersuchten Brücken, dass die korrosionsfördernden Stoffe erst in sehr wenigen Fällen zu den Hüllrohroberflächen vorgedrungen sind.

Einfluss des Spannverfahrens auf den Verpressgrad

Es ist bekannt, dass das verwendete Spannverfahren die Verpressqualität entscheidend beeinflusst (Clark et al., 2002). Dies wird auch durch die Ergebnisse dieser Untersuchung bestätigt. Wie Bild 5.30 zeigt, wurde ein Großteil der mangelhaft verpressten Hüllrohrabschnitte in jenen Brücken gefun-

den, die mit Hilfe von Spannstäben vorgespannt wurden. Dies wird dadurch begründet, dass der freie Fließquerschnitt für den Mörtels aufgrund des ungünstigen Verhältnisses Spannstab- und Hüllrohrdurchmesser relativ gering war, was zu den bereits am Beginn des Abschnitts 5.3.3.1 erwähnten Problemen beim Verpressen führte. Natürlich beeinflusst auch hier das Haupttragwerk der Freudenaauer Hafenerbrücke, bei der ein Stabspannverfahren zur Anwendung kam, die Ergebnisse stark. Hier lag das Verhältnis zwischen Spannstaahl- und Hüllrohrfläche bei 0,75. Aber auch die anderen mit Stäben vorgespannten Brücken bestätigen den Trend. Bei der Vorlandbrücke der Freudenaauer Hafenerbrücke wurden 11% der Spannkanäle mangelhaft verpresst vorgefunden, bei dem Abschnitt des Knotens Arsenal, bei dem Stäbe zum Einsatz kamen, zeigten 9% der Spannkanäle Verpressmängel, wobei besonders die Bereiche der Koppelfugen und der Wendepunkte als kritisch anzusehen waren. Eine Ausnahme bildet jedoch die Spetterbrücke, deren Verpressgrade durchaus mit jenen der Brücken mit Drahtspannverfahren verglichen werden können. Dies liegt auch darin begründet, dass diese Brücke ein etwas günstigeres Verhältnis zwischen Spannstaahl- und Hüllrohrdurchmesser aufweist.

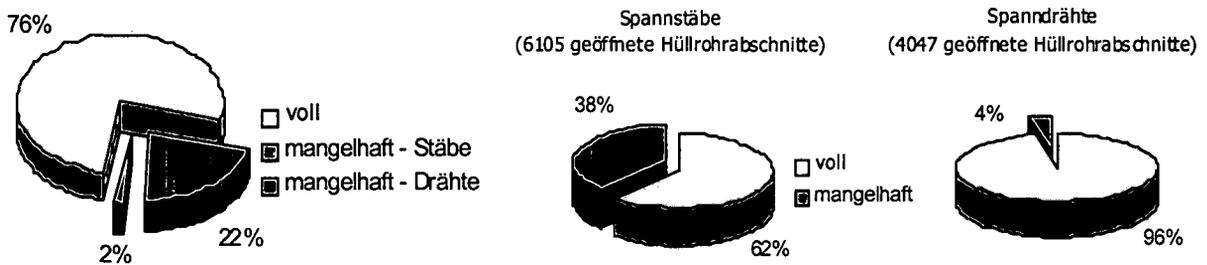


Bild 5.30. Einfluss des Spannverfahrens auf den Verpressgrad

In jenen Brücken, in welchen Spannstäbe zur Vorspannung verwendet wurden, zeigten sich vor allem Verankerungen, Kopplungen und Wendepunkte als sehr kritisch im Hinblick auf eine mangelhafte Verpressung. Aus diesem Grund sollte diesen Bereichen bei der Inspektion und Beurteilung einer bestehenden Brücke wohl besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden.

Heute sind die Probleme, die in den Anfängen der Spannbetonbauweise bei Verwendung von Stabspannverfahren auftraten, gelöst, da wesentlich größere Hüllrohrdurchmesser zur Anwendung kommen und somit ein optimaler Fließquerschnitt garantiert wird. Dadurch können Fehler beim Verpressen, die früher aufgrund des zu geringen Spannstaahl-Hüllrohrverhältnisses entstanden, heute vermieden werden.

5.3.3.7 Schlussfolgerungen für die Beurteilung von Spannbetonbrücken

Ausgehend von den vorliegenden Untersuchungsergebnissen an zehn vorgespannten Brücken der Stadt Wien, kann festgestellt werden, dass der Zustand der Spannglieder in alten Spannbetonbrücken besser ist als ihr Ruf. Dies gilt natürlich nur für Brücken, die den untersuchten Brücken in Entwurf, Bauausführung und Erhaltung ähnlich sind.

Der Zustand der Spannglieder in den untersuchten Brücken konnte generell als gut beurteilt werden. In neun von zehn Brücken war nur ein äußerst geringer Teil der Hüllrohre mangelhaft verpresst. In den wenigen Fällen, in denen Verpressmängel in den Hüllrohren festgestellt werden konnten, zeigten die Spannkabel nur ein sehr geringes Maß an Korrosion. In einer Brücke konnte eine höhere Zahl an schlecht verpressten Hüllrohrabschnitten gefunden werden, dies lässt sich aber dadurch erklären, dass es sich bei dieser Brücke um eine der ersten vorgespannten und zusätzlich im Freivorbau hergestellten Brücken Österreichs handelt. Zusätzlich dazu war in diesem Fall auch das Verhältnis zwischen Spannstaahl- und Hüllrohrfläche sehr ungünstig.

Die Bereiche im Spannkabelverlauf, bei denen gehäuft Verpressmängel auftreten, sind Hoch- und Tiefpunkte. Aus diesem Grund sollte bei der Inspektion und Beurteilung alter Spannbetonbrücken diesen Bereichen besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Was das Spannverfahren betrifft, zeigten die Untersuchungen, dass Spannstäbe wesentlich kritischer im Hinblick auf eine mangelhafte

Verpressung zu beurteilen sind als Spanndrähte. Auf alten Brücken, bei denen Spannstäbe zum Einsatz kommen, sollte daher besonderes Augenmerk liegen.

5.3.4 Untersuchungen zum Tragverhalten von bestehenden Brückentragwerken mit geschädigten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund

Um die Tragfähigkeit von Spanngliedern mit Schäden am Spannstahl, die z.B. durch Korrosion hervorgerufen sein können, besser beurteilen zu können, wurden Zugversuche an geschädigten Spanngliedern durchgeführt. Die getesteten Spannglieder enthielten Spannstähle, die in gewissen Abständen gebrochen waren. Die aufnehmbaren Zugkräfte der geschädigten Spannkabel wurden ausgewertet, um bei bestehenden Bauwerken, bei denen die Wahrscheinlichkeit von Spannstahlbrüchen hoch ist, eine realistische Abschätzung der Tragfähigkeit zu erhalten.

5.3.4.1 Verwendete Spannstähle

Die Versuche wurden an Spanngliedern mit Spanndrähten und siebendrähtigen Litzen durchgeführt. Die für die Versuche verwendeten Spanndrähte stammten aus der Murbrücke Thalheim, die Litzen aus der PORR Brücke Wien. An den Spannstählen dieser Brücken wurden auch, wie in Abschnitt 5.3.2 beschrieben, Untersuchungen zu deren mechanischen und chemischen Eigenschaften durchgeführt. Alle untersuchten Spannkabel waren in sehr gutem Zustand, die Hüllrohre waren vollständig verpresst, keiner der Drähte war gebrochen oder zeigte Anzeichen von Korrosion (Bild 5.31).

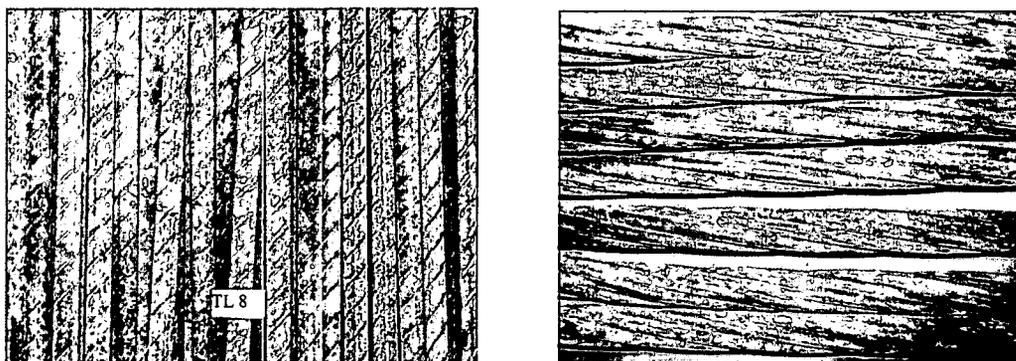


Bild 5.31. Zur Herstellung der Versuchskörper verwendete Drähte aus dem Spannglied TL8 der Murbrücke Thalheim (links) und Litzen aus dem Spannglied W1 der PORR Brücke Wien (rechts)

Wie in Abschnitt 5.3.2 beschrieben, wurden die mechanisch-technologischen Eigenschaften an einzelnen Drahtabschnitten im Zugversuch bestimmt.

5.3.4.2 Versuche an Zuggliedern aus alten Spannstählen

Mit Hilfe der Spanndrähte und Litzen aus den abgebrochenen Brückentragwerken wurden neue Spannglieder zusammengesetzt. Diese Spannglieder wiesen Spannstahlbrüche an festgelegten Stellen auf. Es wurden Versuche durchgeführt, um den Einfluss des Verbunds zwischen Spannstahl, Verpressmörtel, Hüllrohre und umgebendem Beton auf die Tragfähigkeit von geschädigten Spanngliedern zu bestimmen. Die Versuchsergebnisse sind bei der Beurteilung vergleichbarer bestehender Brücken, bei denen angenommen werden kann, dass Schäden am Spannstahl vorliegen könnten, hilfreich.

Die Spannglieder wurden aus Drähten bzw. Litzen aus verschiedenen Teilen der Brücken zusammengesetzt. Um unvorhergesehene Einflüsse während der Tests zu vermeiden, wurde nur Spannstahl verwendet, der keine Zeichen von Korrosion aufwies. Die Versuche und deren Ergebnisse sind im Detail in Eichinger et al. (2003b), Pechhacker (2003) und Petraschek (2002) beschrieben.

Beschreibung der Versuchskörper

Insgesamt wurde 41 Prüfkörper hergestellt, davon 24 mit Drähten und 17 mit Litzen. Sieben Prüfkörper enthielten Spannkabel mit acht Drähten und 17 Körper Spannkabel mit zwölf Drähten. Alle Litzenspannglieder bestanden aus acht Litzen. Die Hüllrohre wurden vollständig verpresst. Als Verpressmaterial wurde ein Mörtel aus Zement CEM I, Sand (GK 4mm) und Verflüssiger mit einem W/B-Wert von 0,45 verwendet. Die physikalischen Eigenschaften der Verpressmörtel waren jedoch unterschiedlich. Für die Drahtspannglieder wies der Verpressmörtel eine Druckfestigkeit von 36 N/mm² auf, während bei den Versuchen an den Litzenspanngliedern die Druckfestigkeit des Mörtels lediglich 18 N/mm² betrug. So konnte der Einfluss der Qualität des Verpressmörtels auf die Tragfähigkeit der Spannglieder untersucht werden. Das Spannstahl-Hüllrohr-Verhältnis war 0,21 für die achtdräftigen und 0,31 für die zwölfdräftigen Spannglieder sowie 0,29 für die Litzenspannglieder. Diese Verhältniswerte entsprachen in etwa jenen im Bauwerk.

In bestimmten Abständen wurden gebrochene Drähte bzw. Litzen in das Spannkabel eingebaut, wobei die Abstände zwischen den Brüchen 0,25 m, 0,50 m bzw. 0,75 m betragen. Diese Bruchabstände wurden in Abhängigkeit von der notwendigen Verankerungslänge gewählt, welche nach Trost et al. (1980) für Drähte ca. 500 mm betrug. Um den Einfluss der vorhandenen Verankerungslänge auf die Bruchlast zu untersuchen, waren die Bruchabstände gleich der Verankerungslänge sowie die 1,5-fache bzw. halbe Verankerungslänge.

Anschließend an das Herstellen der Spannglieder aus den Drähten bzw. Litzen wurde ein Teil der Prüfkörper mit Beton C25/30 mit einer maximalen Größe des Zuschlagskorns von 5mm ummantelt, wobei einige Körper bewehrt ausgeführt wurden. Um die Konsistenzklasse F5 zu erreichen und somit die Verarbeitbarkeit zu erleichtern wurde dem Beton Verflüssiger und Verzögerer zugesetzt. Insgesamt wurden folgende Prüfkörper hergestellt:

- 6 Prüfkörper mit Drähten und 5 Prüfkörper mit Litzen in verpressten Hüllrohren ohne Betonmantel
- 12 Prüfkörper mit Drähten und 6 Prüfkörper mit Litzen in verpressten Hüllrohren in unbewehrtem Beton
- 6 Prüfkörper mit Drähten und 6 Prüfkörper mit Litzen in verpressten Hüllrohren in bewehrtem Beton mit Bügeln (Ø5/100 mm) und Längsbewehrung (4Ø 5 mm)

Um Rissbildung während der Aushärtung des Betons zu vermeiden, wurden die Betonkörper über einen Zeitraum von 28 Tagen feucht gehalten.

Beschreibung des Versuchsprogramms

In Bild 5.32 und 5.33 sind Schnitte durch typische Versuchskörper mit zwölf bzw. acht Drähten sowie das durchgeführte Versuchsprogramm dargestellt. Bild 5.34 zeigt das Versuchsprogramm für die Litzenspannglieder.

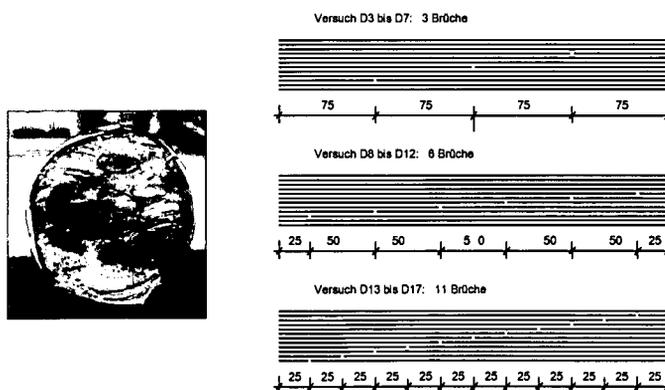


Bild 5.32. Versuchsprogramm für Spannglieder mit 12 Drähten

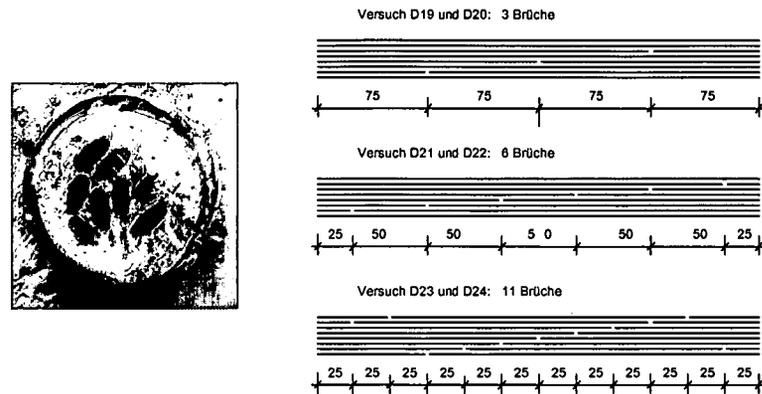


Bild 5.33. Versuchsprogramm für Spannglieder mit 8 Drähten

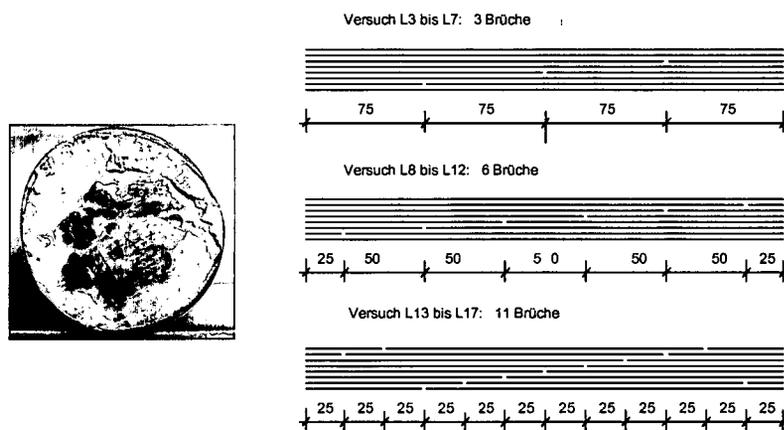


Bild 5.34. Versuchsprogramm für Spannglieder mit 8 Litzen

Der wesentliche Unterschied zwischen den Versuchen lag sowohl in der Anzahl der verwendeten Drähte und Litzen als auch in der Anzahl und dem Abstand der Brüche in den Drähten.

Versuchsaufbau

Die Versuche wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,002 mm/s durchgeführt. Der Prüfrahm verfügt über zwei hydraulische Pressen, mit denen Zugkräfte bis 2000 kN aufgebracht werden können. Zur berührungslosen Weg- und Dehnungsmessung diente ein Videoextensometer, das im Wesentlichen aus einer Videokamera und bildgebenden Sensoren bestand. Zu diesem Zweck wurden schwarze und weiße Messmarken an den Versuchskörpern befestigt (Bild 5.35). Zusätzlich wurde die Dehnung der Prüfkörper mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Messung der Kraft erfolgte über die kalibrierten hydraulischen Pressen. Der Prüfrahm und der Versuchsaufbau sind in Bild 5.35 dargestellt.

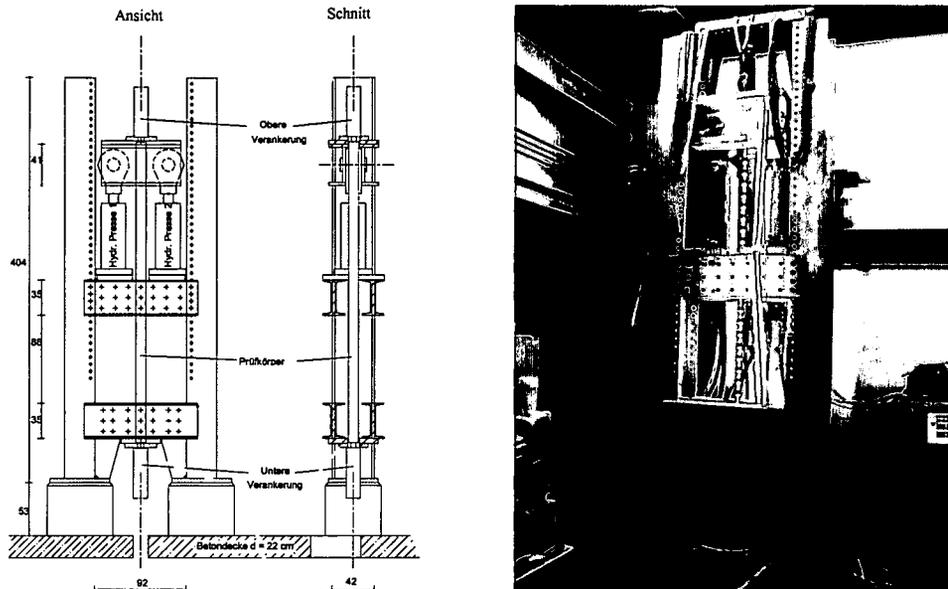


Bild 5.35. Prüfrahmen mit Versuchskörper Nr. D10 (12 Drähte, 6 Brüche)

5.3.4.3 Versuchsergebnisse für Drahtspannglieder

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Versuche an den Spanngliedern mit acht bzw. zwölf Drähten genauer beschrieben (Eichinger et al., 2002c).

Versuchskörper mit acht Drähten

Die Ergebnisse der Versuche an den Spanngliedern mit acht Spanndrähten sind in Tabelle 5.7 zusammengefasst.

Tabelle 5.7. Versuchsergebnisse für Spannglieder mit 8 Spanndrähten

Versuch Nr.	Art	Draht-anzahl	Bruch-anzahl	Bruch-abstand	Bruchlast F_u [kN]	Max. Dehnung [mm]	F_u/F_{cal} [%]
D18	nur Hüllrohr	8	0	----	506,8	87,8	96,8
D19	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	444,2	47,9	84,8
D20	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	453,7	48,2	86,6
D21	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	459,0	72,4	87,6
D22	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	459,4	50,1	87,7
D23	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	412,0	32,2	78,7
D24	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	414,2	44,9	79,1

Basierend auf den Ergebnissen der Zugversuche an den Einzeldrähten (Abschnitt 5.3.2) kann die maximal aufnehmbare Zugkraft eines achtdräftigen Spannglieds ohne Brüche mit $F_{cal} = 65,48 \cdot 8 = 523,8$ kN bestimmt werden. Bei Versuch D18 traten Probleme mit der Servo-Hydraulik, weshalb die ermittelte Traglast zu gering ist und nicht als Vergleichswert herangezogen werden kann. Deshalb wurden die anderen Testergebnisse mit der berechneten Traglast von 523,8 kN verglichen. Die Kraft-Weg-Diagramme für die Versuche D18 bis D24 mit acht Drähten in unbewehrtem Beton sind in Bild 5.36 dargestellt.

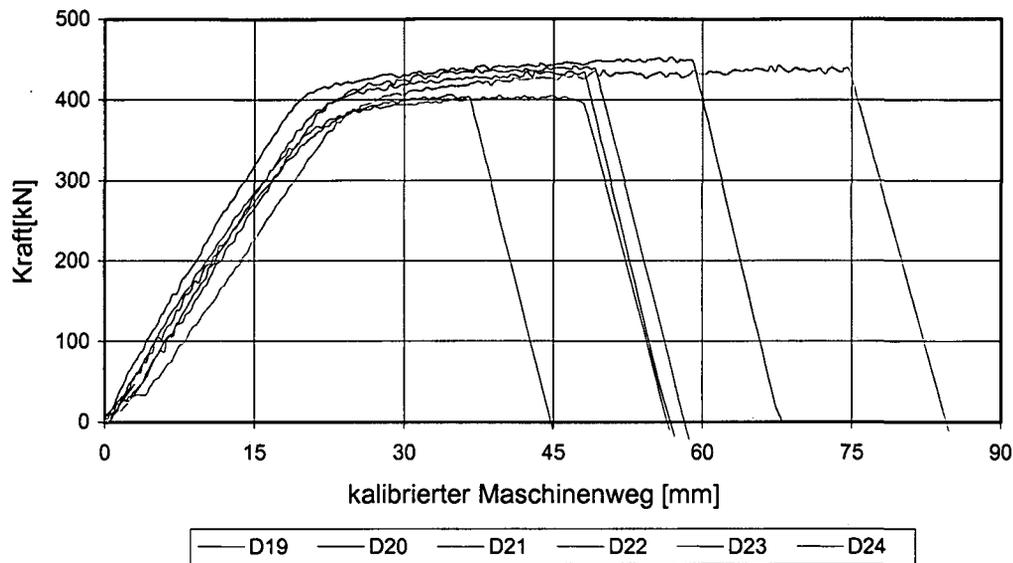


Bild 5.36. Kraft-Weg-Diagramme für 8-drähtige Spannglieder in unbewehrtem Beton

Charakteristisch für alle Versuche sind die relativ großen Dehnungen von 32,2 bis zu 87,8 mm und die damit verbundenen großen Rissbreiten. Die Versuchskörper mit Abständen zwischen den Drahtbrüchen von 0,75 m zeigten nur eine geringe Anzahl breiterer Risse (Bild 5.37), während gleichmäßiger verteilter, schmälere Risse an den Versuchskörpern mit 0,50 m Abstand zwischen den gebrochenen Drähten gemessen wurden. Bei allen Versuchen konnten vor dem Versagen sehr große Verformungen und signifikante Risse festgestellt werden. In Bild 5.37 ist das Rissbild des Versuchskörpers D19 bei einer Belastung von 150 kN und kurz vor dem Bruch bei einer Kraft von 430 kN dargestellt.

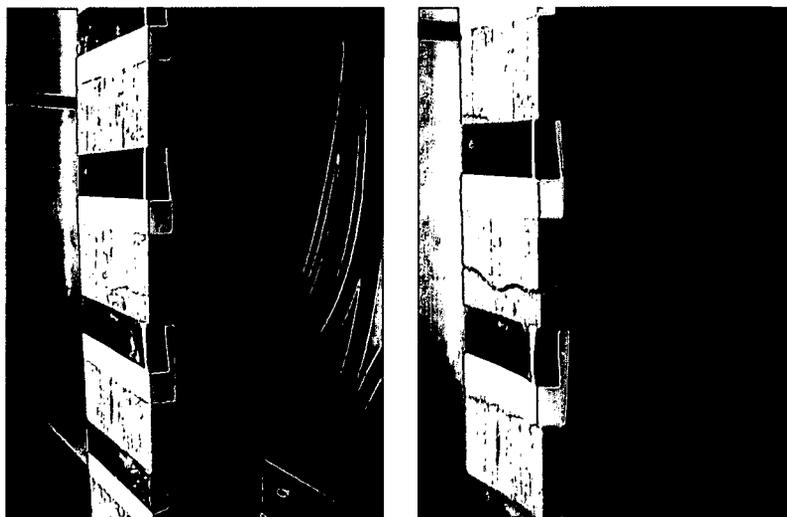


Bild 5.37. Rissbild des Versuchskörpers D19 bei einer Last von 150 kN (links) und kurz vor dem Versagen bei 430 kN (rechts)

Wie aus dem Verhältniswert F_u/F_{cal} in Tabelle 5.7 ersichtlich ist, wurde die Bruchlast bei Abständen zwischen den gebrochenen Spannstählen von sowohl 0,75 m als auch 0,50 m im Mittel um 15% reduziert. Bei einem Bruchabstand von 0,25 m war die Bruchlast ungefähr 20% kleiner als die eines intakten achtdrähtigen Spannkabels. Trotz der großen Anzahl an gebrochenen Drähten war somit die Bruchlast noch relativ hoch.

Versuchskörper mit zwölf Drähten

In Tabelle 5.8 sind die Versuchsergebnisse für Spannglieder mit zwölf Spanndrähten zusammengefasst.

Tabelle 5.8. Versuchsergebnisse für Spannglieder mit 12 Spanndrähten

<i>Versuch Nr.</i>	<i>Art</i>	<i>Draht-anzahl</i>	<i>Bruch-anzahl</i>	<i>Bruch-abstand</i>	<i>Bruchlast F_u [kN]</i>	<i>Max. Dehnung [mm]</i>	<i>F_u/F_{cal} [%]</i>
D1	nur Hüllrohr	12	0	----	781,3	136,6	99,4
D2	nur Hüllrohr	12	0	----	742,5	88,5	94,5
D3	unbewehrter Beton	12	3	0,75 m	709,2	57,7	90,3
D4	unbewehrter Beton	12	3	0,75 m	671,3	56,4	85,4
D5	nur Hüllrohr	12	3	0,75 m	699,1	54,4	89,0
D6	bewehrter Beton	12	3	0,75 m	727,3	36,0	86,6
D7	bewehrter Beton	12	3	0,75 m	749,6	38,3	89,3
D8	unbewehrter Beton	12	6	0,50 m	688,8	74,5	87,6
D9	unbewehrter Beton	12	6	0,50 m	696,9	65,4	88,7
D10	nur Hüllrohr	12	6	0,50 m	714,2	66,3	90,9
D11	bewehrter Beton	12	6	0,50 m	693,7	30,6	82,6
D12	bewehrter Beton	12	6	0,50 m	704,1	34,1	83,9
D13	unbewehrter Beton	12	11	0,25 m	648,5	46,0	82,5
D14	unbewehrter Beton	12	11	0,25 m	642,3	51,3	81,7
D15	nur Hüllrohr	12	11	0,25 m	591,5	41,1	75,3
D16	bewehrter Beton	12	11	0,25 m	705,5	43,4	84,0
D17	bewehrter Beton	12	11	0,25 m	658,1	25,6	78,4

Basierend auf den Ergebnissen der Zugversuche an den Einzeldrähten (Abschnitt 5.3.2) kann die maximal aufnehmbare Zugkraft eines zwölfdrähtigen Spannglieds ohne Brüche mit $F_{cal} = 65,48 \cdot 12 = 785,76$ kN bestimmt werden. Versuch D1 zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem errechneten Ergebnis, wobei die maximale gemessene Dehnung von 136,6 mm bemerkenswert ist. Wie im Falle der Spannglieder mit acht Drähten gehen auch bei den Prüfkörpern mit zwölf Drähten dem Versagen große Verformungen und Risse voraus. Die Kraft-Weg-Diagramme für die Versuche mit elf Drahtbrüchen sind in Bild 5.38 dargestellt.

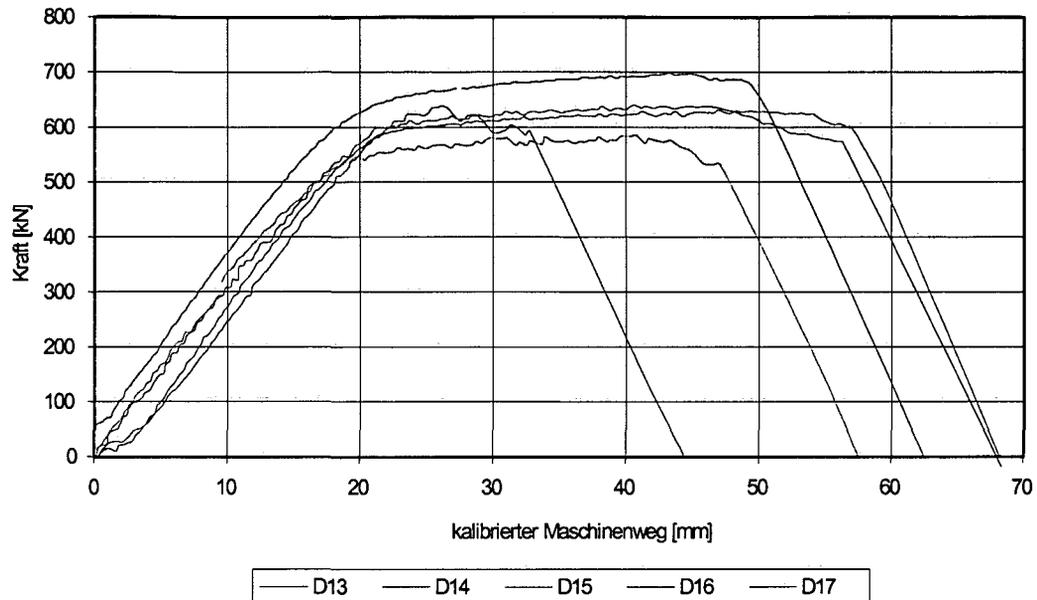


Bild 5.38. Kraft-Weg-Diagramm für 12-drätige Spannglieder mit 11 Brüchen

Um Informationen über die Lage der gebrochenen Drähte beim Versagen, sowie den Schlupf der Drähte im Hüllrohr und den Zustand des Verpressmörtels zu erhalten, wurden die Prüfkörper im Anschluss an die Versuche geöffnet und untersucht. Es wurde festgestellt, dass die Spannglieder in der Nähe der "eingebauten" Drahtbrüche versagten, wobei einige Drähte erheblich schlupften. Als Beispiel dient Prüfkörper D13 (unbewehrter Beton mit elf Drahtbrüchen). Beim Versagen des Prüfkörpers brachen acht Drähte, während drei einen Schlupf von ca. 100 mm aufwiesen (Bild 5.39). Die Betondeckung platzte über die gesamte Länge des Körpers ab.

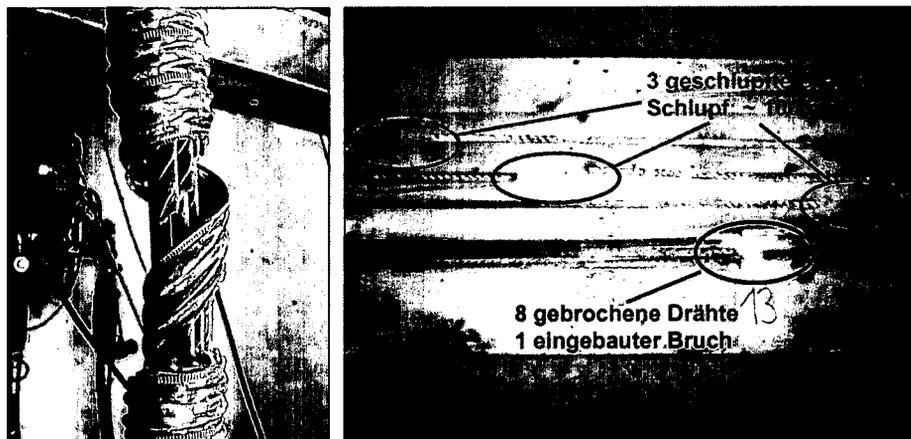


Bild 5.39. Versuchskörper D13 beim Versagen (links) und Lage der gebrochenen Drähte (rechts)

Wie der Verhältniswert F_u/F_{cal} in Tabelle 5.8 zeigt, war bei Prüfkörpern mit Bruchabständen von 0,75 m bzw. 0,50 m in unbewehrtem Beton nur ein relativ geringer Einfluss der Drahtbrüche auf die Bruchlast - ähnlich jenem für die achtdrätigen Spannglieder - erkennbar.

Die absolute Abnahme der Bruchlast ist jedoch aufgrund des höheren Spannstahl-Hüllrohr-Verhältnisses und den damit verbundenen ungünstigeren Bedingungen für den Lastabtrag zwischen Stahl und Verpressmörtel über Verbund für zwölfdrätige Spannglieder höher als für achtdrätige. Die Rissbreiten und -abstände waren ähnlich wie für achtdrätige Spannglieder. Die Bruchlasten für Probekörper ohne Betonmantel (Versuche D5 und D10) und in unbewehrtem Beton (Versuche D3, D4 und D8, D9) in Tabelle 5.8 erreichten vergleichbare Werte, d.h. bei Bruchabständen von 0,75 m bzw. 0,50 m hatte der umgebende Beton keinen Einfluss auf die Bruchlast.

Die Versuche in unbewehrtem Beton mit Bruchabständen von 0,25 m zeigten eine Abnahme in der Bruchlast von ca. 20% im Vergleich zum ungeschädigten zwölfdräftigen Spannglied. Im Vergleich zu den Probekörpern mit Bruchabständen von 0,75 m bzw. 0,50 m waren die Risse gleichmäßiger verteilt und hatten geringere Breiten. Interessant sind die Ergebnisse der Versuche ohne Betonmantel mit Bruchabständen von 0,25 m (Versuch D15). Im Vergleich zu den Spanngliedern in unbewehrtem Beton (Versuche D13 und D14 in Tabelle 5.8) wird in diesem Fall die Tragfähigkeit um weitere 7% reduziert. Dies kann damit begründet werden, dass kein Lastabtrag vom Hüllrohr in den umgebenden Beton möglich ist. In jenen Fällen, in denen die Bruchabstände kürzer sind als die erforderliche Verankerungslänge, hat der Betonmantel einen positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit des geschädigten Spannglieds.

Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit der zwölfdräftigen Spannglieder in bewehrtem Beton wurde der Einfluss der Längsbewehrung (4Ø 5 mm) berücksichtigt. Die theoretisch aufnehmbare Kraft eines ungeschädigten Spannglieds in bewehrtem Beton erhöht sich somit um 53,8 kN auf 839,6 kN. Die Versuche zeigten, dass bei Bruchabständen von 0,75 m die Bruchlast um 10% reduziert wurde. Für Bruchabstände von 0,50 m konnte ein etwas größerer Einfluss auf die Bruchlast festgestellt werden, obwohl Probleme im Bereich der Verankerung der Grund für die im Vergleich noch geringere Tragfähigkeit des Prüfkörpers D11 gewesen sein könnten.

Bei Bruchabständen von 0,25 m wurde kein positiver Einfluss einer Bewehrung auf die Bruchlast beobachtet. Für die Versuche in bewehrtem Beton wurde ebenso wie für die unbewehrten Prüfkörper eine Reduktion der Bruchlast um 20% festgestellt. Das Rissbild war für alle drei Bruchabstände ähnlich. Alle Risse bildeten sich im Bereich der Bügel und zeigten bis zu einer Kraft von 650 kN ähnliche Rissbreiten. Bei höheren Laststufen vergrößerten sich einige Risse jedoch erheblich.

5.3.4.4 Versuchsergebnisse für Litzenspannglieder

Die Ergebnisse der Versuche an den Spanngliedern mit acht Litzen sind in Tabelle 5.9 zusammengefasst.

Tabelle 5.9. Versuchsergebnisse für Spannglieder mit 8 Litzen

Versuch Nr.	Art	Litzenanzahl	Bruchanzahl	Bruchabstand	Bruchlast F_u [kN]	Max. Dehnung [mm]	F_u/F_{cal} [%]
L1	nur Hüllrohr	8	0	----	1392,83	79,11	89,84
L2	nur Hüllrohr	8	0	----	1348,38	56,44	86,97
L3	nur Hüllrohr	8	3	0,75 m	1131,85	86,65	73,00
L4	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1163,60	82,72	75,05
L5	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1172,80	82,79	75,65
L6	bewehrter Beton	8	3	0,75 m	1145,15	88,70	71,38
L7	bewehrter Beton	8	3	0,75 m	1213,59	59,85	75,65
L8	nur Hüllrohr	8	6	0,50 m	969,53	72,55	62,53
L9	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	960,23	67,08	61,93
L10	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	999,54	79,01	64,47
L11	bewehrter Beton	8	6	0,50 m	994,60	61,28	62,00
L12	bewehrter Beton	8	6	0,50 m	976,89	54,14	60,89
L13	nur Hüllrohr	8	11	0,25 m	488,44	38,54	31,50
L14	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	569,06	43,99	36,70
L15	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	529,10	35,77	34,13

Versuch Nr.	Art	Litzenanzahl	Bruchanzahl	Bruchabstand	Bruchlast F_u [kN]	Max. Dehnung [mm]	F_u/F_{cal} [%]
L16	bewehrter Beton	8	11	0,25 m	598,27	30,59	37,29
L17	bewehrter Beton	8	11	0,25 m	643,04	36,24	40,08

Basierend auf den Ergebnissen der Zugversuche an den Einzellitzen (Abschnitt 5.3.2) kann die maximal aufnehmbare Zugkraft eines Spannglieds mit acht Litzen ohne Brüche mit $F_{cal} = 193,8 \cdot 8 = 1550,4$ kN bestimmt werden. Die ungeschädigten Prüfkörper versagten durch Schlupfen des Kerndrahts der Litze im Bereich der Verankerung (Bild 5.40) und konnten diese Zugkraft daher nicht erreichen, weshalb die ermittelte Traglast zu gering ist und nicht als Vergleichswert herangezogen werden kann. Bei den Versuchen mit gebrochenen Litzen traten aufgrund der geringeren Bruchlasten keine Probleme im Bereich der Verankerung auf. Das Ergebnis der Versuche wurde nicht durch Schlupfen des Kerndrahts beeinflusst.

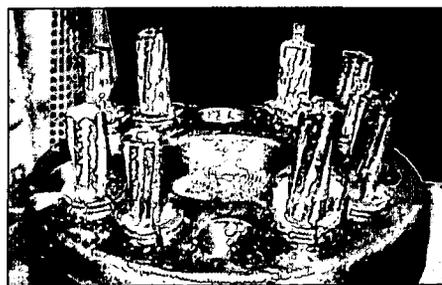


Bild 5.40. Verankerung der LitzenSpannglieder

Die Ergebnisse der Versuche mit gebrochenen Litzen wurden mit der berechneten Traglast von 1550,4 kN verglichen. Die Kraft-Weg-Diagramme für die Versuche mit sechs Litzenbrüchen sind in Bild 5.41 dargestellt und werden mit dem Versuch L1 an einem ungeschädigten Spannglied verglichen. An der Kurve des Versuchs L1 erkennt man das Schlupfen des Kerndrahtes ab einer Kraft von ca. 1300 kN.

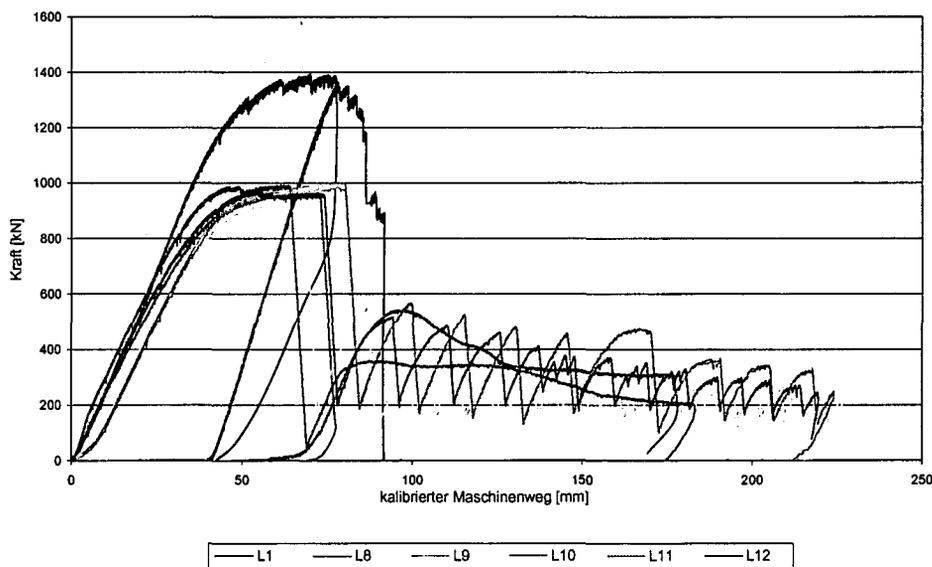


Bild 5.41. Kraft-Weg-Diagramme für Spannglieder mit 8 Litzen und sechs Brüchen und Vergleich mit Versuch L1 mit 8 Litzen ohne Brüche

Die anfänglich unterschiedlichen Steifigkeiten der Versuchskörper sind durch Imperfektionen resultierend aufgrund des verdrehten und verbogenen Einbaus der einzelnen Spannlitzen und des unterschiedlichen Keileinzugs in der Verankerung bedingt. Das Fließplateau liegt bei allen Versuchen knapp unter 1000 kN und ist stark ausgeprägt. Ebenso markant ist das eigentliche Versagen der Spannglieder bei stark variierenden Wegen. Interessant ist auch das Nachbruchverhalten. Bei drei der vier ummantelten Versuchskörper baute sich bis zu 21 mal eine Kraft von maximal 570 kN auf und fiel dann schlagartig wieder auf eine Last von ungefähr 200 kN ab.

Ein ähnliches Bild ergab sich auch bei den Versuchen mit elf Brüchen. An den Kraft-Weg-Diagrammen zeigte sich eindeutig, dass die Verankerungslänge der Litzen größer als die Bruchabstandslänge von 0,25 cm war. Der Anstieg der Kurve ist wieder durch Imperfektionen gestreut und flacht dann allmählich ab. Die Höchstzugkraft trat bei ungefähr gleicher Dehnung, aber stark variierender Kraft ein. Das Versagen erfolgte ohne ein ausgeprägtes Fließplateau langsam und kontinuierlich, wobei die Litzen bis zum Erreichen des maximalen Maschinenwegs schlupften (Bild 5.42).

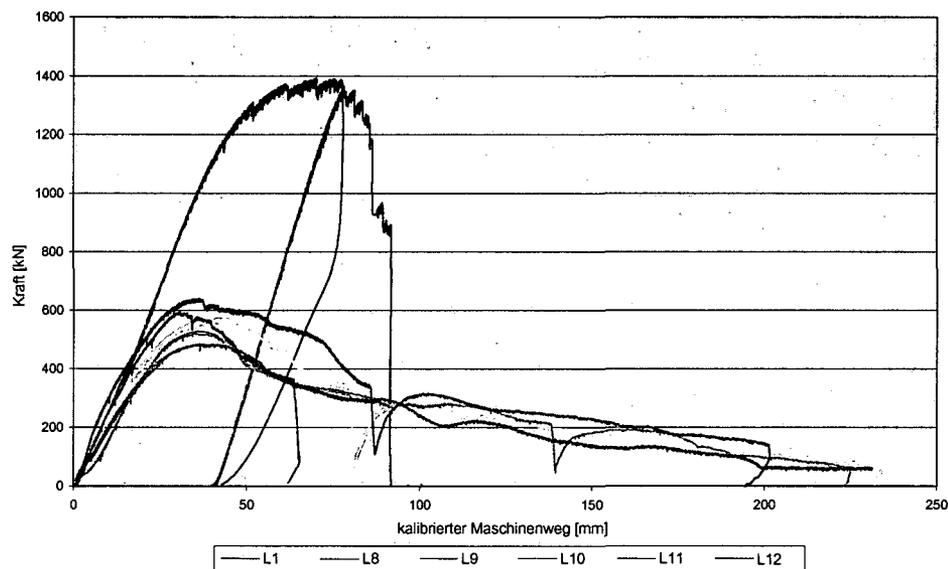


Bild 5.42. Kraft-Weg-Diagramme für Spannglieder mit 8 Litzen und elf Brüchen und Vergleich mit Versuch L1 mit 8 Litzen ohne Brüche

5.3.4.5 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, sind Spannglieder mit beschädigten oder gebrochenen Spanndrähten oder Litzen durchaus noch in der Lage einen relativ hohen Prozentsatz der Bruchlast eines ungeschädigten Kabels zu tragen. Selbst bei jenen Versuchen, bei denen die Betonprobekörper unbeehrt ausgeführt waren und somit keine umschnürende Wirkung der Bügel gegeben war, konnte hohe Bruchlasten erreicht werden (Bild 5.43). Im Falle von drei und sechs Brüchen waren die Tragfähigkeiten der acht- bzw. zwölfdräftigen Spannglieder ca. 10% höher als die der Litzenspannglieder waren etwas geringer. Bei elf Brüchen wurde die Tragfähigkeit noch stärker um ca. 45% gegenüber den Drahtspanngliedern reduziert. Dies liegt daran, dass die erforderliche Verankerungslänge bei Litzenspanngliedern höher ist als bei gerippten Drahtspanngliedern. Die rote bzw. blaue horizontale Linie in Bild 5.43 gibt die Tragfähigkeiten eines Spannglieds mit sieben Drähten bzw. Litzen oder elf Drähten an.

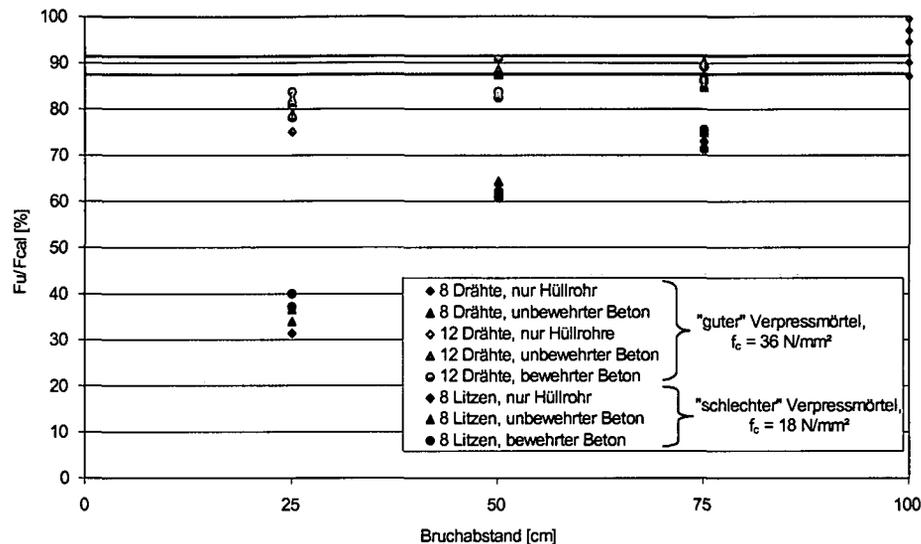


Bild 5.43. Vergleich der Bruchlasten für geschädigte und ungeschädigte Spannglieder

In jenen Fällen, in denen die Bruchabstände 0,50 m bzw. 0,75 m betragen, konnten für die Drahtspanngliedern nur eine geringe Reduktion der Tragfähigkeit beobachtet werden. Für Litzen-spannglieder war die Reduktion aufgrund des schlechteren Verbundverhaltens und der größeren erforderlichen Verankerungslängen stärker ausgeprägt. Dies ist auch für Bruchabstände von 0,25 m gültig. Während die Reduktion der Bruchlast der Drahtspannglieder auch bei diesen sehr geringen Bruchabständen lediglich 20% betrug, stieg dieser Wert bei den Litzenspanngliedern auf ca. 65%. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei den Versuchen an den Litzenspanngliedern Verpressmörtel mit geringerer Druckfestigkeit verwendet wurde. Zusätzlich weisen die Litzen im Vergleich zu den gerippten Drähten höhere erforderliche Verankerungslängen auf. Nichtsdestotrotz konnte auch bei den Litzenspanngliedern trotz der geringen Bruchabstände relativ hohe Bruchlasten und ein gutes Last-Verformungsverhalten festgestellt werden. Vor dem Versagenseintritt wurden bei allen Versuchen große Verformungen und ausgeprägte Risse festgestellt. Wenn die Bruchabstände geringer waren als die erforderliche Verankerungslänge hatten der Betonmantel sowie die Bewehrung des Prüfkörpers einen positiven Effekt auf die Bruchlast. Dies zeigt sich besonders gut bei den Litzenspanngliedern mit 0,25 m Bruchabstand.

5.3.4.6 Schlussfolgerungen für die Beurteilung von Spannbetonbrücken

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass vor allem Brücken mit Drahtspanngliedern hohe Tragfähigkeiten aufweisen, selbst wenn Schäden am Spannstahl vorliegen. Für Litzenspannglieder hingegen ist bei sehr geringen Bruchabständen die Tragfähigkeit stärker abgemindert. In jenen Fällen, in denen die Bruchabstände kürzer sind als die erforderliche Verankerungslänge, hat jedoch der umgebende bewehrte Beton einen durchaus positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit des geschädigten Spannglieds. Dies kann bei bestehenden Brücken berücksichtigt werden.

Es ist aber zu ergänzen, dass sämtliche Versuche an vollständig verpressten Hüllrohren durchgeführt wurden. Um die Versuchsergebnisse auf praktische Verhältnisse, z.B. für die Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken mit Schäden am Spannstahl, umlegen zu können, müssen daher die Ausführungsqualität und die Verpressqualität der Hüllrohre sichergestellt werden.

5.3.5 Untersuchungen zum Einfluss von Spannstahlbrüchen auf das Trag- und Verformungsverhalten von bestehenden Brückentragwerken

Um Aussagen über die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Spannbetonbrücken mit geschädigten Spanngliedern zu erhalten, wurden zerstörende Belastungsversuche an der PORR Brücke, einer vorgespannten Segmentbrücke, durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war die Bestimmung der Verformungen des Tragwerks in den einzelnen Belastungsphasen, die Feststellung des Zustands der Spannglieder, die Ermittlung des Verlustes an Vorspannkraft sowie die Beurteilung des Zustands und der Belastbarkeit der Segmentfugen. Zusätzlich dazu wurden die Eigenschaften der Baustoffe des Tragwerks bestimmt (Abschnitt 5.3.2). Weiters wurden die Litzen der Brücke für Versuche zum Tragverhalten von geschädigten Spanngliedern verwendet (Abschnitt 5.3.4). Schließlich wurde die Brücke mit Hilfe probabilistischer Methoden beurteilt. Die Ergebnisse dieser Beurteilung sowie eine finden sich in Abschnitt 7.2.

5.3.5.1 Ziel der Untersuchungen

Im Jahr 1975 erhielt die Allgemeine Baugesellschaft – A. PORR AG vom Bundesministerium für Bauten und Technik den Forschungsauftrag zur Errichtung eines Tragwerkes in Segmentbauweise mit geklebten und vorgespannten Stößen. Dieser Forschungsauftrag umfasste Versuche an Epoxidharzen und Trennmitteln, Großversuche mit Probesegmenten sowie die Bemessung, Herstellung und Montage des Brückentragwerkes mit 44 m Spannweite.

Das Tragwerk diente als Verbindungsbauwerk für die beiden großen Lagerplätze der Firma A. PORR AG in Wien Favoriten. Die Errichtung der Segmentbrücke wurde notwendig, da im Zuge der Trassierung der jetzigen Süd-Ost-Tangente der Lagerplatz geteilt wurde. Aufgrund der Aussiedelung des Lagerplatzes und der Nutzungsänderung der beiden Grundstücke sowie der geplanten Überplattung der Süd-Ost-Tangente (Absbergtunnel), war ein Abbruch des Brückentragwerkes geplant. Im Zuge der Abbrucharbeiten bot sich die Möglichkeit an die Untersuchungen aus dem Jahr 1975 anzuknüpfen und den Zustand der Brücke nach ihrem mehr als 25-jährigen Bestehen nicht nur im Hinblick auf ihre Tragfähigkeit, sondern auch auf die Dauerhaftigkeit zu beurteilen.

Ziel der vorliegenden Untersuchungen war durch Belastungsversuche am Tragwerk und einer Analyse der verwendeten Baustoffe Aussagen über die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von vorgespannten Segmentbrücken zu erhalten (Bild 5.44).

Einen wesentlichen Teil der Untersuchungen bildeten zerstörende Belastungsversuche am Tragwerk, wobei Durchbiegungen und Dehnungen sowie Fugenöffnungen des Tragwerks gemessen wurden. Weiters wurde im Zuge dieser Versuchsreihe die Auswirkung des Ausfalls einzelner Spannglieder auf die Tragfähigkeit der Konstruktion untersucht. Die Analyse der einzelnen Baustoffe Beton, Spannstahl, schlaffe Bewehrung und Verpressmörtel sollte Aufschluss über die zeitliche Veränderung der wesentlichen Baustoffkennwerte geben, um so auf die Dauerhaftigkeit des Tragwerks schließen zu können.

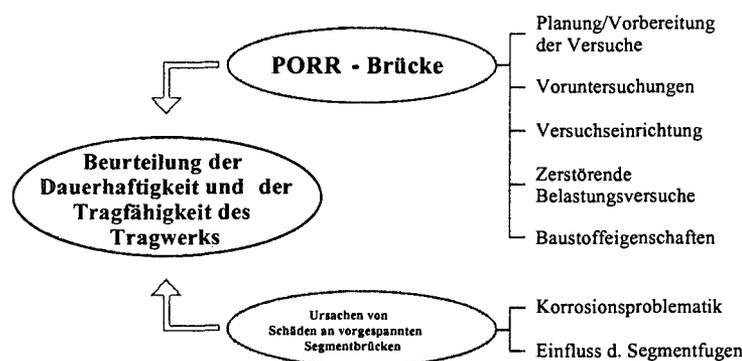


Bild 5.44. Ziele der Untersuchungen

Im Rahmen der durchgeführten Versuchsreihe wurde das Brückentragwerk im Hinblick auf folgende Punkte untersucht.

1. *Ermittlung der Verformungen des Tragwerkes bei den verschiedenen Belastungsphasen*

Um die bei den verschiedenen Belastungsphasen auftretenden Verformungen der Fahrbahnplatte sowie der Unterseite des Tragwerkes mit unterschiedlichen Rechenmodellen vergleichen zu können, wurden die Verformungen des Tragwerkes bei den einzelnen Belastungsschritten ermittelt. Zusätzlich wurde der Einfluss von Schäden am Spannstahl auf das Last- und Verformungsverhalten untersucht (sh. Abschnitt 5.3.5).

2. *Bestimmung des Zustandes und der Belastbarkeit der Segmentfugen*

Mit Hilfe von Belastungsversuchen und Vergleichsberechnungen wurde der Zustand der Fugen und der Epoxidharze festgestellt. Weiters wurden bei den einzelnen Belastungsschritten die Öffnungsweiten der Segmentfugen gemessen.

3. *Feststellung des Zustandes der Spannglieder an den Segmentfugen*

Die Segmentfugen stellen vorgegebene Schwachstellen der Brücke dar. Das Öffnen ausgewählter Spannglieder an den Fugen und Untersuchungen am Spannstahl erlauben Aussagen darüber, inwieweit diese Schwachstellen über einen Zeitraum von 25 Jahren hinweg den Zustand der Spannglieder beeinflusst oder die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes beeinträchtigt haben.

4. *Ermittlung des Verlustes an Vorspannkraft*

Messungen an einigen ausgewählten Spanngliedern ermöglichten eine Beurteilung des Verlustes an Vorspannkraft. Die Ergebnisse der Untersuchungen erlauben sowohl Rückschlüsse auf die noch vorhandene Vorspannkraft in bestehenden Brücken als auch Aussagen über die Richtigkeit der zur Zeit der Planung der Brücke verwendeten Kriech- und Schwindmodelle.

5. *Untersuchung der Baustoffeigenschaften*

An ausgewählten Stellen des Tragwerkes wurden im Zuge der Versuchsdurchführung und des Abbruchs des Tragwerkes geeignete Baustoffproben entnommen. Die Feststellung der Rohdichte, der Druckfestigkeit, des E-Moduls, des Chloridgehalts und der Karbonatisierungstiefe des Betons erfolgte durch Laboruntersuchungen der Bohrkerne aus der Fahrbahn- und Bodenplatte des Tragwerkes. Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen wurden an Betonstahlproben der Bügel- und Längsbewehrung ermittelt. Zusätzlich wurden auch die chemischen Eigenschaften des Verpressmörtels – insbesondere dessen Chloridgehalt – sowie des Epoxidharzes bestimmt, da beide einen entscheidenden Einfluss auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion haben (sh. Abschnitt 5.3.2)

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die oben angeführten Untersuchungen nicht nur für Brücken in Segmentbauweise, sondern auch für Spannbetonbrücken im Allgemeinen von großer Bedeutung sind, da sie Kriterien liefern, die eine Beurteilung von Brücken verschiedener Bauarten im Hinblick auf die Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit erleichtern sowie Rückschlüsse auf den Zustand von alten Spanngliedern erlauben. Detaillierte Informationen zu den Untersuchungen sowie deren Ergebnisse finden sich in Eichinger et al. (2003), Kirchwegger & Köberl (2003) sowie Joksich (2002) dargestellt.

5.3.5.2 *Beschreibung des Tragwerkes*

Im Grundriss gesehen lag die Brücke auf einer Geraden, im Aufriss war die Nivelette ein Kreisbogen mit einem Radius von 971,8 m. Bei dieser Brücke handelte es sich um eine 44,6 m lange Segmentbrücke mit geklebten Fugen. Das Einfeldtragwerk (ca. 350 t Gewicht) mit einer Stützweite von 44,0 m und einer lichten Weite von 43,5 m bot bei einer Gesamtbreite von 6,2 m eine Fahrbahnbreite von 4,8 m (Bild 5.45).

Der einzellige Hohlkasten wies eine konstante Stegstärke von 40 cm und eine Konstruktionshöhe von 2,10 m auf. Die Kastenbreite betrug 3,80 m, womit eine Auskragung der Fahrbahnplatte beiderseits mit 1,20 m verblieb. Das Tragwerk bestand aus 18 Segmenten zu je 2,48 m Länge. Die Brücke war auf den Widerlagern mit Elastomerlagern der Firma Vorspanntechnik gelagert.

Die Vorspannung bestand aus 6 Hilfsspanngliedern VT 10 L St 1570/1770 (Querschnitt des Spannbündels 1 cm²), die im Bauzustand als Hilfsvorspannung zum Verkleben der Segmente mit Epoxidharz verwendet wurden, und aus 20 Spanngliedern VT 120 L St 1570/1770 (Querschnitt des Spannbündels 12 cm²) zur Aufbringung der vollen Vorspannung. Die Verbindung der einzelnen Segmente wurde mit einer 2 mm starken Epoxidharzklebefuge hergestellt. Nach Aufbringen der Hilfsvorspannung stellte sich eine Fugenbreite von ca. 0,5 mm ein. Nach dem Abschluss der Spannarbeiten wurden die verzinkten Stahlwellblech-Hüllrohre (Stärke 0,25 mm) verpresst. Der Fahrbahnaufbau setzte sich aus einer 1 cm dicken Bitumenabdichtung und einer 6 cm starken Asphaltsschicht zusammen.

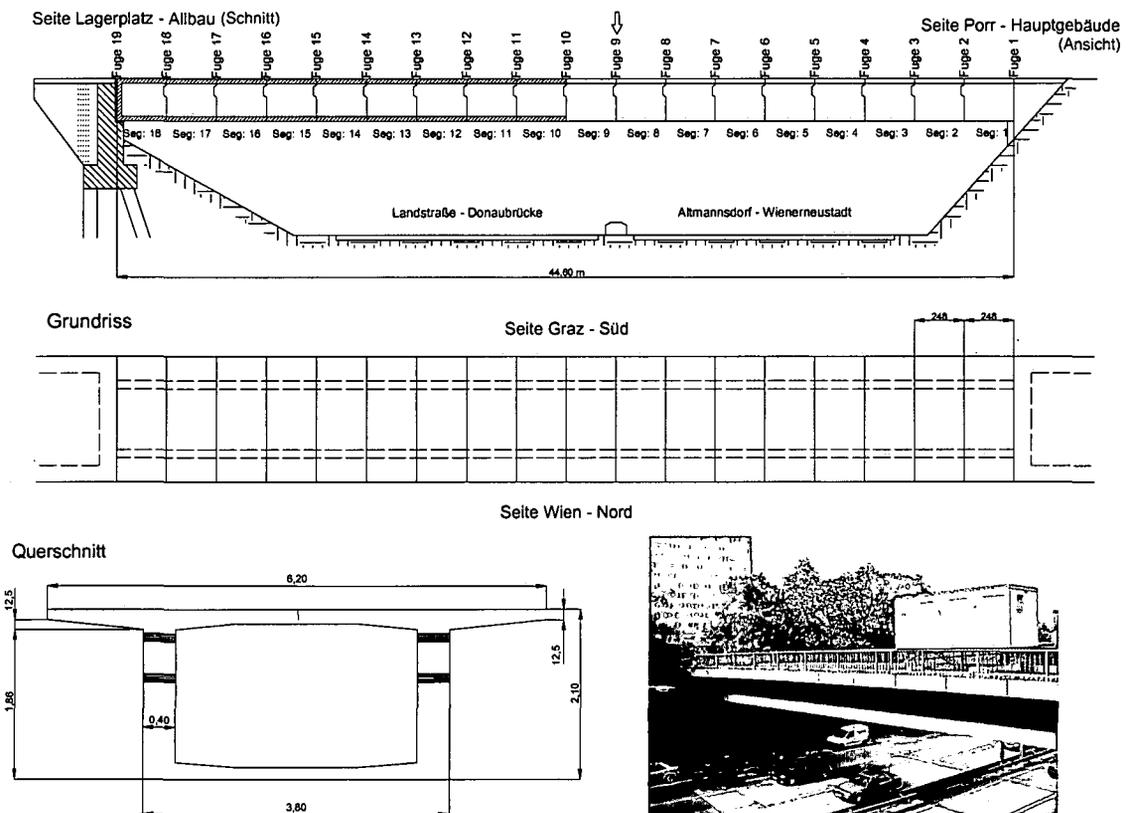


Bild 5.45. Abmessungen des Tragwerks und Anlageverhältnisse

Für die Herstellung der Fertigteil-Brückensegmente im Werk der Firma PORR AG in Sollenau wurde Beton der Betongüte B500 verwendet. Die Bohrpfähle, die Ort betonquerträger, die Schrammborde sowie die Randleisten wurden mit der Betongüte B300 ausgeführt. Beim Widerlager sah man B225 als ausreichend an.

Die schlaffe Bewehrung bestand aus Rippentorsteel 50 gemäß ÖNorm B4200, Teil 7 (1968). Zur Anwendung kamen vorwiegend Stäbe mit Durchmesser 8, 10 und 12 mm verlegt in einem Raster von 15 cm. Als Schubbewehrung waren in den Stegen oben offene Bügel \varnothing 10 mm eingelegt. Die dazugehörige Längsbewehrung waren Stäbe \varnothing 8 mm. Die oberen Bewehrungslagen der Fahrbahnplatte bestanden in beiden Richtungen aus 8 mm dicken Stäben, in der unteren Bewehrungslage überwiegend \varnothing 12 mm. Die Quer- und Längsbewehrung der Bodenplatte bestand einheitlich aus Stäben \varnothing 8 mm. Als Zulagen allgemein und im Bereich der Schubzähne verwendete man \varnothing 12 mm. Im Kapitel 3.3.2 sind Auszüge aus den Bewehrungsplänen mit einer Übersicht der wichtigsten Positionen dargestellt.

Wie zuvor bereits erwähnt, wurde die Brücke mit 20 Spanngliedern VT 120 L (10 pro Steg) mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Als Spannstahtgüte wurde St 160/180 verwendet. Die Anord-

nung der Spannstähle erfolgte in den Segmenten 6 bis 13 in vier Lagen, in erster und zweiter Lage je drei und in dritter und vierter Lage je zwei Spannkabel. Der genaue Verlauf der Spannkabel ist in Bild 5.46 dargestellt.

Als Fugenmaterial kam ein Zweikomponenten-Epoxidharzkleber der Fa. Ciba mit einer Topfzeit von 60 Minuten zum Einsatz. Dieses Klebersystem zeigte nach umfangreichen Untersuchungen an Probe-segmenten im Maßstab 1:1 die besten Klebereigenschaften.

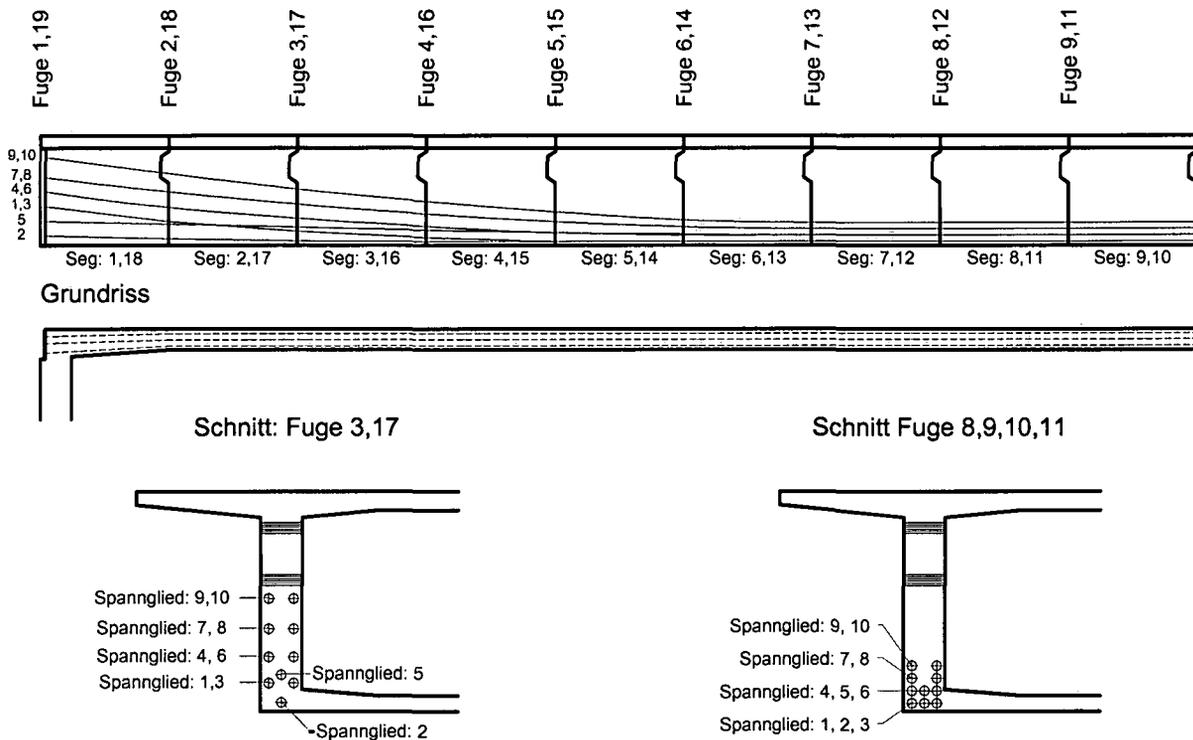


Bild 5.46. Spannkabelverlauf

5.3.5.3 Planung der Belastungsversuche

Im Zug der Vorbereitungsarbeiten wurde im Mai 2002 der Zustand der Brücke aufgenommen und eine Reihe von Voruntersuchungen durchgeführt. Diese Untersuchungen umfassten neben einer visuellen Beurteilung des Tragwerks und der Beurteilung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallhammers, die Ortung der vorhandenen Bewehrung und Bestimmung der Betondeckung mit Hilfe eines Bewehrungssuchgeräts sowie die Beurteilung des Korrosionsgrads der Bewehrung mittels Potentialfeldmessgeräts. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen finden sich in Eichinger et al. (2003c). Zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen lagerte die Brücke noch auf ihren ursprünglichen Widerlagern. Mittels Setzbolzen wurde ein Punktenetz für die geodätische Vermessung auf der Fahrbahn festgelegt. Jedes Messprofil bestand aus 3 Punkten, welche in den beiden Stegachsen und in Brückenlängsrichtung verliefen. Die Anordnung der Querschnitte erfolgte im Abstand von 2 Metern. Diese 21 Messprofile ermöglichten somit eine genaue Aufnahme der Verformungen des Tragwerks zwischen den einzelnen Belastungsstufen.

Um den zeitlichen Bauablauf der Betonierarbeiten der Tunneldecke der Süd-Ost-Tangente nicht zu stören, war es notwendig das Tragwerk zu heben (Bild 5.47). Die Hebung wurde am 31.07.2002 mit Hilfe eines Stahlrahmens und vier Spannpressen (zwei je Auflager) durchgeführt. Dadurch konnte eine lichte Durchgangshöhe (Abstand Brückenunterkante zur Deckenoberkante) von 2 m realisiert werden.



Bild 5.47. Brücke nach dem Anheben

Zur Belastung des Brückentragwerks wurde im Bereich der Tunnelmittelwand ein Stahlträger über die Fahrbahnplatte gelegt und auf diesem beidseitig Spannpressen aufgesetzt (Bild 5.48). Die Lasteinleitung erfolgte mit Hilfe von Zuggliedern (Litzenspanngliedern), welche in der Tunnelmittelwand verankert wurden. Um die Lasteinleitung in die beiden Stege sicherzustellen, waren der Abtrag der Abdichtungs- und Asphaltenschicht und das Aufbringen einer Ausgleichsschicht mit Mörtel sowie das zusätzliche Anschweißen von Stahlplatten im Lasteinleitungsbereich notwendig.

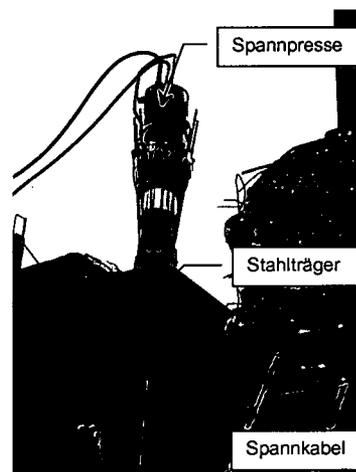


Bild 5.48. Hydraulische Presse für die Lastaufbringung

Zur Durchtrennung der Spannkabel zwischen den einzelnen Versuchen, zur Probenentnahme von Spannstahl und Verpressmörtel sowie zum Aufkleben von Dehnmessstreifen zur Bestimmung der Dehnung im Spannstahl war es erforderlich, fünf Spannkabel im Bereich der Segmentfugen 7 bis 11 in beiden Stegen freizulegen und die Hüllrohre zu öffnen (Bild 5.49). Um für die nachfolgenden Untersuchungen genügend lange Spannstahlproben sicherzustellen, betrug die Abmessungen bei Fuge 9 $2,40 \times 0,45 \times 0,25$ m. In den restlichen Fugenbereichen wurden $0,40 \times 0,45 \times 0,30$ m freigelegt.



Bild 5.49. Am Tragwerk freizulegende Bereiche und freigelegte Spannritzen

Aus sicherheitstechnischen Überlegungen wurde die Brückenunterkante daher auf eine Niveau von 80 cm über Tunneldecke mittels Spannpressen abgesenkt. Auf diesem Niveau waren für die Lagerung des Tragwerks am Stahlrahmen angeschweißte Konsolen vorgesehen (Bild 5.50). Das Absenken des Tragwerks erfolgte am 19.09.2002.



Bild 5.50. Auflagerung des Tragwerks auf den angeschweißten Konsolen

Eine 25 cm starke Schutzkonstruktion bestehend aus I-Profilen und Holzbohlen sollte die Tunneldecke bei frühzeitigem bzw. sprödem Tragwerksversagen der PORR Brücke ausreichend schützen (Bild 5.51). Im Bereich der freigelegten Spannkabel reduzierte sich die mögliche Fallhöhe der Brücke beim Versagen durch zusätzliches Einlegen von Kanthölzern auf wenige Zentimeter.

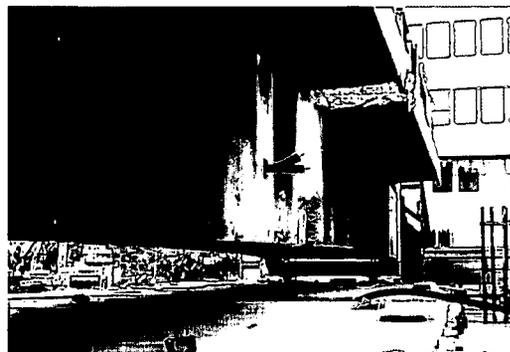


Bild 5.51. Abgesenktes Tragwerk mit Sicherungsmaßnahmen

5.3.5.4 Durchführung der Belastungsversuche

Es wurden insgesamt zehn Belastungsversuche an drei Tagen durchgeführt, wobei das Durchtrennen einzelner Spannkabel die Auswirkung von Spannstahlbrüchen auf das Tragverhalten der Brücke simulieren sollte. Um die Durchbiegung, Fugenöffnungsbreiten, Stegstauchung und Betondehnung bzw. -stauchung zu erfassen, kamen Wegaufnehmer unterschiedlicher Bauart zum Einsatz (Bild 5.52).

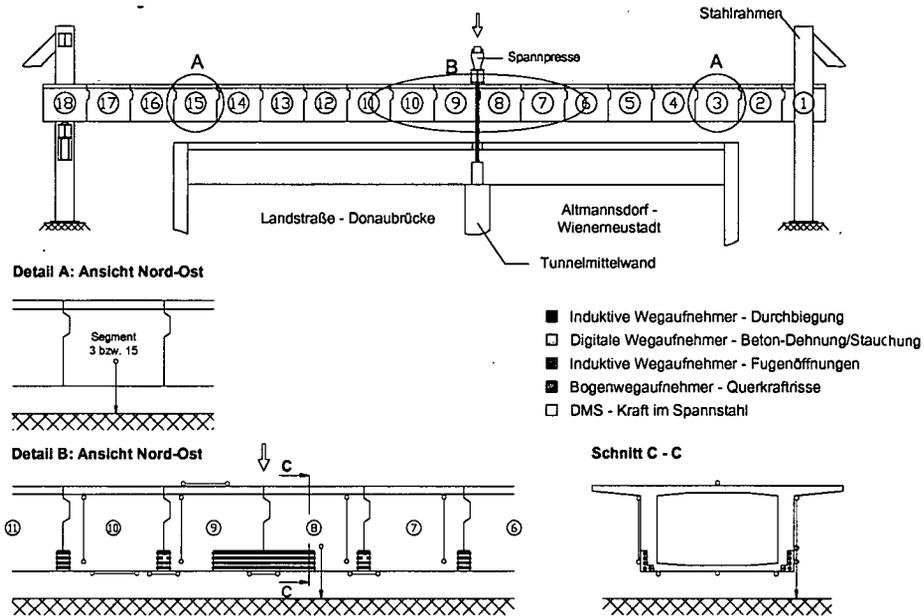


Bild 5.52. Messanordnung

Für die Bestimmung der Dehnungen im Spannstahl war es nötig Dehnmessstreifen (DMS) auf die freigelegten Drähte der Spannglieder zu kleben. Zusätzlich zu den Setzbolzen (siehe Aufnahme des ursprünglichen Zustandes der Brücke) wurden Höhenmarken an der südlichen Stegseite der Segmente 1, 9 und 15 montiert, um mit einem weiteren Nivelliergerät die Durchbiegung der Brücke zu ermitteln.

Während der Versuche (Bild 5.53) wurde die Belastung jeweils in Lastschritten von 100 kN, dies entspricht 50 kN pro Spannresse, bis zu einer Maximalbelastung von 2000 kN gesteigert. Die Durchbiegungsaufnahme an der Tragwerksobenseite mit dem Nivelliergerät erfolgte jeweils vor dem Versuchsbeginn, bei den Laststufen 1.000 kN und 2.000 kN sowie nach dem Entlasten des Tragwerks. Zusätzliches Ablesen der Höhenmarken bei Versuchsbeginn, bei 500 kN, 1.000 kN, 1.500 kN, 2.000 kN, nach Entlasten auf 1.000 kN und nach vollständiger Entlastung vervollständigten die Verformungsmessungen mittels Nivellements. Die Wegaufnehmer und die DMS lieferten kontinuierlich digitale Messsignale, welche nach jedem Be- und Entlastungsschritt auf Datenträger gespeichert wurden. Die Messung mittels Nivellements und elektronischer Datenerfassung wurde auch vor und nach dem Durchtrennen der Spannkabel durchgeführt.

	Durchtrennung der Spannkabel in Fuge Nr.	24. Sep 02		3. Okt 02				9. Okt 02			
		1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch	5. Versuch	6. Versuch	7. Versuch	8. Versuch	9. Versuch	10. Versuch
		Spannkabel 1	9		x	x	x	x	x	x	x
	7,8,10,11		x	x	x	x	x	x	x	x	x
Spannkabel 2	9										x
	7,8,10,11										
Spannkabel 4	9		x	x	x	x	x	x	x	x	x
	7,8,10,11										
Spannkabel 7	9								x	x	x
	7,8,10,11									x	x
Spannkabel 9	9					x	x	x	x	x	x
	7,8,10,11						x	x	x	x	x

Bild 5.53. Zeitlicher Ablauf der Belastungsversuche

Beim 1. Versuch, also beim noch ungeschädigten Tragwerk, erfolgte die Belastung in 200 kN Schritten. Beim 2. Versuch wurde nur bis 1300 kN belastet, da der Messbereich der Bogenwegaufnehmer, die zur Messung der Fugenöffnung dienten, vorzeitig erschöpft war. Die Bogenwegaufnehmer wurden daher zwischen dem ersten und zweiten Versuchstag mit den induktiven Wegaufnehmern der Stege vertauscht. Durch die größere Messlänge des induktiven Wegaufnehmers (Messbereich: ± 10 mm) konnten die Fugenöffnungen auch bei größeren Belastungen erfasst werden. Der Bogenwegaufnehmer, mit einem Messbereich von ± 1 mm, reichte hingegen aus, um die wesentlich geringeren Stegverformungen zu messen. Die Belastung beim 10. Versuch erfolgte bis 1.200 kN in 100 kN Schritten, danach in 50 kN Schritten bis zur Höchstlast von 1810 kN.

Nach Abschluss der Schädigung erfolgte der Abbruch des Tragwerks mit Hilfe von zwei Raupenbaggern. Dies erfolgte aus Termingründen sehr rasch, genaue Untersuchungen waren daher kaum möglich. Während des Abbruches wurden Spannglieder für Prüfzwecke an der TU Wien entnommen. Optisch waren nur geringe Anzeichen für Korrosion im Bereich der Hüllrohre erkennbar. Die Spanndrähte selbst zeigten keine Korrosionserscheinungen. Zur Beurteilung des Verpressgrades wurden die Hüllrohre der entnommenen Spannglieder aufgeschnitten. Alle Spannglieder waren vollständig verpresst, der Zustand der Verankerungen war sehr gut.

5.3.5.5 Ergebnisse der Belastungsversuche

Die Verformungen aus den einzelnen Versuchen ergaben sich aus der maximalen Belastung im jeweiligen Versuch. Nach jedem Versuch wurde die Verformung der Fahrbahnplatte durch geodätische Aufnahme der Messpunkte bestimmt. Diese Verformung diente als Ausgangslage für den darauf folgenden Versuch. Somit ergab sich die gesamte Verformung der Fahrbahnplatte bei der maximalen Belastung des jeweiligen Versuches aus der Summe der bisherigen bleibenden Verformungen und der gemessenen Verformungen des jeweiligen Versuches.

Wie Bild 5.54 zeigt, konnten bei der Durchtrennung der Spannkabel 1,4 und 9 keine Veränderungen der Verformungen festgestellt werden. Erst ab der Durchtrennung des Spannkabels 7 im Belastungsversuch 8 bzw. 9 konnten Veränderungen bei den Verformungen des Brückentragwerks zufolge des Durchtrennens gemessen werden. An dieser Stelle ist anzumerken, dass bei der Durchtrennung der Spannkabel in Fuge 9 (Fuge unter Last) deutlich größere Verformungen als bei der anschließenden Durchtrennung desselben Spannkabels in den Fugen 8 und 10 gemessen wurden. Die größte Änderung bei der Durchtrennung eines Spannkabel ergab sich im Versuch 10 bei der Durchtrennung des Spannkabels 2 in Fuge 9.

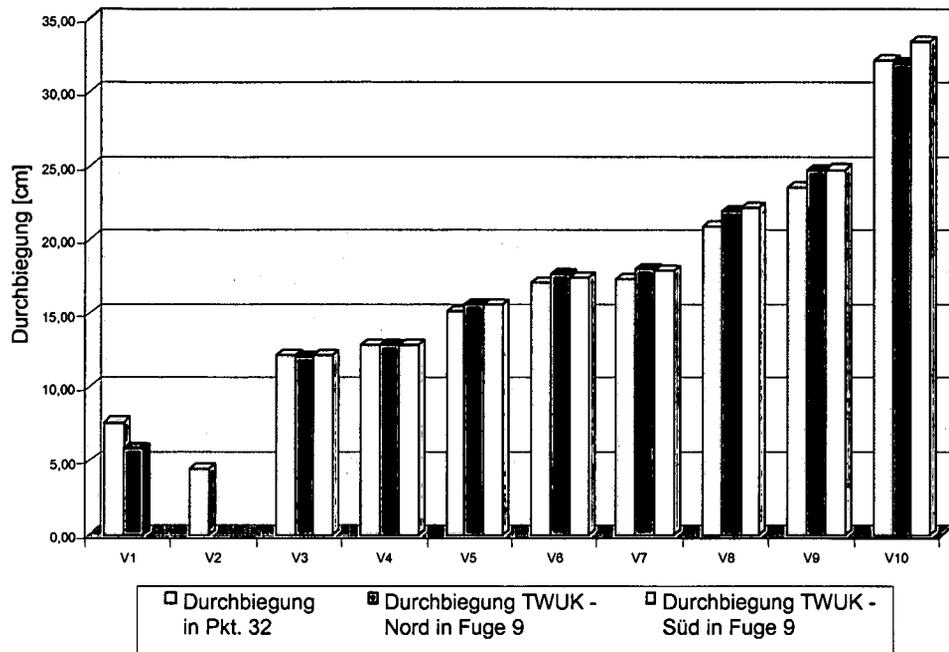


Bild 5.54. Vergleich der Durchbiegungen in Lastachse infolge Durchtrennung der Spannglieder unter Eigengewicht

Nach dem 1. Belastungsversuch kam es zu einer bleibenden Verformung des Tragwerks im Punkt 32 von etwa 4 mm (Bild 5.55). Nach dem letzten Belastungsversuch, welcher mit einer maximalen Belastung des Tragwerks von 1810 kN endete, stellte sich in der Lastachse eine maximale Verformung des Punktes 32 von 322 mm ein. Nach vollständiger Entlastung des Tragwerks konnte eine gesamte bleibende Verformung des Punktes 32 von 14,70 cm ermittelt werden. Bei einer Belastung des Tragwerkes von 1810 kN konnte aufgrund der in der letzten Belastungsphase stark zunehmenden Verformungen davon ausgegangen werden, dass die tatsächliche Bruchlast des Tragwerks erreicht war. Detaillierte Beschreibungen der Belastungsversuche findet sich in Eichinger et al. (2003c), Joksch (2002) und Kirchweber & Köberl (2003).

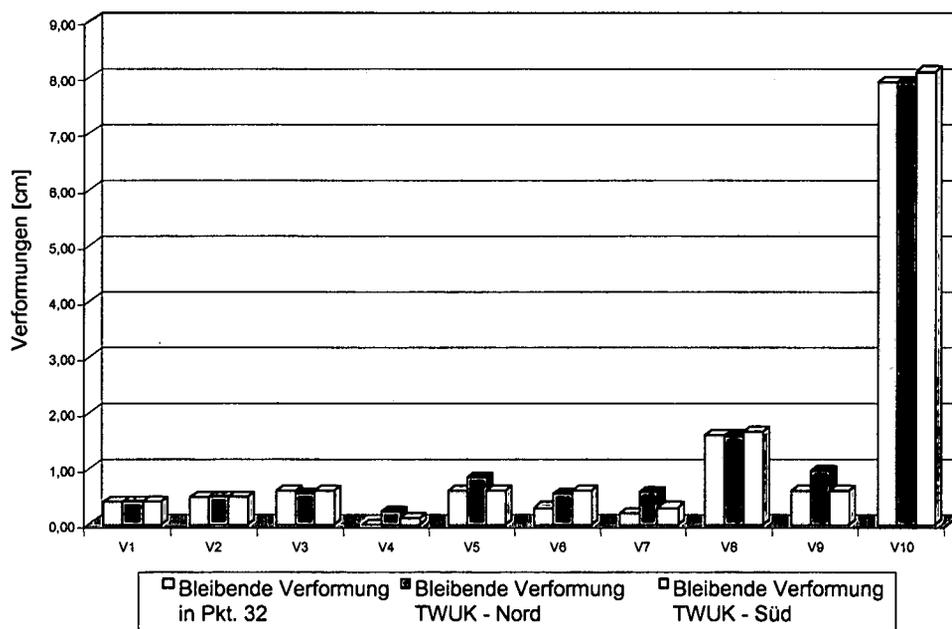


Bild 5.55. Vergleich der bleibenden Verformungen in Lastachse

5.3.5.6 Schlussfolgerungen für die Beurteilung von Spannbetonbrücken

Wie beschrieben, wurde im Zuge der Belastungsversuche durch sukzessives Durchtrennen der Spannkabel der Einfluss von ausgefallenen bzw. beschädigten Spanngliedern auf das Brückentragwerk simuliert. Dabei kam es zur Umlagerung der Vorspannkkräfte über den Verpressmörtel und den Beton auf die noch intakten Spannglieder. Dies war nur bis zum Erreichen der Fließgrenze des Spannstahls am Ende des 9. Versuchs möglich. Die danach sehr rasch ansteigenden Verformungen im letzten Belastungstest kündigten das Versagen der Brücke an. Dies spiegelten die Messergebnisse der Betondehnung sowie der Fugenöffnungsweiten wider. Das Rissbild war schon bei den ersten Belastungsversuchen erkennbar und änderte sich bei den folgenden Versuchen nicht mehr wesentlich. Es kam hauptsächlich zur Verlängerung bestehender Risse sowie zur Vergrößerung der Rissbreiten.

Die Schädigung während der Versuche war auf die vier mittleren Brückensegmente beschränkt. Die Segmentfugen an der Unterseite des Tragwerks sowie im Stegbereich öffneten sich ausschließlich in den mittleren Fugen. Das Versagen fand also nur im unmittelbaren Bereich der Lasteinleitung statt. Dies ist natürlich durch die Einzellast in Feldmitte erklärt. Verstärkt wurde das Versagensbild jedoch durch die örtlich durchtrennten Spannglieder. In diesem Bereich ist die aufnehmbare Kraft durch das Fehlen der Spannglieder natürlich beschränkt, im ungeschädigten Bereich kann die Lastabtragung aber durch Rückverankerung im Beton über die lokal geschädigten Kabel erfolgen.

5.4 Modellierung des Betons

Was die stochastische Modellierung der Eigenschaften des Betons betrifft, so sind vor allem dessen mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} und mittlerer Elastizitätsmodul E_{cm} von Bedeutung. Da es sich bei der Zugfestigkeit des Betons um eine zeitabhängige, sehr stark streuende Größe handelt, sollte sie bei der Beurteilung eines bestehenden Bauwerks nicht angesetzt werden.

In Österreich legte ab 1959 die ÖNorm B 4200 die Betonfestigkeitsklassen fest. Mit der Umstellung auf die europäischen Normen und das semi-probabilistische Sicherheitskonzept wurde im Jahr 2001 die ÖNorm B4700 gültig, welche derzeit die Betonfestigkeitsklassen vorgibt.

Wenn keine zusätzliche Untersuchungen zu den Werkstoffeigenschaften durchgeführt werden, so können - basierend auf der zur Zeit des Baus der zu beurteilenden Brücke gültigen ÖNorm - die Werte der Tabelle 5.10 verwendet werden. Für Brücken aus der Zeit vor 1959 können, falls keine zusätzlichen Materialuntersuchungen durchgeführt werden, entsprechend der in den Plänen oder der Statik für den Beton gegebenen Festigkeitsklasse ebenfalls die Werte der Tabelle 5.10 herangezogen werden. Sind keine Unterlagen verfügbar, so müssen die Mittelwerte und Streuungen der Werkstoffeigenschaften durch Versuche bestimmt werden.

In der ÖNorm B4700 (2001) sowie in der B4200 (1996) sind die normativen Werte der Betondruckfestigkeit 5% Fraktilen, während in den älteren Ausgaben der Reihe B4200 Mittelwerte zur Festlegung der Betondruckfestigkeitsklasse herangezogen werden. Diese Tatsache muss bei der Beurteilung eines Betontragwerks und der Bestimmung der mittleren Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden. In Tabelle 5.10 beschreibt der in rot dargestellte Wert f_{cm} den in der Beurteilung des Bauwerks anzusetzenden Mittelwert der Betondruckfestigkeit. Es handelt sich dabei um mittlere Druckfestigkeiten eines Zylinders mit den Maßen 150 mm x 300 mm. Gemäß ÖNorm B4700 ist

$$f_{cm} = f_{ck} + 7,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (5.2)$$

wobei f_{ck} die charakteristische Dauerstandsfestigkeit des Betons im Bauwerk beschreibt (Tabelle 5.10).

In den Normen der Reihe B4200 sind die mittleren Würfeldruckfestigkeiten f_{cwm} - bestimmt an Würfeln mit 200 mm Seitenlänge - gegeben. Die Umrechnung von Würfeldfestigkeit (150x150x150mm³) auf Zylinderdruckfestigkeiten erfolgte gemäß CEB-FIP Model Code (CEB-FIP, 1993) mit einem Faktor von 0,80. Die ÖNorm B4200, 10. Teil (1996) gibt an, dass bei der Umrechnung der Druckfestigkeiten von 150mm-Würfel auf 200-mm Würfel ein Faktor von 0,93 anzusetzen ist. Somit kann die

für die Beurteilung maßgebende mittlere Betondruckfestigkeit über $f_{cm} = 0,93 \cdot 0,8 = 0,744 f_{cwm}$ bestimmt werden.

Tabelle 5.10. Maßgebende Betonkennwerte gemäß ÖNorm

Norm	Betonfestigkeitsklasse														
	B50	B80	B120	-	B160	-	B225	-	B300	-	B400	-	-	-	-
ÖNorm B4200, 3.T., 1959															
f_{cm} [N/mm ²]	3,7	6,0	8,9	-	11,9	-	16,7	-	22,3	-	29,8	-	-	-	-
f_{cwm} [N/mm ²]	5	8	12	-	16	-	22,5	-	30	-	40	-	-	-	-
E_{cm} [N/mm ²]	10	12	14	-	16	-	17	-	22,5	-	30	-	-	-	-
ÖNorm B4200, 3.u.10.T., 1971	B50	B80	B120	-	B160	-	B225	-	B300	-	B400	-	B500	-	B600
f_{cm} [N/mm ²]	3,7	6,0	8,9	-	11,9	-	16,7	-	22,3	-	29,8	-	37,2	-	44,6
f_{cwm} [N/mm ²]	5	8	12	-	16	-	22,5	-	30	-	40	-	50	-	60
E_{cm} [N/mm ²]	12	16	19	-	22	-	26	-	30	-	35	-	-	-	-
ÖNorm B4200, 10.T., 1983	-	-	-	B150	-	B200	-	B250	B300	-	B400	-	B500	-	B600
f_{cm} [N/mm ²]	-	-	-	11,2	-	14,9	-	18,6	22,3	-	29,8	-	37,2	-	44,6
f_{cwm} [N/mm ²]	-	-	-	15	-	20	-	25	30	-	40	-	50	-	60
E_{cm} [N/mm ²]	-	-	-	26	-	27,5	-	29	30,5	-	32,5	-	35	-	37
ÖNorm B4200, 10.T., 1996	-	-	-	B15	-	B20	-	B25	B30	-	B40	-	B50	-	B60
f_{cm} [N/mm ²]	-	-	-	18,8	-	22,5	-	26,3	30	-	37,5	-	45	-	52,5
f_{cwk} [N/mm ²]	-	-	-	15	-	20	-	25	30	-	-	-	50	-	60
f_{ck} [N/mm ²]	-	-	-	11,3	-	15,0	-	18,8	22,5	-	-	-	37,5	-	45
E_{cm} [N/mm ²]	-	-	-	26	-	27,5	-	29	30,5	-	32,5	-	35	-	37
ÖNorm B4700 2001	-	-	-	C12/ 15	-	C16/ 20	-	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 37	-	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60
f_{cm} [N/mm ²]	-	-	-	18,8	-	22,5	-	26,3	30	35,3	-	41,3	45	48,8	52,5
f_{cwk} [N/mm ²]	-	-	-	15	-	20	-	25	30	37	-	45	50	55	60
f_{ck} [N/mm ²]	-	-	-	11,3	-	15,0	-	18,8	22,5	27,8	-	33,8	37,5	41,3	45
E_{cm} [N/mm ²]	-	-	-	26	-	27,5	-	29	30,5	32	-	34	35	36	37
	f_{cm} [N/mm ²] mittlere Zylinderdruckfestigkeit (maßgebender Wert für die Beurteilung) f_{cwm} [N/mm ²] mittlere Würfeldruckfestigkeit f_{cwk} [N/mm ²] charakteristische Würfeldruckfestigkeit (5% Fraktile) f_{ck} [N/mm ²] charakteristische Dauerstandsfestigkeit im Bauwerk E_{cm} [N/mm ²] mittlerer Elastizitätsmodul														

Neben dem Mittelwert sind auch die Standardabweichungen bzw. Variationskoeffizienten der Werkstoffeigenschaften des Betons zu ermitteln und ein passender Verteilungstyp zu bestimmen.

Der Elastizitätsmoduls kann entsprechend Mirza et al. (1979) als normalverteilt mit einem Variationskoeffizienten von 8% angesetzt werden. Der Variationskoeffizienten bzw. Standardabweichungen der Druckfestigkeit des Betons hängt, wie in Tabelle 5.11 ersichtlich, nicht nur von der Festigkeitsklasse, sondern auch von den Herstellungsbedingungen und der Fertigungskontrolle ab (JCSS, 2001; Spaethe, 1992; Mirza et al., 1979). Für Brückenbaustellen sind zumeist die Werte der Zeile 2 der Tabelle 5.11 maßgebend.

Tabelle 5.11. Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit

	Qualität der Fertigung und Kontrolle	Variationskoeffizient $v_{f_{cm}}$ für Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit $< 20 \text{ N/mm}^2$	Standardabweichung $\sigma_{f_{cm}}$ für Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit $\geq 20 \text{ N/mm}^2$
1.	Betonwerke mit guten Ausgangsstoffen, geschultem Personal und einwandfreier Fertigungskontrolle	$v_{f_{cm}} = 0,15$	$\sigma_{f_{cm}} = 3,0$
2.	Größere Baustellen und Transportbeton mit normalen Fertigungs- und Kontrollbedingungen	$v_{f_{cm}} = 0,225$	$\sigma_{f_{cm}} = 4,5$
3.	Kleinere Baustellen mit Herstellung des Betons auf der Baustelle	$v_{f_{cm}} = 0,30$	$\sigma_{f_{cm}} = 6,0$

Für die Druckfestigkeit des Betons ist die Log-Normalverteilung ein geeigneter Verteilungstyp, da sie nach unten begrenzt ist und somit negative Festigkeitswerte ausgeschlossen werden (EN 1990, 2002; JCSS, 2001; Spaethe, 1992).

Wie bereits erwähnt, sind die beschriebenen Werkstoffkennwerte des Betons dann zu verwenden, wenn keine weiteren Untersuchungen zu den Materialeigenschaften durchgeführt wurden. Die Bestimmung der tatsächlichen Eigenschaften anhand von Versuchen kann jedoch durchaus sinnvoll sein, um die Streuung zu reduzieren. Zusätzlich liegt die tatsächliche Druckfestigkeit im Bauwerk meist über den in Tabelle 5.10 beschriebenen Werten, was sich günstig auf die Tragfähigkeit und die Zuverlässigkeit der untersuchten Brücke auswirken kann. Liegen Versuchsergebnisse vor, so können die Werte aus Tabelle 5.11 mittels Bayes'schem Updating (Melchers, 1999) entsprechend aktualisiert werden.

5.5 Modellierung des Bewehrungsstahls

In Österreich legte ab 1957 die ÖNorm B 4200 die Stahlgüten fest. Mit der Umstellung auf die europäischen Normen und das semi-probabilistische Sicherheitskonzept wurde im Jahr 2001 die ÖNorm B4700 gültig, in der auch die derzeit gültigen Stahlgüten aufgelistet sind.

Bei der Beurteilung einer bestehenden Straßenbrücke sind bei der stochastischen Modellierung der Eigenschaften des Bewehrungsstahls, die mittlere Fließgrenze f_{ym} und der mittlere Elastizitätsmodul E_{sm} von besonderer Bedeutung. Wenn keine zusätzliche Untersuchungen zu den Werkstoffeigenschaften durchgeführt werden, so können - basierend auf der zur Zeit des Baus der zu beurteilenden Brücke gültigen ÖNorm - die Werte der Tabelle 5.12 verwendet werden. Für Brücken aus der Zeit vor 1957 können, falls keine zusätzlichen Materialuntersuchungen durchgeführt werden, entsprechend der in den Plänen oder der Statik für den Beton gegebenen Festigkeitsklasse ebenfalls die Werte der Tabelle 5.12 herangezogen werden. Dies ist aufgrund der schon zu dieser Zeit strengen Qualitätssicherungskriterien in der Stahlproduktion gerechtfertigt. Sind keine Unterlagen verfügbar, so müssen die Mittelwerte und Streuungen der Werkstoffeigenschaften durch Versuche bestimmt werden.

Die in den ÖNormen B4200 aus den Jahren 1980 und älter gegebenen Werte der Fließgrenze und der Bruchfestigkeit in Tabelle 5.12 sind vom Hersteller garantierte Mindestwerte. In statistischer Hinsicht können daher diese Werte als 5% Fraktile aufgefasst werden. In der ÖNorm B4200 (1987) sowie der ÖNorm B4700 sind die charakteristischen Werte ebenfalls 5% Fraktile. Daher kann für alle Normen der für die probabilistische Beurteilung notwendige Mittelwert der Verteilung gemäß den Bestimmungen der ÖNorm B4700 (2001) wie folgt berechnet werden kann:

$$f_{ym} = f_{yk} + 10,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (5.3)$$

Die so berechneten Mittelwerte der Fließgrenze sind in Tabelle 5.12 hervorgehoben.

Tabelle 5.12. Stahlkennwerte gemäß ÖNorm

Norm	Stahlgüte							
	Gruppe 0	Gruppe 0/I	Gruppe I	Gruppe II	Gruppe III Torstahl 40	Gruppe IV Baustahl- gitter	-	Gruppe V Torstahl 60
ÖNorm B4200, 4.T., 1957								
f_{ym} [N/mm ²]	-	-	230	340	430	510	-	610
f_{yk} [N/mm ²]	o.G.	185	220	330	400	500	-	600
f_{uk} [N/mm ²]	o.G.	340	370	520	440	600	-	660
E_{sm} [N/mm ²]	210000	210000	210000	210000	210000	210000	-	210000
ÖNorm B4200, 7.T., 1968	-	-	Gruppe I	Gruppe II	Gruppe III Torstahl 40	Gruppe IV Rippentor- stahl 50	-	Gruppe V Torstahl 60
f_{ym} [N/mm ²]	-	-	230	340	430	510	-	610
f_{yk} [N/mm ²]	-	-	220	330	420	500	-	600
f_{uk} [N/mm ²]	-	-	360	520	460	560	-	670
E_{sm} [N/mm ²]	-	-	206000	210000	206000	206000	-	206000
ÖNorm B4200, 7.T., 1980	-	-	Gruppe I	-	Gruppe III	Gruppe IV	-	Gruppe V
f_{ym} [N/mm ²]	-	-	230	-	430	510	-	610
f_{yk} [N/mm ²]	-	-	220	-	420	500	-	600
f_{uk} [N/mm ²]	-	-	360	-	460	560	-	670
E_{sm} [N/mm ²]	-	-	206000	-	206000	206000	-	206000
ÖNorm B4200, 7.T., 1987	-	-	BSt 220 Gruppe I	-	BSt 420 Gruppe III	BSt 500 Gruppe IV	BSt 550 -	BSt 600 Gruppe V
f_{ym} [N/mm ²]	-	-	230	-	430	510	560	610
f_{yk} [N/mm ²]	-	-	220	-	420	500	550	600
f_{uk} [N/mm ²]	-	-	360	-	460	560	620	670
E_{sm} [N/mm ²]	-	-	206000	-	206000	206000	206000	206000
ÖNorm B4700, 2001	-	-	BSt 220	-	BSt 420	BSt 500	BSt 550	BSt 600
f_{ym} [N/mm ²]	-	-	230	-	430	510	560	610
f_{yk} [N/mm ²]	-	-	220	-	420	500	550	600
E_{sm} [N/mm ²]	-	-	20000	-	20000	20000	20000	20000
			f_{ym} [N/mm ²] f_{yk} [N/mm ²] f_{uk} [N/mm ²] E_{sm} [N/mm ²]	Mittelwert der Fließgrenze (maßgebender Wert für die Beurteilung) charakteristischer Wert der Fließgrenze (5% Fraktile) charakteristischer Wert der Bruchfestigkeit (5% Fraktile) Mittelwert des Elastizitätsmoduls				

Als Verteilungstyp ist für die Festigkeitseigenschaften der Bewehrungsstähle - wie für Spannstahl und Beton - ebenfalls eine Log-Normalverteilung anzusetzen (EN 1990, 2002; JCSS, 2001; Spaethe, 1992), um negative Festigkeitswerte auszuschließen. Der Elastizitätsmodul kann entsprechend JCSS (2001) als deterministische Größe angesetzt werden, Spaethe (2001) schlägt Variationskoeffizienten zwischen 2% und 6% vor. Der Variationskoeffizient der Fließgrenze liegt gemäß Spaethe (1992) bei gleichen Stabprofilen aus dem gleichen Herstellerwerk zwischen 1% und 4% und jener der Bruchfestigkeit ist etwas geringer.

Wie bereits erwähnt, sind die beschriebenen Werkstoffkennwerte der Bewehrungsstähle nur dann zu verwenden, wenn keine weiteren Untersuchungen zu den Materialeigenschaften durchgeführt wurden. Liegen Versuchsergebnisse vor, so können die Werte aus Tabelle 5.12 mittels Bayes'schem Updating (Melchers, 1999) entsprechend aktualisiert werden.

5.6 Modellierung der geometrischen Größen

Zumeist können die geometrischen Größen, wie Bauteilabmessungen, im Zuge einer Brückenprüfung direkt vor Ort festgestellt werden. Daher werden diese im Rahmen einer probabilistischen Untersuchung als deterministisch angesetzt. Sollte eine Messung direkt am Bauwerk nicht möglich sein, können die Abmessungen den Plänen entnommen und ebenfalls als deterministische Größen angesetzt werden.

Anders stellt sich die Situation bei der Modellierung der Betondeckung und der Lage der Bewehrung dar. Die Lage der Bewehrung beeinflusst den inneren Hebelsarm und kann daher bei der probabilistischen Beurteilung einen relativ großen Einfluss auf das Ergebnis haben. Dies zeigen auch die Ergebnisse der Sensitivitätsanalysen, die im Anschluss an die probabilistische Beurteilung einer Spannbetonbrücke in Abschnitt 7.2 durchgeführt wurden. Gemäß JCSS (2001) ist für die Betondeckung eine Normalverteilung und ein Variationskoeffizient von 10% anzusetzen. Als Mittelwerte können die plangemäßen Werte herangezogen werden.

5.7 Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite

Da beim Aufstellen des Widerstandsmodells gewisse Einflüsse bewusst oder unbewusst vernachlässigt werden, sind Abweichungen zwischen Berechnungen und der Realität zu erwarten. Man kann einerseits diese Variablen anhand von Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen ermitteln oder andererseits Werte aus der Literatur entnehmen. Gemäß Schneider (1996) kann bei guten Modellen, das sind Modelle, welche das tatsächliche Tragverhalten gut beschreiben, der Mittelwert mit 1 angenommen werden. Da es sich häufig um konservative Modelle, d.h. das Rechenmodell liegt auf der sicheren Seite, handelt, ist der Mittelwert größer 1. Der Wert für die Standardabweichung ist je nach Modell sehr verschieden. Bei guten Modellen (z.B. für den Biege- und Schubwiderstand von Stahl- und Spannbetonquerschnitten) können für den Variationskoeffizienten wenige Prozent angesetzt, bei schlechten Modellen (z.B. Schubwiderstand oder Durchstanzwiderstand im Stahlbetonbau) sind durchaus 10 bis 20 % zu erwarten (JCSS, 2000). Als Verteilungstyp schlägt die ÖNORM EN 1990 (2003) eine Log-Normalverteilung vor.

KAPITEL 6

MODELLIERUNG DER STREUENDEN GRÖSSEN AUF DER EINWIRKUNGSSEITE

6.1 Einleitung

Bei der Modellierung der streuenden Größen auf der Einwirkungsseite sind für den Großteil der Brücken die ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht und Ausbaulast sowie veränderliche Einwirkungen zufolge Verkehr maßgebend.

In den folgenden Abschnitten werden daher Modelle für ständige und veränderliche Einwirkungen beschrieben, wobei bei den veränderlichen Einwirkungen den Verkehrslasten besondere Bedeutung zukommt. Zusätzlich wird auf die Modellunsicherheiten für ständige und veränderliche Einwirkungen eingegangen.

6.2 Ständige Einwirkungen

Unter ständigen Einwirkungen versteht man im Gegensatz zu veränderlichen Einwirkungen Größen, die im Wesentlichen über die Lebensdauer des Bauwerks konstant sind. Man unterscheidet Eigenlasten von Ausbaulasten, wobei letztere zwar ebenfalls über lange Zeiträume konstant sein können, erhebliche Änderungen aber z.B. aufgrund des Aufbringens zusätzlicher Belagsschichten, dickerer Beläge oder schwererer Einbauten, durchaus möglich sind. Solche Änderungen haben relativ große Änderungen des Mittelwerts zur Folge, während der Mittelwert der Eigenlasten im Allgemeinen über die Lebensdauer konstant angesetzt werden kann.

Streuungen der ständigen Einwirkungen ergeben sich aus physikalischen und statistischen Unsicherheiten sowie Modellunsicherheiten. Physikalische und statistische Unsicherheiten bei den ständigen Einwirkungen sind in der natürlichen Streuung der Materialeigenschaften und Bautoleranzen begründet. Modellunsicherheiten werden in Abschnitt 6.4 beschrieben. Die Größe der Streuungen ist natürlich abhängig von der Art der ständigen Einwirkung. In Tabelle 6.1 sind die Quotienten aus Mittelwert und Nominalwert sowie die Variationskoeffizienten COV für die wichtigsten ständigen Einwirkungen zusammengefasst (Ellingwood et al., 1980; Nowak, 1987; JCSS, 2001). Aus Tabelle 6.1 ist die bei Eigenlasten im Betonbau leichte Tendenz zu Übertoleranzen, z.B. aufgrund des Ausbauchens der Schalung beim Bau, erkennbar (Schneider, 1996), weshalb z.B. für Ortbeton unter Berücksichtigung der physikalischen Unsicherheiten für den Mittelwert der 1,05-fache Nominalwert angesetzt

werden kann. Sowohl Eigenlasten als auch Ausbaulasten werden basierend auf den Werten der Tabelle 6.1 und der Modellunsicherheiten als normalverteilt modelliert (EN1990, 2002; JCSS, 2001; Schneider, 1996; Spaethe, 1992).

Tabelle 6.1. Unsicherheiten bei ständigen Einwirkungen

Ständige Einwirkung	physikalische Unsicherheit		statistische Unsicherheit	
	$\frac{\text{Mittelwert}}{\text{Nominalwert}}$	COV	$\frac{\text{Mittelwert}}{\text{Nominalwert}}$	COV
Ortbeton	1,05	0,06	0,99	0,05
Betonfertigteile	1,02	0,02	0,99	0,03
Belag	1,08	0,14	1,09	0,14
Randbalken	1,01	0,02	1,00	0,05

Durch Untersuchungen vor Ort und die Entnahme von Proben kann zwar die physikalische Unsicherheit nicht reduziert werden, jedoch wirkt sich die Sammlung von Daten positiv auf statistische und Modellunsicherheiten aus, d.h. diese werden durch zusätzliche Daten verringert. Vor allem für Ausbaulasten kann die Gewinnung zusätzlicher Daten, z.B. durch Entnahme von Bohrkernen und Bestimmung der tatsächlichen Wichte, durchaus interessant sein, da so die Streuung stark reduziert werden kann. Die Untersuchungsergebnisse können dann direkt bei der Beurteilung der Zuverlässigkeit des Tragwerks durch entsprechend angepasste Variablen berücksichtigt werden.

6.3 Veränderliche Einwirkungen

6.3.1 Allgemeines

Veränderliche Einwirkungen können durch stochastische Prozesse über die Zeit beschrieben werden. Die Variation der Einwirkung ist dabei abhängig davon, um welche veränderliche Einwirkung es sich handelt. So ändern sich Schnee-, Wind-, Temperatur- oder Verkehrslasten unterschiedlich rasch. Für jede veränderliche Einwirkung gilt jedoch, dass für die Beurteilung der Zuverlässigkeit eines bestehenden Bauwerks der Maximalwert der betrachteten Einwirkung in einem bestimmten Bezugszeitraum herangezogen werden soll. Maximalwerte werden ausgehend von der ursprünglichen Verteilung der Einwirkung mit Hilfe der Extremwerttheorie generiert. Bei der Kombination mehrerer veränderlicher Einwirkungen ist zwischen Leit- und Begleiteinwirkung zu unterscheiden und die Lasten z.B. entsprechend der Regel von Turkstra (Turkstra, 1972) zu kombinieren. Leit- und Begleiteinwirkung beschreiben ein sog. Gefährdungsbild, wobei jede veränderliche Einwirkung einmal als Leiteinwirkung betrachtet wird. Demnach gibt es für eine bestehende Brücke so viele Gefährdungsbilder und Lastkombinationen, wie veränderliche Einwirkungen gleichzeitig auf das Bauwerk wirken.

Im Fall der Beurteilung von Straßenbrücken ist jedoch in den meisten Fällen die maßgebende veränderliche Einwirkung der Verkehr. Die anderen veränderlichen Einwirkungen können vernachlässigt werden. Die Verkehrslasten sind einerseits zeitabhängig jedoch auch in großem Maße ortsabhängig. Aus diesem Grund sind die Unsicherheiten der Verkehrslasten im Vergleich zu den anderen veränderlichen Einwirkungen relativ hoch. Deshalb sind die in den Entwurfsnormen festgelegten Verkehrslastmodelle, die ja anhand der höchst belasteten Strecken bestimmt werden, in vielen Fällen sehr konservativ. Das Verkehrslastmodell des Eurocode 1 (2001) basiert z.B. auf Verkehrslastmessungen an einer Autobahn in der Nähe von Auxerre in Frankreich (Bruls et al., 1989), welche den höchsten Anteil an Schwerfahrzeugen am Gesamtverkehr aufweist. Zumeist sind das Verkehrsaufkommen und vor allem die Gesamtgewichte und Achslasten der Fahrzeuge bei einer bestehenden Brücke wesent-

lich geringer, weshalb die Verkehrslastmodelle der Entwurfsnormen für die Beurteilung dieser Bauwerke nicht oder nur beschränkt geeignet sind.

6.3.2 · Verkehrslasten

Bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke ist in vielen Fällen die Verkehrslast maßgebend und daher in der probabilistischen Beurteilung von besonderer Bedeutung. Derzeit werden die für die Beurteilung einer Brücke maßgebenden Verkehrslasten zumeist basierend auf den Bestimmungen der gültigen ÖNorm für den Entwurf (z.B. ÖN B4002, 1970) ermittelt. Die Auftretenswahrscheinlichkeit der normgemäßen Lastbilder ist in der Realität jedoch etwa gleich Null. Zusätzlich sind bei der Beurteilung einer bestehenden Brücke die Unsicherheiten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite wesentlich geringer als beim Entwurf eines neuen Tragwerks. Daher ist dieser Ansatz äußerst konservativ und kann zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Realistisch wird vielmehr jener Fall sein, bei dem ein Schwerfahrzeug im Gegenverkehr die Brücke passiert und somit die maximale Beanspruchung des Tragwerks darstellt. Zur Modellierung der Verkehrslasten eignen sich Extremwertverteilungen, wobei als Referenzzeitraum 1 Jahr gewählt wird.

Es zeigt sich, dass das probabilistische Verkehrslastmodell zwar komplizierter ist als das in der Norm vorgegebene, jedoch die tatsächliche Situation auf der untersuchten Brücke wesentlich besser widerspiegelt. Zusätzlich dazu können, wie im Folgenden gezeigt wird, direkt Informationen aus Verkehrszählungen oder zu den tatsächlich auftretenden LKW Lasten inkludiert werden. So kann z.B. auch der Einfluss überladener LKW berücksichtigt werden.

Ein wesentlicher Vorteil einer probabilistischen Untersuchung liegt darin, dass die brückenspezifische Verkehrslast und -verteilung in die Berechnung eingeht. Die Verkehrslasten werden dabei in die folgenden Gruppen unterteilt (Enevoldsen, 1999; Eichinger & Enevoldsen, 2001):

- 1) Gewöhnliche Verkehrslast, wobei den größten Beitrag zur Gesamtlast in dieser Gruppe die am schwersten beladenen LKW mit Gesamtgewichten (Überlasten) von ca. 40 to bis sogar 60 to leisten. Die höchsten auftretenden Gesamtgewichte hängen dabei von den entsprechenden gesetzlichen Bestimmungen ab, z.B. ist in Österreich gemäß Kraftfahrzeuggesetz das höchstzulässige Gesamtgewicht mit 38 t begrenzt
- 2) Genehmigungspflichtige Schwertransporte mit einem Gewicht von ca. 50 – 150 to

Aufbauend auf diesen zwei Gruppen werden die entsprechenden Lastkombinationen ermittelt, wobei verschiedene Lastfälle maßgebend sein können. Für eine Brücke mit zwei Fahrstreifen und einer Einflusslänge von 35 – 40 m ergeben sich somit folgende Szenarien:

- Lastkraftwagen alleine auf dem 1. bzw. 2. Fahrstreifen
- Sonderfahrzeug alleine auf dem 1. bzw. 2. Fahrstreifen
- Begegnung von LKW und SFZ auf 1. und 2. Fahrstreifen

Dabei ist es offensichtlich, dass die Wahrscheinlichkeit, dass ein schwerer LKW einem zweiten schweren LKW auf einer Brücke begegnet, für wenig befahrene Brücken mit geringer Schwerverkehrsdichte geringer ist als für stark befahrene mit einer hohen Dichte.

Mathematisch handelt es sich dabei um ein Problem der Extremwertstatistik, wobei die zeitliche Abfolge der Verkehrslasten durch einen sog. Poissonprozess beschrieben ist. Ein Poissonprozess ist durch die Anzahl an Werten $x(t)$, die sich in einem Intervall τ_k befindet, definiert. Gemäß Bild 6.2a beschreibt die Zeit τ_k den Abschnitt auf der Zeitachse, bis zu dem gerade k Ereignisseintritte beobachtet wurden. Demnach ist $x(t)$ ein Zählprozess, der bei jedem τ_j einen Sprung um 1 macht, wie in Bild 6.2b als Impulsfolge dargestellt ist. Bei einem solchen Prozess ist entweder die Größe $x(t)$ eine Zufallsvariable für gegebenes t , oder aber es kann auch τ_j bei gegebenem $j = k = x(\tau_j)$ als Zufallsvariable betrachtet werden.

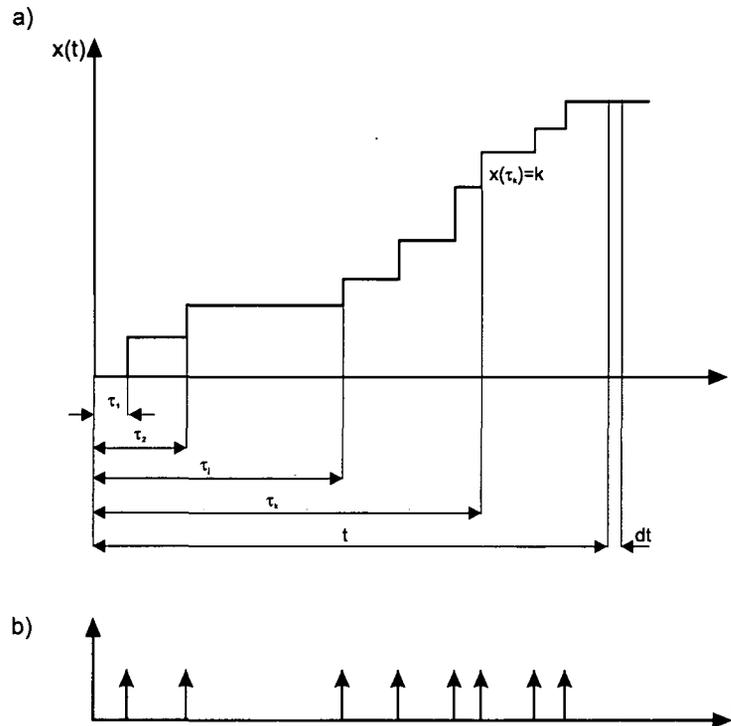


Bild 6.2. Poissonprozess

In diesem Zusammenhang ist bei der Modellierung der Verkehrsbelastung die Anzahl von Fahrzeugen von Bedeutung, die sich in einem Zeitabschnitt durch einen bestimmten Querschnitt der Straße bewegen.

6.3.2.1 Modellierung der Belastung zufolge Lastkraftwagen

Um ein möglichst realitätsnahes Lastmodell für Lastkraftwagen zu finden, basiert dieser Abschnitt auf den Untersuchungen von Litzka et al. (1996). Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde die Schwerverkehrsbelastung auf österreichischen Straßen ermittelt und ausgewertet. Im Rahmen der Arbeit wurde unter anderem untersucht, wie sich die einzelnen Verkehrsarten im Bundesstraßennetz verteilen, weiters welche Fahrzeugtypen in diesen Abschnitten überwiegen und die relative Achslastverteilung der Fahrzeuge. Zu diesem Zweck wurde entsprechend den Erfahrungen eine Einteilung in 13 Fahrzeugtypen vorgenommen. Diese beginnt mit den leichten LKW (2-, 3- und 4-achsige) und reicht über Lastzüge (4-, 5- und 6-achsige) bis hin zu den Sattelzügen (3-, 4-, 5- und 6-achsige).

Bezüglich der Frage, wie sich die einzelnen Verkehrsarten (Inlandsnahverkehr, Inlandsfernverkehr, Quell/Zielverkehr, Transitverkehr) im Straßennetz verteilen, zeigt sich folgendes Ergebnis:

Wie zu erwarten, bewegt sich auf den Bundesstraßen (Bundes- und Schnellstraßen) mehr Inlandsverkehr als auf den Autobahnen, wo der grenzüberschreitende Verkehr überwiegt. Im Inlandsnahverkehr zeigt sich wiederum ein starkes Vorherrschen des 2-achsigen LKW mit einem mittleren Anteil von rund 60 %. Deutlich geringer, aber dennoch recht häufig, tritt der 3-achsige LKW auf (mittlerer Anteil 23 %). Der Rest der Fahrzeuge verteilt sich vornehmlich auf die Lastzugkombinationen. Im Inlandsverkehr nimmt sowohl der Anteil des 2-achsigen als auch der Anteil des 3-achsigen LKW deutlich ab und zwar auf rund 27 % bzw. 9 %. Lastzüge sind mit einem Anteil von im Mittel rund 42 % stark vertreten, der sich in etwa gleichem Ausmaß auf die Kombinationen LZ 2+2, LZ 2+3 und LZ 3+2 verteilt.

Aufgrund der höheren Gesamtgewichte des Inlandsfernverkehrs kann der 5-achsige Lastzug, im speziellen der Typ „SZ 2+3“, als maßgebend betrachtet werden, wobei zusätzlich zwischen beladenen und unbeladenen Fahrzeugen unterschieden werden muss. Die Leerfahrtenanteile sind abhängig von der

Verkehrsart und der Entfernung der Be- und Entladeorte und liegen bei ca. 30%. Infolge unterschiedlicher Ladungsgewichte variieren die Achslasten. Aus gesetzlichen Gründen und zur Gewährleistung guter Fahreigenschaften werden die einzelnen Achsen der LKW-Typen unterschiedlich belastet. Die den Berechnungen zugrundegelegten Lastverteilungen beruhen auf umfangreichen Einzelfahrzeugmessungen (Molzer et al., 1995). Die Achslastverteilungen wurden mittels Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen beschrieben. Von einer Reihe getesteter Funktionen passte sich die 2-parametrische Gammaverteilung am besten den vorgegebenen Verteilungen an. Für jede Achse jedes LKW-Typs wurden die Parameter c und λ der Gammaverteilung ermittelt. In Tabelle 6.2 sind die Parameter des maßgebenden LKW-Typs SZ 2+3 für beladene Fahrzeuge im Inlandsnah- und Inlandsfernverkehr angeführt.

Tabelle 6.2. Parameter c , λ zur Beschreibung der Achslastverteilung, Massstabsfaktor: 10 (Molzer et al., 1995)

Typ SZ 2+3	c	λ
1. Achsgruppe	70,774	11,2746
2. Achsgruppe	49,552	4,9684
3. Achsgruppe	36,411	1,7420

Mittels dieser Parameter lassen sich wiederum die Mittelwerte und Standardabweichungen vorliegender Funktionen ermitteln. Die Funktion der 2-parametrischen Gammaverteilung lautet

$$f(x) = \lambda^c \cdot (x/10)^{c-1} \cdot e^{-(x/10)\lambda} \cdot \frac{1}{\Gamma(c)} \quad (6.1)$$

mit

$$\Gamma(c) = \int_0^{\infty} e^{-u} \cdot u^{c-1} \cdot du \quad (6.2)$$

Hierin bestimmen die Parameter c und λ die Form und Größe der Dichtefunktion, x beschreibt die Achslast in [kN]. Gemäß Spaethe (1992) lassen sich mit diesen Angaben die weiteren Parameter mittels folgender Formeln berechnen. Den Mittelwert oder Erwartungswert μ_x erhält man mit

$$\mu_x = \frac{c}{\lambda} \quad (6.3)$$

die Standardabweichung ergibt sich zu

$$\sigma_x = \frac{\sqrt{c}}{\lambda} \quad (6.4)$$

und schließlich der Variationskoeffizient zu

$$v_x = \frac{1}{\sqrt{c}} \quad (6.5)$$

In Tabelle 6.3 sind die berechneten Parameter der Achslastverteilungen zusammengestellt, wobei die Radaufstandsflächen gemäß Eurocode 1 (2001) ermittelt wurden.

Tabelle 6.3. Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Achslastverteilungen sowie zugehörige Flächenlasten

Typ SZ 2+3	μ_x [kN]		σ_x [kN]	v_x [-]	Aufstandsfläche [m ²]	p [kN/m ²]
1. Achsgruppe	62,8	17 %	7,462	0,119	2 x 0,32 x 0,22	446
2. Achsgruppe	99,7	27 %	14,168	0,142	2 x 0,32 x (0,22+0,22)	354
3. Achsgruppe	209,0	56 %	34,639	0,166	3 x 2 x 0,32 x 0,27	403
Gesamt	371,5	100 %				

Diese Achslastverteilungen sind die Grundlagen für die probabilistischen Berechnungen. Anhand der Werte können die maßgebenden Schnittgrößen des Tragwerks bestimmt und somit der Mittelwert der Verteilung $F_1(q)$ ermittelt werden. Den Variationskoeffizienten dieser Verteilung erhält man aus den drei Achslastverteilungen (siehe Tabelle 6.3) zu

$$v_{LKW} = \frac{\sqrt{7,462^2 + 14,168^2 + 34,639^2}}{371,5} = 0,103 \quad (6.6)$$

6.3.2.2 Modellierung der Belastung zufolge Sonderfahrzeugen

Transporte mit Sonderfahrzeugen sind meldepflichtig. Für die Frächter bringt es zumeist keine Vorteile, wenn sie wesentlich geringere Gewichte der Transporte melden. Dadurch ergibt sich eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass die Lastangaben der Sonderfahrzeuge weniger von den tatsächlichen Gesamtgewichten abweichen als das bei gewöhnlichen LKW der Fall ist. Somit kann ein relativ hoher Fraktilwert von 95 % und ein Variationskoeffizient von 10 % angesetzt werden. Als Verteilung ist eine Normalverteilung zu wählen.

6.3.2.3 Ermittlung der Extremverteilung

Die Achslasten von Straßenfahrzeugen entstammen verschiedenen Fahrzeugtypen, in diesem Fall zufolge von Lastkraftwagen und Sonderfahrzeugen. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung für die Gesamtheit aller Achslasten entsteht dann durch Mischung der Verteilungen. Die Verkehrsbelastung kann gemäß Enevoldsen (1999) sowie Eichinger & Enevoldsen (2001) durch folgende Extremwertverteilung dargestellt werden

$$F_{max}(q) = \exp(-v_1 - v_{12}) \cdot T \cdot (1 - F_1(q)) \cdot \exp(-v_2 - v_{12}) \cdot T \cdot (1 - F_2(q)) \cdot \exp(-v_{12}) \cdot T \cdot (1 - F_{12}(q)) \quad (6.7)$$

Hierin bedeutet $F_{max}(q)$ die Extremwertverteilung der resultierenden Schnittgrößen zufolge der Verkehrslast, wobei $F_1(q)$ die Verteilungsfunktion der maßgebenden Schnittgröße zufolge des Lastkraftwagens, $F_2(q)$ die Verteilungsfunktion der maßgebenden Schnittgröße zufolge des Sonderfahrzeuges und $F_{12}(q)$ die Verteilungsfunktion der maßgebenden Schnittgröße zufolge der Begegnung von Lastkraftfahrzeug und Sonderfahrzeug auf der Brücke beschreibt. v_1 ist die relative Häufigkeit der Lastkraftwagen im untersuchten Straßenquerschnitt [Kfz/sec], v_2 die relative Häufigkeit der Sonderfahrzeuge [Kfz/sec] sowie v_{12} die relative Begegnungshäufigkeit von LKW und SFZ [KfzKfz/sec]. T ist das Untersuchungsintervall [sec]. Die einzelnen Parameter dieser Funktion können wie folgt berechnet werden:

$$v = \frac{N_d}{h_d \cdot 60 \cdot 60} \quad (6.8)$$

N_d beschreibt darin die Anzahl der Fahrzeuge pro Tag und h_d die verkehrreichsten Stunden am Tag (typischer Wert: 15 Stunden). Das Untersuchungsintervall T wird bestimmt durch

$$T = h_d \cdot 365 \cdot 60 \cdot 60 \quad (6.9)$$

Schließlich kann die relative Begegnungshäufigkeit v_{12} von LKW und SFZ berechnet werden:

$$v_{12} = v_{21} = v_1 \cdot v_2 \cdot \left(\frac{L_1 + l_1}{V_1} + \frac{L_2 + l_2}{V_2} \right) \quad (6.10)$$

Die Parameter L_1 und L_2 beschreiben die Länge der Einflusslinie für die maßgebende Schnittgröße, aus der die maximale Beanspruchung zufolge des LKW und SFZ resultiert. l_1 und l_2 sind die Längsabmessungen des LKW bzw. des SFZ, während V_1 und V_2 die Geschwindigkeit des LKW bzw. des SFZ beschreiben.

6.3.2.4 Modellierung der Verkehrsgleichlast

Die gemäß ÖNorm B 4002 (1970) anzusetzende Verkehrsgleichlast von 5 kN/m² repräsentiert die neben dem Schwerverkehr auftretenden Belastungen zufolge Personenkraftwagen. Diese muss bei der probabilistischen Untersuchung ebenfalls berücksichtigt werden. Die aus der Verkehrsgleichlast ermittelten Schnittgrößen sind 95% Fraktilen, anhand derer der Mittelwert der Beanspruchung des Tragwerks bestimmt werden kann. Als Verteilungstyp ist eine Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von 10% anzusetzen.

6.3.2.5 Dynamischer Beiwert

Der dynamische Beiwert ist in erster Linie abhängig vom Gewicht des betrachteten Fahrzeugs. Schwerere Fahrzeuge ziehen kleinere dynamische Beiwerte K_s nach sich. Demnach ist

$$K_s = 1 + \varepsilon \quad (6.11)$$

wobei der dynamische Vergrößerungsfaktor ε wie folgt berechnet werden kann:

$$\varepsilon = \frac{41,5}{W} \quad (6.12)$$

W ist dabei das Gesamtgewicht des Lastkraftwagens bzw. Sonderfahrzeuges in [kN]. Der dynamische Beiwert wird durch eine Normalverteilung beschrieben, wobei der Variationskoeffizient mit

$$v_\varepsilon = 0,10 \quad (6.13)$$

anzusetzen ist.

6.3.3 Ermittlung eines brückenspezifischen Verkehrslastmodells als Basis für die Beurteilung bestehender Tragwerke

Mit den in Abschnitt 6.3.2 beschriebenen Ansätzen können die Verkehrslasten auf einer Brücke realistischer modelliert werden als das mit einer Entwurfsnorm möglich ist. Doch auch dieser Ansatz beruht auf Verallgemeinerungen, was die Größe der tatsächlich auftretenden Lasten zufolge Schwerverkehrs betrifft, weshalb trotzdem noch relativ hohe Unsicherheiten in der Berechnung angesetzt werden müssen. Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von bestehenden Brückenbauwerken ist jedoch die möglichst exakte Vorhersage der über die Restlebensdauer der Konstruktion

maximal auftretenden Lasten und der daraus resultierenden Schnittgrößen von großer Bedeutung. Idealerweise können diese Unsicherheiten durch Verkehrslastmessungen direkt am Bauwerk und somit durch die Bestimmung eines brückenspezifischen Verkehrslastmodells stark reduziert werden. Das Tragwerks muss in der Lage sein den so ermittelten Verkehrslasten mit ausreichender Zuverlässigkeit zu widerstehen, um als ausreichend tragsicher eingestuft werden zu können.

Die Vorgehensweise beruht auf Weigh-in-Motion (WIM) Messungen, mit denen es möglich ist, die Achslasten und Gesamtgewichte der die Messeinrichtungen passierenden Fahrzeuge zu messen und auszuwerten. Im Gegensatz zu statischen Wägeeinrichtungen ist es bei WIM-Messungen nicht notwendig, das zu wiegende Fahrzeug anzuhalten, sondern die Bestimmung des Gewichts erfolgt am fahrenden KFZ. Was die WIM-Technologie betrifft, hat sich diese in den letzten Jahren sehr stark weiterentwickelt (BRIME, 1999; WAVE, 2001), weshalb es heute möglich ist, mit Hilfe dieses Verfahrens nicht nur Daten über das Verkehrsaufkommen und die Verkehrslasten, sondern mit Hilfe einer geeigneten Messeinrichtung auch das dynamische Verhalten einer Brücke während der Überfahrt der KFZ zu erfassen. Der Vorteil bei der Verwendung dieser brückenspezifischen Verkehrsdaten liegt darin, dass dadurch in vielen Fällen die Beanspruchungen reduziert und auf ein realitätsnahes, dem tatsächlichen Verkehrsaufkommen entsprechendes Niveau angepasst werden können.

Im Folgenden wird anhand eines konkreten Beispiels die Vorgehensweise demonstriert und gezeigt, wie aus den gesammelten Daten mit Hilfe einer Verkehrslastsimulation basierend auf der Monte-Carlo-Methode die Extremwerte der Verkehrslasten bestimmt werden können, wobei die Genauigkeit der Simulationsergebnisse in direktem Zusammenhang mit der Anzahl und Qualität der gemessenen Informationen steht. Die statistische Extrapolation der Simulationsergebnisse erlaubt unter der Annahme, dass die Daten stationär sind, die Bestimmung der charakteristischen Verkehrsbelastung und der Beanspruchung des untersuchten Bauwerks.

6.3.3.1 Beschreibung des untersuchten Tragwerks

Die Weigh-in-Motion Messungen wurden an einer Brücke im 23. Wiener Gemeindebezirk durchgeführt, welche im Zuge der Altmannsdorferstraße den Liesingbach überführt. Das Brückenobjekt besteht aus zwei getrennten Tragwerken, wobei jedes der beiden Tragwerke zwei Fahrstreifen und einen seitlichen Gehweg pro Fahrtrichtung trägt. Die Brücken stammen aus den Jahren 1953 und 1961. Im Mittel queren pro Tag in Summe 62000 Fahrzeuge das Tragwerk, wobei der Anteil an LKW bei ca. 4% liegt.

Die Ergebnisse der Beurteilung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit sowie der vorangegangenen visuellen Inspektion der Tragwerke sind ebenso wie eine detaillierte Beschreibung des Brückenobjekts in Abschnitt 7.3 zusammengefasst. Für die WIM Messungen wurde das ältere Tragwerk ausgewählt, das in Bild 6.3 dargestellt ist (Eichinger & O'Brien, 2002). Im Rahmen der Beurteilung des älteren Tragwerks konnte daher zusätzlich der Einfluss eines auf den WIM Daten basierenden brückenspezifischen Verkehrslastmodells auf die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden.



Bild 6.3. Untersuchtetes Brückentragwerk

Beim untersuchten Tragwerk handelt es sich um einen einfeldrigen Trägerrost mit vier Hauptträgern, einem Querträger in Feldmitte sowie zwei Endquerträgern. Die Stützweite beträgt 14,32 m und die gesamte Breite 10,20 m. Die Hauptträger sind 1,13 m hoch und 0,50 m breit, während der Mittelquerträger eine Höhe von 0,90 m und eine Breite von 0,42 m aufweist.

6.3.3.2 Beschreibung des Weigh-in-Motion Systems

Ursprünglich wurden Weigh-in-Motion Messungen vor allem im Straßenbau und der Straßenerhaltung eingesetzt, um für statistische Zwecke Informationen über Achslasten und Gesamtgewichte von LKW zu erhalten (BRIME, 1999). Ein Großteil der WIM Systeme, die derzeit verwendet werden, benutzen Wägeeinrichtungen, die in den Belag eingebettet sind, wie z.B. Biegeplatten, Streifensensoren oder Messmatten (Haberl, 2002). Als Alternative dazu wurden jedoch - speziell für Messungen an Brücken - Verfahren entwickelt, bei denen die ganze Brücke als "Wägeeinrichtung" verwendet wird und auf im Belag eingebettete Sensoren verzichtet werden kann. Diese sogenannten Bridge-Weigh-in-Motion (B-WIM) verwenden Dehnmesseinrichtungen an der Unterseite des Tragwerks. So können bei entsprechender Kalibrierung des Systems die Durchbiegung des Tragwerks bestimmt und die Achslasten bzw. Gesamtgewichte der Fahrzeuge ermittelt werden. B-WIM Systeme haben, wie im Folgenden beschrieben, viele Vorteile, werden aber noch nicht sehr häufig angewendet (WAVE, 2001).

Bei dem im Rahmen der vorliegenden Untersuchung eingesetzten B-WIM System handelt es sich um SiWIM (Bild 6.4), das in Slowenien entwickelt wurde (Kalin, 2002).

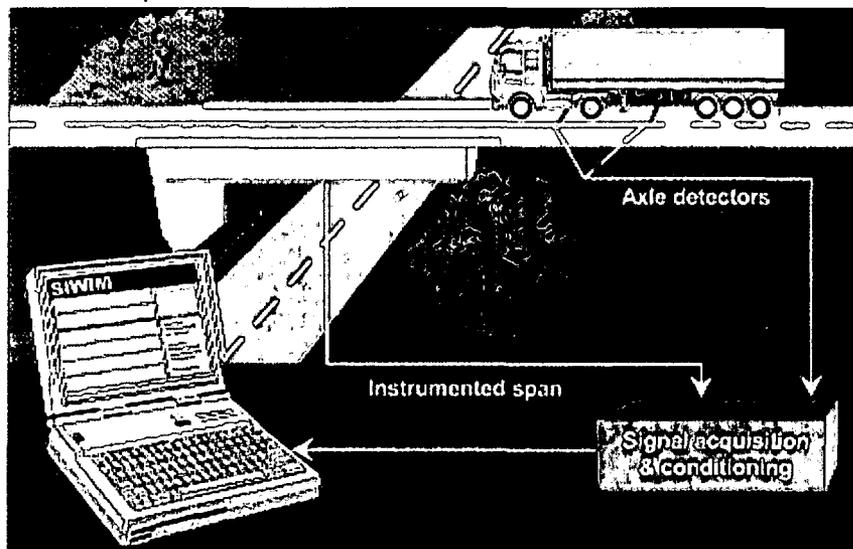


Bild 6.4. Verwendetes B-WIM System (WAVE, 2001)

Um mit diesem System Informationen über das Verhalten der Struktur unter einer sich bewegenden Last zu erhalten, müssen bestimmte Teile der Brücke instrumentiert und anschließend Dehnungen gemessen werden. Basierend auf den Dehnungsmessungen können Gesamtgewichte sowie Achslasten ermittelt werden (WAVE, 2001).

Installation des WIM Systems

Die WIM Messungen wurden im Juni 2002 durchgeführt, wobei am Vormittag des ersten Messtags das System auf der Brücke installiert und anschließend kalibriert wurde. Zu diesem Zweck wurden an der Tragwerksunterseite in der Mitte der Hauptträger Dehnmesseinrichtungen montiert. Auf der Fahrbahn wurden pneumatische Achsdetektoren befestigt. Um die Instrumentierung der Achsdetektoren zu ermöglichen, musste jeder Fahrstreifen für kurze Zeit (ca. 15 Minuten) gesperrt werden. Da es sich bei der untersuchten Brücke um ein Tragwerke im innerstädtischen Bereich mit relativ starkem Ver-

kehrsaufkommen handelte, waren die kurze Dauer der Sperre und die Tatsache, dass immer nur einer der beiden Fahrstreifen gesperrt werden musste, von großem Vorteil. Der Einsatz eines WIM-Systems mit in den Belag eingebetteter Wägeeinrichtung wäre nicht möglich gewesen, da eine Sperre beider Fahrstreifen bzw. eine Umleitung des Verkehrs zu großen Problemen geführt hätte. Zusätzlich besteht bei eingebetteten Wägeeinrichtungen die Gefahr, dass die Brückenabdichtung beschädigt wird, was sich negativ auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion auswirkt. Auch dieses Problem war beim verwendeten System nicht gegeben.

In Bild 6.5 ist das instrumentierte Tragwerk mit den vier pneumatischen Achsdetektoren dargestellt. Drei der Detektoren wurden verwendet, um Informationen über die Abmessungen, die Geschwindigkeit und die Art der querenden Fahrzeuge zu erhalten. Für Brücken mit größeren Spannweiten können derzeit noch Probleme bei den B-WIM Messungen auftreten, wenn sich gleichzeitig mehrere Fahrzeuge auf der Brücke befinden. Lediglich für Forschungszwecke wurde daher ein vierter Detektor diagonal über die Fahrbahn gespannt, der zur Ermittlung dieser sogenannten "Multiple Presence Vehicle Events" diente (Quilligan, 2002). Für die untersuchte Brücke ist dieses Phänomen aufgrund ihrer geringen Spannweite jedoch nicht relevant.

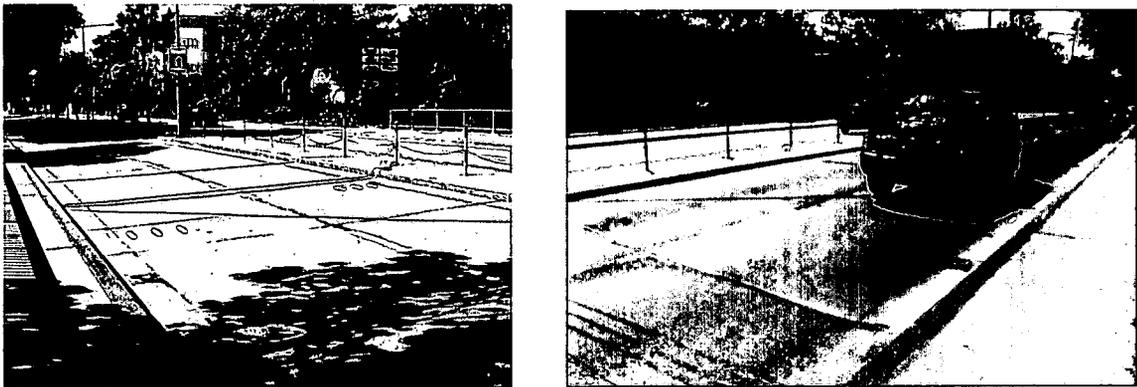


Bild 6.5. Pneumatische Achsdetektoren

Die Achsdetektoren waren mit zwei Empfängern verbunden, von denen die übertragenen Signale an eine zentrale Datenerfassungseinheit weitergeleitet wurden. Zusätzlich wurden an jedem der vier Hauptträger des Trägerrosts in Feldmitte je zwei Dehnmesseinrichtungen angebracht (Bild 6.6).

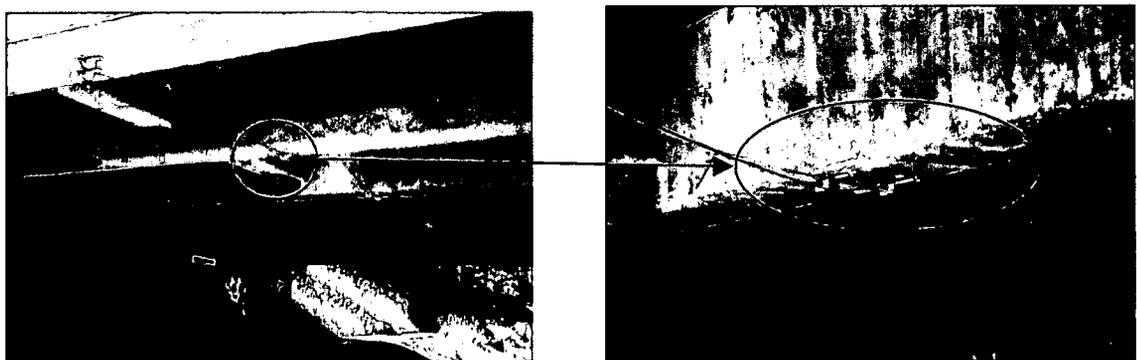


Bild 6.6. Dehnmesseinrichtungen auf den Hauptträgern

Die insgesamt acht Dehnmesseinrichtungen waren ebenfalls mit einem Empfänger verbunden, von dem die Daten an die zentrale Datenerfassungseinheit; die im Bereich des Widerlagers regengeschützt montiert war, geliefert wurden (Bild 6.7).

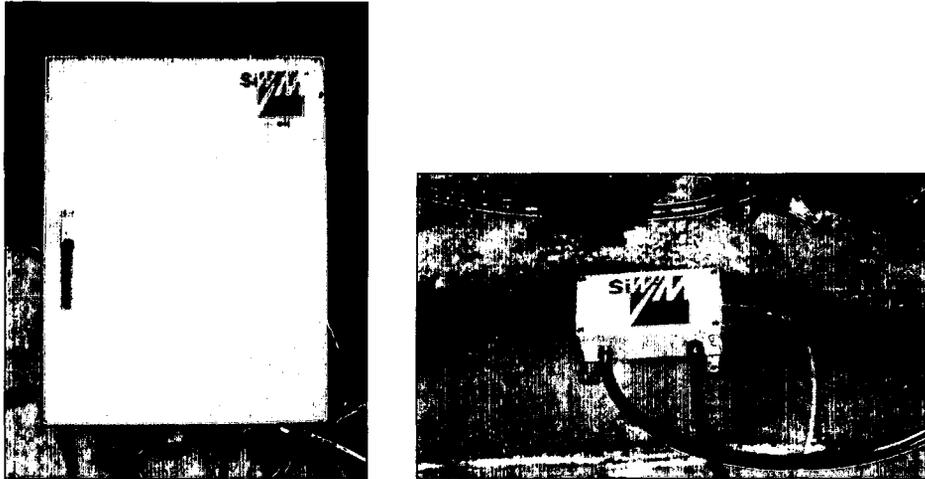


Bild 6.7. Zentrale Datenerfassungseinheit (links) und Empfänger (rechts)

Kalibrierung des WIM Systems

Um die Qualität der gemessenen Daten zu gewährleisten, musste das System anschließend an die Installation kalibriert werden. Die Datenqualität ist besonders im Zusammenhang mit der Beurteilung der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke von Bedeutung, da schlechte oder ungenaue Daten die Güte des Verkehrslastmodell und somit die ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks stark beeinflussen (Der Kiureghian, 1989).

Zur Kalibrierung des Systems und zu dessen Anpassung an das lokale Verkehrsaufkommen und die dynamischen Eigenschaften des Tragwerks wurde ein dreiachsiger LKW verwendet, dessen Gesamtgewicht und Achslasten zuvor mittels einer statischen Brückenwaage bestimmt wurde. Der Kalibrierungs-LKW hatte ein Gesamtgewicht von 246,5 kN. Die statischen Lasten betragen für die vordere, die mittlere und die hintere Achse 87,5 kN, 80,5 kN und 78,5 kN mit Achsabständen von 3,85 m (1. bis 2. Achse) bzw. 1,40 m (2. bis 3. Achse).

Die Kalibrierung wurde entsprechend den Empfehlungen von COST 323 (1997) durchgeführt. Anfangs musste der LKW im Alleingang die Brücke auf jedem Fahrstreifen zehn Mal überqueren. Dabei betrug die Geschwindigkeit zwischen 30-35 km/h. Anschließend wurden drei Querungen je Fahrstreifen mit einer Geschwindigkeit von 50-55 km/h durchgeführt. Schließlich folgten noch zehn weitere Läufe je Fahrstreifen unter regulärem Verkehr, idealerweise mit einem schweren Fahrzeug am zweiten Fahrstreifen (Bild 6.8).

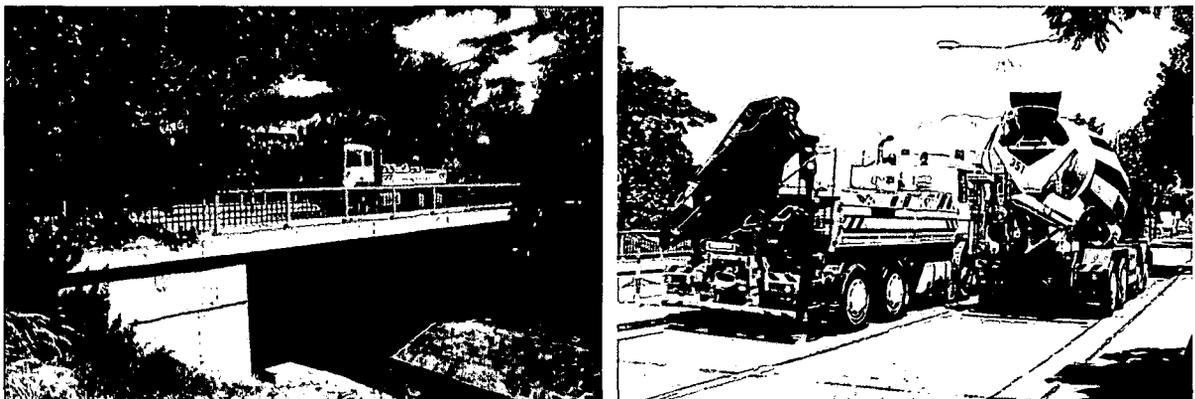


Bild 6.8. Kalibrierung des Systems

Nach Beendigung der Kalibrierung begann die eigentliche Datenerfassung. Die Daten wurden über die gesamte Messperiode kontinuierlich aufgezeichnet, wobei das System einmal täglich auf etwaige Mängel und Schäden überprüft wurde. Gemäß Eurocode 1, Teil 3 (2001) müssen für die Neukalibrierung der Verkehrslastmodelle Daten, die kontinuierlich über einen Zeitraum von einer Woche aufgezeichnet wurden, zur Verfügung stehen. Im vorliegenden Fall erfolgte die Datenerfassung über einen Zeitraum von 5 Werktagen.

Gemessene Daten

Die Dehnungsmessungen an den Hauptträgern der Brücke erfolgten mit einer Frequenz von 512 Hz. Das entspricht 512 Messungen pro Sekunde. Prinzipiell wurden alle Fahrzeuge registriert, jedoch wurden nur die schwereren Fahrzeuge mit Gesamtgewichten über 35 kN für die weiteren Untersuchungen herangezogen, da nur diese schweren Fahrzeuge für die Extremwerte der Beanspruchungen des Tragwerks (z.B. maximales Biegemoment oder maximale Querkraft über die Restlebensdauer) maßgebend sind. Leichtere Fahrzeuge, wie z.B. PKW, haben lediglich Einfluss auf den Abstand zwischen den schwereren Fahrzeugen und sind somit für Verkehrslastsimulationen und die Ermittlung von Verkehrslastmodellen für größere Brückentragwerke als "Abstandhalter" von Bedeutung (Ditlevsen, 1994; Ditlevsen & Madsen, 1994; O'Connor, 2001).

In Bild 6.9 sind die Ergebnisse der Messungen für einen dreiachsigen LKW dargestellt. Am schwarz dargestellten Graphen des Achslastdetektors 01 sind die drei Achsen des Fahrzeug deutlich durch drei Ausschläge auf der Skala erkennbar. Der rot gezeichnete Graph zeigt die Zeit und den durch die Berührung der Reifen ausgelösten elektrischen Impuls am zweiten Achslastdetektor 02 an. Von der Zeitachse kann somit die Dauer abgelesen werden, die der LKW zur Querung der Brücke benötigte. Diese entspricht im vorliegenden Fall in etwa einer Sekunde. Zusätzlich ist aus den weiteren Ausschlägen des Graphen in Bild 6.9 zu erkennen, dass ca. zwei Sekunden nach dem dreiachsigen LKW ein vierachsiger Fahrzeug die Brücke überquerte.

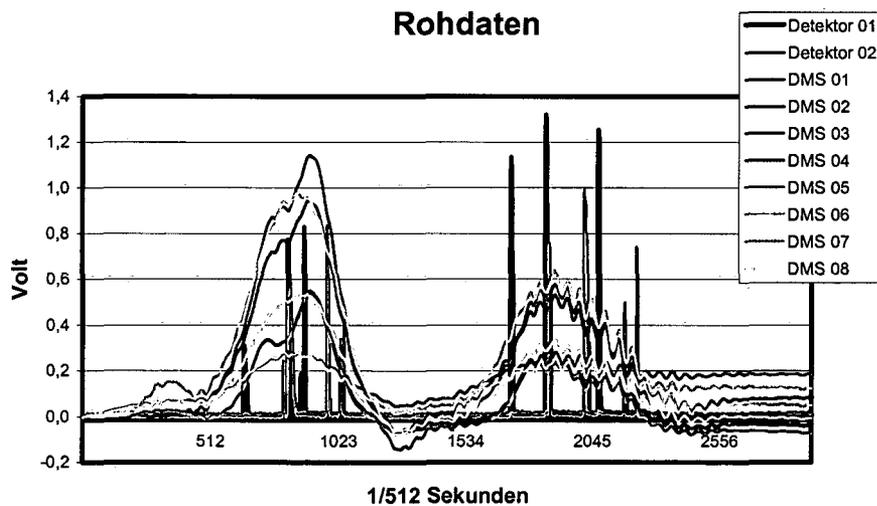


Bild 6.9. Rohdaten

Mit Hilfe der gemessenen Daten kann die Geschwindigkeit der Fahrzeuge beim Überqueren der Brücke auf relativ einfache Weise bestimmt werden (Eichinger & O'Brien, 2002). Die Ermittlung der Achslasten ist aufgrund der zu verwendenden Algorithmen etwas komplizierter (Moses, 1979).

6.3.3.3 *Datenauswertung und Messergebnisse*

Mit Hilfe der ausgewerteten WIM Daten ist eine Klassifizierung aller Fahrzeuge, die sich im Betrachtungszeitraum auf der Brücke befanden, und somit eine Aussage über die tatsächlich am Bau-

werk herrschende Verkehrssituation möglich. Die Zufallsvariablen, welche die maximalen Verkehrslasten für Brücken mit kurzer bis mittlerer Spannweite beeinflussen, sind die Verteilung des Verkehrs über die Zeit, der Anteil an Schwerfahrzeugen am Gesamtverkehr, Gesamtgewichte und Achslasten der Fahrzeuge, Achsabstände sowie Abstände zwischen den Fahrzeugen. All diese Parameter können direkt aus den gemessenen Daten ermittelt werden. Zusätzlich können über die Auswertung der Dehnungsmessungen Rückschlüsse über das tatsächliche Verhalten der Brücke unter Last gezogen werden. So ist es z.B. möglich die tatsächliche Einflusslinie der Struktur sowie deren dynamisches Verhalten zu bestimmen.

Fahrzeugklassen

Im Betrachtungszeitraum wurden insgesamt 16663 Fahrzeuge mit einem Gewicht von mehr als 35 kN aufgezeichnet. Diese Fahrzeuge wurden nach Fahrzeugtyp und Achsabstand in unterschiedliche Fahrzeugklassen (O'Connor, 2001) eingeteilt (Bild 6.10)

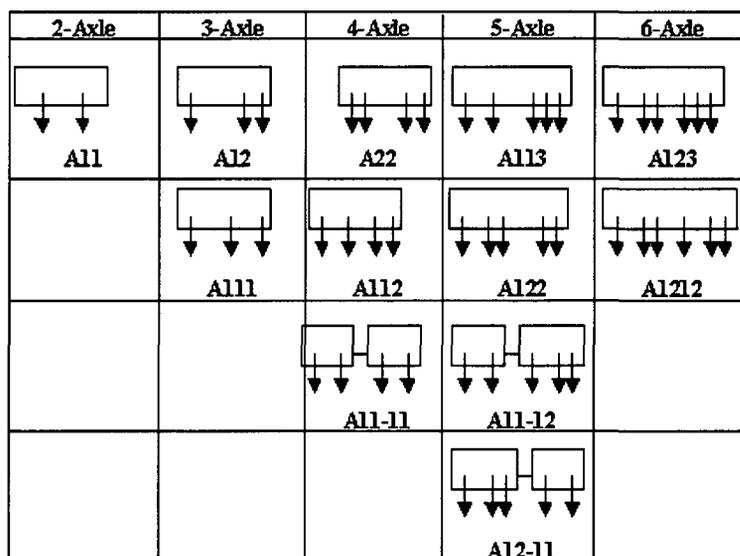


Bild 6.10. Einteilung der Fahrzeuge (>35kN) in Fahrzeugklassen

In Bild 6.11 ist der Anteil jeder Fahrzeugklasse je Fahrstreifen am Gesamtverkehr dargestellt. Wie erwartet, stellen im innerstädtischen Verkehr die Fahrzeuge der Klasse A11, das sind zweiachsige LKW, den größten Anteil dar. Weiters ist zu erkennen, dass diese Fahrzeuge hauptsächlich den rechten Fahrstreifen benutzen. Dieser Trend ist für alle beobachteten Fahrzeugklassen gültig.

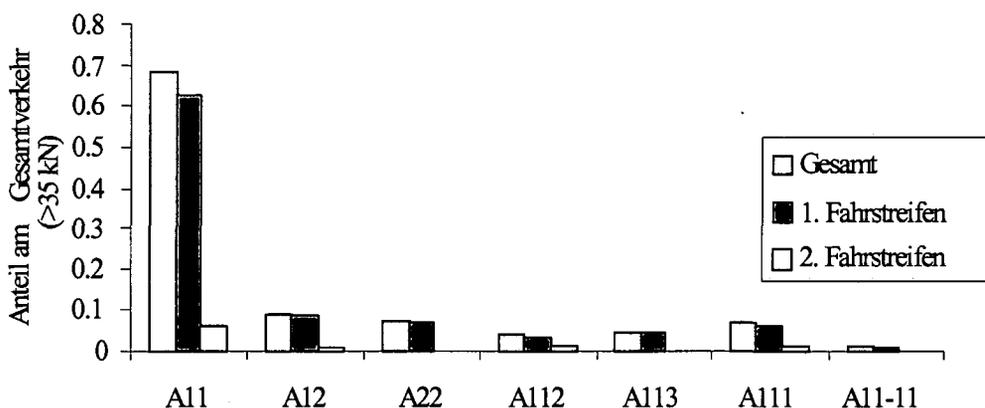


Bild 6.11. Anteil der einzelnen Fahrzeugklassen am Gesamtverkehr (>35kN)

Wie bereits vorher erwähnt, sind die zweiachsigen Fahrzeuge aufgrund ihres doch relativ geringen Gesamtgewichts für die Ermittlung der Extremwerte der Beanspruchung des Tragwerks nicht maßgebend, sondern haben, so wie die PKW, eher die Aufgabe von "Abstandhaltern" zwischen den schwereren Fahrzeugen (Nowak, 1993; Ditlevsen, 1994). Für die Bestimmung der Extremwerte sind vor allem die Fahrzeuge aus den Klassen mit vier bzw. fünf Achsen von Bedeutung. Für kurze Brücken unter 35 m, wie die hier betrachtete, bestimmt die gleichzeitige Anwesenheit solcher Fahrzeuge auf beiden Fahrstreifen sowie die Korrelation zwischen den Fahrzeuggewichten den Extremwert.

In Bild 6.12 sind daher beispielhaft das Histogramm und die angepasste Verteilung der Gesamtgewichte der Fahrzeugklasse A113 dargestellt. Die Verteilung mit den zwei Spitzen ist typisch für LKW. Die erste Spitze charakterisiert nicht oder nur teilweise beladene Fahrzeuge, während die zweite Spitze den Anteil der voll beladenen Fahrzeuge repräsentiert. Die Parameter der Verteilung wurden mit Hilfe des χ^2 -Tests angepasst (O'Connor & Eichinger, 2003).

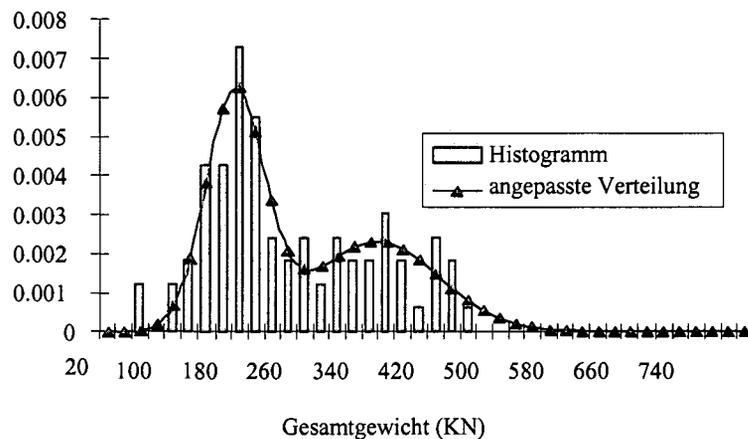


Bild 6.12. Verteilung des Gesamtgewichts in der Fahrzeugklasse A113

Einflusslinien

Einflusslinien beschreiben das Verhalten einer Brücke unter bewegten Lasten. Im vorliegenden Fall wird die Einflusslinie für das Biegemoment unter einer sich entlang der Brücke bewegenden Einheitsachslast bestimmt. Die tatsächliche Einflusslinie für die betrachtete Brücke liegt zwischen der eines idealen Einfeldträgers auf zwei Stützen und jener eines eingespannten Trägers. Für die Beurteilung einer Brücke ist die Verwendung der tatsächlichen Einflusslinie natürlich von großer Bedeutung. Ein großer Vorteil von Weigh-in-Motion Messungen liegt darin, dass die Einflusslinie direkt aus den gemessenen Dehnungen bestimmt werden kann. Dazu müssen die Daten jedes einzelnen Dehnmessstreifens (DMS 01 - DMS 08) aus den Rohdaten (Bild 6.9) gefiltert werden. Jeder Dehnmessstreifen misst unabhängig von den anderen und liefert somit eine eigene Kurve. Die tatsächliche Einflusslinie des Systems wird durch Mittelung und Konvertierung der Werte in Volt in Dehnungen mit Hilfe eines Kalibrierungsfaktors berechnet. Zu diesem Zweck wurde das Softwarepaket SiWIM (Kalin, 2002) verwendet. Das Ergebnis der Berechnung ist in Bild 6.13 dargestellt, in dem die rechnerische Einflusslinie eines Einfeldträgers mit der tatsächlichen Einflusslinie der Brücke verglichen wird. Die rechnerische Einflusslinie unter einer sich bewegenden Last wurde mit Hilfe eines FE-Programmes ermittelt.

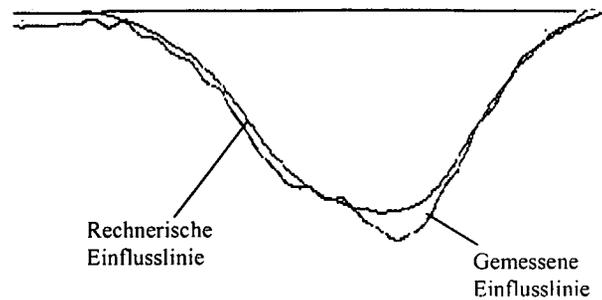


Bild 6.13. Gemessene und rechnerische Einflusslinie für das Moment

6.3.3.4 Verkehrslastsimulation und Bestimmung der Extremwerte der Verkehrslast

Mit Hilfe einer Verkehrslastsimulation können die Verkehrslast und die daraus resultierenden Beanspruchung des Bauwerks bestimmt werden. Welches Szenario von frei fließendem Verkehr bis zum Stau dabei maßgebend ist, hängt vom betrachteten Bauwerk ab. Für kurze Spannweiten, haben die Beanspruchungen des Bauwerks zufolge frei fließendem Verkehr oder Stau in etwa die gleiche Größenordnung. Aufgrund der geringen Spannweite können sich keine Fahrzeugkolonnen oder LKW-Convoys auf dem Bauwerk bilden, weshalb sich die größte Beanspruchung für das Bauwerk dann ergibt, wenn sich auf jedem Fahrstreifen ein LKW befindet (O'Connor, 2001). Diese Anordnung der LKW ist sowohl in frei fließendem Verkehr als auch im Stau möglich. Da aber nicht nur die Gewichte der Fahrzeuge und deren Achslasten berücksichtigt werden müssen, sondern auch dynamische Faktoren ist für kurze Brücken der frei fließende Verkehr in der Verkehrslastsimulation entscheidend, so auch für das vorliegende Bauwerk. Um dynamische Effekte der Fahrzeuge auf das Bauwerk berücksichtigen zu können, werden die dynamischen Beiwerte mit den Simulationsergebnissen kombiniert. Dynamische Beiwerte werden natürlich nur für die Fahrzeuge im frei fließenden Verkehr berücksichtigt, da Fahrzeuge im Stau aufgrund der zu geringen Geschwindigkeit die Brücke nicht dynamisch anregen.

Aufgrund der geringen Anzahl an aufgenommenen Daten wurde eine Monte-Carlo-Simulation durchgeführt, um die Datenmenge für die Verkehrslastsimulation zu erhöhen. Bei der Generierung der Achslasten wird die Korrelation zwischen Gesamtgewicht und maßgebender Achslast berücksichtigt. Weiters können mit Hilfe der Korrelation der Achslasten die Lasten der einzelnen Achsen bestimmt werden. So kann bei bekanntem Gesamtgewicht, die maßgebende Achslast mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation bestimmt werden. Auf ähnliche Weise kann die Korrelation zwischen der maßgebenden Achse und den anderen Achsen dazu herangezogen werden deren Achslasten zu ermitteln. Es ist festzustellen, dass zwischen den Gesamtgewichten oder Achslasten und den Achsabständen keine statistisch signifikante Korrelation besteht, d.h., dass die Achsabstände in einer bestimmten Fahrzeugklasse sind unabhängig von Gesamtgewicht oder Achslast relativ konstant (O'Connor, 2001).

Der Abstand zwischen den Fahrzeugen wurde mittels Gamma-Verteilung modelliert, die Geschwindigkeit der Fahrzeuge kann am besten durch eine Normalverteilung beschrieben werden.

Extremwerte der Verkehrslast

Die Extremwerte der Beanspruchung zufolge Verkehrslast können mit Hilfe einer Gumbel Verteilung beschrieben werden. Eine Weibull (Typ III) Verteilung erhält man, wenn die Extremwerte über eine Verteilung generiert werden, die nach oben hin begrenzt ist. Ein zweiter möglicher Verteilungstyp ist die Gumbel Typ I Verteilung, bei der die Extremwerte ausgehend von einer Verteilung ohne obere Grenze, die zum Extrem hin asymptotisch exponentiell ausläuft, generiert werden. Die Wahl des passenden Verteilungstyps hängt von der Spannweite der Brücke und von der maßgebenden Beanspruchung ab (O'Connor & Eichinger, 2003).

Ergebnisse

Aufgrund der geringen LKW-Dichte auf der betrachteten Brücke wurde in jedem der insgesamt fünf Simulationsläufe ein Zeitraum von 50 Tagen, das entspricht 10 Arbeitswochen, simuliert. Die Ergebnisse der Verkehrslastsimulation sowie die jeweiligen Extremwertverteilungen sind in Bild 6.14 auf Gumbel- bzw. Weibull-Wahrscheinlichkeitspapier dargestellt.

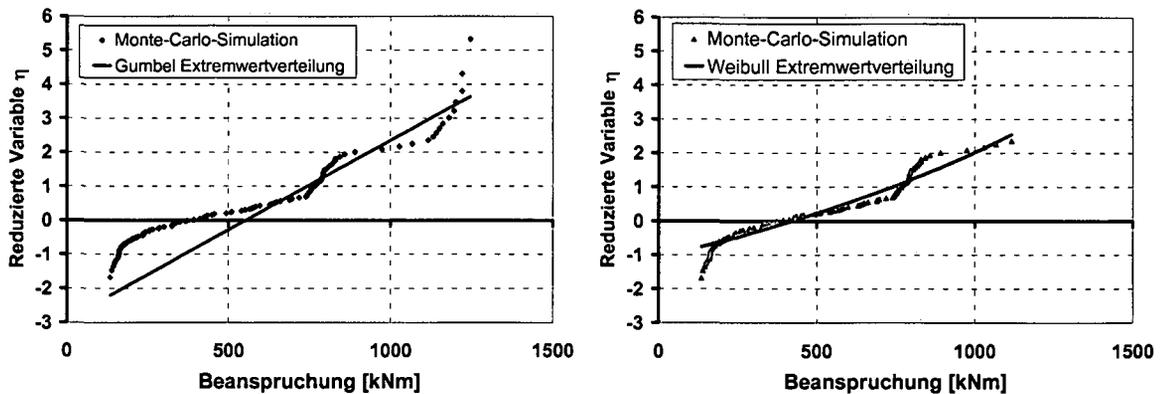


Bild 6.14. Gumbel (links) und Weibull (rechts) Anpassung an die Simulationsergebnisse

Obwohl keine der beiden Extremwertverteilungen ganz ideal für die Anpassung der Daten geeignet ist, so zeigt doch die Weibull-Verteilung eine geringere Abweichung von den Simulationsergebnissen. Daher wurde die Weibull-Verteilung für die weiteren Berechnungen herangezogen.

In Bild 6.15 ist ein Vergleich zwischen den charakteristischen Werten des Moments in Feldmitte des maßgebenden Hauptträgers der Brücke zufolge normgemäßer (deterministischer) Verkehrslast und zufolge der basierend auf den WIM Messungen ermittelten Extremwertverteilung dargestellt. Die Werte werden für verschiedene Wiederkehrperioden verglichen, wobei jeweils die 5%-Fraktile bestimmt wurden. Im Mittel sind die probabilistischen Ergebnisse um 38% geringer als die deterministischen. Bei Berücksichtigung des dynamischen Beiwerts verringert sich die Differenz auf 20%. Obwohl nur eine begrenzte Anzahl an Daten am Bauwerk aufgenommen wurde, zeigt sich deutlich, dass es bei der Beurteilung der Tragfähigkeit und der Zuverlässigkeit der Brücke durchaus sinnvoll ist, den am Bauwerk herrschenden Verkehr aufzunehmen und die tatsächliche Verkehrsbelastung in die Berechnung einfließen zu lassen. Dies garantiert in Kombination mit der tatsächlichen Einflusslinie und entsprechenden dynamischen Beiwerten eine realistische Abschätzung der tatsächlichen Beanspruchung des betrachteten Bauwerks. Es bleibt aber anzumerken, dass im Zuge der vorliegenden Untersuchungen nur eine recht geringe Anzahl an Daten aufgenommen wurde, eine Messdauer von insgesamt mindestens einer ganzen Woche wäre anzustreben.

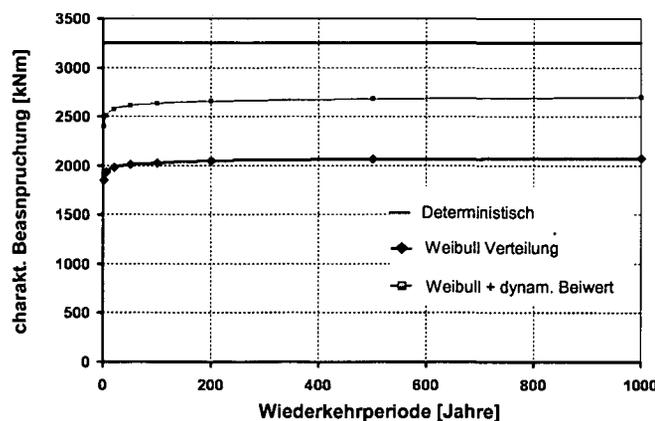


Bild 6.15. Vergleich der deterministisch und probabilistisch ermittelten Extremwerte

6.3.3.5 *Schlussfolgerungen für die Beurteilung von Brücken*

Die Verwendung eines brückenspezifischen Verkehrslastmodells an Stelle der normgemäßen Belastung zufolge Verkehr führt zu einer Reduktion der Beanspruchung des betrachteten Bauwerks. Diese Tatsache ist für die Beurteilung der Zuverlässigkeit der Konstruktion von großer Bedeutung. Mit Hilfe probabilistischer Methoden ist es möglich, die Ergebnisse der Verkehrslastsimulation (Extremwertverteilung der Verkehrslasten) direkt in die Berechnung einfließen zu lassen. Wird das tatsächliche Verkehrsaufkommen mittels Bridge-Weigh-in-Motion Messungen, welche sich für Brücken mit kurzer Spannweite bereits bewährt haben, bestimmt, so kann anhand der Daten die tatsächliche Einflusslinie der Konstruktion bestimmt werden. Auch diese ist bei der Beurteilung der Brücke von großer Bedeutung.

Die Verwendung von WIM Daten in Kombination mit einer geeigneten Verkehrslastsimulation liefert ein brückenspezifisches Verkehrslastmodell, mit dem es gelingt die Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke noch besser beurteilen zu können.

6.4 Modellunsicherheiten auf der Einwirkungsseite

Die Modellunsicherheiten auf der Einwirkungsseite decken jene Unschärfen ab, die durch Vereinfachungen des statischen Systems, der Lagerungsbedingungen und der Einflüsse aus Steifigkeit und Rissbildung entstehen. Der folgende Abschnitt beschäftigt sich mit Modellunsicherheiten infolge des verwendeten Rechenmodells sowie Modellunsicherheiten für ständige Einwirkungen und Verkehrslasten.

6.4.1 Modellunsicherheiten für ständige Einwirkungen

Modellunsicherheiten ergeben sich aus Modellungenauigkeiten bei der Bestimmung der ständigen Einwirkungen z.B. daraus, dass bestimmte Teile des Bauwerks bei der Modellierung nicht exakt, sondern nur angenähert berücksichtigt werden (Annäherung eines gevouteten Bauteils durch ein Polygon). Wie Tabelle 6.4 zeigt, ist auch bei den Modellunsicherheiten wie bei den physikalischen und statistischen Unsicherheiten (Abschnitt 6.2) die Größe der Streuungen abhängig von der Art der ständigen Einwirkung.

Tabelle 6.4. Modellunsicherheiten bei ständigen Einwirkungen

<i>Ständige Einwirkung</i>	<i>Modellunsicherheit</i>	
	$\frac{\text{Mittelwert}}{\text{Nominalwert}}$	<i>COV</i>
<i>Ortbeton</i>	1,03	0,05
<i>Betonfertigteile</i>	1,02	0,02
<i>Belag</i>	1,02	0,05
<i>Randbalken</i>	1,03	0,03

Ein passender Verteilungstyp für Modellunsicherheiten für ständige Einwirkungen ist die Log-Normalverteilung (EN 1990, 2002).

6.4.2 Modellunsicherheiten für Verkehrslasten

Die Modellunsicherheiten wurden anhand von drei Literaturquellen festgelegt. Es wurde darauf geachtet, dass ein möglichst objektiver Wert für die Modellunsicherheit angesetzt wird. Im Zuge der Er-

stellung eines stochastischen Verkehrslastmodells für die Eastern Bridge des Øresund Link (Madsen & Ditlevsen, 1990), wurden Werte für den Variationskoeffizienten für das strengste Zuverlässigkeitskriterium mit 5 % und für alle sonstigen Verkehrslasten mit 10 % ermittelt. Bei der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Planung der Brücken des Øresund Link wurde für den Variationskoeffizienten ein Wert von maximal 20 % angegeben (The Øresund Link Consultants, 1994). Eine Studie der Netherlands Organization for Applied Scientific Research (Waarts & Vrouwenfelder, 1992), bei der Untersuchungen von Verkehrslastmodellen für die Entwicklung einer neuen Brückennorm angestellt wurden, ist zu entnehmen, dass der Variationskoeffizient mit 10 % angesetzt wurde.

Basierend auf diesen Informationen wird für die stochastische Variable der Modellunsicherheit der Verkehrslastmodelle eine Log-Normalverteilung (EN 1990, 2002) mit Mittelwert $\mu_x = 1,0$ und Variationskoeffizient $v_x = 0,10$ gewählt.

6.4.3 Modellunsicherheit infolge des verwendeten Rechenmodells

Die aus den Einwirkungen resultierenden Schnittgrößen werden in der Praxis oftmals aus einer Finiten Elemente Berechnung eines räumlichen Rechenmodells erhalten. Ergebnisse dieser Berechnungen sind Spannungen, welche über die Elementdicke aufintegriert werden. Gemäß JCSS (2001) können für die Modellunsicherheiten in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart die in Tabelle 6.5 angeführten Parameter angesetzt werden. Für Modellunsicherheiten infolge des verwendeten Rechenmodells ist ebenfalls die Log-Normalverteilung zu wählen (EN 1990, 2002).

Tabelle 6.5. Parameter für die Modellunsicherheit des Rechenmodells

Modelltyp		Verteilung	μ_x	v_x
Rahmen	Moment	Log-Normal	1,0	0,1
	Normalkraft	Log-Normal	1,0	0,05
	Querkraft	Log-Normal	1,0	0,1
Platten	Momente	Log-Normal	1,0	0,2
	Kräfte	Log-Normal	1,0	0,1
2D-Elemente	Spannungen	Normal	1,0	0,05
3D-Elemente		Normal	1,0	0,05

KAPITEL 7**ANWENDUNGSBEISPIELE**

7.1 Allgemeines

Im Folgenden wird anhand von Beispielen erläutert, welche Vorteile die probabilistische Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Brücken mit sich bringt. Das erste Beispiel beschäftigt sich mit der Beurteilung der Zuverlässigkeit zweier Stahlbetonbrücken aus den Jahren 1953 bzw. 1961. Es soll gezeigt werden, ob die Brücken in der Lage sind, Sonderfahrzeuge gemäß RVS 15.114 mit 150 to bzw. 200 to ohne Unterschreitung des normgemäßen Zuverlässigkeitsniveaus abzutragen. Zusätzlich wird in diesem Beispiel der Einfluss eines anhand von Bridge Weigh-in-Motion Messdaten kalibrierten brückenspezifischen Verkehrslastmodells auf die Ergebnisse der probabilistischen Berechnungen untersucht.

Aufgrund des zunehmenden Verkehrsaufkommens und der steigenden Gesamtgewichte und Achslasten einerseits sowie der Alterung der Materialien, verbunden mit schlechter werdenden Baustoffeigenschaften ist die Zuverlässigkeit einer Straßenbrücke eine zeitabhängige Größe. Die Entwicklung der Zuverlässigkeit über die Zeit ist für das Erhaltungsmanagement besonders interessant, um den künftigen Zustand der Tragwerke besser abschätzen und geeignete Prüfintervalle festlegen zu können. Zusätzlich kann ermittelt werden, zu welchem Zeitpunkt und in welchem Umfang Maßnahmen getroffen werden müssen, damit die Brücke die normgemäßen Anforderungen an die Zuverlässigkeit erfüllt. Auf diese Problematik wird im zweiten Beispiel eingegangen, in dem die zeitliche Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Spannbetonbrücke unter Berücksichtigung steigender Verkehrslasten bei gleichzeitiger Abnahme der Spannstahlfläche infolge chloridinduzierter Korrosion untersucht wird.

Das dritte Beispiel beschäftigt sich ebenfalls mit dem Einfluss von Spannstahlbrüchen auf die Tragfähigkeit und die Zuverlässigkeit einer bestehenden Straßenbrücke. An einer vorgespannten Segmentbrücke wurden, wie in Abschnitt 5.3.5 beschrieben, zerstörende Belastungsversuche durchgeführt, um unter anderem den Einfluss von Schäden an den Litzenspanngliedern auf die Tragfähigkeit und somit die Zuverlässigkeit der Konstruktion feststellen zu können.

7.2 Beurteilung der Zuverlässigkeit zweier Stahlbetonbrücken unter Berücksichtigung der lokalen Verkehrslasten

7.2.1 Ziel der Untersuchungen

Anhand dieses Beispiels soll die Vorgehensweise bei der Beurteilung der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke beschrieben werden. Die tatsächliche Verkehrssituation auf der Brücke wird bei der Berechnung berücksichtigt.

Die beiden untersuchten Tragwerke dienen der Überführung der Altmannsdorferstraße über den Liesingbach im 23. Wiener Gemeindebezirk. Sie wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten errichtet, und daraus resultieren Unterschiede z.B. in der Querschnittsgestaltung, in den statischen Nachweisen und der Menge sowie Führung der Bewehrung. Dennoch sind die beiden Brücken in vieler Hinsicht ähnlich und vergleichbar, aber nicht identisch.

Die Altmannsdorferstraße besteht in diesem Bereich aus je zwei Richtungsfahrbahnen, einem seitlichen Gehweg pro Fahrtrichtung und einem Mittelstreifen. Das bachaufwärtige, jüngere Tragwerk dient zur Überführung des 3,0 m breiten Gehweges, der 6,5 m breiten Fahrbahn Richtung stadtauswärts und eines ca. 0,25 m breiten Teils des Mittelstreifens über die Liesing. Das bachabwärts liegende, ältere Tragwerk überführt die verbleibenden ca. 2,0 m des Mittelstreifens, die 6,5 m breite Fahrbahn Richtung stadteinwärts und den 1,5 m breiten Gehweg über die Liesing.

Die ältere Brücke, in den Unterlagen als Objekt 591 bezeichnet, stammt aus dem Jahr 1953 und wurde damals als Ersatztragwerk für eine aus dem Jahr 1942 stammende provisorische Holzbrücke errichtet (Bild 7.1, links). Schon bei der Erstellung des Brückenprojekts wurde für den Fall einer späteren Ausgestaltung des Straßenzuges die Möglichkeit einer Brückenverbreiterung berücksichtigt. Der vorläufige Ausbau sah damals zwei Gehwege mit je 1,50 m Breite und eine Fahrbahnbreite von 7,50 m für je einen Fahrstreifen (3,75 m) pro Fahrtrichtung vor. Die Fahrbahntwässerung erfolgte damals dachförmig von der Mittelachse zu den Fahrbahnrändern hin mit einem Quergefälle von je 2%.

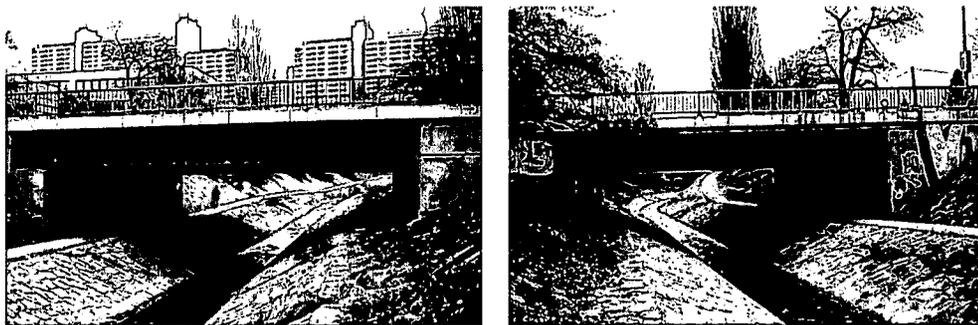


Bild 7.1. Ansicht des älteren Tragwerks (links) und des jüngeren Tragwerks (rechts)

Die jüngere bachaufwärts liegende Brücke wurde im Zuge des Ausbaues der Altmannsdorferstraße im Jahr 1961 errichtet (Bild 7.1., rechts). Der Ausbau erforderte auch Arbeiten am bestehenden Objekt. So wurde ein ca. 0,70 m breiter Streifen der bachaufwärtigen Kragplatte mit Randbalken abgetrennt, um den Übergang vom neuen Tragwerk zum alten hin zu erleichtern. Es wurde auch der bachaufwärts liegende Gehweg des älteren Tragwerks entfernt und durch den breiteren Mittelstreifen ersetzt. Ein ca. 0,25 m breiter Teil des Mittelstreifens befindet sich auf dem neuen Tragwerk, der 2,0 m breite Hauptteil befindet sich auf dem älteren Tragwerk. Die Fahrbahnbreite wurde so auf 6,50 m Breite verringert. Im Zuge des Umbaus wurde auch die Entwässerungssituation der älteren Brücke verbessert. Durch Aufbringen eines keilförmigen, ca. 3,0 m breiten neuen Fahrbahnbelags wurde ein gleichmäßiges Quergefälle von 2% zum bachabwärts gelegenen Fahrbahnrand hin erreicht.

7.2.4 Ermittlung des maßgebenden Grenzzustandes

Es wurde untersucht, welche durch Verkehr und ständige Last auftretende Beanspruchung dem entsprechenden Tragwerkswiderstand am nächsten liegt bzw. diesen überschreitet (Wenighofer, 2002). Der kritische Grenzzustand (Biegung, Querkraft oder Torsion) und die maßgebende Versagensart der Brücke wurden auf Basis der ÖNorm B4002 (1970) bzw. der RVS 15.114 und der ÖNorm B4700 (2001) bestimmt. In Bild 7.5 und Bild 7.6 sind die Momenten- und Querkraftdeckungslinien für beide Tragwerke dargestellt, wobei die Bereiche in denen die Einwirkung den Widerstand übersteigt rot umrandet sind.

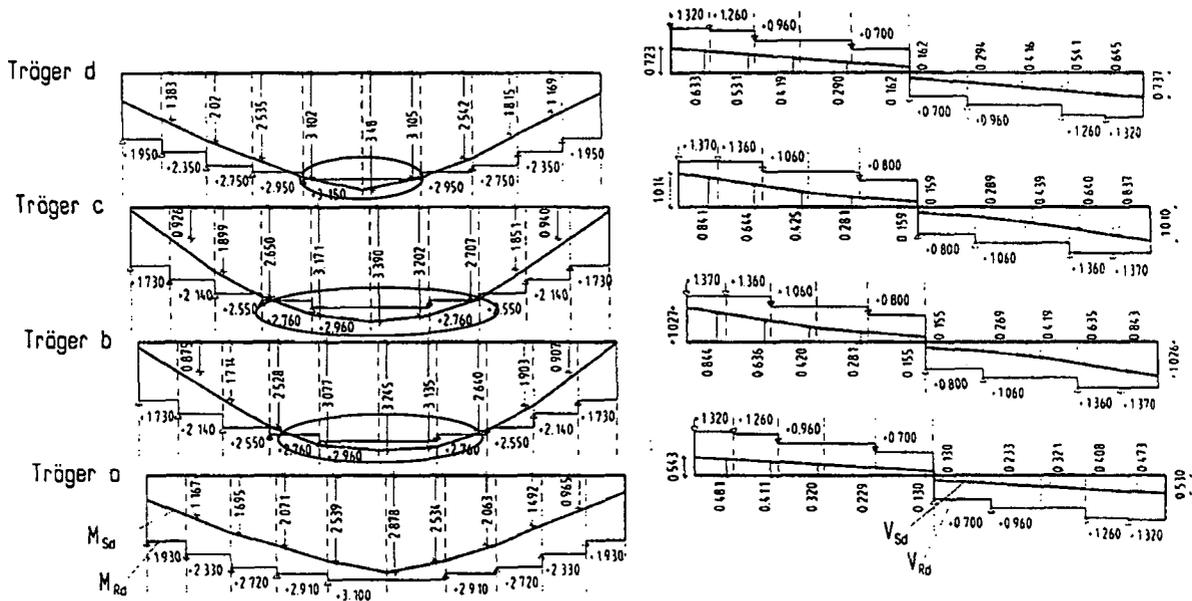


Bild 7.5. Momentendeckungslinie [MNm] und Querkraftdeckungslinie [MN] für die Brücke aus 1953

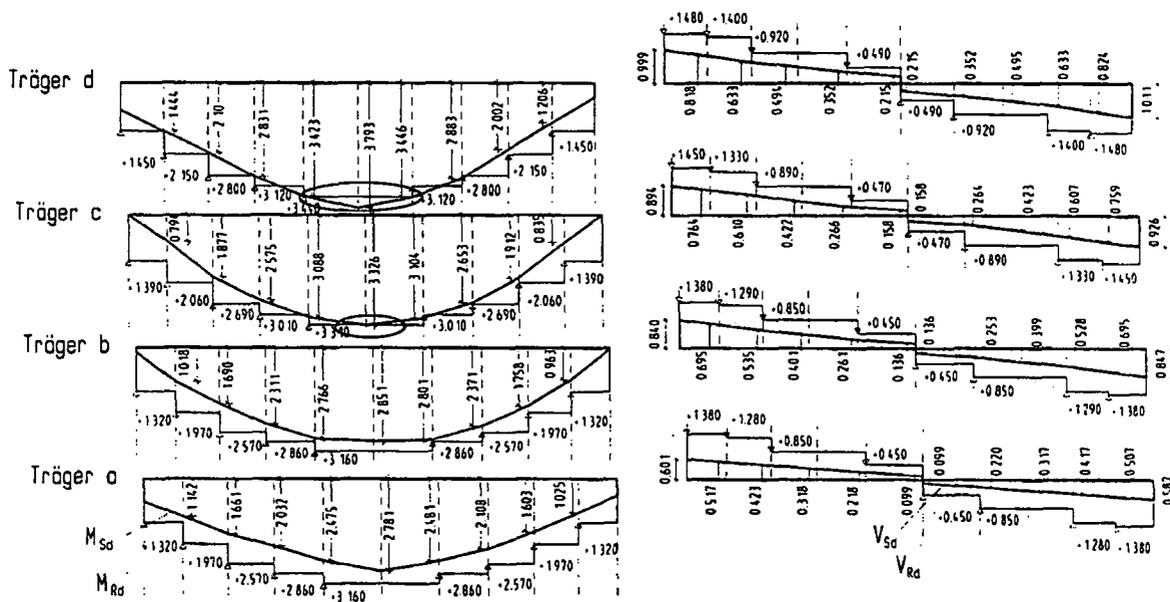


Bild 7.6. Momentendeckungslinie [MNm] und Querkraftdeckungslinie [MN] für die Brücke aus 1961

Obwohl das Tragwerk aus 1961 gegenüber dem Tragwerk aus 1953 eine deutlich geringere Bügelbewehrung aufweist, ist auch für dieses Tragwerk kein Querkraftproblem zu erwarten. Bei Betrachtung der Querkraftdeckungslinie erkennt man, dass bei beiden Tragwerken in allen Schnitten ein ausreichender Abstand zwischen V_{Rd} und V_{Sd} vorliegt. Schon bei einer Beurteilung nach ÖNorm B4700 un-

ter Anwendung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes sind die beiden Tragwerke hinsichtlich Querkraft als ausreichend zuverlässig zu qualifizieren.

Für beide Tragwerke kann jedoch bei Anwendung der Verkehrsbelastung laut RVS 15.114 für ein 150 to Sonderfahrzeug auf einer Spur und Gegenverkehr auf der anderen der Tragsicherheitsnachweis nach ÖNorm B4700 nicht erbracht werden. Die Tragwerke versagen durch Überschreiten des aufnehmbaren Biegemomentes.

7.2.5 Berechnung der Zuverlässigkeit der beiden Tragwerke

Die Berechnung der Zuverlässigkeit der beiden Tragwerke erfolgte mit Hilfe der Grenzzustandsfunktion für den jeweils maßgebenden Träger der untersuchten Brücken. Bei diesem Träger ist das Verhältnis von einwirkendem Moment zu aufnehmbarem Moment jeweils am größten, es tritt also prozentuell die größte Überschreitung des aufnehmbaren Biegemomentes auf. Wenn der Nachweis der ausreichenden Zuverlässigkeit für diese beiden Träger erbracht werden kann, verfügen auch die anderen Hauptträger über eine ausreichende Zuverlässigkeit.

Die Grenzzustandsfunktion lautet

$$G = U_R \cdot M_R - (U_{G1} \cdot M_{S,G1} + U_{G2} \cdot M_{S,G2} + U_Q \cdot M_{S,Q} \cdot (1 + \varepsilon)) \tag{7.1}$$

wobei die Widerstandsseite durch

$$U_R \cdot M_R = U_R \cdot (A_o + A_u) \cdot f_y \cdot \left[h_f + h_{St} - \ddot{u} - 1,2 \cdot d_{Bü} - d_{St} \cdot \frac{2,6 \cdot A_o + 0,6 \cdot A_u}{A_o + A_u} - \frac{(A_o + A_u) \cdot f_y}{2 \cdot b \cdot f_c} \right] \tag{7.2}$$

modelliert wird. Die Grenzzustandsfunktion ist somit in der Einheit des Biegemomentes formuliert. Die stochastischen und deterministischen Variablen der Widerstands- und der Einwirkungsseite sind in Tabelle 7.1, Tabelle 7.2 und Tabelle 7.3 zusammengestellt. Die Bestimmung der Schnittgrößen zufolge Verkehrs erfolgte gemäß Abschnitt 6.3, wobei beim älteren Tragwerk die Ergebnisse der Weigh-in-Motion Messungen (Abschnitt 6.3.3) berücksichtigt wurden. Der dynamische Beiwert wurde gemäß Abschnitt 6.3.2.5 bestimmt.

Tabelle 7.1. Stochastische Variable der Einwirkungsseite

	Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
	U_{G1}	Modellunschärfe Eigengewicht	-	Normal	1	0,05	0,05
	U_{G2}	Modellunschärfe Ausbaulast	-	Normal	1	0,1	0,1
	U_Q	Modellunschärfe Verkehrslast	-	Normal	1	0,15	0,15
	ε	dynamischer Erhöhungsfaktor	-	Normal	0,03	0,03	1
Brücke aus 1953	$M_{S,G1}$	Biegemoment aus Eigengewicht	MNm	Normal	0,751	0,03	0,04
	$M_{S,G2}$	Biegemoment aus Ausbaulast	MNm	Normal	0,326	0,033	0,1
	$M_{S,Q,wim}$	Biegemoment aus Verkehrsbelastung (WIM Daten)	MNm	Weibull (sh. 6.3.3)	0,803	0,048	0,06
Brücke aus 1961	$M_{S,G1}$	Biegemoment aus Eigengewicht	MNm	Normal	0,807	0,032	0,04
	$M_{S,G2}$	Biegemoment aus Ausbaulast	MNm	Normal	0,252	0,025	0,1
	$M_{S,Q}$	Biegemoment aus Verkehrsbelastung	MNm	sh. Glg. 6.7	0,996	0,035	0,035

Tabelle 7.2. Stochastische Variable der Widerstandsseite

<i>Variable</i>	<i>Name</i>	<i>Einheit</i>	<i>Verteilung</i>	<i>Mittelwert</i>	<i>Standardabweichung</i>	<i>Variationskoeffizient</i>	
U_R	Modellunschärfe Widerstandsmodell	-	Log-Normal	1,0	0,069	0,069	
h_f	Plattendicke	m	Normal	0,2	0,005	0,025	
\ddot{u}	Betondeckung	m	Normal	0,02	0,004	0,2	
f_c	Betondruckfestigkeit	MN/m ²	Log-Normal	18,7	4,5	0,241	
Brücke aus 1953	f_y	Fließgrenze Bewehrung	MN/m ²	Log-Normal	675	20,25	0,03
	h_{St}	Steghöhe	m	Normal	1,13	0,01	0,009
Brücke aus 1961	f_y	Fließgrenze Bewehrung	MN/m ²	Log-Normal	450	13,5	0,03
	h_{St}	Steghöhe	m	Normal	1,265	0,01	0,008

Tabelle 7.3. Deterministische Variable der Widerstandsseite

<i>Variable</i>	<i>Name</i>	<i>Einheit</i>	<i>Träger c Brücke aus 1953</i>	<i>Träger d Brücke aus 1961</i>
A_o	Querschnittsfläche obere Bewehrung	m ²	0,001884	0,002121
A_u	Querschnittsfläche untere Bewehrung	m ²	0,002199	0,004241
d_{Ba}	Bügeldurchmesser	m	0,012	0,01
d_{St}	Stabdurchmesser	m	0,02	0,03
b	mitwirkende Plattenbreite	m	2,8	2,16

Die Extremwertverteilung des Biegemoments zufolge Verkehr $M_{S,Q}$ wurde gemäß Abschnitt 6.3.2.3, Glg. 6.7 bestimmt. Sie basiert auf den Verteilungen des gewöhnlichen LKW sowie des 150t-Sonderfahrzeugs, welche den maßgebenden Verkehrslastfall für die Brücke darstellen. Als gewöhnlicher LKW wurde ein Sattelzug mit zweiachsigem Zugfahrzeug und dreiachsigem Sattelaufleger angesetzt (Abschnitt 6.3.2.1). Die in Tabelle 7.4 zusammengefassten deterministischen Größen liegen der Extremwertverteilung $M_{S,Q}$ zugrunde.

Tabelle 7.4. Deterministische Variablen zur Ermittlung der Extremwertverteilung von $M_{S,Q}$

<i>Variable</i>	<i>Name</i>	<i>Einheit</i>	<i>Wert</i>
v_1	Häufigkeit der gewöhnlichen LKW	LKW/s	$2,555 \cdot 10^{-3}$
v_2	Häufigkeit der Sonderfahrzeuge	SFZ/s	$2,648 \cdot 10^{-6}$
h_d	verkehrsreichste Stunden/Tag	h	15
L_1	maßg. Länge der Einflusslinie für das Stützmoment zufolge LKW	m	14,40
L_2	maßg. Länge der Einflusslinie für das Stützmoment zufolge SFZ	m	14,40
l_1	Länge des LKW	m	15
l_2	Länge des SFZ	m	15
V_1	Geschwindigkeit des LKW	m/s	13,9
V_2	Geschwindigkeit des SFZ	m/s	8,3

Die Eingabe der Grenzzustandsfunktion in der oberhalb beschriebenen Form, die Angabe der einzelnen Parameter mit den entsprechenden Verteilungen und die Durchführung der Berechnung liefert das in Tabelle 7.5 zusammengefasste Ergebnis. Es werden der Zuverlässigkeitsindex β , die Versagenswahrscheinlichkeit p_f und die Wichtungsfaktoren α_i für die stochastischen Variablen, die anzeigen, mit welchem Einfluss die Variable am Ergebnis mitwirkt, ausgegeben. Für das Tragwerk aus dem Jahr 1953 werden die Ergebnisse der Berechnungen mit dem aus den Weigh-in-Motion Messungen gewonnenen Verkehrslastmodell präsentiert. Dabei zeigt sich der positive Einfluss eines brückenspezifischen Verkehrslastmodells auf die Zuverlässigkeit.

Tabelle 7.5. Ergebnisse der probabilistischen Untersuchung: β, p_f

Sicherheitsmaß	Brücke aus 1953	Brücke aus 1961	normgemäßer Mindestwert
β	5,5	5,8	4,7
p_f	2,3E-08	2,6E-09	1,0E-06

Als Ergebnis dieser Berechnung kann gesagt werden, dass die Modellunschärfen wie erwartet einen sehr großen Einfluss auf das Ergebnis haben. Die Modellunschärfen decken die Unsicherheiten in den verwendeten mechanischen Modellen und in den gewählten Verteilungen zur Beschreibung der Parameter ab. Weiters berücksichtigen sie die Unschärfen der verwendeten Materialmodelle sowie Vereinfachungen des statischen Systems (Trägerrostmodellierung, Einfluss der Schwächung der Querträger etc.), der Lagerungsbedingungen und der Einflüsse aus Steifigkeit und Rissbildung. Die Modellunschärfen garantieren, dass die Zuverlässigkeit eines Tragwerks nicht überschätzt wird und liefert somit realistische Ergebnisse. Eine Reduzierung des Einflusses der Modellunschärfe auf das Ergebnis kann durch Materialtests sowie eine Probelastung erreicht werden. Bild 7.7 zeigt anhand der Quadrate der Wichtungsfaktoren α_i^2 (sh. Abschnitt 3.2.1) sehr anschaulich den Anteil der einzelnen Zufallsvariablen auf die Zuverlässigkeit. Die Modellunsicherheiten sind in Bild 7.7 nicht dargestellt.

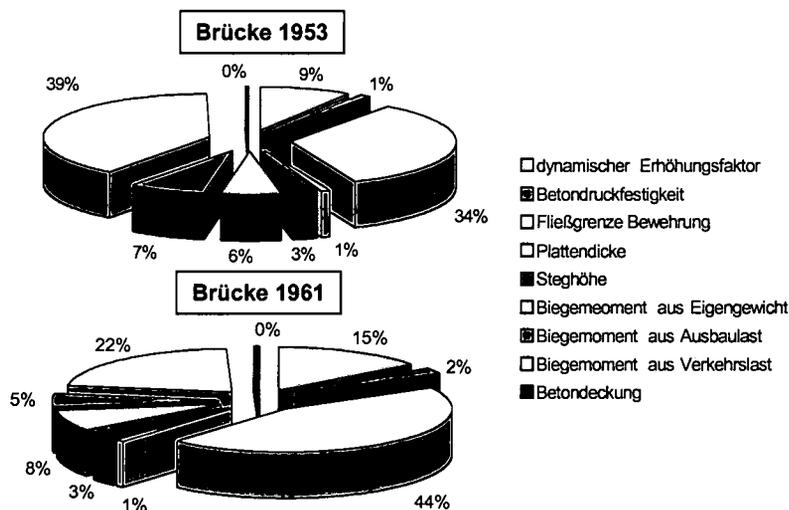


Bild 7.7. Brücke aus dem Jahr 1953 und 1961; Wichtungsfaktoren α_i^2 der einzelnen stochastischen Variablen

Mit Hilfe der Sensitivitätsanalyse kann gezeigt werden, wie sehr sich eine Änderung der Eingangsparameter der einzelnen stochastischen Variablen auf den errechneten Zuverlässigkeitsindex β auswirkt. Daraus kann geschlossen werden, welche Parameter einer genaueren Betrachtung und Modellierung bedürfen, und welche Größen untergeordnete Bedeutung für das Ergebnis haben. Bei der Parameterstudie wird jeweils der Mittelwert einer betrachteten Variable um +10% erhöht bzw. um -10% vermindert. Unter der Annahme, dass der Variationskoeffizient gleich bleibt, ändert sich dadurch auch

die Standardabweichung der betrachteten Verteilung. Alle anderen Größen bleiben gleich. Für die geänderten Eingangsparameter wird dann die Berechnung durchgeführt und der Zuverlässigkeitsindex β ermittelt. Die Differenz $\Delta\beta$ gibt anschaulich darüber Auskunft, wie stark sich die Änderung der betrachteten Variable auf die Zuverlässigkeit auswirkt. Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für die Brücke aus dem Jahr 1953 sind im Bild 7.8. und für die Brücke aus dem Jahr 1961 im Bild 7.9 zusammengefasst.

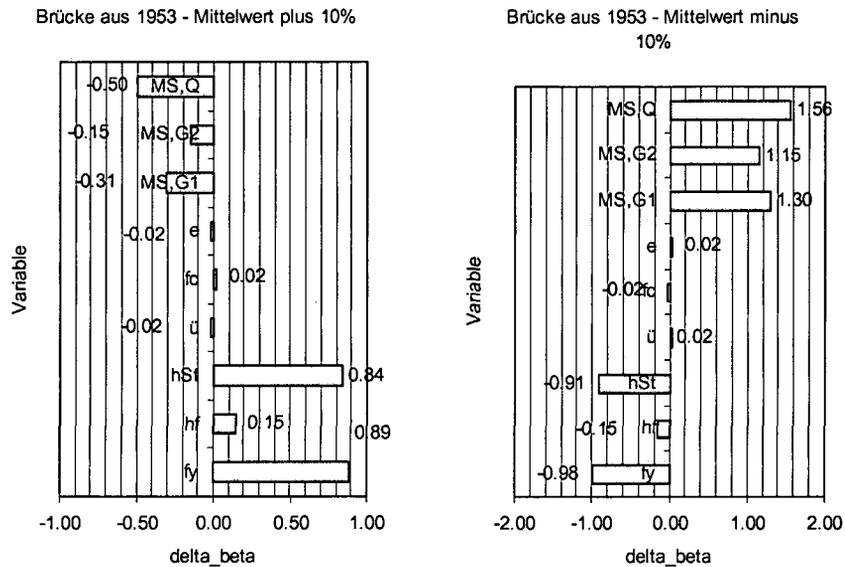


Bild 7.8. Sensitivitätsanalyse für die Brücke aus 1953; Mittelwerte +10% (links) und -10% (rechts)

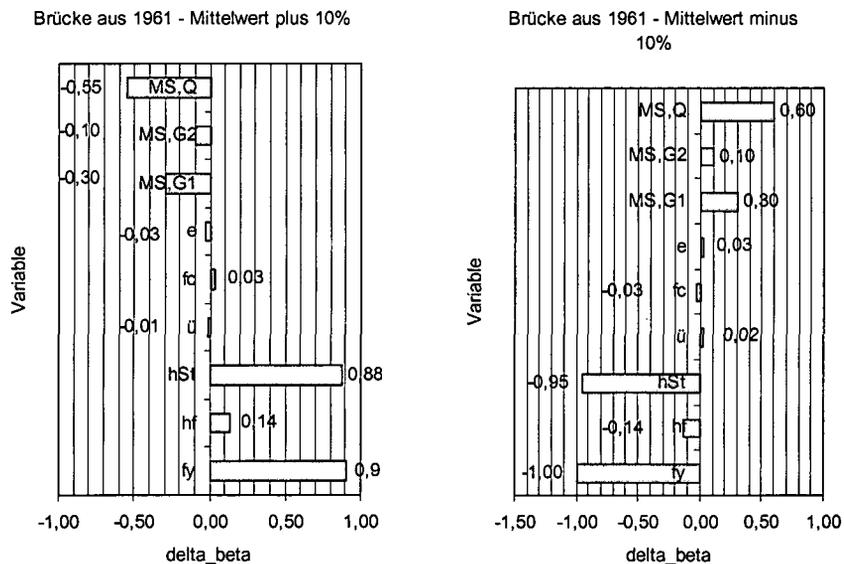


Bild 7.9. Sensitivitätsanalyse für die Brücke aus 1961; Mittelwerte +10% (links) und -10% (rechts)

Werden die errechneten Werte $\beta = 5,46$ bzw. $p_f = 2,34 \cdot 10^{-8}$ für die Brücke aus 1953 und $\beta = 5,84$ bzw. $p_f = 2,60 \cdot 10^{-9}$ für das Tragwerk aus 1961 mit den Anforderungen der ÖNorm B4040 (1989) bzw. der ÖNorm EN 1990 (2003) $\beta \geq 4,7$ bzw. $p_f \leq 10^{-6}$, bezogen auf ein Jahr, verglichen, erkennt man, dass beide Tragwerke die Anforderungen an das allgemeine Zuverlässigkeitsniveau erfüllen.

Obwohl der Nachweise der Tragsicherheit für Biegung nach ÖNorm B4700 nicht erbracht werden konnten, ist es trotzdem möglich, die beiden Tragwerke durch 150to- Sonderfahrzeuge und Gegenverkehr gemäß RVS 15.114 zu belasten, ohne das von der Norm geforderte Sicherheitsniveau zu unterschreiten. Da in der Grenzzustandsfunktion Modellunschärfen sowohl auf der Einwirkungs- als auch

auf der Widerstandsseite eingeführt wurden, ist der Nachweis noch keineswegs „ausgereizt“. Die Zuverlässigkeit des Tragwerkes wird somit nicht überschätzt und Reserven in Bezug auf die Tragfähigkeit sind garantiert.

Die Sensitivitätsanalyse zeigt, dass die Fließgrenze f_y , die Steghöhe h_s und die Biegemomente (vor allem jenes aus Verkehrslast) $M_{S,Q}$, $M_{S,G1}$, $M_{S,G2}$ großen Einfluss auf den Zuverlässigkeitsindex β haben. Überraschend wenig Auswirkungen auf das Ergebnis zeigt neben der Betonüberdeckung \bar{u} und dem dynamischen Erhöhungsfaktor ε die Betonfestigkeit f_c . Aus diesem Grund erhöht eine genauere Modellierung der Betondruckfestigkeit lediglich den Aufwand, führt aber zu keiner oder nur einer sehr geringen Änderung des Resultats. Deshalb ist auch die Entnahme von Bohrkernen und die Bestimmung der Betondruckfestigkeit von eher untergeordneter Bedeutung. Für zukünftige Untersuchungen ist es daher sinnvoll, zuerst die probabilistischen Berechnungen mit einem einfachen Ansatz durchzuführen, und erst wenn die Sensitivitätsanalyse großen Einfluss einer Variable zeigt, einen genaueren Ansatz für die Variable zu formulieren bzw. Materialeigenschaften anhand von Versuchen genauer zu bestimmen.

7.3 Beurteilung der zeitlichen Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Spannbetonbrücke unter Berücksichtigung der tatsächlichen Baustoffeigenschaften

7.3.1 Ziel der Untersuchungen

Dieses Beispiel beschäftigt sich mit der Berechnung der Entwicklung der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke über die Zeit. Die Abnahme der Zuverlässigkeit einer Brücke und die Prognose des Zeitpunkts, zu dem das normgemäße Zuverlässigkeitsniveau unterschritten sein wird und zu dem spätestens eine Sanierungsmaßnahme getätigt werden muss, ist insbesondere für die Brückenerhaltung und das Brückenmanagement von großem Interesse.

Die Berechnung erfolgt unter Berücksichtigung der tatsächlichen Materialeigenschaften sowie des lokalen Verkehrsaufkommens. Zusätzlich wurde der Einfluss der Erhöhung des Verkehrsaufkommens und der zulässigen Gesamtgewichte bzw. Achslasten der Fahrzeuge sowie der Einfluss der Abnahme der Querschnittsfläche des Spannstahls durch Korrosion auf die zeitliche Entwicklung der Zuverlässigkeit untersucht.

7.3.2 Beschreibung des Tragwerks

Bei der untersuchten Brücke handelt es sich um ein im Zuge des Bauabschnittes Thalheim II der Tauernbundesstraße B 114 – Triebener Straße, km 42,570 im Jahr 1964 errichtetes dreifeldriges Spannbetontragwerk mit einer Gesamtlänge von 182,0 m und Einzelstützweiten von 56,0 m + 70,0 m + 56,0 m. Die Brücke überquert einerseits die Mur, aber auch die Südbahnstrecke der ÖBB und eine Gemeindestraße.

Die Gesamtbreite des Tragwerks beträgt 9,30 mit einer Fahrbahnbreite von 8,10 m. Beim Querschnitt handelt es sich um einen gevouteten Hohlkasten mit Höhen von 4,50 m im Stützbereich und 2,00 m im Feld (Bild 7.10). Im Bereich der Widerlager werden die Hohlkästen durch zwei Endquerträger abgeschlossen. Zusätzlich sind im Bereich der Felder und der Pfeiler Querträger angeordnet.

FELDQUERSCHNITT STÜTZQUERSCHNITT

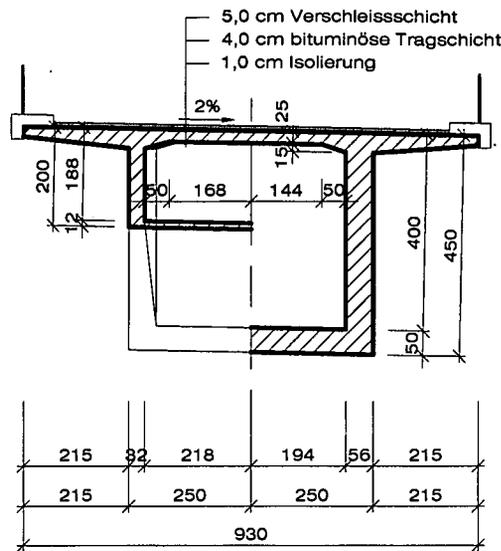


Bild 7.10. Querschnitt der Brücke

Als statisches System wurde ein dreifeldriger Stahlbetonrahmen mit eingespannten Stützen und Rollenlagern auf den Widerlagern gewählt (Bild 7.11). Die Herstellung des Tragwerks erfolgte in drei Betonierabschnitten. In Längsrichtung wurde das Tragwerk mit dem Spannverfahren Polensky & Zöllner beschränkt vorgespannt. Die Spannkabel setzten sich aus 34 vergüteten ovalen Drähten der Güte 145/160 und einer charakteristischen Zugfestigkeit von 1570 N/mm² zusammen. Gemäß ÖNorm B 4250, Ausgabe 01.08.1991, sind bei beschränkter Vorspannung unter den maßgebenden Überlagerungen der Gebrauchslastfälle in den Betonquerschnitten in Richtung der Vorspannung begrenzte Zugspannungen infolge Längskraft und Biegemoment zulässig. Bei der Berechnung wurde eine nicht gerissene Betonzugzone (Zustand I) vorausgesetzt.

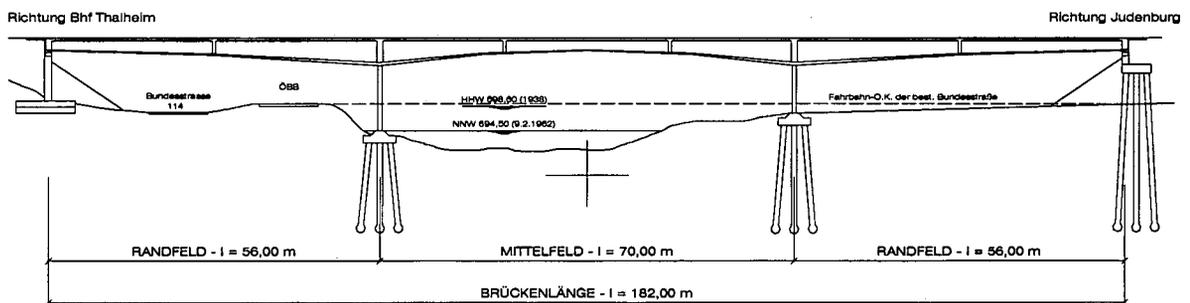


Bild 7.11. Längenschnitt der Brücke

Aufgrund in der Bodenplatte aufgetretener Risse wurde diese zur Sicherung bereits im Jahr 1996 mittels Spannstangen aufgehängt. Die Koppelfugen waren gering geöffnet, wobei sich vereinzelt schräg verlaufende Risse im Bereich der Koppelfugen zeigten.

Bei der Hauptprüfung im September 1999 wurden im Hauptträger örtlich Schräg- und Längsrisse bis 0,25 mm festgestellt, im Scheitelpunkt des Mittelfeldes waren etliche vertikale Risse bis 0,3 mm erkennbar. Auch an der Untersicht der Fahrbahnplatte konnten einzelne Risse mit geringer Breite festgestellt werden. Im Scheitelpunkt des Mittelfeldes waren in der Plattenuntersicht viele Längs- und Querrisse bis 0,5 mm sowie im Inneren des Hohlkastens Risse in der Platte entlang der Stege bis 1,8 mm erkennbar.

Im Juni 2000 wurde die Murbrücke Thalheim aufgrund des verwendeten Spannstahls SIGMA oval und der damit verbundenen Problematik der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion sowie der im Mittelfeld vorhandenen Risse einer Sonderprüfung unterzogen. Im Zuge der Sonderprüfung wurden gegenüber 1999 einzelne neue Risse mit geringer Breite in den Hauptträgern sowie im Scheitelbereich des Mittelfeldes festgestellt. Weiters wurde im Bereich der Koppelfuge ein Hüllrohr geöffnet und die Spanndrähte freigelegt, wobei an den Drähten eine leicht punktförmige Korrosion erkennbar war. Ansonsten wurden keine Veränderungen gegenüber der Hauptprüfung im Jahr 1999 festgestellt.

Als Folge der Sonderprüfung wurde aufgrund der festgestellten Schwächen der Brücke eine Verkehrslastbeschränkung auf 19 t angeordnet. Weiters wurde „aufgrund des angetroffenen Spannstahls mit Gefährdungspotential und als Folge des örtlichen Zustandes der Brücke“ (Zitat Prüfbericht der Sonderprüfung vom 16. Mai 2000) der Neubau empfohlen.

7.3.3 Ermittlung des maßgebenden Grenzzustands

Um die maßgebende Versagensart und den kritischen Grenzzustand zu ermitteln, wurde das Tragwerk mit Hilfe eines linear-elastischen 3D Finite Elemente Modells nachgerechnet (Bild 7.12).

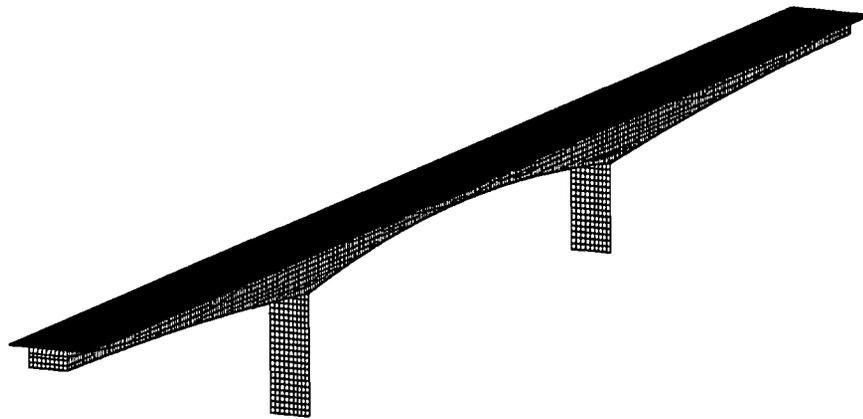


Bild 7.12. 3D Finite Elemente Modell

Die Schnittgrößen wurde in insgesamt 30 verschiedenen Querschnitten ermittelt und mit dem Widerstand des Tragwerks gegen Querkraft, Biegemoment, Torsion etc. verglichen. Da Österreich über keine eigenen Normenwerke für die Beurteilung bestehender Tragwerke verfügt, wurden die Tragwerkswiderstände für den Grenzzustand der Tragfähigkeit entsprechend den Bestimmungen ÖNorm B4700 (2001) und ÖNorm B4750 (2002) ermittelt. Beide Normen basieren auf dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite. Bei beiden Normen handelt es sich um Entwurfsnormen, die verallgemeinerte Bemessungsregeln für die unterschiedlichsten Brückentypen und -geometrien enthalten. Im Falle der Beurteilung einer bestehenden Konstruktion können oftmals nicht alle normgemäßen Nachweise erbracht werden, was zu kostenintensiven Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen bzw. zum Abbruch des Tragwerks führen kann (Eichinger & Enevoldsen, 2001; Enevoldsen, 2002). Dies war bei der vorliegenden Brücke der Fall.

Eine detaillierte Analyse (Eder, 2003) zeigte nämlich, dass der normgemäße Biege­widerstand im Bereich des Stützquerschnitts deutlich überschritten wurde, während alle anderen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß den aktuellen Normen erfüllt werden konnten. Somit konnte der maßgebende Grenzzustand des Tragwerks identifiziert werden. Gemäß den Bestimmungen der ÖNormen wäre somit eine Verstärkung des Tragwerks erforderlich.

Um dies zu vermeiden, wurde der maßgebende Grenzzustand mit Hilfe probabilistischer Methoden im Detail untersucht. Dabei wurden die tatsächlichen, durch Laboruntersuchungen bestimmten Eigen-

schaften von Beton und Spannstahl und die lokale Verkehrssituation über die in Abschnitt 6.3.2 beschriebene Extremwertverteilung berücksichtigt.

7.3.4 Modellierung der Grenzzustandsfunktion

Basierend auf den Ergebnissen der deterministischen Nachrechnung gemäß ÖNorm konnte der Grenzzustand für Biegung modelliert werden, wobei die Grenzzustandsfunktion als

$$G(X) = R - S = U_R \cdot M_R - U_S \cdot M_S \tag{7.3}$$

definiert ist. Der Tragwerkswiderstand in der Grenzzustandsfunktion wird durch

$$U_R \cdot M_R = U_R \cdot (-2) \cdot f_p \cdot [(A_{p1} + A_{p2}) \cdot (h + \frac{d_{Bpl}}{2} - \frac{(A_{p1} + A_{p2}) \cdot f_p}{(b_{Bpl} + d_w) \cdot f_c}) - (A_{p1} \cdot h_{p1} + A_{p2} \cdot h_{p2})] \tag{7.4}$$

beschrieben und die Einwirkungsseite kann mit Hilfe von

$$U_S \cdot M_S = U_{S,c} \cdot [U_{S,G1} \cdot M_{S,G1} + U_{S,G2} \cdot M_{S,G2} + U_{S,Q} \cdot (M_{S,q} + K_s \cdot M_{S,Q})] \tag{7.5}$$

berechnet werden. M_R beschreibt dabei das Widerstandsmoment des betrachteten Querschnitts und M_S die Momentenbeanspruchung des Bauwerks zufolge ständiger und veränderlicher Einwirkung. Definitionsgemäß tritt Versagen ein, wenn die Grenzzustandsfunktion kleiner als Null wird, d.h. wenn $G(X) < 0$. U_R und U_S sind die Modellunsicherheiten auf der Widerstands- und der Einwirkungsseite der Grenzzustandsfunktion (sh. Abschnitt 5.7 und Abschnitt 6.4). Alle anderen Parameter der Glg. 7.3, Glg. 7.4 und Glg. 7.5 sind in Tabelle 7.5, Tabelle 7.6 und Tabelle 7.7 beschrieben.

In älteren vorgespannten Brücken wurde ein sehr geringer Prozentsatz an schlaffer Bewehrung angeordnet, weshalb bei der Berechnung nur die Spannbewehrung berücksichtigt wurde. Daher wird die Gleichgewichtsbedingung lediglich von den Betondruckfestigkeit und der Höhe der Betondruckzone sowie der Zugfestigkeit und der Querschnittsfläche des Spannstahls beeinflusst (Bild 7.13). Die Ergebnisse der in Abschnitt 5.3.2 beschriebenen Materialuntersuchungen liefern somit wertvolle Parameter für die stochastischen Modelle auf der Widerstandsseite.

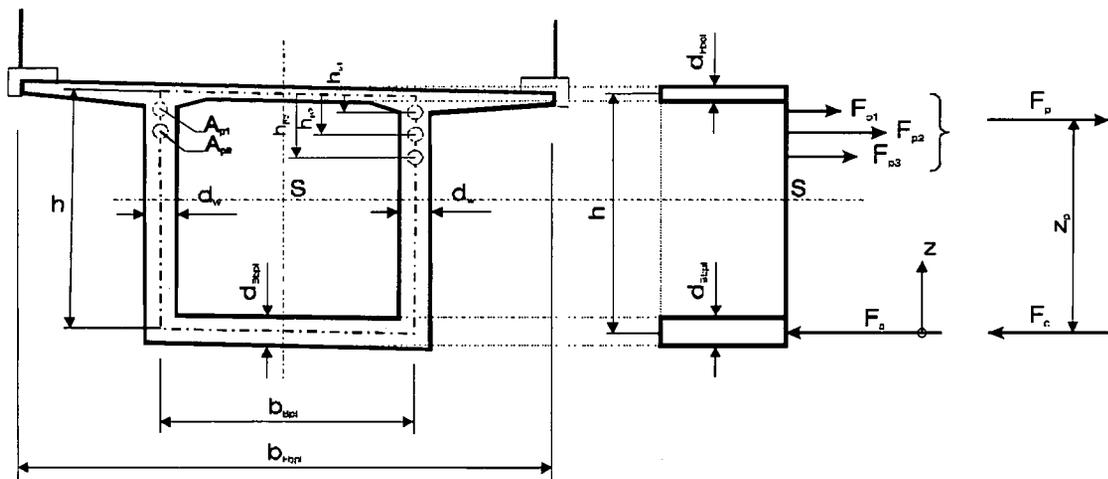


Bild 7.13. Grenzzustand für Biegung

Auf der Einwirkungsseite wurden das Eigengewicht sowie die Ausbaulasten entsprechend Abschnitt 6.2 als normalverteilte Variablen modelliert. Zur Beschreibung der Verkehrslasten auf der Brücke wurde ein realistisches Modell ermittelt (Eder, 2003). Die dynamischen Auswirkungen der Schwerfahrzeuge auf die Brücke wurden mit Hilfe eines dynamischen Beiwerts, der vom Gesamtgewicht des Fahrzeugs abhängt, berücksichtigt (Abschnitt 6.3.2.5). Die Basisvariablen auf der Widerstands- und

der Einwirkungsseite sind ebenso wie die deterministischen Größen in den Tabellen 7.6, Tabelle 7.7 und Tabelle 7.8 zusammengefasst.

Tabelle 7.6. Stochastische Variablen auf der Widerstandsseite

Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
U_R	Modellunsicherheit	-	Log-Normal	1,00	0,05	0,050
f_c	Zylinderdruckfestigkeit Beton	MN/m ²	Log-Normal	70,4	11,460	0,163
f_p	Zugfestigkeit Spannstahl	MN/m ²	Log-Normal	1582	20,211	0,013
h_{p1}	1. Lage des Spannglieds im Steg	m	Normal	0,00	0,100	-
h_{p2}	2. Lage des Spannglieds im Steg	m	Normal	0,19	0,019	0,100

Tabelle 7.7. Deterministische Variablen auf der Widerstandsseite

Variable	Name	Einheit	Wert
A_{p1}	Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,009235
A_{p2}		m ²	0,005603
h	Querschnittshöhe	m	4,13
d_{Bpl}	Dicke der Bodenplatte	m	0,50
b_{Bpl}	Breite der Bodenplatte	m	4,56
d_w	Stegbreite	m	0,56

Tabelle 7.8. Stochastische Variablen auf der Einwirkungsseite

	Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Modellunsicherheit zufolge	$U_{S,c}$	Berechnungsmodell	-	Normal	1,0	0,050	0,05
	$U_{S,G1}$	Eigengewicht	-	Normal	1,0	0,100	0,10
	$U_{S,G2}$	Ausbaulast	-	Normal	1,0	0,100	0,10
	$U_{S,Q}$	Verkehrslast	-	Normal	1,0	0,150	0,15
Biegemoment zufolge	$M_{S,G1}$	Eigengewicht	MNm	Normal	76,084	7,608	0,10
	$M_{S,G2}$	Ausbaulast	MNm	Normal	16,875	1,688	0,10
	$M_{S,q}$	Verkehrsgleichlast	MNm	Normal	21,901	2,190	0,10
	$M_{S,Q}$	Verkehrslast	MNm	sh. Glg. 6.7	18,008	1,028	0,057
	K_s	dynamischer Beiwert	-	Normal	1,03	0,103	0,10

Die Verteilung des Biegemoments zufolge Verkehr $M_{S,Q}$ wurde gemäß Abschnitt 6.3.2.3, Glg. 6.7 basierend auf den Verteilungen für den gewöhnlichen LKW sowie das 150t-Sonderfahrzeug ermittelt. Die Extremwertverteilung beruht, wie in Abschnitt 6.3 beschrieben, auf dem tatsächlichen Verkehrsaufkommen und der Geschwindigkeit der Fahrzeuge im Bereich der Brücke sowie auf Untersuchungen von Molzer et al. (1995) und Litzka et al. (1996) zur Schwerverkehrsbelastung auf Österreichs Straßen. Sonderfahrzeuge mit einem Gewicht von 150 t im Gegenverkehr wurden ebenfalls berücksichtigt. Um das maximale Biegemoment im Feld bzw. das minimale Stützmoment im Bereich der Pfeiler zu erhalten, wurden die Schwerfahrzeuge jeweils an der ungünstigsten Stelle der Einflusslinie

plaziert. Der maßgebende Verkehrslastfall für die Brücke setzt sich aus einem gewöhnlichen LKW auf einem Fahrstreifen und dem Sonderfahrzeug auf dem zweiten Fahrstreifen zusammen. Als gewöhnlicher LKW wurde ein Sattelzug mit zweiachsigen Zugfahrzeug und dreiachsigen Sattelaufleger angesetzt, welcher den häufigsten Fahrzeugtyp im Inlandsfernverkehr, der für diese Brücke aufgrund der höheren Gesamtgewichte maßgebend ist (Abschnitt 6.3.2.1), darstellt. Die in Tabelle 7.9 zusammengefassten deterministischen Größen liegen der Extremwertverteilung zugrunde.

Tabelle 7.9. Deterministische Variablen zur Ermittlung der Extremwertverteilung von $M_{s,Q}$

<i>Variable</i>	<i>Name</i>	<i>Einheit</i>	<i>Wert</i>
v_1	Häufigkeit der gewöhnlichen LKW	LKW/s	$3,815 \cdot 10^{-3}$
v_2	Häufigkeit der Sonderfahrzeuge	SFZ/s	$2,648 \cdot 10^{-6}$
v_{12}	Begegnungshäufigkeit von LKW und SFZ	LKW*SFZ/s	$2,351 \cdot 10^{-7}$
N_d	Anzahl der KFZ pro Tag	KFZ/24h	4900
h_d	verkehrsreichste Stunden/Tag	h	15
L_1	maßg. Länge der Einflusslinie für das Stützmoment zufolge LKW	m	126
L_2	maßg. Länge der Einflusslinie für das Stützmoment zufolge SFZ	m	126
l_1	Länge des LKW	m	15
l_2	Länge des SFZ	m	15
V_1	Geschwindigkeit des LKW	m/s	22,22
V_2	Geschwindigkeit des SFZ	m/s	8,33

7.3.5 Berechnung der Zuverlässigkeit des Tragwerks

Die Zuverlässigkeit der Brücke wurde mit Hilfe des Programmpakets PROBAN (DNV, 2000) bestimmt. Diese Programm eignet sich sehr gut zur Lösung von Problemen aus dem Bereich der Zuverlässigkeitstheorie, zur Auswertung der Grenzzustandsfunktion und Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit sind die in Kapitel 3 beschriebenen Verfahren implementiert. Die vorliegende Grenzzustandsfunktion wurde anhand einer FORM Analyse gelöst und das Ergebnis mittels SORM Analyse kontrolliert. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnung sind in Tabelle 7.10 zusammengefasst.

Tabelle 7.10. Ergebnisse der probabilistischen Untersuchung: β , p_f

	<i>Ergebnis der Zuverlässigkeitsberechnung</i>	<i>normgemäßer Mindestwert</i>
β	5,0	4,7
p_f	2,4E-07	1,0E-06

Wie Tabelle 7.10 zeigt, erfüllt die untersuchte Brücke die Anforderungen an die Zuverlässigkeit gemäß ÖNorm B4040 (1989) bzw. ÖNorm EN 1990 (2003) und kann daher zum jetzigen Zeitpunkt als "sicher genug" beurteilt werden. Um den Einfluss der einzelnen Zufallsvariablen auf die Zuverlässigkeit beurteilen zu können wurden die Wichtungsfaktoren α der einzelnen Variablen ermittelt. Auf der Widerstandsseite beeinflusst die Zugfestigkeit des Spannstahls die Zuverlässigkeit am stärksten, auf der Einwirkungsseite das Moment zufolge Eigengewicht. Anschließend wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 7.13 dargestellt sind. Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse können dazu verwendet werden, um Bereiche des Tragwerks zu bestimmen, die im Zuge einer

Brückeninspektion genauer untersucht werden müssen. Im vorliegenden Fall wäre das der Spannstahl, da eine Minderung der Materialeigenschaften die Zuverlässigkeit des Tragwerks stark herabsetzt.

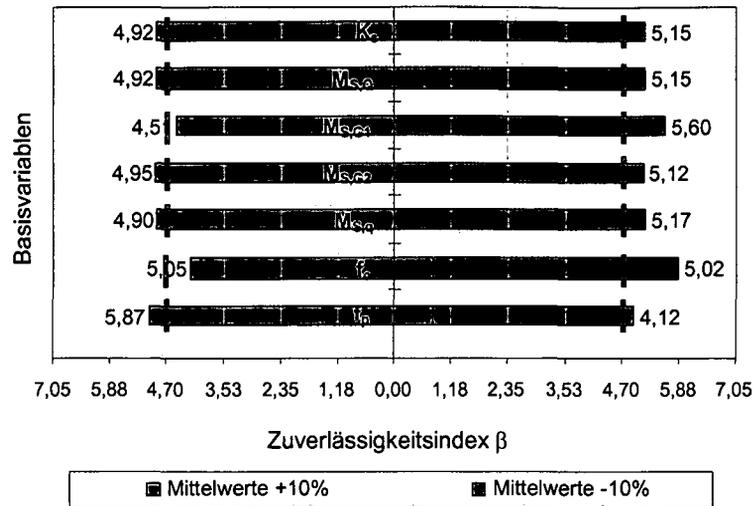


Bild 7.13. Einfluss der Zufallsvariablen auf die Zuverlässigkeit - Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Wie bereits erwähnt, ist die Zuverlässigkeit jedoch eine zeitabhängige Größe. Aus diesem Grund ist in der Praxis, insbesondere was die Brückenerhaltung und das Brückenmanagement betrifft, die Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Brücke über die Zeit und die Prognose des Zeitpunkts, zu dem das normgemäße Zuverlässigkeitsniveau unterschritten sein wird, von großem Interesse. Denn dies ist der Zeitpunkt, zudem spätestens eine Sanierungsmaßnahme getätigt werden muss. Aus diesem Grund wurden zwei weitere zeitliche Szenarien (Jahr 2010, Jahr 2020) untersucht und die zugehörigen Sicherheitsmaße berechnet. Einerseits wurden dabei eine Erhöhung des Verkehrsaufkommens und der zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten der Fahrzeuge berücksichtigt. Andererseits wurde der Einfluss der Abnahme der Querschnittsfläche des Spannstahls durch chloridinduzierte Korrosion untersucht.

Zur Bestimmung der künftigen Entwicklung des Verkehrsaufkommens wurden verschiedene Untersuchungen herangezogen, wobei die Osterweiterung der EU und die Folgen der Erweiterung auf das Verkehrsaufkommen in Österreich bereits bei den Prognosen berücksichtigt wird (Eder, 2003). Basierend auf den Untersuchungsergebnissen ergeben sich für das Jahr 2010 Zuwachsraten von 40% und für das Jahr 2020 von 60% gegenüber dem jetzigen Verkehrsaufkommen (Bild 7.14).

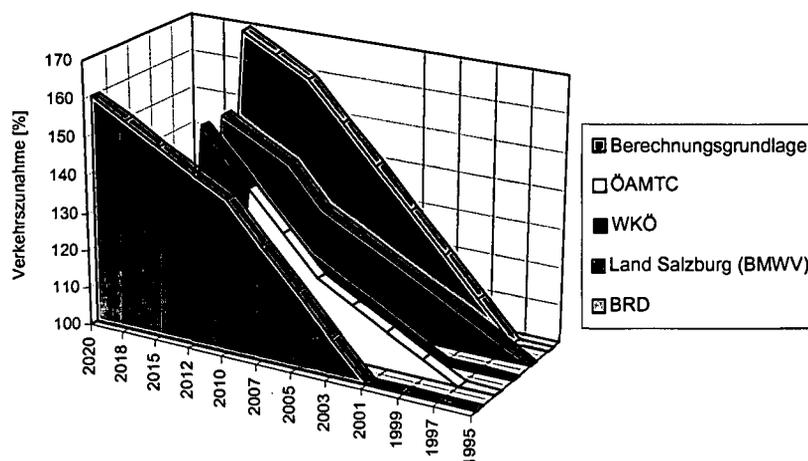


Bild 7.14. Prognostizierte Verkehrsentwicklung im Güterverkehr (Straße)

Neben dem Einfluss der Verkehrslasten wurden auch die Auswirkungen von korrosionsbedingten Schäden am Spannstahl auf die Zuverlässigkeit der Brücke untersucht (Eichinger et al., 2003d). Wie

in Abschnitt 5.3.2 beschrieben, werden die mechanisch-technologischen Eigenschaften der Spannstähle, im Speziellen die Zugfestigkeit und die Fließgrenze, nicht oder nur sehr gering durch Korrosion beeinflusst. Jedoch wirkt sich eine Abnahme der Querschnittsfläche des Spannstahls durch Korrosion auf die Tragfähigkeit der Konstruktion aus.

In diesem Zusammenhang sind vor allem der Chloridgehalt und die Karbonatisierung des Betons von Bedeutung (sh. Abschnitt 5.2). Da sich das untersuchte Bauwerk in einer Bergregion befindet, ist die Chloridbeaufschlagung durch Tausalze relativ hoch. Dies zeigten auch Messungen zum Chloridgehalt des Betons, die an Bohrmehlproben aus dem Bauwerk durchgeführt wurden (Eichinger & Kollegger, 2002). Zur Beschreibung der Karbonatisierungstiefe wurde das Modell des CEB-FIP Model Code 90 (CEB-FIP, 1993) unter Berücksichtigung von am Bauwerk mittels Phenolphthaleintests bestimmten tatsächlichen Karbonatisierungstiefen herangezogen. Die Korrosionsrate des Spannstahls in Abhängigkeit von der Zeit wurde basierend auf den Ergebnissen der Untersuchungen des Projekts SARA (2003) ermittelt. Somit war es möglich, für verschiedene Zeitpunkte die Tragfähigkeit und die Zuverlässigkeit des Tragwerks zu bestimmen. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 7.15 zusammengefasst.

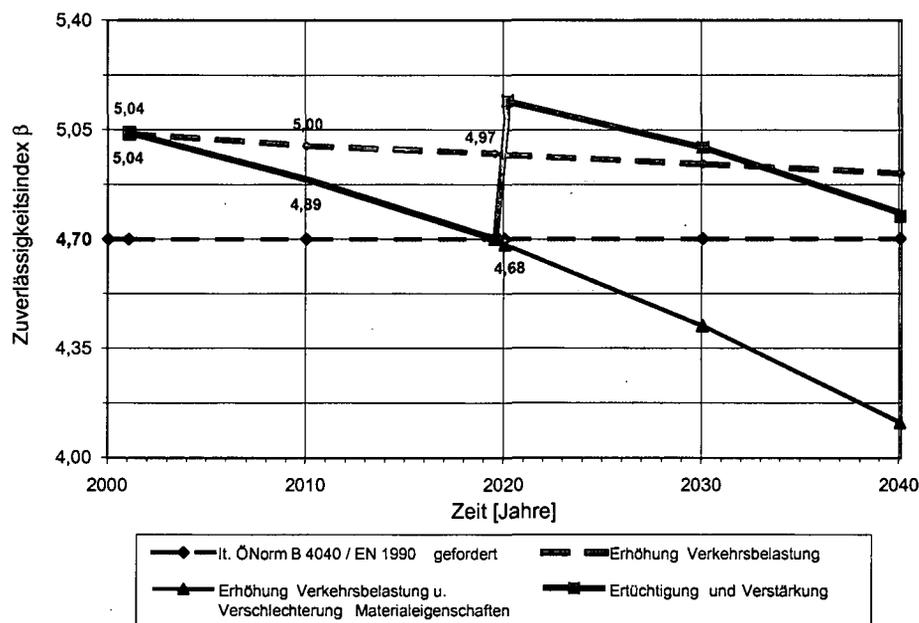


Bild 7.15. Zeitlicher Verlauf der Zuverlässigkeit

Wie in Bild 7.15 dargestellt, hat eine Erhöhung der Verkehrsbelastung einen geringeren Einfluss auf die Zuverlässigkeit als die fortschreitende Alterung der Spannbetonkonstruktion, im Speziellen die Korrosion des Spannstahls. Basierend auf den für die Berechnung getroffenen Annahmen hinsichtlich der Einleitung und des Fortschreitens der Korrosion würden im Jahr 2020 die normgemäß geforderten Werte für die Zuverlässigkeit unterschritten und eine Ertüchtigungs- und Verstärkungsmaßnahme erforderlich werden, um das Zuverlässigkeitsniveau des Tragwerks auf einen akzeptierbaren Wert anzuheben. Der Einfluss einer derartigen Maßnahme, wie z.B. externe Vorspannung, ist ebenfalls in Bild 7.15 dargestellt.

Die Berechnungsergebnisse sind im Zusammenhang mit einer effizienten Brückenerhaltung und einer optimierten Erhaltungsplanung interessant, wäre es doch anhand der Ergebnisse möglich, die Inspektionsintervalle entsprechend anzupassen. Derzeit sind gemäß RVS 13.71 (1995) Hauptprüfungen im Abstand von sechs Jahren vorgesehen. Unter Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs der Zuverlässigkeit könnten die Prüfintervalle jedoch individuell angepasst werden. Dadurch kann einerseits eine Prioritätenreihung hinsichtlich der Erhaltung der im betroffenen Teilnetz vorhandenen Brücken vorgenommen werden und andererseits wird die personelle und budgetäre Einsatzplanung erleichtert. Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse, welche bei jeder probabilistischen Berechnung durchgeführt wird, können ebenfalls im Rahmen von Inspektionen eingesetzt werden. Anhand dieser Information

wird ersichtlich, welche Parameter entscheidenden Einfluss auf die Zuverlässigkeit der Konstruktion haben. Brückeninspektionen können somit vor allem auf jene Bereiche konzentriert werden, welche tatsächlich einen maßgebenden Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Tragwerks haben.

7.4 Beurteilung der Zuverlässigkeit einer vorgespannten Segmentbrücke unter Berücksichtigung von Spannstahlbrüchen

7.4.1 Ziel der Untersuchungen

An der im Abschnitt 5.3.6 beschriebenen Brücke wurden während der Vorbereitung der Belastungsversuche deterministische und probabilistische Berechnungen durchgeführt. Im Zuge der Versuchsvorbereitung wurde die ungeschädigte Brücke mit Hilfe deterministischer Verfahren, basierend auf der ÖNorm B4700, untersucht. Die Berechnungen dienten zur Festlegung der Höhe der Versuchslast. Die Bruchlast sowie die auftretenden Verformungen wurden ermittelt. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Kirchweger & Köberl (2003) sowie Eichinger et al. (2003c) enthalten. Zusätzlich wurden jedoch auch probabilistische Methoden angewendet. Die Berechnungen wurden mit dem Programmpaket *SARA Studio* (Abschnitt 4.2.2) durchgeführt und mit den Ergebnissen der Berechnung mit *FORM* (Abschnitt 4.2.1) verglichen.

Zusätzlich wurde im Anschluss an die Versuche weitere probabilistische Untersuchungen an der geschädigten Brücke durchgeführt. Ziel dieser probabilistischer Berechnungen war die Ermittlung der Zuverlässigkeitsniveaus der Brücke in den einzelnen Versuchsphasen und somit die Bestimmung des Einflusses von Schäden am Spannstahl - im Versuch simuliert durch das Durchtrennen einzelner Spannkabel - auf die Zuverlässigkeit der Brücke.

7.4.2 Zuverlässigkeit des ungeschädigten Tragwerks

Für das ungeschädigte Tragwerk wurde im Vorfeld der Untersuchungen am Bauwerk die Zuverlässigkeit für verschieden hohe Versuchslasten ermittelt. Zusätzlich wurden unterschiedliche Belastungsszenarien untersucht. Zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen war die genaue Position der Versuchslast noch nicht bekannt, weshalb die Belastung genau in Feldmitte angeordnet wurde. Somit versagte das Tragwerk auf Biegung, alle anderen Versagensmechanismen konnten ausgeschlossen werden. Um einen Vergleich zu ermöglichen, wurden die Berechnungen einerseits mit *SARA Studio* (Abschnitt 4.2.2) und andererseits mittels *FORM* (Abschnitt 4.2.1) durchgeführt.

7.4.2.1 Berechnung der Zuverlässigkeit mit FORM

Modellierung des maßgebenden Grenzzustands

Der maßgebende Grenzzustand ist Biegung, wobei die Grenzzustandsfunktion als

$$G(X) = R - S = U_R \cdot M_R - U_S \cdot M_S \quad (7.6)$$

definiert ist. Die Brücke verfügt über keine durchgehende schlaffe Bewehrung, weshalb bei der Berechnung nur der Spannstahl berücksichtigt wird. Daher wird die Gleichgewichtsbedingung lediglich von den Betondruckfestigkeit und der Höhe der Betondruckzone sowie der Zugfestigkeit und der Querschnittsfläche des Spannstahls beeinflusst. Das Widerstandsmoment des maßgebenden Querschnitts wird in der Grenzzustandsfunktion durch

$$U_R \cdot M_R = U_R \cdot 2f_p \cdot [(A_{p1} + A_{p2} + A_{p3} + A_{p4}) \cdot (h - \frac{(A_{p1} + A_{p2} + A_{p3} + A_{p4}) \cdot f_p}{b_{Fpl} \cdot f_c}) - (A_{p1} \cdot h_{p1} + A_{p2} \cdot h_{p2} + A_{p3} \cdot h_{p3} + A_{p4} \cdot h_{p4})] \quad (7.7)$$

beschrieben. Auf der Einwirkungsseite müssen keine Verkehrslasten berücksichtigt werden, was die Modellierung erheblich vereinfacht. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen nur Eigengewicht und Ausbaulasten sowie die Versuchslast mit einbezogen werden (Bild 7.16). Somit ergibt sich die Einwirkungsseite zu

$$U_S \cdot M_S = U_{S,c} \cdot (U_{S,G1} \cdot M_{S,G1} + U_{S,G2} \cdot M_{S,G2} + U_{S,F} \cdot M_{S,F}) \quad (7.8)$$

Die Parameter der Glg. 7.6, Glg. 7.7 und Glg. 7.8 sind in Tabelle 7.9, Tabelle 7.10 und Tabelle 7.11 beschrieben.

- Lastfall 1: Versuchslast
- Lastfall 2: Eigengewicht Hohlkasten $g_1 = 81,30 \text{ kN/m}$
- Lastfall 3: Eigengewicht Fahrbahn / Brückenausrüstung $g_2 = 19,00 \text{ kN/m}$

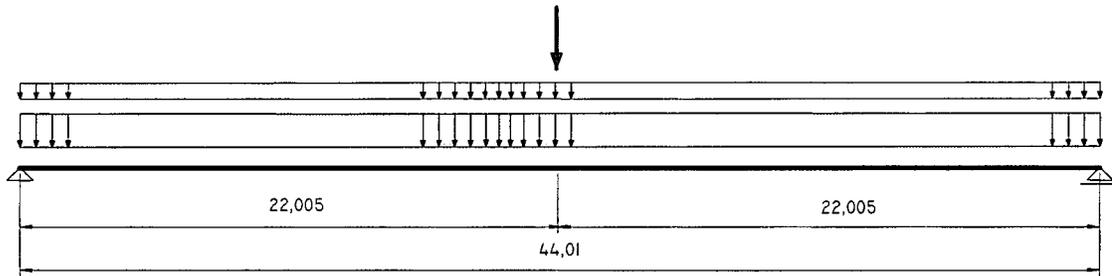


Bild 7.16. Statisches System des ungeschädigten Tragwerks

Die Basisvariablen auf der Widerstands- und der Einwirkungsseite sind ebenso wie die deterministischen Größen in den Tabellen 7.11, Tabelle 7.12 und Tabelle 7.13 zusammengefasst. Da zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen noch keine genaueren Informationen zu den Materialeigenschaften - als die aus den Plänen und der Statik entnehmbaren - vorlagen, wurden der Beton bzw. der Spannstahl gemäß Abschnitt 5.3 und Abschnitt 5.4 modelliert. Um einen Vergleich der mit *FORM* und *SARA Studio* ermittelten Berechnungsergebnisse zu ermöglichen, wurden im vorliegenden Fall die Modellunsicherheiten als Variable mit Mittelwert 1 und Standardabweichung 0 modelliert.

Tabelle 7.11. Stochastische Variablen auf der Widerstandsseite

Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
U_R	Modellunsicherheit	-	Log-Normal	1,0	0	0
f_c	Zylinderdruckfestigkeit Beton	MN/m ²	Log-Normal	37,2	5,58	0,15
f_y	Fließgrenze Spannstahl	MN/m ²	Log-Normal	1750,8	122,56	0,07
f_p	Zugfestigkeit Spannstahl	MN/m ²	Log-Normal	1886,5	75,46	0,04
h_{p1}	1. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,08	0,008	0,1
h_{p2}	2. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,20	0,02	0,1
h_{p3}	3. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,32	0,032	0,1
h_{p4}	4. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,44	0,044	0,1

Tabelle 7.12. Deterministische Variablen auf der Widerstandsseite

Variable	Name	Einheit	Wert
A_{p1}	Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,0036
A_{p2}		m ²	0,0036
A_{p3}		m ²	0,0024
A_{p4}		m ²	0,0024
h	Querschnittshöhe	m	2,1
b_{Fpl}	Breite der Fahrbahnplatte	m	6,20

Tabelle 7.13. Stochastische Variablen auf der Einwirkungsseite

	Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Modellsicherheit zufolge	$U_{S,c}$	Berechnungsmodell	-	Normal	1,0	0	0
	$U_{S,G1}$	Eigengewicht	-	Normal	1,0	0	0
	$U_{S,G2}$	Ausbaulast	-	Normal	1,0	0	0
	$U_{S,F}$	Versuchslast	-	Normal	1,0	0	0
Biegemoment zufolge	$M_{S,G1}$	Eigengewicht	MNm	Normal	19,684	1,968	0,1
	$M_{S,G2}$	Ausbaulast	MNm	Normal	4,600	0,460	0,1
	$M_{S,F=1,0}$	Versuchslast F=1,0 MN	MNm	Normal	11,00	1,1	0,1
	$M_{S,F=2,0}$	Versuchslast F=2,0 MN	MNm	Normal	22,01	2,2	0,1
	$M_{S,F=3,0}$	Versuchslast F=3,0 MN	MNm	Normal	33,01	3,3	0,1
	$M_{S,F=4,0}$	Versuchslast F=4,0 MN	MNm	Normal	44,01	4,4	0,1
	$M_{S,F=5,0}$	Versuchslast F=5,0 MN	MNm	Normal	55,01	5,5	0,1

Berechnung der Zuverlässigkeit des Tragwerks

Die Zuverlässigkeit der Brücke wurde mit Hilfe des Programmpakets PROBAN (DNV, 2000) bestimmt. Die vorliegende Grenzzustandsfunktion wurde anhand einer FORM Analyse gelöst und das Ergebnis mittels SORM Analyse kontrolliert und bestätigt. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnung sind in Tabelle 7.14 zusammengefasst.

Tabelle 7.14. Ergebnisse der probabilistischen Untersuchung mit FORM für verschiedene Versuchslasten

	β	p_f
Versuchslast $F = 1,0 \text{ MN}$	12,7	$1,8 \cdot 10^{-37}$
Versuchslast $F = 2,0 \text{ MN}$	8,2	$1,7 \cdot 10^{-16}$
Versuchslast $F = 3,0 \text{ MN}$	4,6	$1,9 \cdot 10^{-6}$
Versuchslast $F = 4,0 \text{ MN}$	2,0	0,02
Versuchslast $F = 5,0 \text{ MN}$	0	0,5

7.4.2.2 Berechnung der Zuverlässigkeit mit SARA Studio

Materialeigenschaften

Da zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen noch keine genaueren Informationen zu den Materialeigenschaften vorlagen, wurden als Mittelwerte (Tabelle 7.15) die im nichtlinearen Finite Elemente Programm ATENA gegebenen Default-Werte für Beton und Spannstahl für die Berechnung verwendet. Diese Werte weichen um ca. 9% von jenen im Abschnitt 5.3 ermittelten Werten ab.

Tabelle 7.15. Stochastische Variablen auf der Widerstandsseite

	Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Variationskoeffizient
Beton B500	E_c	Elastizitätsmodul	GPa	Log-Normal	36,95	0,15
	μ	Poissonzahl	-	Log-Normal	0,2	0,05
	f_t	Zugfestigkeit	MPa	Weibull	3,257	0,18
	f_c	Druckfestigkeit	MPa	Log-Normal	42,5	0,10
	G_f	Bruchenergie	N/m	Weibull	81,43	0,20
	ϵ_c	Stauchung	-	Log-Normal	0,0023	0,15
	ρ	Wichte	MN/m ³	Normal	0,023	0,10
Spannstahl	E_s	Elastizitätsmodul	GPa	Log-Normal	200,0	0,03
	f_y	Fließgrenze	MPa	Log-Normal	1700,0	0,04
	f_p	Zugfestigkeit	MPa	Log-Normal	1600,0	0,07
	F	Vorspannkraft	MN	Normal	21,85	0,04
	A_s	Spannstahlfläche	m ²	Normal	0,024	0,001

In Bild 7.17 ist die Weibull-Verteilung der Zugfestigkeit des Betons dargestellt.

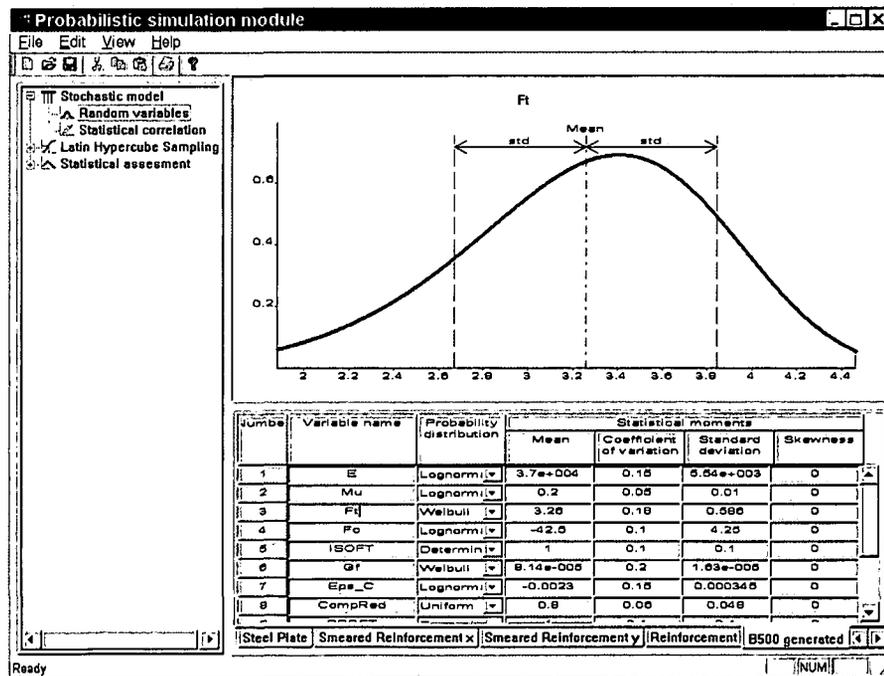


Bild 7.17. Weibull-Verteilung der Zugfestigkeit des Betons

Eine statistische Korrelation der Variablen kann mit *SARA Studio* ebenfalls berücksichtigt werden, wobei Informationen zur Korrelation der Variablen z.B. in Mirza et al. (1979) und JCSS (2001) enthalten sind. Die Korrelationsmatrix, die mittels "Simulated Annealing" für acht Samples generiert wurde, ist im unteren Dreieck der Tabelle 7.16 dargestellt. Die Ausgangsmatrix ist im oberen Dreieck der Tabelle 7.14 zu sehen.

Tabelle 7.16. Korrelationsmatrix der Betoneigenschaften

Variable	E_c	f_t	f_c	G_f	ϵ_c
E_c	1	0,7	0,9	0,5	0,9
f_t	0,77	1	0,8	0,9	0,6
f_c	0,83	0,82	1	0,6	0,9
G_f	0,69	0,83	0,75	1	0,5
ϵ_c	0,84	0,77	0,83	0,69	1

Nichtlineare Stochastische Finite Elemente Berechnung

Das Finite Elemente Modell für das halbe Tragwerk ist in Bild 7.18 dargestellt. Die Brücke wurde vorgespannt und anschließend in Feldmitte belastet. So wurden die Bruchlast und das Nachbruchverhalten ermittelt.

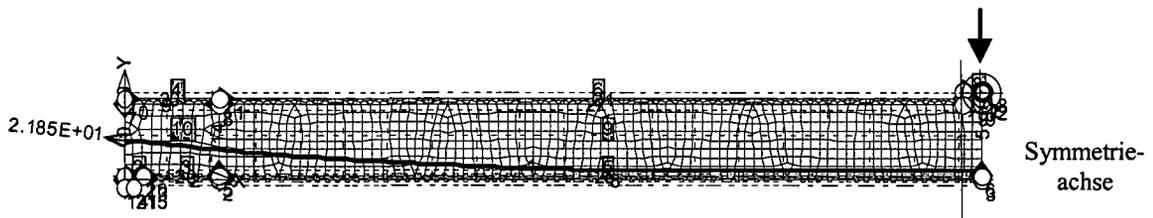


Bild 7.18. FE Modell der Brücke

Die Brücke versagte in Feldmitte. Das Versagen wurde zuerst durch Fließen der Spannbewehrung und anschließend durch Druckversagen des Betons ausgelöst. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Pukl et al. (2002) zusammengefasst.

Es wurden zwei stochastischen Berechnungen mit 8 bzw. 32 Simulationen durchgeführt und die Last-Verformungslinien ermittelt (Bild 7.19).

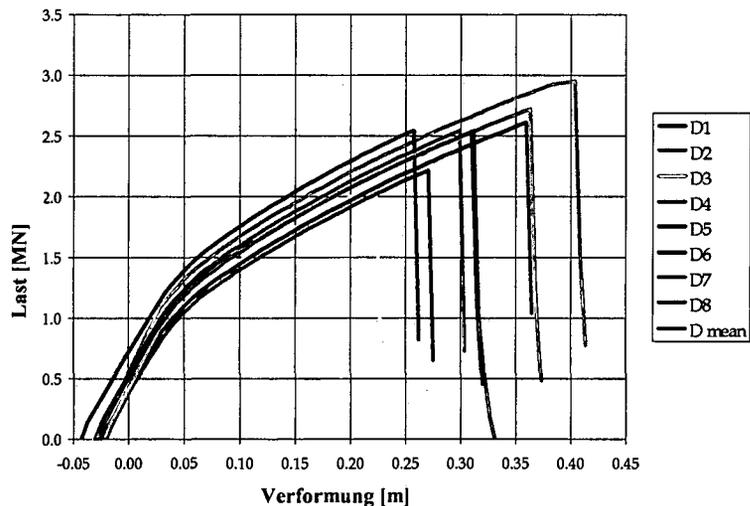


Bild 7.19. Last-Verformungs-Diagramm für 8 Simulationen

Ergebnis der Simulationen waren die ersten beiden statistischen Momente der Bruchlast, d.h. Mittelwert und Standardabweichung des Widerstands des Tragwerks (Tabelle 7.17).

Tabelle 7.17. Statistische Parameter der Versagenslast

Anzahl der Simulationen	Mittelwert [MN]	Standardabweichung [MN]	Variationskoeffizient [-]
8	5,04	0,529	0,105
32	5,02	0,512	0,102

Die Beurteilung der Zuverlässigkeit des Tragwerks erfolgte über die Auswertung der Grenzzustandsfunktion $g = R - E$ unter der Annahme, dass R und E normalverteilte Variablen sind. Diese Annahme ist aufgrund des zentralen Grenzwertsatzes der Statistik gerechtfertigt (Sachs, 1969). Damit ist auch g normalverteilt und der Zuverlässigkeitsindex kann als Näherung über $\beta = \mu_g / \sigma_g$ berechnet werden. Auf der Einwirkungsseite wurde näherungsweise der Variationskoeffizient der Versuchslast mit 10% angesetzt. Eigengewicht und Ausbaulasten wurden nicht stochastisch modelliert. Die Ergebnisse der probabilistischen Untersuchungen sind in Tabelle 7.18 zusammengefasst.

Tabelle 7.18. Ergebnisse der probabilistischen Untersuchung mit *SARA Studio* für verschiedene Versuchslasten

	β
Versuchslast $F = 1,0 \text{ MN}$	7,8
Versuchslast $F = 2,0 \text{ MN}$	5,5
Versuchslast $F = 3,0 \text{ MN}$	3,4
Versuchslast $F = 4,0 \text{ MN}$	1,6
Versuchslast $F = 5,0 \text{ MN}$	0

7.4.2.3 Vergleich der mit *FORM* und *SARA Studio* berechneten Zuverlässigkeiten

In Bild 7.20 werden die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnungen mit *FORM* und *SARA Studio* für die unterschiedlichen Laststufen verglichen. Zusätzlich ist der von der ÖNorm B4040 (1989) bzw. ÖNorm EN 1990 (2003) geforderte Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von einem Jahr von $\beta = 4,7$ in rot dargestellt. So kann bestimmt werden, bei welcher Laststufe das normgemäße Zuverlässigkeitsniveau unterschritten wird.

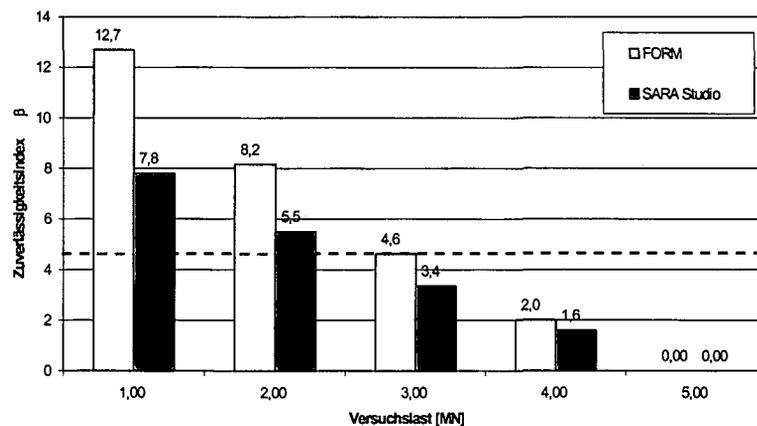


Bild 7.20. Ergebnisse der probabilistischen Berechnungen am ungeschädigten Tragwerk mit *FORM* und *SARA Studio* für verschieden große Versuchslasten

Obwohl bei *SARA Studio* zum jetzigen Zeitpunkt, wie in Abschnitt 7.4.2.2 beschrieben, die Zuverlässigkeit des Tragwerks lediglich abgeschätzt werden kann, stimmen die Zuverlässigkeitsindizes vor allem für höhere Laststufen relativ gut überein. Neben der vereinfachten Berechnung des Zuverlässigkeitsindex resultieren Unterschiede in den Ergebnissen aus dem bei *SARA Studio* verwendeten vereinfachten Belastungsmodell, das lediglich die Verteilung der Versuchslast berücksichtigt. Abweichungen in den Berechnungsergebnissen ergeben sich weiters aus den verschiedenen stochastischen Materialmodellen, die bei der Berechnung mit *FORM* und *SARA Studio* verwendet wurden. Die stochastischen Materialmodelle in *SARA Studio* geben um ca. 9% geringere Mittelwerte für die Zugfestigkeit und die 0,2%-Dehngrenze des Spannstahls als die in Abschnitt 5.3 ermittelten, während die Variationskoeffizienten jedoch gleich hoch sind.

7.4.3 Zuverlässigkeit des geschädigten Tragwerks

7.4.3.1 Modellierung des maßgebenden Grenzzustands

Der maßgebende Grenzzustand ist - so wie beim ungeschädigten Tragwerk - Biegung. Die Grenzzustandsfunktion der Widerstandsseite entspricht somit jener in Glg. 7.7. Die Einwirkungsseite der Grenzzustandsfunktion wird ebenfalls so wie beim ungeschädigten Tragwerk durch Glg. 7.8 beschrieben. Bei der Modellierung des Tragwerkswiderstands wird jedoch berücksichtigt, dass die Flächen des Spannstahls je nach Schädigung der Brücke unterschiedlich groß sind. Zusätzlich werden auf der Lastseite die tatsächliche Position der Versuchslast sowie die Tatsache berücksichtigt, dass bei der Durchführung der Versuche in Feldmitte auf einer Länge von ca. 2,15 die Randbalken und die Kragplatten des Hohlkastens sowie ein Teil des Fahrbahnbelags bereits entfernt waren. Dies beeinflusst das Eigengewicht und die Ausbaulast der Konstruktion (Bild 7.21).

Lastfall 1: Versuchslast F

Lastfall 2: Eigengewicht Hohlkasten $g_1 = 81,30 \text{ kN/m}$ bzw. $69,75 \text{ kN/m}$

Lastfall 3: Eigengewicht Fahrbahn / Brückenausrüstung $g_2 = 19,00 \text{ kN/m}$ bzw. $6,65 \text{ kN/m}$

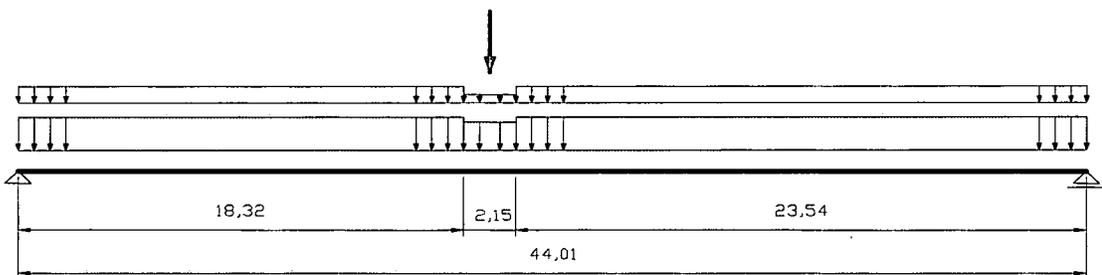


Bild 7.21. Statisches System des geschädigten Tragwerks

Die Basisvariablen auf der Widerstands- und der Einwirkungsseite sind ebenso wie die deterministischen Größen in den Tabellen 7.19, Tabelle 7.20 und Tabelle 7.21 zusammengefasst. Um einen Vergleich mit den Ergebnissen am ungeschädigten Tragwerk zu ermöglichen, wurden die Modellunsicherheiten vereinfacht als Zufallsvariable mit Mittelwert 1 und Standardabweichung 0 modelliert.

Tabelle 7.19. Stochastische Variablen auf der Widerstandsseite

Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
U_R	Modellunsicherheit	-	Log-Normal	1,00	0	0
f_c	Zylinderdruckfestigkeit Beton	MN/m ²	Normal	71,2	4,52	0,06
f_p	Zugfestigkeit Spannstahl	MN/m ²	Log-Normal	1937,9	22,9	0,01
h_{p1}	1. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,08	0,008	0,1
h_{p2}	2. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,20	0,02	0,1
h_{p3}	3. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,32	0,032	0,1
h_{p4}	4. Lage der Spannglieder im Steg	m	Normal	0,44	0,044	0,1

Tabelle 7.20. Deterministische Variablen auf der Widerstandsseite

Variable	Name	Einheit	Wert	
A_{p1}	Durchtrennen von Spannkabel 1 im linken und rechten Steg	m ²	0,0024	
A_{p2}		m ²	0,0036	
A_{p3}		Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,0024
A_{p4}			m ²	0,0024
A_{p1}	Durchtrennen von Spannkabel 2 im linken und rechten Steg	m ²	0,0012	
A_{p2}		m ²	0,0036	
A_{p3}		Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,0024
A_{p4}			m ²	0,0024
A_{p1}	Durchtrennen von Spannkabel 4 im linken und rechten Steg	m ²	0,0012	
A_{p2}		m ²	0,0024	
A_{p3}		Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,0024
A_{p4}			m ²	0,0024
A_{p1}	Durchtrennen von Spannkabel 7 im linken und rechten Steg	m ²	0,0012	
A_{p2}		m ²	0,0024	
A_{p3}		Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,0012
A_{p4}			m ²	0,0024
A_{p1}	Durchtrennen von Spannkabel 9 im linken und rechten Steg	m ²	0,0012	
A_{p2}		m ²	0,0024	
A_{p3}		Querschnittsfläche des Spannstahls je Steg	m ²	0,0012
A_{p4}			m ²	0,0012
h	Querschnittshöhe	m	2,1	
b_{Fpl}	Breite der Fahrbahnplatte (ohne Kragplatte)	m	3,80	

Tabelle 7.21. Stochastische Variablen auf der Einwirkungsseite

	Variable	Name	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Modellunsicherheit zufolge	$U_{S,c}$	Berechnungsmodell	-	Normal	1,0	0	0
	$U_{S,G1}$	Eigengewicht	-	Normal	1,0	0	0
	$U_{S,G2}$	Ausbaulast	-	Normal	1,0	0	0
	$U_{S,Q}$	Versuchslast	-	Normal	1,0	0	0
Biegemoment zufolge	$M_{S,G1}$	Eigengewicht	MNm	Normal	19,33	1,933	0,1
	$M_{S,G2}$	Ausbaulast	MNm	Normal	4,5175	0,452	0,1
	$M_{S,F=2,0}$	Versuchslast F=2,0 MN	MNm	Normal	21,61	2,161	0,1
	$M_{S,F=1,81}$	Versagenslast F=1,81 MN	MNm	Normal	19,56	1,956	0,1

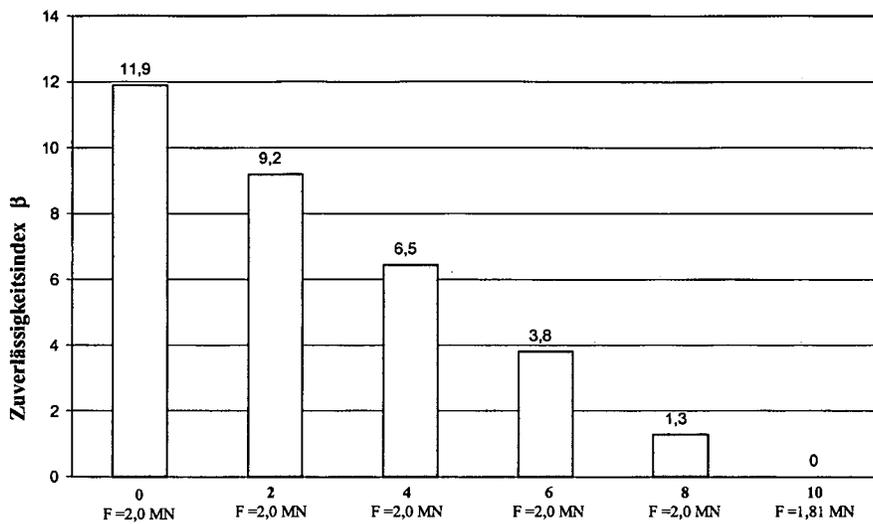
7.4.3.2 Berechnung der Zuverlässigkeit des Tragwerks

Die Zuverlässigkeit der Brücke wurde mit Hilfe des Programmpakets PROBAN (DNV, 2000) bestimmt. Zur Auswertung der Grenzzustandsfunktion und Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit, sind die in Abschnitt 3 beschriebenen Verfahren implementiert. Die vorliegende Grenzzustandsfunktion wurde anhand einer FORM Analyse gelöst und das Ergebnis mittels SORM Analyse kontrolliert und bestätigt. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnung sind in Tabelle 7.22 zusammengefasst.

Tabelle 7.22. Ergebnisse der probabilistischen Untersuchung für verschiedene Versuchslasten

	β
ungeschädigtes Tragwerk beim ersten Belastungsversuch (Versuchslast $F = 2 \text{ MN}$)	11,9
nach Durchtrennen von Spannkabel 1 im linken und rechten Steg (Versuchslast $F = 2 \text{ MN}$)	9,2
nach Durchtrennen von Spannkabel 2 im linken und rechten Steg (Versuchslast $F = 2 \text{ MN}$)	6,5
nach Durchtrennen von Spannkabel 4 im linken und rechten Steg (Versuchslast $F = 2 \text{ MN}$)	3,8
nach Durchtrennen von Spannkabel 7 im linken und rechten Steg (Versuchslast $F = 2 \text{ MN}$)	1,3
nach Durchtrennen von Spannkabel 9 im linken und rechten Steg unter Versagenslast ($F = 1,8 \text{ MN}$)	0

Die Darstellung der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnung erfolgte auch in grafischer Form (Bild 7.22), wobei die Zuverlässigkeitsindizes des ungeschädigten und des geschädigten Tragwerks nach Durchtrennen der Spannkabel verglichen werden.



Durchtrennte Spannkabel und aufgebrachte Last im Versuch

Bild 7.22. Vergleich der Zuverlässigkeitsindizes von geschädigtem und ungeschädigtem Tragwerk

KAPITEL 8

SCHLUSSBEMERKUNGEN UND AUSBLICK

8.1 Schlussbemerkungen

Die vorliegende Arbeit beschäftigte sich mit den Grundlagen, die zur Durchführung einer probabilistischen Beurteilung und zur Bestimmung der Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke notwendig sind. Ebenso wurden praktische Beispiele präsentiert, bei denen die beschriebenen Verfahren zur Anwendung kamen und welche die Vorteile der Verwendung probabilistischer Untersuchungen verdeutlichen.

Die Anwendung probabilistischer Methoden in der Beurteilung bestehender Brücken hat zum Ziel, Kosten für Verstärkungs- oder Instandsetzungsmaßnahmen zu reduzieren oder die Maßnahme überhaupt zu vermeiden, ohne die Zuverlässigkeit und "Sicherheit" der Brücke aufs Spiel zu setzen. Durch eine genaue Erfassung der Materialeigenschaften sowie aller auftretenden Lasten, insbesondere der Verkehrslasten, gelingt es, ein sehr realitätsnahes Modell der untersuchten Brücke zu schaffen und deren tatsächliches Zuverlässigkeitsniveau zu bestimmen.

Die deterministische Beurteilung einer bestehenden Brücke, sprich unter Zuhilfenahme der einschlägigen Normen und Richtlinien, ist schnell und in vielen Fällen relativ wirtschaftlich durchzuführen, kann aber bei Brücken, die Probleme mit der Tragfähigkeit haben, Ergebnisse liefern, die kostenintensive Sanierungs- oder Verstärkungsmaßnahmen nach sich ziehen, die eigentlich hätten vermieden werden können. Die probabilistische Beurteilung beruht im Gegensatz dazu auf dem Konzept, dass eine bestehende Brücke nicht alle Forderungen einer allgemeinen Norm erfüllen muss, so lange das allgemeine Zuverlässigkeitsniveau der Norm eingehalten wird.

Die normativen Voraussetzungen für den Einsatz probabilistischer Verfahren bei der Beurteilung bestehender Brückentragwerke sind durch die ÖNorm B4040 (1989) bzw. künftig die ÖNorm EN 1990 (2003) gegeben und die Verfahren und Algorithmen, die bei einer solchen Beurteilung eingesetzt werden, sind vielfach erprobt und haben sich in der Praxis bewährt (Frangopol, 1999; Enevoldsen, 2000; Casas, 2001; Enevoldsen & Eichinger, 2001; Izquierdo, 2001; Bergmeister et al., 2003).

8.2 Ausblick

Der Einsatz probabilistischer Methoden in der Beurteilung von bestehenden Brücken stellt eine Alternative zur derzeit üblichen Vorgehensweise dar, mit deren Hilfe es in vielen Fällen möglich wird, Sa-

nierungs- und Verstärkungsmaßnahmen zu reduzieren oder zu vermeiden, ohne aber das für ein Tragwerk gemäß Norm erforderliche Sicherheitsniveau zu unterschreiten. Weiters können die vorgestellten Ansätze auch bei der Entwicklung eines Brückenmanagementplans äußerst hilfreich sein, da es möglich wird, Inspektionen sowie eventuell erforderliche Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen zum optimalen Zeitpunkt durchzuführen.

Die Sicherstellung der Funktionsfähigkeit des Straßennetzes bei gleichzeitig sich verschlechternder Altersstruktur und zunehmender Belastung durch den Schwerverkehr stellt große Anforderungen an eine zielgerichtete Straßenerhaltung. Die Erarbeitung und Umsetzung einer gezielten Erhaltungsstrategie sowie die Entwicklung und Implementierung eines umfassenden Erhaltungsmanagements ist dabei unverzichtbar, wobei das Gesamtziel der systematischen Brückenerhaltung das Erreichen eines vorgegebenen Erhaltungsniveaus bei geringst möglichem Aufwand ist bzw. mit den zur Verfügung stehenden Finanzmitteln ein höchst mögliches Erhaltungsniveau sicherzustellen. Brückenmanagementsysteme (BMS) dienen in diesem Zusammenhang als Hilfsmittel für die Erhaltungsplanung und als wichtiges Controlling-Instrument, das zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen führt sowie eine Abschätzung des zukünftigen Erhaltungsbedarfs ermöglicht. Grundlage eines Brückenmanagementsystems ist die routinemäßige Erfassung und Verwaltung von objekt- und netzbezogenen Daten sowie Inspektionsergebnissen (Bild 8.1).

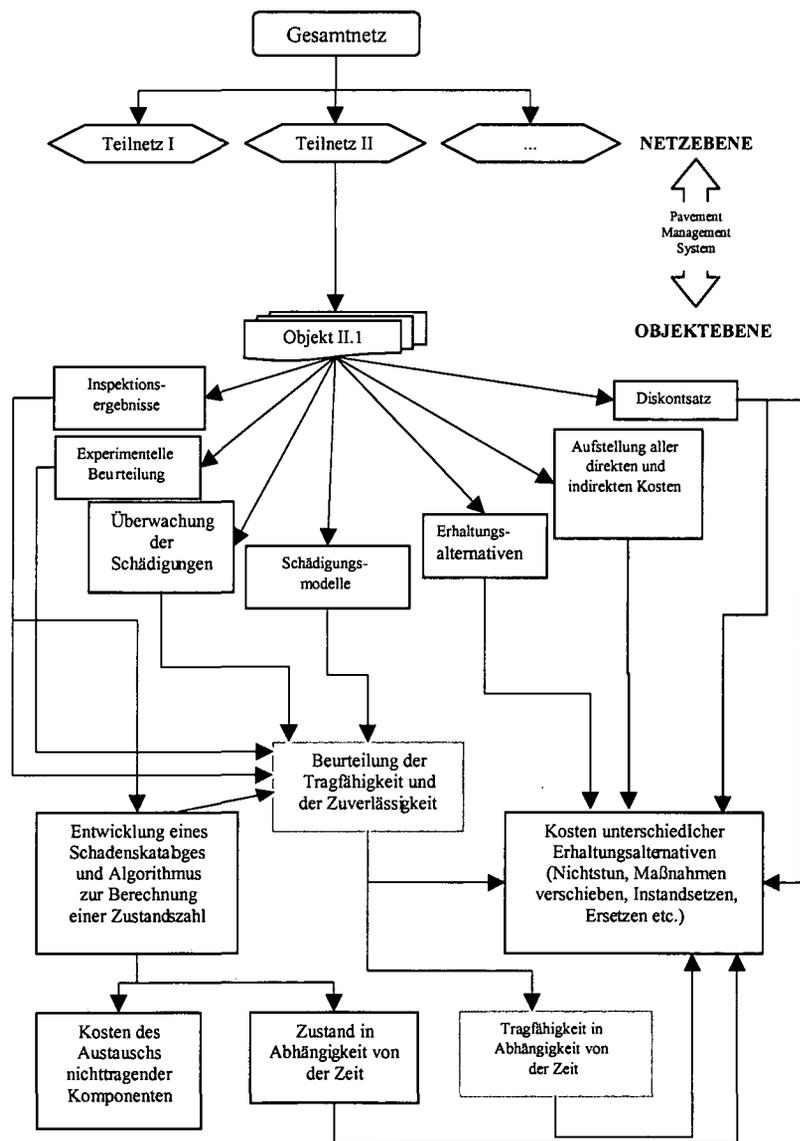


Bild 8.1. Aufbau eines Bridge Management Systems

Informationen über Bauwerke werden derzeit in den Straßenbauverwaltungen der österreichischen Bundesländer aufgenommen und mit Hilfe des Programmsystems BAUT verwaltet. Die Kontrolldatenbank BAUT-K enthält objektbezogene Einzelschäden und eine Zustandsbewertung der untersuchten Brücken. Künftig sollen diese Einzelschäden entsprechend einer dreistufigen Schadensbewertung aufgrund ihres negativen Einflusses auf Betriebssicherheit/Verkehrssicherheit, Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit einer bestehenden Massivbrücke bewertet und gereiht werden (Eichinger et al., 2003e). Als Hilfestellung für diese Bewertung dient ein Schadenskatalog, in dem die häufigsten Schäden zusammengestellt und benotet sind (Vill, 2003). Aus den bewerteten Einzelschäden wird unter Berücksichtigung der Schwere der Schäden mit Hilfe eines geeigneten Algorithmus ein den Zustand des Gesamtbauwerks charakterisierende Zustandszahl bestimmt (Eichinger et al., 2003e). Basierend auf der objektbezogenen Zustandszahl soll es künftig möglich sein, eine Zustandszahl für das betrachtete Teilnetz bzw. das Gesamtnetz zu ermitteln, um so Aussagen über den tatsächlichen Erhaltungszustand der Brücken im Netz und dessen zeitliche Entwicklung treffen zu können.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit sind direkt mit der Objektebene des BMS verknüpft. Auf der Ebene der einzelnen Brückenobjekte wird nämlich die tatsächliche Tragfähigkeit und deren zeitlicher Verlauf beurteilt. Somit ist sie im Zusammenhang mit der Bestimmung des Erhaltungszustandes der einzelnen Bauwerke von großer Bedeutung.

Derzeit bildet die RVS 13.71 (1995) den Hintergrund der bautechnischen Überwachungen von Straßenbrücken in Österreich. Darin werden in erster Linie die Durchführung und zeitlichen Abstände von Prüfungen, Kontrollen und Überwachungen geregelt. Demnach ist eine Brücke in folgenden Intervallen zu inspizieren:

- laufende Überwachungen alle 4 Monate
- Kontrollen alle 2 Jahre
- Hauptprüfungen alle 6 Jahre (maximal alle 10 Jahre bei Brücken ohne bewegliche Teile)

Die Inspektion dient der Überwachung des Bauwerks im Hinblick auf die Zuverlässigkeit und Verkehrssicherheit, wobei erstgenannter Punkt durch die Kriterien „Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit“ definiert wird. Mit den gewonnenen Erkenntnissen über den zeitlichen Verlauf der Zuverlässigkeit wäre es möglich, die Inspektionsintervalle gemäß RVS 13.71 (1995) individuell anzupassen. Dadurch kann einerseits eine Prioritätenreihung hinsichtlich der Erhaltung der im betroffenen Teilnetz vorhandenen Brücken vorgenommen werden und andererseits wird die personelle und budgetäre Einsatzplanung erleichtert. Zusätzlich ist es möglich, über periodische Vergleiche die Zustandsveränderungen im Netz festzustellen. Weiters können die Konsequenzen einer unzureichenden Mittelzuteilung auf die Tragfähigkeit und die Zuverlässigkeit der Straßenbrücken aufgezeigt und den politischen Verantwortungsträgern dargelegt werden.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse, welche bei jeder probabilistischen Berechnung durchzuführen ist, können ebenfalls im Rahmen von Inspektionen eingesetzt werden. Anhand dieser Information wird ersichtlich, welche Parameter entscheidenden Einfluss auf das Ergebnis, die Zuverlässigkeit, haben. Somit können gezielt kritische Bereiche des Tragwerks beobachtet werden. Weiters können Brückeninspektionen auf jene Bereiche konzentriert werden, welche tatsächlich einen maßgebenden Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Tragwerks haben.

All dies deutet darauf hin, dass es in Zukunft zu einem verstärkten Einsatz probabilistischer Methoden bei der Beurteilung bestehender Bauwerke und in der Entscheidungsfindung „Sanierung – Verstärkung – Abbruch“ kommen wird. Zusätzlich werden probabilistische Verfahren auch im Zusammenhang mit Brückenmanagementsystemen eine größere Rolle spielen, da mit deren Hilfe nicht nur die Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit einer bestehenden Brücke zu einem bestimmten Zeitpunkt, sondern auch deren zeitliche Entwicklung bestimmt werden kann, was schlussendlich den wesentlich gezielteren Einsatz der verfügbaren Budgetmittel ermöglicht.

KAPITEL 9

LITERATUR

-
- American Concrete Institute (1993). *Repairing Concrete Bridges*. Seminar Background Materials, SCM-27(93), 2. Auflage.
- Bailey, S.F. (1996). *Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges*. Thèse No. 1467, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Bergmeister, K., Pukl, R., Novak, D., Kollegger, J. und Eichinger, E.M. (2002). Structural Analysis and Safety Assessment of Existing Concrete Structures. *Proceedings fib-Conference*, September, Osaka.
- Bertram, D., Hartz, U., Isecke, B., Jungwirth, D., Litzner, H.-U., Manleitner, S., Nürnberger, U., Riedinger, H., Rustler, G. und Schießl, P. (2002). Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund. *Beton- und Stahlbetonbau*, Nr. 97, Heft 5.
- Bjerager, P. (1988). Probability Integration by Directional Simulation. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114, No. 8, pp. 1285-1302.
- Brenner, C. (1995). *Ein Beitrag zur Zuverlässigkeitsanalyse von Strukturen unter Berücksichtigung von Systemunsicherheiten mit Hilfe der Methode der stochastischen Finiten Elemente*. Dissertation, Universität Innsbruck.
- BRIME (1999). *Bridge Management in Europe, Deliverable D1 - Review of current procedures for assessing load carrying capacity*.
- Broding, W.C., Diederich, F.W. und Parker, P.S. (1964). Structural Optimization and Design Based on a Reliability Design Criterion. *Journal of Spacecraft and Rockets*, Vol. 1, No.1, pp. 56-61.
- Bruls, A. Jacob, B und Sedlacek, G. (1989). *Traffic Data of the European Countries*. Eurocode No. 9, Part 12: Traffic loads on bridges, Working Group 2, März.
- Bucher, C.G. (1988). Adaptive Sampling - An Iterative Fast Monte Carlo Procedure. *Structural Safety*, Vol. 5, pp. 119-126.
- Bundesminister für Verkehr – Abteilung Straßenbau (1982). *Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1982*. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund.
- Bundesminister für Verkehr – Abteilung Straßenbau (1994). *Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1994*. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund.

- Casas, J.R., Prato, C., Huerta Soaje, P. und Gerbaudo, C. (2001). Probabilistic Assessment of Roadway and Railway Viaducts. *Proceedings International Conference on Safety, Risk and Reliability-Trends in Engineering*, March, Malta.
- Castillo, E. (1991). *Extreme Value Theory in Engineering*. Academic Press.
- CEB-FIP (1993). *CEB-FIP Model Code 90*. Final Version, CEB Bulletin 213 & 214.
- Červenka, V., Červenka, J. und Pukl, R. (2001). ATENA - an Advanced Tool for Engineering Analysis of Connections. *Connections between Steel and Concrete*, Ed. R. Eligehausen, RILEM Publications, Ens, France, pp. 658-667.
- Clark, G., Boitel, P., Chabert, A., Fuzier, J.-P., Ganz, H.-R., Koster, J., Nuetzel, O. und Wuermli, H. (2002). *Grouting of Tendons in Prestressed Concrete*. fib Bulletin 20.
- COST 323 (1997). *European Specification on Weigh-in-Motion of Road Vehicles, Draft 2.2*. EUCO-COST/323/5/1997, Cost Transport, EC/DGVII, June.
- Danish Road Directorate (1996). Beregningsregler for beregning af eksisterende broers bæreevne (Regeln zur Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Brücken).
- Dempsey, A.T. (1997). *The Accuracy of Bridge Weigh-in-Motion Systems*, Ph.D. Thesis, Trinity College, Dublin.
- Der Kiureghian, A. (1989). Measures of Structural Safety Under Imperfect States of Knowledge. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 5, pp. 1119-1140.
- Diem, J. (2000). *Zustandsbewertung von Spanngliedern in Massivbrücken der Stadt Wien*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Ditlevsen, O., Bjerager, P., Olesen, R. und Hasofer, A.M. (1988). Directional Simulation in Gaussian Processes. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 3, Nr. 4, pp. 207-217.
- Ditlevsen, O. (1994). Traffic Loads on Large Bridges Modelled as White-Noise Fields. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 120, Nr. 4, pp. 681-694.
- Ditlevsen, O. und Madsen, H. O. (1994). Stochastic Vehicle-Queue-Load Model for Large Bridges. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 120, No. 9, pp. 1829-1847.
- Ditlevsen, O. und Madsen, H. O. (1996). *Structural Reliability Methods*. John Wiley & Sons, New York.
- DNV (2000). *Proban - General Purpose Probabilistic Analysis Program*. User Manual, Det Norske Veritas, Hovik, Norwegen.
- Eder, U. (2003). *Untersuchung einer Spannbetonbrücke unter Berücksichtigung von Systemunsicherheiten*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Eichinger, E.M., Diem, J. und Kollegger, J. (1999). *Bewertung des Zustandes von Spanngliedern auf der Grundlage von Untersuchungen an Massivbrücken der Stadt Wien*. Institutsbericht, Heft 1, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien, ISBN 3-902089-00-8.
- Eichinger, E.M., Diem, J. und Kollegger, J. (2000). Assessment of Post-Tensioning Tendons in Vienna's Road Bridges. *Proceedings 16th IABSE Congress*, September, Luzern.
- Eichinger, E.M. (2000). Safety Evaluation of Existing Concrete Bridges Using Stochastic Finite Elements. *Proceedings 3rd International Ph.D.-Symposium in Civil Engineering*, Oktober, Wien.
- Eichinger, E.M. (2001). Probabilistische Beurteilung bestehender Spannbetonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*, 96 (6).
- Eichinger, E.M. und Enevoldsen, I. (2001). Spannbetonbrücken – Beurteilen, Bewerten, Erhalten. *Tagung Innovationen im Betonbau*, ÖVBB, November, Wien.

- Eichinger, E.M., Diem, J., Kollegger, J. und Winter, E. (2001). Zustand von Spanngliedern in Straßenbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*, 96 (12), pp. 748-757.
- Eichinger, E.M. (2002). Tests on Old Post-Tensioning Tendons as the Basis for the Assessment of Existing Bridge Structures. *Proceedings 4th International Ph.D.-Symposium in Civil Engineering*, September, München.
- Eichinger, E.M. und O'Brien, E. (2002). A Case Study in Bridge Assessment. *Proceedings Assessment of Bridges and Highway Infrastructure*, The Institution of Engineers of Ireland, Oktober, Dublin.
- Eichinger, E.M. und Kollegger, J. (2002). *Untersuchungen an der Murbrücke Thalheim anlässlich ihres Abbruchs*. Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Forschungsbericht Nr. 01/09-01 im Auftrag des Amtes der Steiermärkischen Landesregierung, Fachabteilung 2d.
- Eichinger, E.M., Winter, H. und Kollegger, J. (2002a). *Untersuchungen an Spannstählen des Typs NEPTUN N40, SIGMA oval und Delta 100*. Institutsbericht, Heft 2, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien, ISBN 3-902089-01-6.
- Eichinger, E.M., Winter, H. und Kollegger, J. (2002b). Untersuchungen an Spannstählen aus älteren Brückentragwerken. *Bauingenieur*, Band 77, Dezember, pp. 551-558.
- Eichinger, E.M., Petraschek, T. und Kollegger, J. (2002c). Influence of Bond on the Ultimate Strength of Old, Damaged Post-Tensioning Tendons. *Proceedings Bond in Concrete*, November, Budapest.
- Eichinger, E.M., Vill, M. und Kollegger, J. (2003a). *Module zur Implementierung des österreichischen Brückenmanagementsystems*. Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Forschungsbericht Nr. 01/12-02 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie.
- Eichinger, E.M., Petraschek, T. und Kollegger, J. (2003b). Ultimate Strength of Damaged Post-Tensioning Tendons. *fib Structural Concrete*, September.
- Eichinger, E.M., Joks, R., Kirchweger, T., Köberl, B. und Kollegger, J. (2003c). *Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen und Baustoffuntersuchungen an einer vorgespannten Segmentbrücke*. Straßenforschung, Heft 535, Wien.
- Eichinger, E.M., Eder, U. und Kollegger, J. (2003d). Reliability-Based Maintenance Management of a Post-Tensioned Concrete Bridge. *Proceedings Celebrating Concrete People and Practice*, September, Dundee, Schottland.
- Eichinger, E.M., Vill, M. und Kollegger, J. (2003e). Algorithm for the Condition Assessment of Concrete Bridges Based on Inspection Data. *Proceedings ILCDES 2003*, Dezember, Kuopio, Finnland.
- Ellingwood, B., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. und Cornell, C.A. (1980). *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58*. National Bureau of Standards, Special Publication 577.
- Enevoldsen, I. (1999). *Practical Experience with Probability-based Assessment of Bridges*. NVF Broch och tunnelseminarium I Finska Lappland, June, Rovaniemi, Finland.
- Enevoldsen, I. (2000). Probabilistic-Based Assessment of Bridges. *Proceedings 16th Congress of IABSE*, September, Luzern.
- Enevoldsen, I. (2001). Experience with Probabilistic-Based Assessment of Bridges. *Structural Engineering International*, Vol. 11, No. 4, pp. 251-260.
- Enevoldsen, I. und Eichinger, E.M. (2001). Praktische Erfahrungen mit der probabilistischen Beurteilung von Massivbrücken. *Tagung Innovationen im Betonbau*, ÖVBB, November, Wien.
- ENV 1991-3 (2001). *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Part 3: Traffic Loads on Bridges*. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.

- Freudenthal, A.M. (1956). Safety and the Probability of Structural Failure. *Transactions ASCE*, Vol. 112, pp. 125-180.
- Frangopol, D.M. (1999). *Bridge Safety and Reliability*. Publications of the American Society of Civil Engineers.
- Grigoriu, M. (1984). Crossing of Non-Gaussian Translation Processes. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 110, No. 6, pp. 610 - 620.
- Gumbel, E.J. (1958). *Statistics of Extremes*. Columbia University Press.
- HA, SETRA, TRL, LCPC (1999). *Post-Tensioned Concrete Bridges*. Thomas Telford Publishing, London.
- Haberl, J. (2002). *Durchführung und Auswertung von Weigh-in-Motion Messungen an einer Brücke in Wien*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Henriksen, C.F., Knudsen, A. und Braestrup, M.W. (1999). Cable Corrosion: Undetected?. *Concrete International*, No. 10, pp. 69-72.
- Hisada, T. und Nakagiri, S. (1985). Role of the Stochastic Finite Element Method in Structural Safety and Reliability. *Proceedings ICOSSAR '85*, pp. 385-394.
- Isecke, B. Menzel, K., Mietz, J. und Nürnberger, U. (1995). Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion. *Beton- und Stahlbetonbau*, Nr. 90, Heft 5.
- Izquierdo, D., Andrade, C. und Tanner, P. (2001). Reliability Analysis of Corrosion in Posttensional Tendons. *Proceedings Safety, Risk, Reliability - Trends in Engineering*, Malta, pp. 1001- 1006.
- Joksich, R. (2002). *Durchführung und Auswertung von zerstörenden Belastungsversuchen an einer vorgespannten Segmentbrücke*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Joint Committee on Structural Safety JCSS (2000). *Probabilistic Model Code*, 12th draft.
- Joint Committee on Structural Safety JCSS (2001). *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. Ed. D. Diamantidis, RILEM Publications S.A.R.L.
- Jungwirth, D., Beyer, E. und Grübl, P. (1986). *Dauerhafte Betonbauwerke*. Beton-Verlag.
- Kalin, J. (2002). *Protocols and Formats Used in SiWIM Software (Revision 1.45)*, CESTEL, Ljubljana.
- Kijawatworawet, W. (1991). *An Efficient Adaptive Importance Directional Sampling for Nonlinear Reliability Problems*. Dissertation, Institut für Mechanik, Universität Innsbruck.
- Kirchweger, T. und Köberl, B. (2003). *Untersuchung der Spannkabel und Baustoffeigenschaften an einer vorgespannten Segmentbrücke*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- König, G., Maurer, R. und Zichner, T. (1986). *Spannbeton: Bewährung im Brückenbau*. Springer Verlag, Berlin.
- König, G., Schießl, P. und Zilch, K. (1998). Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau. *Der Prüfenieur*, No.10, pp. 46-56.
- Leonhardt, F. (1979). *Vorlesungen über Massivbau, 6. Teil: Grundlagen des Massivbrückenbaues*. Springer Verlag, Berlin, New York.
- Litzka, J., Molzer, C. und Blab, R. (1996). Modifikation der österreichischen Methode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus. *Straßenforschung*, Heft 465, Wien.
- Liu, P.L. und Der Kiureghian, A. (1986). Multivariate Distribution Models with Prescribed Marginals and Covariances. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 1, No.2, pp. 105 - 112.

- Madsen, H.O. und Ditlevsen, O. (1990). *Stochastic Traffic Load Modelling for the Eastern Bridge*, Final Report.
- Maes, M. (1995). Tail Heaviness in Structural Reliability. *Proceedings ICASP'95*, Paris.
- Matousek, M. und Schneider, J. (1976). *Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems im Bauwesen*. Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Bericht No. 59.
- Matt, P. (1994). Brücken in Spannbeton - Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Spannsystemen. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr. 21, pp. 390-394.
- McKay, M.D., Conover, W.J. und Beckmann, R.J. (1979). A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from Computer Code. *Technometrics*, Vol. 21, pp. 239-245.
- Melchers, R.E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, New York.
- Mermon, O. (1959). Die neue Spannbetonbrücke über den Donaukanal und den Hafen Freudenu. *Österreichische Ingenieurzeitschrift*, Nr. 2, pp. 49-56.
- Mietz, J. (1999). Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion an vergüteten Spannstählen. *Bauingenieur*, Band 74, pp. 403-411.
- Mirza, S.A., Hatzinikolas, M. und McGregor, J.G. (1979). Statistical Descriptions of Strength of Concrete. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 105, No. 6, pp. 1021-1037.
- Molzer, C., Fußeis, W., Litzka, J. und Steierwald, G. (1995). *Auswirkung von Achslasterhöhungen auf das Bundesstraßennetz*. Straßenforschung, Heft 450, Wien.
- Moses, F. (1979). Weigh-in-Motion System Using Instrumented Bridges. *Transportation Engineering Journal*, ASCE, Vol. 105, pp. 223-249.
- Nagelschmidt, J. (2001). *Ertüchtigung und Verstärkung von Massivbrücken*, Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau. Technische Universität Wien.
- Nataf, A. (1962). Détermination des distributions de probabilités dont les marges sont données. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, Vol. 225, pp. 42-43.
- Neubert, B. und Nürnberger, U. (1981). Untersuchungen an Überbauteilstücken einer 30 Jahre alten Spannbetonbrücke. *Bauingenieur*, Band 56, pp. 467 - 471.
- Neuenhofer, A. (1993). *Zuverlässigkeitsanalysen ebener Stabwerke aus Stahlbeton mit nichtlinearem Tragverhalten*. Dissertation, RWTH Aachen.
- Nordic Committee for Building Structures NKB (1978). *Recommendation for Loading and Safety Regulations for Structural Design*. NKB Report No. 35.
- Nordic Committee for Building Structures NKB (1987). *Recommendation for Loading and Safety Regulations for Structural Design*. NKB Report No. 55.
- Novák, D. et al. (2002). *FREET – Feasible Reliability Engineering Efficient Tool*. Programm Dokumentation, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Mechanics / Červenka Consulting, Prague, Czech Republic.
- Novák, D., Teplý, B. und Keršner, Z. (1998). The Role of Latin Hypercube Sampling Method in Reliability Engineering. *Proceedings Structural Safety and Reliability (ICOSSAR-97)*, Balkema, Rotterdam, Niederlande.
- Nowak, A.S. (1993). Live Load Model for Highway Bridges. *Structural Safety*, Vol. 13; pp. 53-66.
- Nürnberger, U. (1995). *Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Band 1*. Bauverlag, Wiesbaden-Berlin.
- Nürnberger, U. (1999). Rechtfertigen neuere korrosionsbedingte Schäden im Spannbetonbau ein Infragestellen dieser Bauweise?. *Tagungsband Deutscher Betontag*, Berlin.

- O'Connor, A. und Eichinger, E.M. (2003). Site-specific traffic load modelling or bridge assessment. Noch nicht veröffentlicht.
- O'Connor, A.J. (2001). *Probabilistic Traffic Load Modelling for Highway Bridges*. Dissertation, Trinity College, Dublin, Irland.
- ÖNorm B4002 (1970). *Straßenbrücken - Allgemeine Grundlagen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4040 (1989). *Allgemeine Grundsätze für die Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 3 (1959). *Betonbauwerke - Berechnung und Ausführung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 4 (1957). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 7 (1978, 1980 & 1968). *Massivbau - Stahleinlagen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 10 (1971, 1983 & 1996). *Beton - Herstellung und Überwachung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4258 (1977). *Spannstähle*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4700 (2001). *Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4750 (2000). *Spannbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm EN 1990 (2003). *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- EN ISO 15630-3 (1999). *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren, Teil 3: Spannstähle (Entwurf)*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm ISO 8930 (1987). *Allgemeine Grundsätze für die Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- Pauser, A. (2000). *Expertise betreffend die Auswirkungen vergüteter Spannstähle der Festigkeitsklasse St 1420/1570 (sog. „alter Typ“ St 145/160) auf Brückentragwerke*. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien.
- Pechhacker, R. (2003). *Einfluss von Spannstahlbrüchen auf das Tragverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Petraschek, T. (2002). *Untersuchungen zum Tragverhalten von geschädigten Drahtspanngliedern mit nachträglichem Verbund*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Pukl, R., Novák, D. und Bergmeister, K. (2003). Reliability Assessment of Concrete Structures. *Proceedings Euro-C 2003*, März, St. Johann.
- Pukl, R., Novák, D. und Eichinger, E.M. (2002). Stochastic Nonlinear Fracture Analysis. *Proceedings IABMAS Conference*, Juli, Barcelona.
- Quilligan, M. (2002). *The Calibration of Bridge Weigh-in-Motion Systems*. Diplomarbeit, University College, Dublin, Irland.
- Rosenblatt, M. (1952). Remarks on a Multivariate Transformation. *The Annals of Mathematical Statistics*, Vol. 23, pp. 470-472.

- Rostásy, F. und Gutsch, A.-W. (1997). *Zuverlässigkeit des Verpressens von Spannkämen unter Berücksichtigung der Unsicherheiten auf der Baustelle*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 476, Beuth Verlag, Berlin.
- Rubinstein, R.Y. (1981). *Simulation and the Monte Carlo Method*. John Wiley & Sons, New York.
- RVS 13.71 (1995). *Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Straßenbrücken*. Österreichische Forschungsgemeinschaft für Straße und Verkehr, Wien.
- RVS 15.114 (1999). *Ergänzung zur ÖNorm B4002 für Gegenverkehr bei getrennten Richtungsfahrbahnen und für Sonderfahrzeuge*. Österreichische Forschungsgemeinschaft für Straße und Verkehr, Wien.
- Sachs, L. (1969). *Statistische Auswertungsmethoden*. 2. neubearbeitete und erweiterte Auflage, Springer-Verlag, Berlin.
- SARA (2003). *Structural Analysis and Reliability Assessment - State-of-Knowledge, Technical Background*. Final Report (Chairman: K. Bergmeister, Reporter: Eva M. Eichinger).
- Schneider, J. (1996). *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure*. vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich und B.G. Teubner, Stuttgart.
- Schuëller, G.I. (1986). *Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin.
- Schuëller, G.I. und Stix, R. (1987). A Critical Appraisal of Methods to Determine Failure Probabilities. *Structural Safety*, Vol. 4, No.4, pp. 293-309.
- Schuëller, G.I., Bucher, C.G., Bourgund, U. und Ouypornprasert, W. (1989). On Efficient Computational Schemes to Calculate Structural Failure Probabilities. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 4, No.1, pp. 10-18.
- Schupack, M. (1994a). Durability Study of a 35-Year-Old Post-Tensioned Bridge. *Concrete International*, Februar.
- Schupack, M. (1994b). Post-Tensioning Tendons after 35 Years. *Concrete International*, März.
- Shinozuka, M. (1983). Basic Analysis of Structural Safety. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 2, pp. 721-740.
- Spaethe, G. (1992). *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. Springer-Verlag, Wien, New York.
- Strauss, A. (2003). *Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonkonstruktionen*. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien.
- Swedish National Road Administration (1998). Allmän teknisk beskrivning för Klassningsberäkning av vägbroar (Allgemeine technische Richtlinie zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Straßenbrücken).
- Teply, B., Eichinger, E.M., Pukl, R., Novak, D., Kollegger, J. und Stewart, M.G. (2003). Prestressed Bridges under Corrosion Attack. *Proceedings EURO-C*, März, St. Johann.
- The Øresund Link Consultants (1994). *The Øresund Link: Calibration of Partial Safety Factors and Load Combination Factors – Bridge*.
- Trost, H., Cordes, H., Thormählen, U. und Hagen, H. (1980). *Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 310, Beuth Verlag, Berlin.
- Turkstra, C.J. (1972). *Theory of Structural Design Decisions*. Study No. 2, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Kanada.
- Vill, M. (2003). *Algorithmus zur Berechnung einer Zustandszahl von Massivbrücken*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.

- Vořechovský, M. und Novák, D. (2003). Statistical Correlation in Stratified Sampling. *Proceedings ICASP 9*, Berkeley.
- Waarts, P.H. und Vrouwenvelder, A. (1992). *Traffic Loads on Bridges*, TNO Building and Construction Research, TNO Report B-92-011.
- WAVE (2001). *Weigh-in-Motion of Axles and Vehicles for Europe, Work Package 1.2 - Bridge WIM Systems (B-WIM)*. Eds. E. O'Brien & A. Znidaric, University College Dublin.
- Wenighofer, W. (2002). *Beurteilung der Zuverlässigkeit von zwei Stahlbetonbrücken*. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Wenzel, H., Geier, R. und Eichinger, E.M. (2002). *Untersuchungen anlässlich des Abbruches ausgewählter Tragwerke*. Straßenforschung, Heft 525, Wien.
- Winter, H. (2001). Werkstoffkundliche Untersuchungen an alten Spannstählen aus abgebrochenen Spannbetontragwerken. *Tagung Innovationen im Betonbau*, November, Wien.
- Wittmann, F.H., Slowik, V. und Alvaredo, A.M. (1994). Probabilistic Aspects of Fracture Energy of Concrete. *Materials and Structures*, No. 27, pp. 499-504.
- Wollmann, G.P., Yates, D.L., Breen, J.E. und Kreger, M.E. (1988). *Fretting Fatigue in Post-Tensioned Concrete*. Research Report 465-2F, Center for Transportation Research, University of Texas, Austin.
- Žnidarič, A. (1996). Safety Evaluation of Existing Road Bridges. *International Conference on Design and Assessment of Building Structures*, Prague.