

2013 BetonKalender

Lebensdauer und Instandsetzung
Brandschutz

Inhaltsübersicht

1

Inhaltsverzeichnis	VII
Anschriften	XVII
Beiträge früherer Jahrgänge	XIX
I Sicherheit, Risikoakzeptanz, Nutzung, Lebensdauer und das richtige Maß	1
Johann-Dietrich Wörner, Konrad Bergmeister	
II Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung	17
Mark Alexander Ahrens, Alfred Strauss, Konrad Bergmeister, Peter Mark, Friedrich Stangenberg	
III Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen – Empfehlungen für eine modifizierte deskriptive Bemessung	223
Christoph Gehlen, Stefanie von Greve-Dierfeld	
IV Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton	271
Gero Marzahn, Reinhard Maurer, Konrad Zilch, Daniel Dunkelberg, Agnieszka Kolodziejczyk	
V Instandsetzung von Betontragwerken	345
Michael Küchler	
VI Geklebte Verstärkung mit CFK-Lamellen und Stahllaschen	469
Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh	
Stichwortverzeichnis	553

Inhaltsübersicht

2

	Inhaltsverzeichnis	V
	Anschriften	XIII
VII	Konstruktiver Brandschutz nach den Eurocodes	1
	Dietmar Hosser, Ekkehard Richter, Björn Kampmeier	
VIII	Sicherheit und Brandschutz im Tunnelbau	63
	Konrad Bergmeister	
IX	Ultrahochfester Beton UHPC	117
	Ekkehard Fehling, Michael Schmidt, Joost Walraven, Torsten Leutbecher, Susanne Fröhlich	
X	Holz-Beton-Verbund	241
	Klaus Holschemacher, Ricky Selle, Jörg Schmidt, Hubertus Kieslich	
XI	Normen und Regelwerke	289
	Frank Fingerloos	
	Stichwortverzeichnis	445

Inhaltsverzeichnis

1

I	Sicherheit, Risikoakzeptanz, Nutzungs-, Lebensdauer und das richtige Maß . . .	1
	Johann-Dietrich Wörner, Konrad Bergmeister	
1	Begriffsbestimmungen und Einführung	3
1.1	Nutzungsdauer, Lebensdauer	3
1.2	Sicherheit – Risiko	5
1.3	Verbleibendes Risiko, F-N-Diagramme	6
1.4	Lebensqualitätsparameter	8
2	Zuverlässigkeit und Sicherheitskonzepte im Konstruktiven Ingenieurbau	10
2.1	Zuverlässigkeitsmethoden	10
2.2	Nachweiskonzepte im Ingenieurbau	10
2.3	Sicherheitskonzept für geklebte Glasfassaden	11
3	Vereinfachung und Transparenz der Sicherheitsnachweise	12
3.1	Sicherheit und gesellschaftliche Relevanz	12
3.2	Das richtige Maß	14
4	Literatur	15
II	Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung	17
	Mark Alexander Ahrens, Alfred Strauss, Konrad Bergmeister, Peter Mark, Friedhelm Stangenberg	
1	Ziele/Aufgaben/Einleitung	19
2	Lebensdauer von Ingenieurbauwerken	20
2.1	Allgemeines	20
3	Anforderungen der modernen Normengeneration an Betonbauwerke	24
3.1	Begriffsdefinitionen	24
3.2	Einführung der Eurocodes auch als nationale Normen	25
3.3	Fazit	28
4	Lebensdauerorientierter Entwurf und Abschätzung von Restnutzungsdauern	29
4.1	Einführung	29
4.2	Auslegungskonzepte	32
4.3	Restnutzungsdauer bei bestehenden Bauten	34
4.3.1	Erfassung der Alterungsgeschichte bis dato	34
4.3.2	Prognose und Steuerung der Restnutzungsdauer	34
4.4	Bezüge zu Nachhaltigkeit und Gewährleistung	36
4.5	Optimierungsaspekte der Nutzungsdauer von Tragwerken	36
4.5.1	Numerisches Optimierungskonzept	36
4.5.2	Optimierungsaufgabe	37
4.5.3	Lösungen mit dem Antwortflächenverfahren	38
4.5.4	Grundsätzliche Überlegungen	38
4.5.5	Zusammenfassung des Konzepts	38
4.5.6	Grundsätzliches zur Extrapolation	39
5	Grundlagen numerischer Simulation	39
5.1	Modellierung von Stahlbetonstrukturen	39
5.1.1	Allgemeines	39
5.1.2	Elemente der nichtlinearen Analyse vs. realitätsnahes Strukturverhalten	40
5.1.3	Grundlegende Prinzipien der nichtlinearen Berechnungen	41
5.1.4	Nichtlineare Betrachtungen vs. Lebensdauerbewertungen	42
5.2	Geometriemodellierung	42

5.3	Materialmodellierung	43	6.1.5	Probabilistische Verfahren der Zuverlässigkeitsbewertung	104
5.3.1	Zeitunabhängiges Materialverhalten	44	6.1.5.1	Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex	104
5.3.1.1	Phänomenologie von Beton	45	6.1.5.2	Teilsicherheitsbeiwerte	105
5.3.1.2	Drucktragverhalten	46	6.1.5.3	Stufen der probabilistischen Nachweisverfahren	106
5.3.1.3	Zugtragverhalten	48	6.1.5.4	Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept	106
5.3.1.4	Betonstahl und Verbund	49	6.1.5.5	Normenspezifische Festlegungen nach EN 1990	107
5.3.2	Zeitabhängiges Materialverhalten	50	6.1.5.6	Einwirkungen und Einwirkungskombinationen	107
5.3.2.1	Kriechen, Schwinden und Relaxation	51	6.1.5.7	Einwirkungskombination – Repräsentative Werte	109
5.3.2.2	Empirische Kriechmodelle	54	6.1.6	Tragfähigkeitsbewertung bestehender Strukturen	109
5.3.2.3	Modelle auf Basis der Theorie linearer Viskosität	54	6.1.6.1	Allgemeines	110
5.3.2.4	Nichtlineares Kriechmodell auf Basis der viskoelastischen elastoplastischen Kontinuums-schädigungstheorie	55	6.1.6.2	Bewertung	110
5.3.2.5	Schwind- und Kriechprognosen auf Basis des B3-Modells nach <i>Bažant</i>	56	6.1.6.3	Stufen der Tragfähigkeitsbewertung nach der Nachrechnungsrichtlinie BMVBS:2011-05	111
5.4	Schädigungsmodellierung	59	6.1.6.4	Stufen der Tragfähigkeitsbewertung nach ONR 24008	112
5.4.1	Ermüdung von Beton- und Spannstahl	59	6.2	Wirklichkeitsnahe Anpassung semiprobabilistischer Teilsicherheitsfaktoren	114
5.4.2	Ermüdung von Beton	65	6.2.1	Allgemeines	114
5.4.2.1	Direkter Nachweis	65	6.2.2	Anpassungsvorgang	115
5.4.2.2	Nachweis der Schädigungsentwicklung	66	6.3	Inspektions- und Monitoring-strategien	119
5.4.2.3	Einstufige Ermüdungsbeanspruchung – Energetischer Ansatz	67	6.3.1	Allgemeines	119
5.4.3	Ermüdungsnachweise nach EN 1992	68	6.3.2	Begriffsdefinitionen im Zusammenhang mit der Brückenerhaltung	119
5.4.3.1	Mehrstufige Ermüdungsbeanspruchung	69	6.3.3	Rechtliche Grundlagen in Österreich	120
5.4.4	Stahlkorrosion	70	6.3.3.1	Normen	120
5.5	Stochastische Modellierung	72	6.3.3.2	Richtlinien	120
5.5.1	Sampling-Techniken	73	6.3.4	Rechtliche Grundlagen in Deutschland	120
5.5.1.1	Korrelationen	77	6.3.4.1	Normen	120
5.5.1.2	Fallstudie Beton	78	6.3.4.2	Richtlinien	121
5.5.2	Berücksichtigung von Inspektionsergebnissen mittels bedingter räumlicher Zufallsfelder	79	6.3.5	Bauwerksüberwachung	121
5.6	Strukturelle Performance und Performance-Indikatoren	82	6.3.5.1	Allgemeines	121
5.6.1	Allgemeines	82	6.3.5.2	Laufende Überwachung	121
5.6.2	Einzelbauteile	83	6.3.5.3	Kontrolle	121
5.6.3	Tragwerkstrukturen	86	6.3.5.4	Prüfung	122
5.6.3.1	Tragsicherheit	86	6.3.5.5	Bewertungssystem des Zustands einer Struktur	123
5.6.3.2	Gebrauchstauglichkeit	91	6.3.5.6	Monitoring	123
5.6.3.3	Robustheit, Redundanz – progressiver Kollaps	93	6.3.5.7	Zusammenfassung und Archivierung	128
5.6.3.4	Unfallsicherheit – Resiliency	98	6.3.6	Zuverlässigkeitsbewertung auf Basis der Bauwerksüberwachung	129
6	Ingenieurwissenschaftliche und baupraktische Methoden	99	6.3.6.1	Allgemeines	129
6.1	Stufen des Sicherheitskonzeptes	99	6.3.6.2	Modellsicherheiten aus der Bauwerksprüfung	129
6.1.1	Allgemeines	99	6.3.6.3	Normierte Grenzzustandsfunktionen	129
6.1.2	Grundgesamtheit vs. Stichprobe	100			
6.1.3	Verteilungsdichtefunktionen	100			
6.1.4	Parameterschätzung	100			
6.1.4.1	Stichproben und Punktschätzung	100			

6.3.7	Zuverlässigkeitsbewertung auf Basis von Monitoring-informationen	131	6.5.3.3	Direkte Bestimmung der Bemessungswerte	160
6.3.7.1	Allgemeines	131	6.5.4	Bemessungsmodellkalibrierung nach EN 1990 Anhang D	161
6.3.7.2	Zuverlässigkeitsmethode für die Bewertung von Sensor-informationen	132	6.5.4.1	Standardisiertes Verfahren	161
6.3.7.3	Fallstudie: Zuverlässigkeitsbewertung mittels Monitoringdaten	133	6.5.4.2	Berücksichtigung von Vorinformationen	166
6.3.7.4	Monitoring-basierte Bewertung der Beanspruchung in Bezug auf die Stahlstreckgrenze	133	6.6	Kostenmodelle für die Lebenszyklusbewertung	166
6.3.7.5	Monitoring-basierte Bewertung der Ermüdungsbeanspruchung	133	6.6.1	Zustandserfassung mittels Bayesian Network	167
6.3.7.6	Zusammenfassung	134	6.6.2	Zustandserfassung mittels Fehlerbaum	168
6.3.7.7	Kostenmodell für Monitoring-systeme	134	6.6.3	Ökonomisches Risiko	169
6.4	Modellanpassungen und Prognosemodelle	134	6.6.4	Zustandsbeschreibung	169
6.4.1	Inverse Analysetechniken	134	6.6.4.1	Normenvorschriften	169
6.4.1.1	FEM Updating – Allgemeines	135	6.6.4.2	Zustandsindikator S nach RVS	170
6.4.1.2	Verfahren der Modellbewertung/Modellanpassung	136	6.7	Lebenszykluskosten – Grundlagen nach ÖBBV-Richtlinie	172
6.4.2	Markov-Prognosemodelle	144	6.7.1	Kosten	172
6.4.2.1	Allgemeines	144	6.7.2	Ablösung	174
6.4.2.2	Monitoring-basierter Markov-Entscheidungsprozess	144	6.7.3	Abzinsung	174
6.4.2.3	Fallstudie	145	6.7.4	Abzinsungsfaktor $1/q^m$	174
6.4.2.4	Markov-Ketten	147	6.7.5	Aufzinsungsfaktor q^m	174
6.4.2.5	Theorie zur Instandhaltungs-optimierung mithilfe des allgemeinen POMDP in Verbindung mit Entscheidungsprozessen	147	6.7.6	Baukosten	174
6.4.2.6	Anwendungsbeispiel	148	6.7.7	Barwert und Endwert	175
6.4.2.7	Berechnung der optimalen Kosten für die Instandhaltung	150	6.7.8	Zinsfaktor der Kapitalisierung q	175
6.4.3	Gamma-Prognosemodelle	150	6.7.9	Zinssatz z	175
6.4.3.1	Allgemeines	150	7	Fallstudien	175
6.4.3.2	Gamma-Prozesse zur Beschreibung der Degradationseigenschaften	152	7.1	Häufige Schäden an Brücken	175
6.4.3.3	Eigenschaften stochastischer Prozesse	152	7.2	Hünxer Brücke	176
6.4.3.4	Modellierung von Gamma-Prozessen	152	7.2.1	Modellbildung	177
6.4.3.5	Gamma-Prozesse für Verschlechterungsvorgänge	153	7.2.1.1	Vorstellung des Referenzbauwerks Hünxer Brücke	177
6.4.3.6	Fallstudie	154	7.2.1.2	Finite-Elemente-Modellierung des Tragwerks	179
6.4.3.7	Wahl des Inspektionsverfahrens	154	7.2.1.3	Modellierung der Belastungen	180
6.5	Versuchsbasierte Modellanpassung und Bemessung	156	7.2.1.4	Ermittlung von Materialkennwerten aus Bauwerksdokumentation und Bohrkernuntersuchungen	180
6.5.1	Versuchsplanung	156	7.2.1.5	Stochastische Aufbereitung der Materialinformation	182
6.5.2	Ausreißertests	157	7.2.2	Sensitivität der Nutzungsdauer hinsichtlich einzelner Einflussgrößen	183
6.5.2.1	David-Hartley-Pearson-Test	157	7.2.3	Optimierung eines Tragwerksentwurfs im Hinblick auf eine maximale Nutzungsdauer	188
6.5.2.2	Grubbs-Test	158	7.2.4	Überprüfung der Ergebnisse durch deterministische Simulationen	191
6.5.3	Modellbemessungswerte	158	7.3	Neumarktbrücke	191
6.5.3.1	Allgemeines	158	7.3.1	Übersicht	191
6.5.3.2	Bemessungswerte auf Basis charakteristischer Werte nach EN 1990	158	7.3.2	Einleitung	192
			7.3.3	Technische Grundlagen	192
			7.3.4	Inspektion	192
			7.3.5	Zuverlässigkeitsanalyse	194
			7.3.5.1	Allgemeines	194

7.3.5.2	Chloridionenkonzentration an der Oberfläche der V-Balken	195	7.3.5.6	Probabilistische Zuverlässigkeitsbewertung	199
7.3.5.3	Cellular-Automata-Technik	196	8	Ausblick	205
7.3.5.4	Chloridionenkonzentration in der Tiefe des Bewehrungsstahls	197	9	Literatur	207
7.3.5.5	Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse	198			

III	Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen – Empfehlungen für eine modifizierte deskriptive Bemessung	223
	Christoph Gehlen, Stefanie von Greve-Dierfeld	

1	Einführung	225	4.2	Analyse	243
1.1	Motivation	225	4.2.1	Allgemeines	243
1.2	Normative Entwicklung	225	4.2.2	Erzielbare Zuverlässigkeiten – Bemessung (a priori)	243
1.3	Forschungsentwicklung	226	4.2.3	An 20 Bauwerken erzielte Zuverlässigkeiten – Bauteilzuverlässigkeiten (a posteriori)	245
2	Modellierung von korrosionsauslösenden Mechanismen	227	4.3	Zuverlässigkeiten a priori – a posteriori	249
2.1	Allgemeines	227	4.3.1	Zuverlässigkeiten in den Expositionsklassen XC2–XC4	249
2.2	Carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion	227	4.3.2	Zuverlässigkeiten in den Expositionsklassen XD1–XD3 und XS1–XS3	249
2.3	Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion	229	4.4	Zusammenfassung	250
3	Zustandsprognosen	230	4.5	Folgerungen für ein modifiziertes deskriptives Bemessungskonzept	251
3.1	Zustandsprognose (a priori)	230	5	Entwicklung eines modifizierten deskriptiven Bemessungskonzeptes	251
3.1.1	Grundlagen	230	5.1	Das Konzept	251
3.1.2	Zuverlässigkeit gegenüber korrosionsauslösenden Mechanismen	231	5.2	Klassifizierung des Materialwiderstandes	252
3.2	Verbesserung der Zustandsprognosen mittels Bauwerksuntersuchungen (a posteriori)	231	5.2.1	Dauerhaftigkeits-Widerstandsklassen	252
3.2.1	Grundlagen	231	5.2.2	Klassifizierung in Carbonatisierungs-Widerstandsklassen	253
3.2.2	Verbesserung der Zustandsprognosen bei carbonatisierungs- bzw. chloridinduzierter Korrosion	232	5.2.3	Klassifizierung in Chlorid-Widerstandsklassen	257
3.3	Flächenbetrachtung – räumliche Variabilität	233	5.2.4	Ausblick	261
3.4	Anwendungsbeispiel	233	5.3	Anforderungen an die Betondeckung	262
3.4.1	Bauwerksbeschreibung	233	5.3.1	Vorgehensweise	262
3.4.2	Zustandsprognose	234	5.3.2	Bemessungskriterien für ein modifiziertes deskriptives Bemessungskonzept	263
3.4.3	Durchgeführte Untersuchungen	235	5.3.3	Anforderungen an die Betondeckung – Carbonatisierung	264
3.4.4	Verbesserung der Zustandsprognose – räumliche Variabilität	237	5.4	Diskussion der Ergebnisse und Ausblick	266
3.5	Folgerungen für die Analyse deskriptiver Regeln	238	6	Zusammenfassung	267
4	Analyse deskriptiver Regeln	238	7	Literatur	267
4.1	Zusammenstellung deskriptiver Regeln	238			
4.1.1	Dauerhaftigkeitsrelevante Konstruktionsregeln	238			
4.1.2	Wahl der Länder	239			
4.1.3	Konstruktionsregeln	239			

IV	Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton	271
	Gero Marzahn, Reinhard Maurer, Konrad Zilch, Daniel Dunkelberg, Agnieszka Kolodziejczyk	
1	Einleitung	273
1.1	Grundlagen	273
1.2	Allgemeiner Aufbau der Richtlinie	274
1.3	Konzept der Nachrechnungs- richtlinie	274
2	Bestandserfassung	276
2.1	Allgemeines	276
2.2	Umfang	276
3	Durchführung der Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken	277
3.1	Ablauf der Nachrechnung	277
3.2	Auswertung der Ergebnisse und Dokumentation	277
4	Einwirkungen	278
4.1	Allgemeines	278
4.2	Ziellastniveaus für vertikale Verkehrseinwirkungen	278
4.3	Horizontale Verkehrseinwirkungen	280
4.4	Verkehrseinwirkung zur Nachweis- führung gegen Ermüdung	280
5	Werkstoffkennwerte für die Nachrechnung von Betonbrücken	282
5.1	Allgemeines	282
5.2	Rechenwerte der Werkstoff- kennwerte	284
5.2.1	Grundlagen	284
5.2.2	Rechenwerte für historische Betone	284
5.2.3	Rechenwerte für historische Betonstähle	287
5.2.4	Rechenwerte für historische Spannstähle	289
5.3	Werkstoffuntersuchungen	291
5.3.1	Grundlagen	291
5.3.2	Beton	292
5.3.3	Betonstahl	292
5.3.4	Spannstahl	292
5.4	Werkstoffkennwerte für den Nachweis gegen Ermüdung	293
5.4.1	Allgemeines	293
5.4.2	Betonstahl	293
5.4.3	Spannstahl	298
5.4.4	Zusammenfassung	305
6	Nachrechnung der Überbauten von Betonbrücken	305
6.1	Schnittgrößenermittlung	305
6.1.1	Grundlagen	305
6.1.2	Schnittgrößenermittlung für die Nachweise im GZG	306
6.1.3	Schnittgrößenermittlung für die Nachweise im GZT	306
6.2	Angepasste Teilsicherheits- beiwerte	311
6.2.1	Allgemeines	311
6.2.2	Hintergründe zum Sicherheits- konzept des DIN-Fachberichts 102 für Neubauten	311
6.2.3	Möglichkeiten zur Anpassung des Sicherheitskonzepts für die Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke	315
6.2.4	Angepasste Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungsseite	317
6.2.5	Angepasste Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstandsseite	318
6.3	Rechnerische Nachweise der Tragfähigkeit	318
6.3.1	Allgemeines	318
6.3.2	Biegung mit Längskraft	319
6.3.3	Querkraft	319
6.3.4	Torsion	325
6.4	Rechnerische Nachweise der Gebrauchstauglichkeit	325
6.5	Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit	326
6.6	Nachweis gegen Ermüdung	326
6.7	Ankündigungsverhalten	330
6.7.1	Allgemeines	330
6.7.2	Ankündigungsverhalten von Bauwerken mit spannungsriß- korrosionsgefährdetem Spannstahl	331
7	Nachrechnung der Unterbauten	336
7.1	Einwirkungen	336
7.2	Rechnerische Nachweise	338
8	Zusammenfassung und Ausblick	338
9	Literatur	340

V	Instandsetzung von Betontragwerken	345
	Michael Küchler	
1	Einleitung	347
2	Volkswirtschaftliche Bedeutung	350
2.1	Altersstruktur von Hoch- und Ingenieurbauwerken	350
2.2	Erfassung, Kategorisierung und Bewertung von Schäden	351
2.3	Darstellung der Ergebnisse, Schadenskataloge, Schadenskataster	352
2.4	Dokumentation des Bauwerksbestandes, Hausakte des BMVBS ..	353
2.5	Bauwerksprüfungen und Zustandsnoten bei Brückenbauwerken nach DIN 1076	353
2.6	Bauwerksmanagementsysteme in Deutschland	354
3	Technische Baubestimmungen	355
3.1	Stand der Harmonisierung DIN EN 1504	355
3.2	Konformität durch CE-Kennzeichnung und Übereinstimmungsnachweis	356
3.3	Regelwerke für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken	358
3.4	Regelwerke für das Verstärken von Betonbauteilen	358
4	Strategien der Bauwerkserhaltung ..	358
4.1	Planungsgrundlagen der Bauwerkserhaltung	358
4.2	Zielsetzungen der Bauwerkserhaltung	362
4.3	Strategievarianten der Instandhaltung	363
4.4	Alterung von Werkstoffen und Tragwerken	366
4.5	Lebenszyklus und Lebensdaueranalyse von Bauwerken	369
4.6	Betrachtungen zur Bauwerksicherheit	371
4.6.1	Ausfallwahrscheinlichkeit	371
4.6.2	Risikoanalyse	372
4.6.3	Sicherheitskonzept	373
5	Wartungs- und Instandhaltungsplanung	373
5.1	Maßnahmen aus der Bauwerks- und Bauschadensanalyse	373
5.2	Bauwerksmanagementsysteme und Nachhaltigkeit	374
5.3	Monitoring an Bauwerken	374
5.4	Aufstellen bauwerksspezifischer Wartungs- und Instandhaltungspläne	375
6	Schadensursachen	376
6.1	Schäden an Hoch- und Ingenieurbauwerken	376
6.1.1	Ausgangslage	376
6.1.2	Zeitabhängige Veränderungen der Werkstoffeigenschaften	377
6.1.3	Witterungs- und Temperatureinflüsse	380
6.1.4	Mangelhafte Nachbehandlung	381
6.1.5	Innere Zwangsbeanspruchungen ..	382
6.1.6	Äußere (Zwangs-) Beanspruchungen	383
6.1.7	Fugen in Betonkonstruktionen ..	384
6.1.8	Planungs- und Ausführungsfehler ..	386
6.1.9	Mangelnde Wartung und Instandsetzung	386
6.1.10	Konstruktionsbedingte Defizite ..	387
6.1.11	Nutzungsänderung und Umnutzung	388
6.2	Schäden an Verkehrs- und Infrastrukturbauwerken	388
6.2.1	Schadensbilder und deren Ursachen	388
6.2.2	Entwicklung der Verkehrsstärke ..	390
6.2.3	Entwicklung der Güterverkehrsleistung, Schwerverkehr, Überladung	391
6.2.4	Modulare Güterverkehrskonzepte (GIGA-Liner)	392
6.3	Physikalische Einwirkungen auf Betonkonstruktionen	393
6.3.1	Gefügeschäden des Frischbetons ..	393
6.3.2	Gefügeschäden durch mechanische Beanspruchungen ..	394
6.3.3	Gefügeschäden durch Abwitterung, Frost- und Frost-Tausalzeinwirkungen	397
6.3.4	Gefügeschäden durch Brandeinwirkung	399
6.4	Chemische Einwirkungen auf Betonoberflächen	401
6.4.1	Schädliche Bestandteile im Frischbeton	401
6.4.2	Schäden durch lösende Angriffe ..	402
6.4.3	Schäden durch treibende Angriffe ..	403
6.5	Schädigende Einflüsse auf Beton- und Spannstahl	407
6.5.1	Ausgangslage	407
6.5.2	Karbonatisierung	408
6.5.3	Chloride	409
6.5.4	Spannungsrisikokorrosion und Wasserstoffversprödung	410
6.6	Wirkungsketten verschiedener Schadenseinflüsse	411

7	Bauwerks- und Bauschadensanalyse	412	7.2.3.8	Ausblick zur Bewertung der Gebrauchstauglichkeit	426
7.1	Analysemethoden am Bauwerk	412	7.2.4	Handlungsanweisung spannungs- rissgefährdeter Spannstähle	426
7.1.1	Ausgangslage	412	7.3	Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauwerken	429
7.1.2	Einfache Mess- und Aufnahme- verfahren	412	7.3.1	Ausgangslage	429
7.1.2.1	Beurteilung nach Augenschein	412	7.3.2	RI-EBW-PRÜF	429
7.1.2.2	Manuelle Oberflächenprüfung	412	7.3.3	Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse	429
7.1.2.3	Prüfung des Wassergehalts von Beton nach der Calciumcarbid- Methode	412	7.3.4	RI-WI-BRÜ	430
7.1.2.4	Wassereindringprüfung an Bauteiloberflächen	413	7.3.5	RPE-ING	430
7.1.2.5	Messung von Rissbreiten und Rissbewegungen	413	7.3.6	RI-ERH-KOR	431
7.1.2.6	Messung der Karbonatisierungstiefe	414	8	Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen	431
7.1.3	Mess- und Aufnahmeverfahren mit einfachem Geräteeinsatz	414	8.1	Eigenschaften und Besonderheiten der Betonrandzone	431
7.1.3.1	Messung der Bauteilfeuchte	414	8.1.1	Ausgangslage	431
7.1.3.2	Rückprallhammer nach <i>Schmidt</i>	414	8.1.2	Einflussfaktoren auf die Entstehung der Betonrandzone	431
7.1.3.3	Prüfung der Haftzugfestigkeit	415	8.1.3	Einflussfaktoren auf die Eigenschaften der Betonrandzone ..	432
7.1.3.4	Bestimmung des Chloridgehalts	415	8.1.4	Maßnahmen zur Qualitätssicherung der Betonrandzone	432
7.1.3.5	Bewehrungsortung	416	8.2	Planung von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen	433
7.1.4	Mess- und Aufnahmeverfahren mit aufwendigem Geräteeinsatz	416	8.3	Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen nach Rili-SIB-2001 des DAfStb	433
7.1.4.1	Ultraschall	416	8.4	Instandsetzungs- und Verstärkungs- maßnahmen nach ZTV-ING	434
7.1.4.2	Radarortung	416	8.5	Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen nach DIN EN 1504	434
7.1.4.3	Impact-Echo	417	8.5.1	Ausgangslage	434
7.1.4.4	Endoskopie	417	8.5.2	Instandsetzungsprinzipien bei Schäden am Beton	435
7.2	Analytische Untersuchungen	418	8.5.2.1	Instandsetzungsprinzip 1 (PI): Schutz gegen das Eindringen von Stoffen	436
7.2.1	Besonderheiten bei der Strukturanalyse bestehender Massivbauwerke	418	8.5.2.2	Instandsetzungsprinzip 2 (MC): Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons	437
7.2.1.1	Ausgangslage	418	8.5.2.3	Instandsetzungsprinzip 3 (CR): Betonersatz	437
7.2.1.2	Charakteristische Festigkeiten von Baustoffen	418	8.5.2.4	Instandsetzungsprinzip 4 (SS): Verstärkung des Betontragwerks ..	438
7.2.1.3	Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeiten in Bestandsbauwerken	418	8.5.2.5	Instandsetzungsprinzip 5 (PR): Erhöhung des physikalischen Widerstandes	439
7.2.1.4	Vorgehen zur Bestimmung der charakteristischen Betonstahl- festigkeiten in Bestandsbauwerken .	420	8.5.2.6	Instandsetzungsprinzip 6 (RC): Erhöhung des Chemikalien- widerstandes	439
7.2.2	Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand (ARGEBAU)	421	8.5.3	Instandsetzungsprinzipien bei Schäden an Beton- und Spannstahl	440
7.2.2.1	Ausgangslage	421	8.5.3.1	Instandsetzungsprinzip 7 (RP): Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität	440
7.2.2.2	Hinweise der Fachkommission Bautechnik der Bauminister- konferenz (ARGEBAU)	421			
7.2.2.3	Modifikation von Teilsicherheits- beiwerten	422			
7.2.3	Richtlinie zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken	423			
7.2.3.1	Ausgangslage	423			
7.2.3.2	Grundlagen der Nachrechnung	423			
7.2.3.3	Schnittgrößenermittlung	424			
7.2.3.4	Sicherheitskonzept	424			
7.2.3.5	Bemessung im GZT	424			
7.2.3.6	Nachweise im GZG	425			
7.2.3.7	Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit	426			

8.5.3.2	Instandsetzungsprinzip 8 (IR): Erhöhung des elektrischen Widerstandes	441	8.5.4.17	Realkalisierung von karbonatisiertem Beton durch Diffusion	449
8.5.3.3	Instandsetzungsprinzip 9 (CC): Kontrolle kathodischer Bereiche . . .	441	8.5.4.18	Anstrich der Bewehrung durch aktiv pigmentierte Beschichtungen	449
8.5.3.4	Instandsetzungsprinzip 10 (CP): Kathodischer Schutz	441	8.5.4.19	Anstrich der Bewehrung mit Beschichtungen nach dem Barriere- Prinzip	449
8.5.3.5	Instandsetzungsprinzip 11 (CA): Kontrolle anodischer Bereich	441	8.5.4.20	Anwendung von Korrosions- inhibitoren	450
8.5.4	Beschreibung der Verfahren nach DIN EN 1504	442	8.6	Verstärkung von Beton- konstruktionen	450
8.5.4.1	Hydrophobierung	442	8.6.1	Ausgangslage	450
8.5.4.2	Imprägnierung	443	8.6.2	Arten von Klebebewehrung	450
8.5.4.3	Beschichtung	443	8.6.3	Rahmen- und Anwendungs- bedingungen	452
8.5.4.4	Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen)	444	8.6.4	Biegeverstärkung mit oberflächig geklebter Bewehrung	453
8.5.4.5	Füllen und Injizieren von Rissen, Hohlräumen oder Fehlstellen	444	8.6.5	In Schlitze geklebte Bewehrung . . .	454
8.5.4.6	Umwandlung von Rissen in Dehnfugen	446	8.6.6	Querkrafttragfähigkeit	454
8.5.4.7	Montage von Vorsatzplatten	446	8.6.7	Stützenumschnürungen	455
8.5.4.8	Aufbringen von Membranen	446	9	Einsatz neuer Werkstoffe bei Instandsetzung und Verstärkung . . .	455
8.5.4.9	Elektrochemische Behandlung	446	9.1	Entwicklung neuer Werkstoffe für die Instandsetzung von Betontragwerken	455
8.5.4.10	Mörtelauftrag von Hand	446	9.2	Wesentliche Steuerungsparameter zum optimierten Werkstoffeinsatz . .	456
8.5.4.11	Querschnittsergänzung durch Betonieren mit Mörtel oder Beton . .	447	9.3	Verankerung von Spanngliedern mit ultrahochfestem Feinmörtel . . .	457
8.5.4.12	Beton- oder Mörtelauftrag durch Spritzverarbeitung	447	10	Zusammenfassung	461
8.5.4.13	Zufügen oder Auswechseln von eingebetteten oder außenliegenden Bewehrungsstäben	448	11	Literatur	461
8.5.4.14	Einbau von Bewehrung in Aussparungen oder gebohrte Löcher	448			
8.5.4.15	Mörtel- oder Betonauftrag	448			
8.5.4.16	Ersatz von schadstoffhaltigem oder karbonatisiertem Beton	448			

VI Geklebte Verstärkung mit CFK-Lamellen und Stahllaschen 469

Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh

1	Einleitung	471	2.6.1	Zu verstärkendes Bauteil	474
1.1	Anlass für den Beitrag	471	2.6.2	Verstärkungssysteme	474
1.2	Verstärkungen mit geklebter Bewehrung	471	2.6.3	Umgebungsbedingungen	475
2	DAFStb-Richtlinie	471	2.6.4	Brandschutz	475
2.1	Anlass zur Erstellung einer Richtlinie	471	2.7	Bezug zu anderen Regelwerken . . .	475
2.2	Vorarbeit zur Richtlinie	472	2.8	Dokumentation und Hilfe für die Praxis	476
2.3	Richtlinienarbeit	472	3	Bemessung von Verstärkungen mit aufgeklebten CFK-Lamellen	476
2.4	Aufbau und Inhalt der Richtlinie . .	472	3.1	Grundlagen	476
2.4.1	Allgemeines	472	3.2	Nachweis der Biegetragfähigkeit . .	478
2.4.2	Bemessung und Konstruktion	473	3.3	Verbundnachweis	480
2.4.3	Produkte und Systeme	473	3.3.1	Grundlage	480
2.4.4	Ausführung	473	3.3.2	Vereinfachtes Verfahren	480
2.4.5	Planung	473	3.3.3	Genaueres Verfahren	481
2.5	Sicherheitskonzept	473	3.3.3.1	Allgemeines	481
2.6	Anwendungsgebiet	474	3.3.3.2	Ermittlung des Rissabstandes	482

3.3.3.3	Genauer Nachweis am Zwischenrisselement.	483	6	Beispiel 2: Verstärkung eines Balkens mit in Schlitzte verklebten CFK-Lamellen	512
3.3.3.4	Vereinfachter Nachweis am Zwischenrisselement.	485	6.1	System	512
3.3.4	Endverankerungsnachweis	485	6.1.1	Allgemeines.	512
3.3.4.1	Allgemeines.	485	6.1.2	Belastung.	512
3.3.4.2	Endverankerungsnachweis an dem Momentennullpunkt nächstgelegenen Biegeriss	485	6.1.3	Baustoffe	513
3.3.4.3	Verankerungsnachweis an einem beliebigen Zwischenrisselement.	487	6.2	Schnittgrößen	514
3.3.4.4	Endverankerungsnachweis mit Bügelumschließung.	487	6.3	Ermittlung der Vordehnung	514
3.4	Querkraftnachweise	488	6.4	Nachweis der Biegetragfähigkeit	515
3.4.1	Querkrafttragfähigkeit.	488	6.5	Verbundnachweis	516
3.4.2	Querkraftverstärkung	489	6.5.1	Nachweispunkt	516
3.4.3	Endverbügelung zur Vermeidung eines Versatzbruches	491	6.5.2	Einwirkende Lamellenkraft	517
3.5	Ermüdungsnachweis	492	6.5.3	Verbundwiderstand	518
3.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	493	6.5.4	Verbundnachweis	518
3.7	Konstruktionsregeln	493	6.6	Querkraftnachweise	518
3.7.1	Lamellenabstände	493	6.6.1	Querkrafttragfähigkeit.	518
3.7.2	Verbügelung.	493	6.6.2	Querkraftverstärkung	519
3.7.3	Ausbildung der Stahllaschenbügel.	494	6.6.3	Nachweis gegen Versatzbruchbildung	520
4	Beispiel 1: Verstärkung einer Platte mit aufgeklebten CFK-Lamellen	494	6.7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	521
4.1	System	494	7	Bemessung von Stützenverstärkungen durch CF-Gelege	521
4.1.1	Allgemeines.	494	7.1	Grundlagen	521
4.1.2	Belastung.	494	7.2	Bemessungsrelevante Eigenschaften der CF-Gelege	524
4.1.3	Baustoffe	495	7.3	Querschnittstragfähigkeit	526
4.2	Schnittgrößen	496	7.4	Bauteiltragfähigkeit.	529
4.3	Ermittlung der Vordehnung	496	7.5	Kriechen.	532
4.4	Vereinfachter Nachweis	497	7.6	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	533
4.5	Genauer Nachweis	498	7.7	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	538
4.5.1	Allgemeines.	498	8	Beispiel 3: Stützenverstärkung	540
4.5.2	Nachweis der Biegetragfähigkeit	498	8.1	System	540
4.5.3	Ermittlung des Rissabstandes.	499	8.1.1	Allgemeines.	540
4.5.4	Genauer Nachweis am Zwischenrisselement.	499	8.1.2	Belastung.	540
4.5.5	Endverankerungsnachweis	504	8.1.3	Baustoffe	541
4.6	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	506	8.2	Schnittgrößen	542
4.7	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	506	8.3	Ermittlung der Querschnittswerte	542
5	Bemessung von Verstärkungen mit in Schlitzte verklebten CFK-Lamellen	507	8.4	Randbedingungen	543
5.1	Grundlagen	507	8.5	Nachweis der Stützentragfähigkeit.	543
5.2	Nachweis der Biegetragfähigkeit	508	8.5.1	Kriechen des umschürten Betons.	543
5.3	Verbundnachweis	508	8.5.2	Eigenschaften des Geleges	544
5.4	Querkraftnachweise	510	8.5.3	Querdruckverteilung	544
5.5	Ermüdungsnachweis	511	8.5.4	Mehraxialer Spannungszustand des Betons	545
5.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	511	8.5.5	Berechnung der Stützentragfähigkeit	545
5.7	Konstruktionsregeln	511	8.6	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	547
			9	Zusammenfassung und Ausblick	547
			10	Literatur	548

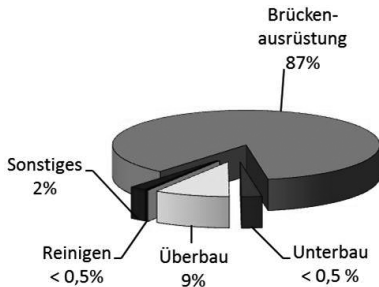


Bild 92. Übersicht der Schadenskostenverteilung, aus [250]

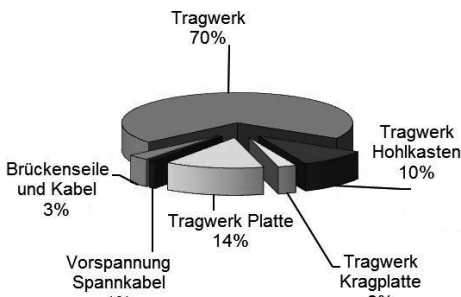


Bild 93. Verteilung der Schäden nach Häufigkeit ihres Auftretens, bezogen auf 100 % der Überbauschäden, aus [250]

Beim Überbau treten nur knapp 4 % der Schäden bei Brückenseilen und Kabeln auf. Diese sind meist Korrosionsschäden. Die restlichen 96 % der Schäden traten am Stahlbeton-, Stahl-, und Holztragwerk auf. Hierbei handelt es sich bei Stahlbetonbrücken hauptsächlich um Abplatzungserscheinungen, die auf zu geringe Betonüberdeckung in der Vergangenheit zurückzuführen sind. Auffallend ist, dass Betonschäden am Tragwerk in der Folge von Unfällen häufig auftreten. Bei Stahltragwerken sind Korrosionsschäden ebenfalls überwiegend. Oft wurde schon vor dem Auftreten sichtbarer Korrosion zusätzliche Beschichtung gefordert. Auch das wird in diesem Zusammenhang als „Schaden“ definiert. Neuherstellung einzelner Tragwerksteile oder des gesamten Tragwerks wurde einige Male vermerkt.

Zielführend ist es, auf der Grundlage solcher Untersuchungen eine gezielte Vorsorge zur Vermeidung von bestimmten Brückenschäden und mittels eines geeigneten Verfahrens den Umfang der Brückensanierung festzulegen.

7.2 Hünxer Brücke

In diesem Abschnitt werden Ergebnisse stochastischer Nutzungsdauersimulationen am Beispiel des Referenztragwerks Hünxer Brücke vorgestellt. Neben der obligatorischen Tragwerks- und Modellbeschreibung werden Untersuchungen zur Gewinnung originärer Materialinformationen, ihr Abgleich mit der Plan- und Bauwerksdokumentation sowie ihre stochastische Aufbereitung behandelt. Ausgehend von einem, den ungeschädigten Neuzustand des Spannbetontragwerks abbildenden Referenzzustand wird durch Zeitinkrementierung der nichtlinearen Finite-Elemente-Systemformulierung die Degradation der Brücke bis zum Versagen numerisch simuliert. Zwei Schädigungsmechanismen, die Korrosion und Ermüdungsbeanspruchung der Spannglieder, prägen die zeitliche Deterioration der Brücke. Die Nutzungsdauer ist dabei als die Zeit definiert, welche das Tragwerk unter zunehmender Schädigung den äußeren Einflüssen und Belastungen erfolgreich widerstehen kann ohne zu versagen. Tragwerksversagen ist dabei assoziiert mit dem Verlust des globalen Gleichgewichtes in den Finite-Elemente-Simulationen. Andere Definitionen der Nutzungsdauer sind jedoch ebenso kompatibel zu diesem Ansatz. Alternativ können z.B. Gebrauchstauglichkeitskriterien wie ein Überschreiten von Spannungs- oder Verformungsgrenzen vorgegeben werden. Den mit Unsicherheiten behafteten Eingangsgrößen der numerischen Modelle aus den Bereichen der Material-, Geometrie- und Schädigungsparameter durch räumliche Zufallsfelder Rechnung tragend, wird ein für die probabilistische Analyse hinreichend großer Satz diskreter Nutzungsdauerschätzungen durch Simulation erzeugt. Dieser kann anschließend mit der Methodik des Antwortflächenverfahrens in eine kontinuierliche analytische Funktion der Nutzungsdauer überführt werden. Somit sind an die Simulationen angeschlossene Zuverlässigkeitsbetrachtungen von zeitaufwendigen und zugleich rechenintensiven Strukturberechnungen entkoppelt. Durch Sensitivitätsanalysen einzelner stochastisch modellierter Modellparameter wird deren spezifischer Beitrag auf die Streuung der Prognose der Nutzungsdauer herausgearbeitet. Zudem sind diese Schätzungen mit einem stochastischen Vertrauensintervall versehen, das eine Beurteilung der Präzision der Schätzung erlaubt. Ferner erlaubt die mathematisch geschlossene, analytische Form der Nutzungsdauer eine Strukturoptimierung im Hinblick auf eine Maximierung der Nutzungsdauer bereits im Planungsprozess neuer Tragwerke durch Vorhaltung formbeeinflussender Optimierungsvariablen.

7.2.1 Modellbildung

7.2.1.1 Vorstellung des Referenzbauwerks Hünxer Brücke

Im Folgenden wird das Referenztragwerk Hünxer Brücke (vgl. Bild 94), eine Straßenbrücke über den Wesel-Datteln-Kanal, kurz vorgestellt. Diese Bogenbrücke mit einer Spannweite von 62,50 m ist im Jahre 1951 als eine der ersten Brücken in Deutschland in Spannbetonbauweise ausgeführt worden. Ihre Fahrbahnbreite einschließlich der seitlich auskragenden Gehwege beträgt 12,70 m. Alle Konstruktionsglieder mit Ausnahme der beiden schlaff bewehrten Bögen sind mittels Stabspanngliedern (St 60/90, $\varnothing 26$ mm) in der Technik des nachträglichen Verbundes vorgespannt worden. Bild 95 zeigt die Bewehrungsarbeiten an der Hünxer Brücke im Jahre 1952. Diese Konstruktionsform der Brücke wurde damals gleich an mehreren Standorten (z. B. in Hilstrup und

Dinslaken, vgl. Bild 96) unter geringen Variationen der Abmessungen errichtet, wie schon der Beton-Kalender 1958 berichtet [249].

Aus dem statischen System Bogenbrücke (Langer'scher Balken) kann ferner direkt auf die Tragfunktion der einzelnen Komponenten geschlossen werden. Die Haupttragfunktion erfüllen die nach der Stützlinie für Eigengewicht geformten Bögen, die vorgespannte Fahrbahnplatte und die beiden ebenfalls vorgespannten Längsträger. Die Bögen dienen vornehmlich der Aufnahme von Drucknormalkräften. Sie verlaufen vom Auflager zur Brückenmitte hin konisch, wobei sich der Querschnitt von $b/d = 0,60/1,50$ m am Auflager bis auf $b/d = 1,45/0,58$ m im Scheitel verändert. Zusammen mit den beiden Längsträgern bildet die Fahrbahn einen Plattenbalkenquerschnitt, der die auf ihn wirkenden Lasten über beidseitig gelenkig angeschlossene Betonhänger an die Bögen weiterleitet.



Bild 94. Hünxer Brücke kurz vor dem Rückbau



Bild 95. Bewehrungsarbeiten an der Hünxer Brücke im Jahre 1951, Bildquelle: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) [30]



Bild 96. Baugleiche Bogenbrücken; a) Hiltruper Brücke, b) Brücke in Dinslaken, Bildquelle: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) [30]

Eine Versteifung der Fahrbahnplatte wird durch Querträger in Höhe der äquidistant angeordneten Betonhänger erreicht. In Querrichtung ergeben sich folglich 10 steife Halbrahmen aus Betonhängern und Querträgern, die das Einleiten der Windlasten in die Fahrbahnplatte bewirken. Die Lagerung der Brücke erfolgt im Schnittpunkt der Längsträger mit den Endquerträgern durch feste Stahl-Linienkipplager im Norden und bewegliche Walzenlager im Süden.

Die Längsvorspannung resultiert bei dieser Konstruktionsform direkt aus der Funktion des Plattenbalkens als Zugband des Gesamttragwerks. Sie wurde durch insgesamt 65 Spannglieder je Querschnittshälfte, 51 in der Fahrbahnplatte sowie 14 im unteren Bereich der Längsträger, realisiert (vgl. Bild 97). In Querrichtung der Innenfelder

wurden zusätzlich je 3 Spannglieder in der Fahrbahnplatte angeordnet, ergänzt um je 8 parabelförmig verlaufende Spannglieder in den Querträgern sowie 16 Stück in den Endquerträgern. Die Betonhänger wurden durch je 4 Spannglieder zentrisch vorgespannt.

Im Zuge von turnusgemäßen Brückenuntersuchungen wurden im Jahre 1988 erstmals ungewöhnlich große Lagerwege und Risse im östlichen Längsträger festgestellt. Fortan stand das Bauwerk unter kontinuierlicher Beobachtung. Es folgten eingehende Untersuchungen. Ein umfassendes Gutachten führt die zunehmende Schädigung der Spannglieder auf Korrosion unter zyklischer Beanspruchung aus Verkehrsnutzung des Bauwerks zurück. Fortschreitende Korrosion verursacht demnach den Rückgang der Vorspannkraft einher-

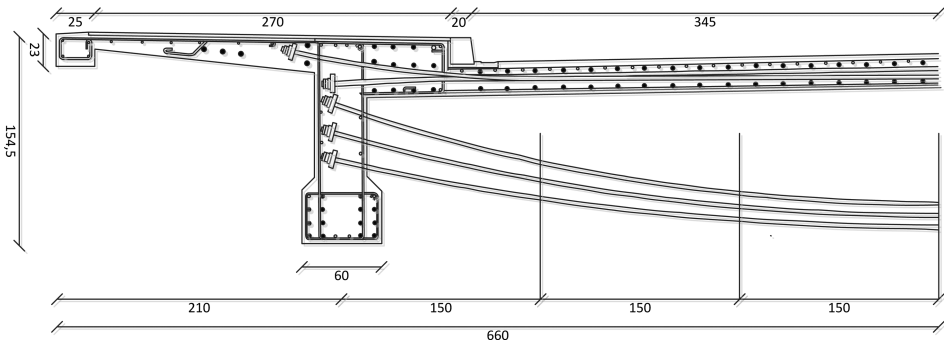


Bild 97. Querschnittsabmessungen und Lage der Spannglieder in Fahrbahnplatte sowie Längs- und Quertägern der Brücke

gehend mit den erhöhten Lagerwegen und charakteristischen Rissbildern. Progressive Schädigung führt schließlich im Jahre 2006 zu der Entscheidung eines Rück- und Ersatzneubaus.

7.2.1.2 Finite-Elemente-Modellierung des Tragwerks

Ein vereinfachtes, ebenes Strukturmodell der Hünxer Brücke, welches unter Ausnutzung der Symmetrie in Querrichtung die Biegetragfähigkeit unter Eigengewicht, Verkehrslasten und Vorspannung erfassen kann, ist zur numerischen Simulation der Schädigungsgeschichte erstellt worden (vgl. Bild 98). Mit lediglich 258 Schalenelementen sowie 180 Stabelementen sind die drei wesentlichen Haupttragkomponenten der Brücke – Längsträger, Bogen und Betonhänger – in einem Finite-Elemente-Modell diskretisiert worden, wobei die Stabelemente speziell der Modellierung der gelenkigen Anschlüsse der Betonhänger an Längs- und Bogenträger dienen. Das Längssystem aus Fahrbahnplatte und Versteifungsträger ist hier

als Plattenbalken mit 4 Elementen im Querschnitt nach Bild 99 diskretisiert worden. Mit nur zwei Schalenelementen über die Trägerhöhe stehen nach dem Schichtenkonzept der Elementformulierung insgesamt 42 Gaußpunkte zur Abbildung auch stark nichtlinearer Spannungsverläufe zur Verfügung. Einige der Schichten werden zudem genutzt, um Betonbewehrung und Spannstähle in entsprechender Lage in das Modell zu integrieren. Die Abmessungen des Plattenbalkens, speziell seiner mitragenden Plattenbreite, ergeben sich aus linearelastischen Vergleichsrechnungen zu in den Bauwerksunterlagen dokumentierten Verformungsverläufen, auch im Vergleich zu Verformungsprognosen höherwertiger Tragwerksmodelle (Bild 99). Weitere Verifikationsmöglichkeiten bestehen zu Normalkräften und Biegemomenten die bereits der Berechnung der Brücke in der Originalstatik zugrunde gelegt wurden. Details dazu finden sich in [6].

Durch gezielte Parametrisierung der Diskretisierung wird zudem die Geometrie des Modells flexi-

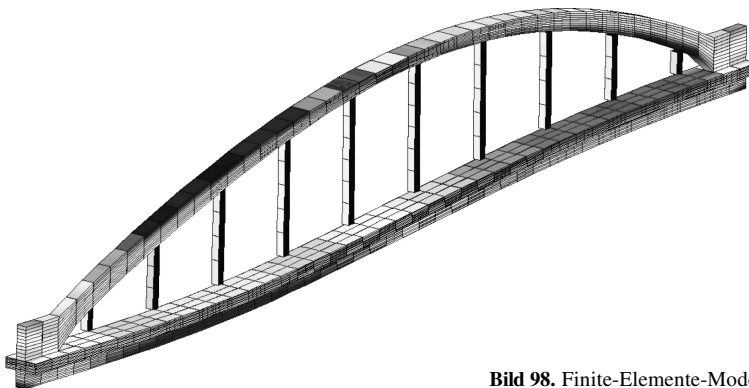


Bild 98. Finite-Elemente-Modell der Hünxer Brücke

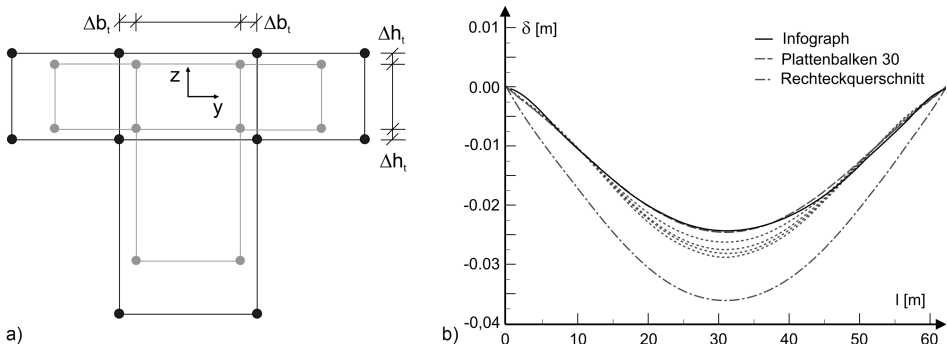


Bild 99. a) Parametrisierte Diskretisierung des Plattenbalkens, b) Bestimmung der Plattendicke aus linear-elastischen Vergleichsrechnungen

bilisiert. Zusätzliche Geometrieparameter wie Höhen- oder Breiteninkremente von Bogen (Δb_b , Δb_i) und Plattenbalken (Δh_b , Δh_i), welche die Querschnittsabmessungen direkt beeinflussen, können einerseits genutzt werden, ungewollte Abweichungen des Fertigungsprozesses stochastisch zu beschreiben, und andererseits, um als sog. freie Variable im Rahmen einer Formoptimierung zu fungieren. Beide Varianten werden in den folgenden Abschnitten durch Anwendung am Referenztragwerk demonstriert.

7.2.1.3 Modellierung der Belastungen

Im Zuge der weiteren Abstimmung des Berechnungsmodells auf lediglich uniaxiale Biegebeanspruchungen wird die Querverteilung von Eigengewichts-, Ausbau- und Verkehrslasten der Brücke zu je 50 % auf beide Längsträger angenommen. Windlasten, die vornehmlich eine Belastung des Quersystems verursachen, finden demnach keine Berücksichtigung. Weiterhin sind alle äußeren Einwirkungen vereinfachend deterministisch und zeitlich unveränderlich mit charakteristischen Werten in die Berechnungen eingeführt worden. Der Bauwerksdokumentation folgend, lässt sich die Brücke hinsichtlich von Verkehrslasten in die Lastenklasse 30/30 bzw. Nachrechnungsklasse 45 nach DIN 1072 einordnen [117]. Die spezifische Laststellung von Schwerlastfahrzeug und verteilten Lasten in Haupt- und Nebenspur ergibt sich dann aus der Einflusslinie für maximale Biegebeanspruchung des Längsträgers.

7.2.1.4 Ermittlung von Materialkennwerten aus Bauwerksdokumentation und Bohrkernuntersuchungen

Im Gegensatz zur vereinfachten Modellierung von Tragwerk und Lasten, erfolgt die Erfassung des Tragwerkswiderstands voll stochastisch unter Ver-

wendung direkt am Bauwerk bestimmter Materialfestigkeiten und deren Streuungen. Dazu sind aus verschiedenen Bauwerksbereichen Bohrkern entnommen worden, an denen u. a. die Druckfestigkeit des Konstruktionsbetons nach etwa 50 Jahren Nutzung ermittelt werden kann. Diese lässt sich unter Beachtung der zeitlichen Entwicklung aus Nacherhärtung auf ihren ursprünglichen Wert zum Zeitpunkt der Bauwerkserrichtung zurückrechnen. Der Model Code definiert dazu einen Parameter $\beta_{cc}(t)$, der die Entwicklung der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} in Abhängigkeit von Zementart und Umgebungsbedingungen wie Feuchtigkeit und Temperatur nach Gl. (336) beschreibt, wobei der Übergang von charakteristischem (Index k) zu mittlerem Festigkeitswert pauschal zu 8 N/mm² angegeben wird [90].

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \\ \text{mit: } f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 \quad (336)$$

Liegen keine Informationen zu den spezifischen Umgebungsbedingungen des Bauwerks oder der verwendeten Zementart vor, können alternativ oder in Ergänzung langzeitige Untersuchungen aus der Literatur [490, 492, 493] herangezogen werden, um den zeitlichen Einfluss abzuschätzen. Aus den bislang vorliegenden Ergebnissen der Testserie C der Langzeitversuche von *Washa*, *Cramer* und *Saeman* ist in [9] ein mittlerer Festigkeitszuwachs von rund 60 % nach 50 Jahren ermittelt und in Bild 100 den Verläufen in Abhängigkeit von der Erhärtungsgeschwindigkeit des Zementes nach Model Code gegenübergestellt worden. Beide Alternativen zeigen einen deutlichen Anstieg der Festigkeit in den ersten Jahren, gefolgt von einem näherungsweise konstanten Verlauf, wobei der aus den Versuchsdaten ermittelte Verlauf stets etwas oberhalb der Verlaufskurven des Model Codes liegt. Schon *Walz* weist darauf hin,

Tabelle 63. Rückrechnung der Bohrkerndaten auf den Zeitpunkt der Bauwerkserstellung

Bauteil	Querträger	Längsträger			Östl. Bogen	Westl. Bogen	
Einheit	N/mm ²	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²	
$f_{c,zyl,50a}$	65,6	63,4	44,0	81,8	77,2	70,4	75,5
$f_{c,zyl,0a}$	41,0	39,6	27,5	51,1	48,2	44,0	47,2

dass gerade Probekörper aus älteren Zementen vergleichsweise grober Mahlung und hohen Dicalciumsilikatgehalten (C_2S) bei Lagerung im Freien höhere Festigkeiten aufweisen, als unter Verwendung heutiger Zemente zu erwarten wäre [490]. Tabelle 63 beinhaltet eine Aufstellung der aus Bohrkerndaten verschiedener Bauwerksbereiche ermittelten Zylinderdruckfestigkeiten und ihrer zeitlichen Rückrechnung mit einem Faktor von 1,60.

Weitere Information zur stochastischen Aufbereitung der Materialdaten lässt sich aus den Bestandsunterlagen zum Brückenbauwerk gewinnen. Alle Bauwerksteile bis auf die Widerlager und die Betonhänger sind in Beton der damaligen Festigkeitsklasse B 450 ausgeführt worden. Aus der Konformität zu dieser Festigkeitsklasse kann der Bauwerksbeton, unter Beachtung der in den letzten Jahrzehnten mehrfachen geänderten Klassenbezeichnung, einem heutigen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden [169, 170, 419]. Unter Annahme einer Normalverteilung sowie einer mittleren Standardabweichung der Druckfestigkeit von $s = \pm 5 \text{ N/mm}^2$ für typische Baustellenbetone nach [405] kann aus dem heute namensgebenden 5%-Fraktilwert mit den Gln. (337) bis (339) auf einen mittleren Wert der Zylinderdruckfestigkeit geschlossen werden.

$$f_{c,zyl,5\%} = f_{c,zyl} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad (337)$$

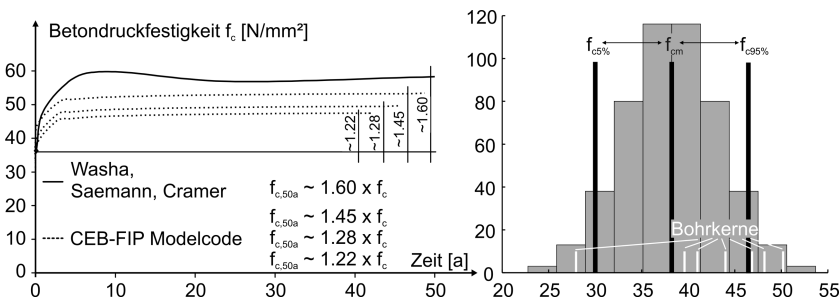
$$f_{cm,zyl} = 30 + 1 \cdot 1,645 \cdot s \approx 38 \text{ N/mm}^2 \quad (338)$$

$$f_{c,zyl,95\%} = 30 + 2 \cdot 1,645 \cdot s \approx 46 \text{ N/mm}^2 \quad (339)$$

Der symmetrische obere Fraktilwert $f_{c,zyl,95\%}$ ergibt sich dann in doppeltem Streuungsabstand vom unteren, namensgebenden Fraktilwert der Festigkeitsklasse. Der Faktor von 1,645 zwischen Fraktil- und Mittelwert ist hierbei sowohl verteilungstypabhängig (Normalverteilung) als auch von der Stichprobengröße. Diese ist bei voriger Überlegung theoretisch unendlich groß angenommen worden. Für kleinere Stichprobenumfänge ist dieses Maß mit den k-Faktoren z. B. nach Fischer zu modifizieren [175, 511].

In Bild 100 ist ein Histogramm der Betondruckfestigkeit eines C30/37 mittels Latin-Hypercube Sampling (vgl. Abschn. 5.5.1) erstellt worden. Die zeitlich rück- und auf Zylinderform umgerechneten Festigkeitswerte aus den Bohrkerndaten lassen sich in diese Darstellung integrieren. Die oft beobachtete Tendenz von Probekörpern, eine geforderte Festigkeit im Sinne einer „Mindestfestigkeit“ eher zu überschreiten als zu unterschreiten, wird auch hier deutlich.

Zwei andere Materialkenngrößen konnten im Zuge der Bohrkernuntersuchungen weiterhin direkt festgestellt werden. Der Größtkorndurchmesser des Zuschlags wurde zu 32 mm, die der maximalen Druckfestigkeit zugehörige Betondehnung ϵ_c zu rund 2,20 ‰ bestimmt [441].

**Bild 100.** Histogramm der aus Bohrkernproben rückgerechneten Verteilung der Druckfestigkeit sowie deren zeitlicher Verlauf nach Ansätzen aus [90, 490, 492, 493]

7.2.1.5 Stochastische Aufbereitung der Materialinformation

Weitere Materialkenngrößen, wie der Elastizitätsmodul von Beton E_c oder die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} , können entweder aus eigenständigen experimentellen Untersuchungen oder aber in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit ermittelt werden. Auf erstem Weg sind dazu wiederum hinreichend viele experimentelle Untersuchungen notwendig, um die stochastischen Kenngrößen wie Mittelwert, Standardabweichung und auch die Verteilungsfunktion sicher aus den Daten bestimmen zu können. Die Alternative erfolgt mittels funktionaler Kopplung an empirische Gleichungen, die z. B. wiederum aus dem Model Code entnommen werden können [92]. Für den Elastizitätsmodul von Beton lässt sich Gl. (340) in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit verwenden.

$$E_c(f_{ck}) = 21500 \cdot \left[\frac{f_{ck} + 8}{10} \right]^{1/3} \quad (340)$$

In gleicher Quelle ist zudem der Zusammenhang von mittlerer Betonzugfestigkeit und charakteristischer Betondruckfestigkeit nach Gl. (141) angegeben.

$$f_{ctm}(f_{ck}) = 1,40 \cdot \left[\frac{f_{ck}}{10} \right]^{2/3} \quad (341)$$

Wird diese funktionale Abhängigkeit der Materialparameter genutzt, um die Anzahl der stochastischen Parameter im numerischen Modell zu begrenzen, was im Hinblick auf die Sensitivität von Nutzungsdauerprognosen unter Verwendung komplexer Modelle stets angeraten ist [365], führt das Vorgehen auf stochastisch abhängige, d. h. vollständig korrelierte Parameter. Die Streuung der funktional abhängigen Größen ergibt sich dann einfach über die Bildung des totalen Differenzials des funktionalen Zusammenhangs, d. h. eine Taylor-Reihenentwicklung, welche mit hinreichender Genauigkeit nach den Termen erster Ordnung abgebrochen wird. Detaillierte Ableitungen zu diesem Vorgehen und auch eine Ausweitung auf Funktionen mehrerer Veränderlicher finden sich in [6].

Im Fall der funktional abhängigen Materialgrößen Elastizitätsmodul und mittlere Betonzugfestigkeit nach Gln. (340) und (341) ergeben sich die Funktionen der Mittelwerte beider Größen nach Gl. (342):

$$\begin{aligned} \mu_{E_c} &= 21500 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3} \text{ bzw.} \\ \mu_{f_{ctm}} &= 1,40 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \end{aligned} \quad (342)$$

bzw. die Funktionen ihrer Standardabweichung nach Gl. (343) jeweils in Abhängigkeit des „freien“ Materialparameters Betondruckfestigkeit.

$$\begin{aligned} \sigma_{E_c} &= \frac{2150}{3} \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{-2/3} \cdot \sigma_{f_{ck}} \text{ bzw.} \\ \sigma_{f_{ctm}} &= \frac{2,80}{3} \cdot \left(\frac{1}{10} \right)^{2/3} \cdot f_{ck}^{-1/3} \cdot \sigma_{f_{ck}} \end{aligned} \quad (343)$$

Da der Variationskoeffizient als Verhältnis von Mittelwert μ zu Standardabweichung σ definiert ist, folgt für diesen ebenfalls ein funktionaler Zusammenhang nach Gl. (344):

$$\begin{aligned} V_{E_c} &= \frac{\sigma_{E_c}}{\mu_{E_c}} = \frac{\sigma_{f_{ck}}}{3 \cdot (f_{ck} + 8)} \text{ bzw.} \\ V_{f_{ctm}} &= \frac{\sigma_{f_{ctm}}}{\mu_{f_{ctm}}} = \frac{2 \cdot \sigma_{f_{ck}}}{3 \cdot f_{ck}} \end{aligned} \quad (344)$$

Somit sind lediglich für den „freien“ Parameter Druckfestigkeit stochastische Kenndaten aus Experimenten oder Annahmen erforderlich, die gleichzeitig genutzt werden können, die Streuungscharakteristika abhängiger Größen zu erfassen. Bei Annahme einer Normalverteilung der Druckfestigkeit, welche für Festigkeiten „hinreichend weit rechts der Null“ nach *Rüsch* durchaus getroffen werden kann [405], verbleiben durch die Kopplung von Mittelwert und Standardabweichung über den Variationskoeffizienten zwei unabhängige stochastische Kenngrößen, um die Verteilung mathematisch eindeutig zu beschreiben. Für die folgenden Untersuchungen sind hierzu die mittlere Druckfestigkeit $\mu_{f_{ck}}$ und ihr Variationskoeffizient $V_{f_{ck}}$ fixiert worden.

Die Übertragung der Streuungseigenschaften auf das Finite-Elemente-Modell erfolgt sodann mit dem Konzept der räumlichen Zufallsfelder (vgl. Abschn. 5.5.2). Unter Verwendung der stochastischen Kenngrößen Mittelwert und Standardabweichung sind unbedingte Gauß'sche Zufallsfelder verschiedener Einflussgrößen nach Tabelle 64 separat in Simulationssätzen vom Umfang $n_{sim} = 50$ mit dem zuvor dargestellten Berechnungsmodell, bis zum Tragwerksversagen gekennzeichnet durch globalen Gleichgewichtsverlust, nichtlinear berechnet worden. Die Diskretisierung der Zufallsfelder erfolgt dabei nach der Mittelpunktmethode, die jedem finiten Element in jeder Simulationsrechnung einen fixierten Wert zuweist. Diese Materialdaten werden vorab erzeugt und zur Laufzeit der Simulation an die Materialroutine der Finiten Elemente Software übergeben. Die Autokorrelation jeder Materialgröße auf umliegende Elemente wird in diesem Fall durch eine exponentielle Funktion, in Abhängigkeit von der Entfernung der Elementmittel-

Tabelle 64. Statistische Kenngrößen der Simulationssätze

Satz	Parameter	μ	σ	σ/μ	n_{sim}	K_n	W^2
		N/mm ²	N/mm ²	%			
A	E_c	35 000	± 1400	4	50		
B	f_{ck}	35,0	$\pm 5,250$	15	50		
C	f_{ctm}	3,22	$\pm 0,322$	10	50	0,098	0,957
D	f_{ctm}	3,22	$\pm 0,644$	20	50		
E	f_{ctm}	3,22	$\pm 0,161$	5	50		
		m/a	m/a				
F	k_s	$6,0e^{-5}$	$\pm 1,8e^{-5}$	30	50	0,090	0,986

punkte und einer Korrelationslänge gleich der Brückenlänge von 62,50 m, abgebildet. Ein solches Zufallsfeld ist am Modell der Hünxer Brücke beispielhaft für den Elastizitätsmodul in Bild 101 dargestellt.

7.2.2 Sensitivität der Nutzungsdauer hinsichtlich einzelner Einflussgrößen

Um die Auswirkung einzelner streuender Materialparameter auf die Nutzungsdauer zu untersuchen, sind Simulationen berechnet worden, in denen bis auf jeweils einen streuenden Parameter alle anderen Einflussgrößen konstant auf ihren jeweiligen Mittelwerten nach Tabelle 65 belassen

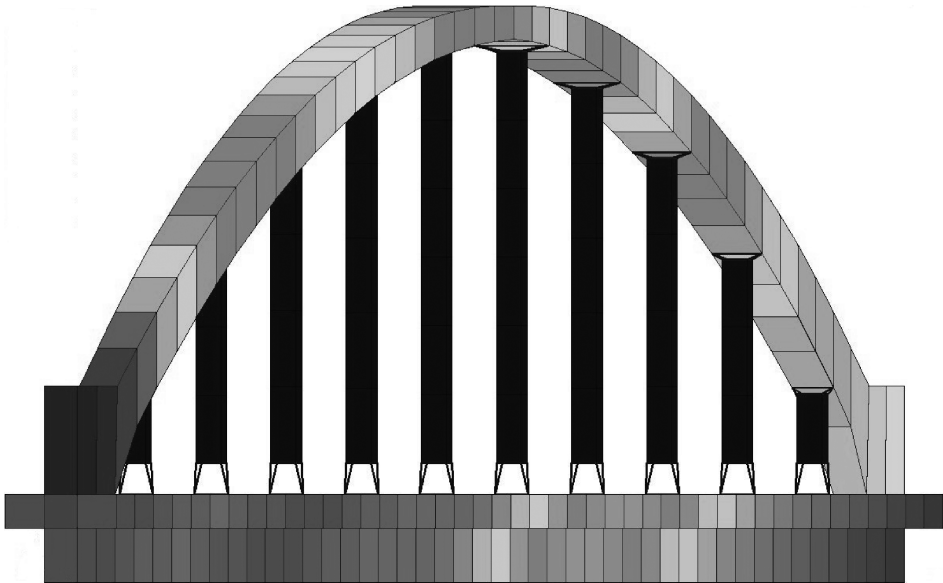


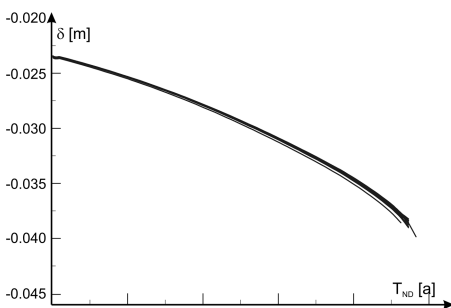
Bild 101. Darstellung von räumlichen Zufallsfeldern am FE-Modell

Tabelle 65. Mittelwerte und Standardabweichungen der Nutzungsdauer der einzelnen Simulationssätze sowie zugehörige Konfidenzintervalle (symmetrisch für den Mittelwert und unsymmetrisch bei der Standardabweichung)

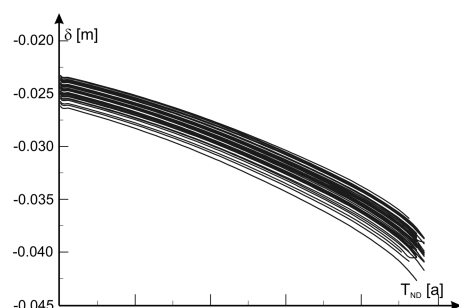
Satz	Parameter	μ (T _{ND})	σ (T _{ND})	KI μ	KI σ –	KI σ +
		a	a	a	A	a
A	E _c	48,32	± 0,65			
B	f _{ck}	47,98	± 0,32			
C	f _{ctm}	48,48	± 4,21	± 1,17	0,69	9,46
D	f _{ctm}	44,42	± 7,96	± 1,41	1,31	17,88
E	f _{ctm}	48,63	± 2,52	± 2,21	0,42	5,67
F	k _s	87,37	± 7,77	± 2,23	1,29	17,48

wurden. Die Tragwerksschädigung erfolgte in diesen Berechnungen ausschließlich durch eine in allen Elementen konstante Korrosionsrate, die zudem auf einen verhältnismäßig großen Wert von $k_s = 1 \cdot 10^{-4}$ m/a gesetzt wurde, um die Ergebnisse in möglichst wenigen Berechnungsschritten über die Zeit zu erhalten. Auf diese Weise können Größen identifiziert werden, die keinen Einfluss auf die Nutzungsdauer der Hünxer Brücke besitzen und deren deterministische Behandlung folglich hinreichend ist. In weitergehenden Simulationen kann daraufhin die Gesamtzahl der stochastischen Größen deutlich beschränkt werden. Bild 102a zeigt die für eine streuende Betondruckfestigkeit erhaltenen 50 Zeit-Verformungsverläufe. Mit zeitlich zunehmender Schädigung, hier einer korrosionsbedingt kontinuierlichen Reduktion der Stahlquerschnittsfläche, nimmt die maximale Durchbiegung des Tragwerks zu. Alle 50 Kurven liegen äußerst dicht beieinander und folgen einem gleichartigen Verlauf. Nach etwa 48 Jahren ist die maximale Nutzungsdauer unter den gegebenen Bedingungen erreicht. Eine wesentli-

che Streuung der Nutzungsdauer wird nicht festgestellt. In Bild 102b sind die Verläufe für den Elastizitätsmodul des Betons gezeigt. Neben der erwarteten zeitlichen Zunahme der Verformungen fällt im Vergleich zur Druckfestigkeit auf, dass hier die einzelnen Kurven zueinander versetzt verlaufen. Dies ist auf die direkte Variation der Steifigkeit des Tragwerks durch die Streuung des Elastizitätsmoduls zurückzuführen. Die Nutzungsdauer hingegen weist wiederum kaum Streuung auf. Auch in diesem Fall ergibt sich eine Prognose von etwa 48 Jahren. Beide Parameter haben folglich keinen entscheidenden Einfluss auf die Nutzungsdauer der untersuchten Brücke. Die Interpretation der Ergebnisse auf physikalischer Ebene ist wie folgt: Solange die Querschnittsflächen der Stahleinlagen im Zugband der Brücke die Kräfte aufnehmen können, können im Druckbogen vorhandene Tragfähigkeitsreserven durch Umlagerung aktiviert werden. Lokale Schwachstellen durch „zufällig“ niedrige Festigkeiten oder Steifigkeiten können von anderen Tragwerksbereichen aufgefangen werden.



a)



b)

Bild 102. Zeit-Verformungsverläufe von a) Betondruckfestigkeit f_{ck} und b) Elastizitätsmodul E_c

Anders verhält es sich bei der Betrachtung der Zeit-Verformungsverläufe bei streuender Zugfestigkeit (Fall C–E) bzw. beim Sonderfall der Einparameterstudien (Fall F), in welchem lediglich die Korrosionsrate selbst als Zufallsfeld modelliert wurde, wobei dann sämtliche Materialparameter auf ihren Mittelwerten verblieben. Die erhaltenen Zeit-Verformungsverläufe für diese Fälle sind in Bild 104 gegeben. In allen Fällen tritt eine deutliche Streuung der Nutzungsdauer auf. Im Vergleich der drei Fälle streuender Zugfestigkeit untereinander kann der Einfluss zunehmender Varianz auf die Nutzungsdauer erfasst werden. Je größer die Unsicherheit in der Größe der Betonzugfestigkeit ist, desto breiter streut die Nutzungsdauerantwort in der Simulation. Eine statistische Auswertung aller Ergebnisse in Form von Mittelwerten, Standardabweichungen und zugehörigen Konfidenzintervallen (KI) der Einparameterstudien zeigt Tabelle 63.

Für den Fall F der Korrosionsrate, modelliert als Zufallsfeld, sind zusätzlich zwei deterministische Berechnungen mit Minimal- und Maximalwert der Rate aus der Generierung der Zufallsfelder durchgeführt worden. Die beiden resultierenden Zeit-Verformungsverläufe bilden in diesem einfachen Fall ohne Interaktionen zu anderen Schädigungsmodellen oder weiteren stochastischen Parametern die erwarteten Grenzkurven der Nutzungsdauerstreuung. Um ausschließlich die Streubreite zu erfassen, wären folglich zwei Berechnungen hinreichend. Für höherwertige Prognosen, die etwa mit einem Fraktilwert der Nutzungsdauer verknüpft sind, d. h. beispielsweise eine 5%ige Unterschreitung zulassen, ist jedoch zusätzlich die Kenntnis der Verteilungsfunktion der Nutzungsdauer notwendig.

Diese lässt sich mittels statistischer Testverfahren der Beurteilung der Anpassungsgüte an hypotheti-

sche Verteilungen (goodness-of-fit-tests) ermitteln [105]. Die zahlreichen Alternativen, die in der einschlägigen Literatur zur Verfügung stehen (z. B. [13, 14, 258, 282, 283, 426, 431]), lassen sich hinsichtlich ihrer Aussagegüte und ihrer Fähigkeit, mit verschiedenen Verteilungshypothesen umzugehen, klassifizieren [137]. Zwei Alternativen wurden zur Verteilungsanpassung der Simulationsdaten der Sätze C und F herangezogen. Die Ergebnisse finden sich in Tabelle 64, wohingegen in Bild 103 Histogramme der Nutzungsdauer und angepasste Normalverteilungen beider Fälle gezeigt sind.

Der erste Test nach *Shapiro* und *Wilk* [426] ist als äußerst trennscharf bekannt [137]. Er verwendet ein Linearitätsmaß, berechnet aus zwei Schätzern der Varianz nach Gl. (345), um die Anpassung an eine Normalverteilung zu beurteilen.

$$W^2 = \left(\sum_{i=1}^n a_i x_{(i)} \right)^2 / \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (345)$$

Weicht die Testgröße W^2 signifikant (z. B. bei einem Signifikanzniveau $\alpha = 5\%$) von eins ab, muss dies als Indiz dafür gewertet werden, dass die Daten vom Umfang n nicht normalverteilt sind. Der zweite Test ist eine Modifikation des *Kolmogorov-Smirnov*-Tests nach *Lilliefors*, der für die Nutzung großer Datensätze erweitert worden ist [282, 283, 401]. Die Testgröße K_n nach Gl. (346), die hier ein Abstandsmaß zwischen empirischer (F_n) und theoretischer (F_0) Verteilungsfunktion darstellt, wird gegen tabellierte Werte in Abhängigkeit des Datenumfangs zu einem gewählten Signifikanzniveau verglichen.

$$K_n = \sup_{x \in \mathbb{R}} |F_0(x) - F_n(x)| \quad (346)$$

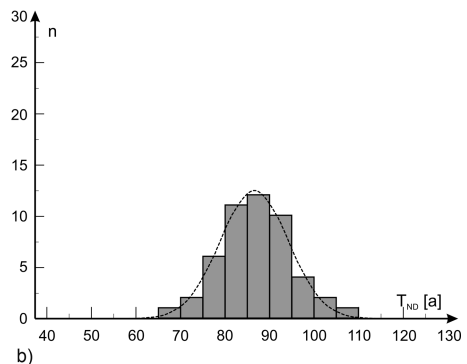
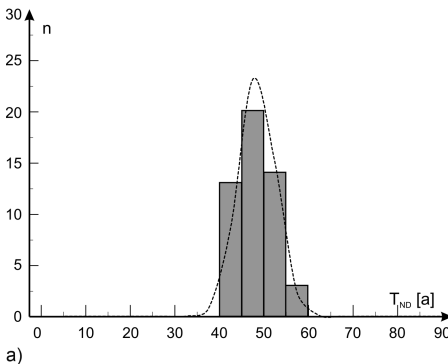


Bild 103. Histogramme der Nutzungsdauer bei a) streuender mittlerer Betonzugfestigkeit f_{ctm} und b) Korrosionsrate k_s

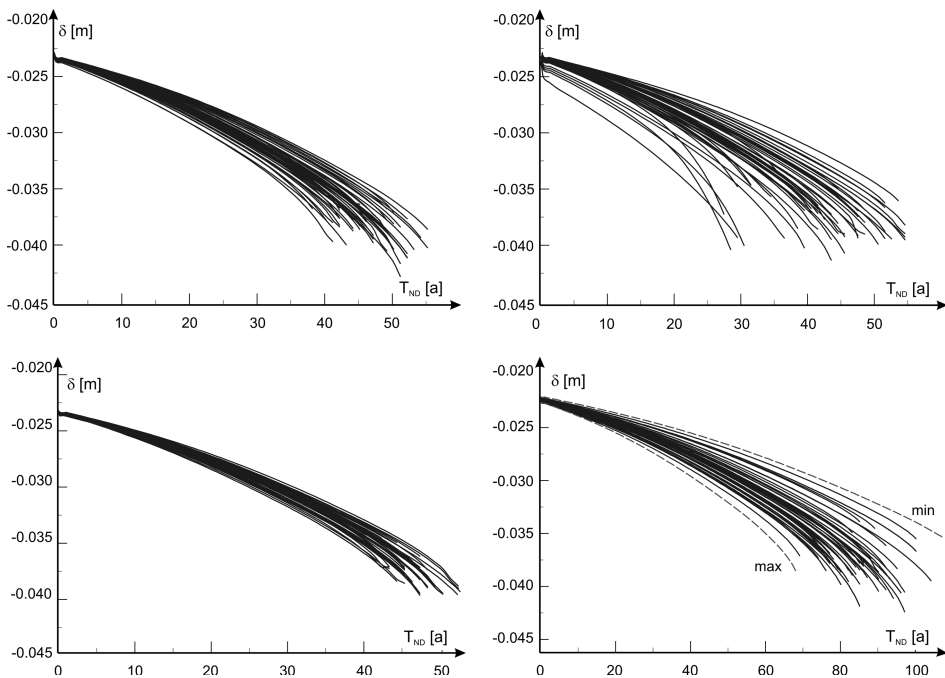


Bild 104. Zeit-Verformungsverläufe von mittlerer Betonzugfestigkeit f_{ctm} auf Grundlage zunehmender Streuung und der Korrosionsrate k_s mit deterministischen Grenzkurven

In beiden Fällen kann die Nullhypothese – die gesteteten Daten entstammten einer Normalverteilung – nicht abgelehnt werden.

Mit bekannter Verteilungsfunktion ist es stets möglich, Konfidenzintervalle für die statistischen Kenngrößen der Verteilung anzugeben, also die Genauigkeit des Mittelwertes und der Standardabweichung der Nutzungsdauerprognose zu beurteilen. Konfidenzintervalle können zudem genutzt werden um Genauigkeitsgrenzen für diese beiden Kenngrößen selbst festzulegen und daraus eine notwendige Anzahl an numerischen Simulationen abzuleiten [359]. Dazu sind die folgenden Zusammenhänge lediglich invers anzuwenden.

Ein Konfidenzintervall eines unbekannten Mittelwertes μ bei ebenso unbekannter Varianz ist durch Gl. (347) gegeben.

$$\bar{x} - c \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + c \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \quad (347)$$

worin n den Datenumfang des Simulationssatzes sowie s bzw. x die Schätzer der Standardabweichung und des Mittelwertes bezeichnen, die aus den diskreten Nutzungsdauerdaten zu berechnen sind. Der Grenzwert c ergibt sich aus Gl. (348) un-

ter Verwendung tabellierter Werte der Student-T-verteilten Größe T mit $f = n - 1$ Freiheitsgraden.

$$P\left(-c \leq T = \frac{\bar{x} - \mu}{s/\sqrt{n}} \leq c\right) = \gamma \quad (348)$$

Das Konfidenzintervall für die unbekannte Varianz, welche das Quadrat der Standardabweichung ist, wird nach Gl. (349) erhalten.

$$\frac{(n-1) \cdot s^2}{c_2} \leq \sigma^2 \leq \frac{(n-1) \cdot s^2}{c_1} \quad (349)$$

In diesem Fall ergeben sich die beiden Grenzen c_1 und c_2 des unsymmetrischen Intervalls unter Verwendung tabellierter Werte der Chi-Quadrat-verteilten Größe Z nach Gl. (350).

$$P\left(c_1 \leq Z = (n-1) \cdot \frac{s^2}{\sigma^2} \leq c_2\right) = \gamma \quad (350)$$

Die Interpretation ist in beiden Fällen gleich. Der wahre Mittelwert bzw. die wahre Varianz liegen zu einem Vertrauensniveau von $\gamma \cdot 100\%$ innerhalb des Intervalls, wobei das Vertrauensniveau über Gl. (351)

$$\gamma = 1 - \alpha \quad (351)$$

mit dem gewählten Signifikanzniveau α verknüpft ist. Die berechneten Intervallgrenzen sind wiederum in Tabelle 65 angegeben. Allgemein gilt: Je größer der Datenumfang n ist, desto enger ergeben sich diese Grenzen. Die Grenzen des Mittelwertes der Nutzungsdauerprognosen werden hier bei einer Simulationsanzahl von $n_{\text{sim}} = 50$ bereits recht präzise erhalten, die der Standardabweichung stellen sich jedoch gerade bei wachsender Streuung der Eingangsgröße noch verhältnismäßig groß dar.

Um Voraussagen auf Grundlage der erhaltenen diskreten Nutzungsdauerdaten treffen zu können, kann das Antwortflächenverfahren [326] verwendet werden. Im Fall der Nutzungsdauer, die im hier betrachteten Beispielfall lediglich von einer unsicheren Größe, z. B. Satz F, abhängt, degeneriert es zu einer einfachen linearen Regressionsrechnung. Ohne weitere nichtlineare Simulationen zu bedingen, können die bestehenden Nutzungsdauerschätzungen in eine analytische Funktion der Nutzungsdauer, hier in Abhängigkeit von der streuenden Korrosionsrate k_s , überführt werden. Dieses Vorgehen, detailliert dargestellt in [6], führt auf Gl. (352)

$$T_{\text{ND}}(k_s) = 181,2 - 2 \cdot 10^6 \cdot k_s \quad (352)$$

deren Verlauf mitsamt den diskreten Nutzungsdauerschätzungen dieses Satzes in Bild 105 grafisch dargestellt ist. Zusätzlich finden sich in dieser Darstellung zwei Konfidenzintervalle, wiederum zum Signifikanzniveau $\alpha = 5\%$. Das engere, welches nach Gl. (353) aus [326] berechnet ist,

$$E(T_{\text{ND}}|k_{s0}) = \hat{y}(k_{s0}) \pm t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \cdot s \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(k_{s0} - \bar{k}_s)^2}{\sum_{i=1}^n (k_{si} - \bar{k}_s)^2}} \quad (353)$$

mit: $s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n - 2}$

stellt das Konfidenzintervall des Nutzungsdauererwartungswertes zu einem Korrosionsrateniveau k_{s0} dar. Die Interpretation ist wie folgt: Je enger es in seinem Verlauf um den Mittelwert liegt, desto präziser ist dieser in seiner Lage an dem betrachteten Ort ($x = k_{s0}$) durch die bislang berechneten Simulationen gestützt.

Das zweite, in seinem Verlauf weitere, ist für den beabsichtigten Anwendungsfall einer Prognose jedoch interessanter. Es lässt sich nach gleicher Quelle bzw. nach Gl. (354) berechnen.

$$E_{\text{neu}}(T_{\text{ND}}|k_{s0}) = \hat{y}(k_{s0}) \pm t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \cdot s \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(k_{s0} - \bar{k}_s)^2}{\sum_{i=1}^n (k_{si} - \bar{k}_s)^2}} \quad (354)$$

Es beschreibt den Erwartungswert der Nutzungsdauer zu einer neuen, z. B. vor Ort gemessenen Korrosionsrate k_{s0} , die bislang nicht mit dem Tragwerksmodell simuliert und folglich auch nicht zur Bestimmung der analytischen Nutzungsdauerformel nach Gl. (352) herangezogen wurde. Dieses Intervall beschreibt somit die tatsächliche Voraussagequalität der analytischen Nutzungsdauerfunktion. Es ist jedoch, genau wie auch die Nutzungsdauerfunktion selbst, nur innerhalb der Grenzen der Korrosionsrate, die schon zum Aufbau der Funktion verwendet wurden, gültig (Interpolationseigenschaft des Modells). Eine Extrapolation über diesen durch Stützstellen gesicherten Bereich sollte nicht unternommen werden, bzw. ist dann eine Genauigkeitsaussage nicht mehr gegeben. Auch hier gilt wieder, je mehr Simulationen zum Aufbau des Regressionsmodells verwendet wurden, desto enger stellen sich beide Konfidenzintervalle ein. Methoden zur Qualitätsbeurteilung dieses Regressionsmodells sowie weitere Untersuchungen zu Modellen mit mehreren streuenden Größen finden sich in [6, 9].

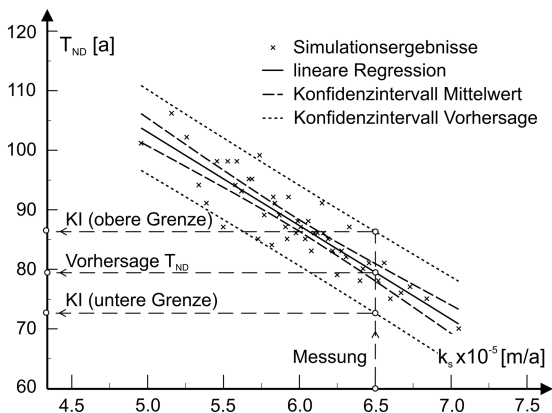


Bild 105. Konfidenzintervalle des Mittelwertes und der Voraussagefähigkeit der analytischen Nutzungsdauerfunktion bei unsicherer Korrosionsrate k_s

Tabelle 66. Deterministische Mittelwerte aller Parameter des Modells

Art	Parameter	Einheit	Träger oben	Träger unten	Bogen	Hänger	Träger seitlich
Beton	E_c	N/mm ²	33 000	33 000	33 000	31 900	33 000
	ν	–	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
	f_{cm}	N/mm ²	43,0	43,0	43,0	38,0	43,0
	ϵ_c	m/m	0,0022	0,0022	0,0022	0,0022	0,0022
	μ	–	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
	B	–	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	G_{cl}	MN/m	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	f_{ct}	N/mm ²	3,20	3,20	3,20	2,90	3,20
	G_f	MN/m	0,000 760	0,003 460	0,001 000	0,000 076	0,00 076
Stahl	E_s	N/mm ²	205 000	205 000	205 000	205 000	
	a_s	m ² /m	0,02 301	0,0204	0,02 301	0,02 301	
	z	m	–0,20	0,323	0,280	–0,17	
	α	–	0,00	0,00	0,00	0,00	
	f_y	N/mm ²	600,00	600,00	500,00	600,00	
	f_s	N/mm ²	900,00	900,00	550,00	900,00	
	ϵ_h	m/m	0,01	0,01	0,01	0,01	
	ϵ_f	m/m	0,008	0,008	0,008	0,008	
	Ω	N/mm ²	110 000	110 000	110 000	110 000	
	ω	–	0,65	0,65	0,65	0,65	
	B	N/mm ²	10 000	10 000	10 000	10 000	
	ϵ_∞	m/m	0,00 184	0,00 184	0,00 184	0,00 184	
Schädigung	k_s	m/a	0	0	0	0	
	d_0	m	0,026	0,026	0,020	0,026	
	t_z	s/Fz	∞	∞	∞	∞	
	κ_s	–	5	5	5	5	
	R_s	–	0,65	0,65	0,65	0,65	
	θ_s	–	5	5	5	5	

7.2.3 Optimierung eines Tragwerksentwurfs im Hinblick auf eine maximale Nutzungsdauer

Mithilfe einmal erstellter Antwortflächen, die im Fall mehrerer streuender Eingangsgrößen allgemein Hyperflächen im n-dimensionalen Raum darstellen, steht ein analytischer Zusammenhang zwischen diesen und der Tragwerksnutzungsdauer

zur Verfügung. Wird z. B. bereits in der Entwurfsphase eines neuen Tragwerks ein solches stochastisches Modell erstellt, können in die Gruppe der Eingangsgrößen gezielt auch Entwurfsvariablen, etwa Geometrieparameter der Querschnittsform oder Vorspanngrade, integriert werden. Mit diesem können dann Fragen einer optimalen Tragwerkskonfiguration beantwortet werden. Zwei

Anwendungsfälle aus [6] werden im Folgenden kurz dargestellt.

- Optimierung der Tragwerksnutzungsdauer in Abhängigkeit einer Gruppe von 6 Variablen, die Entwurfs-, Material-, und Schädigungsgrößen umfasst.
- Die Gewichtsoptimierung des Tragwerksentwurfes unter der Forderung einer Mindestnutzungsdauer als Nebenbedingung.

Für den Fall der Hünxer Brücke bieten sich als Entwurfsparameter die bereits in Abschnitt 7.2.1.2 vorgesehenen Variationen der Querschnittsflächen von Bogen Δb_b und Längsträger Δb_t an. Zusätzlich, da von hoher Relevanz für die Biegetragfähigkeit der Brücke, findet die Vorspannung in Längsrichtung, modelliert durch eine äquivalente Vordehnung der Spannstähle ϵ_p , Berücksichtigung. Neben diesen Entwurfsvariablen sind aufseiten der Materialparameter wiederum die Druckfestigkeit des Betons f_{ck} sowie – aus den Schädigungsmodellen nach Abschnitt 5.4 – die Korrosionsrate κ_s und die Neigung der Wöhlerline κ_k als streuende Größen durch normalverteilte Zufallsfelder berücksichtigt worden. Damit sind Vertreter aller Teilmodelle, der Geometrie, der Schädigung und des Materials, enthalten.

Diese insgesamt sechs Größen ($j = 1 \dots 6$) werden nun als Optimierungsvariable x_j bezüglich der Zielfunktion $f(\mathbf{x})$ der maximalen Nutzungsdauer aufgefasst. Das Optimierungsproblem kann dann mit Gl. (355) mathematisch formuliert und durch Negation in ein gleichwertiges Minimierungsproblem überführt werden.

$$\begin{aligned} \max\{f(\mathbf{x})|g_i(\mathbf{x}) \leq 0, \quad i = 1 \dots 12\} \\ \equiv \min\{-f(\mathbf{x})|g_i(\mathbf{x}) \leq 0, \quad i = 1 \dots 12\} \end{aligned} \quad (355)$$

Die Grenzen der Wertebereiche aller Optimierungsvariablen aus ihrer stochastischen Erzeugung stellen dabei die Restriktionen g_i der Optimierungsaufgabe dar. Eine Transformation der Variablen in einen Einheitsraum von $-1 \dots 1$ nach Gl. (356) ist einerseits numerisch vorteilhaft, um die Verrechnung kleiner und großer Zahlen aus den unterschiedlichen Dimensionen der einzelnen Variablen zu vermeiden,

$$x_j = \frac{\xi_j - [\max(\xi_j) + \min(\xi_j)]/2}{[\max(\xi_j) - \min(\xi_j)]/2} \quad (356)$$

andererseits lassen sich die Restriktionen, zwei je Optimierungsvariable, dann einheitlich mit Gl. (357) angeben [326]. In Gl. (356) bezeichnet ξ_j Variablen im physikalischen Bedeutungsraum und x_j die transformierten Variablen im Einheitsraum.

$$\begin{aligned} g_i(\mathbf{x}) = g_i(x_j) = x_j - 1,0 \leq 0 \quad \text{und} \\ g_i(\mathbf{x}) = g_i(x_j) = -x_j - 1,0 \leq 0 \end{aligned} \quad (357)$$

Eine Zusammenstellung aller Mittelwerte sowie der Minimal- und Maximalwerte, die bei der stochastischen Erzeugung der Felder aufgetreten sind, ist in Tabelle 67 angegeben. Letztere stellen hier abermals die Grenze zwischen Inter- und Extrapolationsbereich des Prognosemodells dar. Darüber hinaus trennen sie durch die zugehörigen Restriktionen, den zulässigen vom unzulässigen Lösungsraum. Alle übrigen Parameter des Modells werden wiederum auf ihren deterministischen Mittelwerten nach Tabelle 66 belassen. Mit diesen Eingangsdaten erfolgen erneut nichtlineare Struktursimulationen über die Zeit, die nun durch eine Antwortfläche mit vollwertig quadratischem Ansatz in eine analytische Nutzungsdauerfunktion nach Gl. (358) überführt werden können [6].

$$\begin{aligned} T_{ND}(\mathbf{x}) = f(\mathbf{x}) = f(x_i) = f(\Delta b_b, \Delta b_t, \epsilon_p, f_{ck}, \kappa_s, \kappa_k) \\ = 29,362 + 6,098\Delta b_b + 14,478\Delta b_t \\ - 3,240\epsilon_p + 6,834f_{ck} - 0,086\kappa_s \\ - 14,594\kappa_s - 3,431\Delta b_b\Delta b_t + 4,825\Delta b_b\epsilon_p \\ + 7,251\Delta b_bf_{ck} - 6,446\Delta b_b\kappa_s - 1,663\Delta b_b\kappa_k \\ - 4,321\Delta b_t\epsilon_p + 4,473\Delta b_tf_{ck} - 2,683\Delta b_t\kappa_s \\ - 0,455\Delta b_t\kappa_k - 10,220\epsilon_pf_{ck} - 16,669\epsilon_p\kappa_s \\ + 2,526\epsilon_p\kappa_k - 6,210f_{ck}\kappa_s - 1,638f_{ck}\kappa_k \\ + 8,354\kappa_s\kappa_k - 3,073\Delta b_b^2 - 7,295\Delta b_t^2 \\ + 0,562\epsilon_p^2 - 3,685f_{ck}^2 - 2,041\kappa_s^2 - 2,052\kappa_k^2 \end{aligned} \quad (358)$$

Nach Prüfung ihrer Qualität, beurteilt mit einschlägigen Testverfahren [326], dient sie als Grundlage der Optimierungsaufgabe. In diesem ersten Anwendungsfall wird die optimale Parameterkombination sodann an der Stelle $\mathbf{x}^* = [1, 0,9826, 1, 1, -1, -1]$ im normierten Raum, durch einen gradientenbasierten Löser in der Softwareumgebung MATLAB [302], gefunden. Die maximale Nutzungsdauer ergibt sich zu $T_{ND}(\mathbf{x}^*) = 90,79$ Jahren, wobei alle Parameter grenznahe Werte in ihren Intervallen angenommen haben.

Im zweiten Anwendungsfall ist die Zielfunktion der Optimierungsaufgabe nicht länger die maximale Nutzungsdauer der Brücke. An ihre Stelle tritt die Gewichtsfunktion des Tragwerks nach Gl. (359) [6],

$$\begin{aligned} f(\mathbf{x}) = f(\Delta b_t, \Delta b_b) \\ = G_{Träger}(\Delta b_t) + G_{Bogen}(\Delta b_b) \leq 0 \end{aligned} \quad (359)$$

die lediglich von beiden Geometrieparametern Δb_b und Δb_t abhängt. Ferner besteht diese Funktion aus zwei Summanden, dem Eigengewicht des Trägers (Gl. 360) und des Bogens (Gl. 361).

$$\begin{aligned} G_{Träger} = A_Q \cdot l_{Träger} \cdot \gamma_c \\ = (1,767 + 4,98\Delta b_t + 4,00\Delta b_t^2) \cdot 62,50 \cdot 25 \end{aligned} \quad (360)$$

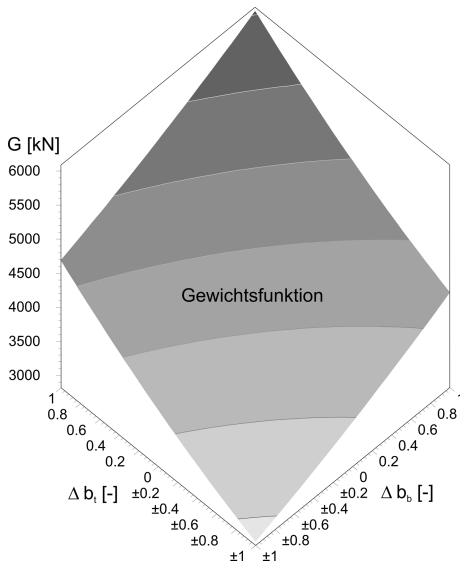


Bild 106. Verlauf der Gewichtsfunktion im normierten Raum der Entwurfparameter Δb_b und Δb_t

$$\begin{aligned}
 G_{\text{Bogen}} &= A_Q \cdot l_{\text{Träger}} \cdot \gamma_c \\
 &= (0,999 + 4,14\Delta b_b + 4,00\Delta b_b^2) \cdot 62,50 \cdot 25 \\
 &\quad (361)
 \end{aligned}$$

Der Eigengewichtsanteil der Betonhänger als dritte Tragwerkskomponente muss beim Gewicht hingegen nicht berücksichtigt werden, da er von keiner der beiden Variablen beeinflusst wird. Bild 106 zeigt den nichtlinearen Verlauf der Gewichtsfunktion über den Wertebereich der beiden Geometrievariablen wiederum in normierter Darstellung, d. h. in den Grenzen ± 1 .

Die bekannte analytische Nutzungsdauerfunktion nach Gl. (358) wird sodann über die Forderung einer Mindestnutzungsdauer von hier 40 Jahren in eine nichtlineare Nebenbedingung (quadratischer Ansatz der Antwortfläche) nach Gl. (362) überführt und in das Optimierungsproblem integriert.

$$g_{13}(\mathbf{x}) = T_{\text{ND}}(\mathbf{x}) - 40 \leq 0 \quad (362)$$

Zusammen mit den Parametergrenzen aller Entwurfparameter in ihren normierten Grenzen stellt sie dann die Restriktionen dar, unter denen die optimale, d. h. in diesem Fall die leichteste, Tragwerkskonfiguration gefunden wird. Durch den Einsatz mathematischer Software [293, 302] wird das Optimum in diesem Anwendungsfall bei $\mathbf{x}^*$ gefunden.

$$\mathbf{x}^* = \begin{bmatrix} \Delta b_b \\ \Delta b_t \\ \varepsilon_p \\ f_{ck} \\ k_s \\ \kappa_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,239 \\ -0,765 \\ +1,000 \\ -0,095 \\ -1,000 \\ -1,000 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{Transformation}} \begin{bmatrix} \text{weitgehend reduziert} \\ \text{weitgehend reduziert} \\ \text{max} \\ \text{ohne Einfluss} \\ \text{min} \\ \text{min} \end{bmatrix} \quad (363)$$

Der Wert der Zielfunktion an dieser Stelle ergibt sich zu 3480,28 kN. Übertragen in den physikalischen Bedeutungsraum der Optimierungsvariablen ergibt sich folgende Interpretation: Alle Parameter, die Schädigungseinflüsse steuern (k_s , κ_s) sind minimal. Damit die Tragfähigkeit der Brücke bei weitestgehend reduzierten Querschnittsflächen erhalten bleibt, muss die Vorspannung ε_p hingegen einen maximalen Wert annehmen. Die reduzierten Querschnittsvariablen sind schließlich direkte Konsequenz der Gewichtsreduktion.

In einer letzten Variante kann die deterministische Restriktion einer Mindestnutzungsdauer von 40 Jahren auch stochastisch nach Gl. (364) formuliert werden.

$$P_{\text{akt}}[g_{13}(\mathbf{x}) < 40] - P_{\text{zul}} \leq 0 \quad (364)$$

Ein solches Vorgehen ermöglicht die Integration von Zuverlässigkeitsaussagen in das Prognosekonzept. Wird eine Wahrscheinlichkeit eines Unterschreitens der Mindestnutzungsdauer p_{akt} von

Tabelle 67. Grenz- und Mittelwerte aller Entwurfparameter

Parameter	Δb_b	Δb_t	ε_p	f_{ck}	k_s	κ_s
Einheit	cm	cm	‰	N/mm ²	m/a	–
Minimum	–11,63	–11,63	1,773	25,61	0,090	3,950
Mittelwert	–0,011	0,00	1,858	33,78	0,100	4,845
Maximum	9,40	11,63	1,944	41,95	0,110	5,739

Tabelle 68. Gegenüberstellung von deterministischer und stochastischer Lösung

Art der Restriktion	Parameter	Δb_b	Δb_t	ε_p	f_{ck}	k_s	κ_s
	Einheit	cm	cm	%	N/mm ²	m/a	–
deterministisch		–3,63	–8,90	1,944	33,03	0,090	3,950
stochastisch		–2,55	–2,32	1,930	29,98	0,090	4,003

$p_{zul} = 5\%$ zugelassen, kann unter Verwendung eines Variationskoeffizienten dieser Wahrscheinlichkeit von $V_p = 10\%$ mit Gl. (365) nach [418] eine notwendige Anzahl von $n_{sim} = 2000$ Simulationen bestimmt werden.

$$V_p \approx \frac{1}{\sqrt{n_{sim} \cdot p_{zul}}} \rightarrow n_{sim} \approx \frac{1}{V_p^2 \cdot p_{zul}} = \frac{1}{0,01 \cdot 0,05} = 2000 \quad (365)$$

Diese Simulationen sind jedoch mitnichten mehr nichtlineare Tragwerkssimulationen, wie sie zur Erstellung der Antwortfläche erforderlich waren, sondern lediglich Funktionsauswertungen der analytischen Nutzungsdauerfunktion in jedem Lösungsschritt der Optimierungsaufgabe und daher vergleichsweise effizient numerisch zu ermitteln. Konkret sind dazu in jedem Lösungsschritt n_{sim} Realisationen der streuenden Variablen z. B. mittels Latin-Hypercube Sampling (vgl. Abschn. 5.5) zu generieren und die Anzahl der Versuche zu ermitteln, die die Mindestnutzungsdauer von 40 Jahren unterschreiten. Ist deren Anteil größer als 5 %, ist noch kein zulässiges Optimum gefunden. Eine stochastisch zulässige Lösung ist folglich nur dann gegeben, wenn 95 % der Funktionsauswertungen eine Nutzungsdauer größer als 40 Jahre ergeben. In dieser Variante findet sich das Optimum unter $x^* = [-0,136, -0,200, 0,835, -0,465, -1,000, -0,940]$. Tabelle 68 stellt die Ergebnisse von deterministischer und stochastischer Lösung gegenüber. Die Werte der Optimierungsvariablen stellen sich erwartungsgemäß im stochastischen Fall weniger grenznah dar als in der deterministischen Variante. Das minimale Gewicht ergibt sich hier zu 3985 kN.

7.2.4 Überprüfung der Ergebnisse durch deterministische Simulationen

Alle gefundenen optimalen Parameterkombinationen können abschließend durch deterministische Nachrechnung der jeweiligen Parameterkombinationen mittels nichtlinearer Simulation verifiziert werden. Im Fall der maximalen Nutzungsdauer in Abhängigkeit von sechs Parametern, in dem sich eine Nutzungsdauer von rund 90 Jahren ergibt, führt die deterministische Simulation auf eine

Nutzungsdauer von 70 Jahren. Die zugehörige Parameterkombination entspricht hier einer extremalen Kombination, welche im Datensatz der Simulationsrechnungen zur Erzeugung der Antwortfläche nicht enthalten ist. Das heißt, dass der in der Regressionsrechnung gefundenen analytischen Funktion der Nutzungsdauer bei dieser Prognose eine Extrapolationsfähigkeit zugeschrieben wird, die nicht durch Daten abgesichert ist. Auch wenn die absolute Abweichung von 20 Jahren zwischen Prognose und Simulation verhältnismäßig groß erscheint, so ist doch eine weitaus größere Nutzungsdauer als in den Simulationen zur Erzeugung der Antwortfläche selbst erreicht worden. Gleiches gilt bezüglich der Gewichtsoptimierung, bei der sich eine Differenz von 10 Jahren zwischen Prognose und deterministischer Nachrechnung ergibt.

7.3 Neumarktbrücke

7.3.1 Übersicht

Die Sicherstellung eines ausreichenden Zuverlässigkeitsniveaus im Rahmen der Erhaltung von Bauwerken und insbesondere Betonbrücken, welche durch Verkehrs- und Umwelteinflüssen im Laufe ihrer Lebenszeit einer kontinuierlichen Verschlechterung unterliegen, ist in der Regel eine komplexe und finanziell aufwendige Angelegenheit. Besonders in Regionen mit winterlichem Streusalzeinsatz beeinflusst die Chloridbelastung wegen ihres Einflusses auf die Dauerhaftigkeit sowohl den Entwurf als auch die Erhaltung der Bauwerke wesentlich. In diesem Fallbeispiel wird eine Bewertungsstrategie für die durch die Chloridbelastung hervorgerufen Zustandsverschlechterung von Betonstrukturen und deren Auswirkung auf das Sicherheitsniveau sowie die verbliebene Lebenszeit am Beispiel der Neumarktbrücke vorgestellt. Hierbei werden die Entnahme von Proben, deren Untersuchung, die inverse Analyse des Eindringverhaltens von Chloriden und die Prognose der Chloridkonzentration im Bauteil, die Vorhersage der Korrosionsentwicklung über die Zeit und schließlich die Bestimmung des gegenwärtigen und zukünftigen Zuverlässigkeitsniveaus unter Beachtung der normativ festgelegten Grenzzustände für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit beleuchtet.

7.3.2 Einleitung

Im Allgemeinen unterliegen Betonbauwerke einem aus mechanischen, umgebungsbedingten und chemischen Belastungen resultierendem Alterungsprozess mit einhergehender kontinuierlicher Abnahme des Sicherheitsniveaus. Um das Fortschreiten dieser Prozesse kontrollieren und die Planung von Erhaltungsmaßnahmen entsprechend anpassen zu können, existieren heute in den meisten Ländern Vorschriften und Normen [122, 187, 193], welche die regelmäßige Untersuchung von Bauwerken mit entsprechend festgelegten Inspektionsintervallen und klarer Beschreibung des Untersuchungsumfangs regeln [458].

Gegenwärtig basieren die meisten Untersuchungsprogramme auf einer visuellen Beurteilung der Bauteile und Bauwerksausrüstung durch geschultes Fachpersonal, welche allerdings entsprechend internationalen Studien als subjektiv einzustufen sind [375] und in der Regel nur bedingt Aufschluss über die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks geben. Ferner basiert die Abschätzung der Restlebensdauer lediglich auf Erfahrungswerten, welche vom Zustand der Betonoberfläche ausgehen. Dies kann insbesondere für bewehrte und vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen wie Brücken, die aggressiven Umgebungsbedingungen ausgesetzt sind (z. B. durch massive Streusalzbeaufschlagung), zu deutlichen Fehleinschätzungen der verbliebenen Lebensdauer führen. Aus diesem Grund und der nicht immer optimalen Planung und Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen kann die tatsächliche gesamte Lebensdauer mitunter signifikant von der projektierten abweichen [457]. Die wesentlichen Einflussgrößen auf die Entwicklung des Bauwerkszustands mit der Zeit und die erreichbare Lebensdauer sind die in Betracht gezogenen Erhaltungsstrategien, durchgeführte Erhaltungs- und Verstärkungsmaßnahmen und letztlich die vom Bauwerkseigner eingesetzten Managementwerkzeuge, welche diversen budgetären und gesellschaftlichen Randbedingungen unterliegen.

Im Rahmen dieser Fallstudie wird ein handhabbares Konzept für die Inspektion, Bewertung und Prognose des Bauwerkszustands unter Berücksichtigung von zeitabhängigen Degradationsprozessen wie Stahlkorrosion und Karbonatisierung vorgestellt, welches als Entscheidungshilfe für die Optimierung des Bauwerksentwurfs und vor allem der Erhaltungsplanung dienen kann. Es werden somit Möglichkeiten eröffnet, um (a) die Restlebensdauer genauer als mit den klassischen Methoden zu erfassen, (b) die Inspektionszeiträumen zu optimieren, (c) kritische Bauteile für den Gesamtzustand zu identifizieren, und (d) somit eine wirtschaftliche Erhaltung der bestehenden Infrastruktur zu ermöglichen.

Die vorgeschlagene Vorgehensweise ist bei einer vorgespannten Fertigteilbrücke über die italienische Brennerautobahn A22 zum Einsatz gelangt, welche im Jahr 2008 abgerissen wurde. Obwohl die angewandten Verfahren und Softwarepakete seit längerer Zeit verfügbar sind, werden diese bisher in der Praxis noch selten eingesetzt, da sie zum Teil komplexe Verfahren der Stochastik und der nichtlinearen Modellierung enthalten. Die vorliegende Fallstudie gibt einen Überblick über das entwickelte Konzept und erlaubt den Zugang für eine breitere Anwendung.

7.3.3 Technische Grundlagen

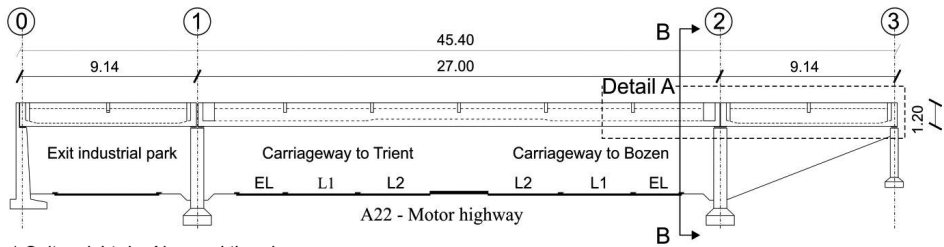
Die Neumarktbrücke ist eine vorgespannte Fertigteilbrücke mit drei Feldern. Sie überquert die A22, den italienischen Teil der Brennerautobahn, zwischen den Ortschaften Neumarkt und Auer in Südtirol und stellt eine typische Konstruktion dieser Region dar. Die vier nebeneinanderliegenden vorgespannten, V-förmigen Fertigteilträger tragen eine dünne Ortbetonplatte, welche die Lasten querverteilt.

In Bild 107 sind die wichtigsten geometrischen Abmessungen im Aufriss und im Querschnitt dargestellt. Das Hauptfeld der Brücke ist 27,0 m lang, die Außenfelder jeweils 9,14 m. Jeder der V-Träger des Hauptfeldes ist sowohl in seiner Längsachse als auch in Querrichtung gelenkig gelagert. Durch die 0,14 m starke Ortbetonauflage sind die Träger gegen Kippen und die Trägerstege gegen seitliches Ausweichen gesichert. Aus diesem Grund kann die Struktur als orthotrop mit den V-Trägern als Hauptelementen bezeichnet werden. Auf der Brücke verlaufen zwei 3,75 m breite Fahrstreifen und zwei je 1,0 m breite Gehsteige.

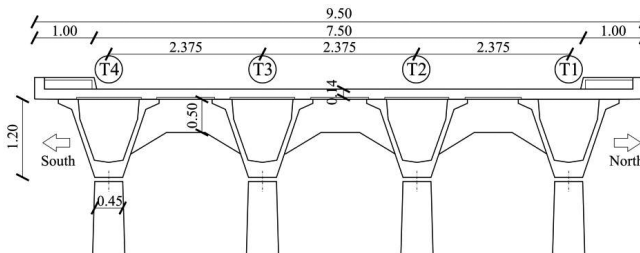
7.3.4 Inspektion

Der Zustand der in der Provinz Bozen/Südtirol gelegenen Brücke war bereits nach 38 Jahren stark beeinträchtigt, wie im Rahmen mehrmaliger Inspektionen festgestellt wurde [246, 247]. Die betroffenen schwerwiegenden Probleme und Schäden konnten vor allem auf die starke Chloridbelastung durch Streusalz zurückgeführt werden, da die Abdichtung des Tragwerks und – daraus folgend – der Bereich der Fahrbahnübergänge und der darunterliegenden Stützen betroffen war. Die Betonoberfläche zeigte in vielen Bereichen deutliche Abplatzungen und die Bewehrung war durch Korrosion in ihrer Funktion gefährdet. Die wichtigsten Ergebnisse und Vorkommnisse im Zuge der einzelnen Inspektionen waren folgende:

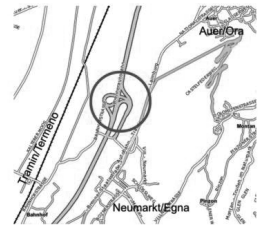
- Probleme mit der Abdichtung wurden im Jahr 1990 festgestellt.
- 1996 wurden zur Längsachse parallel verlaufende Risse in den V-Trägern festgestellt.



a) Seitansicht der Neumarktbrücke



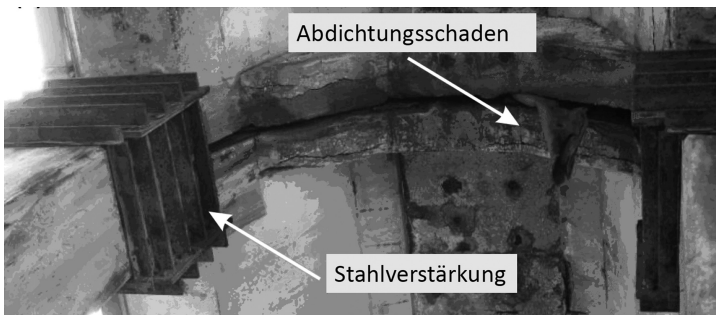
b) Querschnitt der Neumarktbrücke - Schnitt BB



c) Übersichtsplan

Bild 107. Neumarktbrücke über die A22 in Südtirol, Norditalien

a)



b)

Bild 108. Unteransicht der Neumarktbrücke über die A22; a) Untersicht der Neumarktbrücke, die die vier Pfeiler zwischen Haupt- und Seitenspannen zeigt, b) Verstärkung der Pfeilerenden und Korrosionsprobleme infolge schadhafter Abdichtung

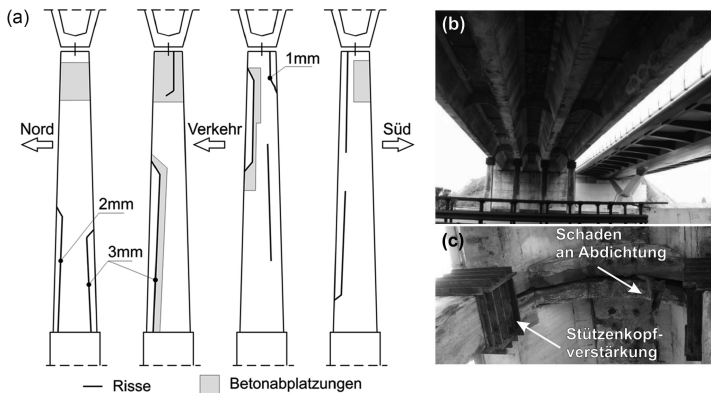


Bild 109. Dokumentierte Schäden an den Stützenreihen

Außerdem zeigten die Stützen massive Schäden in Form von deutlichen Rissen und Betonabplatzungen im Bereich der Stützenköpfe, weswegen provisorische Verstärkungsmaßnahmen durchgeführt wurden (s. Bild 108).

- 1999 wurde aufgrund der weiteren Verschlechterung des Zustandes der Abbruch des Bauwerks empfohlen.
- Im Frühjahr 2008 wurde die Struktur abgerissen; dabei bestand die Möglichkeit zur Probenentnahme (Bohrkerne und Bohrmehlproben).
- Es gab keine Belastungstests vor dem Abbruch.
- Der Chloridgehalt an der Oberfläche des Bauwerks konnte aus Kosten- und Zeitgründen weder während des Betriebs noch zum Zeitpunkt des Abbruchs erhoben werden.

Die Neumarktbrücke wurde letztlich lange vor dem Erreichen der geplanten Lebensdauer abge-

rissen. Maßgebend hierfür war die starke Schädigung des Stützensystems, während der Zustand der Träger und der Ort betonplatte als nicht maßgebend angesehen wurde. Neben dem kompletten Austausch des Tragwerks hätte folglich auch ein Ersatz des Stützensystems als Alternativszenario betrachtet werden können. Voraussetzung hierfür wäre eine Quantifikation der Restlebensdauer des Trägersystems, für welche der im Folgenden dargestellte Ansatz gewählt wurde.

7.3.5 Zuverlässigkeitsanalyse

7.3.5.1 Allgemeines

Vor der Zerstörung der Brücke wurden zuverlässigkeitsbasierte Untersuchungen angestellt, nicht nur um die Zerstörungsentscheidung zu bestätigen, sondern auch um Informationen für Entwurfsmethoden und Normgebungen zu erhalten. Zum Beispiel wurden bei diesem Entwurfskonzept die Brückenpfeiler bereits 1996 beschädigt

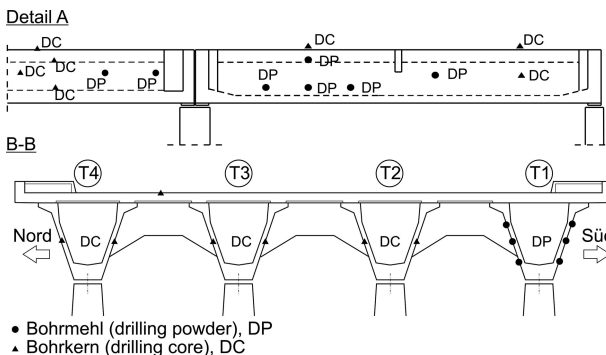


Bild 110. Lage der entnommenen Proben: Bohrmehl (DP) und Bohrkerne (DC)

und hätten einen Wiederaufbau benötigt, um die verbleibende Nutzungsdauer der Brücke zu verlängern – die mögliche verbleibende Nutzungsdauer war demnach von den V-Balken abhängig. Aufgrund dieser Überlegung lag der Schwerpunkt der folgenden Zuverlässigkeitsuntersuchungen auf den V-Balken-Elementen, wobei die Analysen auf den folgenden Betrachtungen und Erhebungen gegründet wurde:

- a) Vor der Zerstörung wurden Stichproben an unterschiedlichen Bereichen der V-Balken genommen und die Brückenfahrbahn aufgeschlagen, um Profile und deren Chloridgehalt mit der Tiefe zu nehmen. Chemische Analysen aus dem Labor erlaubten einen Vergleich mit numerischen Chlorideintrittssimulationen, basierend auf dem zweiten Fick'schen Gesetz. Weitere Informationen konnten aus den pH-Werten des Betons erhalten werden. So wurde festgestellt, dass während der letzten 38 Jahre keine signifikanten Karbonatisierungstiefen aufgetreten sind. Aufgrund von Zugangs- und Zeitbeschränkungen während der Brückeninspektion konnten keine direkten Messungen der Chloridkonzentration auf der Betonoberfläche durchgeführt werden.
- b) Die Chloridkonzentration an der Oberfläche wurde an mehreren Stellen durch inverse Analysen, basierend auf einem 1-D-Chlorideintragsmodell, welches in Kombination mit den Laborergebnissen benutzt wurde, ermittelt [470].
- c) Die Cellular-Automata-Technologie (CA) diente zur Identifikation jener Regionen der V-Balken, bei denen die Chloridbelastung des Betons im Bereich der Bewehrung bzw. des vorgespannten Stahls über jenem Grenzwert lag, der auf beginnende Korrosion bei eingebettetem Stahl hinweist (0,065 % der Betonmasse [138]).
- d) Die Software FREET-D erlaubte eine probabilistische Prognose des Stahlkorrosionsprozesses. Die zuvor bestimmte Chloridkonzentration an der Oberfläche der V-Balken, im Beton selbst und in der Tiefe der Bewehrung dienten als Eingangsparameter, bestimmt mithilfe der CA-Technik.
- e) Eine nichtlineare Finite Elemente Analyse (z. B. mit der Software ATENA [94]) erlaubte eine realitätsnahe Evaluierung der strukturellen Antwort sowohl unter ungeschädigten Bedingungen als auch im geschädigten Zustand (z. B. mit einer Reduktion der effektiven Bewehrungsfläche durch Korrosion).
- f) Die Unsicherheiten der Eingangsdaten wurden mittels statistisch basierten probabilistischen Zuverlässigkeitsbewertungen durch das Software-Paket SARA [54, 275, 384] in die Ana-

lyse des Strukturverhaltens involviert. Die EN 1990 [151] klassifiziert diese Techniken als Level 3. Dieses bietet Informationen über das Strukturverhalten in Form von Versagenswahrscheinlichkeiten p_r bzw. in Form der Sicherheitsindizes β .

- g) Mit der probabilistischen Zuverlässigkeitsbewertungen wurden entsprechend EN 1990 [151] die wesentlichen Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsbewertungen für Beton, Betonstahl und Spannstahl der EN 1992 durchgeführt.
- h) Schlussendlich wurde die verbleibende Strukturlebensdauer auf Basis der mit Korrosion assoziierten zeitabhängigen Versagenswahrscheinlichkeiten p_f untersucht. Diese wurde mithilfe von diskreten zeitbasierten probabilistischen Analysen bestimmt, welche speziell auf die effektive Reduktion der Bewehrungsquerschnitte durch Korrosion gestützt war.

Im Folgenden wird auf diese hier skizzierten Schritte im Detail eingegangen.

7.3.5.2 Chloridionenkonzentration an der Oberfläche der V-Balken

Auf Basis der Inspektionsergebnisse und einigen vorläufigen Simulationen wurde offensichtlich, dass nicht alle Bereiche der V-Balken in gleichem Ausmaß der Chloridbelastung ausgesetzt waren. Wie zuvor erwähnt war es nicht möglich, das äußerliche Chloridangebot während der Inspektion der Neumarktbrücke zu messen. Die Neumarktbrücke führt über die Autobahn A22 mit Schwerverkehr auf beiden Fahrstreifen, wobei beide Fahrstreifen eine erhebliche Menge an Tausalzlösung von der Fahrbahnoberfläche in Form von Sprühnebel auf die Laibungen der V-Balken bringen und aufgrund der Luftturbulenzen zwischen den V-Balken die Chloridionen ungleichmäßig verteilen.

Die folgenden Methoden wurden zur Bestimmung der Chloridionenkonzentration an der Oberfläche der V-Balken verwendet:

- a) Für verschiedene Bereiche (s. Bild 110) und Tiefen im Beton wurden im Labor die Chloridkonzentrationen ermittelt. Das 1-D-Modell [470] erlaubte die Rückrechnung auf die Chloridkonzentration an der Betonoberfläche. Das 1-D-Modell wurde zur Bestimmung der Chloridionenanzahl für jeden angebohrten Bereich an der Oberfläche bestimmt.
- b) Durch die Verwendung der Ergebnisse vom V-Balken T1, der als einziger eine vollständig erfasste Querschnittsfläche aufweist (s. Bild 110), konnten die Effekte der Luftturbulenzen auf die Chloridionenverteilung und den Gehalt im Beton auf die unteren Bereiche

der V-Balken bestimmt werden. Dies zeigte, dass die dem ankommenden Verkehr zugelegte Seite des V-Trägers T1 und die Laibungszone einen merkbar höheren Chloridionenanteil aufwies als die dem abfließenden Verkehr zugewandte Seite. Dieser Effekt ist in Bild 111 anschaulich dargestellt.

- c) Die Chloridionenkonzentration an der Oberfläche zum Zeitpunkt der Erhebung wurde mittels Ausgleichs- und Mittelungsverfahren bestimmt. Insbesondere wurde von ähnlichen Turbulenzerscheinungen zwischen allen V-Trägern ausgegangen. Die Erhebungen zeigten unter anderem, dass die Analyse des V-Trägers T1 der maßgebende Fall in Bezug auf die Chloridbelastung und die mechanischen Belastungen ist. Bild 111 zeigt die aus den Laborversuchen und den aus dem 1-D-Modell abgeleiteten Chloridbelastungen auf der Oberfläche des V-Trägers T1 und im Querschnitt zum Inspektionszeitzeitpunkt von 38 Jahren.

Zusammenfassend zeigten die Laborergebnisse

- in den meisten Fällen eine Chloridionenkonzentration T_F/T_R größer als 1,0, wobei: T_F ist jener Chloridionengehalt auf der dem ankommenden Verkehr zugewandten Seite, T_R ist jener Chloridionengehalt, der auf der dem abfließenden Verkehr zugewandten Seite des V-Trägers auftritt. Dieses Ergebnis bestätigt die getroffene Annahme in Bezug auf den Effekt der Luftturbulenzen, die durch den Verkehr hervorgerufen werden und den Einfluss der Verkehrsrichtung auf die Chloridionenkonzentration.
- Aus den Stichproben zeigte sich, dass der Chloridionengehalt mit der Eindringtiefe in den Beton stieg und die pH-Werte sanken.

Nutzung der Laborergebnisse

Die Daten der Chloridionenkonzentration (für verschiedene Bereiche und in verschiedenen Tiefen des Beton erhalten) wurden zur Rückrechnung der Chloridionenkonzentration an der Betonoberfläche verwendet. Die ermittelte Oberflächenkonzentration stellt eine langfristige, theoretische mittlere Konzentration dar, die nicht kurzfristigen Schwankungen folgt und als Eingangsinformation für die Langzeitsimulationen dient. Dieser Ansatz ist einfach anwendbar und stellt eine gute Informationsquelle für Fälle dar, in welchen eine repräsentative direkte Messung an der Oberfläche zu aufwendig oder nicht möglich ist.

7.3.5.3 Cellular-Automata-Technik

Ausgehend von den geschätzten Oberflächenkonzentrationen wurde unter Zuhilfenahme der Cellular-Automata-Technik das Eindringverhalten der Chloride mittels der Software CATES simuliert (s. Bild 113). Bei der Cellular-Automata-Technik handelt es sich um ein spezielles mathematisches Näherungsverfahren zur Modellierung räumlich diskreter dynamischer Systeme – physikalischer Prozesse, welche sich über Differenzialgleichungen beschreiben lassen. Die Modellierung basiert auf der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung des Prozesses, indem Zellen eines Netzes ein zeitdiskreter Zustandswert zugeordnet wird. Die Änderung der Zustandswerte wird durch eine lokale Überföhrungsfunktion bestimmt und ergibt sich in Abhängigkeit der zelleigenen und benachbarten Zustandsgrößen im vorherigen Simulationsschritt sowie der Randbedingungen. Eine mögliche Anwendung stellt die Beschreibung des Eindringvorgangs von Chlorid in Beton dar [66, 378], wobei die Ansätze der klassischen Diffu-

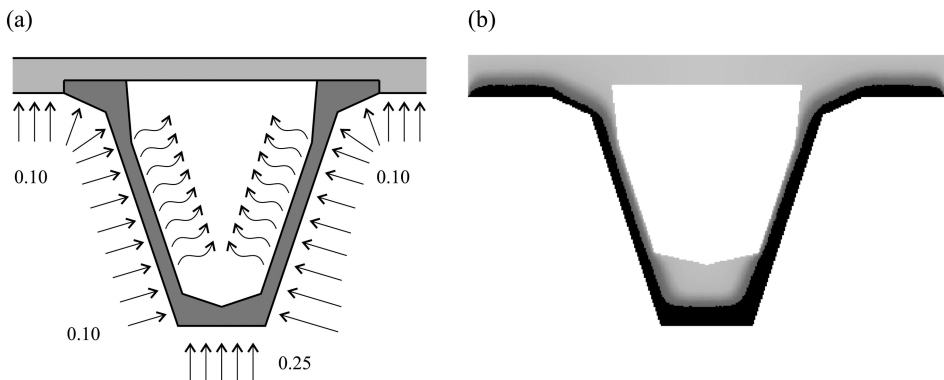


Bild 111. Oberflächenchloridionenkonzentration an der Unterseite des V-Trägers der Neumarktbrücke
a) Ermittelte Chloridionenkonzentration an der Unterseite des V-Trägers T1, b) ermittelte Chloridionenkonzentration nach 38 Jahren Nutzungsdauer

sionstheorie (Massenerhaltungssatz, 2. Fick'sches Diffusionsgesetz) zur Formulierung der Überföhrungsfunktion herangezogen werden. Als Zustandsgröße dient die Chloridkonzentration zum Zeitpunkt t_i . Die gewählte Vorgehensweise ist mit einigen Vereinfachungen bezüglich der im Zeitverlauf schwankenden Beaufschlagung mit Streusalz und Veränderungen in den maßgebenden Betoneigenschaften (Betonfeuchte durch Wechsel von Trocken- und Nasszyklen, hydrationsbedingten Verdichtungen der Porenstruktur mit zunehmendem Alter [197]) verbunden. Andere Transportprozesse auf Basis von Konvektion oder hydrodynamischer Dispersion von Chlorid in Beton wurden bei der Neumarktbrücke vernachlässigt. Der häufig vor allem in der Anfangsphase dominante Eindringvorgang des kapillaren Saugens, wie von *Conciatori, Sadouki* et al. [101] untersucht, war für die vorgestellte Fallstudie nicht maßgebend, da die Beaufschlagung nur über Streunebel und nicht über Spritzwasser erfolgt. Trotz dieser Vereinfachungen stellt die gewählte Vorgehensweise aufgrund der beschränkten Eingangsinformationen eine akzeptable Näherung dar, wie auch *Gehlen, Schiebl* et al. [197] feststellten.

Im vorliegenden Beispiel wurde der Diffusionskoeffizient aufgrund der eingeschränkten Eingangsinformationen vereinfachend über die Simulationsperiode und für den gesamten Querschnitt konstant angesetzt. Die Berücksichtigung von dessen Variabilität wäre allerdings durch den gewählten CA-Ansatz möglich [378]. Die Zellengröße lag bei 7 mm und die Dauer eines Zeitschritts wurde mit 35 Tagen angesetzt. Ein Beispiel für die Berechnungsergebnisse für ein Trag-

werksalter von 38 Jahren ist in Bild 111b dargestellt [166], wobei die schwarz gefärbten Zonen eine kritische Chloridkonzentration von 0,065 % der Masse überschritten haben. Dieser Wert wird für mitteleuropäische Klimaverhältnisse als Grenzwert für die Depassivierung und somit Initiierung der Korrosionsprozesse angesehen [138]. Obwohl dieser Grenzwert mit Unsicherheiten behaftet ist und folglich als streuende Größe aufgefasst werden sollte, wie beispielsweise von *Gehlen* et al. [195, 197] festgestellt, wurde in der vorliegenden Untersuchung ein deterministischer Ansatz gewählt, um eine klare Lokalisierung gefährdeter Bewehrungselemente für die nachfolgende mechanische Modellierung zu erreichen.

7.3.5.4 Chloridionenkonzentration in der Tiefe des Bewehrungsstahls

Für jene Querschnittsbereiche, für die eine Überschreitung der kritischen Chloridkonzentration prognostiziert wird, ist mit Stahlkorrosion zu rechnen, welche zu einer zeitabhängigen Reduktion der mechanisch aktiven Stahlquerschnittsfläche führt. Im vorliegenden Fall wurde für die vorgespannten Stähle der Neumarktbrücke Lochfraßkorrosion als ausschlaggebender Prozess identifiziert und ein dementsprechendes Modell zur Beschreibung der Querschnittsreduktion angewendet [107, 466], wobei die einer Wahrscheinlichkeitsverteilung unterliegenden Eigenschaften der effektiven Querschnittsverminderung des Bewehrungsstahls für Zeitschritte von 5 Jahren nach Einsetzen der Korrosionsprozesse abgeschätzt werden konnten. Die entsprechenden Simulationen wurden in Freet-D [465], einem Werkzeug für pro-

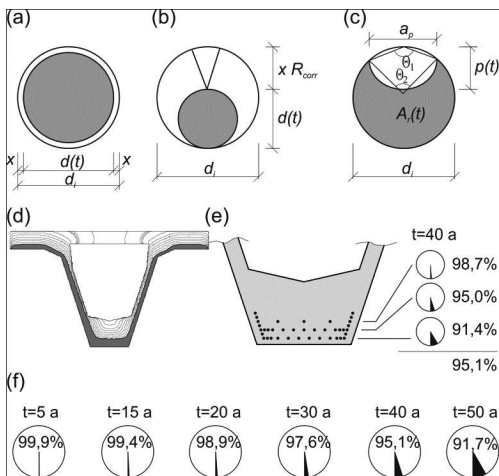


Bild 112. Simulierte Querschnittsreduktion der Spannstahlilitzen in der Mitte des Hauptfeldes

babilistische Berechnungen von Degradationsprozessen, durchgeführt. Bild 112 zeigt die simulierte Querschnittsreduktion der Spannstahlilitzen in der Mitte des Hauptfeldes, wobei der Beginn des Korrosionsprozesses mit einem Bauwerksalter von 8 Jahren abgeschätzt wurde. Die zu diesem Zeitpunkt mechanisch aktiven Flächen sind jeweils weiß dargestellt und relativ zum Ursprungsquerschnitt angegeben.

7.3.5.5 Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse

Effiziente Techniken zur Durchführung von nicht-linearen numerischen und stochastischen Methoden der Strukturbewertungsanalyse wurden im Forschungsprojekt „SARA“ kombiniert [56, 384, 456]. Dieses Paket bietet die Möglichkeit zur zuverlässigkeitsabhängigen Beurteilung des realen Verhaltens von Stahlbetonstrukturen. Im Rahmen dieser komplexen Betrachtungsweise wurde die Aufmerksamkeit auf die Modellierung der Degradationsphänomene in der zuvor beschriebenen Art gelenkt. Die betrachteten Schädigungsmechanismen inkludierten die Karbonatisierung des Betons, die Korrosion der Bewehrung, die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion etc. Alle Elemente der Analyse (Strukturanalyse, Zuverlässigkeitsbeurteilung, inverse Analyse und Degradationsmodellierung) sind Teil der SARA (safety and reliability assessment) Software.

Der Aufbau der SARA-Software-Pakete und die Interaktionen zwischen den diversen Programmmodulen sind schematisch in Bild 113 dargestellt.

Das Software-Paket enthält die folgenden Module:

SARA:

Eine Software-Shell, welche die Kommunikation zwischen den individuellen unten angeführten Programmen regelt [54, 56, 384, 454].

ATENA:

Erlaubt nichtlineare FEM-Analysen von Stahlbetonbauteilen [94, 95].

FREET:

Übernimmt den probabilistischen Teil im Softwaresystem. FREET verwendet die Latin Hypercube Simulation (LHS) Technik [341, 342].

DLNNET:

Künstliche neuronale Netzwerksoftware [275]

FREET-D:

Das Betondegradationsmodul basierend auf FREET [465].

CATES:

Das Cellular-Automata Degradations-Simulations-Modul [378]

Zur Bestimmung des Sicherheitsniveaus einer Struktur müssen (a) die Grenzzustandsfunktionen aufgestellt, (b) stochastische Modelle für alle Eingangsgrößen auf der Widerstandsseite R bzw. der Einwirkungsseite S formuliert, und (c) durch geeignete probabilistische Berechnungstools die statistischen Kennwerte der Strukturantwort für jedes betrachtete Bauwerksalter t_i ermittelt werden. Im Falle der Neumarktbrücke sind sowohl der Grenz-

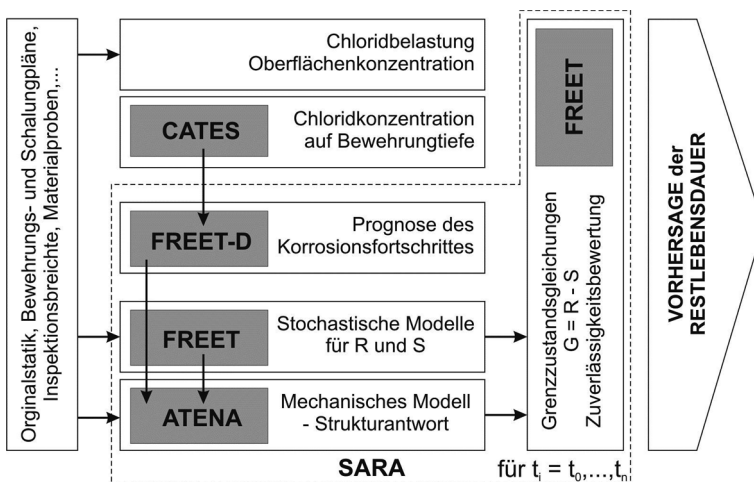


Bild 113. Elemente des SARA (Safety And Reliability Assessment) Software-Systems

zustand der Tragfähigkeit (ULS) als auch jener der Gebrauchstauglichkeit (SLS) im Hinblick auf Durchbiegung, Rissbreite und Betonspannungen betrachtet worden. Die Formulierung der Grenzzustände und stochastischen Modelle erfolgte in FREET [342], die Steuerung der Berechnungen in SARA [54, 56] und schließlich die Berechnung der Zuverlässigkeitsniveaus wieder in FREET. Die Zuverlässigkeitsbewertung wurde mehrmals für den ungeschädigten Ausgangszustand als Referenzwert sowie für ein Bauwerksalter von 38 und 58 Jahren (30 bzw. 50 Jahre nach Korrosionsbeginn) durchgeführt. Weitergehende Informationen zu den verwendeten Grenzzuständen und den stochastischen Modellen finden sich in [457].

7.3.5.6 Probabilistische Zuverlässigkeitsbewertung

Allgemeines

Die Zuverlässigkeitsanalyse von Strukturen erfordert die Definition von:

- stochastischen Modellen für relevante streuende Modelleingangsgrößen;
- mechanischen analytischen oder numerischen Modellen, welche die Zusammenhänge zwischen den Modelleingangsgrößen und der Modellantwort wirklichkeitsnah abbilden;
- Grenzzustandsgleichungen in der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit.

Die Zuverlässigkeitsanalyse für komplexe Ingenieurstrukturen wird in der Praxis meist durch effiziente Simulationstechniken durchgeführt. Das Softwarepaket SARA inkludiert das Latin Hypercube Sampling (LHS) [309, 310] Methode, welche eine relativ kleine Anzahl an Simulationen benötigt und sich daher für probabilistische nichtlineare Finite Elemente Analysen sehr gut eignet [454].

Materialmodelle

Die Vorbereitung eines nichtlinearen Finite-Elemente-Modells (z. B. die Neumarktbrücke) für eine probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse erfordert u. a. die Definition:

- der geometrischen und mechanischen Eigenschaften der Bewehrung aufgrund der Angaben aus Konstruktionsplänen, Inspektionen oder Labor-Untersuchungen
- der geometrischen und mechanischen Eigenschaften, z. B. des Werkstoffs Beton, aufgrund der Angaben in konstruktiven Plänen, der Angaben in Prüfprotokollen, der Inspektionsergebnisse, von Labor-Untersuchungen und aus Literaturangaben.
- und Ermittlung von Bauprozessen, z. B. des Vorspannprozesses, bei der Neumarktbrücke. Zum Beispiel dienen im Zusammenhang mit

dem Vorspannprozess der V-Träger die Grenzzustände in den Randspannungen als wesentliche Informationen für die iterative Anpassung der nichtlinearen Modellbildung.

Tabelle 69 zeigt die aufgrund der hier skizzierten durchgeführten Schritte an der Neumarktbrücke und der Erhebungen entsprechend Abschnitt 7.3.4 ermittelten stochastischen Materialmodelle, welche in Folge für die Zuverlässigkeitsanalyse herangezogen wurden.

Modellbildung und Diskretisierung

Für die Neumarktbrücke erfolgte eine zweidimensionale nichtlineare Finite-Elemente-Analyse als effektive und zielführende Nachbildung des realen Verhaltens. Insbesondere wurden die Modelleigenschaften aus dem ursprünglichen Design, der Baudokumentation und den Inspektionsberichten abgeleitet [246, 247]. Die mechanischen Charakteristika des Vorspannsystems, welches durch Korrosionsprozesse nachteilig schwer beeinflusst werden kann, wurden aus den ursprünglichen Planungsunterlagen ermittelt und als 0,5“-Durchmesser Stränge mit einer Streckgrenze von 1540 MPa und einer Zugfestigkeit von 1770 MPa identifiziert. Die V-Träger wurden im Werk vorgespannt und ein vollkommener Verbund zwischen den Strängen und dem Beton darf angenommen werden.

Aus Bild 114 sind folgende Modellcharakteristika zu erkennen:

- Unterteilung der Haupt V-Träger in 87 Makroelemente.
- Unterteilung des V-Trägers in 6467 finite Elemente und 29.689 Knoten mit einer durchschnittlichen Elementgröße von 0,05 m.
- Die Führung der Vorspannglieder im idealisierten 2-D-V-Träger.
- Die für das ATENA 2-D-Modell verwendete idealisierte V-Träger-Sektion.

Die große Anzahl der verwendeten Makroelemente war erforderlich um die Bewehrung in horizontaler und vertikaler Richtung (Bügelbewehrung) durch die Verwendung von verschmierten Bewehrungsmodellen hinreichend zu erfassen [95]. Die Verwendung von 0,05-m-Elementen erlaubte die Entwicklung eines gut konditionierten Finiten-Elemente-Netzes, das eine zufriedenstellende Definition der mechanischen Charakteristika der Querträger und der Bodenplatte ermöglichte. Die Dicke, die mit der Länge der V-Träger variiert, ist in Bild 114a dargestellt. Die in der ATENA [95] Library zur Verfügung stehenden realitätsnahen hochentwickelten Materialmodelle des Betons und der Bewehrung wurden iterativ angepasst, wobei der dokumentierte Vorspannprozess (Aktivieren des Eigengewichts – Absenken

Tabelle 69. Stochastische Materialeigenschaften für Beton, Bewehrungsstahl und vorgespannten Stahl, die im Finite-Elemente-Modell zur Zuverlässigkeitsbeurteilung des V-Trägers T2 in der Hauptachse der Neumarktbrücke verwendet worden sind

Mat.	Eigenschaften	Einheit	PDF	Mittelwert	Standard- abweichung	COV	Lit.
Beton	Würfeldruckfestigkeit f_{cu}	MPa	Normal	60			[451]
	Elastizitätsmodul E	MPa	Lognormal	39 270	1964	0,05	[451]
	Poissonzahl μ	–	–	0,20			[451]
	Zugfestigkeit f_t	MPa	Lognormal	3,68	0,29	0,08	[451]
	Druckfestigkeit f_c	MPa	Normal	5100	3,06	0,06	[451]
	Spezifische Bruch- energie G_f	MN/m	Weibull	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	0,18	[451]
	Krit. Druckverschiebung W_d	m	–	$-5 \cdot 10^{-4}$			[95]
	Druckspannung bei (ultimativer) Druck- festigkeit ϵ_c	–		$2,6 \cdot 10^{-3}$			[95]
	Reduzierung der Druck- festigkeit aufgrund von Rissen	–		0,80			[95]
	Spezifisches Material- gewicht ρ	kg/m ³		2500			
	Wärmeausdehnungs- koeffizient α	1/K		$1,2 \cdot 10^{-5}$			[95]
Vorge- spannter Stahl	Elastizitätsmodul E	MPa	Lognormal	210 000	1964	0,05	[451]
	Zugsfestigkeit f_y	MPa	Lognormal	1540			[451]
	Spezifisches Material- gewicht ρ	kg/m ³		7850			[95]
	Wärmeausdehnungs- koeffizient α	1/K		$1,2 \cdot 10^{-5}$			[95]
Ver- schmierte Bewehrung	Verhältnis $r A_s/A_c$	–	Lognormal	variable	0,000 295	0,05	[451]
	Elastizitätsmodul E_s	MPa	Lognormal	210 000	6300	0,03	[95]
	Zugsfestigkeit f_y	MPa	Lognormal	440	22	0,05	[95]
Normal- Stahl	Elastizitätsmodul E_s	MPa	Lognormal	210 000	6300	0,03	[451]
	Zugsfestigkeit f_y	MPa	Lognormal	440	77	0,05	[451]
	Spezifisches Material- gewicht ρ	kg/m ³		7,850			[95]

BESTELLFORMULAR

Fax: +49 (0) 30 470 31 - 240

Stück	Bestell-Nr.:	Titel	Preis* in €
	978-3-433-03000-4	Beton-Kalender 2013	[] 169,- [] 149,- Fortsetzungspreis**
	906559	Gesamtverzeichnis Ernst & Sohn 2012/2013	kostenlos
	bitte ankreuzen	Monatlicher E-Mail-Newsletter	kostenlos

Liefer- und Rechnungsanschrift: ☐ privat ☐ geschäftlich

Firma			
Ansprechpartner		Telefon	
UST-ID Nr. / VAT-ID No.		Fax	
Straße//Nr.		E-Mail	
Land		PLZ	Ort

Vertrauensgarantie: Dieser Auftrag kann innerhalb von zwei Wochen beim Verlag Ernst & Sohn, Wiley-VCH, Boschstr. 12, D-69469 Weinheim, schriftlich widerrufen werden.

Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de



Datum / Unterschrift

*€-Preise gelten ausschließlich in Deutschland. Alle Preise enthalten die gesetzliche Mehrwertsteuer. Die Lieferung erfolgt zuzüglich Versandkosten. Es gelten die Lieferungs- und Zahlungsbedingungen des Verlages. Irrtum und Änderungen vorbehalten. **Bei Fortsetzungsbezug erhalten Sie die jährliche Ausgabe direkt nach Erscheinen zum günstigen Fortsetzungspreis. Stand: Februar2013 (homepage_Probekapitel)