

Bauhaus-Universität Weimar

Diplomarbeit

Analyse der Tragfähigkeit und
Dauerhaftigkeit bestehender
Spannbetonbrücken

Enia Beer, B. Sc.



27. April 2008

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen
Professur Verkehrsbau

Diplomarbeit

Analyse der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit bestehender Spannbetonbrücken

eingereicht von: Enia BEER
Matr.-Nr.: 20273
Reg.-Nr.: BD/2007/25

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. U. Freundt
Zweitprüfer: Dipl.-Ing. S. Böning

Ausgabetermin: 06.11.2007
Abgabetermin: 06.05.2008



Prof. Dr.-Ing. habil. Könke
Vorsitzender des Prüfungsausschusses

Aufgabenstellung zur Diplomarbeit für Frau cand. ing. Enia BEER zum Thema: „Analyse der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken“

Thema

Der Brückenbau ist Träger der Entwicklung des Spannbetonbaus. Die verstärkte Anwendung in Deutschland wurde bedingt durch das wachsende Autobahnnetz und den Neuaufbau vieler zerstörter Brücken in der Nachkriegszeit. Geeignete Materialien und Herstellungsverfahren wurden entwickelt, angewendet und bis heute weiterentwickelt. Viele der in dieser Zeit erbauten Brücken unterliegen inzwischen einer mehr als 40-jährigen Nutzung bei stetig wachsenden Anforderungen. Instandsetzungen, Verstärkungen und Ersatzneubauten sind die Konsequenz, um den heutigen Anforderungen gerecht zu werden.

Ziel

Ziel der Diplomarbeit ist die Analyse bestehender Spannbetonbrücken hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Ein wesentlicher Aspekt dabei ist die Ableitung und Aufbereitung von Erkenntnissen aus den Erfahrungen mit diesen Bauwerken für die aktuellen Fragestellungen im Spannbetonbrückenbau.

Als Grundlage dafür ist ein Überblick über die Entwicklung der Spannbetonbauweise im Brückenbau zu erarbeiten. Kenntnisstand, Randbedingungen und Umsetzung von den ersten Anwendungen bis hin zum heutigen Brückenbau sind dabei zu berücksichtigen.

Möglichkeiten der Beurteilung bestehender Spannbetonbrücken hinsichtlich Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit entsprechend heutigen Anforderungen sind zu analysieren und Folgerungen zur Eignung von Bauteilen und Bauverfahren abzuleiten.

Bearbeitungshinweise

Für die Bearbeitung werden folgende Schwerpunkte empfohlen:

- Analyse der Spannbetonbauweise im Brückenbau hinsichtlich der Entwicklung von Konstruktionen, Baustoffen und Bauverfahren einschließlich der zugrunde liegenden Randbedingungen
- Analyse der Entwicklung der Normen
- Verfahren der Berechnung von Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit bestehender Spannbetonbrücken
- Zerstörende und zerstörungsfreie Prüfungen an Spannbetonbrücken
- Ableitung von Schlussfolgerungen für bestehende und neue Bauwerke

Prof. Dr.-Ing. U. Freundt
Erstprüfer

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	9
1.1	Problemstellung	9
1.2	Zielstellung	10
1.3	Gliederung	10
2	Entwicklung der Spannbetonbauweise im Brückenbau	11
2.1	Geschichte des Brückenbaus [1]	11
2.2	Grundlagen von Spannbeton im Brückenbau	16
2.2.1	Verbund	16
2.2.2	Material	17
2.2.3	Lastannahmen	20
2.2.4	Sicherheitskonzept	21
2.2.5	Nachweisführung	22
2.3	Entwicklung der Spannbetonnormung in Deutschland	23
2.3.1	Verbund	24
2.3.2	Material	24
2.3.3	Lastannahmen	27
2.3.4	Sicherheitskonzept	29
2.3.5	Nachweisführung	31
2.4	Bautechniken	31
2.4.1	Freivorbau	31
2.4.2	Taktschieben	32
3	Grundlagen der Nachrechnung bestehender Brücken	34
3.1	Einleitung	34
3.2	Vorgehensweise	34
3.3	Erforderliche Unterlagen	34
3.4	Nachweisführung	35
3.4.1	Querschnittswerte	35
3.4.2	Schnittgrößen	35
3.4.3	Nachweisführung	36
3.5	Übertragungslänge	39
4	Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz	41
4.1	Einleitung	41
4.2	System	42
4.3	Schädigungen	42
4.3.1	Einzelschädigungen	43
4.3.2	Kombination der Schädigungen	44

4.4	FEM-Modell	45
4.4.1	Ausgangsmodell	45
4.4.2	Modelle der geschädigten Brücke	46
4.5	Lastfälle	48
4.6	Berechnungsannahmen	50
4.7	Bestimmung der Tragfähigkeit	50
4.7.1	Schnittgrößen	50
4.7.2	Relevante Schnitte	53
4.7.3	Querschnittswerte	53
4.7.4	Nachweisführung	54
4.8	Ergebnisse	56
4.8.1	Ausbaulast	56
4.8.2	Eigenlast	56
4.8.3	Systemauslastung	56
5	Zusammenfassung und Ausblick	59
5.1	Zusammenfassung	59
5.1.1	Konzept	59
5.1.2	Ergebnisse	60
5.1.3	Schädigungen	61
5.1.4	Abriss Saalebrücke Kunitz	62
5.2	Ausblick	63
	Literatur	64
	Selbständigkeitserklärung	67
	A Anteile der Lastfälle an der Gesamtlast	71
	B Nachweis der Tragfähigkeit für alle Schädigungsfälle	72

Abbildungsverzeichnis

1	<i>Der Pons Fabricius in Rom nach einem Kupferstich von Piranesi [1]</i>	11
2	<i>Wirkungsweise des Bogens</i>	12
3	<i>Modell für eine 199m weit gespannte Holzbrücke des ausgehenden 18. Jahrhunderts nach [1]</i>	12
4	<i>Fachwerk (oben), Sprengwerk (unten links) und Hängewerk (unten rechts)</i>	13
5	<i>Elbebrücke Hamburg [1]</i>	13
6	<i>Bremer Ausstellungsbrücke von 1890 [1]</i>	14
7	<i>Platte (links), Plattenbalken (Mitte) und Hohlkasten(rechts)</i>	14
8	<i>Erste Spannbetonbrücke in Deutschland 1935 [1]</i>	15
9	<i>Freivorbau der Mainbrücke Höchst [1]</i>	15
10	<i>Lasteinleitung mit Verbund (links), ohne Verbund (rechts)</i>	16
11	<i>Spannbetonquerschnitt mit sofortigem Verbund (links), nachträglichem Verbund (Mitte) und ohne Verbund (rechts)</i>	17
12	<i>Korngrenzendiffusion</i>	19
13	<i>Lastmodell</i>	20
14	<i>Zeitliche Reihenfolge der verwendeten Normen</i>	23
15	<i>Entwicklung des E-Moduls von Beton und der Betonfestigkeit in der Normung [2], [3], [4], [5]</i>	25
16	<i>Lastmodell nach TGL 1072 (1965) [6]</i>	27
17	<i>Lastmodell nach DIN-Fachbericht 101 (2003) [5]</i>	27
18	<i>Entwicklung der Verkehrslasten in der Normung [6], [5]</i>	28
19	<i>Zuordnung der Lasten in der TGL 1072 (1963) [6]</i>	29
20	<i>Bildung von Lastmodellen und Lastgruppen im DIN-Fachbericht 101 (2003) [5]</i> .	29
21	<i>Schema des Freivorbaus (unten) und spezielle Ausführung bei der Saalebrücke bei Jena-Kunitz mit Vorspannung und Gegengewicht (oben rechts)</i>	32
22	<i>Schema des Taktschiebeverfahrens</i>	33
23	<i>Prinzipielle Darstellung eines zusammengesetzten Querschnittes</i>	35
24	<i>Spannungsverlauf in einem biegebelasteten Querschnitt</i>	36
25	<i>Rechteckige (links, Mitte) und T-förmige Druckzone (rechts)</i>	37
26	<i>Parabel-Rechteck-Modell (links), Spannungsbloch-Modell (rechts) [7]</i>	38
27	<i>Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz</i>	41
28	<i>Statisches System der Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz</i>	42
29	<i>Einzelschädigungen S1 bis S4</i>	44
30	<i>FEM-Modell [8]</i>	45
31	<i>FEM-Modelle der Schädigungen S4 (oben) und S5 (unten)</i>	46
32	<i>Prinzipieller Spannglied- und Spannkraftverlauf ohne und mit Schädigung</i>	47
33	<i>Lage des ursprünglichen Spanngliedes (links) und der infolge Schädigung S2 modellierten Spannglieder (rechts)</i>	48
34	<i>Achsabstände und Lastverteilung des Iveco Strails active cube 260S42 [9]</i>	49
35	<i>Betrachtete Laststellungen des Probefahrzeugs am Rand (oben) und in der Mitte (unten)</i>	49

36	<i>Schnittgrößenermittlung durch Mittelwertbildung</i>	51
37	<i>Auszug einer Mittelwertbildung (Schädigung S2, Schnitt in der Mitte, Prüffahrzeug in der Mitte, LF1)</i>	52
38	<i>Lage der relevanten Schnitte</i>	53
39	<i>Schnitt A-A (über der Stütze)</i>	53
40	<i>Schnitt B-B (in Feldmitte)</i>	54
41	<i>Nachweisführung am Beispiel (Schädigung S1, Schnitt in Brückenmitte, Probe-fahrzeug in Brückenmitte)</i>	55
42	<i>Systemauslastungen bei den Schädigungen</i>	57
43	<i>Systemauslastung für die Grundkombinationen der Schädigungen</i>	58
44	<i>Systemauslastung für erweiterte Kombinationen der Schädigungen</i>	58
45	<i>Schematische Darstellung des Abrissvorganges</i>	62

Tabellenverzeichnis

1	<i>Wichtige Normen im Bereich des Spannbetonbrückenbaus</i>	23
2	<i>Teilsicherheitsbeiwerte nach TGL 1072 (1963) [6]</i>	30
3	<i>Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN FB 101 (2003) [5]</i>	30
4	<i>Kombinationen</i>	44

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

In Deutschland wurden nach dem 2. Weltkrieg viele zerstörte Brücken wieder aufgebaut. Nach einer mehr als 40-jährigen Nutzung unterliegen diese ständig steigenden Belastungen. Eine wichtige Aufgabe der Brückenbauingenieure ist es deshalb, bestehende Brücken zu sanieren, zu verstärken oder zu ersetzen. Hierbei ist von besonderer Bedeutung, welche Lasten das jeweilige Tragwerk noch aufnehmen kann und wie seine „Lebenserwartung“ ist. Damit lässt sich abschätzen, ob eine Sanierung oder ein Neubau wirtschaftlicher ist.

Zur Vorgehensweise bei der Beurteilung bestehender Brücken gibt es verschiedene Publikationen aus den 80er und 90er Jahren des vergangenen Jahrhunderts. So hat sich Kernbichler [10] mit der Erfassung, Bewertung und Behebung von Brückenschäden beschäftigt. In der „Richtlinie zur Tragfähigkeitseinstufung bestehender Straßenbrücken der neuen Bundesländer in Lastklassen nach DIN 1072“ [11] wird weiterhin eine Anleitung zur Einstufung der Brücken der ehemaligen DDR in die Brückenklassen der Bundesrepublik Deutschland gegeben. In der zugehörigen Beispielsammlung [12] wird hierzu einen Arbeitsablauf angegeben:

1. Ermittlung der Bauwerksgeometrie, auch von verdeckten Bauteilen
2. Bestimmung der Baustofffestigkeiten
3. Annahme des statischen Systems
4. Nachrechnung der Brücke mit Schnittgrößen an den maßgebenden Systempunkten
5. Überprüfung des Bauwerkszustandes
6. Ermittlung der Grenztragfähigkeit und Einstufung der Brücke

Ein Großteil der Brücken der 60er Jahre des 20. Jahrhunderts sind Spannbetonbrücken. Diese wurden damals oft mit nicht begehbaren Hohlräumen ausgebildet. Damit lassen sich für viele Brücken weder der allgemeine Zustand noch die genaue Geometrie und die Baustoffeigenschaften des Spannstahls zerstörungsfrei ermitteln. In der heutigen Praxis werden deshalb oft viele Annahmen getroffen, die nicht immer begründbar sind. Damit ist eine genaue Nachrechnung und Beurteilung der Resttragfähigkeit nicht möglich und somit auch nicht eine wirtschaftliche Entscheidung über die Sanierung bzw. den Neubau.

1.2 Zielstellung

In dieser Arbeit wird speziell auf die Problematik der Nachrechnung von Spannbetonbrücken (Punkt 4 des obigen Arbeitsablaufes) eingegangen. Das erfolgt konkret am Beispiel der Spannbetonbrücke über die Saale im Zuge der Ortsumgehung Jena-Kunitz [8]. Diese Brücke ist die erste frei vorgebaute Spannbetonbrücke der ehemaligen DDR aus dem Jahr 1965. Nach diesem Vorbild wurden in der Folgezeit viele Brücken gebaut, die noch heute benutzt werden, so dass eine genaue Untersuchung Schlussfolgerungen für weitere Brücken ermöglicht.

Da die Brücke aus Nutzungsgründen erstetzt werden soll, sind an ihr zerstörende Prüfungen möglich. Dadurch lassen sich Baustoffeigenschaften, besonders die des Spannstahls, einfach durch Entnahme von Proben untersuchen.

Es soll im Rahmen dieser Diplomarbeit der Nachweis erbracht werden, dass das durch die Probennahme geschädigte Tragwerk mit genügender Sicherheit standfähig ist und die Prüfung gefahrlos durchgeführt werden kann.

1.3 Gliederung

Diese Arbeit beginnt mit einer Einleitung im *ersten Abschnitt*, die aus Problemstellung, Zielstellung und dieser Gliederung der Arbeit besteht.

Danach folgt ein Überblick über die Entwicklung der Spannbetonbauweise im historischen Kontext im *zweiten Abschnitt*. Dabei geht es darum, Konstruktionen, Baustoffe und Bauverfahren kurz vorzustellen. Dem schließt sich eine Analyse der Entwicklung der Normen an. Diese spiegeln den jeweils aktuellen Stand der Technik wieder und stellen damit einen Anhaltspunkt für zu treffende Annahmen bei unbekanntem Eigenschaften für die Nachrechnung bzw. den Tragfähigkeitsnachweis dar.

Im *dritten Abschnitt* werden vorbereitend für die Nachrechnung der Beispielbrücke die Grundlagen zur Nachrechnung bestehender Brücken gelegt.

Der folgende *vierte Abschnitt* behandelt die Nachrechnung und den Tragfähigkeitsnachweis für die durch zerstörende Prüfung geschädigte Spannbetonfreivorbaubrücke bei Jena-Kunitz über die Saale. Es wird das statische System, das FEM-Modell, die betrachteten Schädigungen und Belastungen, weitere Annahmen sowie die Berechnung der Brücke beschrieben. Abschließend werden die Ergebnisse der Berechnungen zusammengefasst.

Aus den zusammengefassten Ergebnissen werden im folgenden *fünften Abschnitt* konkrete Schlussfolgerungen für die Probennahme, die Prüfung und den Abriss der betrachteten Brücke abgeleitet. Diese werden abschließend für andere bestehende Brücken und auch für Neubauvorhaben verallgemeinert.

2 Entwicklung der Spannbetonbauweise im Brückenbau

2.1 Geschichte des Brückenbaus [1]

Die Geschichte des Spannbetonbaus ist eng mit der Geschichte des Brückenbaus verknüpft. Deshalb soll eine kurze Einführung in die Thematik am Anfang dieses Abschnittes stehen.

Die Entwicklung des Brückenbaus begann mit einfachen Überquerungen aus Holz. Hierzu diente am Anfang oft einfach ein umgefallener Baum. In der Antike fing man an, größere Brücken vor allem dann auch aus Stein zu errichten. Diese Bauform hat sich wie ihre Zeugnisse zeigen (Abb. 1, S. 11) über Jahrhunderte erhalten.

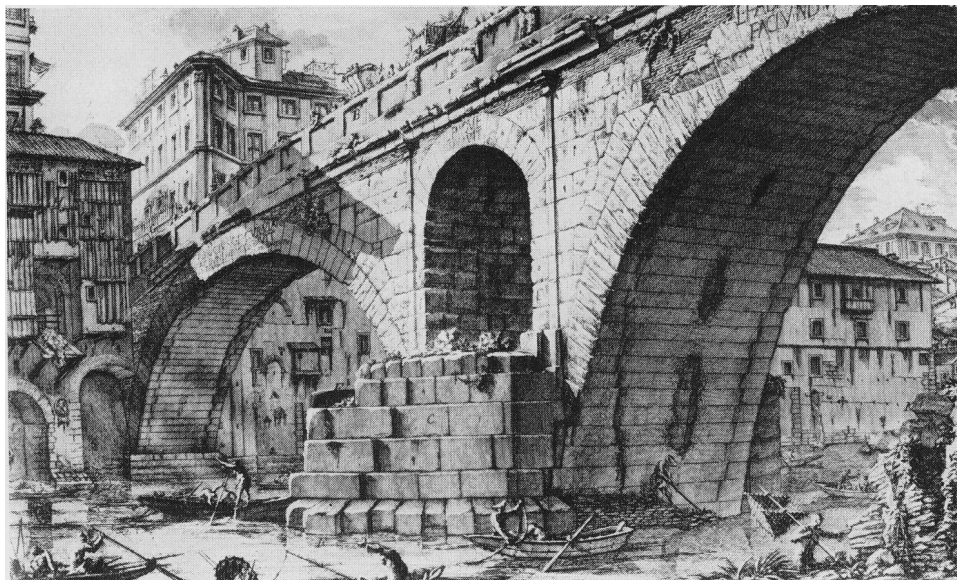


Abbildung 1: *Der Pons Fabricius in Rom nach einem Kupferstich von Piranesi [1]*

Das System der Steinbrücken ist immer der Bogen oder eine Reihe von Bögen, um Zugkräfte, die durch die Fugen nicht übertragen werden können, auszuschließen. Durch die vorherrschende Last, das Eigengewicht der Brücke, entstehen nur Druckkräfte im Bogen. Außerdem kann durch das hohe Eigengewicht der Horizontalschub an den Auflagern überdrückt werden (Abb. 2, S. 12).

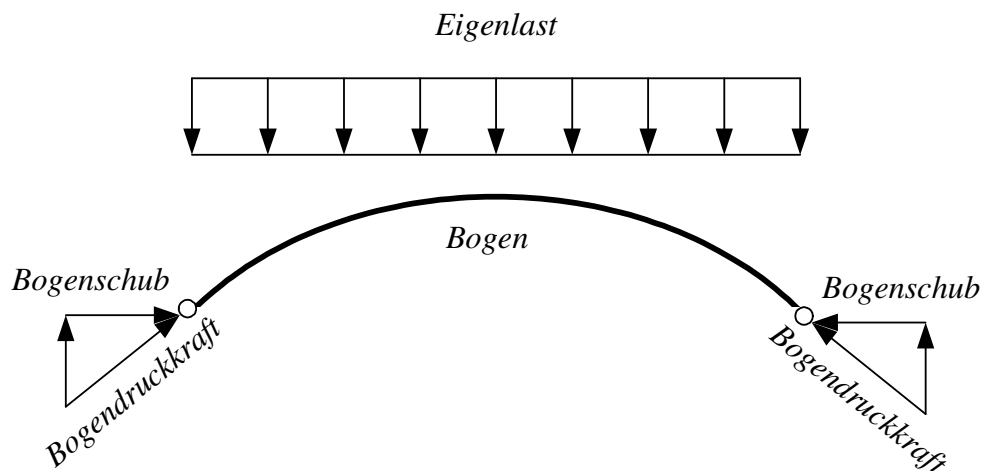


Abbildung 2: Wirkungsweise des Bogens

Im Mittelalter kamen zimmermannsmäßige Holzbrücken als neue Brückenformen hinzu.

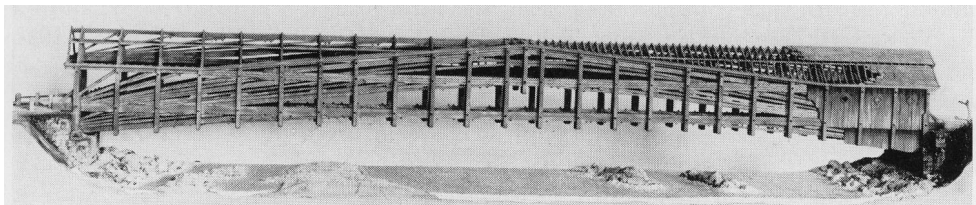
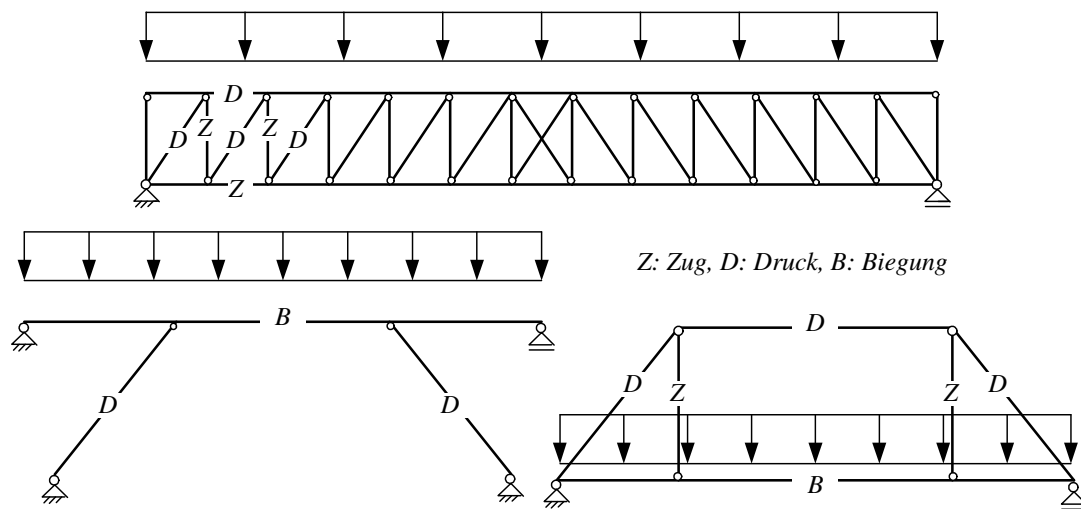
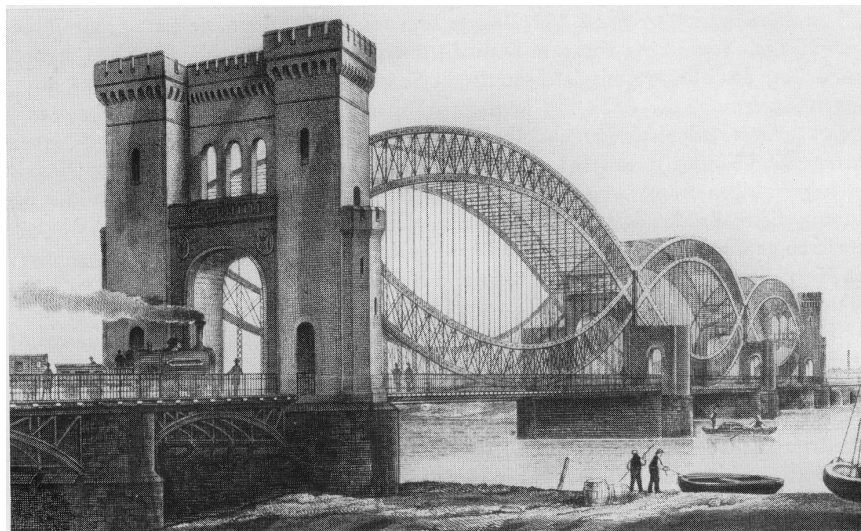


Abbildung 3: Modell für eine 199m weit gespannte Holzbrücke des ausgehenden 18. Jahrhunderts nach [1]

Durch den Baustoff Holz und geeignete zimmermannsmäßige Verbindungen wurde die Aufnahme von Zugkräften möglich, wie das Beispiel aus Abbildung 3 eindrucksvoll zeigt. Die wesentlichen statischen Systeme waren das Fachwerk, das Sprengwerk, das Hängewerk oder Kombinationen aus diesen (Abb. 4, S. 13).

Abbildung 4: *Fachwerk (oben), Sprengwerk (unten links) und Hängewerk (unten rechts)*

Mit Beginn der Industrialisierung im 19. Jahrhundert kamen Stahlbrücken hinzu (Abb. 5, S. 13).

Abbildung 5: *Elbebrücke Hamburg [1]*

Die statischen Systeme waren die gleichen wie bei den Holzbrücken, jedoch wurden die Spannweiten aufgrund der viel höheren Festigkeit des Stahls gegenüber Holz und den steiferen Verbindungen erheblich vergrößert.

Zum Ende des 19. Jahrhunderts wurde dann der Stampfbeton, der nur eine Abwandlung der Steinbrücken darstellte, zum Stahlbeton weiterentwickelt. Dabei nimmt der Stahl die im Querschnitt auftretenden Zugkräfte auf. Auch ließen sich die auftretenden Kräfte jetzt in Querrichtung

verteilen, was eine Lastabtragung in flächigen, punktgestützten Konstruktionen (Platten) ermöglichte. So kamen mit dem Stahlbeton neue statische Systeme hinzu: Neben flachen Bögen (Abb. 6, S. 14) wurden auch Platten und Plattenbalken, sowie als Kombination beider der Hohlkasten möglich (Abb. 7, S. 14). Die beiden letzt genannten Querschnittsformen sind Optimierungen hinsichtlich der Tragfähigkeit im Verhältnis zum Eigengewicht, da trotz geringer Querschnittsfläche große statische Höhen erzielt werden.



Abbildung 6: Bremer Ausstellungsbrücke von 1890 [1]

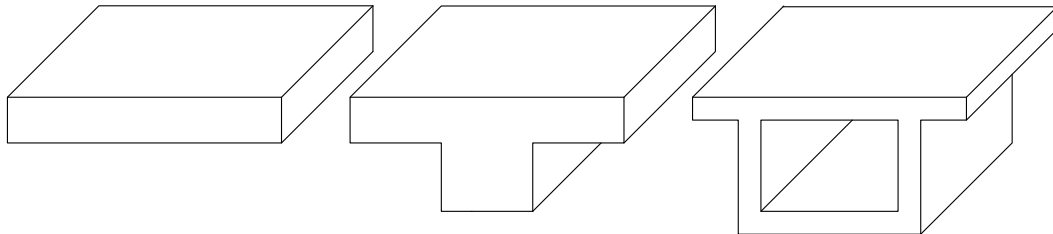


Abbildung 7: Platte (links), Plattenbalken (Mitte) und Hohlkasten(rechts)

Der Amerikaner P. H. Jackson machte 1886 den Vorschlag Beton vorzuspannen, um die Zugkräfte zu eliminieren [13]. Im Jahr 1888 wurde in Berlin von W. Döhring ein erstes Patent zu vorgespanntem Beton angemeldet [13]. Um 1900 machte M. Koenen in Deutschland erste Versuche zur Erzeugung einer Druckspannung im Beton. Allerdings waren die damals vorhandenen Bewehrungsstähle nicht zugfest genug, um eine ausreichend wirksame Vorspannung zu erzeugen [14]. Wettstein benutzte 1919 Stahldrähte von 0,1 bis 0,5 mm Durchmesser für seine Spannbetonbretter. Diese musste er allerdings sehr eng legen [15]. Aber erst hochfeste Stähle ermöglichten eine ausreichend große Vorspannkraft bei gleichzeitig geringem Stahlverbrauch. Dies wurde 1923 von dem Amerikaner Dill erkannt [15]. E. Freyssinet meldete dann zwischen 1928 und 1936 verschiedene Erfindungen im Bezug auf Spannpressen und Verankerungen zum Patent an [13].

Dadurch lässt sich erkennen, dass erst in den 30iger Jahren des 20. Jahrhunderts der Spannbeton soweit entwickelt wurde, dass mit ihm Brücken gebaut werden konnten. Die erste in Deutschland errichtete Spannbetonbrücke entstand 1935 in Aue (Abb. 8, S. 15). Sie wurde von F. Dischinger mit externer Vorspannung geplant und musste regelmäßig nachgespannt werden.



Abbildung 8: Erste Spannbetonbrücke in Deutschland 1935 [1]

In den Jahren nach dem Zweiten Weltkrieg wurde der Spannbetonbau stark weiterentwickelt. Es entstanden neue Bautechniken, z. B. der Freivorbau (Abb. 9, S. 15). Außerdem wurde durch Fertigteile ein schnelleres Bauen ermöglicht.

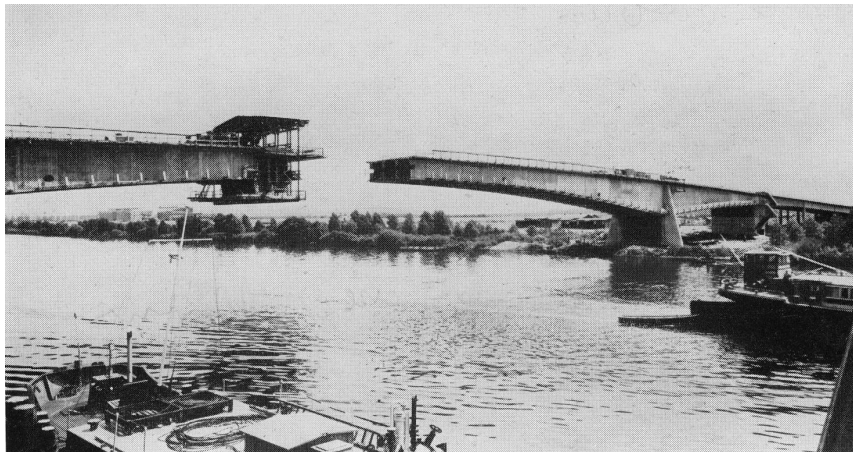


Abbildung 9: Freivorbau der Mainbrücke Höchst [1]

Die erste Spannbetonnorm in Deutschland wurde 1953 herausgegeben (DIN 4227, [2]). Darin werden Verbundarten, Konstruktionen, Baustoffe und Randbedingungen zum Spannbeton zusammengefasst und genormt. Die Grundlagen und die Entwicklung der Normung werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

2.2 Grundlagen von Spannbeton im Brückenbau

2.2.1 Verbund

Verbundarten

Die Übertragung der Spannkkräfte auf den Beton erfolgt entweder mit Verbund oder ohne Verbund (Abb. 10, S. 16).

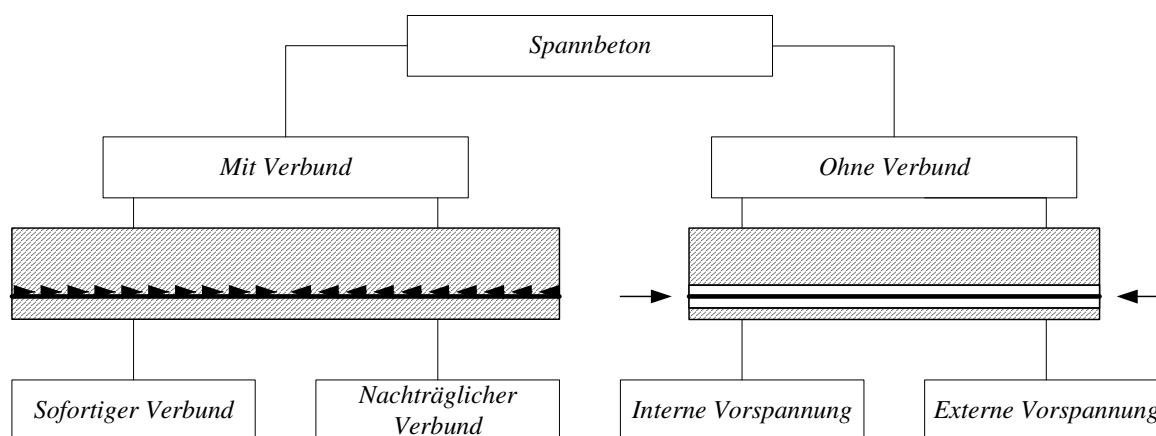


Abbildung 10: Lasteinleitung mit Verbund (links), ohne Verbund (rechts)

Ist der Spannstahl direkt mit dem Beton in Kontakt, entsteht ein Verbund. Dieser kann entweder sofort beim Betonieren oder nachträglich durch Auspressen der Hüllrohre erfolgen. Die Spannkraft wird dabei über Reibung über die Spannliedlänge auf den Betonquerschnitt übertragen.

Liegt kein Verbund vor, wird die Spannkraft über Anker am Spannliedende in den Beton eingeleitet. Liegt der Spannstahl im Betonquerschnitt, so spricht man von interner Vorspannung, andernfalls von externer Vorspannung.

Sofortiger Verbund

Mit dem Verfahren basierend auf sofortigem Verbund werden vor allem Fertigteile hergestellt, da es eine aufwändige Schalung erfordert, die auch als Spannbett geeignet ist und die hohen Spannkkräfte aufnehmen kann. In das Spannbett werden die Spannstähle sowie die schlaaffe Bewehrung eingelegt. Die Spannstähle werden vorgespannt. Anschließend wird betoniert. Das Fertigteil wird solange in der Schalung belassen, bis der Beton die auftretenden Verankerungskräfte der Spannstähle aufnehmen kann.

Dieses Verfahren ist besonders günstig, wenn die Bauteile eine transportable Größe haben und das gleiche Teil öfters hergestellt wird, also für Fertigteile. Auf Baustellen wird es aufgrund der oben genannten Randbedingungen selten eingesetzt.

Nachträglicher Verbund

Bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund werden die Spannstähle in Hüllrohren in der Schalung verlegt. Sobald die Bewehrung komplett eingebaut ist, wird betoniert. Nachdem der Beton eine Mindestfestigkeit erreicht hat, werden die Spannstähle vorgespannt und verankert. Anschließend werden die Hüllrohre mit Zementmörtel verpresst, um den Verbund herzustellen.

Bei diesem Verfahren ist die Güte des Einpressvorgangs mit Zementmörtel von besonderer Bedeutung. Der eingepresste Mörtel bildet den Verbund zwischen Spannstahl und Betonquerschnitt, er schützt den Spannstahl durch seinen hohen pH-Wert aber auch vor Korrosion. Die Güte des Einpressens scheint sich über die Zeit geändert zu haben, so sind Brücken aus den 60er Jahren gut verpresst, aus späterer Zeit gibt es aber auch Brücken, bei denen große Hohlräume verblieben sind [16].

Ohne Verbund

Beim Spannbeton ohne Verbund wird kein kraftschlüssiger Verbund zwischen den Spanngliedern und dem Betonquerschnitt hergestellt. Dabei können die Spannglieder innerhalb oder außerhalb des Querschnittes liegen (interne bzw. externe Vorspannung). Bei der ersten vorgespannten Brücke von Dischinger in Aue (Abb. 8, S. 15) lagen die Stabspannglieder außerhalb des Querschnittes, da sie regelmäßig nachgespannt werden mussten. Problematisch ist hierbei jedoch der Korrosionsschutz der Spannglieder. Aus diesem Grund wurde der Spannbeton ohne Verbund lange nicht angewendet. Heute liegen die Spannglieder in Hüllrohren, die mit einem korrosionsverhindernden Fett gefüllt sind.

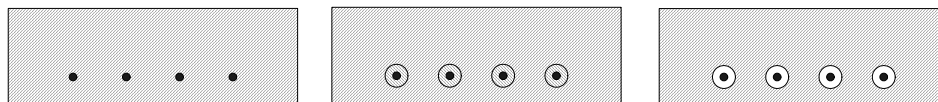


Abbildung 11: Spannbetonquerschnitt mit sofortigem Verbund (links), nachträglichem Verbund (Mitte) und ohne Verbund (rechts)

2.2.2 Material

Spannbeton besteht aus den drei Komponenten Beton, Spannstahl und schlaffer Bewehrung.

Beton

Der Beton übernimmt im Spannbeton die Aufnahme der Druckkräfte. Infolge der durch die Vorspannung aufgebrachten Kräfte sind diese sehr groß. Deshalb werden hier vor allem hochfeste Betone verwendet. In den 1920er Jahren schlug Freyssinet [15] dazu vor, den Beton während des Erhärtens unter Druck zu setzen und zu rütteln. Heutzutage werden hochfeste Betone durch die Optimierung der Betonrezeptur erreicht.

Einen wesentlichen Einfluss auf den inneren Spannungszustand im Spannbeton haben das Kriechen und Schwinden des Betons. Diese erzeugen kleine Verformungen, die infolge der hohen Druckkräfte jedoch zu wesentlichen Schnittgrößen führen, die die Wirkung der Vorspannung reduzieren.

Der Begriff Kriechen bezeichnet das zeit- und lastabhängige Verformungsverhalten von Baustoffen. Bei Beton tritt es verstärkt unter dauernder Druckspannung, wie sie beim Spannbeton vorkommt, auf. Das Kriechen des Betons erfolgt durch eine Gefügeumwandlung unter Volumenabnahme [15]. Die Größe der Kriechverformung ist von verschiedenen Faktoren, unter anderem dem Betonalter beim Aufbringen der Spannung und den herrschenden Umweltbedingungen, ab. Mit zunehmenden Betonalter nimmt das Kriechvermögen abhängig. So folgt bei älterem Beton die Reaktion auf Änderungen der Randbedingungen (z.B. Ausfall eines Spanngliedes) nur langsam und nicht so ausgeprägt wie bei jungem Beton.

Das Schwinden des Betons ist eine Volumenabnahme durch Wasserverlust, die vor allem bei der Erhärtung des Frischbetons auftritt. Dabei gibt es das Frühschwinden, das durch Verdunstung auftritt, das chemische Schwinden, das durch die Hydratation verursacht wird, sowie das Trocknungsschwinden, das durch die Austrocknung des Zementsteines verursacht wird. Nur das Trocknungsschwinden ist umkehrbar: Durch Wasseraufnahme des bereits erhärteten Betons kommt es zum Quellen. Das Endschwindmaß ist wesentlich von der Rezeptur des Frischbetons, also der Korngrößenverteilung des Zuschlages, dem Wassergehalt und dem Zementgehalt abhängig.

Durch die Zugabe von Betonzusatzstoffen oder Zusatzmitteln können in unterschiedlichem Umfang verschiedene Betoneigenschaften (Fließverhalten, Festigkeitsentwicklung u. a.) noch angepasst werden. Diese beeinflussen den Beton jedoch nur in der Einbauphase und nicht die Eigenschaften im Gebrauchszustand.

Eine Sonderform des Betons ist der Einpressmörtel. Dieser wird bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund nach dem Vorspannen in die Hüllrohre gepresst, um den Verbund zwischen Beton und Spannstahl herzustellen.

Spannstahl

Der Spannstahl überträgt durch seine Vorspannung Druckkräfte in den Beton, um im Querschnitt auftretende Zugkräfte entweder ganz oder teilweise zu eliminieren. Man spricht entsprechend von voller bzw. teilweiser Vorspannung. In jedem Fall jedoch werden aus Eigenlasten resultierende Zugkräfte überdrückt. Dafür sind hochfeste Stähle erforderlich, die hohe Zugkräfte aufnehmen können.

Viele der ersten hochfesten Stähle neigten zur Spannungsrisskorrosion. Diese ist eine verformungsarme Rissbildung unter Einwirkung von Zugspannungen, bei der keine sichtbaren Korrosionsprodukte auftreten. Allerdings kann sie durch vorhandene Korrosionsstellen gefördert werden. Randbedingungen für die Spannungsrisskorrosion sind unter anderem

- ein für den Beton niedriger pH-Wert (um 10),
- elektrochemische Reaktionen mit anderen Metallen oder der schlaffen Bewehrung,

- das Vorhandensein korrosionsfördernder Ionen (Cl^- , SO_4^{2-} , u.a.) [17].

Für die Entstehung von Spannungsrisskorrosion müssen drei Bedingungen erfüllt sein:

- Der Werkstoff muss anfällig für Spannungsrisskorrosion sein,
- er muss unter Zugspannungen stehen,
- es muss ein spezifisches Angriffsmittel vorhanden sein.

Das Angriffsmittel bei Spannstählen der 1960er und 70er Jahre ist Wasserstoff, der auch als Wasser vorhanden sein kann. Auch Chloridionen sowie Sulfate können bei bestimmten Spannstählen Spannungsrisskorrosion fördern.

Risse und Kerben in den Spannstählen tragen wesentlich zur Bildung von Spannungsrisskorrosion bei. In [18] wurde nachgewiesen, dass in vorgeschädigten Probestücken schon wesentlich früher eine Risskorrosion einsetzt als in ungeschädigten.

Die Spannungsrisskorrosion besteht im wesentlichen aus zwei Teilvorgängen:

1. Den elektrochemischen Korrosionsvorgängen an der Stahloberfläche und
2. den physikalischen Transport- und Bruchvorgängen im Stahl.

Dabei wird bevorzugt in Bereichen mit gestörtem Gittergefüge Wasserstoff in das Gittersystem des Stahles eingebaut (Korngrenzendiffusion, Abb. 12, S. 19), wodurch nach und nach ein Riss im Stahl entsteht.

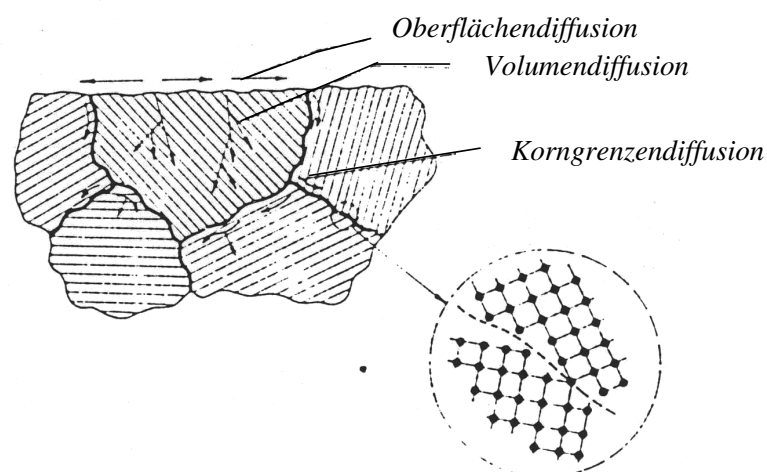


Abbildung 12: Korngrenzendiffusion

Um einer Schädigung vorzubeugen, muss mindestens eine der drei oben genannten Bedingungen vermieden werden. Das Vorhandensein von Wasser lässt sich bei einbetonierten Stählen nicht vermeiden, denn bevor der Beton ausgehärtet ist, kann der Spannungsriss schon induziert sein. Auch die Zugspannung kann bei Spannstäben nicht vermieden werden. Deshalb werden heute Stähle verwendet, die für Spannungsrisskorrosion unempfindlich sind. Dies wird erreicht durch spezielle Legierungen mit anderen Metallen.

Schlaffe Bewehrung

Die schlaffe Bewehrung dient der Verteilung der Risse, um diese möglichst klein zu halten, damit der Spannstahl und die schlaffe Bewehrung nicht durch Umwelteinflüsse korrodieren. Risse treten nur dort auf, wo im Beton Zugspannungen vorhanden sind. Dies ist bei nachträglicher Vorspannung vor dem Vorspannen und bei teilweiser Vorspannung der Fall.

Außerdem werden durch die schlaffe Bewehrung Querkraftkräfte aufgenommen, die durch die Druckspannungen entstehen.

2.2.3 Lastannahmen

Das im Brückenbau übliche Lastmodell unterteilt die Brücke in eine Hauptspur und eine oder mehrere Nebenspuren. Auf der Hauptspur wird als Verkehrslast ein der Brückenklasse entsprechender Schwerlastwagen (SLW) in ungünstiger Position angesetzt. Auf der ersten Nebenspur wird ein Lastkraftwagen (LKW) angeordnet. Außerdem wird die gesamte Brücke mit einer Flächenlast belegt (Vollstau), die zwischen Haupt- und Nebenspur unterschiedlich ist (Abb. 13, S. 20).

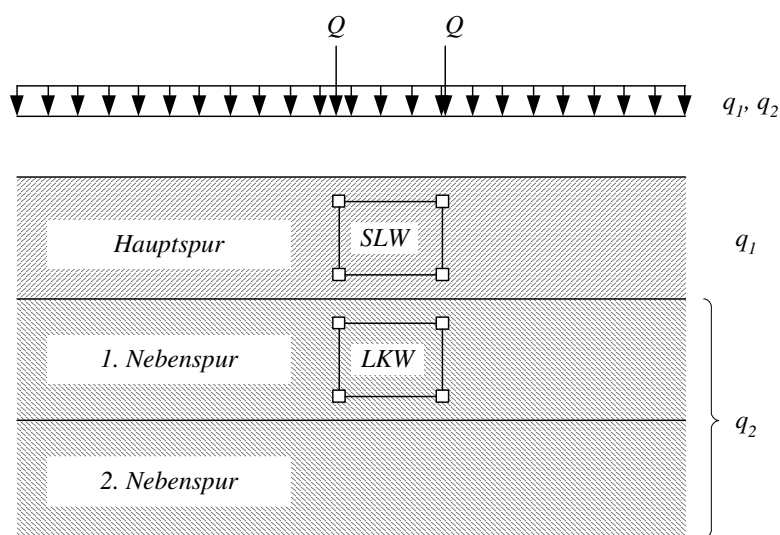


Abbildung 13: Lastmodell

Weitere Lastfälle sind:

- **Eigenlast:** Es wird das Betonvolumen mit einer Wichte von $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$, welche den Beton sowie den schlaffen und Spannstahl beinhaltet, angesetzt.
- **Ausbaulast:** Die Ausbaulast umfasst die Fahrbahn, die Kappen, Geländer, eventuell Lärmschutzwände und andere Brückeneinrichtungen.
- **Bremslast:** Bremslasten entstehen, wenn Fahrzeuge auf der Brücke negativ beschleunigen.
- **Temperatur:** Temperaturlastfälle sind die gleichmäßige Erwärmung (infolge langfristiger Temperaturunterschiede, z. B. zwischen Sommer und Winter) sowie eine unterschiedliche Erwärmung an der Ober- und Unterseite (infolge kurzfristiger Temperaturunterschiede, z. B. im Tagesverlauf).
- **Wind:** Der Wind ist sowohl auf die seitliche Brückenfläche als auch auf ein Verkehrsband (Staufall) bzw. eventuell vorhandene Lärmschutzwände anzusetzen. Windlasten können auch dynamisch sein, z. B. bei schlanken Tragwerken.
- **Schnee:** Schneelasten werden in Abhängigkeit der Brückenklasse bzw. -kategorie angesetzt.
- **Kriechen und Schwinden:** Wie bereits angesprochen, führen Kriechen und Schwinden im Spannbeton zu nicht vernachlässigbaren Schnittgrößen, die zu berücksichtigen sind.
- **Schnittgrößenumlagerung:** Ändert sich das statische System zwischen Transport-, Bau- und Nutzungszustand kommt es zur Umlagerung der Schnittgrößen.
- **Anprall:** Anpralllasten entstehen durch das Auffahren auf die Brückenkappe oder den Anprall an Stützen.
- **Stützensenkung:** Infolge Setzungen im Baugrund oder auch durch Anprall kann es zu Stützensenkungen kommen, die, je nach statischer Unbestimmtheit des System, große Schnittgrößen bewirken.
- **Dynamische Lasten:** Dynamische Lasten, zum Beispiel beim Überfahren einer unebenen Brückenoberfläche, sind ggf. gesondert anzusetzen.

2.2.4 Sicherheitskonzept

Material, Geometrie und Lasten sind mit gewissen Unsicherheiten behaftet.

Zum Beispiel ist Spannbeton kein homogener Baustoff. Seine Wichte ist u. a. vom Zuschlag und der Bewehrungs- bzw. Spannstahlmenge abhängig. Außerdem ändern sich die Eigenschaften der beteiligten Baustoffe im Laufe der Zeit, auch in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte.

Die Geometrie differiert immer zwischen Planung und Ausführung infolge der Herstellungsgenauigkeiten. Die Abweichungen liegen im Betonbau im cm-Bereich.

Mit dem größten Unsicherheitsfaktor sind jedoch die oben genannten Lasten behaftet. Sie treten im Laufe der Lebensdauer der Brücke mit einer sehr unterschiedlichen Häufigkeit auf und sind auch in ihrer Größe nur relativ ungenau zu planen (z. B. Windlasten).

Die Unsicherheiten werden durch Sicherheitsbeiwerte für das Material und die Lasten berücksichtigt. Die Unsicherheiten bei der Geometrie sind über die Eigenlast abgedeckt.

Für die Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte gibt es zwei Konzepte:

- **Globales Sicherheitskonzept:** Bei diesem Konzept werden alle Unsicherheiten zu einem globalen Sicherheitsbeiwert zusammengefasst.
- **Teilsicherheitskonzept:** Das Teilsicherheitskonzept ordnet jedem Lastfall und jedem Materialwiderstand einen Sicherheitsbeiwert zu. Dieser hängt vor allem von der Genauigkeit der Vorhersage bzw. Streuung sowie der Häufigkeit und Dauer des Auftretens ab.

Zusätzlich zu der Unsicherheit der Größe der einzelnen Lastfälle ist noch entscheidend, in welcher Kombination diese auftreten: Die Eigenlast sowie die Vorspannung sind z.B. immer vorhanden, Verkehrslasten sind häufig (jedoch schwankend) und Schneelasten sind z.B. selten. Diesem Umstand kann durch Kombinationsbeiwerte Rechnung getragen werden, die verschiedene Lastfälle in Kombinationen unterschiedlich wichten.

2.2.5 Nachweisführung

Die Nachweisführung umfasst unterschiedliche Nachweise zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit.

- **Tragfähigkeit:** Der Nachweis der Tragfähigkeit zeigt, dass das Tragwerk der angenommenen Belastung mit ausreichender Sicherheit widersteht. Prinzipiell erfolgt das durch einen Vergleich von zulässigen bzw. aufnehmbaren Größen mit vorhandenen Größen. Diese können Spannungen, Dehnungen, Kräfte oder Momente sein.
- **Gebrauchstauglichkeit:** Des Weiteren muss sichergestellt werden, dass das Tragwerk über seine Lebensdauer gebrauchstauglich bleibt. Das bedeutet,
 - dass Verformungen, Verschiebungen und Verdrehungen in einem definierten Rahmen bleiben,
 - dass Rissbreiten so klein bleiben, dass die Umwelt keinen negativen Einfluss auf die Bewehrung hat,
 - dass der Verbund zwischen Beton und Spannstahl sowie schlaffer Bewehrung gesichert ist.

2.3 Entwicklung der Spannbetonnormung in Deutschland

Um die Entwicklung der Spannbetonnormung in Deutschland darzustellen, wurde eine Auswahl an DIN- und TGL-Dokumenten miteinander verglichen. Die DIN ist das Deutsche Institut für Normung der Bundesrepublik Deutschland, die TGL sind die Technischen Güte- und Lieferbedingungen der ehemaligen DDR.

Die DIN 4227 (1953) als erste Spannbetonnorm ist als Standard der ehemaligen DDR gekennzeichnet und wird hier deshalb den TGL zugeordnet. Die folgende Tabelle zeigt wichtige Normen im Bereich des Spannbetonbrückenbaus, die in dieser Arbeit untersucht werden.

Thema	DIN	TGL
Spannbetonbauteile	4227 (1988)	4227 (1953, 1963)
Betonbrücken	1075 (1981)	1075 (1965)
Straßen und Wegbrücken: Lastannahmen	1072 (1967)	1072 (1965)
Lastannahmen	Fachbericht 101 (2001, 2003)	
Betonbrücken	Fachbericht 102 (2001, 2003)	

Tabelle 1: *Wichtige Normen im Bereich des Spannbetonbrückenbaus*

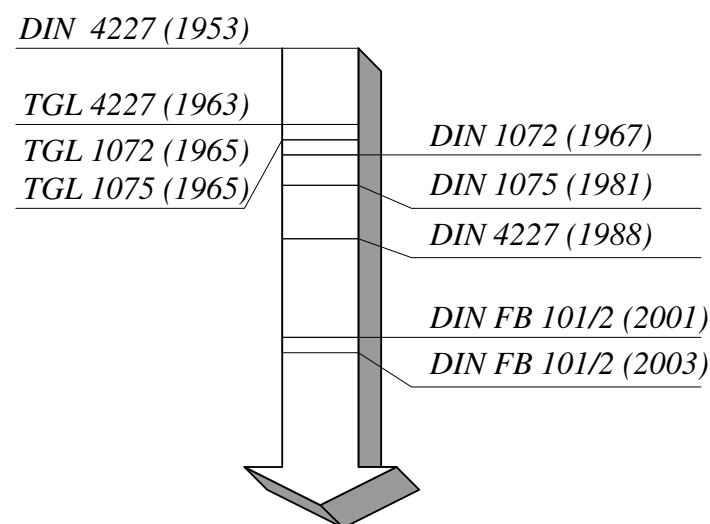


Abbildung 14: *Zeitliche Reihenfolge der verwendeten Normen*

Die Systematik des Vergleiches richtet sich nach der oben aufgestellten Reihenfolge der Grundlagen von Spannbeton im Brückenbau (siehe Abschnitt 2.2).

2.3.1 Verbund

Grundsätzlich werden in allen Normen der Reihe 4227 die drei Verbundarten (sofortiger Verbund, nachträglicher Verbund, ohne Verbund) gleich definiert. Allerdings wird der Spannbeton ohne Verbund in der DIN 4227 (1988) in einem gesonderten Abschnitt (Teil 6) behandelt [4].

Den einzigen Unterschied im Verbund zwischen den verschiedenen Versionen der Norm betrifft Spannbeton ohne Verbund. In der ersten Spannbetonnorm, der DIN 4227 (1953) [2], wurde Spannbeton ohne Verbund sowie das Nachspannen dieser Konstruktionen erlaubt. Dies wurde in den Nachfolgeversionen wegen der Korrosionsgefahr der Spannstähle jedoch untersagt. Spannbeton ohne Verbund findet sich dann erst ab 2001 wieder in den Normen [19], weil dadurch das nachträgliche Austauschen der Spannglieder möglich ist. Der Korrosion wird durch Hüllrohre, die mit einem korrosionsverhindernden Fett gefüllt sind, begegnet.

2.3.2 Material

Beton

Die wichtigsten Normwerte für Beton sind der E-Modul, die Druckfestigkeit und die Betondeckung.

- **E-Modul:** Der E-Modul bezeichnet das Verhältnis aus Betonspannung und daraus resultierender Betondehnung und damit die Steifigkeit. Da der Beton kein linear elastisches Materialverhalten aufweist, ist dieser Wert nicht konstant, wird aber für einen gewissen Gebrauchsbereich als konstant angegeben. Trotzdem haben Betone unterschiedlicher Druckfestigkeit auch eine unterschiedliche Steifigkeit und damit einen abweichenden E-Modul. Das zeigt Abb. 15, S. 25 in Verbindung mit der Entwicklung des E-Moduls in den Normen. In der DIN 4227 (1953) wird für den Beton ein relativ hoher E-Modul von 30.000 bis $40.0000 \frac{N}{mm^2}$ gefordert [2]. Dies bleibt über die Zeit sowohl in der BRD als auch in der ehemaligen DDR gleich, wobei sich die Bezeichnungen der Betone unterscheiden. Erst mit dem DIN Fachbericht 102 (2003) werden auch weniger steife Betone verwendet, selbst die druckfestesten Betone erreichen nun nicht mehr die Steifigkeit der Betone aus den Normen zuvor, sondern nur noch Werte von 25.800 bis $36.800 \frac{N}{mm^2}$ [5].
- **Druckfestigkeit:** Die Druckfestigkeit beschreibt einen Spannungswert, bei dessen Überschreiten der Beton versagt. Auch hier ist ein einzelner Wert wenig aussagekräftig, da das Versagen vom gesamten Spannungszustand im Bauteil abhängt. Deshalb werden in den Normen Festigkeiten für unterschiedliche Belastungsformen (Druck, Biegung, Zug) und Bauteile (Plattenbalken, Hohlkasten, usw.) angegeben. In Abb. 15, S. 25 erfolgt der Vergleich für den Plattenbalken/ Hohlkasten unter Biegebelastung in der vordruckten Zugzone. Es zeigt sich, dass mit der Entwicklung der Normen die Betone immer höhere Druckfestigkeiten aufweisen: Hat der druckfesteste Beton der Norm von 1953 eine Festigkeit von $20 \frac{N}{mm^2}$, so werden 2003 schon Betone mit einer 2,5fachen Druckfestigkeit genormt.

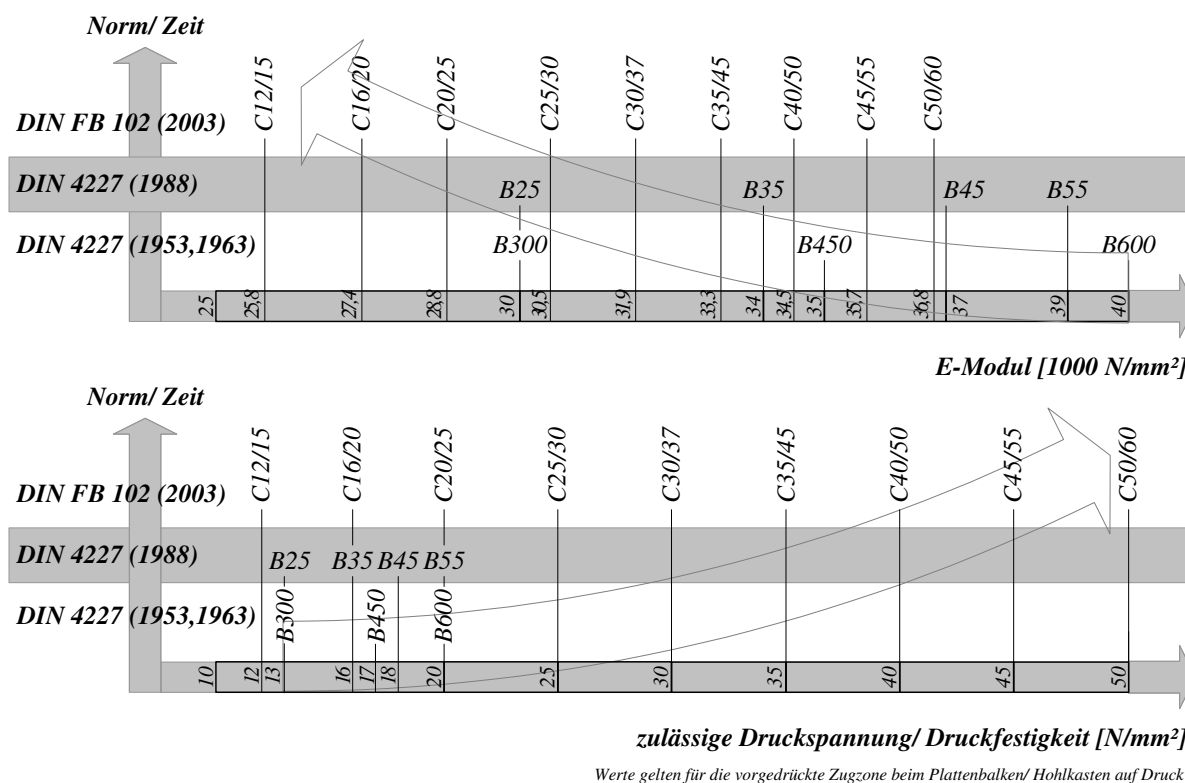


Abbildung 15: Entwicklung des E-Moduls von Beton und der Betonfestigkeit in der Normung [2], [3], [4], [5]

- **Betondeckung:** Die Betondeckung dient dem Bewehrungsstahl zum Schutz vor Umwelteinflüssen: Es soll eine Störung des basischen Milieus durch Karbonatisierung verhindert bzw. verlangsamt werden, da ansonsten der Betonstahl korrodieren würde.

Laut DIN 4227 war die Betondeckung c bis 1988 nach der jeweils gültigen DIN 1045 zu berechnen. Danach wurde der Hüllrohrinnendurchmesser $d_{i,HR}$ herangezogen [4]:

$$c = \max \begin{cases} 0,6 \cdot d_{i,HR} \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Eine Ausnahme bildet hier die DIN 1075 (1981), die eine Betondeckung von 3 bis 5 cm angibt [20].

Weitere wichtige Aussagen zum Beton betrifft die Verwendung von Beton als Verpressmörtel der Spannkäme und die Verwendung von Betonzusatzstoffen.

- **Verpressmörtel:** Der Verpressmörtel wird nach dem Vorspannen der Spannglieder in die Hüllrohre gepresst, um den Verbund herzustellen. Da er in direktem Kontakt mit dem

Spannstahl tritt, hat er eine besondere Bedeutung für den Korrosionsschutz der Spannglieder. Das Einpressen von Zementmörtel in Spannkäle wird in Teil 5 der DIN 4227 (1979) geregelt [21].

- **Betonzusatzstoffe:** Das Zugabe von Betonzusatzstoffen oder Zusatzmitteln zur Beeinflussung der Betoneigenschaften in der Einbauphase ist von der Verbundart und dem Einsatzgebiet des jeweiligen Betons abhängig. So sind Betonzusatzstoffe bei Einpressmörteln für die Hüllrohre erlaubt, wenn sie nicht latent hydraulisch wirken (Korrosionsschutz, [21]). In der TGL 4227 finden Betonzusatzstoffe keine Erwähnung.

Spannstahl

Die wichtigsten Normwerte für den Spannstahl sind der E-Modul und die Zugfestigkeit.

- **E-Modul:** Da Stahl ein linear-elastisches Materialverhalten aufweist, beschreibt der E-Modul das Verhalten unter Belastung sehr gut.

In den Normen der ehemaligen DDR wurden von Anfang an (1953) E-Moduli für Spannglieder genormt [2]. Später (1963) wurde noch der Einfluss der Relaxation (Spannungsabbau unter Belastung) durch Anpassung des E-Moduls berücksichtigt [3]. Die Werte lagen zwischen 180.000 und 210.000 $\frac{n}{mm^2}$ [2] in Abhängigkeit von der Herstellung (gewalzt oder gezogen) und der Geometrie (Einzeldraht oder Litze aus mehreren Drähten). Alle anderen Normen verwiesen auf die jeweils erforderliche allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

- **Zugfestigkeit:** Die Zugfestigkeit ist die Stahlspannung, bei der der Spannstahl beginnt zu fließen. Das heißt, dass kleine Erhöhungen der Zugspannung große Dehnungsänderungen bewirken.

In der TGL 4227 (1963) gibt es Angaben zu Festigkeitswerten [3]. Alle anderen Normen verweisen auf die jeweils erforderliche allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

Erst 1979 wurden Mindestdurchmesser für Spannglieder in der DIN 4227 festgelegt. Dabei sollte der Einzeldraht mindestens einen Durchmesser von $5mm$ oder, bei nicht kreisförmigen Spannstählen eine Querschnittsfläche von mindestens $30mm^2$ haben [21].

Schlaffe Bewehrung

Die betrachteten Spannbetonnormen machen wenig Aussagen zur schlaffen Bewehrung. Zur Ermittlung der schlaffen Bewehrung für Biegezug, Schub und Rissverteilung wird auf die jeweils gültige Stahlbetonnorm verwiesen. Einzig Aussagen zu Mindestbewehrungen werden getroffen. So wurde 1953 der Wert der Mindestbewehrung auf 0,3% des Betonquerschnittes festgelegt [2]. Dieser Wert taucht auch in der TGL 4227 (1963) wieder auf [3]. 1988 wurde in der DIN 4227 ein Höchstabstand der Bewehrung von $20cm$ festgelegt, außerdem wurde die Art des Bauteils und die Betonfestigkeit für die Mindestbewehrung ausschlaggebend [4].

2.3.3 Lastannahmen

Die im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Normen zu Lastannahmen sind die TGL 1072 (1965) [6] und der DIN-Fachbericht 101 (2003) [5].

In beiden wird das bereits beschriebene Lastmodell (siehe Abb. 13, S. 20) prinzipiell zu Grunde gelegt (Abb. 16, S. 27 und Abb. 17, S. 27). Die TGL 1072 definiert nur zwei unterschiedliche Flächenlasten, eine für die Hauptspur und eine für die Nebenspur mit den Restflächen, die deshalb in unten stehender Abbildung zusammengefasst sind. Der DIN-Fachbericht hat die gleiche Vorgehensweise, nur dass auf der ersten Nebenspur ein zweites Regelfahrzeug als Belastung angeordnet wird. Das liegt sicherlich darin begründet, dass in den 60er Jahren auch Autobahnen nur zweispurig gebaut wurden und man nicht davon ausging, dass sich zwei Regelfahrzeuge auf der Brücke überholen.

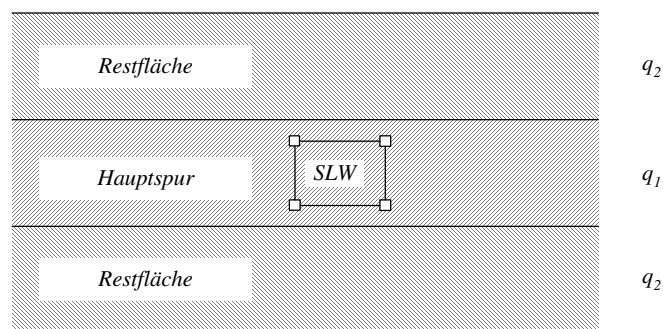


Abbildung 16: Lastmodell nach TGL 1072 (1965) [6]

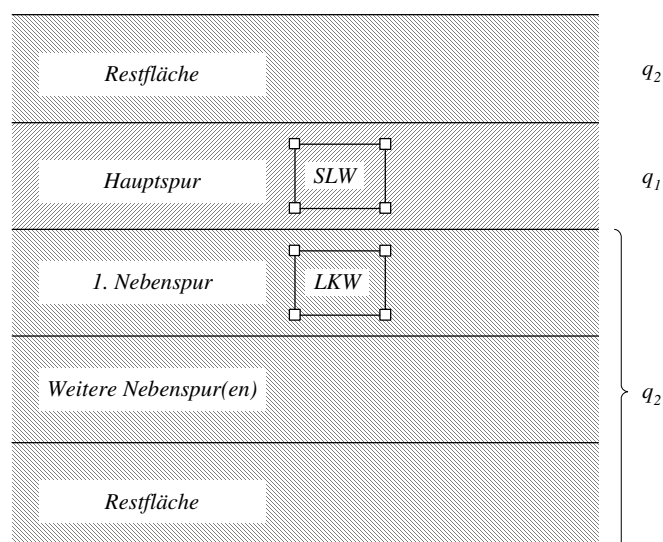


Abbildung 17: Lastmodell nach DIN-Fachbericht 101 (2003) [5]

Die genauen Größen für die Regelfahrzeuge und die Flächenlasten sind zwischen den beiden Normen unterschiedlich. Die TGL 1072 (1965) definiert Brückenklassen (BK). Die BK 60 ist die größte Brückenklasse, sie wird mit einem Regelfahrzeug SLW60 (600kN) und einer Regellast von $5\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ belastet (Abb. 18, S. 28). Die Werte für die kleinste Brückenklasse liegen bei $7,5\text{kN}$ und $4\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Im DIN-Fachbericht 101 wird der Begriff der Brückenklasse weiterhin verwendet, jedoch werden keine expliziten Werte für unterschiedliche Brückenklassen angegeben. Genormt sind Grundwerte für das Regelfahrzeug und die Regellast jeweils für die Haupt- und Nebenspur (Abb. 18, S. 28). Diese Grundwerte sind mit einem Beiwert für die entsprechende Brückenklasse anzupassen. Die angegebenen Grundwerte betragen für das Regelfahrzeug 240kN auf der Hauptspur und 160kN auf der Nebenspur sowie für die Regellast $9\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ bzw. $2,5\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

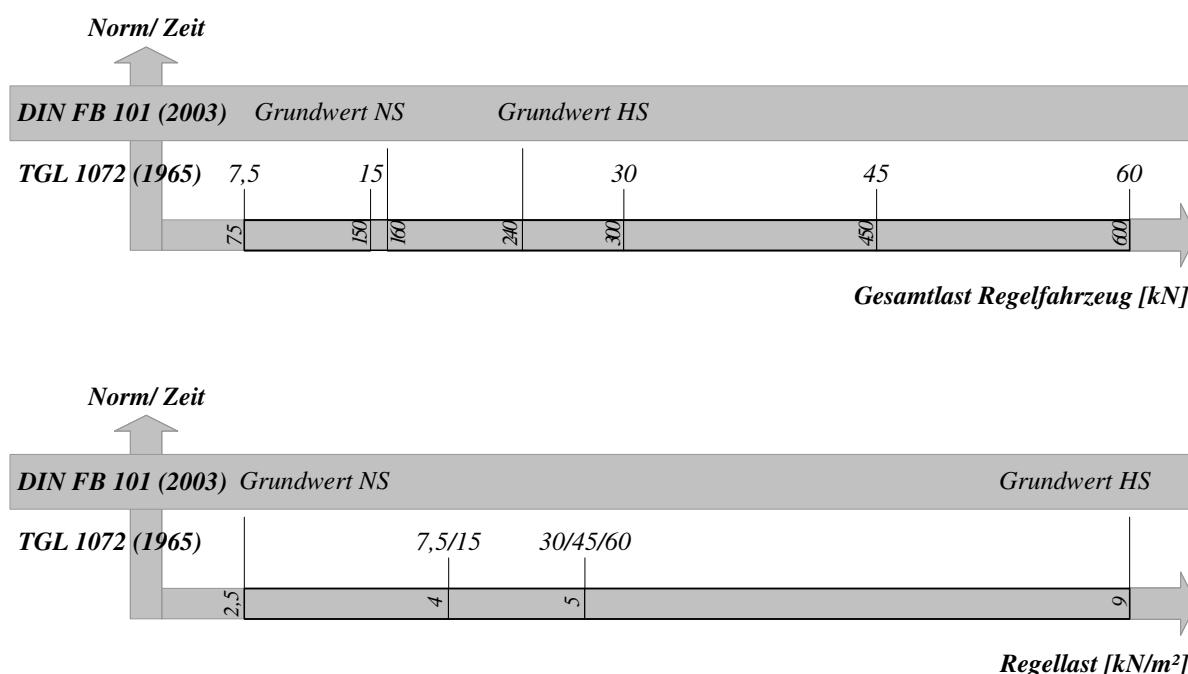


Abbildung 18: Entwicklung der Verkehrslasten in der Normung [6], [5]

Das zeigt, dass zwar die Last für das Regelfahrzeug geringer, aber die Flächenlast auf der Hauptspur viel größer ist. Das führt vor allem bei langen und schmalen Brücken zu höheren Lasten, weil größere Flächen mit der Regellast der Hauptspur belegt sind.

Die weiteren Lasten bzw. das Lastmodell ist in den beiden betrachteten Normen sehr unterschiedlich. Die TGL 1072 definiert Haupt-, Zusatz- und Sonderlasten (Abb. 19, S. 29). Diesen drei Gruppen werden dann die bereits in Abschnitt 2.2.3 beschriebenen Lasten zugeordnet.

Hauptlasten	Zusatzlasten	Sonderlasten
Ständige Lasten	Temperatur	Anprall
Änderung Stützung/ Vorspannung	Trägheit (bewegliche Brücken)	Bauzustände
K+S	Wind	Stützensenkung
Verkehrslasten	Bremslast	Kippen
Schwingbeiwert	Geländerlast	Abheben
	Lagerwiderstand	
	Schnee	

Abbildung 19: Zuordnung der Lasten in der TGL 1072 (1963) [6]

Der DIN-Fachbericht 101 definiert Lastmodelle. Diese werden zusammen mit Horizontallasten gewichtet in verschiedenen Lastgruppen zusammengefasst (Abb. 20, S. 29).

		Fahrbahn				Fuß-/Radweg
Lastart		Vertikallasten		Horizontallasten		Vertikallasten
Lastmodell		1 (Verkehr)	4 (Menschen- gedränge)	Bremsen/ Anfahren	Zentrifugallasten	Flächenlasten
Lastgruppe	1	CW				AW
	2	HW		CW	CW	
	3					CW
	4		CW			
	6	0,5 · CW		0,5 · CW	0,5 · CW	CW

Legende: CW - Charakteristischer Wert, HW - Häufiger Wert, AW - Abgeminderter Wert

Abbildung 20: Bildung von Lastmodellen und Lastgruppen im DIN-Fachbericht 101 (2003) [5]

Ein Vergleich der Lastannahmen der beiden Normen würde sehr umfangreich ausfallen und den Rahmen dieser Arbeit sprengen.

2.3.4 Sicherheitskonzept

Bis 2003 wurde in der Bundesrepublik im Brückenbau mit globalem Sicherheitskonzept gerechnet, erst danach wurden im DIN-Fachbericht 101 [5] die Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. In der ehemaligen DDR wurde schon ab 1963 mit Teilsicherheitsbeiwerten (TS) gerechnet [3].

Die folgende Tabelle zeigt die Teilsicherheitsbeiwerte nach TGL 4227 (1963). Zu beachten ist, dass die Lasten mit dem Teilsicherheitsbeiwert multipliziert, die Materialwerte (zulässige Spannungen) durch diesen geteilt werden. Der Sicherheitsbeiwert für den Beton ist abhängig von der Betondehnung.

	TS
Lasten	
Vorspannung	1,0
Kriechen + Schwinden	1,0
Temperatur	1,0
Eigenlast	1,7
Verkehrslast	1,7
Material	
Stahl	1,7
Beton	1,5 - 2,2

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte nach TGL 1072 (1963) [6]

Der DIN-Fachbericht 101 verfolgt das gleiche Konzept. Allerdings werden die Teilsicherheitswerte noch nach Bemessungssituation und Wirkung (ungünstig/ günstig) abgestuft, wie folgende Tabelle zeigt.

	ständig und vorübergehend	außergewöhnlich
Einwirkung		
ständige	1,35 / 1,00	1,00
Vorspannung	1,00	1,00
Verkehr	1,50 / 0,00	1,00 / 0,00
außergewöhnliche	-	1,00
Material		
Stahl	1,15	1,00
Beton	1,50	1,30

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN FB 101 (2003) [5]

Ein Vergleich der Teilsicherheiten ist nicht direkt möglich, da der DIN Fachbericht eine viel feinere Aufteilung der Unsicherheiten auf Teilsicherheiten vornimmt und zusätzlich noch verschiedene Bemessungssituationen mit Kombinationsbeiwerten definiert.

2.3.5 Nachweisführung

Bis Mitte der 90er Jahre des 20. Jahrhunderts wurden Nachweise durch das Vergleichen von existierenden mit zulässigen Spannungen geführt. Erst danach setzte sich in den verschiedenen Normen zeitversetzt für die unterschiedlichen Bauweisen (Stahlbau, Stahlbetonbau, Holzbau, Grundbau) der Vergleich von vorhandenen mit aufnehmbaren Kräften oder Momenten durch. Mit diesem neuen Konzept werden aufnehmbare Größen nicht mehr nur durch einen Materialparameter (zulässige Spannungen) definiert, sondern auch zum Beispiel über die Bauteilgeometrie, den Belastungszustand und den speziellen Nachweis.

Mit jeder neuen Auflage der DIN wurden Nachweise hinzugefügt, 1988 waren es 7 Nachweise:

- Nachweis des Gebrauchszustandes
- Nachweis der Rissbreitenbeschränkung
- Nachweis des Bruchzustandes
- Nachweis der Schubdeckung
- Nachweis des Verbundes
- Nachweis der Zugkraftdeckung
- Nachweis der Kopplung und Verankerung der Spannglieder

Im Rahmen dieser Arbeit ist der Nachweis des Bruchzustandes (Tragfähigkeit) von Interesse.

2.4 Bautechniken

Mit der Einführung von Spannbeton im Brückenbau wurden zwei neue Bautechniken möglich: Der Freivorbau und das Taktschiebverfahren. Beide wurden zuvor im Stahlbau entwickelt. Im Betonbrückenbau werden im Gegensatz dazu fast immer Lehrgerüste verwendet.

2.4.1 Freivorbau

Beim Freivorbau wird meist ein erster Abschnitt über dem Widerlager auf einem Lehrgerüst errichtet, an den dann die nachfolgenden Abschnitte anbetoniert werden (Abb. 21, S. 32). Für die Betonierabschnitte im Feld wird eine Schalung gebaut, die für alle Abschnitte zu benutzen ist. Sie wird immer an den vorhergehenden Brückenabschnitt angehängt. Es wird von beiden Widerlagern gearbeitet, bis sich die Hälften in der Mitte treffen und zu einer Brücke verbunden werden.

Im Stahlbetonbau wurde diese Bautechnik 1930 in Brasilien zur Fertigung der Brücke über den Rio do Peixe verwendet (Abb. 9, S. 15).

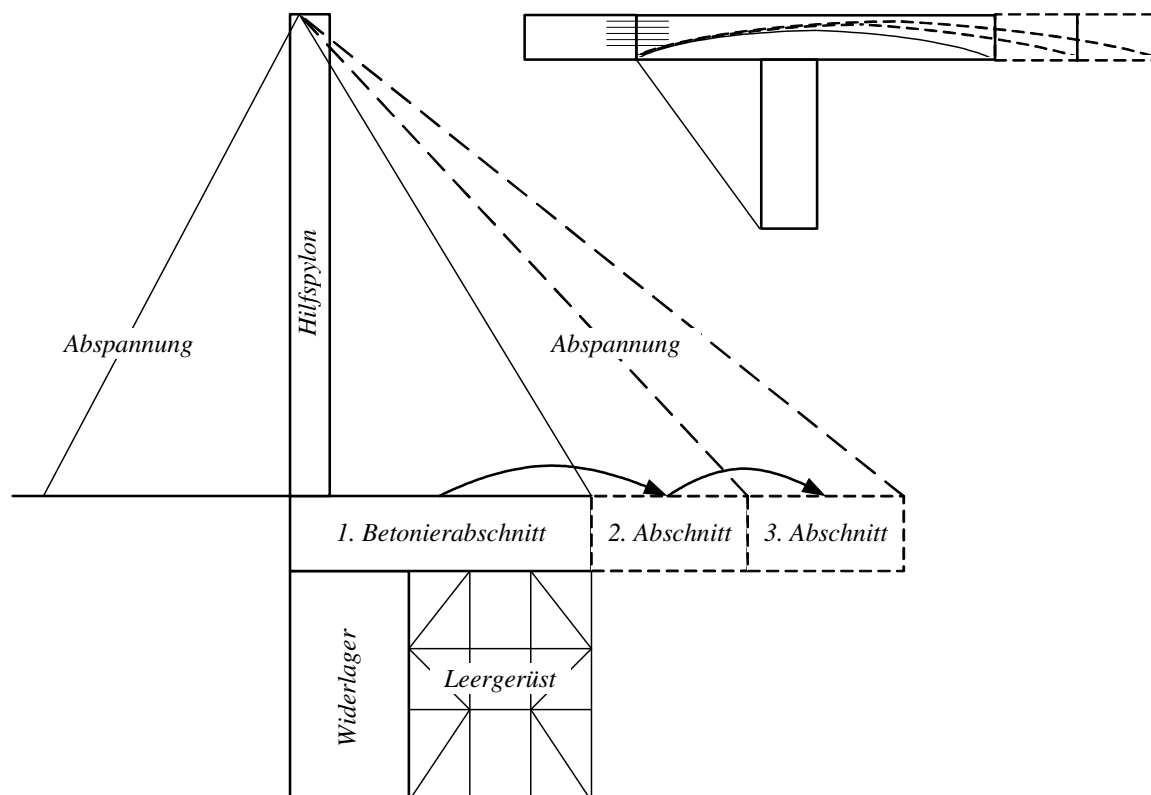


Abbildung 21: Schema des Freivorbauverfahrens (unten) und spezielle Ausführung bei der Saalebrücke bei Jena-Kunitz mit Vorspannung und Gegengewicht (oben rechts)

Bei Spannbetonbrücken wird der schon bestehenden Bauwerksteil mit Hilfsspanngliedern vorgespannt, um die Schalung halten zu können. Bei großen Spannweiten der Brückenfelder werden häufig Hilfsspylone verwendet, an die der fertiggestellte Brückenabschnitt angehängt wird. Auch die Bögen großer Talbrücken werden über Hilfsspylone an den rückwärtigen Baugrund angehängt.

1951 wurde die Lahnbrücke bei Balduinstein als erste freivorgebaute Spannbetonbrücke errichtet [1]. Die erste freivorgebaute Spannbetonbrücke der ehemaligen DDR ist die Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz aus dem Jahr 1963.

2.4.2 Taktschieben

1962 wurde in Venezuela die erste Spannbetonbrücke eingeschoben [13]. Bei dieser Bautechnik ist es wichtig, dass die Geometrie sowohl im Grundriss als auch im Aufriss relativ konstant über die gesamte Brückenlänge ist. Der Grund hierfür liegt in der Fertigungsstelle: Sie befindet sich hinter einem der Widerlager. In der hier positionierten Schalung wird jeder Takt der Brücke betoniert. Nach seiner Fertigstellung wird die gesamte Brücke über Gleitlager verschoben. Als

Hilfsmittel hierzu dient oft ein ein so genannter Vorbauschnabel. Dieser verringert die Kragmomente, die auf den Querschnitt wirken, bis die nächste Stütze erreicht ist.

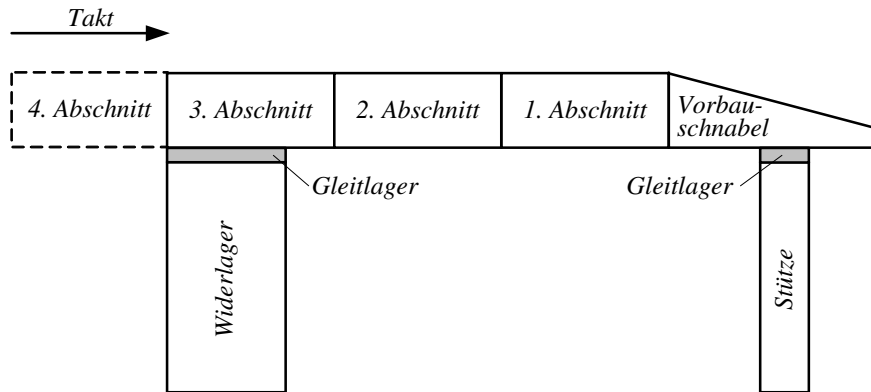


Abbildung 22: Schema des Taktschiebverfahrens

3 Grundlagen der Nachrechnung bestehender Brücken

3.1 Einleitung

Kernbichler beschreibt in seinem Buch „Erfassen, Bewerten und Beheben von Schäden an Massivbrücken“ [10] die Problematik der Einordnung eines bestehenden Brückenbauwerks in neue Belastungen. Dabei geht er vor allem auf sich mit der Zeit ändernde Baustoffeigenschaften des Betons ein. Unter anderem nennt er

- eine Erhöhung des E-Moduls über lange Zeiträume (Nacherhärtung),
- eine „Erweichung“ des Bauwerks durch auftretende Risse (Übergang in den Zustand II),
- ein vermindertes Kriechvermögen,
- ein geringeres Arbeitsvermögen bei Kurzzeitbelastungen.

Nach der Wiedervereinigung der ehemaligen DDR mit der Bundesrepublik Deutschland wurde 1992 vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau eine Richtlinie zur Tragfähigkeitseinstufung bestehender Straßenbrücken der neuen Bundesländer in die Lastklassen der DIN 1072 (1985) erlassen [11]. In dieser Richtlinie ist beschrieben, wie ein neu einzustufendes Bauwerk in seinem baulichen Zustand und der Güte seiner Baustoffe zu beurteilen ist. Grundsätzlich wird festgelegt, dass nur der Überbau nachzurechnen ist, sofern er nicht nachträglich verbreitert wurde oder der Unterbau aus aufgelösten Stützen besteht. Außerdem wird bei gutem Bauwerkszustand die Nachrechnung auf den Lastfall H (Hauptlasten) beschränkt.

3.2 Vorgehensweise

Beim Entwurf von Brücken wird zuerst ein statisches System gewählt und Lasten angesetzt. Mit den berechneten Schnittgrößen werden verschiedene Nachweise geführt und der Querschnitt berechnet (z.B. schlaffe Bewehrung). Bei der Nachrechnung von Brücken wird im Gegensatz dazu anhand eines existierenden Querschnittes ein statisches System gesucht und für dieses die nötigen Nachweise geführt [12]. Der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit kann beim Nachrechnen von Brücken weitgehend unberücksichtigt bleiben, da dieser bei den regelmäßigen Kontrollen nachgeprüft wird (Rissweiten, Abplatzungen, usw.).

3.3 Erforderliche Unterlagen

Grundlagen der Nachrechnung sollten nach [11] immer Bestandspläne und statische Berechnungen vom Bau der Brücke sein. Vorhandene Pläne sind in ihren groben Abmessungen (Stützweite und Überbauquerschnitt) zu überprüfen. Gibt es zum fraglichen Bauwerk keine Originalunterlagen, so sind Geometrie und Bewehrungslage am Bauwerk selbst zu ermitteln.

Zur genauen Nachrechnung müssen auch die sich ändernden Baustoffeigenschaften geprüft werden. Dies hat durch geeignete Prüfmethode [22] vor der Nachrechnung zu erfolgen oder kann auch den zyklischen Prüfungen (Hauptprüfung) entnommen werden.

3.4 Nachweisführung

3.4.1 Querschnittswerte

Um Nachweise für Brücken führen zu können, muss man Schnittgrößen für den Querschnitt ermitteln. Des Weiteren ist es notwendig, die Querschnittswerte (Fläche, Trägheitsmoment) zu kennen. Bei zusammengesetzten Querschnitten werden die Einzelflächen (A_i) addiert (Abb. 23, S. 35). Die Summe der einzelnen Querschnittsflächen, multipliziert mit dem Abstand (y_i) ihres Schwerpunktes zu einem Ausgangspunkt, geteilt durch die gesamte Querschnittsfläche ergibt den Abstand des Gesamtschwerpunktes zum Ausgangspunkt (y_s). Das Trägheitsmoment (I_y) des Gesamtquerschnittes besteht aus der Summe der Flächenträgheitsmomente der Teilquerschnitte und deren Steineranteil. Das Flächenträgheitsmoment errechnet sich über die Breite (b_i) mal die Höhe (h_i) hoch drei geteilt durch 12. Der Steineranteil wird durch die Fläche mal dem quadratischen Schwerpunktabstand gebildet.

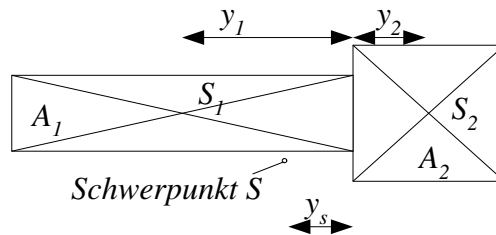


Abbildung 23: Prinzipielle Darstellung eines zusammengesetzten Querschnittes

$$A = \sum A_i = \sum b_i \cdot h_i \quad (1)$$

$$y_s = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad (2)$$

$$I_y = \sum \left(b_i \cdot \frac{h_i^3}{12} + A_i \cdot y_i^2 \right) \quad (3)$$

3.4.2 Schnittgrößen

Um die Schnittgrößen zu ermitteln, gibt es verschiedene Methoden. Sie können per Handrechnung mittels eines Stabsystems oder per Computerprogramm bestimmt werden. Auf die ver-

schiedenen Methoden der Handrechnung soll hier aufgrund der Begrenzung dieser Arbeit nicht eingegangen werden.

Die Computerprogramme rechnen allgemein nach der Kraftgrößenmethode. Dabei wird das System in eindimensionale (Stäbe), zweidimensionale (Flächen-) oder dreidimensionale (Volumen-) elemente zerlegt. Es wird zwischen Stabmodellen und Finite-Elemente-Modellen (FEM) unterschieden. Bei diesen wird der Querschnitt nicht als Stab abstrahiert, sondern in viele kleine Elemente aufgeteilt, die einzeln berechnet und anhand der Nachbarschaftsbeziehungen wieder zusammengesetzt werden. Bei Stabmodellen erhält man die Schnittgrößen für den Gesamtquerschnitt, bei FEM-Programmen dagegen die für jedes einzelne Element. Diese müssen noch über die Querschnittshöhe integriert werden. Allerdings wird die Integration bei kleinen Elementen auf eine Summation zurückgeführt. Somit ergibt sich für die Normalkraftbestimmung aus einem FEM-Programm:

$$N = \sum n_{xi} \quad (4)$$

Für die Ermittlung des Gesamtmomentes muss zusätzlich zur Summe der Elementmomente die Summe der Normalkräfte multipliziert mit ihren Schwerpunktabständen berücksichtigt werden:

$$M = \sum m_{xi} + \sum n_{xi} \cdot y_{si} \quad (5)$$

3.4.3 Nachweisführung

Um den Nachweis zu führen, muss zuerst geklärt werden, um was für einen Querschnitt es sich handelt, denn nach der Querschnittsform richtet sich die Berechnung der aufnehmbaren Kräfte. Die häufigsten Querschnittsformen im Spannbeton sind der Rechteckquerschnitt und der T-Querschnitt. Hohlkasten werden wie T-Querschnitte gerechnet. Ob ein T-förmiger Querschnitt als solcher oder als Rechteck gerechnet wird, hängt allerdings von der Lage der Nulllinie (Abb. 24, S. 36) und somit der Form der Druckzone ab (Abb. 25, S. 37). Diese Linie kennzeichnet den Übergang von Zug auf Druck innerhalb eines auf Biegung beanspruchten Querschnittes. Deshalb wird zuerst die Lage der Nulllinie überprüft [7]:

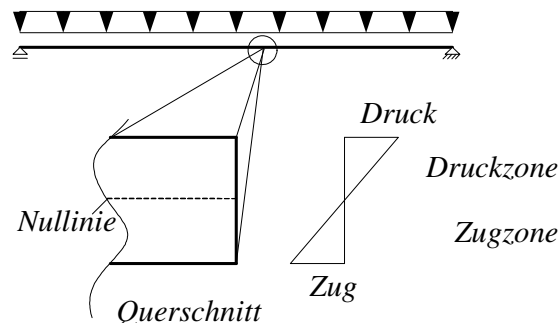


Abbildung 24: Spannungsverlauf in einem biegebelasteten Querschnitt

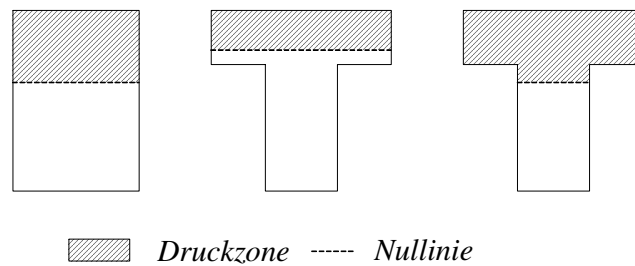


Abbildung 25: Rechteckige (links, Mitte) und T-förmige Druckzone (rechts)

- Bezogene Normalkraft:

$$\nu_{cd} = \frac{f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (6)$$

mit

$f_{p,0,1,d}$	zulässige Spannstahlspannung, Designwert
A_p	Querschnittsfläche eines Spanngliedes
n_p	Anzahl der Spannglieder im Querschnitt
N_{ed}	Normalkraft, Designwert
f_{cd}	zulässige Betonspannung, Designwert
b	Querschnittsbreite
d	Querschnittshöhe

- Bezogene Druckzonenhöhe:

$$\xi = 1,25 \cdot \nu_{cd} \quad (7)$$

- Höhe der Druckzone:

$$x = \xi \cdot d \quad (8)$$

- Form der Druckzone:

$$\begin{aligned} x > h_f &\Rightarrow \text{Nulllinie im Steg (Berechnung als T-Querschnitt)} \\ x \leq h_f &\Rightarrow \text{Nulllinie in der Platte (Berechnung als Rechteck-Querschnitt)} \end{aligned} \quad (9)$$

Ist die Frage nach der Querschnittsform geklärt, können mittels der Querschnittswerte und der Schnittgrößen die aufnehmbaren Kräfte ermittelt werden. Dafür gibt es im Stahl- und Spannbeton verschiedene Modelle. Das Parabel-Rechteck-Modell beschreibt den Verlauf der Betondruckspannungen als zusammengesetzte Form aus einem Rechteck und einem parabelförmigen Teil. Im Spannungsblock-Modell wird dieser Verlauf auf eine rechteckige Form mit annähernd der gleichen Fläche vereinfacht (Abb. 26, S. 38). F_{cd} steht dabei für die Betondruckkraft, F_{sd} für die Stahlzugkraft.

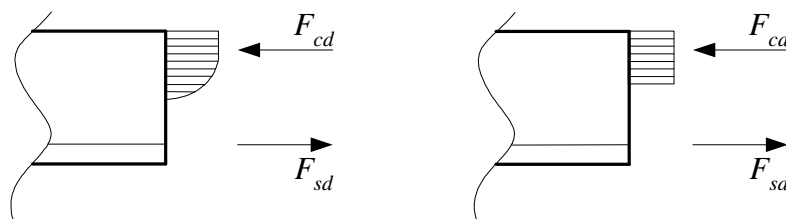


Abbildung 26: Parabel-Rechteck-Modell (links), Spannungsblock-Modell (rechts) [7]

Genauer ist die Berechnung mittels Parabel-Rechteck-Modell. Allerdings gibt es für das Spannungsblock-Modell geschlossene Formeln, die für den Rechner automatisiert werden können. Deshalb wurde in dieser Arbeit das Spannungsblock-Modell verwendet. Es ergibt sich nach DIN 1045-1 [23] folgende Nachweisführung für den Tragfähigkeitsnachweis für den T-Querschnitt:

- Mitwirkende Plattenbreite:

$$b_f = \min \begin{cases} 0,2 \cdot b_w + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_w \end{cases} \quad (10)$$

mit

b_w Breite des Steges
 l_0 Spannweite des Querschnittes

- Bezogene Normalkraft beim T-Querschnitt:

$$\nu_{cdw} = \frac{f_{p,0,1,d} \cdot n_p \cdot A_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d} \quad (11)$$

- Bezogene Druckzonenhöhe:

$$\xi = 1,25 \cdot \nu_{cdw} \quad (12)$$

- Beschränkung der aufnehmbaren Betondruckkraft (Biegezugversagen):

$$\nu_{cdw} = 0,8 \cdot \text{falls } \xi > \text{lim } \xi = 0,61 \quad (13)$$

- Aufnehmbares Moment auf Höhe des Spannstahtes:

$$M_{Rds} = \nu_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot \nu_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f \quad (14)$$

- Aufnehmbares Moment in Querschnittsmitte:

$$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z \quad (15)$$

- Nachweis:

$$M_{Rd} > M_{ed} \quad (16)$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit für den Rechteckquerschnitt erfolgt analog:

- Hebelarm der inneren Kräfte:

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (17)$$

- Bezogenes Moment:

$$\mu_{cds} = \nu_{cd} \cdot (1 - 0,5 \cdot \nu_{cd}) \quad (18)$$

- Aufnehmbares Moment auf Höhe des Spannstahle:

$$M_{Rds} = \mu_{cds} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (19)$$

- Aufnehmbares Moment in Querschnittsmitte:

$$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z \quad (20)$$

- Nachweis:

$$M_{Rd} > M_{ed} \quad (21)$$

3.5 Übertragungslänge

Beim Spannbeton mit Verbund wird die Vorspannkraft durch den Verbund kontinuierlich vom Spannstahl auf den Beton übertragen. Je besser der Verbund ist, desto kürzer ist diese Übertragungslänge l_{bp} . Des Weiteren ist die Übertragungslänge von der Betongüte (Beiwert f_{bp}), und der Spannung des Spannstahles σ_{pm0} abhängig. In der Literatur gibt es zwei Möglichkeiten, die Übertragungslänge zu berechnen, wobei beide Möglichkeiten ähnliche Ergebnisse liefern, da sie sich nur in den Beiwerten unterscheiden.

- Übertragungslänge nach DIN-Fachbericht 102 [5]

$$l_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp}} = \alpha_1 \cdot \frac{\frac{\pi}{4} \cdot d_p^2}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp}} = \alpha_1 \cdot \frac{d_p}{4} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp}} \quad (22)$$

$\alpha_1 = 1,0$	bei stufenweisem Eintrag der Vorspannung
$\alpha_1 = 1,25$	bei schlagartigem Eintrag der Vorspannung
A_p	Nennquerschnitt der Litze oder des Drahtes
d_p	Nenn Durchmesser der Litze oder des Drahtes
σ_{pm0}	Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung auf den Beton
f_{bp}	Verbundspannung in Abhängigkeit der Betongüte z.B. 3,7 für Litzen und profilierte Drähte in B35

- Übertragungslänge nach DAfStB-Heft 469 [24]

$$l_{es} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{\tau_{sm}} \quad (23)$$

d_s	Durchmesser des Spannstahles
σ_s	Spannstahlspannung
τ_{ms}	Verbundspannung in Abhängigkeit der Betongüte z.B. 3,4 für B35

4 Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz

4.1 Einleitung



Abbildung 27: *Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz*

[8] Die Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz wurde 1963/64 als erste freivorgebaute Spannbetonbrücke der ehemaligen DDR gebaut. Sie wurde als Versuchsbau des Spannbetonfreivorbauens ausgesucht. Ihr statisches System ist der Zweigelenrahmen mit Auskragungen an beiden Seiten (Abb. 28, S. 42). Die Brücke kreuzt die Saale in einem Winkel von 100 Gon (90°). Sie entspricht im Grundriss einer Geraden und hat ein gleichmäßiges Längsgefälle von 1%.

Der Überbau besteht aus einem nicht begehbaren Hohlkasten, der in jeweils $3,50\text{m}$ langen Abschnitten mittels Vorbauwagen hergestellt wurde. Jeder Abschnitt wird durch eine Querwand von den benachbarten Abschnitten getrennt. Der Querschnitt hat eine veränderliche Höhe von $2,05\text{m}$ über der Stütze bis $0,95\text{m}$ in Brückenmitte. Auch die untere Platte des Hohlkastens verändert ihre Dicke über den Brückenverlauf. An den Stützen, mit denen sie biegesteif verbunden ist, ist sie 40cm dick, in der Mitte der Brücke nur 15cm . Die Widerlager sind in eine Druckplatte und je zwei Zugstreben aufgelöst.

Außer dem Überbau wurden auch die Zugstreben der Widerlager vorgespannt. Die Vorspannung wurde mit je sieben Meter langen Stabspanngliedern des Typs ESG 25 (St60/90), die im Überbau durch Kopplungen verbunden werden mussten, erzeugt. Für jeden Betonierabschnitt gab es eine Gruppe von Hilfsspanngliedern, die am Widerlager anfangen und im jeweiligen Abschnitt endeten (Abb. 21, S. 32). Eine weitere Gruppe wurde zu kontinuierlich durch die Brücke laufenden Spanngliedern gekoppelt und nach der Fertigstellung des Schlusselements vorgespannt. Mit diesem Vorgang erhielt die Brücke ihr endgültiges statisches System.

Kappen und Gesims wurden aus Fertigteilen hergestellt, die auf der Brücke verlegt wurden und deren Zwischenraum mit Beton vergossen wurde. So sparte man sich eine Schalung auf der Brücke, erhielt jedoch sehr viele Fugen, die frei bewittert sind.

4.2 System

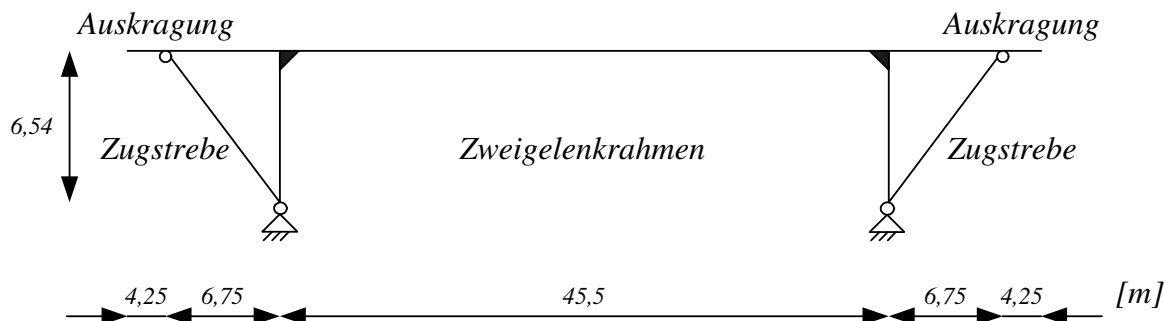


Abbildung 28: Statisches System der Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz

Das statische System der Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz ist der Zweigelenkrahmen. Bei dieser Brücke wurden die Rahmenstiele in eine Druckplatte und jeweils zwei Zugstreben aufgelöst (Abb. 28, S. 42). Die Spannweite der Brücke beträgt 45,50 m, ihre Gesamtlänge ist 66,50 m. Die Gelenkwirkung an den Fußpunkten der Widerlager wird durch eine Flachgündung sowie eine hohe Verformbarkeit der recht schlanken Druckplatte erzeugt.

Die Spannglieder wurden beschränkt vorgespannt, um bei Belastung durch Eigengewicht Zuckkräfte im Beton auszuschließen. Das heißt aber, dass bei Verkehrsbelastung Zugspannungen am unteren Querschnittsrand auftreten. In jedem Steg des Hohlkastens liegen 18 durchgehende Spannglieder (jeweils $\varnothing 26\text{mm}$) und zwei Spannglieder, die nur im mittleren Teil der Brücke liegen (ebenfalls $\varnothing 26\text{mm}$). In den Zugstreben liegen jeweils acht Spannglieder ($\varnothing 26\text{mm}$).

Zur Bauzeit gab es keine Vorschriften zur Mindestbewehrung in Spannbetonquerschnitten. Die existierenden Bauunterlagen [8] enthalten zwar eine Darstellung der Bewehrung in beiden Platten des Hohlkastens, jedoch keine Angaben zu den Stegen.

4.3 Schädigungen

Der Spannstahl soll auf Eigenschaften und Belastbarkeit untersucht werden. Hierfür sind vor dem Abriss der Brücke einige Spannglieder in Teilen zu entfernen und labortechnisch zu untersuchen. Außerdem kann das Brückentragwerk in folgenden Zuständen

- ursprüngliches Tragwerk,
- ursprüngliches Tragwerk unter Probelastung,
- geschädigte Tragwerke,
- geschädigte Tragwerke unter Probelastung

untersucht und damit Schlussfolgerungen auf das Material- und Tragverhalten gezogen werden.

Der Beton soll ebenfalls labortechnisch untersucht werden. Die hierfür notwendigen Betonzyylinder können an jeder Stelle der Brücke entnommen werden. Dabei ist darauf zu achten, dass

- die Probestellen einen ausreichenden Abstand haben, um eine tragfähigkeitsmindernde Schädigung des Querschnittes zu vermeiden,
- keines der Spannglieder unbeabsichtigt geschädigt wird.

Um die Probennahme am Tragwerk zu ermöglichen, müssen die entsprechenden Stellen durch Gerüste zugänglich gemacht werden.

Durch die Probennahme ergeben sich Schädigungen am Tragwerk. Es gilt nachzuweisen, dass das geschädigte Tragwerk der vorgesehenen Probelast standhält (Abschnitt 4.7). Außerdem sind sinnvolle Probenentnahmestellen vorzuschlagen, um aussagekräftige Ergebnisse zu erzielen. Des Weiteren sind ungeeignete Kombinationen der irreversiblen Schädigungen auszuschließen, bei denen ein Versagen während der Belastung auftreten würde.

4.3.1 Einzelschädigungen

Generell verfolgt die Schädigung des Tragwerkes (Abb. 29, S. 44) zwei Grundsätze:

1. Probennahme aller relevanten Spannglieder:

- Zugstrebe - Schädigung 1 (S1)
- Kontinuitätsspannglied im Hohlkasten - Schädigung 2 (S2) und Schädigung 3 (S3)

2. Schädigung mit maximaler Auswirkung auf Verformungen:

- Durchtrennen eines Spanngliedes in Brückenmitte - S2
- Durchtrennen eines Spanngliedes über der Stütze - S3
- Entfernen eines Gegengewichtes und der Zugstreben - Schädigung 4 (S4)
- Entfernen beider Gegengewichte und der Zugstreben - Schädigung 5 (S5)

Das Durchtrennen der Spannglieder in Brückenmitte und über der Stütze erfolgt in verschiedenen Stegen des Hohlkastens, um eine zu starke Schädigung eines der Stege zu vermeiden. Die Schwächung des Betonquerschnittes ist so gering wie möglich zu halten. Deshalb muss jeweils ein am Rand liegendes Spannglied durchtrennt werden. In der Mitte der Brücke ist also das äußerste Spannglied der untersten Lage zu durchtrennen, im Schnitt über der Stütze das äußerste der oberen Lage (Abb. 29, S. 44). Es ist jedoch darauf zu achten, dass eines der Kontinuitätsspannglieder durchtrennt wird und nicht eines der Hilfsspannglieder.

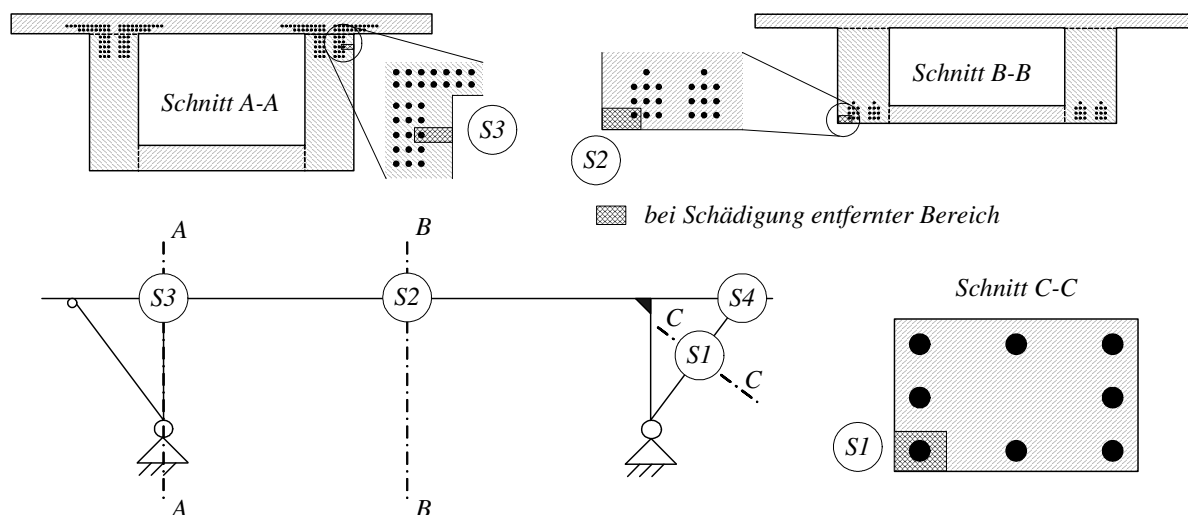


Abbildung 29: Einzelschädigungen S1 bis S4

Die Verringerung des Betonquerschnittes ΔA_c kann aufgrund ihrer geringen Größe vernachlässigt werden (Betondeckung c , Spannglieddurchmesser d_p):

$$\Delta A_c = (d_p + c)^2 = (2,6 + 5,0)^2 = 57,8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\Delta A_c}{A_c} = \frac{0,00578 \text{ m}^2}{3,24 \text{ m}^2} = 0,0017 = 0,17\% \quad \text{Schnitt A - A}$$

$$\frac{\Delta A_c}{A_c} = \frac{0,00578 \text{ m}^2}{5,41 \text{ m}^2} = 0,0010 = 0,10\% \quad \text{Schnitt B - B}$$

4.3.2 Kombination der Schädigungen

Da die Schädigungen irreversibel sind und verschiedene Schädigungen vorgenommen werden sollen, sind Kombinationen der Einzelschädigungen zu betrachten. Tabelle 4 zeigt die betrachteten Kombinationen. Diese wurden ausgewählt, weil sie Aussagen für andere Kombinationen zulassen.

Schädigung	Beschreibung
S2,3	Kombination aus S2 und S3
S2,4	Kombination aus S2 und S4
S1,2,3	Kombination aus S1, S2 und S3
S2,3,4	Kombination aus S2, S3 und S4

Tabelle 4: Kombinationen

4.4 FEM-Modell

4.4.1 Ausgangsmodell

Ein FEM-Schalenmodell der Brücke wurde im Jahr 2000 vom Ingenieurbüro Freundt erstellt (Abb. 30, S. 45). In diesem ist die Geometrie der Brücke anhand der bestehenden Bauunterlagen nachgebildet. Von den 15 über die Brückenlänge vorhandenen Querwänden wurden vereinfachend nur die beiden an den Druckplatten modelliert. Die Kontinuitätsspannglieder (durchgehende Spannglieder) wurden in drei Gruppen je Steg zusammengefasst. Jede Gruppe besteht aus sechs Einzelspanngliedern, die in der gleichen Höhe liegen. In den Zugstreben wurden die acht vorhandenen Spannglieder zu einem zusammengefasst. Die Hilfsspannglieder aus der Bauphase sind nicht modelliert: Die infolge der Änderung des statischen Systems während des Baus erfolgten Schnittgrößenumlagerungen wurden als zusätzlicher Lastfall erfasst.

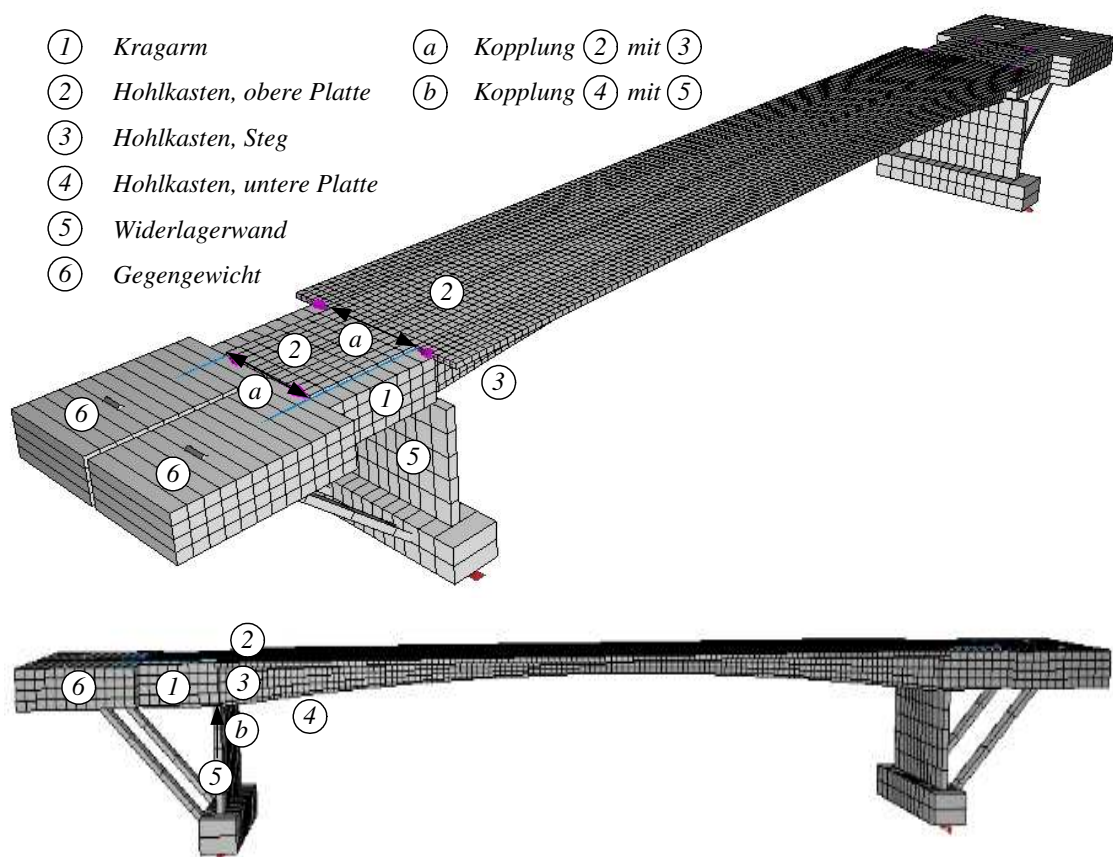


Abbildung 30: FEM-Modell [8]

Im Bereich der Kragarme sind die Platten mit den Stegen des Hohlkastens jeweils am Ende der Platte starr gekoppelt (a). Eine weitere Kopplung (b) befindet sich zwischen dem oberen Ende der Widerlagerwand und der unteren Platte des Hohlkastens. Auch hier wird

dadurch eine biegesteife Ecke realitätsnah modelliert. Die an die Kragarme anschließenden Gegengewichte \square sind mit Schalenelementen modelliert, wobei zwei benachbarte Elemente die Fahrbahnbreite abbilden.

In diesem Ausgangsmodell wird ein Beton B35 mit folgenden Eigenschaften, die der DIN 1045 (1988) [25] entnommen wurden, angesetzt:

$E = 34.000 \frac{N}{mm^2}$	E-Modul
$\gamma = 25 \frac{kN}{m^2}$	Betondichte
$\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$	Temperaturdehnungskoeffizient
$\phi_{t,t_0} = 1,024$	Kriechzahl
$\rho = 0,8$	Relaxationskennwert
$\epsilon_{cs(t,t_s)} = -8,84 \cdot 10^{-5}$	Schwindmaß

4.4.2 Modelle der geschädigten Brücke

Vom Ausgangsmodell wurden mehrere Modelle mit den jeweiligen Schädigungen abgeleitet. Nur bei Schädigung S4 und S5 und deren Kombinationen wurden Elemente bezüglich des Ausgangsmodells entfernt (Abb. 31, S. 46).

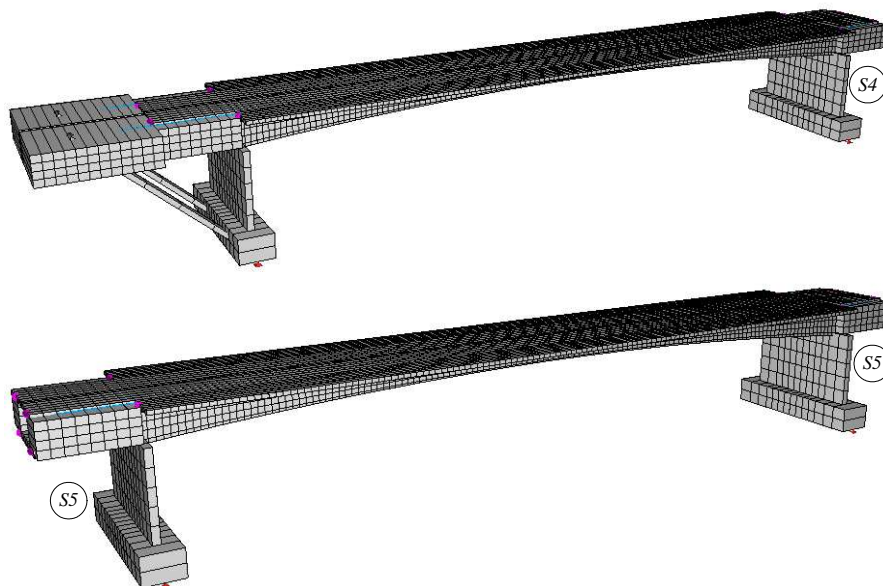


Abbildung 31: FEM-Modelle der Schädigungen S4 (oben) und S5 (unten)

Bei allen weiteren Schädigungen (S1 bis S3) wurden nur die entsprechenden Spannglieder manipuliert. Dazu ist die Länge der Spannkraftübertragung (Übertragungslänge) zu ermitteln (Abschnitt 3.5):

- Übertragungslänge nach DIN-Fachbericht 102 [5]

$$l_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{d_p}{4} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp}} = 1,25 \cdot \frac{26mm}{4} \cdot \frac{371,1 \frac{N}{mm^2}}{3,7 \frac{N}{mm^2}} = 0,82m \quad (24)$$

- Übertragungslänge nach DAfStB-Heft 469 [24]

$$l_{es} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{\tau_{sm}} = \frac{26mm}{4} \cdot \frac{371,1 \frac{N}{mm^2}}{3,4 \frac{N}{mm^2}} = 0,71m \quad (25)$$

Innerhalb der Übertragungslänge baut sich die auf den Beton übertragende Kraft aus Vorspannung auf den vollen Wert auf, so dass außerhalb dieser Länge die volle Vorspannkraft wirkt.

Das Durchtrennen eines Spanngliedes wird im FEM-Modell so erreicht, dass ein Spannglied entfernt und dafür zwei neue mit dem gleichen Spanngliedverlauf und dem gleichem Spannkraftverlauf eingefügt werden. Diese Spannglieder sind jedoch an der Schädigungsstelle in der Projektion auf die horizontale Achse um die Übertragungslänge kürzer als die halbe ursprüngliche Spanngliedlänge. Der Bereich der Übertragungslänge wurde vereinfachend nicht modelliert.

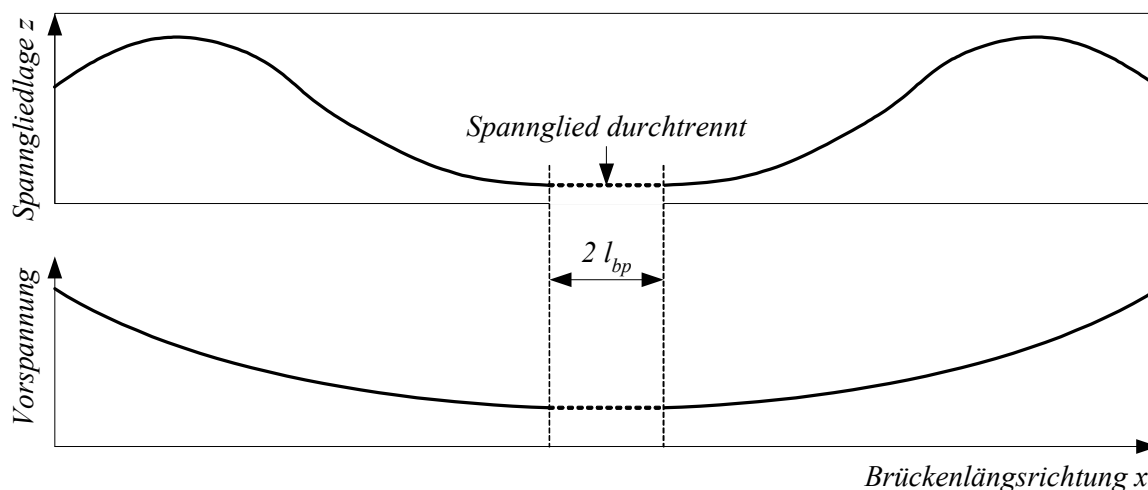


Abbildung 32: Prinzipieller Spannglied- und Spannkraftverlauf ohne und mit Schädigung

Die neuen Spanngliedpunkte wurden mit Hilfe eines Splinerechners [26] berechnet. Dies ist in Abb. 33, S. 48 exemplarisch für die Schädigung S2 dargestellt.

Ursprüngliches Spannglied				Spannglieder infolge Schädigung			
Spannglied 4	Punkt	x	z	Spannglied 4a	Punkt	x	z
	1	25,59	9,018		1	25,59	9,018
	2	28,19	8,568		2	28,19	8,568
	3	31,69	8,164		3	31,69	8,164
	4	35,19	8,164		4	35,19	8,164
	5	38,69	8,154		5	38,69	8,154
	6	42,19	8,198		6	42,19	8,198
	7	45,69	8,225		7	45,69	8,225
	8	49,19	8,526		8	49,19	8,526
	9	52,69	8,799		9	52,69	8,799
	10	56,19	8,746		10	56,19	8,746
	11	57,94	8,74	11	57,12	8,740	
	12	59,69	8,746	1	58,76	8,740	
	13	63,19	8,799	2	59,69	8,746	
	14	66,69	8,526	3	63,19	8,799	
	15	70,19	8,225	4	66,69	8,526	
	16	73,69	8,198	5	70,19	8,225	
	17	77,19	8,154	6	73,69	8,198	
	18	80,69	8,164	7	77,19	8,154	
	19	84,19	8,164	8	80,69	8,164	
	20	87,69	8,568	9	84,19	8,164	
	21	90,29	9,018	10	87,69	8,568	
			11	90,29	9,018		

Abbildung 33: Lage des ursprünglichen Spanngliedes (links) und der infolge Schädigung S2 modellierten Spannglieder (rechts)

Die Ergebnisse für alle durchtrennten Spannglieder sind im Anhang TODO zu finden.

4.5 Lastfälle

Zur Untersuchung von Verformungszuständen wird die geschädigte Brücke mit einem Probe-fahrzeug belastet. Es wurde ein LKW Iveco Strails active cube 260S42 [9] mit einem Maximal-gewicht von 26 Tonnen gewählt. Die Verteilung der Belastung auf die Achsen bzw. die einzelnen Räder ist in Abb. 34, S. 49 dargestellt. Die vordere Achse wird mit sechs Tonnen, die beiden hinteren Achsen werden mit jeweils neun Tonnen belastet. Diese Werte müssen in eine Flächen-last, die auf die Radfläche wirkt, umgerechnet werden. Die Aufstandsfläche eines Rades beträgt $40 \times 40 \text{ cm}$. Die vordere Achse hat nur zwei Räder, die beiden hinteren Achsen sind mit Zwi-linglireifen ausgestattet.

$$\frac{60 \text{ kN}}{2 \text{ Räder}} = 187,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ je Rad} \quad (26)$$

$$\frac{90 \text{ kN}}{4 \text{ Räder}} = 140,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ je Rad} \quad (27)$$

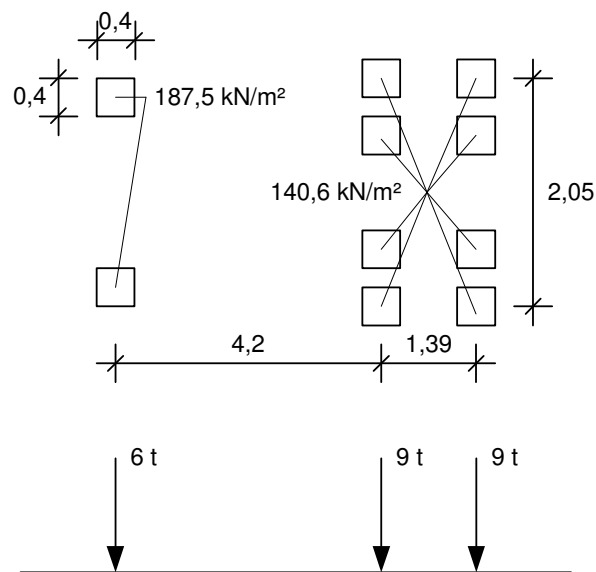


Abbildung 34: Achsabstände und Lastverteilung des Iveco Strails active cube 260S42 [9]

Das Probefahrzeug wird für die Berechnung der Tragfähigkeit an den beiden ungünstigsten Stellen aufgestellt: Auf dem Kragarm und in Brückenmitte (Abb. 35, S. 49). Dort wird dann das maximale Stütz- bzw. Feldmoment erreicht.

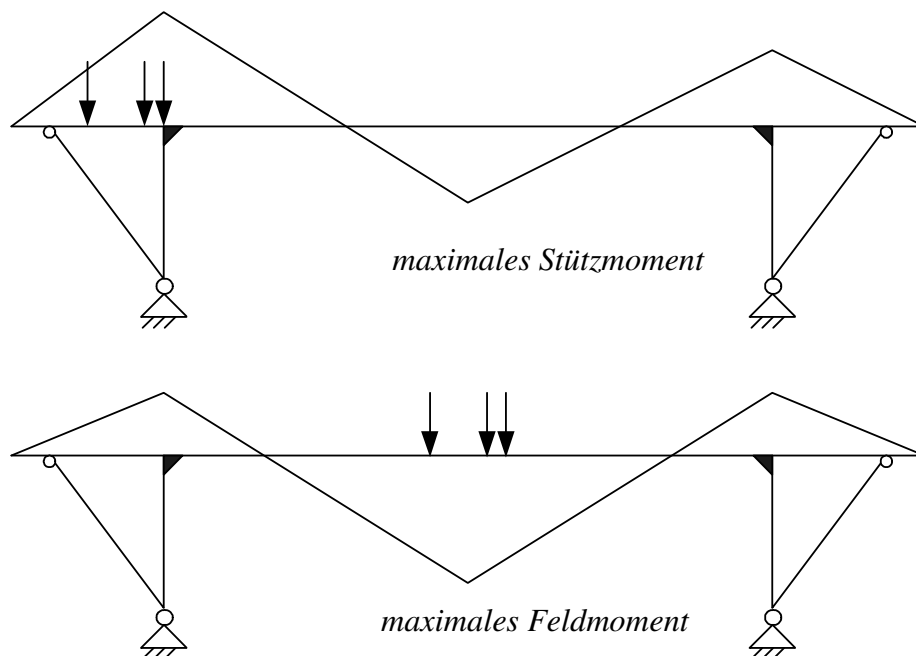


Abbildung 35: Betrachtete Laststellungen des Probefahrzeugs am Rand (oben) und in der Mitte (unten)

Neben dem Eigengewicht und der Ausbaulast werden, um eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Spannungen aus Kriechen und Schwinden sowie aus der Lastumlagerung beim Herstellen der Brücke zu erhalten, Schnittgrößen aus dem ungeschädigten System eingesetzt. Denn diese wirken seit 40 Jahren im Bauwerk und werden nicht durch eine kurz vor dem Abriss stattfindende Schädigung vollständig aufgehoben werden. Nach dieser langen Standzeit ist das Kriechvermögen des gealterten Betons herabgesetzt, deshalb ist nicht mit großen Änderungen bei den Spannungen aus Kriechen zu rechnen.

Als weitere Belastungen werden die Vorspannung, eine Abkühlung des gesamten Tragwerks um $-30K$ und eine Erwärmung der Brückenoberseite um $3,5K$ berücksichtigt. Es wurden keine horizontalen Lasten aus Wind oder bremsenden Fahrzeugen angesetzt, da sie während der Beprobung nicht relevant sind.

4.6 Berechnungsannahmen

In der DIN 1045-1 (2000) [27] ist das „Riss-vor-Bruch-Kriterium“ beschrieben. Dieses besagt, dass zuerst der Stahl durch Fließen versagen muss, bevor der Beton versagt. Denn dadurch wird das Versagen durch Risse im Beton und große Verformungen allmählich angekündigt und erfolgt nicht plötzlich. Dieses Kriterium ist jedoch keine Voraussetzung für das Rechenmodell, da es 1963, als die Brücke in Kunitz erbaut wurde, noch nicht normativ vorgeschrieben war. In der Nachrechnung zeigt sich, dass der Beton auf Druck versagt, bevor der Stahl zu fließen beginnt.

In dieser Arbeit werden wie in der Nachrechnung der Brücke aus dem Jahr 2000 [8] die Hilfsspannglieder, die während der Bauphase nötig waren, nicht im FEM-Modell berücksichtigt, da zwar ihre Anzahl und ihr Durchmesser, jedoch nicht ihre genaue Lage bekannt sind. Dies führt dazu, dass deren Spannkraft ebenfalls unberücksichtigt bleibt. Damit liegt das Modell jedoch auf der sicheren Seite, da die Vorspannung „umgekehrt“ zur äußeren Einwirkung entlastend wirkt. Für den Nachweis über der Stütze wird jedoch der Querschnitt dieser Spannglieder als schlaffer Stahl mit angesetzt, um die Tragfähigkeit nicht zu gering einzuschätzen.

4.7 Bestimmung der Tragfähigkeit

4.7.1 Schnittgrößen

Das verwendete FEM-Programm InfoCAD [28] liefert Schnittgrößen für die einzelnen Elemente des Modells. Um die Schnittgrößen für den betrachteten Querschnitt zu erhalten, müssen die Elementschnittgrößen über die Querschnittsfäche integriert werden. Durch die Teilung des Querschnittes in endlich kleine (finite) Elemente wird aus der Integration eine Summation der Einzelwerte (Abschnitt 3.4).

Das FEM- Programm InfoCAD liefert für jede Ecke j eines Elementes i einen Schnittgrößenwert $x_{i,j} \mid x = \{M, N\}$. Um den Elementwert in einem Schnitt zu ermitteln, wird der Mittelwert der beiden aneinanderstoßenden Ecken der zwei am Schnitt liegenden Elemente berechnet.

Aus den zwei so entstehenden Eckmittelwerten x_k wird wiederum der Mittelwert x für die benachbarten Elemente berechnet.

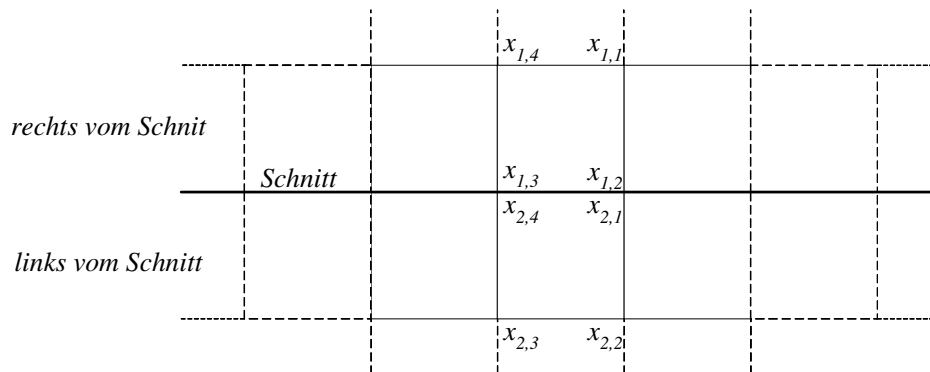


Abbildung 36: Schnittgrößenermittlung durch Mittelwertbildung

$$\frac{x_{1,2} + x_{2,1}}{2} = x_1 \quad (28)$$

$$\frac{x_{1,3} + x_{2,4}}{2} = x_2 \quad (29)$$

$$\frac{x_1 + x_2}{2} = x \quad (30)$$

Die Umsetzung erfolgt mit der Tabellenkalkulationssoftware Microsoft[®] Excel[®] (Abb. 37, S. 52) und der Programmiersprache Visual Basic for Applications (VBA), mit der die Elementschnittgrößen aus den Ergebnissen der FEM-Berechnung aufbereitet wurden. Abb. 37, S. 52 zeigt die Knotenschnittgrößen der Elemente links vom Schnitt und rechts vom Schnitt sowie deren Mittelwert. Die Schnittgrößen N und M ergeben sich aus den Elementschnittgrößen n_x bzw. m_x , der Elementdicke d und dem Elementschwerpunktastand y_i :

$$N = \sum \frac{n_{xi} + n_{xj}}{2} \cdot d \quad (31)$$

$$M = \sum \frac{m_{xi} + m_{xj}}{2} \cdot d + \frac{n_{xi} + n_{xj}}{2} \cdot d \cdot y_i \quad (32)$$

links vom Schnitt				rechts vom Schnitt				Mittelwert									
Element	Knoten 1		Knoten 2		Element	Knoten 1		Knoten 2		Knoten 1		Knoten 2		Knoten 1+2			
	n_{xi}	m_{xi}	n_{xi}	m_{xi}		n_{xi}	m_{xi}	n_{xi}	m_{xi}	n_{xi}	m_{xi}	N	$M(m_{xi})$	$M(n_{xi})$	M		
2701	1372,15	4,39	-177,68	16,50	2743	1371,97	4,36	-176,95	16,50	1372,06	4,38	-177,32	16,50	332,74	5,81	165,03	170,84
2703	-189,91	16,52	-56,78	16,81	2745	-189,45	16,53	-56,58	16,81	-189,68	16,53	-56,68	16,81	-68,61	9,28	-34,03	-24,74
2706	-45,47	16,82	-105,31	17,01	2748	-45,35	16,82	-105,17	17,01	-45,41	16,82	-105,24	17,01	-41,96	9,42	-20,81	-11,39
2708	-102,99	17,01	-99,57	17,07	2750	-102,86	17,01	-99,47	17,07	-102,93	17,01	-99,52	17,07	-56,38	9,49	-27,96	-18,47
2711	-99,45	17,07	-100,41	17,02	2753	-99,34	17,07	-100,30	17,02	-99,40	17,07	-100,36	17,02	-55,63	9,49	-27,59	-18,10
2713	-102,42	17,02	-40,76	16,84	2755	-102,30	17,02	-40,73	16,84	-102,36	17,02	-40,75	16,84	-39,85	9,43	-19,77	-10,34
2716	-51,66	16,84	-169,66	16,55	2758	-51,56	16,83	-169,38	16,58	-51,61	16,84	-169,52	16,57	-61,58	9,30	-30,54	-21,24
2718	-158,43	16,52	1362,62	4,35	2760	-157,40	16,55	1362,68	4,35	-157,92	16,54	1362,65	4,35	335,52	5,82	166,41	172,22
2689	-407,85	13,96	-414,05	13,87	2731	-407,98	13,96	-414,14	13,87	-407,92	13,96	-414,10	13,87	-120,84	4,09	29,19	33,28
2690	-413,83	13,87	-422,57	13,70	2732	-413,92	13,87	-422,63	13,70	-413,88	13,87	-422,60	13,70	-122,96	4,05	29,70	33,75
2691	-422,11	13,70	-433,75	13,44	2733	-422,17	13,70	-433,78	13,44	-422,14	13,70	-433,77	13,44	-125,82	3,99	30,39	34,38
2692	-433,03	13,44	-447,84	13,11	2734	-433,06	13,44	-447,85	13,11	-433,05	13,44	-447,85	13,11	-129,49	3,90	31,28	35,18
...
2721	240,39	3,41	1727,35	6,56	2763	239,84	3,48	1726,59	6,55	240,12	3,45	1726,97	6,56	179,99	0,92	-10,54	-9,62
2722	1730,32	6,57	3248,35	15,79	2764	1729,56	6,56	3246,97	15,80	1729,94	6,57	3247,66	15,80	455,45	2,05	56,69	58,73
2723	3248,12	15,75	4851,15	21,07	2765	3246,75	15,76	4849,45	21,06	3247,44	15,76	4850,30	21,07	740,94	3,37	227,81	231,18
6409	4849,38	20,75	5448,00	29,75	6410	4850,86	20,74	5450,81	29,69	4850,12	20,75	5449,41	29,72	370,78	1,82	181,86	183,67
Summe										-100,10		201,10		2039,58		2240,67	

Abbildung 37: Auszug einer Mittelwertbildung (Schädigung S2, Schnitt in der Mitte, Prüffahrzeug in der Mitte, LFI)

4.7.2 Relevante Schnitte

Für den Überbau gibt es zwei relevante Schnitte: über der Stütze (Schnitt A-A) und in Brückenmitte (Schnitt B-B). Dort entsteht das maximale Stützmoment M_S bzw. Feldmoment M_F für die dominierende Last (Eigenlast g).

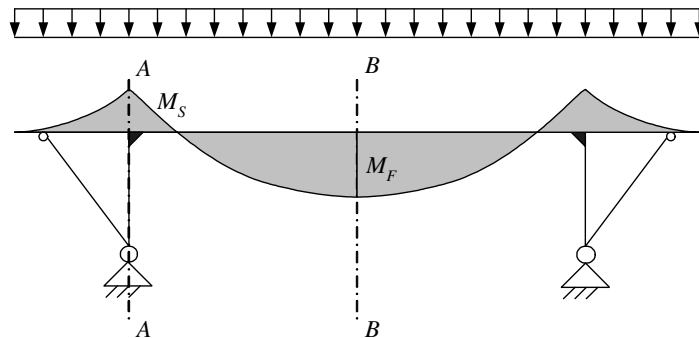


Abbildung 38: Lage der relevanten Schnitte

4.7.3 Querschnittswerte

Für die Nachweisführung werden die Querschnittswerte des Betonquerschnittes in den relevanten Schnitten nach Abschnitt 3.4.1 ermittelt.

Schnitt A-A (über der Stütze)

$$\begin{aligned}
 A_{c,A} &= 5,411\text{m}^2 && \text{Querschnittsfläche} \\
 y_{s,A} &= 0,972\text{m} && \text{Schwerpunktstand vom oberen Rand} \\
 I_{y,A} &= 3,197\text{m}^4 && \text{Trägheitsmoment}
 \end{aligned}$$

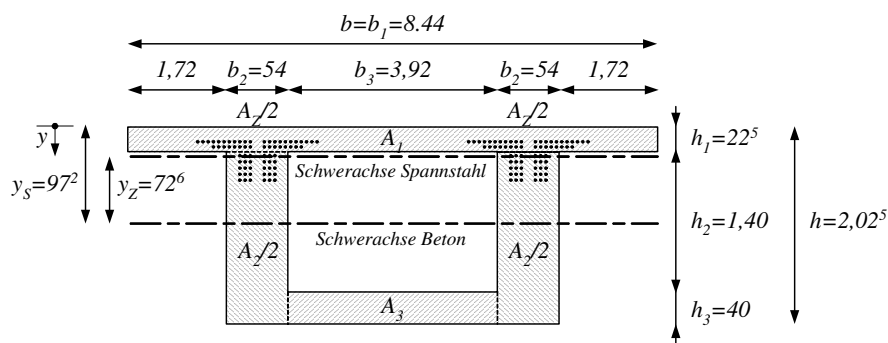


Abbildung 39: Schnitt A-A (über der Stütze)

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7710,59	-1284,10	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7639,98	Med = 6502,13	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9711
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2139
$x = \xi \cdot d$	0,9287
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9711
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4335
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5419
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4335
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9889,71 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6883,09 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	94%

Abbildung 41: Nachweisführung am Beispiel (Schädigung S1, Schnitt in Brückenmitte, Probe-fahrzeug in Brückenmitte)

Die Nachweise für alle Schädigungen, Schnitte und Laststellungen sind im Anhang B zu finden.

4.8 Ergebnisse

4.8.1 Ausbaulast

Die Berechnung der verschiedenen Schädigungsfälle ergab, dass die Untersuchungen nicht an der mit den Ausbaulasten belasteten Brücke durchgeführt werden können. Deshalb sind diese vor der Schädigung und Beprobung zu entfernen. Das betrifft unter anderem die Geländer und Kappen. Um die Berechnungen nicht noch einmal durchführen zu müssen, wurde der Teilsicherheitsbeiwert für diesen Lastfall zu Null gesetzt.

4.8.2 Eigenlast

Die Nichtberücksichtigung der Ausbaulast ist jedoch vor allem für die Kombinationen der Schädigungen nicht ausreichend, so dass der Teilsicherheitsbeiwert für andere Lastfälle auch angepasst werden muss. Da die Eigenlast die dominierende Last ist (ca. 40% des Feldmomentes und ca. 60% des Stützmomentes, Anhang A), erfolgt dies für ihren Teilsicherheitsbeiwert. Das ist sinnvoll, weil die Geometrie eines Bauwerks relativ genau bestimmt werden kann.

Als kritischen Wert für den Teilsicherheitsbeiwert des Lastfalls Eigengewicht wird 1,25 angenommen, weil u.a. durch Schwankungen der Betondichte ein Restrisiko bleibt.

4.8.3 Systemauslastung

Die Ergebnisse der Nachweise aus Anhang B sind in Abb. 42, S. 57 zusammengestellt. Für jede Schädigung, jeden Schnitt und jede Laststellung ist in Spalte vier die Auslastung unter normgerechter Sicherheit dargestellt. Grün hinterlegte Felder kennzeichnen, dass der Tragfähigkeitsnachweis erfüllt ist (Auslastung kleiner 100%). Gelbe Felder zeigen, dass der Nachweis mit 100%iger Auslastung erfüllt ist, rote Felder verdeutlichen die Nichterfüllung des Nachweises.

In Spalte fünf wird ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für den Lastfall Eigengewicht für die Fälle angegeben, bei denen der Nachweis mit voller Sicherheit nicht erfüllt wurde. Der reduzierte Teilsicherheitsbeiwert wurde so weit abgemindert, bis der Nachweis erfüllt war, maximal jedoch bis auf 1,0 (keine Sicherheit). Die Umsetzung erfolgte mit Hilfe der Zielwertsuche der Tabellenkalkulation Microsoft[®] Excel[©].

In Spalte sechs wird die Auslastung mit entsprechend abgeminderter Sicherheit angegeben. Es zeigt sich, dass bei Schädigung S5 (Entfernen beider Gegengewichte und der Zugstreben) der Nachweis auch ohne das Probefahrzeug nicht aufgeht. Das bedeutet, dass die Brücke bei dieser Schädigung nicht mehr tragfähig wäre.

Schädigung	Schnitt	Laststellung	Auslastung bei normaler Sicherheit	reduzierte Sicherheit (Eigengewicht)	Auslastung bei reduzierter Sicherheit	Bemerkung
S1	Mitte	Mitte	94%		94%	
		Rand	83%		83%	
	Rand	Mitte	83%		83%	
		Rand	75%		75%	
S2	Mitte	Mitte	103%	1,25	100%	
		Rand	91%		91%	
	Rand	Mitte	84%		0%	
		Rand	77%		77%	
S3	Mitte	Mitte	99%		99%	
		Rand	71%		71%	
	Rand	Mitte	84%		84%	
		Rand	77%		77%	
S4	Mitte	Mitte	117%	1,05	100%	
		Rand	97%		97%	
	Rand	Mitte	110%	1,24	100%	
		Rand	106%	1,29	100%	
S5	Mitte	Mitte	140%	1,00	101%	ohne Verkehr
		Rand	140%	1,00	101%	ohne Verkehr
	Rand	Mitte	29%	1,35	29%	
		Rand	26%	1,35	26%	
S2,3	Mitte	Mitte	103%	1,25	100%	
		Rand	92%		92%	
	Rand	Mitte	84%		84%	
		Rand	77%		77%	
S2,4	Mitte	Mitte	120%	1,00	100%	
		Rand	100%		100%	
	Rand	Mitte	110%	1,24	100%	
		Rand	106%	1,29	100%	
S1,2,3	Mitte	Mitte	103%	1,25	100%	
		Rand	91%		91%	
	Rand	Mitte	84%		84%	
		Rand	77%		77%	
S2,3,4	Mitte	Mitte	118%	1,02	100%	
		Rand	100%		100%	
	Rand	Mitte	110%	1,25	100%	
		Rand	106%	1,29	100%	

Abbildung 42: Systemauslastungen bei den Schädigungen

Da die Schädigungen irreversibel sind, jedoch nicht nur eine Schädigung vorgenommen werden soll, sind Kombinationen der Schädigungen zu untersuchen. Aus den in Abb. 42, S. 57 angegebenen Fällen lassen sich alle weiteren Kombinationen von Schädigungen ableiten. Dabei ist jeweils die maximale Auslastung der kombinierten Schädigungen maßgebend. Abb. 43, S. 58 zeigt die Systemauslastung für die Grundkombinationen der Schädigungen. Die Grundkombinationen der Schädigungsfälle lassen sich in vier Gruppen, die farblich hervorgehoben sind, einteilen:

- Grün: Schädigungen ohne Sicherheitsabminderung möglich (normative Sicherheit)
- Gelb: Schädigungen mit einer abgeminderten Sicherheit $> 1,25$ für das Eigengewicht möglich (reduzierte Sicherheit)
- Orange: Schädigungen mit einer abgeminderten Sicherheit $> 1,0$ für das Eigengewicht möglich (keine bis sehr geringe Sicherheit)
- Rot: Schädigungen nicht möglich (keine rechnerische Sicherheit)

	S1	S2	S3	S4	S5
S1					
S2					
S3					
S4					
S5					

Abbildung 43: Systemauslastung für die Grundkombinationen der Schädigungen

Es ist zu erkennen, dass die Schädigungen S1 (Spannglied in einer Zugstrebe geschnitten) und S3 (Spannglied über der Stütze geschnitten) sowie deren Kombination in die erste Gruppe (Grün) fallen. Schädigung S2 (Spannglied in Brückenmitte geschnitten) sowie deren Kombinationen mit den Schädigungen S1 und S3 fallen in die zweite Gruppe (Gelb). Die Schädigung S4 sowie deren Kombinationen mit den Schädigungsfällen S1, S2 und S3 fallen in die dritte Gruppe (Orange) und sind deshalb nicht empfehlenswert. Die Schädigung S5 und deren Kombinationen mit den Schädigungen S1, S2, S3 und S4 fallen in die letzte Gruppe (Rot). Von dieser Schädigung ist abzusehen, weil sie mit großer Wahrscheinlichkeit zum Einsturz der Brücke führen würde. Außerdem können in diesem Zustand keine Prüfungen an der Brücke mehr vorgenommen werden, weil die Überfahrt mit dem Prüffahrzeug nicht mehr möglich ist.

In Abb. 44, S. 58 wird die Systemauslastung bei einer Kombination der Schädigungen S1, S2 und S3 dargestellt. Sie fällt ebenfalls in die zweite Gruppe (Gelb) und ist damit durchführbar. Zu beachten ist allerdings, dass die Schädigungen S2 und S3 nicht am gleichen Steg vorgenommen werden, um eine zu starke Schädigung an einem der Träger zu vermeiden.

	S1	S2	S3	S4	S5
S1					
S2					
S3					
S4					
S5					

	S1	S2	S3
S1			
S2			
S3			

Abbildung 44: Systemauslastung für erweiterte Kombinationen der Schädigungen

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

5.1.1 Konzept

Das im Rahmen dieser Diplomarbeit entwickelte und angewendete Konzept für die zerstörende Untersuchung und Bewertung von Brücken lässt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Sichtung von Originalunterlagen: Der erste Schritt besteht darin, vorhandene Pläne, Statiken und andere Unterlagen der betreffenden Brücke zu sichten. Aus diesen lassen sich Aussagen zur Geometrie, zum Material und zur Konstruktion ableiten, die nicht immer am Originalbauwerk optisch zu erkennen sind. Das betrifft vor allem Aussagen zur schlaffen Bewehrung sowie zum Spannstahl.
2. Überprüfung der Unterlagen und des aktuellen Zustandes vor Ort: Der in den Unterlagen beschriebene Zustand kann aus zwei wesentlichen Gründen vom aktuellen Zustand der Brücke abweichen. Erstens gibt es immer Unterschiede zwischen Planung und Bauausführung. Zweitens unterliegen alle Baustoffe einem Alterungsprozess in Abhängigkeit von Belastung und Nutzung. Die Überprüfung der Eigenschaften sollte aufgrund der in Punkt 1 genannten Gründe nicht nur optisch, sondern auch mit anderen Methoden erfolgen. Diese müssen jedoch zerstörungsarm sein, damit die Tragfähigkeit der Brücke nicht beeinträchtigt wird.
3. Modellbildung: Zur Berechnung der Brücke ist ein statisches Modell notwendig. Die gewonnenen Erkenntnisse aus den Punkten 1 und 2 bilden hierfür die Grundlage. Modellparameter, die sich weder aus den Unterlagen noch aus der Sichtung vor Ort ergeben, müssen aus dem normativen und technologischen Stand der Technik, der zur Bauzeit vorlag, abgeleitet werden. Diese Annahmen sind jedoch auf der sicheren Seite liegend zu treffen.
4. Nachrechnung zur Kalibrierung der Modellannahmen: Das so entstandene Modell ist durch Einwirkungen, die der derzeitigen Nutzung entsprechen, zu belasten. Die Ergebnisse der Berechnung sind mit dem aktuellen Zustand der Brücke zu vergleichen. Gegebenenfalls sind die Parameter des Modells anzupassen.
5. Beprobungs- und Schädigungskonzept: Ziele der Beprobung sind sowohl die Feststellung von Materialeigenschaften als auch die Untersuchung von Verformungszuständen. Dafür sind zerstörende Prüfungen erforderlich. Ziel sollte die maximale Probennahme bei minimaler Schädigung sein. Interessant sind jedoch vor allem Orte hoher Belastung, weil dort eine gute Aussage zur Lebensdauer des Tragwerks gemacht werden kann. Somit ist ein Ausgleich zwischen diesen widersprüchlichen Zielen zu finden.
6. Modellierung der Schädigungen: Durch die geplanten Schädigungen ändert sich das Modell in geometrischer und statischer Hinsicht. Dafür sind neue Modelle aufzustellen. Deren Ergebnisse lassen sich nicht überlagern, da sie auf unterschiedlichen Systemen basieren.

7. Berechnung der geschädigten Modelle und Nachweis: Anhand der Ergebnisse für die geschädigten Modelle ist der Nachweis der Tragfähigkeit zu erbringen. Schädigungen, für die die Tragfähigkeit nicht gewährleistet ist, sind auszuschließen. Gegebenenfalls können die einzelnen Sicherheiten modifiziert werden, z.B. durch die Reduktion des Eigengewichtes (Ausbaulast) oder den Ausschluss von Einwirkungen (Wind).
8. Modellierung der Kombinationen möglicher Schädigungen und Nachweis: Da die Schädigungen irreversibel sind, müssen die möglichen Kombinationen der möglichen Schädigungen untersucht werden. Dafür sind wiederum entsprechende Modelle zu bilden und Nachweise zu führen. Auch hier sind möglicherweise Anpassungen am Sicherheitskonzept zu bedenken.
9. Hinweise zur Durchführung der Probennahme: Aus den Ergebnissen der Berechnungen lassen sich Hinweise zur Durchführung der Probennahme ableiten. Diese umfassen mögliche Probennahmen und deren Abfolge.

Das beschriebene Konzept ist relativ allgemein und kann deshalb auch auf andere Ingenieurbauwerke übertragen werden. Es lassen sich so auch qualifiziertere Aussagen zur Wirtschaftlichkeit von Abriss und Neubau gegenüber einer Sanierung treffen.

5.1.2 Ergebnisse

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde am Beispiel einer konkreten Brücke untersucht, inwieweit sich unterschiedliche schädigende Probennahmen auf die Tragfähigkeit auswirken. Diese wurde in zwei relevanten Schnitten in Brückenmitte und über der Stütze für zwei maßgebende Laststellungen eines Probefahrzeuges - wieder in Brückenmitte bzw. über der Stütze - untersucht. Für jede Schädigung wurde ein entsprechendes FEM-Modell der Brücke erzeugt und zugrunde gelegt. Es wurden solche Probennahmen bzw. Schädigungen betrachtet, mit deren Hilfe sich Aussagen über den baulichen und statischen Zustand der Brücke ableiten lassen.

Die relevanten Schädigungen sind:

- das Durchtrennen eines Spanngliedes in der Zugstrebe (S1)
- das Durchtrennen eines Spanngliedes in Brückenmitte (S2)
- das Durchtrennen eines Spanngliedes über der Stütze (S3)
- das Entfernen eines Gegengewichtes und der Zugstreben (S4)
- das Entfernen beider Gegengewichte und der Zugstreben (S5)

Des Weiteren wurden Kombinationen untersucht, da die einzelnen Schädigungen irreversibel sind. Aus den betrachteten Kombinationen lassen sich alle weiteren Möglichkeiten ableiten.

5.1.3 Schädigungen

Die Untersuchungen ergaben, dass trotz der Schädigungen S1 bis S3 und auch deren Kombinationen die Tragfähigkeit der Brücke in Bezug auf das Probefahrzeug gewährleistet ist. Einschränkend dazu ist jedoch zu bemerken, dass

- die Schädigungen S2 und S3 an unterschiedlichen Stegen des Hohlkastens auszuführen sind,
- für die Schädigung S2 und demzufolge auch Kombinationen mit anderen Schädigungen eine reduzierte Sicherheit vorliegt und
- für die Betrachtung die Ausbaulast nicht berücksichtigt ist (Kappen, Geländer usw.).

Die Schädigungen S4 und S5 sind nicht anwendbar, da einerseits Probleme beim Abriss auftreten werden und andererseits die Tragfähigkeit der Brücke nicht mehr gewährleistet sein wird. Außerdem wird bei S5 die Überfahrt des Probefahrzeuges nicht mehr erfolgen können.

Insgesamt liegen den Berechnungen einige Annahmen zu Grunde, die die Ergebnisse beeinflussen:

- Aufgrund ungenügender Angaben über die Bewehrung in den Stegen wurde diese in der Berechnung nicht berücksichtigt, so dass die Brücke wahrscheinlich tragfähiger ist als nachgewiesen.
- Es wurden keine Horizontallasten und keine dynamischen Lasten angesetzt, weil die Brücke nach der Beprobung abgerissen werden soll und diese Lasten aus dem Gebrauch nicht mehr zu erwarten sind. Um Horizontallasten aus Wind zu vermeiden, ist die Beprobung an windstillen Tagen durchzuführen. Um dynamische Belastungen durch das Prüffahrzeug auszuschließen, ist auf einen ebenen Untergrund zu achten. Außerdem muss die Geschwindigkeit des Fahrzeugs beschränkt werden.
- Bevor eine Schädigung vorgenommen wird, sind die Wetterdaten aufzunehmen und mit den Berechnungsannahmen zu vergleichen. Besonders wichtig sind hierbei Temperatur, Wind, Feuchte und Schnee. Eine Änderung der Feuchte, zum Beispiel durch Regen, kann Gewichtsänderungen hervorrufen, die in der Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Es ist daher ratsam, auf ein trockenes Tragwerk zu achten, da teilweise mit reduzierten Sicherheiten für das Eigengewicht gerechnet wurde. Auch Schnee wurde nicht in die Belastung aufgenommen, da der ursprüngliche Termin für den Abriss im Sommer lag.

Prinzipiell ist es möglich, dass nach der Schädigung des Tragwerkes wieder Verkehr über die Brücke rollt, soweit dabei auf ein Verbleiben im „grünen Bereich“ (Schädigung 1 und 3) geachtet wird. Der Nachweis dazu ist jedoch noch zu führen. Bei weiteren Eingriffen werden die Sicherheitsreserven des Tragwerkes zu sehr angegriffen. Zu beachten ist hierbei, dass bei allen Schädigungen die Brückeneinrichtung, z.B. Kappen und Geländer, entfernt werden müssen und

diese zur Sicherung des Verkehrs zum Beispiel durch Betongleitwände ersetzt werden müssten. Außerdem wurden in den Berechnungen weder Horizontallasten aus Wind noch aus bremsenden Fahrzeugen berücksichtigt. Aus all diesen Gründen ist es nicht ratsam, die Brücke nach den Prüfungen wieder für den Verkehr zu öffnen.

5.1.4 Abriss Saalebrücke Kunitz

Aus den Ergebnissen lassen sich Schlussfolgerungen für den Abriss der Brücke ziehen.

Im Allgemeinen erfolgt der Abriss als Umkehrung des Bauvorganges. An diesem Beispiel war zunächst unklar, ob die Hilfsspannglieder in den Stegen über den Stützen noch funktionsfähig sind. Es konnte aber gezeigt werden, dass ohne sie die Brücke im aktuellen Zustand nicht mehr tragfähig wäre, so dass deren Funktion nachgewiesen ist. Damit lässt sich der Abriss umgekehrt zum Bauvorgang durchführen. Da die Brücke als Freivorbau von den Widerlagern (Stützen) ausgehend zur Brückenmitte gebaut wurde, darf nicht zuerst an den Brückenden abgerissen werden. Um den Abriss in Brückenmitte zu beginnen, ist die Brücke dort zu durchtrennen. Damit die Brücke nicht in den Fluss stürzt, ist entweder auf der gegenüberliegenden Seite der Stütze eine Auflast aufzubringen oder die auskragende Seite abzustützen. Da der Querschnitt über den Stützen schon stark ausgelastet ist, empfiehlt es sich jedoch nicht, Auflasten auf die Kragarme aufzubringen. Günstiger ist es, Hilfsstützen einzusetzen ①. Um den hierfür am besten geeigneten Ort zu bestimmen, muss erst eine Bewehrungssuche in den Stegen des Hohlkastenquerschnittes stattfinden. Am besten eignet sich hierzu die zerstörungsfreie Ultraschallmethode. Danach kann der Abbruch in der Mitte erfolgen ②. Anschließend sind die Kragarme rückzubauen ③ und die Hilfsstützen zu entfernen ④. Zuletzt werden die Widerlager und Gegengewichte entfernt ⑤.

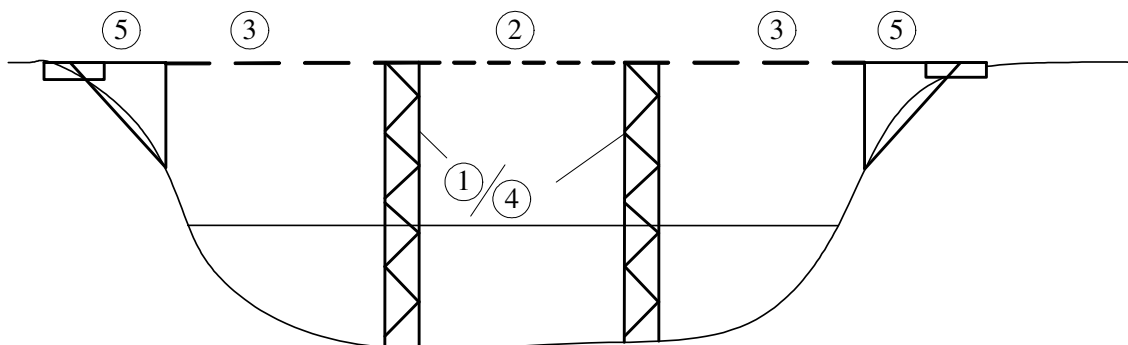


Abbildung 45: Schematische Darstellung des Abrissvorganges

Vor dem Beginn der Abrissarbeiten sind alle nichttragenden Teile (Geländer, Kappen, usw.) von der Mitte der Brücke bis zum Rand hin zu entfernen, sofern dies noch nicht im Zusammenhang mit der Beprobung erfolgt ist.

5.2 Ausblick

Ausblickend sind folgende Punkte von Interesse:

- Überprüfung und Modifizierung des vorgeschlagenen Konzeptes anhand von realen Anwendungen, zu allererst für die Brücke über die Saale bei Jena-Kunitz.
- Erweiterung des Konzeptes um Wirtschaftlichkeitsaspekte zur Abwägung zwischen Abriss und Neubau bzw. Sanierung.
- Weiterentwicklung der zerstörungsfreien Prüfungen zur Reduktion der notwendigen Schädigungen bei Erhöhung der Aussagequalität (z.B. Ultraschallmethode zur dreidimensionalen Bewehrungserkennung).
- Ersatz zerstörender Prüfungen für zukünftige Bauwerke durch den Einbau von Sensorik.

Literatur

- [1] DEINHARD, J. M.: *1. Auflage. Bd. Band 2: Vom Caementum zum Spannbeton - Massivbrücken Gestern und Heute.* Wiesbaden - Berlin : Bauverlag, 1964
- [2] FACHNORMAUSSCHUSS BAUWESEN: *DIN 4227, Spannbeton.* 1953
- [3] *TGL 4227, Spannbeton.* 1963
- [4] NORMAUSSCHUSS BAUWESEN IM DIN: *DIN 4227, Spannbeton.* 1988
- [5] DIN - DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V.: *DIN-Fachbericht 101, Einwirkungen auf Brücken.* 2003
- [6] *TGL 0-1072, Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen.* 1965
- [7] RAUE, E.: *Skript „Einführung in die DIN 1045-1“.* 2002
- [8] INGENIEURBÜRO PROF. DR. U. FREUNDT: *Unterlagen zur „Brücke über die Saale im Zuge der Ortsumgehungsstraße Jena-Kunitz“.* 2000
- [9] IVECO NUTZFAHRZEUGE: *Technische Beschreibung.* 2007
- [10] KERNBICHLER, K.: *Erfassen, Bewerten und Beheben von Schäden an Massivbrücken.* Graz : Institut für Stahlbeton- und Massivbau - Technische Universität Graz, 1984
- [11] HASER, H. ; POHL, S. ; KASCHNER, R.: *Richtlinie zur Tragfähigkeitseinstufung bestehender Straßenbrücken der neuen Bundesländer in Lastklassen nach DIN 1072, Ausg. Dez. 1985.* Berlin : Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1992
- [12] RUHRBERG ; GEHRKE ; PERTNER: *Beispielsammlung für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken zur Einstufung in die Brückenklassen der DIN 1072, Ausg. Dez. 1985.* Berlin : Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1991
- [13] SCHMID, A. ; GRABOWSKI, H.: *Spannbeton erobert die Welt.* Berlin : Verlag für Bauwesen in Berlin, 1961 (1. Auflage)
- [14] WIKIPEDIA: *Spannbeton.* <http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Spannbeton&oldid=43580420>. Version: 2008
- [15] MÖLL, H.: *Spannbeton.* Stuttgart : Berliner Union GmbH, 1954 (1. Auflage)
- [16] FREUNDT, U.: *Vorlesungsunterlagen Brückenbau.* 2004
- [17] RIECHE, G.: *Mechanismen der Spannungsrißkorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen.* Braunschweig : Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, 1973

- [18] GRIMME, D. ; ISECKE, B. ; NÜRNBERGER, U. ; RIECKE, E. M. ; UHLIG, G.: *Spannungsrißkorrosion in Spannbetonbauwerken*. Düsseldorf : Verlag Stahleisen GmbH, 1983. – ISBN 3–514–00310–6
- [19] DIN - DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V.: *DIN-Fachbericht 101, Einwirkungen auf Brücken*. 2001
- [20] NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *DIN 1075, Betonbrücken, Bemessung und Ausführung*. 1981
- [21] FACHNORMAUSSCHUSS BAUWESEN: *DIN 4227, Spannbeton*. 1979
- [22] BISCHLEP, D.: *Abriss- und Untersuchungskonzept für die Saalebrücke Kunitz, Nachweis der Resttragfähigkeit und der Abrisszustände*. 2008
- [23] SCHNEIDER, K.-J.: *Bautabellen für Ingenieure*. Düsseldorf : Werner Verlag, 2002 (15. Auflage). – ISBN 3–8041–4190–0
- [24] KÖNIG, G. ; TUE, N. V. ; BAUER, T. ; POMMERENING, D.: *DAfStb Heft 469 - Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung*. Berlin, Wien, Zürich : Beuth Verlag GmbH, 1996. – ISBN 3–410–65669–3
- [25] NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *DIN 1045, Stahlbeton- und Spannbetonbau*. 1988
- [26] BRÜNNER, Arndt: *Kubspline*. <http://www.arndt-bruenner.de/mathe/scripts/kubspline.htm#rechner>. Version: 2006
- [27] NORMENAUSSCHUSS EISEN UND STAHL: *DIN 1045-1, Stahlbeton- und Spannbetonbau*. 2001
- [28] INFOGRAPH: *Software für die Tragwerksplanung*. www.infograph.de
- [29] BAY, H. ; DEININGER, K.: *6. Auflage*. Bd. Zweiter Band: *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton - Herstellung und bauliche Einzelheiten*. Stuttgart : Verlag Konrad Wittwer, 1968
- [30] BAY, H. ; DEININGER, K. ; LEONHARDT, F.: *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton - Entwurf und Konstruktion*. Stuttgart : Verlag Konrad Wittwer, 1958 (6. Auflage)
- [31] NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *DIN EN 10138-1, Spannstähle*. 2000
- [32] TGL 0-1075, *Verkehrsbau- Massive Brücken- Berechnung und Ausführung*. 1965
- [33] METZLER, H. ; SCHMITZ, Chr.: *Spannbetonbrücken mit externer Vorspannung - Historischer Rückblick und Erfahrungen einer Straßenbauverwaltung*. In: *Bauingenieur* (1998), S. S. 83 – 88. – ISSN 0005–6650

- [34] FRAUENHOFER IRB: Deutscher Betontag 1995 in Hamburg - Neueste Entwicklungen und wichtige Gespräche. In: *Beton* (1995), S. S. 506 – 512. – ISSN 0005–9846
- [35] THIEME CHEMISTRY: *Römpp Chemielexikon*. www.roempp.com. Version: 2008

Selbständigkeitserklärung

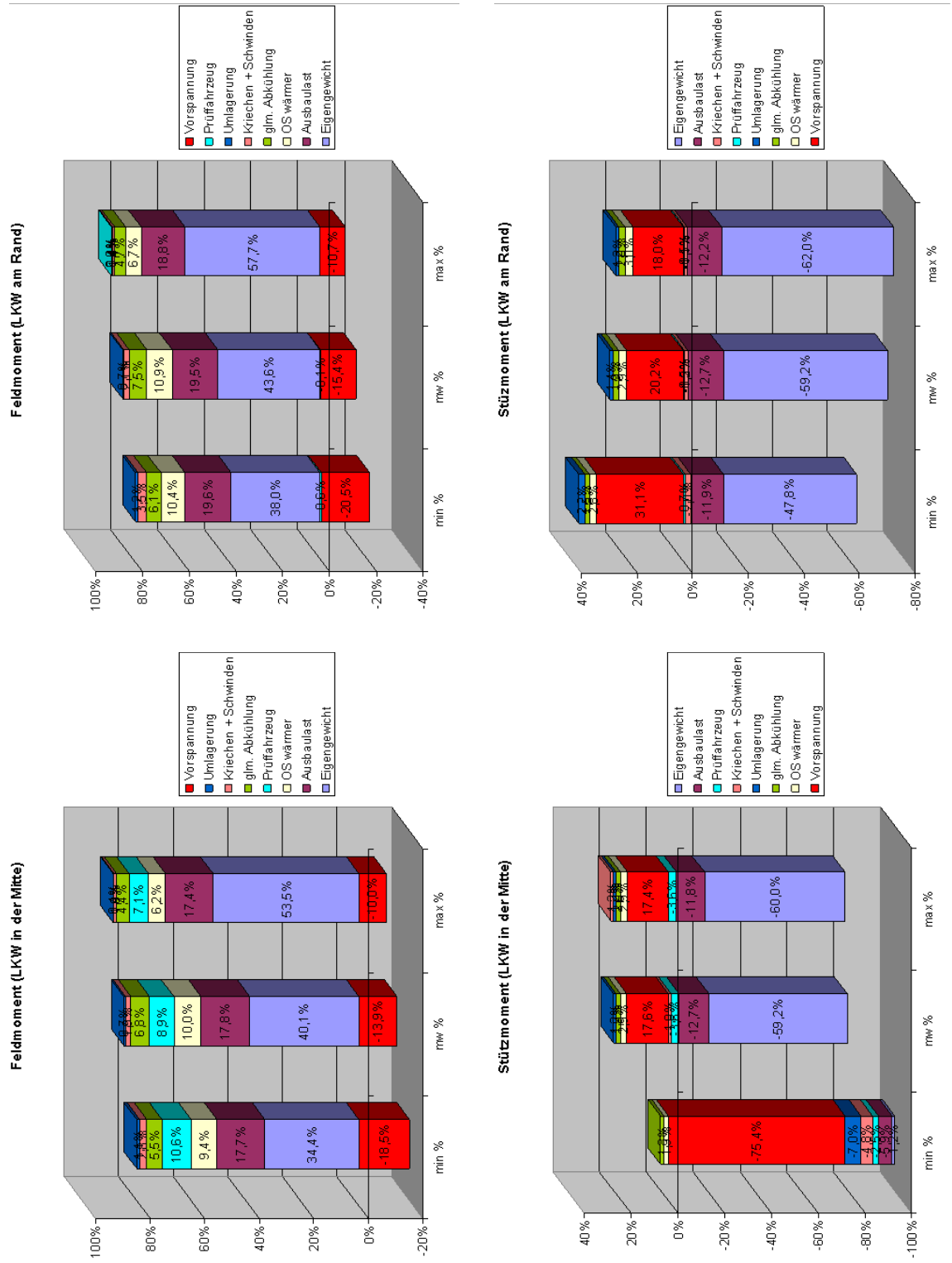
Hiermit erkläre ich, dass ich diese Arbeit selbständig verfasst habe und bei ihrer Erstellung keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel verwendet habe.

Waltersdorf, den 27. April 2008

Thesen

1. Um zu entscheiden, ob eine bestehende Brücke nach langjähriger Nutzung noch wirtschaftlich zu sanieren ist oder besser ersetzt werden sollte, ist eine Nachrechnung unter Einbeziehung des aktuellen Zustandes und der aktuell genormten Einwirkungen erforderlich.
2. Für die Nachrechnung einer Brücke muss das Tragwerk untersucht und ein zutreffendes statisches Modell gefunden werden.
3. Für die Modellbildung ist es wichtig, Unterlagen aus der Bauzeit mit einzubeziehen.
4. Parameter, die nicht anhand der Unterlagen und der Begutachtung des Bauwerkes ermittelt werden können, sind anhand der zur Bauzeit gültigen Normen unter Berücksichtigung der Alterung abzuschätzen.
5. Parameter, für die Unterlagen oder Erfahrungswerte fehlen, sind mit Hilfe von Prüfmethoden zu bestimmen.
6. Es gibt zerstörungsfreie Prüfungen, zum Beispiel die Ultraschallmethode zur Bewehrungssuche, und zerstörende Prüfungen, wie die Entnahme von Bohrkernen zur Untersuchung des Betonzustandes.
7. Zur Analyse der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit bestehender Brücken sind zerstörende Prüfungen durchzuführen, da der aktuelle Zustand des Tragwerks nicht ausschließlich aus bestehenden Unterlagen und optischen oder zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden ermittelt werden kann.
8. Vor der zerstörenden Prüfung ist ein Konzept zur Probennahme zu erstellen, um geeignete Schädigungen und Orte festzulegen.
9. Die Schädigungen sind in geeigneten Modellen abzubilden und statisch nachzuweisen.
10. Schädigungen, die die Standsicherheit des Bauwerkes beeinträchtigen, sind auszuschließen.
11. Die Schädigungen sind irreversibel, so dass Kombinationen der Schädigungen an entsprechenden Modellen zu untersuchen sind. Bei anschließender Sanierung muss die volle Tragfähigkeit der Brücke wieder hergestellt werden.
12. Aus der statischen Berechnung lassen sich Vorschläge für die Durchführung der Beprobung ableiten.
13. Für neue Brücken lässt sich die Menge an zerstörenden Prüfungen in der Zukunft durch den Einsatz von Sensorik, zum Beispiel Dehnmessstreifen, reduzieren.
14. Das in dieser Arbeit entwickelte Konzept für die zerstörende Untersuchung und Bewertung von Brücken lässt sich auch auf andere Ingenieurbauwerke anwenden.

A Anteile der Lastfälle an der Gesamtlast



B Nachweis der Tragfähigkeit für alle Schädigungsfälle

Schädigung 1, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbauast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7710,59	-1284,10	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		N_{ed} = -7639,98	Med = 6502,13	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9711
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2139
$x = \xi \cdot d$	0,9287
$x > hf$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9711
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4335
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5419
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4335
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9889,71 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6883,09 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	94%

Schädigung 1, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	9,88	0,23	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7710,59	-1284,10	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7273,72	Med = 5461,69	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9521
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1902
$x = \xi \cdot d$	0,9105
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9521
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4525
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5657
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4525
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9485,38 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6570,04 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	83%

Schädigung 1, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,56	-1572,76	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbauast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7007,19	7659,64	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -7162,22	M_{ed} = -20984,70	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6530
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8163
$x = \xi \cdot d$	1,2897
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6530
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2002
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2503
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2002
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	33026,18 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	25404,83 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	83%

Schädigung 1, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	10,27	-161,74	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbauast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7007,19	7659,64	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -6794,97	Med = -18868,17	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6438
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8048
$x = \xi \cdot d$	1,2715
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6438
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2094
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2618
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2094
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	32327,06 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	25047,00 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	75%

Schädigung 2, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7514,01	-1210,05	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7443,39	Med = 6576,18	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9466
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1832
$x = \xi \cdot d$	0,9052
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9466
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4581
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5726
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4581
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9365,84 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6366,64 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	103%

Schädigung 2, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,25
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7514,01	-1210,05	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		N_{ed} = -7433,64	M_{ed} = 6358,02	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9461
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1826
$x = \xi \cdot d$	0,9047
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9461
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4586
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5733
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4586
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9354,97 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6358,26 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	9,88	0,23	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7514,01	-1210,05	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7077,13	Med = 5535,73	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9276
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1595
$x = \xi \cdot d$	0,8870
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9276
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4771
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5964
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4771
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	8954,64 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6051,58 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	91%

Schädigung 2, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,56	-1572,76	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7024,67	7665,12	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -7179,71	Med = -20979,23	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6465
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8081
$x = \xi \cdot d$	1,2769
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6465
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2067
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2584
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2067
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	32532,63 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24855,70 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	84%

Schädigung 2, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	10,27	-161,74	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7024,67	7665,12	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		Ned = -6812,46	Med = -18862,70	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6373
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,7966
$x = \xi \cdot d$	1,2586
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6373
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2160
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2700
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2160
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	31829,73 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24495,85 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	77%

Schädigung 3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7709,89	-1283,05	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		N_{ed} = -7639,27	Med = 6503,18	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9711
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2139
$x = \xi \cdot d$	0,9286
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,37
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9711
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4695
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5869
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4695
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9571,58 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6565,14 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	99%

Schädigung 3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
widerstände		einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	9,88	0,23	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	1,35
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7709,89	-1283,05	1,35
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		N_{ed} = -10711,04	M_{ed} = 6571,03	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,1304
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,4131
$x = \xi \cdot d$	1,0810
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,37
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,1304
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3102
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,3877
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3102
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	12837,60 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	9275,07 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	71%

Schädigung 3, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			n_p	67	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerständen		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,56	-1572,76	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7007,14	7661,53	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -7162,17	Med = -20982,82	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6461
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8076
$x = \xi \cdot d$	1,2760
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6461
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2072
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2590
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2072
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	32499,18 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24838,51 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Aulastung	84%

Schädigung 3, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	10,27	-161,74	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7007,14	7661,53	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		Ned = -6794,92	Med = -18866,29	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6369
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,7961
$x = \xi \cdot d$	1,2578
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6369
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2164
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2705
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2164
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	31796,03 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24478,66 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	77%

Schädigung 4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,34	1230,05	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,35	2616,18	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-8273,01	-1838,58	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	76,92	550,48	1,50
LF 7	OS wärmer	117,39	848,67	1,50
Summe		Ned = -9351,90	Med = 9734,34	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0599
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,3249
$x = \xi \cdot d$	1,0136
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0599
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3447
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4309
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3447
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11708,95 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	8346,28 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	117%

Schädigung 4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,34	1230,05	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,05
LF 2	Ausbaulast	-433,35	2616,18	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-8273,01	-1838,58	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	76,92	550,48	1,50
LF 7	OS wärmer	117,39	848,67	1,50
Summe		Ned = -9078,30	Med = 8112,31	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0458
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,3072
$x = \xi \cdot d$	1,0000
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0458
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3589
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4487
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3589
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11426,00 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	8112,43 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	6,72	-22,35	1,00
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,35	2616,18	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-8273,01	-1838,58	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	76,92	550,48	1,50
LF 7	OS wärmer	117,39	848,67	1,50
Summe		Ned = -9106,18	Med = 7866,93	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0472
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,3090
$x = \xi \cdot d$	1,0014
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0472
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3575
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4469
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3575
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11454,97 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	8136,26 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	97%

Schädigung 4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -8009,18	Med = -28929,33	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6743
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8429
$x = \xi \cdot d$	1,3318
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6743
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1790
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2237
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1790
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34618,08 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26230,08 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	110%

Schädigung 4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,24
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		N_{ed} = -7911,64	Med = -26127,30	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6719
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8398
$x = \xi \cdot d$	1,3269
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6719
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1814
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2268
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1814
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34436,19 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26135,03 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -8009,18	Med = -28929,33	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6743
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8429
$x = \xi \cdot d$	1,3318
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6743
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1790
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2237
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1790
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34618,08 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26230,08 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	110%

Schädigung 4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	7,12	-183,47	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,29
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		N_{ed} = -7699,94	M_{ed} = -25920,90	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6665
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8332
$x = \xi \cdot d$	1,3164
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6665
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1867
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2334
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1867
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34040,14 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	25928,76 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	7,12	-183,47	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -7759,05	Med = -27618,82	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6680
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8350
$x = \xi \cdot d$	1,3193
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6680
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1852
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2315
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1852
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34150,90 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	25986,35 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	106%

Schädigung 5, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	600000,00	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,00	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-120,75	1506,18	0,00
LF 1	Eigengewicht	-1321,25	11301,68	1,00
LF 2	Ausbaulast	-374,34	3682,24	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,00
LF 10	Vorspannung	-8311,23	-2102,29	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,00
LF 6	glm. Abkühlung	49,92	357,30	1,00
LF 7	OS wärmer	84,66	614,41	1,00
Summe		Ned = -9429,89	Med = 10450,85	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,1502
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,4378
$x = \xi \cdot d$	1,0999
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,1502
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2545
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,3181
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2545
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	13439,10 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	10373,99 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	101%

Schädigung 5, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	600000,00	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,00	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	4,98	-34,77	0,00
LF 1	Eigengewicht	-1321,25	11301,68	1,00
LF 2	Ausbaulast	-374,34	3682,24	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,00
LF 10	Vorspannung	-8311,23	-2102,29	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,00
LF 6	glm. Abkühlung	49,92	357,30	1,00
LF 7	OS wärmer	84,66	614,41	1,00
Summe		Ned = -9429,89	Med = 10450,85	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,1502
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,4378
$x = \xi \cdot d$	1,0999
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,1502
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2545
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,3181
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2545
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	13439,10 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	10373,99 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	101%

Schädigung 5, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-125,28	-812,74	1,50
LF 1	Eigengewicht	-1381,40	-10840,53	1,35
LF 2	Ausbauast	-387,58	-2710,82	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7113,82	7111,50	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	45,67	338,33	1,00
LF 7	OS wärmer	85,76	636,88	1,00
Summe		N_{ed} = -8987,64	Med = -7865,98	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6989
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8736
$x = \xi \cdot d$	1,3803
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6989
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1544
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,1930
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1544
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	36421,71 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	27183,45 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	29%

Schädigung 5, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	5,57	-194,40	1,50
LF 1	Eigengewicht	-1381,40	-10840,53	1,35
LF 2	Ausbauast	-387,58	-2710,82	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7113,82	7111,50	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	45,67	338,33	1,00
LF 7	OS wärmer	85,76	636,88	1,00
Summe		N_{ed} = -8791,37	Med = -6938,48	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6940
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8674
$x = \xi \cdot d$	1,3706
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6940
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1593
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,1991
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1593
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	36062,96 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26992,21 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	26%

Schädigung 2,3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7513,29	-1209,01	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7442,68	Med = 6577,22	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9465
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1832
$x = \xi \cdot d$	0,9051
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9465
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4581
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5727
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4581
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9365,05 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6366,03 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	103%

Schädigung 2,3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,25
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7513,29	-1209,01	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7432,86	Med = 6357,34	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9460
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1825
$x = \xi \cdot d$	0,9046
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9460
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4587
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5733
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4587
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9354,09 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6357,58 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	9,88	0,23	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7513,29	-1209,01	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7076,42	Med = 5536,77	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9275
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1594
$x = \xi \cdot d$	0,8870
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9275
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4771
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5964
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4771
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	8953,83 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6050,97 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	92%

Schädigung 2,3, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,56	-1572,76	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7024,62	7667,00	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -7179,66	Med = -20977,35	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6465
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8081
$x = \xi \cdot d$	1,2769
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6465
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2067
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2584
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2067
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	32532,53 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24855,65 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	84%

Schädigung 2,3, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	10,27	-161,74	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7024,62	7667,00	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -6812,40	Med = -18860,82	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6373
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,7966
$x = \xi \cdot d$	1,2586
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6373
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2160
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2700
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2160
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	31829,63 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24495,80 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	77%

Schädigung 2,4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,34	1230,05	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,00
LF 2	Ausbaulast	-433,35	2616,18	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-8063,50	-1757,82	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	76,92	550,48	1,50
LF 7	OS wärmer	117,39	848,67	1,50
Summe		Ned = -8825,26	Med = 7935,09	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0326
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2908
$x = \xi \cdot d$	0,9875
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0326
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3721
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4651
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3721
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11161,68 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	7896,16 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	6,72	-22,35	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,35	2616,18	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-8063,50	-1757,82	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	76,92	550,48	1,50
LF 7	OS wärmer	117,39	848,67	1,50
Summe		Ned = -8893,30	Med = 7936,51	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0362
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2952
$x = \xi \cdot d$	0,9908
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0362
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3685
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4607
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3685
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11233,01 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	7954,31 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -8009,18	Med = -28929,33	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6743
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8429
$x = \xi \cdot d$	1,3318
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6743
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1790
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2237
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1790
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34618,08 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26230,08 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	110%

Schädigung 2,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,24
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6760,61	7053,41	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		N_{ed} = -7911,64	Med = -26127,30	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6719
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8398
$x = \xi \cdot d$	1,3269
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6719
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1814
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2268
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1814
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34436,19 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26135,03 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	7,12	-183,47	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6785,34	7065,37	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -7783,78	Med = -27606,86	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6686
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8358
$x = \xi \cdot d$	1,3206
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6686
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1846
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2308
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1846
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34197,20 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26010,45 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	106%

Schädigung 2,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	7,12	-183,47	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,29
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6785,34	7065,37	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		N_{ed} = -7725,97	M_{ed} = -25946,25	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6672
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8340
$x = \xi \cdot d$	1,3177
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6672
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1861
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2326
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1861
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34088,93 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	25954,12 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 1,2,3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	39	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Bewert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,29	693,86	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,25
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7513,29	-1209,01	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7432,86	Med = 6357,34	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9460
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1825
$x = \xi \cdot d$	0,9046
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9460
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4587
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,5733
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4587
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	9354,09 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6357,58 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 1,2,3, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	9,88	0,23	1,50
LF 1	Eigengewicht	-100,10	2240,67	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,83	1153,60	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-7513,29	-1209,01	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	129,31	925,35	1,50
LF 7	OS wärmer	180,93	1303,23	1,50
Summe		Ned = -7076,42	Med = 5536,77	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,9419
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,1774
$x = \xi \cdot d$	0,9007
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,37
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,9419
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,4987
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,6234
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,4987
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	8932,55 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	6068,58 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	91%

Schädigung 1,2,3, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-234,56	-1572,76	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7024,62	7667,00	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		Ned = -7179,66	Med = -20977,35	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6465
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8081
$x = \xi \cdot d$	1,2769
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6465
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2067
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2584
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2067
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	32532,53 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24855,65 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	84%

Schädigung 1,2,3, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	67

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	10,27	-161,74	1,50
LF 1	Eigengewicht	-111,95	-20990,80	1,35
LF 2	Ausbaulast	-547,75	-5197,58	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-7024,62	7667,00	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	122,11	869,89	1,00
LF 7	OS wärmer	178,29	1281,35	1,00
Summe		N_{ed} = -6812,40	Med = -18860,82	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6373
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,7966
$x = \xi \cdot d$	1,2586
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6373
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,2160
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2700
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,2160
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	31829,63 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	24495,80 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	77%

Schädigung 2,3,4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-366,32	1128,45	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,35
LF 2	Ausbaulast	-802,25	2433,80	0,00
LF 4	Umlagerung	-636,60	76,99	1,35
LF 10	Vorspannung	-7522,58	-1486,91	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	658,37	179,88	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	3,25	514,37	1,50
LF 7	OS wärmer	4,98	792,93	1,50
Summe		Ned = -9253,50	Med = 9764,97	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0548
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,3186
$x = \xi \cdot d$	1,0087
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0548
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3498
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4373
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3498
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11607,54 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	8262,18 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	118%

Schädigung 2,3,4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-366,32	1128,45	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,02
LF 2	Ausbaulast	-802,25	2433,80	0,00
LF 4	Umlagerung	-636,60	76,99	1,35
LF 10	Vorspannung	-7522,58	-1486,91	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	658,37	179,88	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	3,25	514,37	1,50
LF 7	OS wärmer	4,98	792,93	1,50
Summe		Ned = -8957,92	Med = 8012,63	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0395
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2994
$x = \xi \cdot d$	0,9940
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0395
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3652
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4565
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3652
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11300,57 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	8009,54 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,3,4, Schnitt in Brückenmitte, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte					
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90	
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00	kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00	kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00	kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13	kN/m ²
			A_p	0,000531	m ²
			η_p	40	

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	6,72	-22,35	1,50
LF 1	Eigengewicht	-906,06	5371,45	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,35	2616,18	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,41	71,11	1,35
LF 10	Vorspannung	-8062,95	-1754,82	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	716,42	208,64	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	76,92	550,48	1,50
LF 7	OS wärmer	117,39	848,67	1,50
Summe		Ned = -8892,75	Med = 7939,51	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	1,0361
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	1,2952
$x = \xi \cdot d$	0,9908
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	6,24
$v_{cdf} = v_{cd}$	1,0361
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot \eta_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,3686
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,4607
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,3686
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	11232,43 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	7953,85 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,3,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6793,95	7077,55	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		N_{ed} = -8042,52	Med = -28905,19	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6751
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8439
$x = \xi \cdot d$	1,3334
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6751
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1781
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2226
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1781
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34680,15 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26262,56 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	110%

Schädigung 2,3,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug in Brückenmitte

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 30	Prüffahrzeug	-159,64	-1057,14	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,25
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6793,95	7077,55	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -7947,01	Med = -26161,76	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6727
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8409
$x = \xi \cdot d$	1,3287
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6727
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1805
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2256
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1805
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34502,20 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26169,50 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%

Schädigung 2,3,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand (nicht erfüllt)

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	7,12	-183,47	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,35
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6793,95	7077,55	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		N_{ed} = -7792,38	Med = -27594,68	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6689
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8361
$x = \xi \cdot d$	1,3210
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6689
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1844
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2305
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1844
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34213,30 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	26018,83 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	nicht erfüllt
Auslastung	106%

Schädigung 2,3,4, Schnitt am Rand, Prüffahrzeug am Rand

Materialkennwerte				
Beton	B35		Spannstahl	St 60/90
E_{cm}	34000000,00	kN/m ²	E_p	200000000,00 kN/m ²
f_{ck}	35000,00	kN/m ²	f_{pk}	900000,00 kN/m ²
f_{cd}	23333,33	kN/m ²	$f_{p,0,1,k}$	600000,00 kN/m ²
			$f_{p,0,1,d}$	521739,13 kN/m ²
			A_p	0,000531 m ²
			n_p	68

Sicherheitsbeiwerte			
Widerstände		Einwirkungen	
γ_c	1,50	γ_g	1,35
γ_p	1,15	γ_q	1,50

Einwirkungen				
LF		N_k [kN]	M_k [kNm]	TS-Beiwert
LF 3	Prüffahrzeug	7,12	-183,47	1,50
LF 1	Eigengewicht	-919,35	-26408,71	1,29
LF 2	Ausbaulast	-433,38	-4400,84	0,00
LF 4	Umlagerung	-648,50	509,13	1,00
LF 10	Vorspannung	-6793,95	7077,55	1,00
LF 21	Kriechen + Schwind	515,59	-450,37	1,35
LF 6	glm. Abkühlung	69,70	509,39	1,00
LF 7	OS wärmer	114,76	844,21	1,00
Summe		Ned = -7735,31	Med = -25955,36	

Überprüfung der Nulllinie	
$v_{cd} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b \cdot d)$	0,6674
$\xi = 1,25 \cdot v_{cd}$	0,8343
$x = \xi \cdot d$	1,3182
$x > h_f$:	NL im Steg

Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, T-QS (Näherung)	
$b_f = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_i)$	4,72
$v_{cdf} = v_{cd}$	0,6674
$v_{cdw} = (f_{p,0,1,d} \cdot A_p \cdot n_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - N_{ed}) / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d)$	-0,1858
$\xi = 1,25 \cdot v_{cdw}$	-0,2323
$v_{cdw} = 0,8 \cdot \xi$ falls $\xi > \lim \xi$	-0,1858
$M_{Rds} = v_{cdw} \cdot (1 - 0,5 \cdot v_{cdw}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \cdot h_f$	34106,44 kNm
$M_{Rd} = M_{Rds} + N_{ed} \cdot z$	25963,23 kNm
Nachweis: $M_{Rd} > M_{ed}$	erfüllt
Auslastung	100%