



Untersuchung einer Spannbetonbrücke unter außergewöhnlicher Belastung - Explosion

Diplomarbeit

eingereicht am

Institut für Baustatik
der
Technischen Universität Graz
im
Jänner 2012

Verfasser: Kofler Christian
Betreuer: Dr. Techn Dünser Christian
Mitbetreuer: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als angegebene Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland einer Beurteilerin oder einem Beurteiler in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Ort, Datum

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während meines Studiums sowie bei der Erstellung dieser Diplomarbeit persönlich und fachlich unterstützt haben.

Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen Betreuern Dr. Techn Dünser Christian und Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, die mir immer geduldig mit Rat und Tat zur Seite standen. Ich möchte mich aber auch bei allen anderen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der Institute Baustatik und Betonbau, hier insbesondere bei Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Schlicke Dirk, bedanken, da auch sie bei Fragen mir immer ein offenes Gehör schenkten.

Über allem stehen natürlich meine Eltern, die mir dieses Studium ermöglicht und mich in jeglicher Hinsicht immer bestärkt und unterstützt haben.

Kurzfassung

Diese Diplomarbeit befasst sich im Zuge des Forschungsprojektes SeRoN mit der Analyse und den Auswirkungen von Sprengstoffangriffen auf eine Spannbetonbrücke. Dabei werden 3 mögliche Anschlagsszenarien untersucht, welche von Forschungspartnern untersucht und als potentiell gefährlich für das Bauwerk eingestuft worden sind. Bei allen Varianten gilt es abzuklären, in welchem Ausmaß das Tragwerk beschädigt wird, ob eine Sanierung möglich bzw. sinnvoll ist und ob der Verkehr weiter über die Brücke geführt werden kann. Die gesamte Modellierung und Berechnung erfolgt mit Hilfe des Finite-Elemente-Programms SOFISTIK.

Das erste Szenario sieht eine kompakte Sprengstoffladung von 350 kg TNT auf dem Fahrbahndeck der Brücke vor. Im Zuge dieser Analyse wird sowohl eine mögliche Explosion in Feldmitte wie auch über einer Stütze untersucht. Beide Modelle beinhalten jedoch nur eine Beschädigung der Fahrbahnplatte und einer Hohlkastenaußenwand. Aus diesem Grund wird eine weitere Variante dargestellt, in der sich die Sprengstoffladung in Feldmitte auf der Bodenplatte im Inneren des Hohlkastens befindet.

Im Rahmen des zweiten und dritten Szenarios kommt es zur vollständigen Zerstörung eines Stützpfeilers. Im Zuge dieser Analyse gilt das Augenmerk insbesondere darauf, ob es zu einem duktilen oder sprödbrechartigen Versagen des Tragwerkes kommt.

Abstract

This diploma thesis is part of the research project SeRoN. It outlines the analysis and effects of explosive attacks on a prestressed concrete bridge. Therefore, three assumed attack scenarios, which had been classified as potential threat to the bridge by a research partner, are examined. The extent of damage to the structure needs to be investigated for all three scenarios. Furthermore, it needs to be considered, whether a restoration is possible and reasonable and whether the bridge could remain open to traffic. The entire modeling and computation is carried out using the finite element program SOFISTIK.

The first scenario assumes a compact explosive charge of 350 kg TNT on the bridge's pavement. A potential explosion will be examined respectively in the middle of the field as well as above a pillar. Both scenarios only cause damage to the lane slab and to an external wall of the box girder. Therefore, another option is described, in which the explosive charge is located in the center of the field on the bottom plate inside the box girder.

In the second and third scenario a supporting pillar is completely destroyed. This analysis focuses particularly on whether fracture failure of the structure is ductile or brittle-type.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Vorstellung des Untersuchungsobjektes	3
2.1	Grundriss	3
2.2	Querschnitt	4
2.3	Vorspannung	5
2.3.1	Vorspannung in Längsrichtung	5
2.3.2	Vorspannung in Querrichtung	7
3	Grundlagen	9
3.1	Beton	9
3.2	Betonstahl und Spannstahl	10
3.3	Stahlbeton und Spannbeton	10
3.3.1	Materialbeschreibung	10
3.3.2	Trag- und Verformungsverhalten	11
3.3.3	Das Prinzip der Vorspannung	12
4	Das FE-Modell	14
4.1	Die Eingabe der Materialien	14
4.2	Die Modellierung der Struktur	15
4.3	Die Modellierung der Spannglieder	18
4.3.1	Geometrie der Spanngliedführung	18
4.3.2	Eingabe der Systemwerte des Spannverfahrens	20
4.4	Die Eingabe der schlaffen Bewehrung	21
5	Eigengewichtszustand	22
5.1	Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung	22
5.2	Kombination von Eigengewicht und Vorspannung	24
5.2.1	Möglichkeiten zur Darstellung der Ergebnisse	24
5.2.2	Darstellung der Ergebnisse	25
6	Szenario 1 - Explosion auf dem Brückendeck	28
6.1	Standort und Auswirkungen	28
6.2	Berechnungsmethoden und Ergebnisse	30
6.2.1	Berechnung mittels Variation der Elementsteifigkeiten	31
6.2.2	Berechnung mittels nichtlinearer Analyse durch SOFISTIK	38
6.3	Sanierungslastfall	44
6.3.1	Ermittlung der Einwirkungen	44
6.3.2	Ergebnisse der Berechnung	48
6.4	Alternative Explosionsstellen	54
6.4.1	Explosionsloch in der Bodenplatte	54

6.4.2 Explosionsloch in der Außenwand neben einem Auflager	61
7 Szenarien 2 und 3 - Ausfall einer Stütze	68
7.1 Standort und Auswirkungen	68
7.1.1 Szenario 2	68
7.1.2 Szenario 3	70
7.2 Berechnungsmethode und Ergebnisse	71
7.2.1 Annahmen für das Berechnungsmodell und Berechnungsvorgang .	71
7.2.2 Darstellung der Ergebnisse	72
7.3 Schadensanalyse	77
7.3.1 Grundlagen für die Analyse	77
7.3.2 Grundlagen zur Berechnung der Momente im Tragwerk	80
7.3.3 Darstellung der Ergebnisse	81
 Abbildungsverzeichnis	 92
 Tabellenverzeichnis	 95
 Literaturverzeichnis	 96

1 Einleitung

Seit dem 11. September 2001 ist die Bedrohung von Terroranschlägen auf strategisch wichtige Gebäude allgegenwärtig. Die Sicherheitskräfte auf Flughäfen und bei wichtigen Gebäuden wurden seit diesem Ereignis vervielfacht. Jedoch ist es aus rationalen Gründen nicht möglich, alle Gebäude zu schützen und zu bewachen. Aus diesem Grund wurde im Jahr 2009 die europäische Forschungsgemeinschaft SeRoN (Security of Road Transport Networks) ins Leben gerufen. Sie hat sich zur Aufgabe gestellt, eine Methodik zur Analyse und Bewertung von Straßennetzen zu kreieren, um damit die Sensibilität dieser bei möglichen außergewöhnlichen Schadensereignissen festzustellen. Dabei werden sowohl regionale wie auch überregionale Auswirkungen analysiert und bewertet.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird nun eines von den als sensibel eingestuften Infrastrukturobjekten auf mögliche außernatürliche Schadensszenarien untersucht. Bei dem Bauwerk handelt es sich um eine Spannbetonbrücke in Dänemark. Die Grundlage für diese Untersuchung bilden die ausgearbeiteten Bedrohungsszenarien von unseren Forschungspartnern bei SeRoN.

Zielsetzung

Vorrangiges Ziel dieser Arbeit ist es, die baustatischen Auswirkungen von verschiedenen Terroranschlägen für die Spannbetonbrücke zu ermitteln. Dabei gilt es im Zuge dieser Arbeit für das SERON Forschungsprojekt 3 grundlegende Fragen zu beantworten:

1. Hat das Bauwerk Schaden erlitten und wenn ja, in welchem Ausmaß?

Hierfür werden unterschiedlichste Szenarien untersucht, um auch die Schwachstellen bzw. die gefährdetesten Stellen des Tragwerkes herauszufinden.

2. Ist das Bauwerk nach der Schädigung sanierbar oder muss es komplett erneuert werden?

Unter diesem fällt auch, dass darüber Auskunft gegeben wird, welche Bauteile vollständig erhalten sind und welche saniert werden müssen. Die Möglichkeiten der Sanierung selbst sind nicht mehr Inhalt dieser Arbeit.

3. Ist es möglich, den Verkehr nach dem Terroranschlag weiter über das Tragwerk zu führen?

Da dieses Bauwerk einen strategisch wichtigen Verkehrsknotenpunkt in Dänemark darstellt, ist es von besonderem Interesse herauszufinden, ob nach einem eventuellen Anschlag eine Fahrspur noch weiter verwendet werden kann oder ob das Tragwerk zur Gänze gesperrt werden muss. Die Analyse erfolgt mit dem für Betonbau in der Praxis bewährten

FE-Programm SOFISTIK. Diese Arbeit bildet einen Puzzle-Teil für die Erstellung einer Datenbank über die Sensibilität von Bauwerken.

Aufbau der Arbeit

Zu Beginn der Arbeit steht eine Recherche über die Bauweise der Spannbetonbrücke und über die für die Modellierung benötigten Grundlagen. Im Anschluss folgt eine Einarbeitung in das Programm SOFISTIK, da alle durchzuführenden Berechnungen mit Hilfe dieses vollzogen werden. Darauf werden die unterschiedlichen Bedrohungsszenarien für die Brücke vorgestellt. Im nächsten Schritt wird erklärt, welche Annahmen für die unterschiedlichen Szenarien getroffen werden und wie diese im Programm Berücksichtigung finden. Am Ende folgt eine Darstellung sämtlicher Ergebnisse mit Erklärungen und Schlussfolgerungen.

2 Vorstellung des Untersuchungsobjektes

Bei der Spannbetonbrücke handelt es sich um einen stark frequentierten Verkehrspunkt in Dänemark, welcher 2 Inseln miteinander verbindet. Der gesamte Standort besteht aus vier unterschiedlichen Brücken, wobei sich diese in die zwei westlichen und die zwei östlichen Bauwerke aufteilen. An beiden Punkten existiert jeweils ein Tragwerk für jede Fahrtrichtung mit 3 Fahrspuren. Die beiden südlichen Konstruktionen beinhalten außerdem noch einen kombinierten Geh- und Radweg. In dieser Arbeit wird die nördliche Brücke von den zwei im Osten gelegenen genauer untersucht. Die Wahl fiel dahingehend auf die Brücken im Osten, da diese im Grundriss gekrümmt sind und größere Spannweiten aufweisen. Bei dem Bauwerk handelt es sich um eine vorgespannte Stahlbetonbrücke mit einem doppelten Hohlkasten.

In den nachfolgenden Unterkapiteln folgt eine kurze Beschreibung der Brücke. Der Umfang bzw. die Genauigkeit der Daten in den Darstellungen wurde so abstrahiert, wie sie auch in den späteren Berechnungsmodellen Anwendung finden. Für detailliertere Angaben sind die Originalpläne der Spannbetonbrücke heranzuziehen. Da die Bemaßungen in diesen Plänen in mm dargestellt sind, werden aus Gründen der Übersichtlichkeit die Abmessungen in den Darstellungen in diesem Kapitel ebenfalls in mm angeführt.

2.1 Grundriss

Die Brücke umfasst fünf Felder mit einer Gesamtlänge von 241,10m und ist im Lageplan in einem Kreisbogen mit einem Radius von 2000m situiert. Die größte Spannweite beträgt 48,88m und befindet sich von Westen gesehen im zweiten Feld. Alle weiteren Spannweiten sind in Abb. 2.1 ersichtlich.

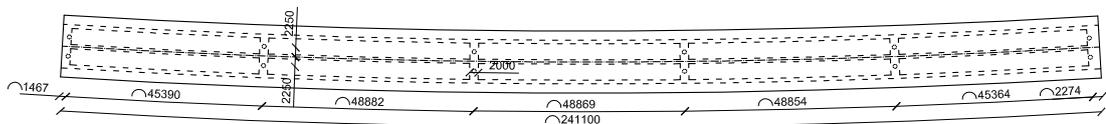


Abbildung 2.1: Grundriss der Brücke

Über den Auflagern befinden sich Querschotts mit einer Dicke von 2m. Diese sind in Querrichtung vorgespannt, worauf in diesem Kapitel im Anschluss noch genauer eingegangen wird. Auf jedem Pfeiler sind 2 Topflager in einem Abstand von 4,5m angeordnet.

Die Freiheitsgrade der einzelnen Auflager sind in Abb. 2.2 dargestellt. Der Fixpunkt in Längsrichtung ist auf dem dritten Pfeiler von Westen her angeordnet.

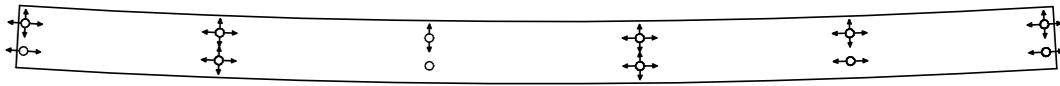


Abbildung 2.2: Auflagerplan der Brücke

2.2 Querschnitt

Wie bereits oben kurz erwähnt, wurde die Brücke in einem doppelten Hohlkasten mit einer Betongüte von C30/37 hergestellt. Die gesamte Breite des Querschnittes beträgt 14,5m und neigt sich auf Grund der Kurvenlage mit 2,5% in Richtung Norden. Die Gesamthöhe des Betonquerschnittes beziffert sich auf 2,467m. Die beiden Seitenwände weisen auf der Außenseite eine Steigung von 1:5 auf, während die Innenseite gerade nach oben verläuft. Die Boden- und Deckplatte des Hohlkastens wurden mit einer Dicke von 0,22m gebaut. Alle weiteren relevanten Abmessungen sind in Abb. 2.3 dargestellt.

Die Abb. 2.3 und das später verwendete Modell weisen gegenüber dem tatsächlichen Querschnitt folgende Vereinfachungen auf:

- Keine Berücksichtigung der Vouten im inneren des Hohlkastens
- Vernachlässigung des Gegenknicks auf der Kurveninnenseite für die Fahrbahnentwässerung

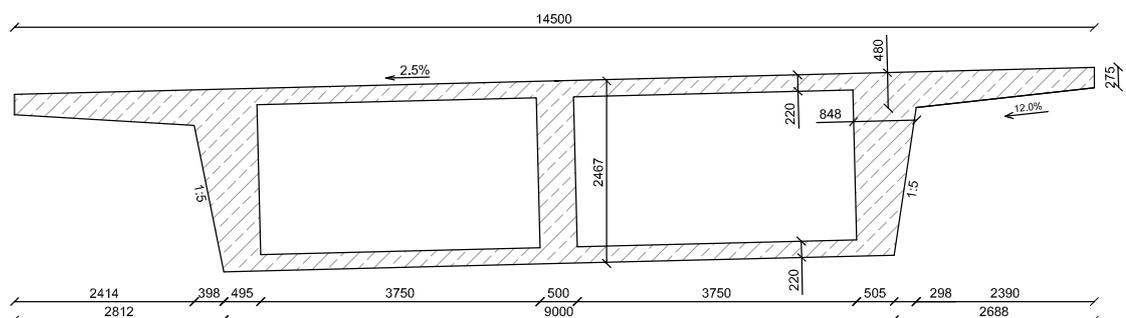


Abbildung 2.3: Regelquerschnitt der Brücke

Neben den Spannkabeln verfügt die Brücke ebenfalls über eine schlaife Bewehrung in Längs- wie auch in Querrichtung. Eine Berücksichtigung dieser findet in Höhe nach Abb. 2.4 statt.

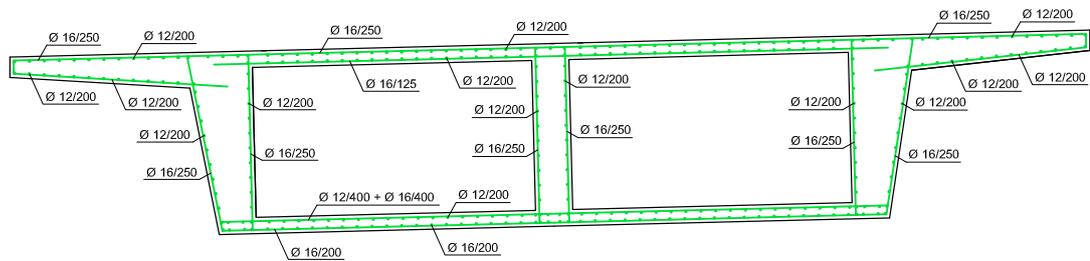


Abbildung 2.4: Schläffe Bewehrung der Brücke

2.3 Vorspannung

2.3.1 Vorspannung in Längsrichtung

Die Vorspannkabel in Längsrichtung wurden in Hüllrohren mit nachträglichem Verbund verlegt und bestehen jeweils aus 12 Litzen mit einem Durchmesser von 15mm. Bei der Güte handelt es sich um einen Spannstahl mit der Zugfestigkeit von 1770 N/mm^2 und einer Streckgrenze von 1570 N/mm^2 . Weitere Daten, welche für die Berechnung der Vorspannung benötigt werden, sind nachfolgender Auflistung zu entnehmen.

- Zulässige Spannkraft: 2235 kN
- Spannstahlfläche: 2100 mm^2
- E-Modul d. Spannstahles: 195.000 N/mm^2
- Kleinster Krümmungshalbmesser: 4,0 m
- Ungewollter Umlenkwinkel: 0.115 Altgrad/m
- Reibungskennwert: 0,2
- Aussendurchmesser Hüllrohr: 90 mm

Insgesamt befinden sich 60 Spannkabel dieser Art im Tragwerk, davon jeweils 22 in den beiden Außenträgern und 16 im Mittelträger. Die Brücke wurde einst in 3 Phasen erstellt, wodurch sich auch die entsprechenden Geometrien für die Spannglieder erklären. Eine Übersicht über die Längsgeometrien liefern Abb. 2.5 und Abb. 2.6. Die dargestellten Abbildungen sind Auszüge aus den Originalplänen.

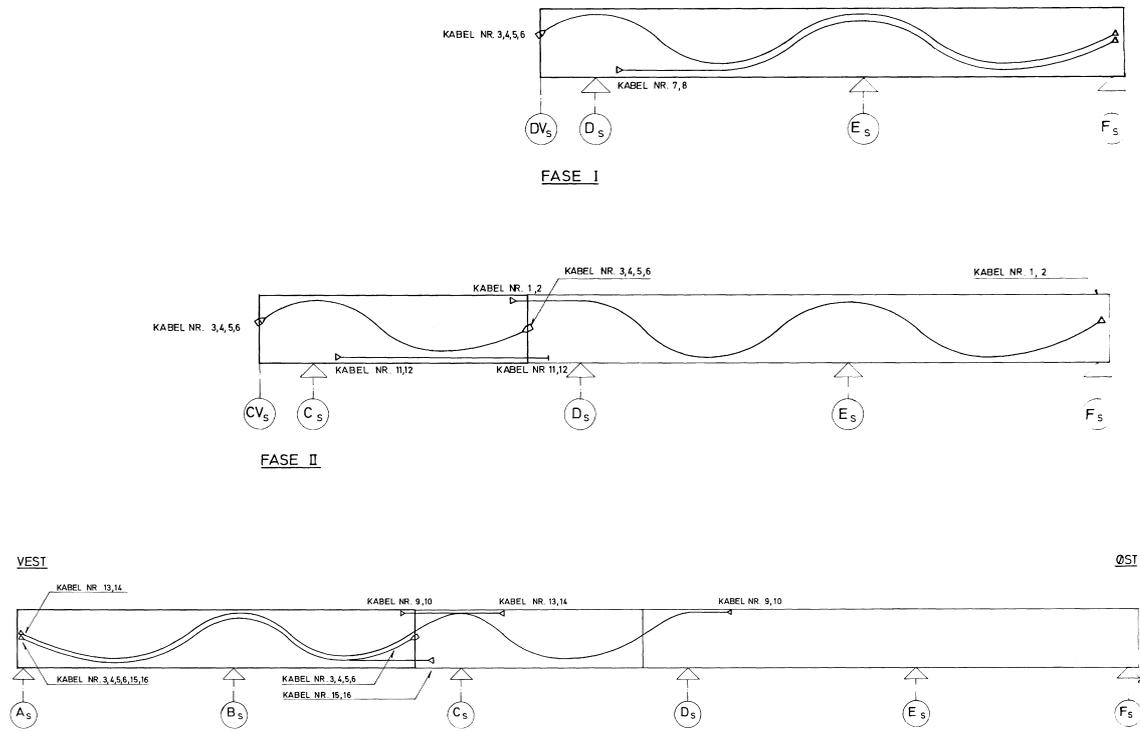


Abbildung 2.5: Vorspannung Mittelträger

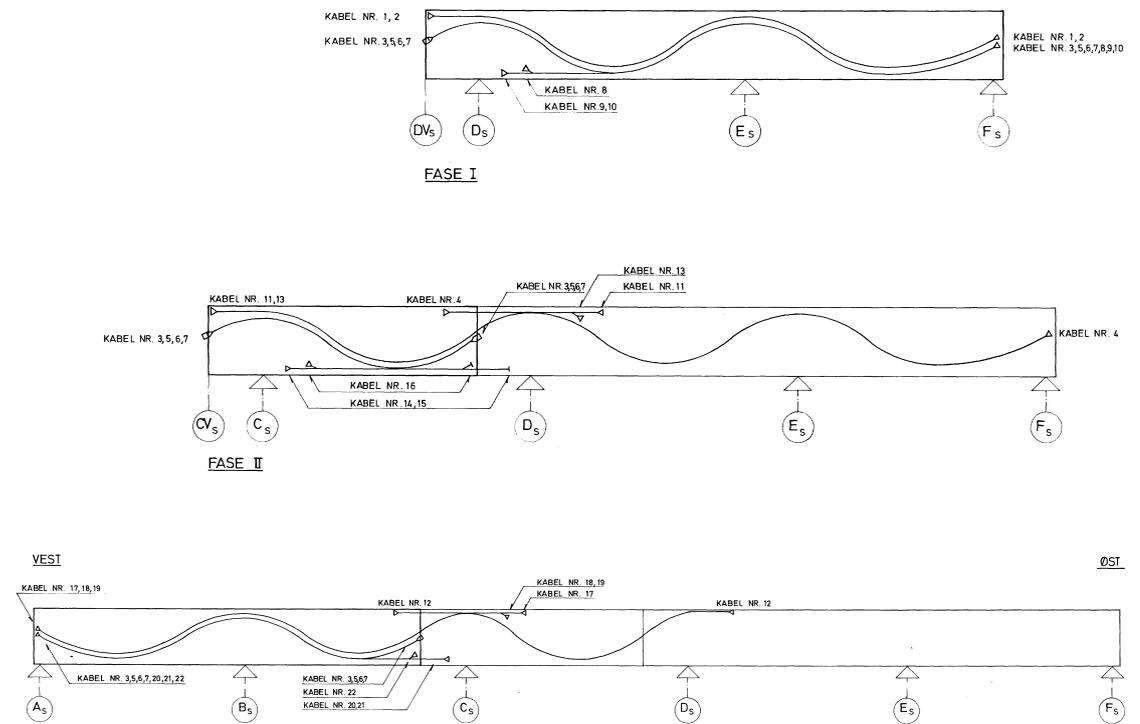


Abbildung 2.6: Vorspannung Außenträger

2.3.2 Vorspannung in Querrichtung

In den Bereichen der Querschotts verfügt die Brücke außerdem über eine Quervorspannung. Diese besteht bei jedem Auflager aus den 19 im Bogen gespannten Litzenspannkabeln und 24 Stabspannstählen. Eine Übersicht über die Anordnung der Spannstähle liefern Abb. 2.7 und Abb. 2.8.

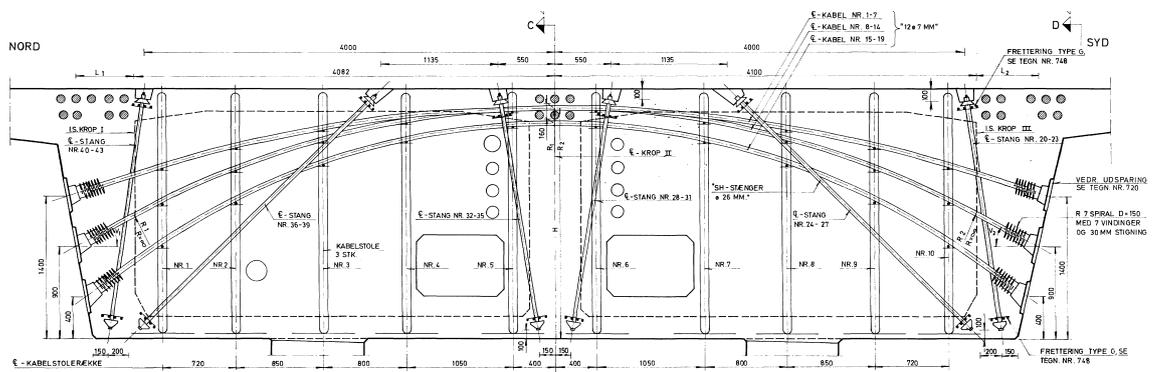


Abbildung 2.7: Übersicht Vorspannung in den Querschotts

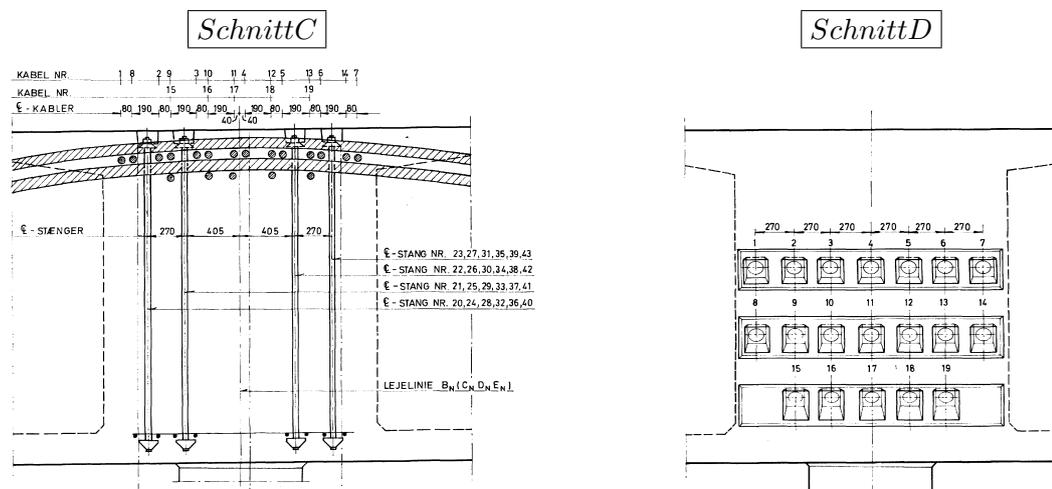


Abbildung 2.8: Schnitt C und D aus Abb. 2.7

Für die Berücksichtigung der Stabspannstähle im Modell liegen folgende Informationen zu Grunde:

- Durchmesser Stabspannstahl: 26 mm
- Spannstahlfläche: 531 mm²
- Zulässige Spannkraft: 296 kN
- E-Modul d. Spannstahles: 210.000 N/mm²

- Kleinster Krümmungshalbmesser: 4,0 m
- Ungewollter Umlenkwinkel: 0.143 Altgrad/m
- Reibungskennwert: 0,1
- Aussendurchmesser Hüllrohr: 35 mm

Die Litzenspannglieder werden mit folgenden Angaben berücksichtigt:

- Durchmesser Spannstahl: 12Ø7 mm
- Spannstahlfläche: 462 mm²
- Zulässige Spannkraft: 443 kN
- E-Modul d. Spannstahles: 202.000 N/mm²
- Kleinster Krümmungshalbmesser: 4,0 m
- Ungewollter Umlenkwinkel: 0.143 Altgrad/m
- Reibungskennwert: 0,2
- Aussendurchmesser Hüllrohr: 30 mm

3 Grundlagen

Im vorliegenden Kapitel werden die Prinzipien von Stahlbeton und Spannbeton erläutert. Dabei werden zu Beginn die wesentlichen Kennzeichen und Eigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl angeführt. Im Anschluss folgt eine Beschreibung der beiden Verbundwerkstoffe Stahlbeton und Spannbeton. In diesem Zusammenhang wird aufgrund der Bedeutung für die nachstehenden Berechnungen eine kurze Erklärung des Tragverhalten der beiden Materialien unter verschiedenen Belastungssituationen dargestellt.

3.1 Beton

Beton ist ein künstliches Konglomerat aus mehr oder minder grober Gesteinskörnung, dem Bindemittel Zement und Wasser. Die großen Stärken von Beton liegen in seiner hohen Druckfestigkeit, in der Einfachheit seiner Herstellung und in dem großen Vorhandensein seiner Ausgangsstoffe. Im Gegensatz dazu, liegt jedoch seine Schwäche in der geringen Zugfestigkeit, wodurch die Konstruktion von Bauteilen, welche vorwiegend auf Zug oder Biegung belastet werden, ausschließlich aus Beton nicht sinnvoll ist. Im üblichen beträgt die Zugfestigkeit von Beton ca. ein Zehntel seiner Druckfestigkeit. Die Festigkeitsentwicklung und das Verformungsverhalten von Beton werden durch viele verschiedene Faktoren beeinflusst. Daraus resultiert eine nichtlineare Spannungs-/Dehnungsbeziehung, welche in Abb. 3.1 dargestellt ist.[vgl. Sparowitz, 2004]

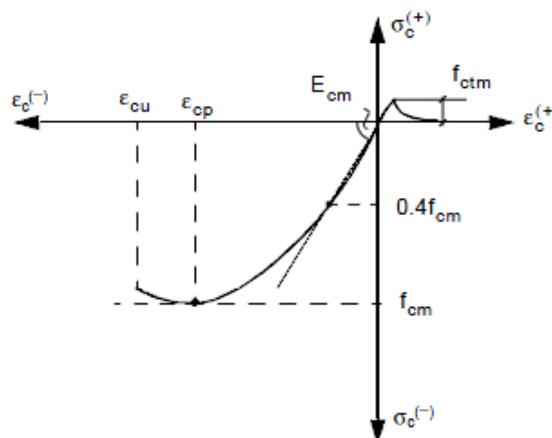


Abbildung 3.1: Spannungs-Dehnungslinie von Beton

E_{cm} = Mittelwert des Elastizitätsmodul (Sekantenmodul)
 f_{cm} = Mittelwert der Betonfestigkeit
 f_{ctm} = Mittelwert der Betonzugfestigkeit
 ϵ_{cp} = Betonstauchung unter dem Kurvenscheitel
 ϵ_{cu} = maximale Betonstauchung (Bruchstauchung)

3.2 Betonstahl und Spannstahl

Als Stahl wird eine Legierung bezeichnet, deren Hauptbestandteil Eisen ist und der Kohlenstoffgehalt unter 2% liegt. Bei der Herstellung wird im wesentlichen zwischen kaltverformten und warmverformten Stählen unterschieden. Während bei Betonstahl beide Formen Verwendung finden, kommt bei Spannstahl lediglich Erstere vor. Stahl weist sehr hohe Druck- und Zugfestigkeiten auf, wobei vor allem Letztere für die Verwendung im Massivbau interessant sind. Die wichtigsten Parameter von Stahl sind die Streck- oder Dehngrenze (R_e oder $R_{p0.1}$), die Zugfestigkeit (R_m), der Elastizitätsmodul (E_s) und die Bruchdehnung (A_{10}). Nachfolgend sind typische Spannungs-/Dehnungsdiagramme von kaltverformten und warmverformten Stählen dargestellt.[vgl. Arnold, 2008]

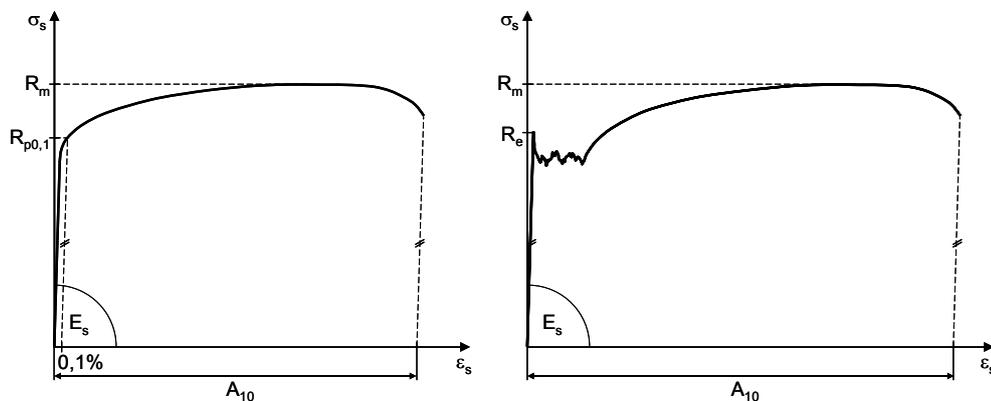


Abbildung 3.2: Spannungs-Dehnungslinie von kalt- (links) und warmverformten (rechts) Stählen

3.3 Stahlbeton und Spannbeton

3.3.1 Materialbeschreibung

Stahlbeton und Spannbeton stellen Verbundwerkstoffe dar, welche sich aus den zuvor erklärten Materialien Beton, Betonstahl und Spannstahl zusammensetzen. Im ungerissenen Zustand besitzt der Verbundwerkstoff grundsätzlich die gleichen Eigenschaften wie Beton alleine. Bei auftretender Rissbildung übernimmt der Stahl die freiwerdende Betonzugkraft. Somit kann die hohe Druckfestigkeit des Betons in Kombination mit der hohen

Zugfestigkeit des Stahles für Bauwerke wirtschaftlich genutzt werden. Die Verbundwirkung, welche unter anderem durch die Rippen auf dem schlaffen Stahl erzeugt wird, setzt voraus, dass sich beide Werkstoffe unter Belastung annähernd gleich verformen, wodurch das statische Zusammenwirken zustande kommt.

3.3.2 Trag- und Verformungsverhalten

Mit Hilfe eines Einfeldbalkens, welcher in den Drittelpunkten durch 2 vertikale Kräfte belastet wird, werden die wichtigsten Zustandsformen und Grundprinzipien von Stahlbeton erläutert. Punkt a der Abb. 3.3 zeigt die Geometrie und die Belastung dieses Beispiels. Dabei ist A_{s1} die verwendete Zugbewehrung und A_{sw} die eingesetzte Bügelbewehrung.

Zustand I - ungerissener Balken

In Zustand I wird an der Unterseite des Balkens an keinem Punkt die Betonzugfestigkeit überschritten. Der Stahlbetonbalken besitzt die Eigenschaften eines homogenen Materials. Unter Punkt c in Abb. 3.3 sind sowohl die Hauptspannungstrajektorien wie auch die Verteilung der Spannungen und Dehnungen über den Querschnitt dargestellt. Darin ist zu erkennen, dass in den Bereichen wo ein konstantes Moment auftritt, die Spannungstrajektorien annähernd parallel zu den Querschnittsrändern verlaufen. Die Dehnungsnulllinie tritt in diesem Zustand auf Höhe der Schwerachse des Verbundquerschnittes auf. [vgl. Zilch and Zehetmaier, 2006]

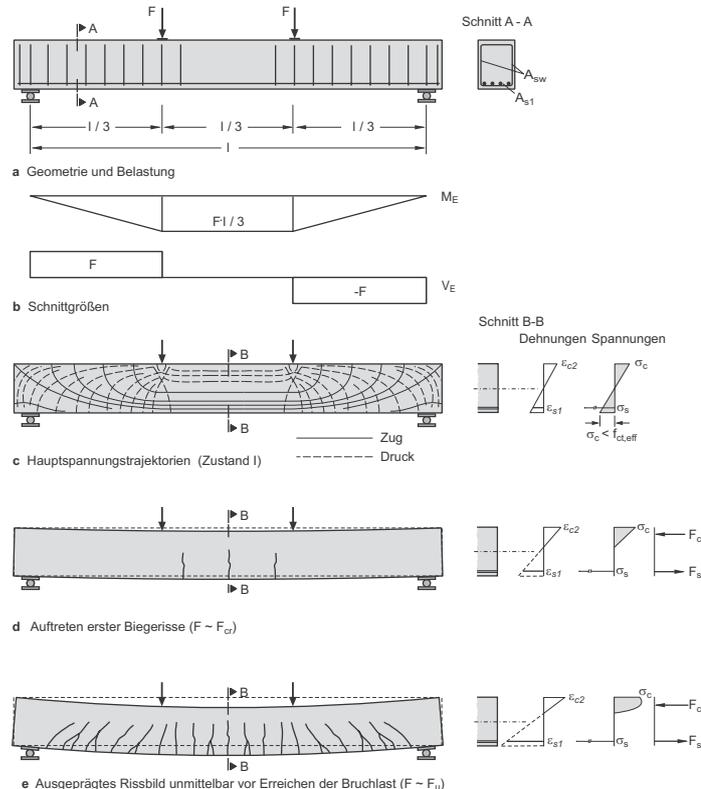


Abbildung 3.3: Verhalten eines Einfeldbalkens aus Stahlbeton

Zustand II - gerissene Betonzugzone

Bei Anstieg der Last treten an der Unterseite des Balkens nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit erste Biegerisse auf. Dabei bilden sich die Risse normal auf die Richtung der Hauptzugspannungen aus. Von nun an befindet sich der Querschnitt im sogenannten Zustand II. Im gerissenen Querschnitt wird das innere Moment durch ein Kräftepaar modelliert. Auf der Unterseite in Punkt d der Abb. 3.3 befindet sich die Stahlzugkraft und an der Oberseite die resultierende Betondruckkraft. Die Dehnungslinie in Zustand II kann weiter als linear angenommen werden und der Nulldurchgang befindet sich auf jener Höhe, dass Gleichgewicht zwischen dem inneren und äußeren Moment entsteht. Weiters werden die Betondruckspannungen in diesem Stadium völliger und können nicht mehr als linear angenommen werden. In Abb. 3.3 ist dies unter Punkt e dargestellt. Bei einem weiteren Anstieg der Last entstehen mit Ausnahme in der Nähe von den Auflagern Risse über den gesamten Balken. Treten keine weiteren Risse mehr auf, wird das Rissbild als abgeschlossen bezeichnet.[vgl. Zilch and Zehetmaier, 2006]

Versagensformen

Grundsätzlich können die Versagensformen im Stahlbetonbalken in Biegeversagen und Querkraftversagen (Schubversagen) unterschieden werden. Welche Versagensform tatsächlich eintritt, hängt unter anderem von der Geometrie, der Bewehrungsmenge und der Beanspruchung ab. Dabei versagt der Bauteil stets an einer lokalen Stelle, während der Rest weiter unbeschädigt bleibt. Beim Biegeversagen können sowohl die Druckzone (Biegedruckversagen) wie auch die Zugzone (Biegezugversagen) nachgeben. Bei Ersterem kommt es durch starke Verformungen zu einer Einschnürung der Betondruckzone, wobei diese im Extremfall zerstört wird (Betonversagen). Im Fall des Biegezugversagens reißt nach enormen plastischen Verformungen die Stahlbewehrung (Stahlversagen). Im Stahlbetonbau ist es immer das Ziel, bei einem Versagensfall die Bewehrung ausfallen zu lassen, da dadurch ein duktiler Bauteilverhalten gewährleistet ist. Beim Querkraftversagen besteht die Möglichkeit des Biegeschubversagens, des Zugversagens der Bügelbewehrung und des Stegdruckversagens.[vgl. Zilch and Zehetmaier, 2006]

3.3.3 Das Prinzip der Vorspannung

In diesem Abschnitt wird die innere Vorspannung mit nachträglichem Verbund erläutert, da dieses System bei der in dieser Arbeit untersuchten Brücke angewendet wurde.

Per Definition ist Spannbeton eine spezielle Bauweise, bei der Bauteile aus Stahlbeton zusätzlichen Kräften ausgesetzt werden, welche das Ergebnis aus einer Vorspannung sind. Diese Kräfte sollen so gewählt werden, dass sie den äußeren Lasten bestmöglich entgegenwirken. Die dafür benötigten Spannkraften werden üblicherweise durch Vorspannen hochfester Spannstähle hervorgerufen. Diese werden direkt im Tragwerk verankert, da dadurch ein innerer Gleichgewichtszustand erzeugt wird. Zusätzliche Auflagerkräfte entstehen nur bei statisch unbestimmten Systemen durch Zwang.[vgl. Sparowitz, 2004]

Im Zuge der Vorspannung werden also Spannungen auf Bauteile aufgebracht, welche den Spannungen aus den äußeren Lasten entgegenwirken. Dabei wird zwischen einer vollen und einer teilweisen Vorspannung unterschieden. Bei der vollen Vorspannung wird der

4 Das FE-Modell

Beim Rechenmodell nach der Finite Elemente Methode wird die zu untersuchende Struktur in eine endliche Zahl finiter kleiner Elemente mit einer endlichen Größe unterteilt. Im allgemeinen gilt, je mehr Elemente verwendet werden, desto genauer kommt die Näherungslösung an die exakte Lösung heran. Für alle diese Elemente wird eine Formfunktion angenommen, um den Verlauf der Verformungen darin bestimmen zu können. Als Parameter für die Formfunktionen dienen die Knotenverschiebungen in den Elementen. Diese Parameter werden mit Hilfe der Minimierung der potentiellen Energie des Gesamtsystems berechnet. Daraus resultiert eine sogenannte Steifigkeitsmatrix. Diese Matrix erläutert für ein Element die Reaktionskräfte in den Knoten, wenn dabei die Verschiebungen der Knoten bestimmte Werte annehmen.[vgl. Zienkiewicz, 1984]

Für die Untersuchung der Spannbetonbrücke kam das für den Betonbau gebräuchliche FE-Programm der Firma Sofistik zum Einsatz. Das Markenzeichen dieses Programmes ist sein modularer Aufbau. Die gesamte Eingabe für die Berechnung erfolgte über den Editor des Softwarepakets TEDY. Während des Berechnungsvorganges steuert das Programm automatisch die benötigten Module an und führt die eingegebenen Rechenschritte aus. Für die Berechnung des Tragwerkes in dieser Arbeit wurden die Module AQUA, SOFIMSHA, GEOS, BEMESS, SOFILOAD, ASE, MAXIMA und SIR benötigt. Die 4 erstgenannten Module dienen zur Berechnung der Struktur der Brücke und werden in diesem Kapitel noch genauer beschrieben. Die restlichen Module dienen zur Eingabe, Berechnung der Lastfälle bzw. zur Ausgabe der Ergebnisse. Auf deren genaue Verwendung wird in den weiteren Kapiteln hingewiesen.

4.1 Die Eingabe der Materialien

Für die Beschreibung und Eingabe von Querschnitten und Materialien ist das Modul AQUA zuständig. Querschnitte werden nur benötigt, wenn in weiterer Folge bei der Generierung der Struktur auf Stabelemente zurückgegriffen wird. Da dies bei dieser Analyse nicht der Fall ist, wird auf diese Eingabemöglichkeit nicht genauer eingegangen.

Somit erfolgte bei dieser Untersuchung nur eine Eingabe der Materialien im Modul AQUA. Alle Materialien sind bereits mit ihren gesamten Eigenschaften und ihrer jeweiligen Arbeitslinie in der Datenbank vorab gespeichert. Dies ist insofern von Bedeutung, da für die spätere nichtlineare Berechnung auf diese Arbeitslinien zurückgegriffen wird. Für die Materialien der Vorspannung wurde die Zugfestigkeit und die Streckgrenze laut den Angaben der Brücke eingesetzt.

Des Weiteren sieht die Berechnung von SOFISTIK vor, dass zwingend ein Normenkonzept verwendet werden muss. Da hier keine genauen Angaben vorlagen, nach welchem Konzept die Brücke berechnet wurde, wurde die EN 1992-2004 verwendet.

4.2 Die Modellierung der Struktur

Zur Generierung der Knoten und der Elemente wurde das Modul SOFIMSHA verwendet. Es besteht auch die Möglichkeit für diese Aufgabe die Module SOFIMSHC und SOFIPLUS zu verwenden, jedoch wurde bei dem Modell der Spannbetonbrücke darauf verzichtet. Zu Beginn musste festgelegt werden, welche Art von Elementen für die Untersuchung am zielführendsten sind. Zur Auswahl standen hier Stab- und Schalenelemente.

Stabelemente

Stabelemente sind durch 2 Knoten und deren gerade Verbindung definiert, welche die x-Achse des lokalen Koordinatensystems darstellt. Das Element dazwischen kann eine beliebige Querschnittsform annehmen. Mehrere Elemente hintereinander können zu einem Stabzug definiert werden. Abb. 4.1 zeigt die Schnittkräfte, die an jedem Knoten eines Stabelementes ausgelesen werden können. [vgl. SOFISTIK, 2010c]

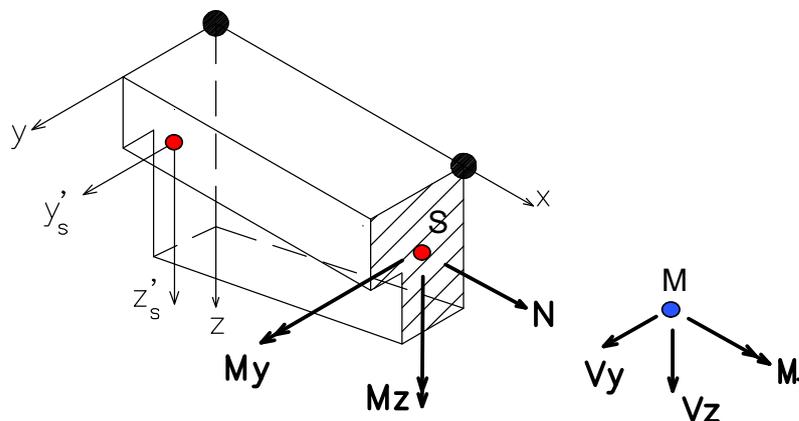


Abbildung 4.1: Darstellung eines Stabelementes mit Schnittkräften

Die Modellierung der Brücke mit Hilfe von Stabelementen ist in Abb. 4.2 ersichtlich. Dabei wurde der doppelte Hohlkasten als Querschnitt des Stabelementes definiert und das Gesamttragwerk als ein einzelner Stabzug modelliert.

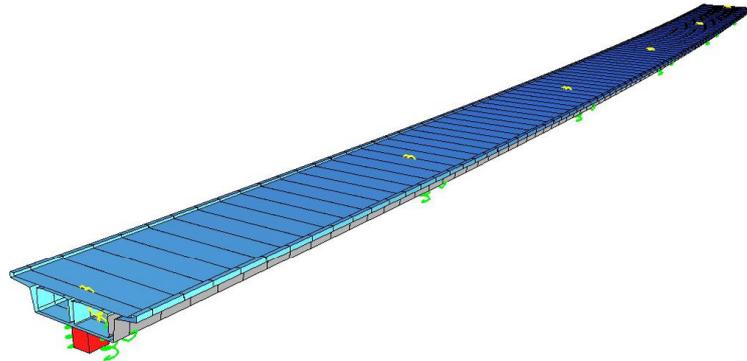


Abbildung 4.2: Stabmodell der Brücke

Der Nachteil dieses Elementes ist es, dass keine lokalen Untersuchungen vorgenommen werden können, da der gesamte Querschnitt ein Element darstellt. Für die spätere Untersuchung der Szenarien ist eine lokale Betrachtung jedoch zwingend notwendig, da es hier zum Ausfall einzelner Teile des Querschnittes kommt.

Flächenelemente (Schalenelemente)

Das Flächenelement im Programm SOFISTIK ist ein allgemeines Viereck mit vier Knoten, das im Extremfall auch zu einem Dreieck entarten kann. Im räumlichen Fall existiert stets ein lokales Koordinatensystem zur Beschreibung von Schnittgrößen und Belastungen. Bei der Spannbetonbrücke befindet sich die x-Achse der Elemente immer in Brückenlängsrichtung. Die lokale z-Achse steht immer senkrecht auf die Elementmittelfläche. Abb. 4.3 zeigt die resultierenden Schnittkräfte der einzelnen Elemente. Die Elemente beim Modell der zu untersuchenden Brücke werden überwiegend auf Normalkraft beansprucht.[vgl. SOFISTIK, 2010c]

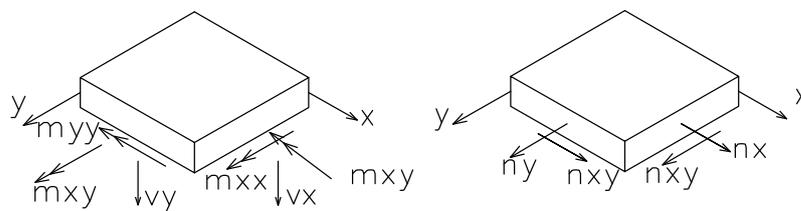


Abbildung 4.3: Darstellung eines Flächenelementes mit Schnittkräften

Bei der Modellierung der Schalenelemente für die Brücke wurde von Beginn an geachtet, dass die gesamte Brücke eine übersichtliche Nummerierung der Knoten und Elemente beinhaltet. Des Weiteren wurden die einzelnen Wände, die Bodenplatte und die verschiedenen Teile der Fahrbahn des Hohlkastens in unterschiedlichen Gruppen zusammengefasst, um alle Elemente bei der folgenden Berechnung gezielt ansprechen zu können.

Während der Analyse der Szenarien mussten immer wieder neue Gruppen von Elementen erstellt werden, um eine Berechnung der Schadensfälle zu ermöglichen.

Bezüglich der Netzfeinheit wurde in Brückenlängsrichtung eine Elementgröße von 0,5m gewählt. Im Querschnitt wurde die Bodenplatte in 8 Elemente, die 3 Hohlkastenwände in 4 Elemente und die Fahrbahn in 16 Elemente unterteilt. Diese Elementgrößen sind für die folgenden Berechnungen ausreichend klein gewählt und die Rechenzeiten bei den verschiedenen Szenarien blieben in einem überschaubaren Rahmen. Die Dicken der einzelnen Elemente in z-Richtung ergab sich aus den Querschnittswerten. Die Aussenwände und die Seitenflügel des Hohlkastens besitzen eine veränderliche Dicke der Elemente, welche auch so im Modell berücksichtigt wurden. Abb. 4.4 zeigt das Modell der Spannbetonbrücke einmal mit und einmal ohne Elementdicken.

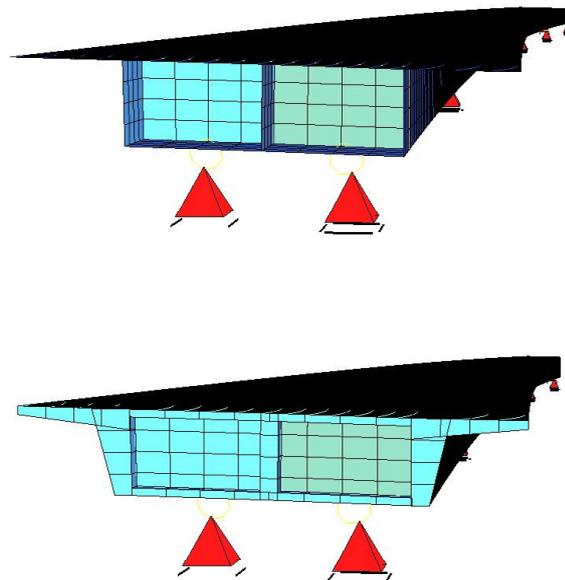


Abbildung 4.4: Schalenmodell der Brücke ohne (oben) und mit (unten) Elementdicken

Die Modellierung der Querschotte stellt einen Sonderfall dar. Die Querwände beinhalten die einzigen Elemente, welche die z-Achse (Dickenrichtung) in Richtung der Brückenlängsachse aufweisen. Im Querschnitt ergeben sich die Elementgrößen aus der Verbindung der Knoten von den Hohlkastenwänden, der Fahrbahnplatte und der Bodenplatte.

Die Modellierung der Auflager erfolgte mit Hilfe von Federn. Eine Darstellung zeigt Abb. 4.4.

Diese Modell bietet alle Möglichkeiten, um lokale Schädigungen am Tragwerk zu untersuchen und ihre Auswirkungen darzustellen. In den späteren Szenarien werden für bestimmte Untersuchungen einzelne Schalenelemente ausgeschaltet bzw. ihre Steifigkeit verringert.

4.3 Die Modellierung der Spannglieder

Für die Modellierung der Spannglieder wird das Modul GEOS von dem SOFISTIK-Paket verwendet. Dieses übernimmt die Berechnung der Spannkabelgeometrien und der Spannkraften unter Berücksichtigung der Anspannvorgänge und Reibungsverluste. Dabei werden alle von den Spannkabeln durchdrungenen Elemente ermittelt und in der Datenbank strangweise gespeichert. Anschließend wird mit Hilfe des Moduls ASE die Berechnung der elastischen Auswirkungen durch die Vorspannung durchgeführt.

4.3.1 Geometrie der Spanngliedführung

Die Bezugsspur der Spannglieder im Grundriss kann für alle Kabelstränge in einem Träger zusammengefasst werden und folglich müssen für die Längsvorspannung nur 3 Geometrien eingegeben werden. Für die exakte Modellierung im Aufriss bzw. der unterschiedlichen Positionen an den Stützstellen muss die Spanngliedführung für jedes Kabel einzeln definiert werden. Für die Berechnung wurden die exakten Positionen aller Zwangspunkte in das Eingabe-file eingetippt. Zwischen diesen Punkten berechnet GEOS eine Splinefunktion nach der Form:

$$f(x) = a_0 + a_1 * x + a_2 * e^{px} + a_3 * e^{-px}$$

Dabei handelt es sich um eine stetige Funktion und an allen Vorgabepunkten werden die Neigungen und Krümmungen eingehalten. Die Auswirkungen von Parameter p sind in in Abb. 4.5 ersichtlich. Für das Modell der Spannbetonbrücke wurde der programmintern vorgeschlagene Wert von 0.2 verwendet.[vgl. SOFISTIK, 2009]

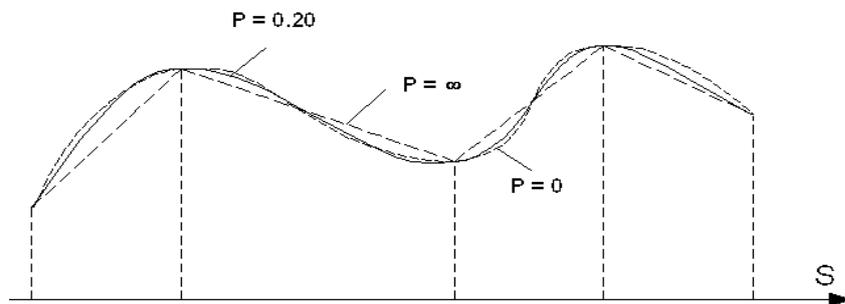


Abbildung 4.5: Splinegeometrie der Vorspannung

Da die Brücke in 3 Bauabschnitten hergestellt wurde, befinden sich auch 2 Koppelstellen der Spannglieder im Tragwerk. Auf eine Modellierung dieser wurde verzichtet, da sie für die weitere Untersuchung in dieser Arbeit keine Auswirkung haben.

Bei der Modellierung der Quervorspannung wurden über jedem Auflager 19 Kabel im Bogen vorgespannt. Bei ihnen erfolgte eine Eingabe der Position des Anfangs- und Endpunktes sowie eine des Mittelpunktes, da dieser den Hochpunkt darstellt. Weiters existieren in

jedem Querschott 24 Stabspannstähle. Bei ihnen reichte eine Eingabe des Anfangs- und Endpunktes. Abb. 4.6 zeigt die Spannglieder an einem Querschott und die davorliegende Auffächerung der Längsspannglieder an einer Koppelstelle im Mittelträger. Weiters ist auch noch der Tiefpunkt der Spannkabel in dem davorliegenden Aussenträger ersichtlich.

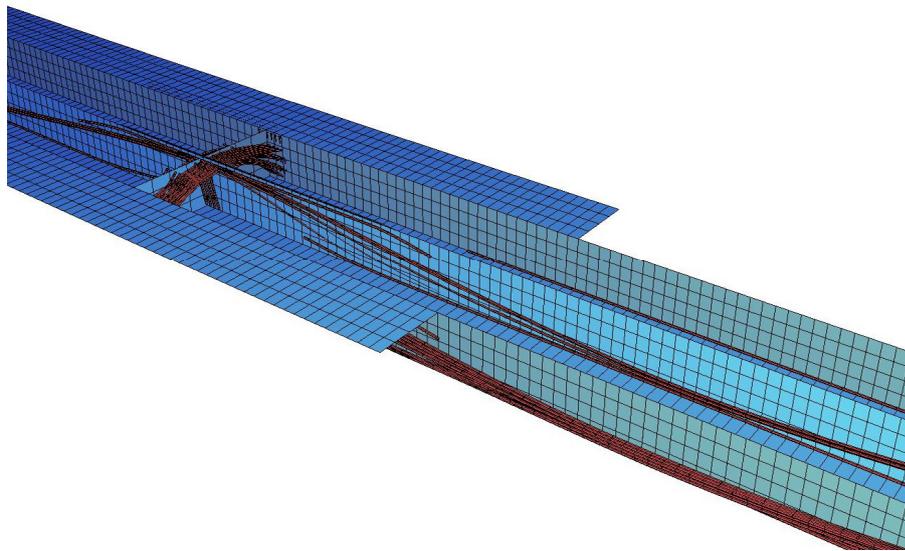


Abbildung 4.6: Vorspannung in einem Querschott + Auffächerung im Mittelträger

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Geometrie der Längsvorspannung in einem Aussenträger.



Abbildung 4.7: Darstellung der Längsvorspannung in einem Aussenträger

Insgesamt wurden die Geometrien von 318 Spannkabeln in Sofistik implementiert, welche alle in Abb. 4.8 ersichtlich sind.

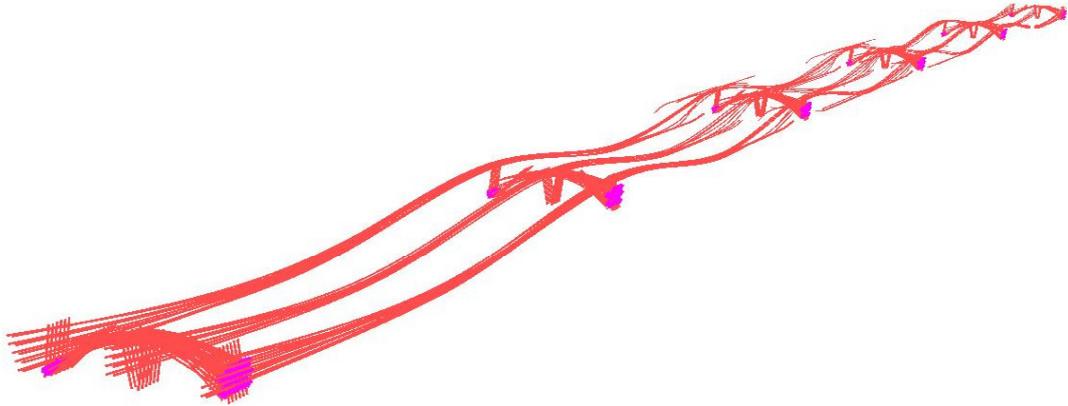


Abbildung 4.8: Darstellung aller Spannglieder der Brücke

4.3.2 Eingabe der Systemwerte des Spannverfahrens

In einem zweiten Eingabesatz nach der Spanngliedgeometrie müssen die Spannkraften und verschiedene Informationen zu den Spannkabeln eingegeben werden. Welche dies genau sind, kann nachfolgender Aufzählung entnommen werden. Die genauen Daten zu den einzelnen Punkten und den unterschiedlichen Spannstählen wurden bereits in Kapitel 2 angeführt. [vgl. SOFISTIK, 2009]

- Materialnummer
Das von den Spanngliedern verwendete Material muss bereits im Modul AQUA definiert worden sein und wird hier nur noch mit der entsprechenden Nummer eingegeben.
- Zulässige Spannkraft
- Spannstaahlfläche je Spannglied
- Kleinster Krümmungshalbmesser
Da für diese Position keine genauen Werte vorlagen, wurde der Standardwert des Programmes mit 4,0m übernommen.
- Ungewollter Umlenkwinkel
- Reibungskennwert beim Vorspannen und Nachlassen
- Aussendurchmesser des Hüllrohres
- Durchmesser des Spanngliedes
- Schlupf am Spannanker
Auch hier konnte den Angaben kein Wert entommen werden. Für die Berechnung wurden 7mm gewählt.

Des Weiteren wird auch noch die Art des Anspannvorgangs benötigt. Da auch hier keine Informationen zur Verfügung standen, wurde für die Längsvorspannung eine beidseitige Vorspannung gewählt und für die Vorspannung in den Querschotts ist von einer einseitigen Vorspannung ausgegangen worden. Der Ablauf des Anspannvorgangs wurde durch die Kombination Anspannen und Schlupf festgelegt. Im Zuge dieser Definitionen muss auch jedem Spannstrang eine Lastnummer zugewiesen werden, um anschließend seine Auswirkungen im Modul ASE abfragen und berechnen zu können.

4.4 Die Eingabe der schlaffen Bewehrung

Für eine nichtlineare Berechnung mit dem Modul ASE muss die gesamte schlaffe Bewehrung der Brücke mit Hilfe des Moduls BEMESS in die Struktur integriert werden. Eigentlich dient das Modul dazu, mit den ermittelten Schnittkräften aus den Modulen ASE, TALPA oder SEPP eine Berechnung für die erforderliche Bewehrung durchzuführen. Jedoch kann dieses Modul auch so verwendet werden, dass die tatsächlich vorhandene Bewehrung als Mindestbewehrung ins System eingegeben wird. Dies musste für alle Elementgruppen eigens passieren, da die vorhandene Bewehrung in den unterschiedlichen Teilen des Hohlkastens variiert. In allen Gruppen existiert an der Ober- und an der Unterseite eine Bewehrung sowohl in Brückenquer- wie auch in Brückenlängsrichtung. Somit musste eine Eingabe der Bewehrung in jedem Element in 4 Ebenen erfolgen. Die Größenordnung der Bewehrung der einzelnen Elemente wurde bereits unter 2.2 vorgestellt.

Im Programm ASE gibt es anschließend einen eigenen Befehl, welcher die in der Datenbank gespeicherte Bewehrung aufruft und in der nichtlinearen Berechnung nach Zustand II mitberücksichtigt.

5 Eigengewichtszustand

In diesem Kapitel werden die Vorgangsweise, die Berechnung und die Ergebnisse des Eigengewichtszustandes beschrieben. Dieser Zustand setzt sich aus den Lastfällen des Eigengewichts und der Vorspannung zusammen. Der daraus resultierende Lastfall dient als Basis für alle weiteren Berechnungen. Im Programm wird er als sogenannter Primärlastfall definiert. Dabei werden die Spannungen und Verformungen der Berechnungen von den folgenden Szenarien immer auf diesen aufgesetzt. Dies ist dahingehend plausibel, da durch Sprengstoff entstandene Löcher in der Fahrbahn keine neue Bemessungssituation darstellen, sondern auf das bestehende Tragwerk nachträglich als Last bzw. Schwächung aufgebracht werden.

Alle die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen wurden mit dem Modul ASE absolviert. Mit ASE ist es möglich, statische und dynamische Berechnungen beliebig geformter Tragwerke mit allgemeiner Belastung durchzuführen. Es verwendet eine Finite-Elemente-Methode, die auf dem Weggrößenverfahren aufbaut. Folgende Berechnungsschritte führt das Programm während einer Berechnung durch:[vgl. SOFISTIK, 2010a]

- Ermittlung der Elementsteifigkeitsmatrizen
- Zusammenbau der Gesamtsteifigkeitsmatrix und Zerlegung des entstandenen Gleichungssystems
- Aufstellung von Lasten und Ermittlung der zugehörigen Verschiebungen
- Ermittlung der Elementspannungen und Auflagerkräfte infolge der errechneten Verschiebungen

Weiters ist anzuführen, dass alle Berechnungen, sowohl in diesem Kapitel wie auch in allen folgenden, mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 durchgeführt wurden. Auch auf der Materialseite wurden zum Vergleich der Spannungen immer die charakteristischen Werte herangezogen. Dies geschah aus dem Grund, da es sich hier um außergewöhnliche Lastfälle handelt und lediglich festgestellt werden soll, ob das Tragwerk nach dem Anschlag weiter bestehen bleibt oder ob es unter den Folgen versagt. Eine anschließende Sanierung ist unausweichlich, jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit.

5.1 Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung

In einem ersten Schritt wurde das Eigengewicht des Tragwerkes berechnet. Durch die Angaben der Materialien im Modul AQUA und der Struktur im Modul SOFIMSHA ermittelt das Programm automatisch die resultierenden Spannungen und Verformungen aus dem Eigengewicht. Die nachfolgende Abb. 5.1 zeigt jeweils einen Schnitt durch die

Fahrbahnplatte (oben) und einen durch die Bodenplatte (unten), wo die Spannungen in Brückenlängsrichtung dargestellt werden.

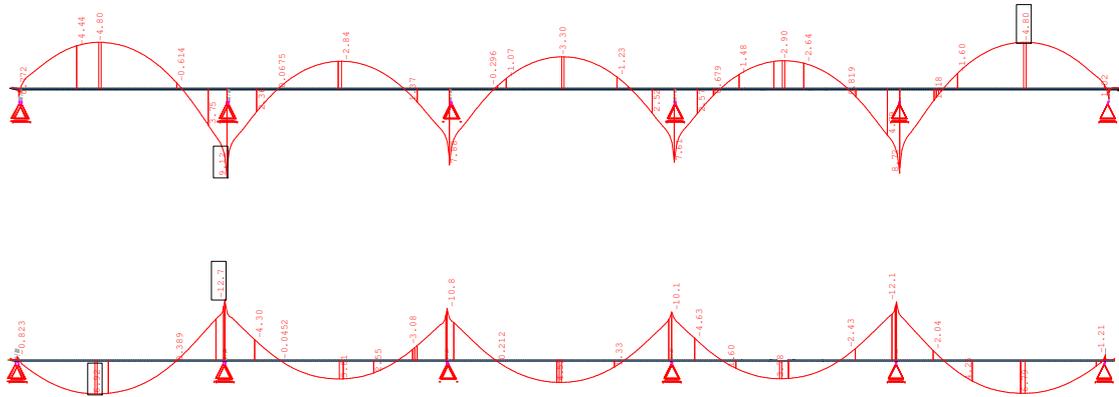


Abbildung 5.1: Spannungen auf Grund von Eigengewicht in der Fahrbahn-(oben) und in der Bodenplatte (unten)

Die Ergebnisse zeigen, dass es in Feldmitte in der Fahrbahnplatte zu Druckspannungen und in der Bodenplatte zu Zugspannungen kommt. Über den Auflagern ist es genau umgekehrt, da kommt es in der Fahrbahnplatte zu Zugspannungen und in der Bodenplatte zu Druckspannungen.

Abb. 5.2 zeigt anhand der gleichen Schnittpositionen die auftretenden Spannungen auf Grund der Vorspannung.

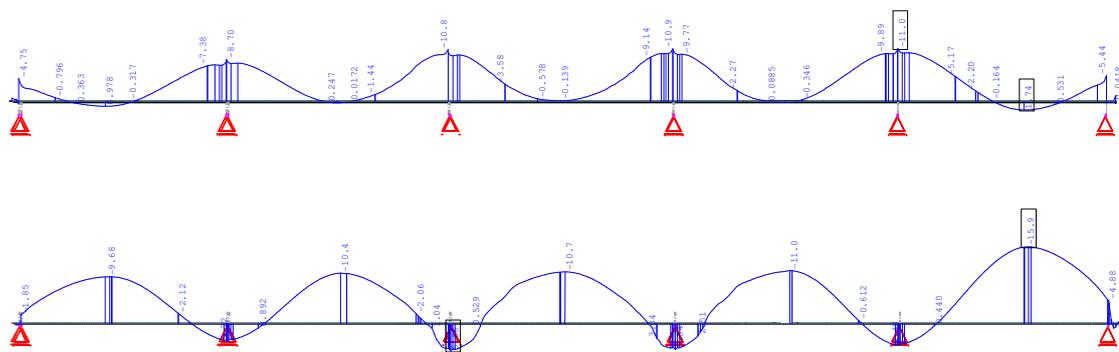


Abbildung 5.2: Spannungen auf Grund der Vorspannung in der Fahrbahn-(oben) und in der Bodenplatte (unten)

In den letzten 2 Abbildungen ist zu erkennen, dass die Spannungsverläufe der Vorspannung jenen des Eigengewichts entgegengesetzt sind. Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, ist dies auch der Hauptgrund einer Vorspannung. In Folge musste nun untersucht werden, welchen Grad die Vorspannung bei der Brücke einnimmt. Handelt es sich um eine volle Vorspannung, so kann die Berechnung zur Gänze in Zustand I durchgeführt werden oder aber handelt es sich nur um eine teilweise Vorspannung, dann müsste auch eine Berechnung in Zustand II erfolgen.

5.2 Kombination von Eigengewicht und Vorspannung

In diesem Kapitel findet eine Kombination der 2 zuvor getrennt angeführten Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung statt. Diese Kombination stellt den Ausgangspannungszustand für alle folgenden Berechnungen dar.

5.2.1 Möglichkeiten zur Darstellung der Ergebnisse

Für die Ausgabe und Darstellung der Ergebnisse bietet das Programm SOFISTIK eine Vielzahl von Möglichkeiten. Um die Auswirkungen der verschiedenen Szenarien im Anschluss übersichtlich zu gestalten, werden in den restlichen Kapiteln die meisten Ergebnisse mit Hilfe von Schnitten dargestellt. Dabei wird von Beginn an für alle Untersuchungen eine gewisse Schnittanordnung festgelegt, um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können. Eine Übersicht über die Schnittanordnung liefert Abb. 5.3.

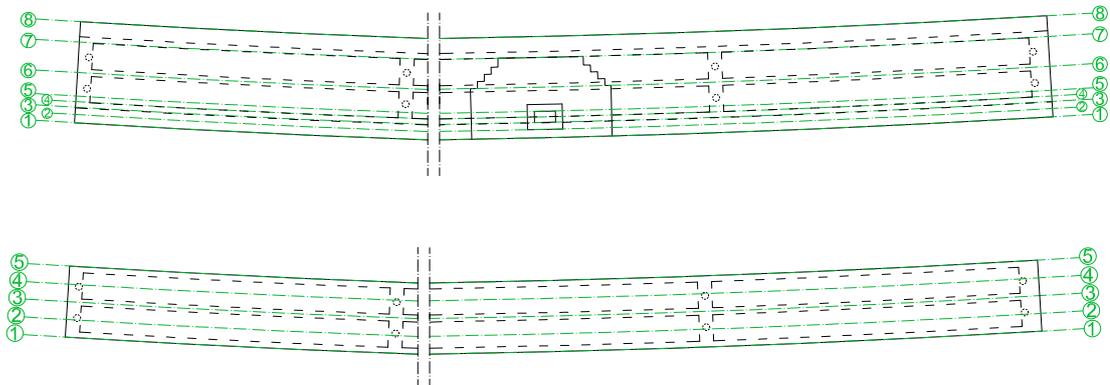


Abbildung 5.3: Übersicht der Schnitte durch die Fahrbahn- (oben) und Bodenplatte (unten)

Für die Darstellung der Ergebnisse in der Bodenplatte werden 5 Längsschnitte abgebildet. Diese befinden sich an den beiden Enden, in der Mitte, im Viertel- und Dreiviertelpunkt der Hohlkastenbodenplatte. Zur Abbildung der Ergebnisse in der Fahrbahnplatte werden 8 Schnitte angewendet. Die höhere Anzahl ergibt sich jedoch nicht auf Grund der größeren Breite, sondern damit die Auswirkungen der Schadensszenarien in den folgenden Kapiteln besser dargestellt werden können. In Abb. 5.3 sind im mittleren Feld die Ränder der Schadenszonen von Kapitel 6 eingezeichnet. An ihnen folgte auch die Orientierung für die Situierung der Schnitte. Die Schnitte 1 und 8 befinden sich an den Rändern der Fahrbahnplatte. Schnitt 2 geht in der Darstellung am unteren Rand von Schadenszone 2 vorbei. Die Schnitte 3 und 5 sind direkt am Rand von Schadenszone 1 platziert, wo hingegen Schnitt 4 direkt durch die Mitte dieser Zone verläuft. Des Weiteren befindet sich Schnitt 6 in der Mitte des gesamten Tragwerks und Schnitt 7 in der Mitte der Schadens abgewendeten Hohlkastenseite.

5.2.2 Darstellung der Ergebnisse

Im Anschluss folgt die Abbildung aller zuvor beschriebenen Schnitte für das Ausgangssystem, bestehend aus der Kombination von den Lastfällen Eigengewicht und Vorspannung.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

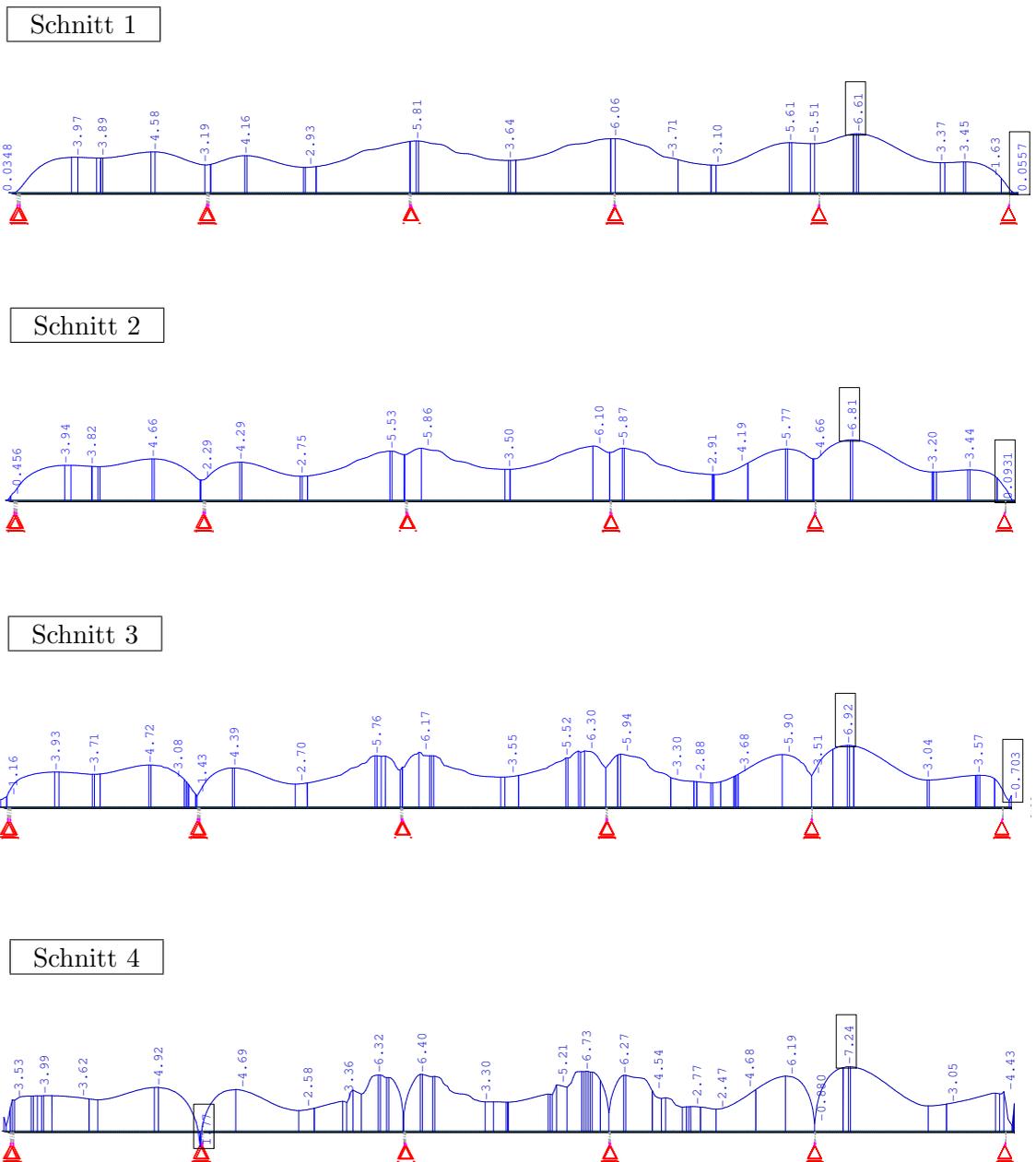


Abbildung 5.4: Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte

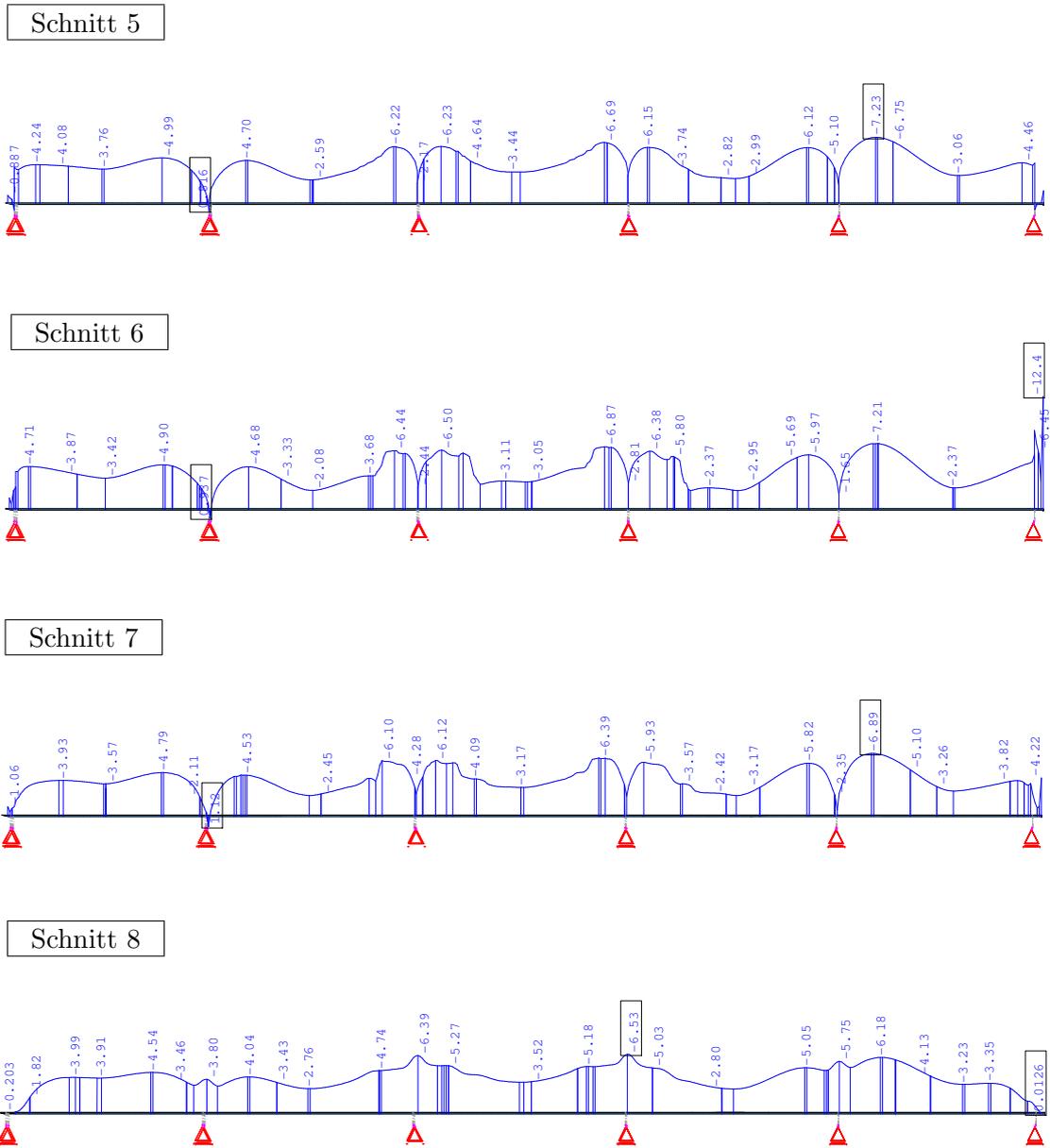


Abbildung 5.5: Schnitte 5 - 8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

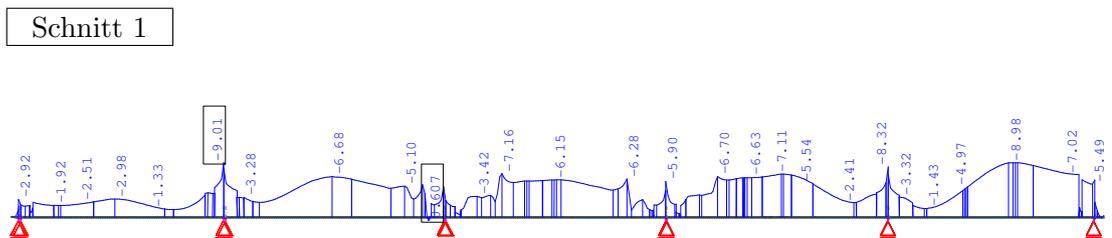


Abbildung 5.6: Schnitt 1 durch die Bodenplatte

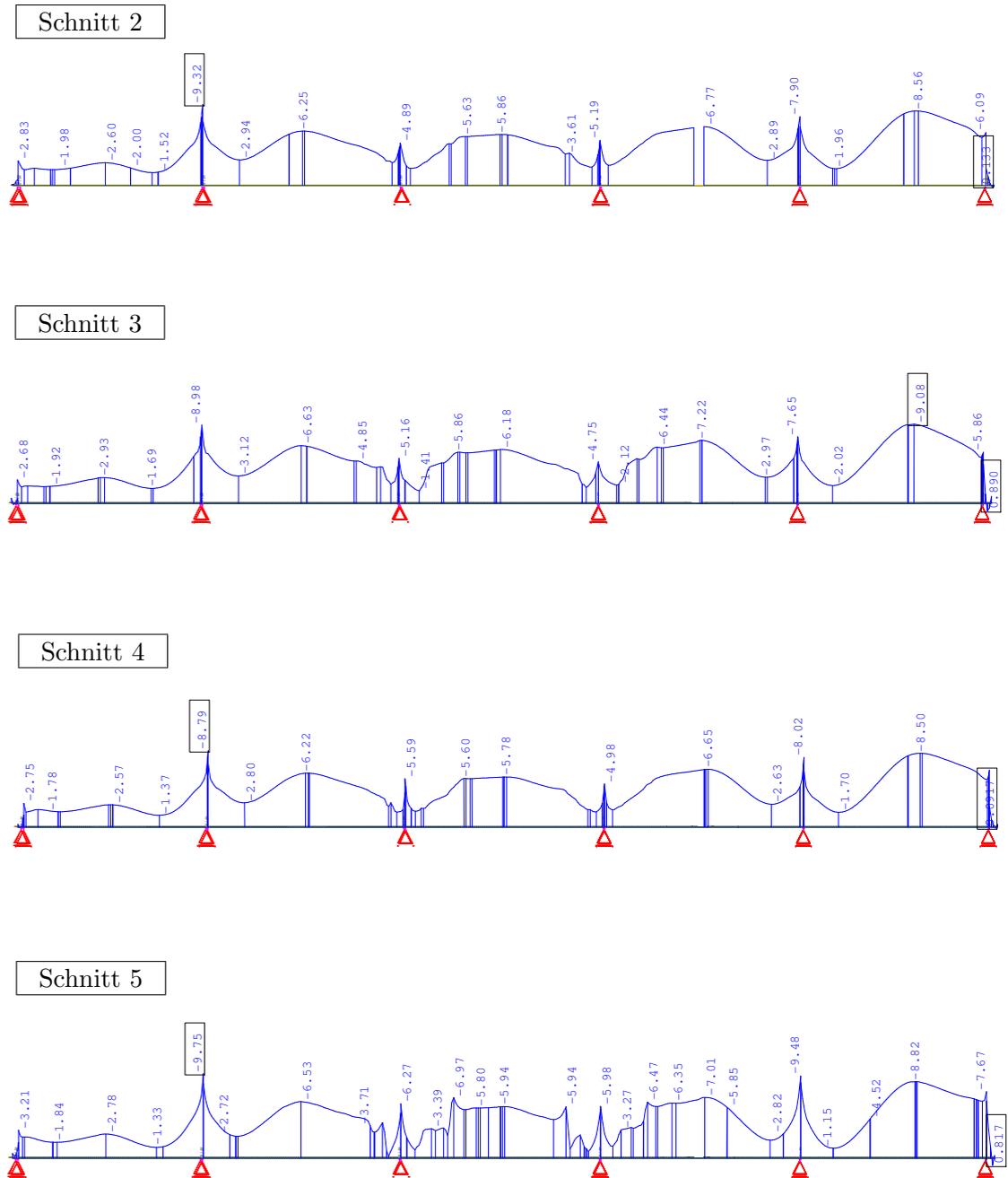


Abbildung 5.7: Schnitte 2-5 durch die Bodenplatte

Die Schnitte zeigen, dass sich das gesamte Tragwerk unter Druck befindet. Daraus lässt sich ableiten, dass die lineare Berechnung als Ausgangsmodell verwendet werden kann und keine Berechnung nach Zustand II notwendig ist.

6 Szenario 1 - Explosion auf dem Brückendeck

In diesem Kapitel wird zuerst das von unserem Forschungspartner vorgeschlagene Szenario einer Explosion auf dem Brückendeck untersucht. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein Lastkraftwagen oder ein Van 350 kg Sprengstoff direkt auf der Fahrbahnoberfläche platziert. Bei den Sprengmittel handelt es sich um eine Box TNT mit den Abmessungen 47x47x95 cm. Anschließend werden noch alternative Explosionsorte geprüft, welche aus bautechnischen Überlegungen eine größere Auswirkung auf das Tragwerk liefern könnten.

6.1 Standort und Auswirkungen

Der von dem Forschungspartner vorgeschlagene Standort der Detonation befindet sich in der Mitte des zweiten Feldes vom östlichen Tragwerksende und liegt direkt über dem Außenträger an der Kurvenaußenseite. Einen Überblick über die Lage der Explosionsstelle liefert Abb. 6.1 .

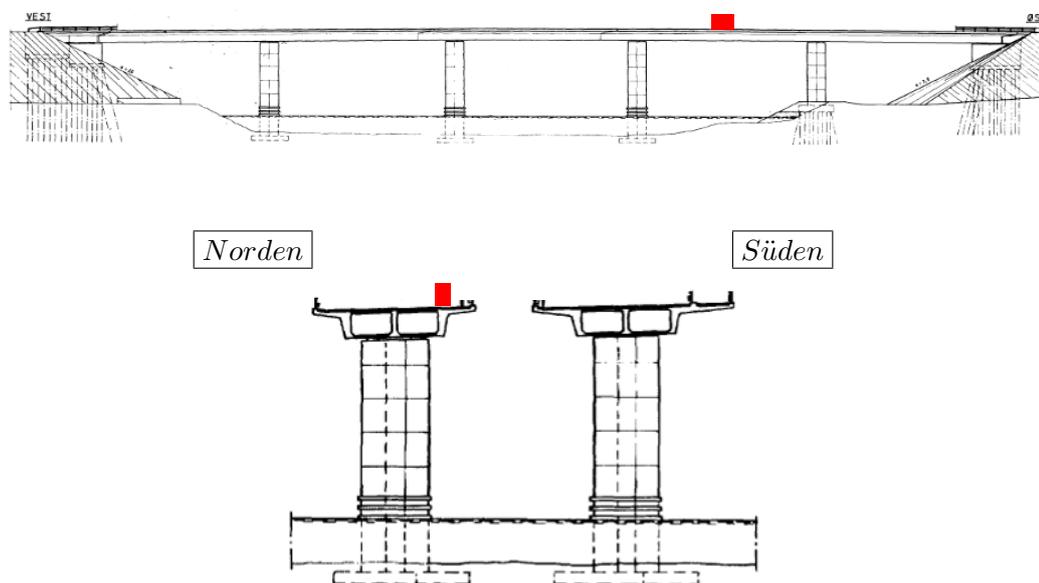


Abbildung 6.1: Standort des Sprengstoffes in Lastfall 1

Neben der Lage ist für die Auswirkung der Explosion auch entscheidend, dass die Ladung Sprengstoff direkt auf der Fahrbahnoberfläche gezündet wird. Nur so kann sie ihre volle Kraft entfalten. Bei einem derartigen Szenario teilt sich die Schadenszone in 3 unterschiedliche Bereiche:

- **Zone 1**

Die innerste Zone stellt das Explosionsloch dar und hat eine Ausdehnung von 1-1,5 m außerhalb des Behälters mit dem Sprengstoff. In diesem Bereich kommt es zu einer vollständigen Zerstörung des Betons und die schlaife Bewehrung wird derart verformt, dass sie keine weitere Berücksichtigung in der Berechnung findet. Die Vorspannkabeln werden in dieser Region gänzlich freigelegt, jedoch bleibt ihre Wirkung intakt. Aus diesen Informationen ergibt sich im Modell ein Loch in der Fahrbahnoberdecke mit den Abmessungen von 2,00 auf 4,50 m. Des Weiteren wird in diesem Bereich auf eine Länge von 4,50 m der Außenwandträger entfernt.

- **Zone 2**

Diese Zone wird mit einer Breite von einem Meter um das bestehende Explosionsloch berücksichtigt. In diesem Gebiet wird der Beton stark beschädigt und in kleine Teile gebrochen. Jedoch besteht weiter eine gewisse Restfestigkeit, da der Beton mit Hilfe der schlaffen Bewehrung in Position gehalten wird. Im Berechnungsmodell wird in diesem Bereich der E-Modul auf 20% reduziert.

- **Zone 3**

Bis zu einer Entfernung von 8,00 m von der Explosionsladung entstehen zahlreiche horizontale Risse im Beton. In diesem Bereich wird der E-Modul nach untenstehender Formel auf 57,58% reduziert.

$$E_{c,R} = \frac{f_{cm}}{\epsilon_{c1}} = \frac{f_{ck}+8}{\epsilon_{c1}} = \frac{30+8}{0,002} = 19.000 N/mm^2$$

$$\rightarrow \frac{E_{c,R}}{E_{c,m}} = \frac{19000}{33000} = 0,5758 \quad \rightarrow 57,58\%$$

Im Berechnungsmodell werden die unterschiedlichen Zonen durch verschiedene Gruppen der Schalenelemente berücksichtigt. Eine Darstellung dieser liefert Abb. 6.2 .

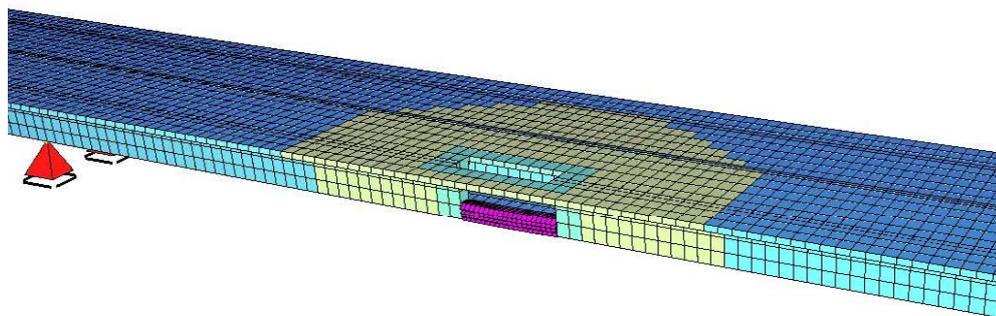


Abbildung 6.2: Übersicht der Schadenszonen

6.2 Berechnungsmethoden und Ergebnisse

Die Berechnung des Grundsystems unter 5.2.2 dient als Ausgangsbasis für die Ermittlung der Ergebnisse in diesem Szenario. Dies wird im Programm dahingehend berücksichtigt, dass der kombinierte Lastfall aus Eigengewicht und Vorspannung als Primärlastfall definiert wird. Somit werden zum Beispiel Verschiebungen, welche durch die Explosion und die einhergehende Schwächung des Tragwerkes in diesem Szenario entstehen, auf bereits bestehende Verschiebungen addiert.

In einer ersten Berechnung lässt sich feststellen, dass, im Gegensatz zu dem Grundsystem, in diesem Modell auch Zugspannungen auftreten. Als Beispiel zeigt Abb. 6.3 einen Schnitt entlang der Längsachse in der Bodenplatte der Brücke.

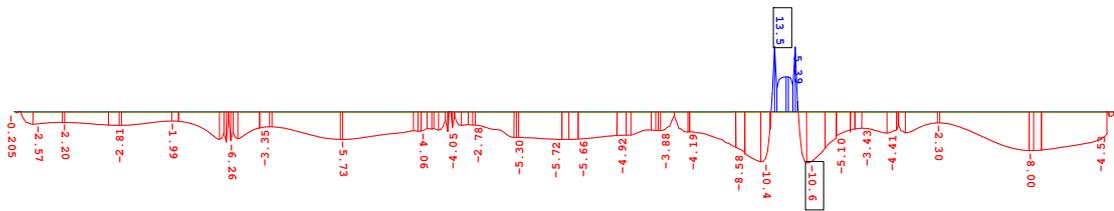


Abbildung 6.3: Spannungen in Längsrichtung in der Bodenplatte

Aus Abb. 6.3 ist ersichtlich, dass es im Tragwerk nun Stellen gibt, wo die kritische Spannung $f_{ctk,0.05}$ von $2,00 \text{ N/mm}^2$ überschritten wird. Dem zufolge reißt der Beton in diesen Bereichen auf und geht von Zustand I in Zustand II über. Für die Berechnung lässt sich daraus ableiten, dass das lineare Materialgesetz, welches SOFISTIK standardmäßig verwendet, hier nicht mehr zur Berechnung angewendet werden darf. Um den nichtlinearen Eigenschaften des Stahlbetons Rechnung zu tragen, werden in dieser Arbeit zwei mögliche Berechnungsvarianten eingesetzt.

Die erste Möglichkeit liegt darin, bei den betreffenden Schalenelementen, wo die kritische Zugspannung überschritten wird, die Steifigkeit mittels eines Prozentsatzes zu reduzieren und das Programm rechnet linear fort. Dabei wird die tatsächliche Tangentensteifigkeit mit Hilfe einer Handrechnung ermittelt und anschließend mit der vom Programm verwendeten Steifigkeit verglichen und entsprechend reduziert. Der Vorgang der Abminderung der Elementsteifigkeiten muss, um ein entsprechendes Ergebnis erzielen zu können, in mehreren Iterationsschritten wiederholt werden.

Die zweite Option liegt darin, dass das Programm SOFISTIK selbstständig eine nicht-lineare Berechnung durchführt. Dafür ist es zuerst notwendig, die gesamte im Tragwerk befindliche Bewehrung in das Programm einzugeben. Der Umfang der schlaffen Bewehrung, welcher bei der zu untersuchenden Brücke modelliert wurde, ist unter Punkt 2.2 erläutert. Der Nachteil dieser Analyseverfahren liegt darin, dass hier nicht exakt nachvollzogen werden kann, wie das Programm die Berechnung genau durchführt. Aus diesem Grund wird diese Variante auch als Zweites gewählt, um die Ergebnisse anschließend mit Ersterer vergleichen zu können.

6.2.1 Berechnung mittels Variation der Elementsteifigkeiten

Berechnungsvorgang

Wie bereits oben kurz erwähnt, entstehen im Beton bei Überschreitung der Zugfestigkeit Risse. Dadurch nimmt die Tangentensteifigkeit in diesem Bereich stark ab, da hier nur noch der Bewehrungsstahl wirksam ist.

Für die Berechnung wird hier das Modell des Zugstabes zugrunde gelegt, da die Schalenelemente hauptsächlich auf Zugkraft und nur sehr geringfügig auf Biegung beansprucht werden. Eine Veranschaulichung zu diesem Modell liefert Abb. 6.4. Darin ist zu erkennen, dass bis zum Erreichen der kritischen Normalkraft N_r das Element die Dehnsteifigkeit $D_{T,1}$ aufweist. Wird diese überschritten, fungiert bis zum Erlangen der 1,3-fachen kritischen Normalkraft eine Übergangsteifigkeit $D_{T,1-2}$, welche noch geringer ist, als die Dehnsteifigkeit $D_{T,2}$ im Zustand II, die im Anschluss eintritt. [vgl. Sparowitz, 2004]

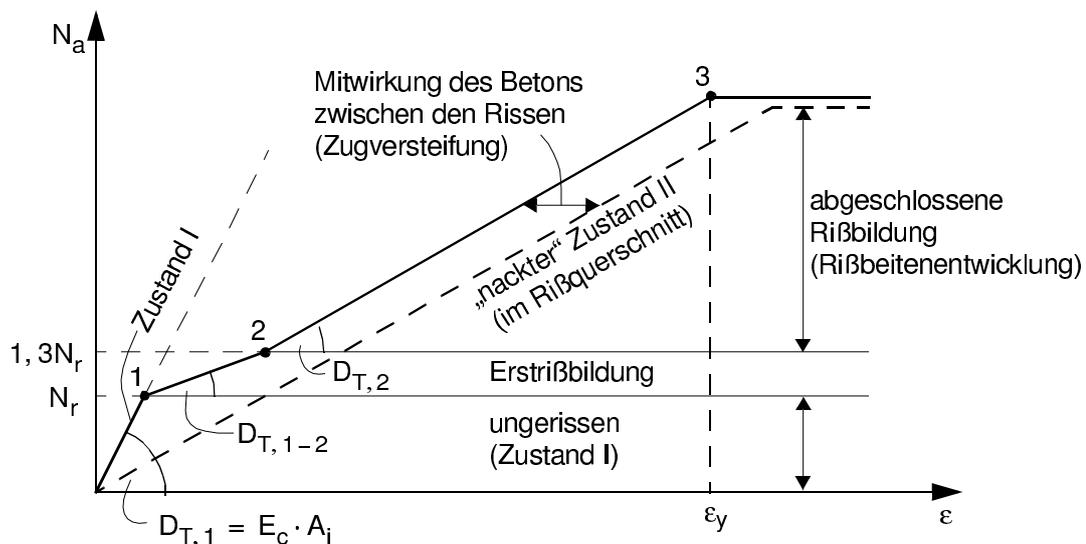


Abbildung 6.4: Zusammenhang zwischen Zugkraft und Dehnung bei Stahlbeton

Bei dem Modell der Spannbetonbrücke wird sofort nach Erreichen der kritischen Normalkraft N_r die Dehnsteifigkeit $D_{T,2}$ angesetzt. Beide müssen für die verschiedensten Elementgruppen getrennt ermittelt werden, da sie sowohl vom Bewehrungsgrad wie auch von den Querschnittsflächen der einzelnen Elemente abhängen und teilweise stark differieren. Als Vereinfachung wird in den nachfolgenden Berechnungen eine mittlere Dicke für die Seitenflügel und die Außenwände des Hohlkastens angenommen. Die einzelnen Werte werden nach folgenden Formeln berechnet:

$$D_{T,1} = E_c * A_i$$

$$D_{T,2} = E_s * A_s$$

$$N_r = 0,7 * f_{ctm} * A_i$$

Die anschließende Tabelle 6.1 zeigt eine Zusammenfassung der errechneten Dehnsteifigkeiten für die Iteration.

Elementgr.	E_c	A_i	$D_{T,1}$	E_s	A_s	$D_{T,2}$	$D_{T,2}/D_{T,1}$
	N/mm ²	mm ²	N	N/mm ²	mm ²	N	–
Bodenplatte	33000	2,48*10 ⁵	8,18*10 ⁹	2*10 ⁵	1413	2,83*10 ⁸	0,035
Außenwand	33000	4,94*10 ⁵	16,30*10 ⁹	2*10 ⁵	558	1,12*10 ⁸	0,006
Mittelwand	33000	3,08*10 ⁵	10,16*10 ⁹	2*10 ⁵	558	1,12*10 ⁸	0,009
Deckplatte	33000	2,48*10 ⁵	8,17*10 ⁹	2*10 ⁵	1017	2,03*10 ⁸	0,040
Seitenflügel	33000	2,84*10 ⁵	9,37*10 ⁹	2*10 ⁵	622	1,24*10 ⁸	0,076

Tabelle 6.1: Dehnsteifigkeiten für die Berechnung in Zustand II

Die Tabelle 6.2 stellt eine Übersicht der kritischen Normalkräfte in den einzelnen Bauwerksteilen dar.

Elementgr.	f_{ctm}	A_i	N_r
	N/mm ²	mm ²	kN
Bodenplatte	2,9	2,48*10 ⁵	502,43
Außenwand	2,9	4,94*10 ⁵	1003,23
Mittelwand	2,9	3,08*10 ⁵	625,85
Deckplatte	2,9	2,48*10 ⁵	502,43
Seitenflügel	2,9	2,84*10 ⁵	576,32

Tabelle 6.2: Kritische Normalkräfte für die Berechnung in Zustand II

Alle Werte in den beiden zuvor angeführten Tabellen beziehen sich auf ein Element im jeweiligen Bauwerksteil.

Die praktische Berechnung im Programm geht so vor sich, dass Elemente, welche die kritische Normalkraft übersteigen, neu gruppiert werden. Bei der anschließenden Ermittlung der Lastfälle werden diese Gruppen mit der verringerten Tangentensteifigkeit $D_{T,2}$ angesetzt. Nach drei erfolgten Iterationen wird in keinem Bereich des Bauwerks mehr die kritische Normalkraft überschritten. Somit ist die Analyse abgeschlossen und die Darstellung der Ergebnisse erfolgt anhand mehrerer Schnitte in der Boden- und Deckplatte. Eine genaue Beschreibung der Position der Schnitte ist unter 5.2.1 ersichtlich. Nochmals einen Überblick über die Position der einzelnen Schnitte liefert Abb. 6.5. Das obere Bild zeigt die Fahrbahnplatte mit der Problemzone im zweiten Feld. Um die Auswirkungen dieser genau feststellen zu können, werden durch die Deckplatte acht und durch die Bodenplatte fünf Schnitte gelegt.

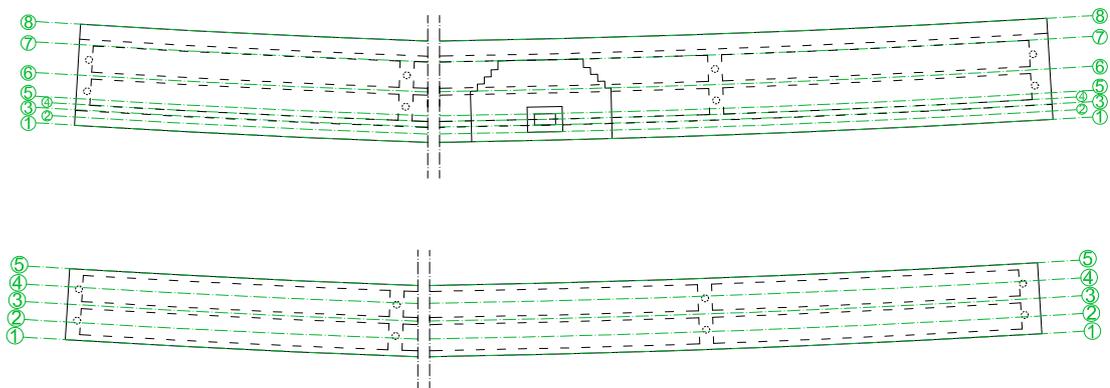


Abbildung 6.5: Übersicht der Schnitte durch die Fahrbahn- (oben) und Bodenplatte

Darstellung der Ergebnisse

In der Folge werden nun die einzelnen Schnitte abgebildet. Neben der blauen Linie, welche die Normalspannungsverteilung des aktuellen Szenarios zeigt, wird in jedem Schnitt auch die Spannungsverteilung des Grundsystems (Eigengewicht + Vorspannung) rot dargestellt. Dadurch lässt sich in jedem Teil des Bauwerks die Auswirkung des Szenarios gut ablesen. Alle Werte in den Abbildungen sind in N/mm^2 angegeben.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

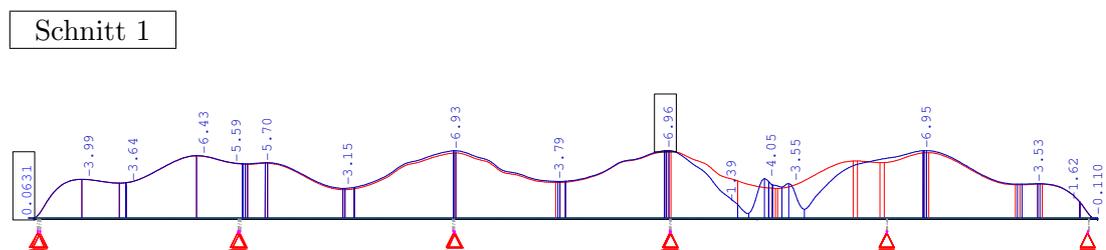


Abbildung 6.6: Schnitt 1 durch die Fahrbahnplatte

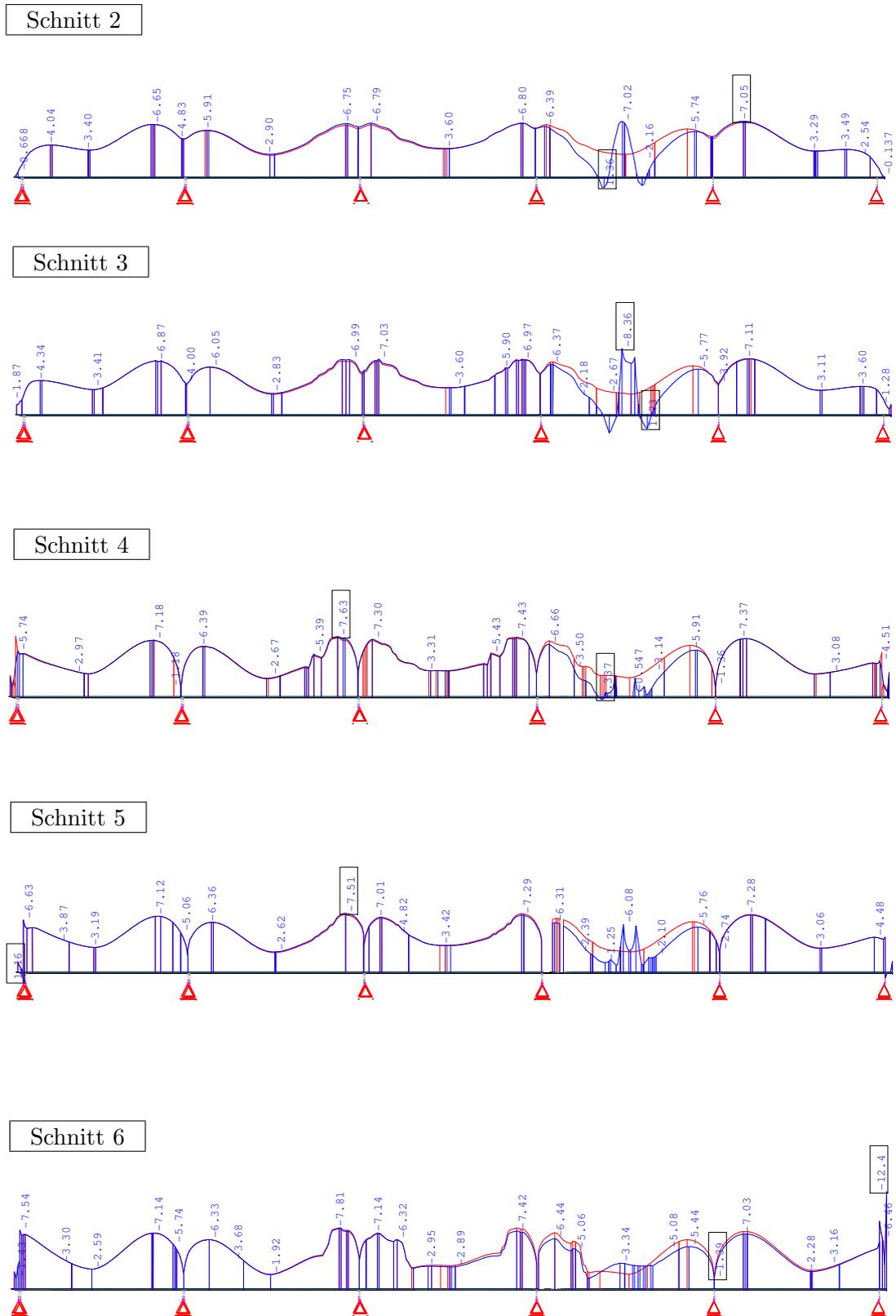


Abbildung 6.7: Schnitte 2-6 durch die Fahrbahnplatte

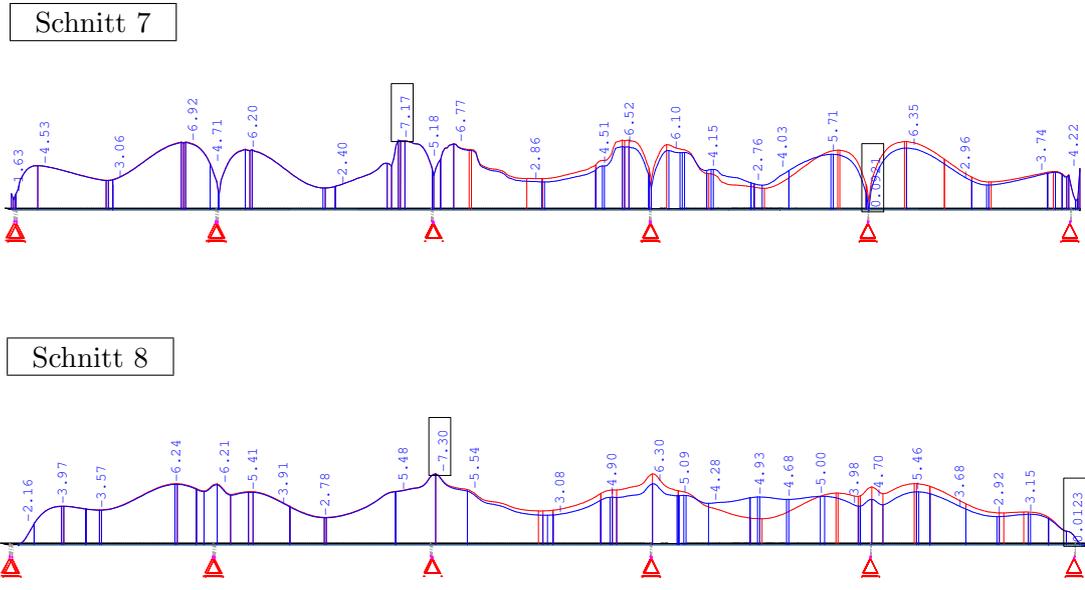


Abbildung 6.8: Schnitte 7- 8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

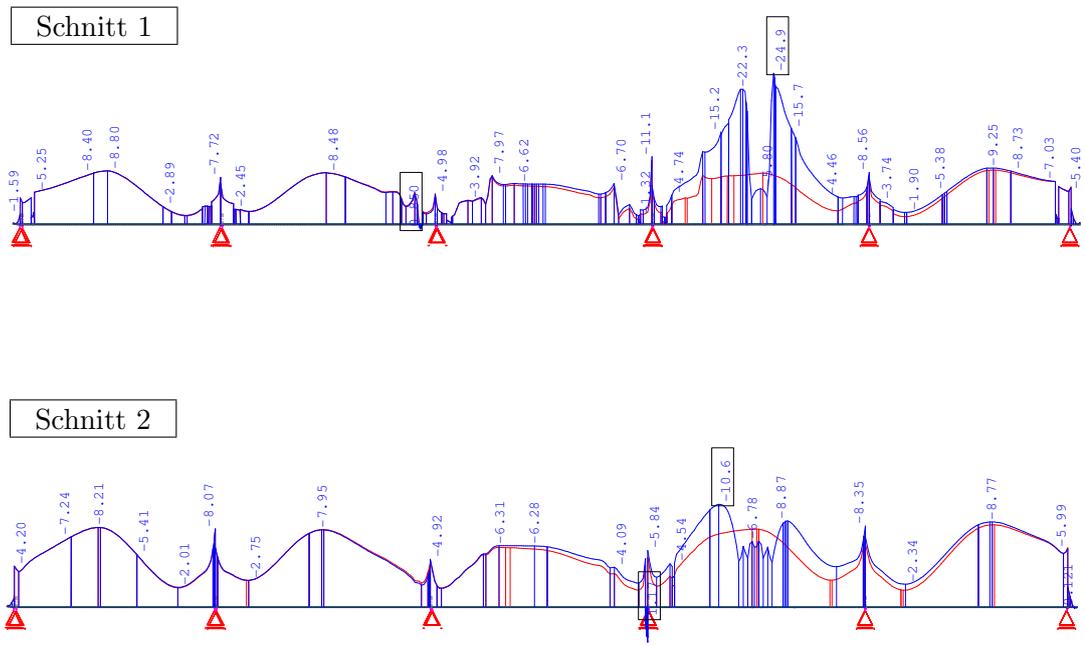


Abbildung 6.9: Schnitte 1-2 durch die Bodenplatte

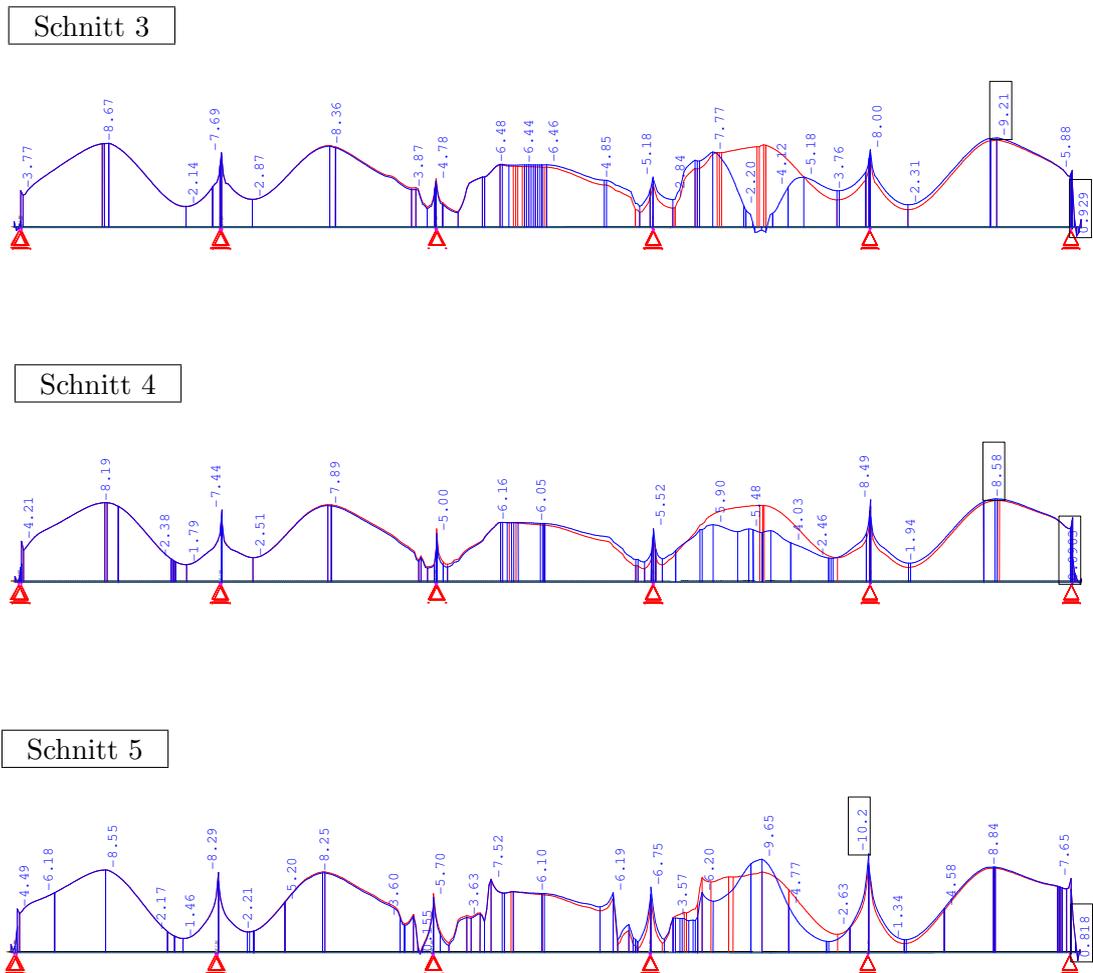


Abbildung 6.10: Schnitte 3-5 durch die Bodenplatte

Schlussfolgerungen aus den Spannungsdarstellungen

Aus den Abbildungen auf den vorangegangenen Seiten lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

Als erstes ist zu erkennen, dass die Auswirkungen durch die Sprengung lokal begrenzt sind. In der Fahrbahnplatte sind Änderungen im Normalspannungsverlauf auf der südlichen Seite nur im betroffenen Feld erkennbar. Geringe Abweichungen sind in den Nachbarfeldern auf der gegenüberliegenden Seite des Tragwerkes wahrzunehmen. Daraus lässt sich ableiten, dass es zu einer leichten Verdrehung der Brücke kommt, diese jedoch vernachlässigbar klein ist. In der Bodenplatte sind Differenzen in den Spannungsverläufen in allen Nachbarfeldern ersichtlich. Jedoch liegen diese Diskrepanzen in der für das Tragwerk unbedeutenden Größenordnung von $0,50 \text{ N/mm}^2$.

Sowohl in der Boden- wie auch in der Fahrbahnplatte treten an der Stelle des Explosionslochs Zugspannungen in der Höhe von bis zu $1,73 \text{ N/mm}^2$ auf. Diese stellen jedoch für die

Brücke kein Problem dar, da ausreichend Bewehrung in allen Bereichen vorhanden ist. Auf eine Berücksichtigung der Zugspannungen im Bereich der Auflager wurde verzichtet, da es sich hierbei um lokale Problemzonen, sogenannte Singularitäten, handelt. Die größten Druckspannungen treten in der Bodenplatte im Eck mit der Wandöffnung zu Tage. An dieser Stelle werden Spannungsspitzen von bis zu $24,90 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Da diese jedoch direkt in einem Eck auftreten, handelt es sich mit hoher Wahrscheinlichkeit ebenfalls um Singularitäten im Berechnungsverfahren. Des Weiteren stellt auch diese Spannungshöhe für einen zeitlich begrenzten Raum kein Problem dar. Im restlichen Tragwerk werden Druckspannungen von $10,00 \text{ N/mm}^2$ nicht überschritten.

Die Wandträger des Hohlkastens dienen hauptsächlich zur Abtragung der Querkraft und der damit einhergehenden Schubspannungen. Eine Darstellung dieser im Bereich des Explosionsloches ist in Abb. 6.11 ersichtlich.

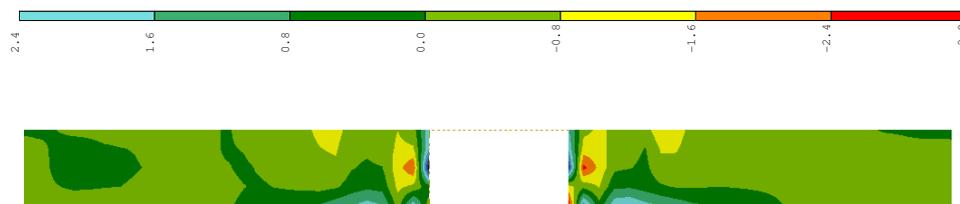


Abbildung 6.11: Schubspannungen im Wandträger im Bereich des Ausbruchs

In Abb. 6.11 ist zu erkennen, dass der Einfluss durch die Sprengung nur ca. zwei Meter vor und zwei Meter nach dem Ausbruches wahrnehmbar ist. Die Spannungen in dem Bereich liegen in einem Korridor von $-3,00$ bis $2,40 \text{ N/mm}^2$. Zu den Spannungsspitzen im Zugbereich kommt es insbesondere an den Rändern zum Ausbruch und zur Bodenplatte im Anschluss des Sprengloches. Die geringen Schubspannungen lassen sich daraus ableiten, dass die Querkraft in Feldmitte am geringsten ist. Dadurch stellt dieses Szenario auch im Bezug auf die Schubbeanspruchung keine Gefahr für das Tragwerk dar.

Verformung im Bereich des Explosionsloches

Bei der Analyse der Verformungen treten maximale Verschiebungen von $32,6 \text{ mm}$ in der Bodenplatte in der Mitte des Ausbruchs auf. Eine Darstellung der Verformungsfigur mit 20-facher Überhöhung liefert Abb. 6.12.

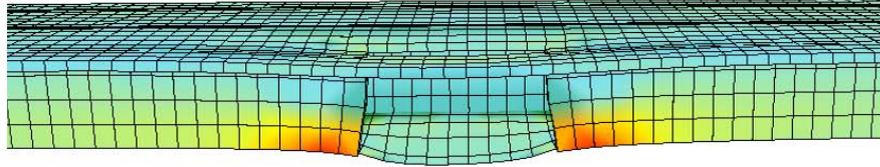


Abbildung 6.12: Verformungsfigur im Bereich des Ausbruchs

Aus den vorangegangenen Erkenntnissen lässt sich schlussfolgern, dass durch eine Explosion am Fahrbahndeck in Feldmitte keine Gefahr für einen Einsturz der Brücke besteht. Dafür gibt es aus bautechnischen Überlegungen mehrere Gründe. Die Schwächung der Druckzone in der Fahrbahnplatte durch das Explosionsloch ist zu klein, um eine Gefahr für das Bauwerk darzustellen. Ähnliches gilt für den Zugbereich. Die Spannkabel bleiben intakt und die Zugzone in der Bodenplatte wird durch die Explosion nicht beschädigt. Die Öffnung in der Außenwand ist ebenfalls nicht von Bedeutung, da die Querkraft in Feldmitte am geringsten ist. Somit ist es für die Funktionalität der Brücke in diesem Szenario ausreichend, wenn sie nach einem entsprechenden Anschlag an der beschädigten Stelle saniert wird. Ein dafür in Frage kommender Lastfall wird unter 6.3 untersucht. Um den technischen Erwägungen in diesem Absatz Rechnung zu tragen, werden unter 6.4 alternative Laststellungen mit dem gleichen Sprengstoffausmaß analysiert.

6.2.2 Berechnung mittels nichtlinearer Analyse durch SOFISTIK

Eine zweite Option einen gerissenen Querschnitt zu berechnen, bietet das Programm SOFISTIK selbst. Mit Hilfe des Computerprogramms lässt sich eine nichtlineare Berechnung durchführen, welche automatisch berücksichtigt, ob ein Querschnitt gerissen ist oder nicht. Grundsätzlich widerspricht dieses Verfahren dem Eurocode, da dieser für die Spannungsberechnungen im SLS eine lineare Berechnung zulässt. Jedoch ist eine lineare Berechnung mit gerissenen Querschnitten wie zuvor erläutert sehr aufwendig, da bei jeder Iteration Änderungen in der Strukturerstellung des Modells vorgenommen werden müssen. Unter diesem Punkt soll nun überprüft werden, wie groß die Abweichungen der nichtlinearen Berechnung von Sofistik zu der Berechnungsmethode in 6.2.1 sind.

Berechnungsvorgang

Nichtlineare Materialverhalten können nur iterativ berechnet werden. Aus diesem Grund wendet das Program ASE ein modifiziertes Newton-Verfahren mit konstanter Steifigkeit an, womit eine positiv definite Systemmatrix zu jedem Zeitpunkt gegeben ist. Die

Geschwindigkeit der Berechnung wird dabei von einem speziellen Algorithmus von Crisfield erhöht. Das Programm berücksichtigt folgende nichtlineare Materialeigenschaften des Stahlbetons:[vgl. SOFISTIK, 2010a]

- Nichtlineare Arbeitslinie im Zug-Druckbereich
- Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening)
- Nichtlineares Materialverhalten der Stahleinlagen
- Vereinfachte Prüfung der Plattenschubspannungen

Die Arbeitslinien für Beton und Betonstahl sind bereits im Programm SOFISTIK implementiert. Die für die in diesem Bauwerk eingebauten Materialien Beton C 30 und Baustahl S500 sind in Abb. 6.13 ersichtlich.

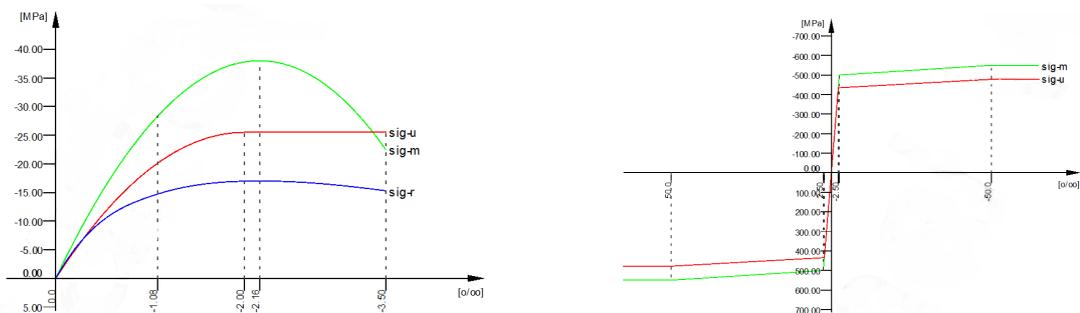


Abbildung 6.13: Arbeitslinien für Beton und Baustahl

Die rote Spannungs-Dehnungs-Linie wird für die Querschnittsbemessung (Parabel-Rechteck-Diagramm) verwendet. Die darüberliegende grüne Linie wird für nichtlineare Verformungsberechnungen angewendet, wo hingegen die blaue Spannungs-Dehnungs-Linie für das Verfahren der nichtlinearen Schnittgrößenermittlung herangezogen wird.

Abb. 6.14 stellt den Zugbereich von Beton dar. Im Programm SOFISTIK ist der für den reinen Beton in der Zugzone verwendete Maximalwert $\beta\text{-}z$ immer der eingebene untere Fraktilwert der Betonzugfestigkeit f_{ctk} . Bis dahin verhält sich der Beton nahezu linear. Wird der Grenzwert eps_{lin} überschritten, so betrachtet das Programm das Element als gerissen. Zusätzlich aufgebrauchte Zugdehnungen werden als plastische Zugdehnungen gespeichert und nach eventueller Entlastung und Wiederbelastung mitberücksichtigt.[vgl. SOFISTIK, 2010a]

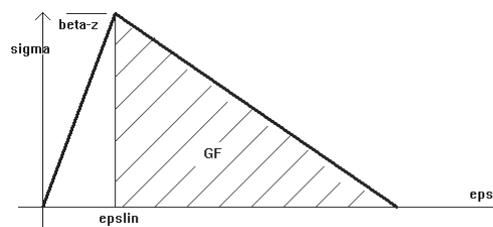


Abbildung 6.14: Spannungs-Dehnungsdiagramm für Beton im Zugbereich

Als Vorbereitung für die Analyse muss die gesamte vorhandene Bewehrung mit Hilfe des Moduls BEMESS eingegeben werden. Sollte bei Berechnungen diese Bewehrung nicht ausreichen, erhöht das Programm die Bewehrung nicht automatisch. Fehlende Konvergenzen in der nichtlinearen Rechnung werden als zusätzliche Auflagerkräfte abgespeichert und müssen nach erfolgter Berechnung manuell überprüft werden. Bei dem Iterationsvorgang wird eine Toleranz von einem Prozent bei der Energiekonvergenz akzeptiert. Die Anzahl der Iterationsschritte ist je nach Untersuchungsobjekt eigens zu wählen. Bei der Spannbetonbrücke werden, um einen erfolgreichen Abschluss der Berechnung zu erlangen, 1000 Schritte gewählt. Steigt die Energie danach immer noch an, ist es ein eindeutiges Zeichen dafür, dass die Bewehrung zu gering, die Druckzone oder die Elemente in der Nähe von Singularitäten zu klein sind. Eine erfolgreiche Berechnung kann dann nur erreicht werden, wenn die Bewehrung erhöht, die Abmessungen des Bauwerks korrigiert oder die Lasten verringert werden.

Darstellung der Ergebnisse

In den Schnittkraftlinien auf den nächsten drei Seiten ist ein Vergleich der beiden zuvor vorgestellten Verfahren abgebildet. Dabei ist die in diesem Kapitel aufgezeigte Methode in rot dargestellt und das unter 6.2.1 erklärte Verfahren blau markiert. Die Einheit der Größen in den Schnitten ist wiederum N/mm^2 . Die Schnittnummerierungen sind hierbei die gleichen wie in Abb. 6.5.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

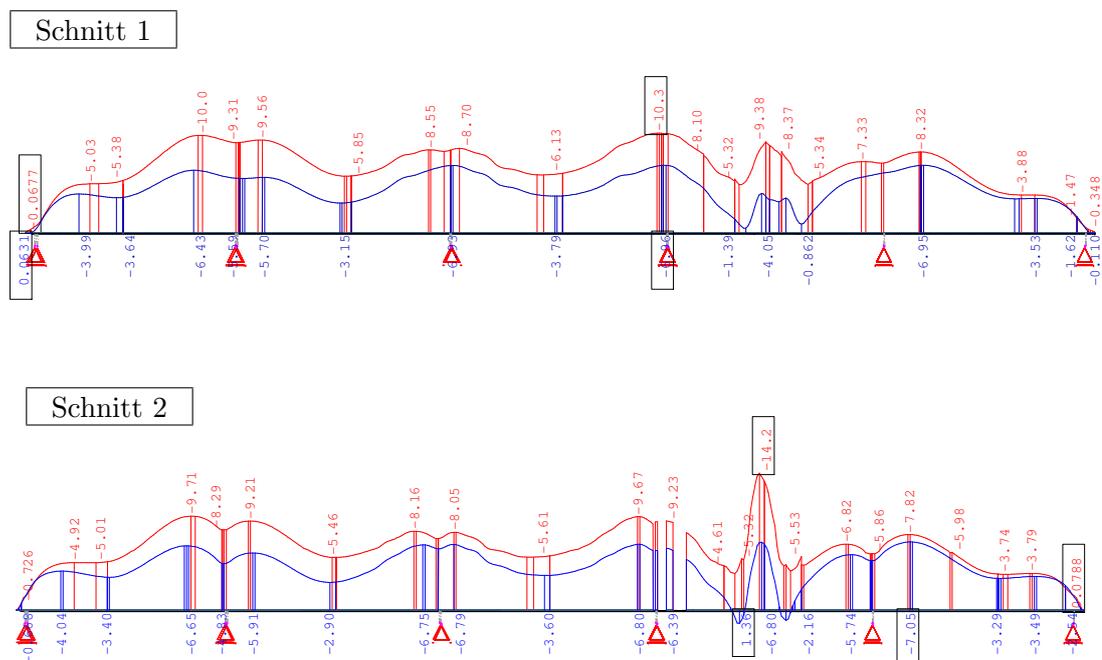


Abbildung 6.15: Schnitte 1-2 durch die Fahrbahnplatte

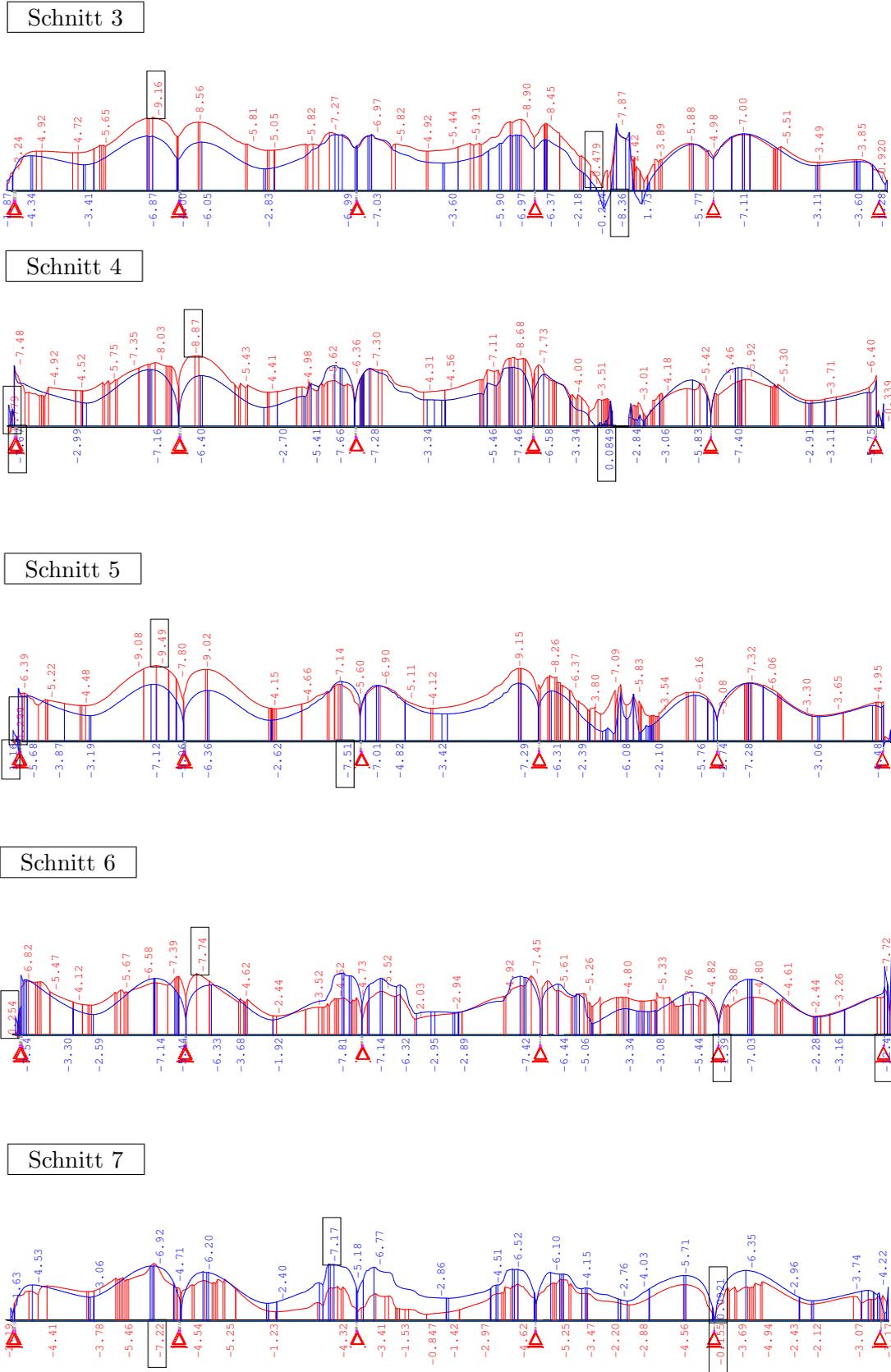


Abbildung 6.16: Schnitte 3-7 durch die Fahrbahnplatte

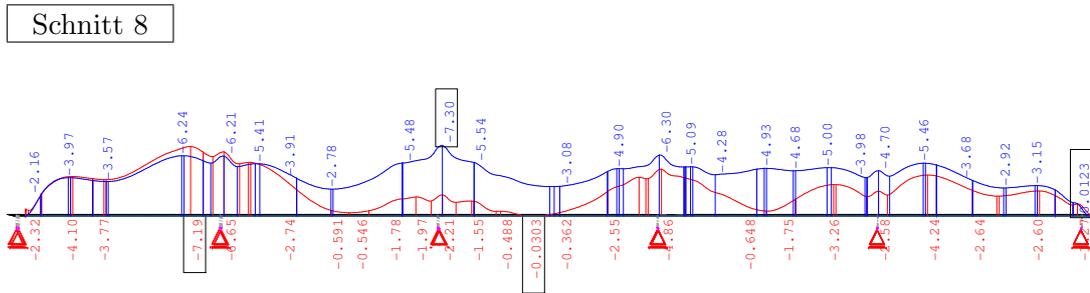


Abbildung 6.17: Schnitt 8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

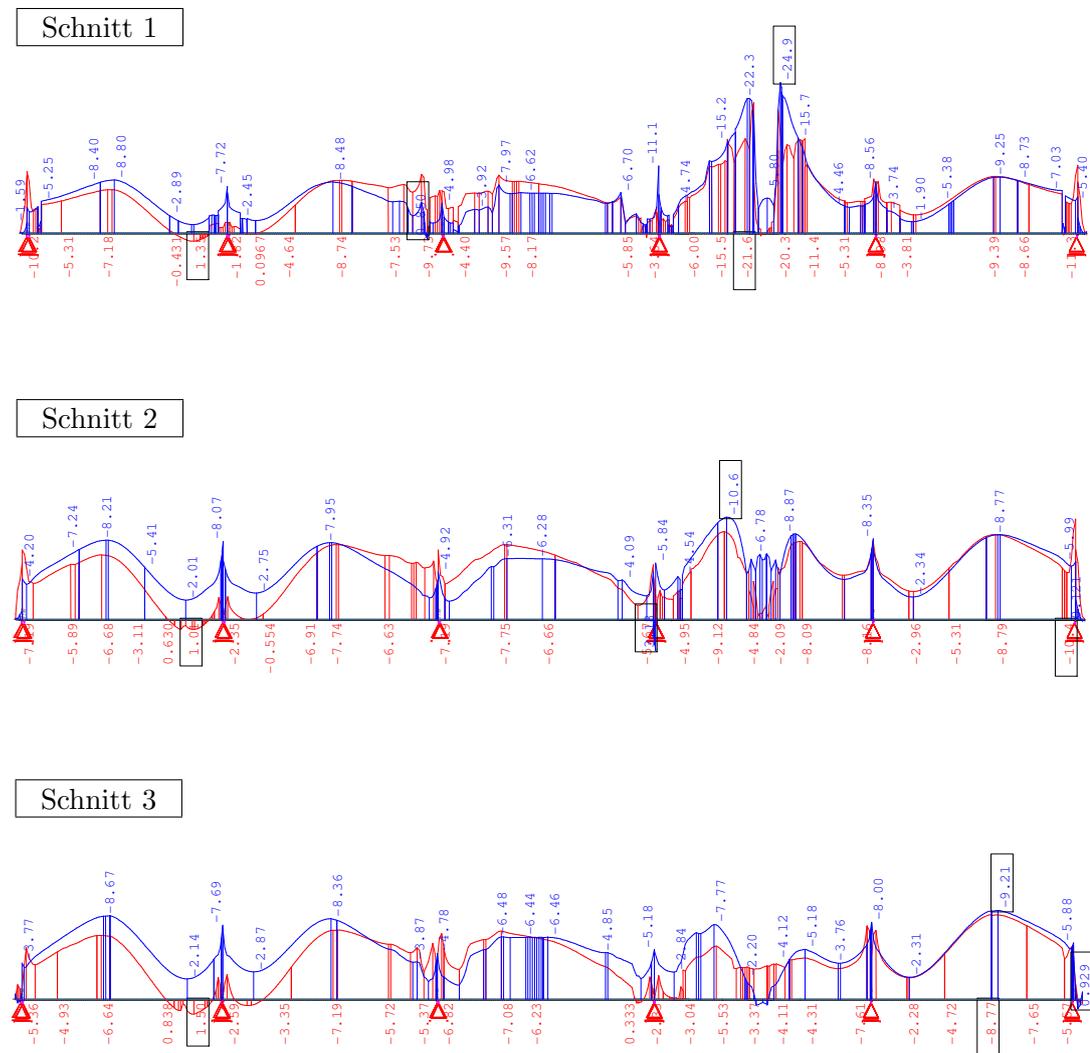


Abbildung 6.18: Schnitte 1-3 durch die Bodenplatte

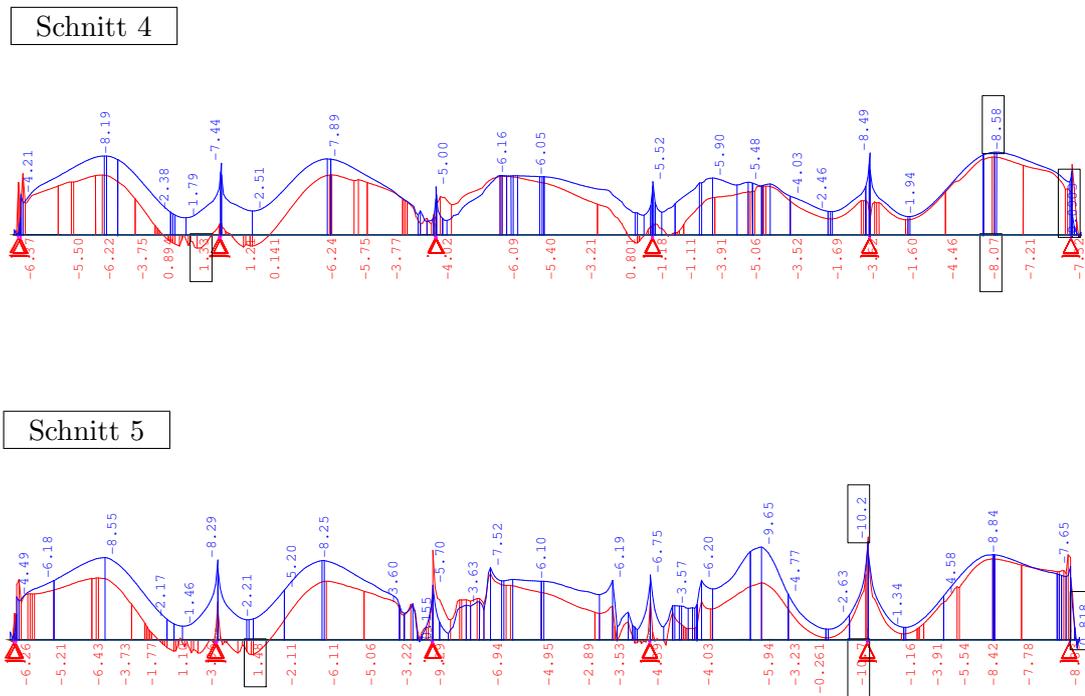


Abbildung 6.19: Schnitte 4-5 durch die Bodenplatte

Schlussfolgerungen aus den Spannungsdarstellungen

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass der Verlauf der beiden Schnittkraftlinien sich in allen Bereichen sehr stark ähnelt. Es ist keine Stelle im Tragwerk zu erkennen, wo etwa die beiden Spannungsverläufe entgegengesetzte Tendenzen aufweisen. Somit stellt dieses Verfahren auch eine Kontrolle des Ersteren dar. In den Schnitten 1 und 2 in der Fahrbahnplatte liegt die Schnittkraftlinie der nichtlinearen Berechnung des Programmes im gesamten Tragwerk über jener der Methode aus Kapitel 6.2.1. Auch die maximale Druckspannung mit $14,20 \text{ N/mm}^2$ rangiert deutlich über jener des anderen Verfahrens. In Schnitt 3, welcher unter anderem direkt am Seitenrand des Sprengloches vorbeiführt, ist auffällig, dass im Bereich eben dieser Ausnehmung im Vergleich zu ersterer Berechnungsmethode keine Zugspannungen auftreten. Die Druckspannungen an dieser Stelle weisen jedoch nur eine Abweichung von $0,10 \text{ N/mm}^2$ auf. In den Schnitten 4 bis 6 in der Fahrbahnplatte nähern sich die beiden Schnittkraftlinien weiter an und in großen Teilen des Tragwerks besteht nur noch ein Unterschied von $1,00$ bis $2,00 \text{ N/mm}^2$. Bei den letzten beiden Schnitten ist auffällig, dass über der vierten Stütze von rechts die Druckspannungen erheblich absinken. Wie bereits bei der ersten Berechnungsmethode leicht zu erkennen war, deutet dies auf eine Verdrehung des Tragwerkes hin, da wie bereits oben beschrieben, die Druckspannungen in den ersten zwei Schnitten im Bereich des Ausbruches deutlich zunehmen. Bei dieser Analysemerhode ist sie jedoch merklich auffälliger als bei der vorangegangener.

Bei der Bodenplatte sieht es bei den Ergebnissen ähnlich aus. Die Druckspannungsspitze mit $21,60 \text{ N/mm}^2$ liegt bei diesem Berechnungsverfahren um $3,30 \text{ N/mm}^2$ merklich

niedriger. Weiters ist zu erkennen, dass im Bereich der Störzone die Spannungen stets im Druckbereich verbleiben. Dies zeigt sich besonders deutlich in Schnitt 3, wo ersteres Analyseverfahren geringe Zugspannungen aufweist und die nichtlineare Berechnung mittels SOFISTIK Druckspannungen in Höhe von ca. $3,50 \text{ N/mm}^2$ ausgibt. Zuletzt sind noch die Zugspannungen kurz vor und kurz nach der vorletzten Stütze anzumerken. In allen Schnitten in der Bodenplatte treten in diesem Bereich Zugspannungen von bis zu $1,50 \text{ N/mm}^2$ auf, wo hingegen bei ersterem Berechnungsverfahren an diesen Stellen nur Druck vorherrscht.

Auf eine Darstellung der Schubspannungen wird hier verzichtet, da sie in Feldmitte keinen maßgebenden Lastfall darstellen. Zusammenfassend ist zu sagen, dass die nichtlineare Berechnung mittels Sofistik die Ergebnisse für die hier notwendige Größenordnung genügend genau annähert und für die weitere Berechnung der alternativen Lastfälle verwendet werden kann.

6.3 Sanierungslastfall

Wie auf den vorangegangenen Seiten erläutert, stellt dieses Szenario keine Gefahr für einen Einsturz der Brücke dar. Daraus lassen sich aber wieder mehrere Fragen ableiten.

- Welche Möglichkeiten zur Sanierung bieten sich für diese Brücke?
- Ist das Bauwerk weiter befahrbar oder muss es gesperrt werden?
- Wenn es weiter für den Betrieb tauglich ist, bestehen Einschränkungen bezüglich der Nutzung?

Auf Punkt eins, die Sanierungsmöglichkeiten dieser Brücke, wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen. Im Anschluss folgt jedoch eine statische Untersuchung in Längsrichtung, ob das Bauwerk trotz der Explosion weiter benützt werden darf oder der Verkehr auf das südliche Tragwerk umgeleitet werden muss. Um hier eine Berechnung durchführen zu können, müssen zuerst die notwendigen Verkehrslasten ermittelt werden.

6.3.1 Ermittlung der Einwirkungen

Grundsätzlich dient für das Feststellen der Verkehrslasten der Eurocode. Da sich das Bauwerk in Dänemark befindet, sollten eigentlich auch die nationalen Ergänzungen dieses Landes verwendet werden. Aus Mangel der Verfügbarkeit wird jedoch auf die nationalen Anhänge Österreichs zurückgegriffen. Dem zufolge lauten die hier zugrunde liegenden Normen:

- ÖNORM EN 1990 (01.03.2003). Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung.[vgl. ÖNORM EN 1990, (01.03.2003)]
- ÖNORM B 1990-2 (01.12.2010). Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 2: Brückenbau.[vgl. ÖNORM B 1990-2, (01.12.2010)]
- ÖNORM EN 1991-2 (01.08.2004). Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.[vgl. ÖNORM EN 1991-2, (01.08.2004)]

Allgemeine Festlegungen

Der Eurocode unterscheidet grundsätzlich zwischen den Einwirkungen für Straßenbrücken, Eisenbahnbrücken und Fußgängerbrücken. Dabei sollen die Lasten aus Verkehr unter normalen Umständen als veränderlich angesetzt werden. Die wichtigsten Komponenten der Verkehrslastfälle sind die vertikalen Lasten, die Brems- und Beschleunigungskräfte und die Zentrifugalkräfte. Im Rahmen der Untersuchung dieses Sanierungslastfalles werden lediglich die vertikalen Lasten berücksichtigt. Für diese gibt der Eurocode vier verschiedene Lastmodelle vor, welche nach Erläuterung der rechnerischen Fahrstreifen vorgestellt werden.

Einteilung der rechnerischen Fahrstreifen

Die Einteilung der Fahrstreifen im Eurocode erfolgt nach anschließender Tabelle:

Fahrbahnbreite w	Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen	Breite eines rechnerischen Fahrstreifens w_l	Breite der verbleibenden Restfläche
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

ANMERKUNG Zum Beispiel ergibt sich für eine Fahrbahn von 11m die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen zu $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$. Die Breite der vorhandenen Restfläche beträgt: $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Abbildung 6.20: Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrbreiten

Die zu untersuchende Brücke fällt mit einer Fahrbahnbreite von 13,50 Meter in die dritte Zeile.

$$w = 13,5m$$

Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen

$$n = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{Int}\left(\frac{13,5}{3}\right) = 4$$

Breite eines rechnerischen Fahrstreifens

$$w_l = 3,0m$$

Vorhandene Restfläche

$$b_{Rest} = w - 3 * n_l = 13,5 - 3 * n_l = 1,5m$$

Für eine funktionstüchtige Brücke würde die rechnerische Fahrstreifenaufteilung zum Beispiel wie folgt aussehen:

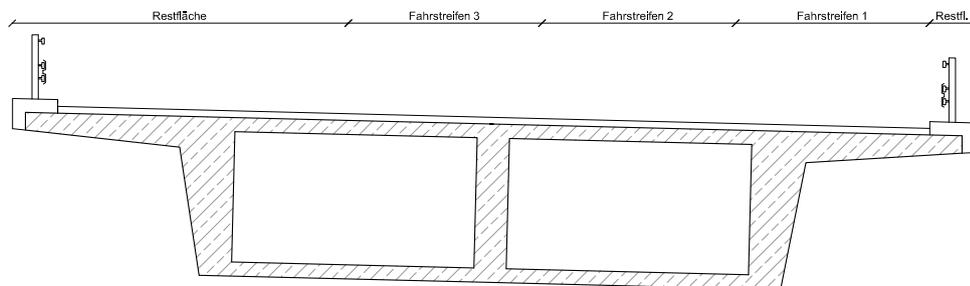


Abbildung 6.21: Fahrspuranordnung auf der Brücke

Da jedoch in Fahrtrichtung gesehen, die linke Hälfte des Tragwerkes beschädigt ist, steht diese für die Benützung des Verkehrs in diesem Lastfall nicht zur Verfügung. Des Weiteren sind auch geringe Teile der rechten Hälfte der Fahrbahnoberfläche beschädigt, wodurch nur noch ein rechnerischer Fahrstreifen für die Überführung des Verkehrs übrig bleibt. Alle anderen Fahrstreifen werden im Zuge dieses Szenarios und der anschließenden Sanierung gesperrt. Um den Baustellenfahrzeugen und -arbeitern entsprechend Platz zu bieten und einen Stau auf der Brücke zu vermeiden, erfolgt die Sperre über die gesamte Tragwerkslänge.

Vertikallasten - charakteristische Werte

Lastmodell 1

Das Lastmodell 1 ist eine Kombination aus Einzellasten und gleichmäßig verteilten Flächenlasten. Dabei wird auf jeden Fahrstreifen eine Doppelachse (Einzellasten) und die dazugehörige Flächenbelastung angesetzt. Die charakteristischen Lastgrößen, die der Eurocode vorsieht, sind Abb. 6.22 zu entnehmen. Die anzusetzenden Belastungen sind wie folgt zu ermitteln:

$\alpha_{Qi} * Q_{ik}$	Doppelachse (Tandem-System TS)
$\alpha_{qi} * q_{ik}$	UDL Flächenlast
$\alpha_{qr} * q_{rk}$	Flächenlast auf Restfläche
$\alpha_{qr}, \alpha_{qi}, \alpha_{Qi}$	Anpassungsfaktoren
$\alpha_{qr}, \alpha_{qi}, \alpha_{Qi} = 1$	

Der Wert 1 für die Anpassungsfaktoren entspricht einem schweren internationalen Güterverkehr.

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

Abbildung 6.22: Charakteristische Werte für Lastmodell 1

Die Tandemachslast wird immer in der Mitte des jeweiligen Fahrstreifens aufgebracht. Weiters werden die Flächenlasten nur in Bereichen angesetzt, wo sie auch belastend wirken. Jedoch bildet die Baustellensituation auf der Spannbetonbrücke einen Sonderlastfall. Aus diesem Grund wird für die Flächenlast auf der Restfläche eine Größe von $q_{rk} = 5 \text{ kN/m}^2$ festgelegt. Damit soll eventuell vorhandenen schweren Baugeräten und ähnlichem Rechnung getragen werden. Daraus abgeleitet, ergibt sich für den Sanierungslastfall die Belastungssituation in Abb. 6.23.

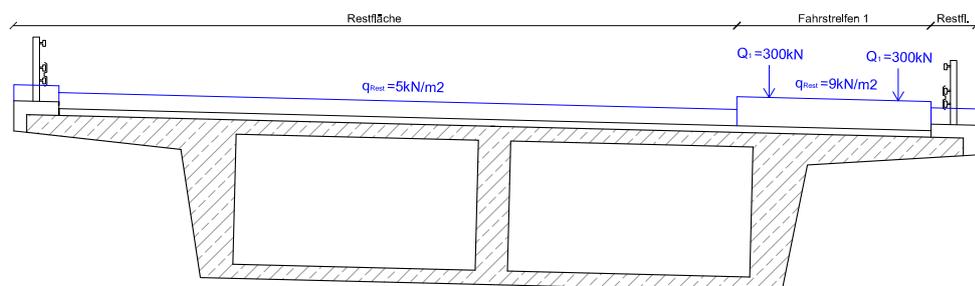


Abbildung 6.23: Fahrspurordnung und Lastaufstellung für den Sanierungslastfall

Lastmodell 2

Dieses Lastmodell sieht eine Einzelachse mit 400kN vor und dient vor allem lokale Bauteile zu berechnen. Da in dieser Arbeit nur das globale Tragverhalten von Interesse ist, kommt dieser Lastfall hier nicht zur Anwendung.

Lastmodell 3

Lastmodell 3 berücksichtigt die Überquerung von Schwertransporten und anderen Sonderfahrzeugen. Während der Sanierung des Bauwerks wird das Tragwerk für alle Sondertransporte gesperrt und muss somit hier nicht näher betrachtet werden.

Lastmodell 4

Das vierte und letzte Lastmodell berücksichtigt eine Menschenansammlung auf dem Bauwerk. Dabei wird über das gesamte Tragwerk eine Flächenlast von $q_{rk} = 5kN/m^2$ angesetzt. Dieses Modell wird aus zwei Gründen nicht näher untersucht. Erstens ist während der Sanierung der Brücke nicht mit einer derartigen Situation zu rechnen und zweitens ist in unserem Fall die gewählte Lastaufstellung in Lastmodell 1 immer ungünstiger als dieses Szenario.

6.3.2 Ergebnisse der Berechnung

Wie zuvor beschrieben, wird hier nur eine Sonderform des Lastmodelles 1 untersucht.

Berechnungsvorgang

Für die Ermittlung der Ergebnisse stehen zwei mögliche Berechnungsvarianten zur Verfügung. Die erste Methode wäre jene mit Hilfe von Einflussflächen. Dabei wird für jeden einzelnen Knoten im System eine Einflussfläche erstellt und für das Lastmodell ausgewertet. Diese Vorgangsweise ist eher für Stabmodelle geeignet, da diese meist eine überschaubare Anzahl an Knoten beinhalten. Für das räumliche Modell der Spannbetonbrücke wäre ein derartiger Berechnungsvorgang sehr aufwändig.

Die zweite Methode, welche auch hier angewendet wird, berechnet eine gewisse Anzahl von diskreten Laststellungen und fügt diese anschließend ungünstigst für jeden Knoten zusammen. Im Sanierungslastfall der Brücke bedeutet dies, dass zuerst jeden Meter auf der Fahrspur 1 die Tandemachslast angesetzt wird. Daraus resultieren 242 unterschiedliche Lastfälle. Anschließend werden auf allen sieben Feldern der Brücke einzeln die Flächenlasten aufgetragen und berechnet. Für die Überlagerungen all dieser Lastfälle wird das Modul MAXIMA herangezogen. Dieses Programm nimmt die gesamten zuvor berechneten Lastfälle als Grundlage und kombiniert den ungünstigsten Fall für jeden Knoten für das jeweilig gesuchte Ergebnis. Dabei sind folgende Einschränkungen zu treffen:

- Der Lastfall mit Eigengewicht, Vorspannung, Schadensfall und den damit einhergehenden Steifigkeitsverminderungen dient als Primärlastfall. Die Verkehrslasten werden auf diesen aufgesetzt.
- Die Tandemachslast darf nur einmal am gesamten Tragwerk in der Fahrspur 1 aufgebracht werden.
- Die Flächenlasten werden feldweise nur dann angesetzt, wenn sie eine ungünstige Auswirkung auf den Knoten besitzen.

Auch hier treten nach einem ersten Berechnungsvorgang zu große Zugspannungen für den Beton im Bauwerk auf. Als Basis für diesen Lastfall dienen die Ergebnisse der Berechnung mittels Variation der Elementsteifigkeiten. Aus diesem Grund und der im Eurocode empfohlenen linearen Spannungsberechnung wird diese Methode auch hier angewendet. Eine genaue Erklärung des Verfahrens und den dafür benötigten Werten findet sich in Kapitel 6.2.1. Der Nachteil liegt wiederum im sehr hohen Rechenaufwand. Nach jedem Iterationsschritt muss zuerst wegen der Neugruppierung die Struktur verändert werden. Anschließend wird das System selbst und alle diskreten Laststellungen neu berechnet. Sie dürfen nicht übernommen werden, da bei ihrem Ausgangslastfall ebenfalls die Tangentensteifigkeiten verändert werden. Zuletzt werden wieder alle Lastfälle mit dem Modul MAXIMA entsprechend kombiniert. Nach fünf erfolgten Iterationsvorgängen übersteigt in keinem Bereich des Bauwerks mehr die Normalkraft den kritischen Wert und somit kann die Berechnung beendet werden.

Darstellung der Ergebnisse

In den folgenden Abbildungen werden die Ergebnisse der zuvor erläuterten Berechnungsmethode dargestellt. Dabei werden wiederum die Spannungen in Längsrichtung visualisiert und die Anordnung der Schnitte verbleibt die gleiche wie in Kapitel 6.2.1. Zum Vergleich werden in den einzelnen Schnitten drei mögliche Lastzustände veranschaulicht. Die blaue Linie in der Mitte bildet den Ausgangsspannungszustand nach der Explosion in Feld zwei ab. Den minimalen Spannungszustand bzw. die maximalen Druckspannungen spiegelt die rote Linie darüber wieder. Im Gegensatz dazu stellt die grüne Linie darunter den maximalen Spannungszustand dar. Die Spannungslinien sind Einhüllende, das heißt sie repräsentieren den ungünstigsten Wert für jeden Knoten entlang des Schnittes.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

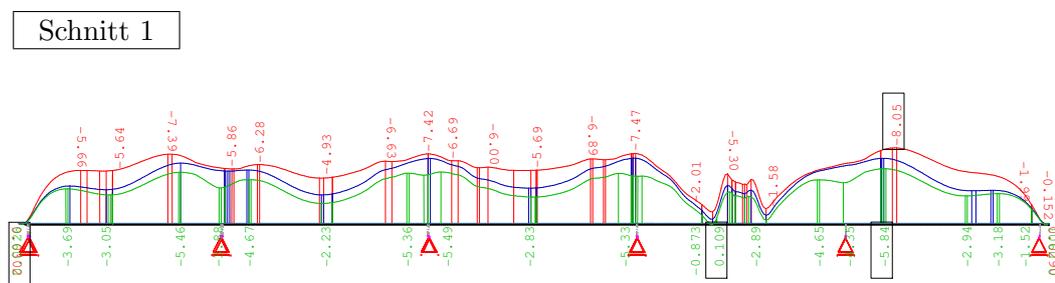
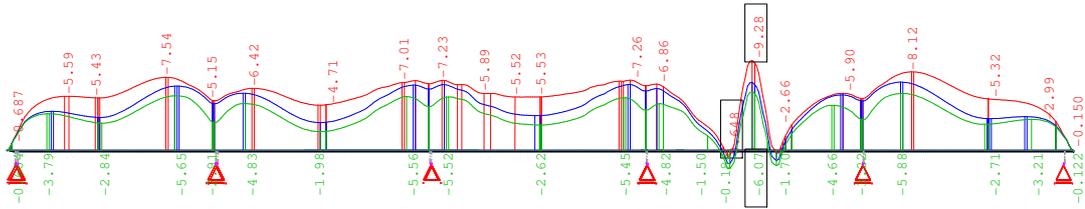
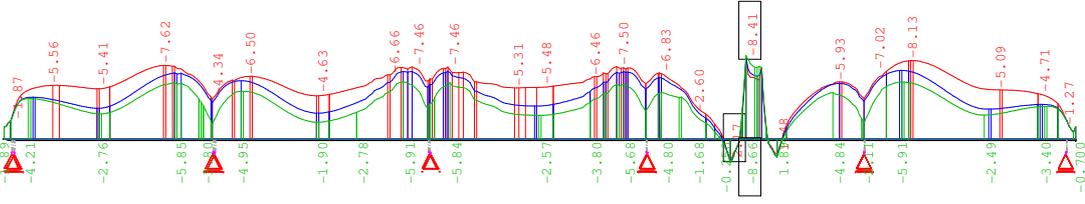


Abbildung 6.24: Schnitt 1 durch die Fahrbahnplatte

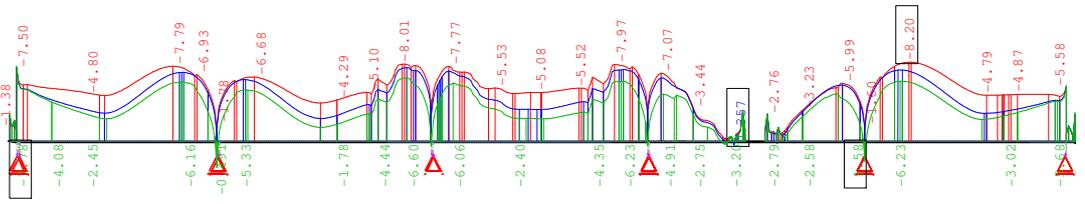
Schnitt 2



Schnitt 3



Schnitt 4



Schnitt 5

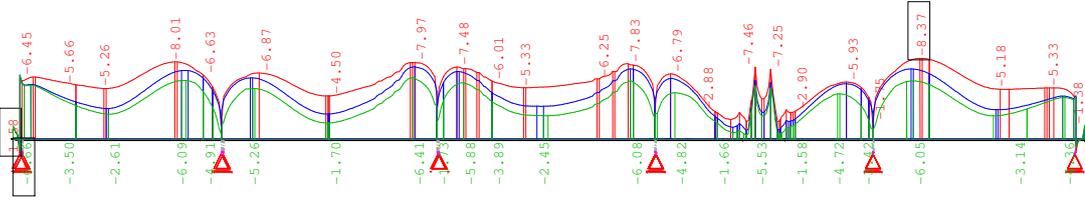


Abbildung 6.25: Schnitte 2-5 durch die Fahrbahnplatte

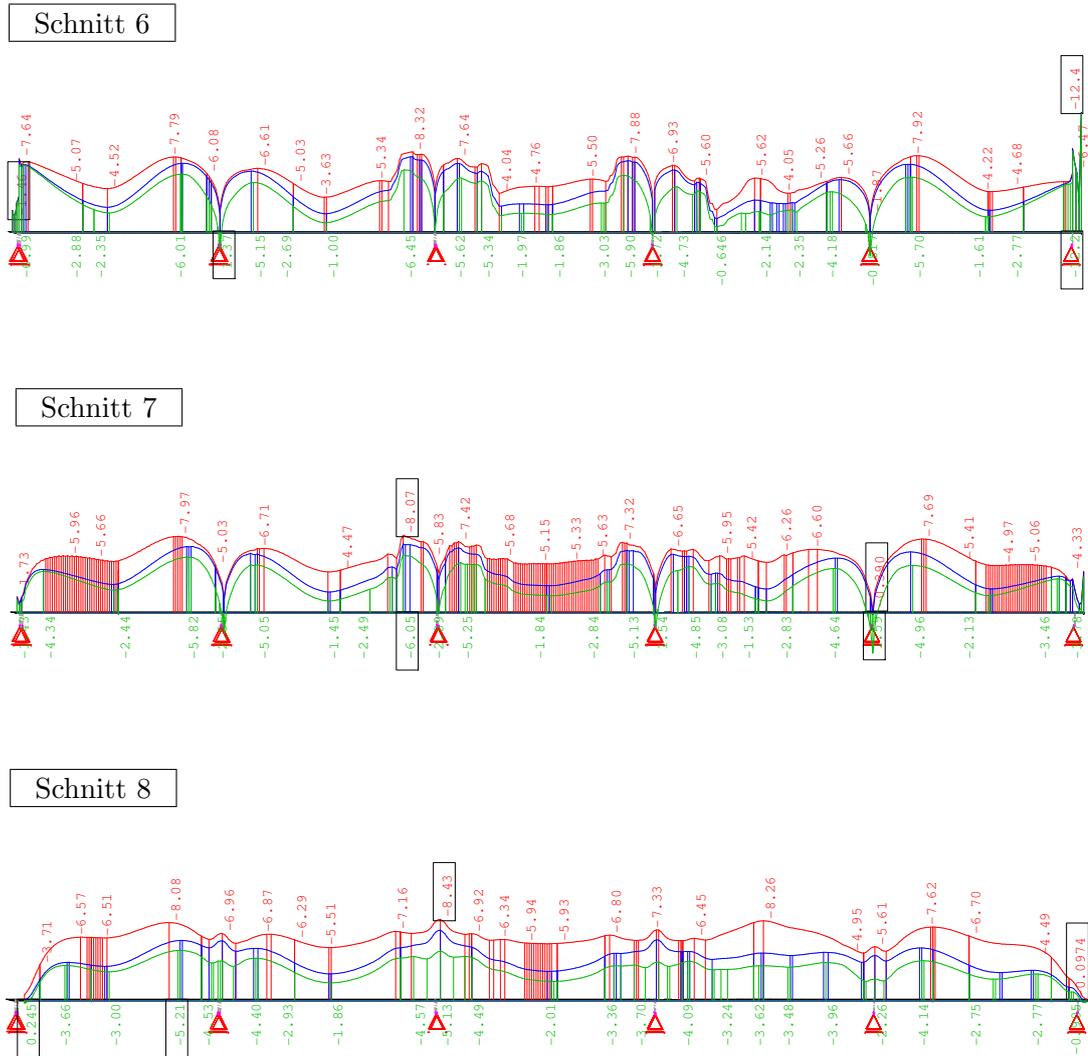


Abbildung 6.26: Schnitte 6-8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

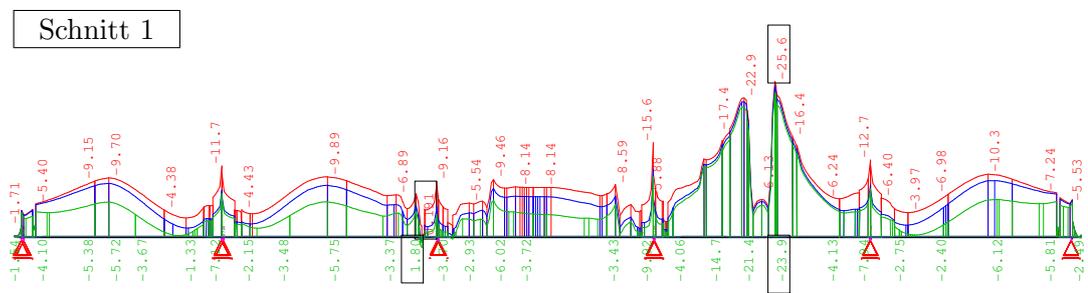


Abbildung 6.27: Schnitt 1 durch die Bodenplatte

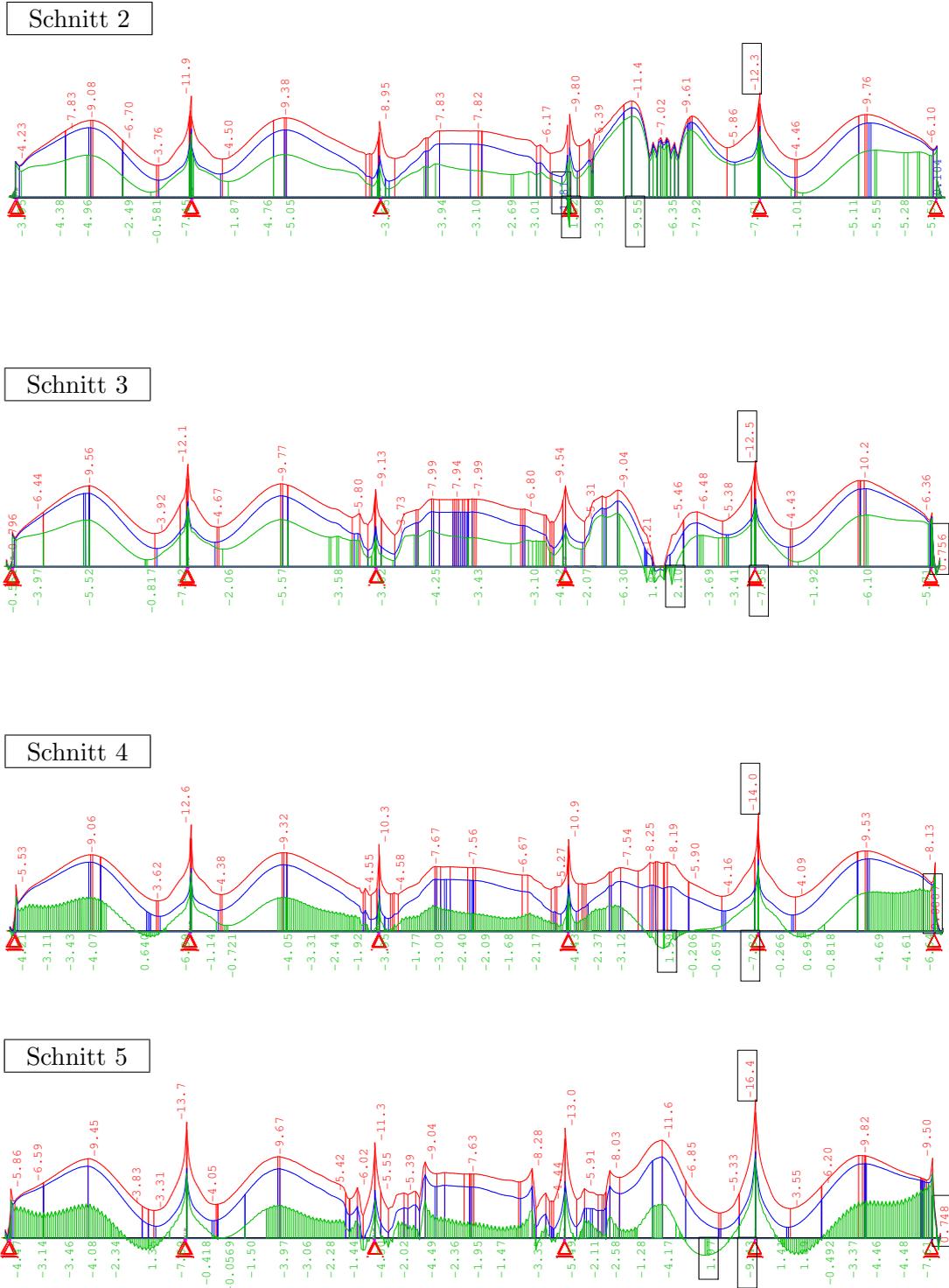


Abbildung 6.28: Schnitt 2-5 durch die Bodenplatte

Schlussfolgerungen aus den Spannungsdarstellungen

In den Schnitten 1-5 der Fahrbahnplatte sind die Auswirkungen im beschädigten Feld nur geringfügig. Die maximale Druckspannung, welche bei der Ausgangssituation mit $8,36 \text{ N/mm}^2$ in Schnitt 3 aufgetreten ist, erhöht sich auf $9,28 \text{ N/mm}^2$ und befindet sich nun in Schnitt 2. Des Weiteren ist in Schnitt 3, welcher auch die maximalen Zugspannungen mit $1,89 \text{ N/mm}^2$ beinhaltet, zu erkennen, dass es zu keinem ansteigen dieser kommt, sondern eine Umlagerung in Richtung der Druckspannungen stattfindet. In den restlichen Feldern verlaufen die Spannungslinien auf Grund der zusätzlich aufgebracht Verkehrslast sowohl im maximalen wie auch im minimalen Fall konstant entlang der Ausgangsspannungslinie vor der Explosion mit Abweichungen von $1,00$ bis $1,50 \text{ N/mm}^2$. Im Gegensatz dazu, sind in den Schnitten 6-8 die Auswirkungen der Verkehrslast besonders in den Druckbereichen in Feldmitte deutlicher sichtbar. Da jedoch die Druckspannungen aus den Ergebnissen des Explosionslastfalles in diesen Bereichen sehr gering sind, stellen die Verkehrslasten keine Gefahr für das Tragwerk dar. Der Maximalwert beträgt lediglich $12,40 \text{ N/mm}^2$ am Anfang von Schnitt 6. Zu Zugspannungen in der Fahrbahnplatte kommt es neben den oben angeführten Bereichen am Rand des Explosionsloches nur in kleinen Zonen über den Auflagern. Nach Abminderung der Steifigkeiten dieser Elemente übersteigen sie jedoch an diesen Stellen nirgends mehr den Wert von $1,58 \text{ N/mm}^2$.

In der Bodenplatte sind die Unterschiede auf Grund des Lastmodelles 1 des Eurocodes wesentlich größer als in der Fahrbahnplatte. Die maximalen Druckspannungen mit $25,60 \text{ N/mm}^2$ treten weiter im Eck der Bodenplatte mit der Wandöffnung auf. Des Weiteren ist zu erkennen, dass in der maximalen Lastkombination die Druckspannungen deutlich abfallen bzw. in mehreren Bereichen in geringe Zugspannungen übergehen. Besonders auffällig ist dies in den Schnitten 3-5 der Bodenplatte. In den ersteren beiden kommt es vor allem im Explosionsbereich zu positiven Spannungen. Im fünften Schnitt sind einige Punkte in allen Feldern mit positiven Spannungen zu erkennen. Alle Zonen, welche die kritische Spannung überschritten haben, wurden in der Berechnung berücksichtigt und die Steifigkeit herabgesetzt. Die vielen Knicke in den Spannungslinien lassen sich durch die vielen verwendeten Lastfälle erklären. Vor allem für die maßgebende maximale Kombination ist zu erkennen, dass viele unterschiedliche Lastmodellstellungen für deren Darstellung verwendet werden.

Bezüglich der Schubspannungen ist bereits in Kapitel 6.2.1 erläutert worden, dass deren Auswirkungen in Feldmitte nur geringfügig sind. Auch in diesem Lastfall spielen sie keine maßgebende Rolle, was in Abb. 6.29 ersichtlich ist. Es wird hier nur das Feld der Außenwand mit der Explosionsöffnung dargestellt, da in ihm die größten Schubspannungen auftreten, obwohl es sich auf der dem Verkehr abgewandten Seite befindet.

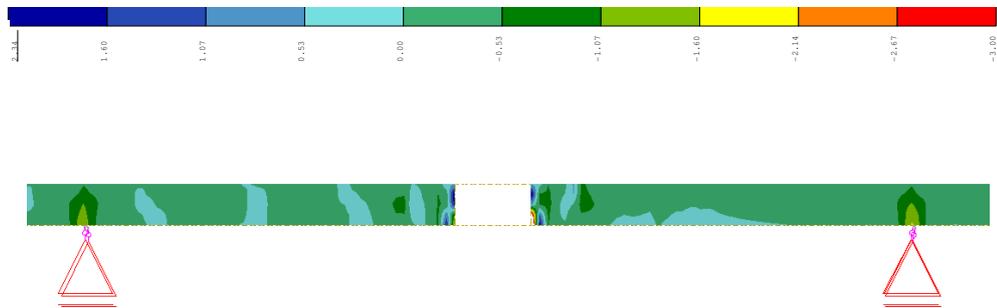


Abbildung 6.29: Schubspannungen im Wandträger im Bereich des Ausbruchs

Zusammenfassend ist zu erkennen, dass während der Sanierungsarbeiten ein Fahrstreifen problemlos über das beschädigte Tragwerk geführt werden kann. Dadurch kommt es zu keiner Beeinträchtigung des zweiten Tragwerkes bzw. der anderen Fahrtrichtung.

6.4 Alternative Explosionsstellen

In diesem Kapitel werden zwei weitere Explosionsstellen mit dem gleichen Schadensmodell untersucht. Dabei wird vor allem den Überlegungen unter Punkt 6.2.1 Rechnung getragen. Zuerst wird analysiert, ob eine Sprengung im inneren des Hohlkastens, welche die gesamte Bodenplatte auf einer Hälfte zerstört, größeren Schaden an dem Tragwerk anrichtet. Um die größtmöglichen Schubbelastungen zu untersuchen, wird als zweites ein Loch direkt neben einem Auflager in die Außenwand modelliert.

6.4.1 Explosionsloch in der Bodenplatte

In diesem Szenario wird davon ausgegangen, dass die Bombe nicht an der Fahrbahnplatte sondern an der Bodenplatte des Tragwerks angebracht wird. Die Bombe wird ebenfalls wieder in Feldmitte angebracht, da hier vermeintlich die größten Zugspannungen in der Bodenplatte auftreten. Das Ziel dieser Untersuchung ist, die Auswirkungen auf das Tragwerk bei Verringerung der Zugzonenfläche herauszufinden.

Berechnungsvorgang

Als Basis für dieses Szenario wird bis auf wenige Adaptierungen das gleiche Schadensmodell wie unter 6.1 verwendet. Es werden hier nicht mehr 3 Schadenszonen modelliert, sondern lediglich Zone 1 und 2. Die Abmessungen des Explosionsloches werden in der Breite um einen halben Meter erhöht und betragen jetzt 4,50 auf 2,50 m. Des Weiteren befindet sich die Längsrichtung der Öffnung nicht mehr in Fahrtrichtung, sondern um 90 Grad gedreht in Brückenquerrichtung. Dies ist gleichbedeutend damit, dass die Bodenplatte in diesem Bereich in der Querschnittsfläche zur Hälfte zerstört wird. Zone 2 wird

in diesem Modell insofern berücksichtigt, als das einen Meter vor und nach der Ausnehmung der Beton als stark beschädigt und in kleine Teile gebrochen angesehen wird. In diesem Bereich wird die Steifigkeit des Betons während des Berechnungsvorganges wieder auf 20% reduziert. Auf eine Modellierung eines Explosionsloches in der Außenwand wird verzichtet, da wie in den vorangegangenen Kapiteln bereits erläutert, die Auswirkungen auf die Schubspannungen in Feldmitte sehr gering sind. Eine Übersicht über die Schadenszonen liefert das Modell in Abb. 6.30.

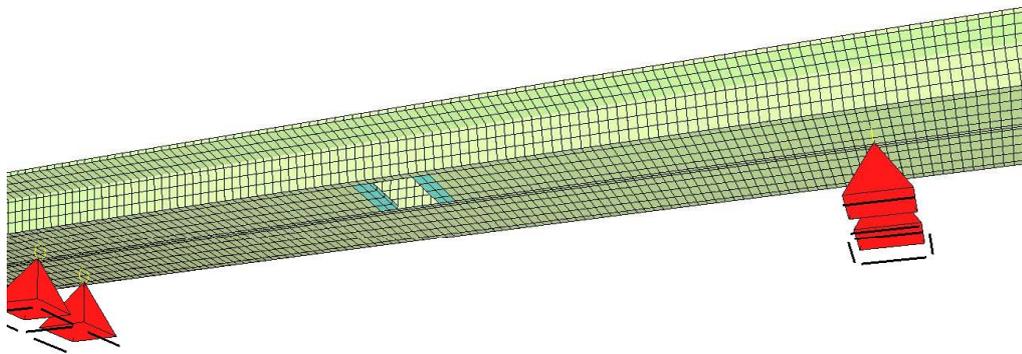


Abbildung 6.30: Übersicht über die Schadenszonen in der Bodenplatte

Als Berechnungsmethode wird in diesem Kapitel wieder die Variation der Elementsteifigkeiten angewendet. Die Anzahl der Iterationen bei diesem Szenario beschränkt sich auf zwei, da nur geringe Zugspannungen im Bereich der Öffnung in der Bodenplatte auftreten und diese bereits nach den ersten beiden Berechnungsdurchgängen den kritischen Wert nicht mehr unterschreiten.

Darstellung der Ergebnisse

Die Ergebnisse werden wie in den vorangegangenen Kapiteln wieder anhand der gleichen Schnitte dargestellt. Um die Auswirkungen dieses Szenarios besser beurteilen zu können, wird in jedem Schnitt zusätzlich die Spannungslinie des Ausgangsspannungszustandes aus Eigengewicht und Vorspannung rot abgebildet. Auch aus diesem Szenario werden die Spannungen von dem Verfahren mit der Variation der Elementsteifigkeiten herangezogen. Alle Ergebnisse werden wiederum in N/mm^2 dargestellt.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

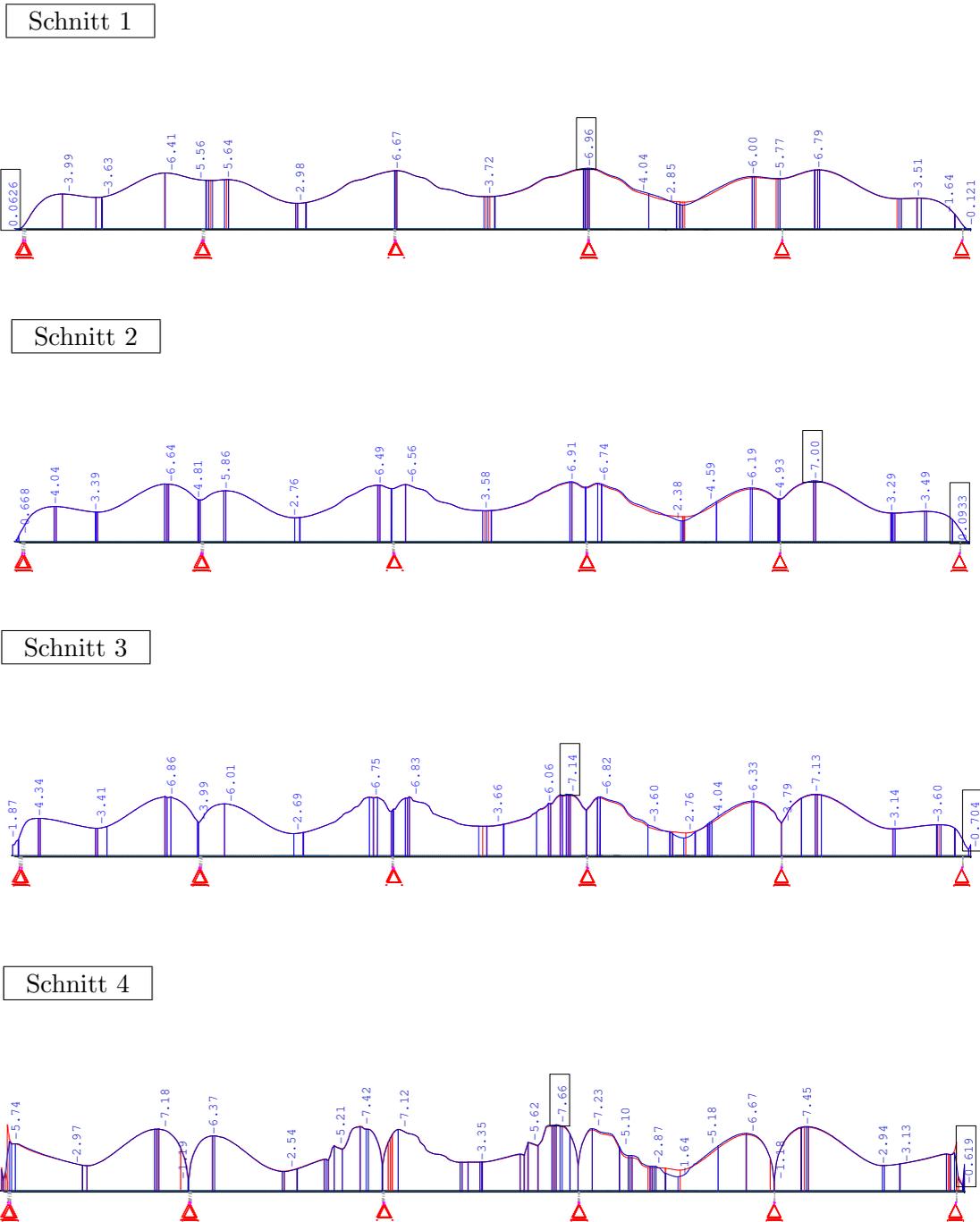


Abbildung 6.31: Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte

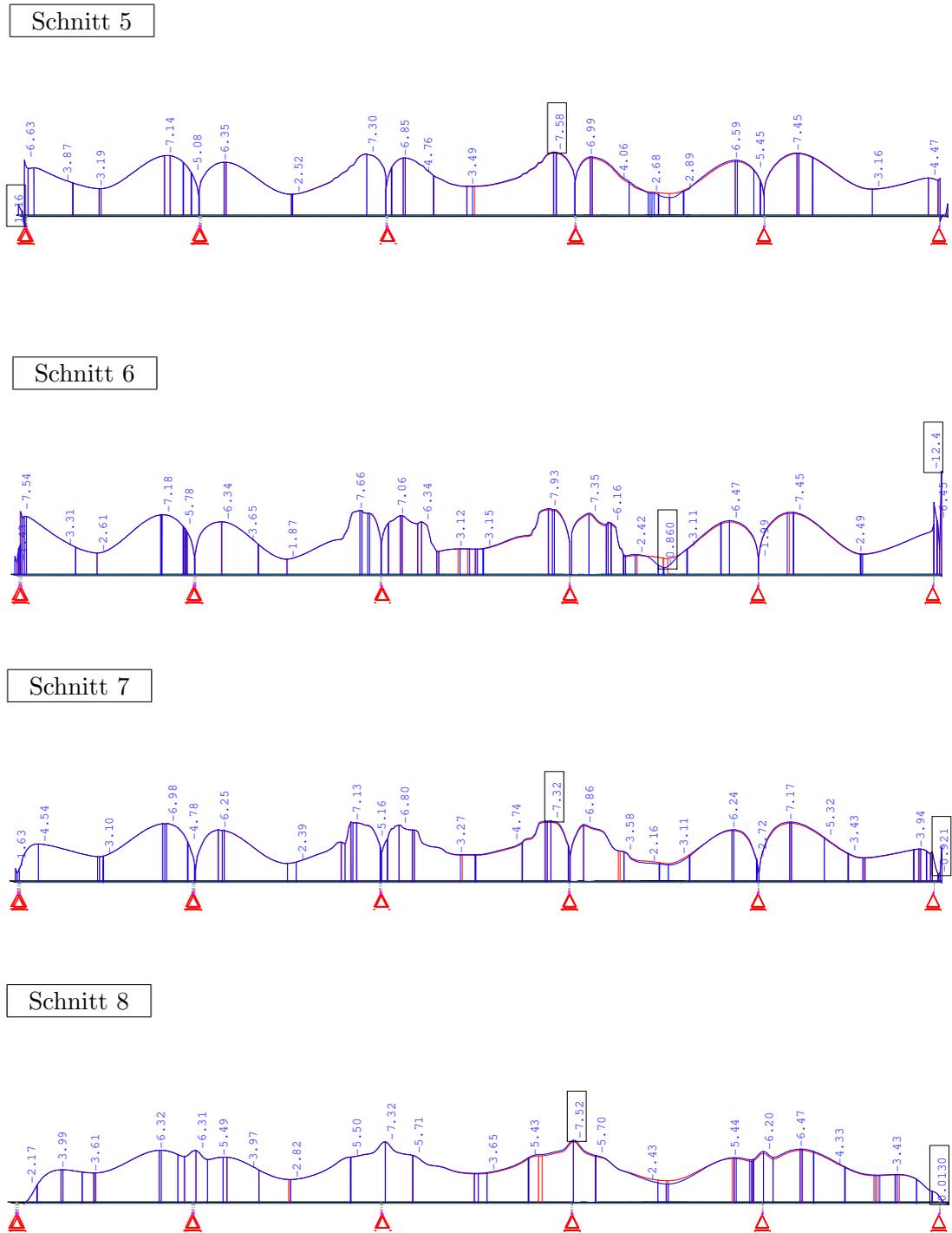
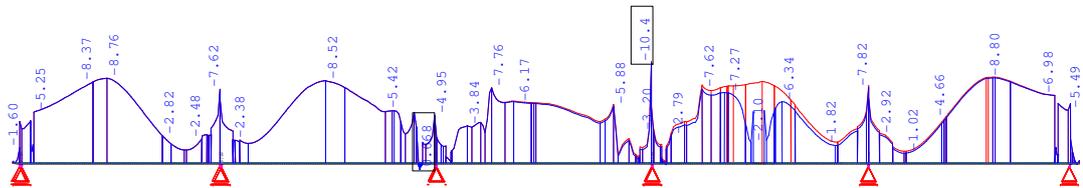


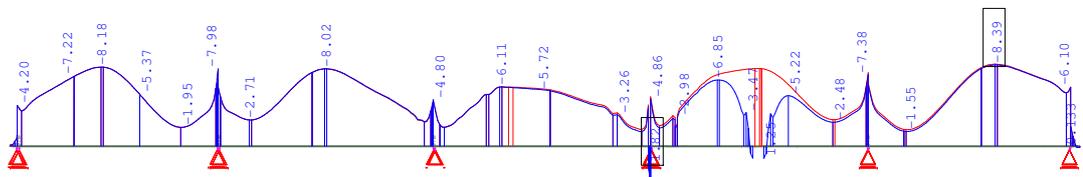
Abbildung 6.32: Schnitte 5-8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

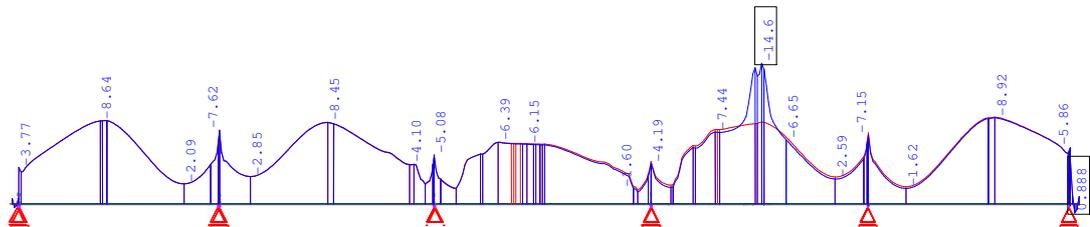
Schnitt 1



Schnitt 2



Schnitt 3



Schnitt 4

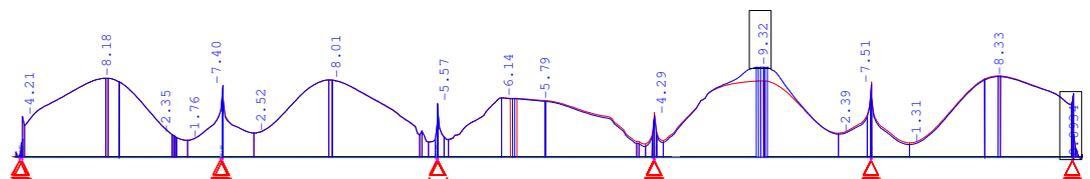


Abbildung 6.33: Schnitte 1-4 durch die Bodenplatte

Schnitt 5

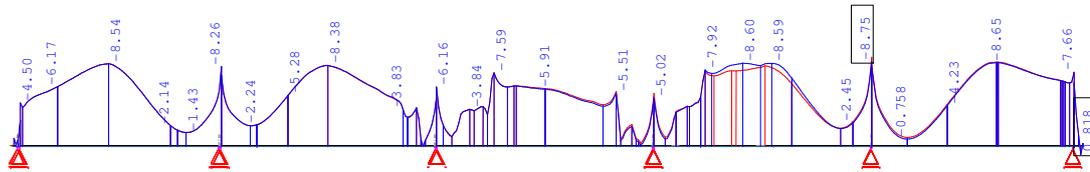


Abbildung 6.34: Schnitt 5 durch die Bodenplatte

Schlussfolgerungen aus den Spannungsdarstellungen

Die Auswirkungen dieses Schadensszenarios in der Fahrbahnplatte sind minimal. Lediglich in der Mitte von Feld 2, wo sich auch in der Bodenplatte das Explosionsloch befindet, sind leichte Abweichungen in den beiden Spannungsläufen zu erkennen. Die Abweichungen in diesem Bereich beinhalten alle eine leichte Entspannung der Fahrbahnplatte, welche sich in geringeren Druckspannungen widerspiegelt. Bis auf Schnitt 6 liegen die Unterschiede immer in einem Bereich von 0,20 bis 0,50 N/mm². Schnitt 6, welcher genau in der Mitte des Tragwerks liegt, zeigt den größten Druckspannungsverlust mit 1,10 N/mm². Die Druckspannungsverluste über den gesamten Querschnitt resultieren aus einem „Zusammenziehen“ der Bodenplatte und einer damit einhergehenden Entlastung der Fahrbahnplatte in diesem Abschnitt. Eine Übersicht über die Verformungsfigur liefert Abb. 6.35. Die maximalen Längsverschiebungen an der Öffnung, welche sich aus der Subtraktion von den Längsverformungen der Ausgangssituation mit jener aus diesem Szenario ergeben, betragen 8mm.

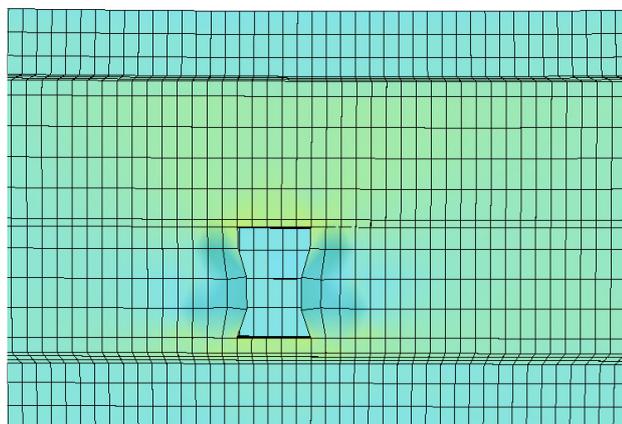


Abbildung 6.35: Darstellung der Verformung in der Bodenplatte

Des Weiteren sind die Spannungsabweichungen auf Grund der Explosion in der Bodenplatte ebenfalls lokal auf das betroffene Feld begrenzt. In Schnitt 1 ist bereits ein starker

Spannungsabfall an den Rändern der Schadstelle zu erkennen, welcher schlußendlich in Schnitt 2 sogar zu geringen Zugspannungen in der Höhe von bis zu $1,25 \text{ N/mm}^2$ führt. Die großen Zugspannungen über Auflager 3 von rechts werden in der Minderung der Elementsteifigkeiten nicht berücksichtigt, da es sich hier um eine Punkbelastung über dem Auflager handelt und die berechneten Spannungen nicht der Realität entsprechen. Schnitt 3, welcher sich genau in der Mitte der Bodenplatte und somit am Rand der Ausnehmung befindet, zeigt im Bereich der Schadstelle einen sprunghaften Anstieg der Druckspannungen. Hier wird eine Spannungsspitze von $14,60 \text{ N/mm}^2$ erreicht, welche jedoch für die Gebrauchstauglichkeit der Brücke keine Gefahr darstellt. Dies ist dahingehend zu erklären, dass durch die Ausnehmung in der Bodenplatte eine Umlagerung der Druckspannungen in die benachbarten Bauteile stattfindet. Die letzten zwei Schnitte weisen ebenfalls noch einen Anstieg der Druckspannungen auf, jedoch flacht die Spannungsspitze mit zunehmender Entfernung von der Öffnung ab.

Die eben angesprochene Umlagerung lässt sich auch deutlich in der Außen- und Mittelwand des Hohlkastens erkennen. Da diese beiden Bauteile direkt an die Ausnehmung anschließen, kommt es in diesen Bereichen zu starken Anstiegen der Druckspannungen. Jedoch ist die maximale Spannung auch hier mit $14,7 \text{ N/mm}^2$ begrenzt und stellt somit keinen kritischen Wert für die Brücke dar. Eine Übersicht der Längsspannungen dieser beiden Hohlkastenwände zeigt Abb. 6.36. Obere Abbildung zeigt die Aussenwand und das folgende Bild die Mittelwand der Spannbetonbrücke. Auf eine Darstellung der Schubspannungen wird verzichtet, dass sie wie schon unter 6.2.1 erklärt, in Feldmitte keinen maßgebenden Lastfall erzeugen.

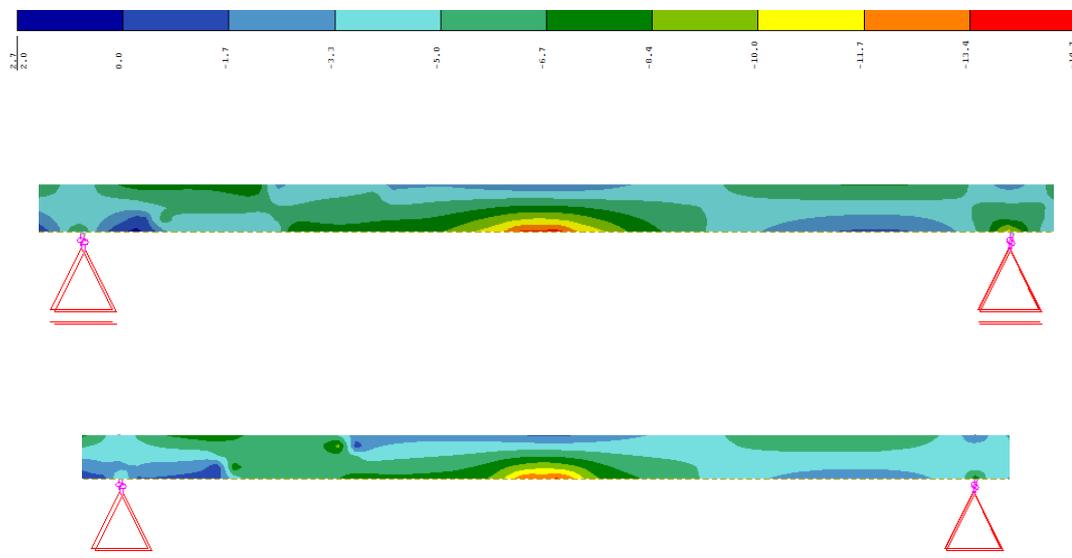


Abbildung 6.36: Längsspannung in der Außen- und Mittelwand des Hohlkastens

6.4.2 Explosionsloch in der Außenwand neben einem Auflager

Wie schon mehrmals in den vorangegangenen Kapiteln erwähnt, entsteht die größte Beanspruchung durch Querkräfte bzw. Schubspannungen in der Nähe von Auflagern. Aus diesem Grund wird in diesem Schadensmodell untersucht, welche Auswirkung eine Explosion im Hohlkasteninnenraum auf die Brücke besitzt, wenn dabei eine Außenwand zerstört wird.

Berechnungsvorgang

Das Szenario von Kapitel 6.1 wird in diesem Abschnitt in mehreren Punkten verändert. Es wird in diesem Fall davon ausgegangen, dass Sprengstoff direkt an die Außenwand des Hohlkastens befestigt und zur Detonation gebracht wird. Dadurch entsteht ein Explosionsloch in der Länge von 4,5m über die gesamte Höhe der Außenwand des Hohlkastens. Auf eine Modellierung der Zonen 2 und 3 aus Kapitel 6.1 wird verzichtet. Des Weiteren werden auch keine Schäden an anderen Bauteilen, wie der Fahrbahn- oder Bodenplatte, angenommen.

Um die ungünstigste Stelle für die Explosion zu ermitteln, werden zuerst die Auflagerreaktionen aus Vorspannung und Eigengewicht ermittelt. Wie in Abb. 6.37 ersichtlich ist, treten über dem zweiten Auflager von Osten die größten Auflagerkräfte auf. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass an dieser Stelle auch die größten Querkräfte und somit auch die größten Schubspannungen auftreten. Aus diesem Grund wird der Standort der Explosion über dem zweiten Auflager in der südlichen Außenwand gewählt.

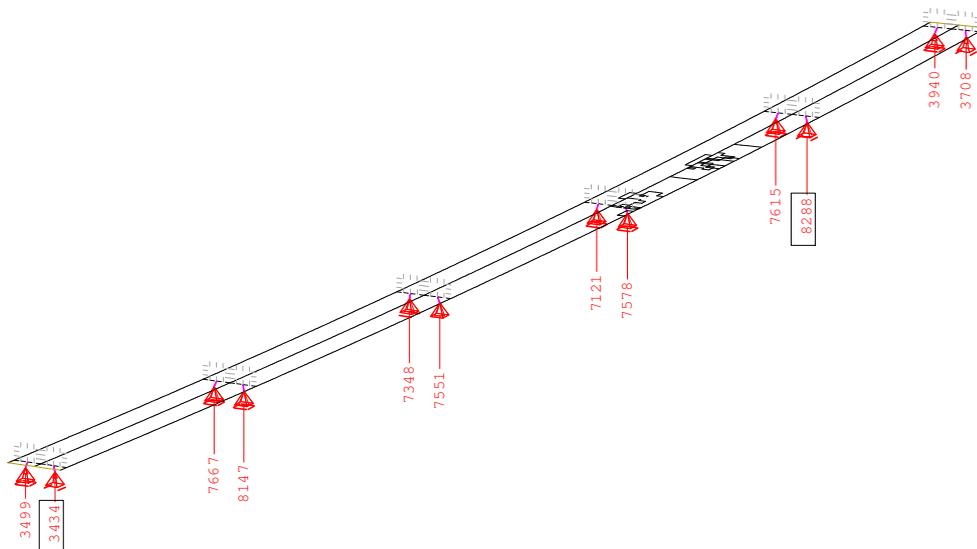


Abbildung 6.37: Auflagerkräfte aus Vorspannung und Eigengewicht

Das Explosionsloch wird jedoch nicht direkt über das Auflager gesetzt, da in diesem Bereich ein Querschott vorhanden ist und dieses der Belastung aus der Sprengung entgegenwirkt. Die Anordnung der Ausnehmung erfolgt dadurch direkt im Anschluss des Querschotts einen Meter links vom Auflager.

Dieses Szenario wird ebenfalls mit Hilfe der Variation der Elementsteifigkeiten berechnet. Als Primärlastfall dient die lineare Berechnung aus Eigengewicht und Vorspannung und nach vier Iterationsvorgängen wird in keinem Bereich mehr die kritische Normalkraft überschritten.

Darstellung der Ergebnisse

In Abb. 6.38 sind die Schubspannungen für dieses Szenario dargestellt. Die Steigung der Druckspannungen auf maximal $8,04 \text{ N/mm}^2$ im Bereich der Explosion ist äußerst gering und stellt in keinsten Weise eine Gefahr für das Tragwerk da. Auch die Größe der Zone, welche durch die neu entstandene Öffnung beeinflusst wird, ist auf beiden Seiten nicht größer als 3 Meter. Im Vergleich zu den anderen Lastfällen ist hier auffällig, dass trotz Verminderung der Elementsteifigkeiten, positive Spannungen bis zu $3,78 \text{ N/mm}^2$ am Rand der Öffnung auftreten. In diesem Bereich ist der Beton vollständig gerissen und die Bewehrung muss die zutage tretenden Zugkräfte übertragen.

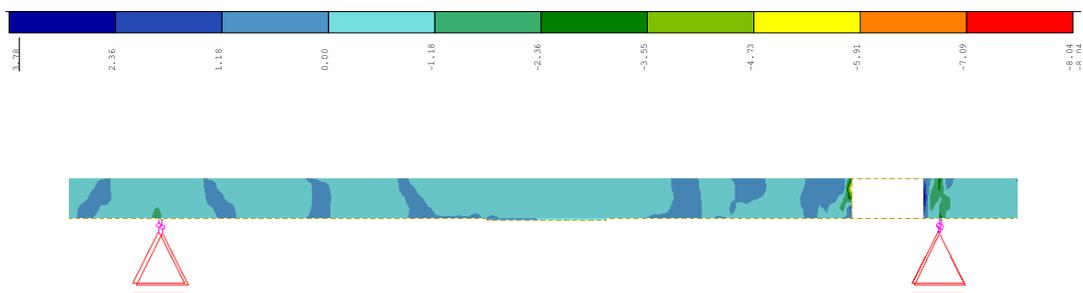


Abbildung 6.38: Schubkräfte in der Hohlkastenaußenwand

In den folgenden Abbildungen werden die Längsspannungen in den bereits bekannten Schnitten aus Kapitel 6.2.1 dargestellt. Alle Werte sind wiederum in N/mm^2 angegeben. Neben der blauen Spannungslinie dieses Szenarios, wird auch hier wieder der Ausgangsspannungszustand aus Eigengewicht und Vorspannung zusätzlich in rot mitabgebildet.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

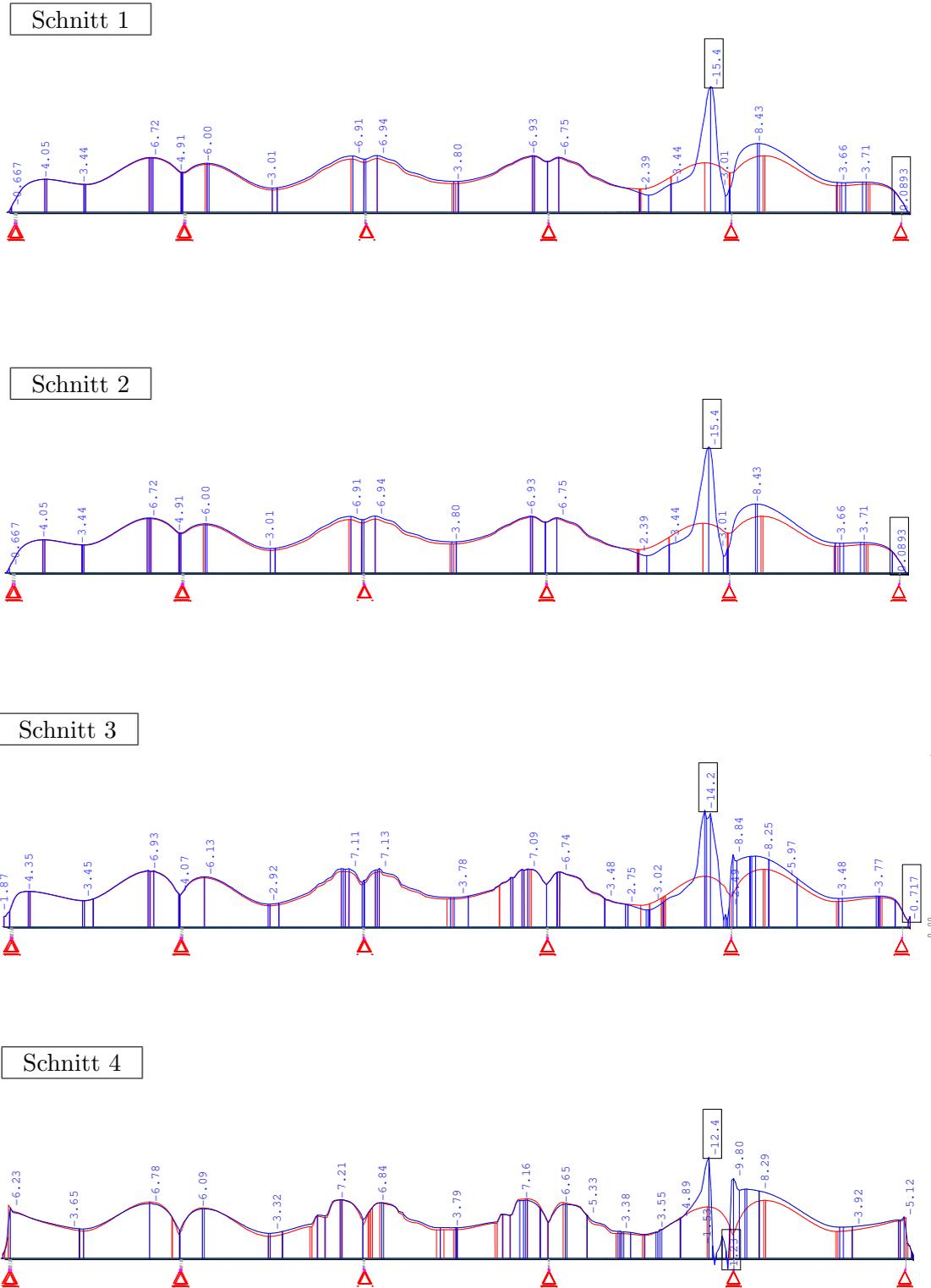


Abbildung 6.39: Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte

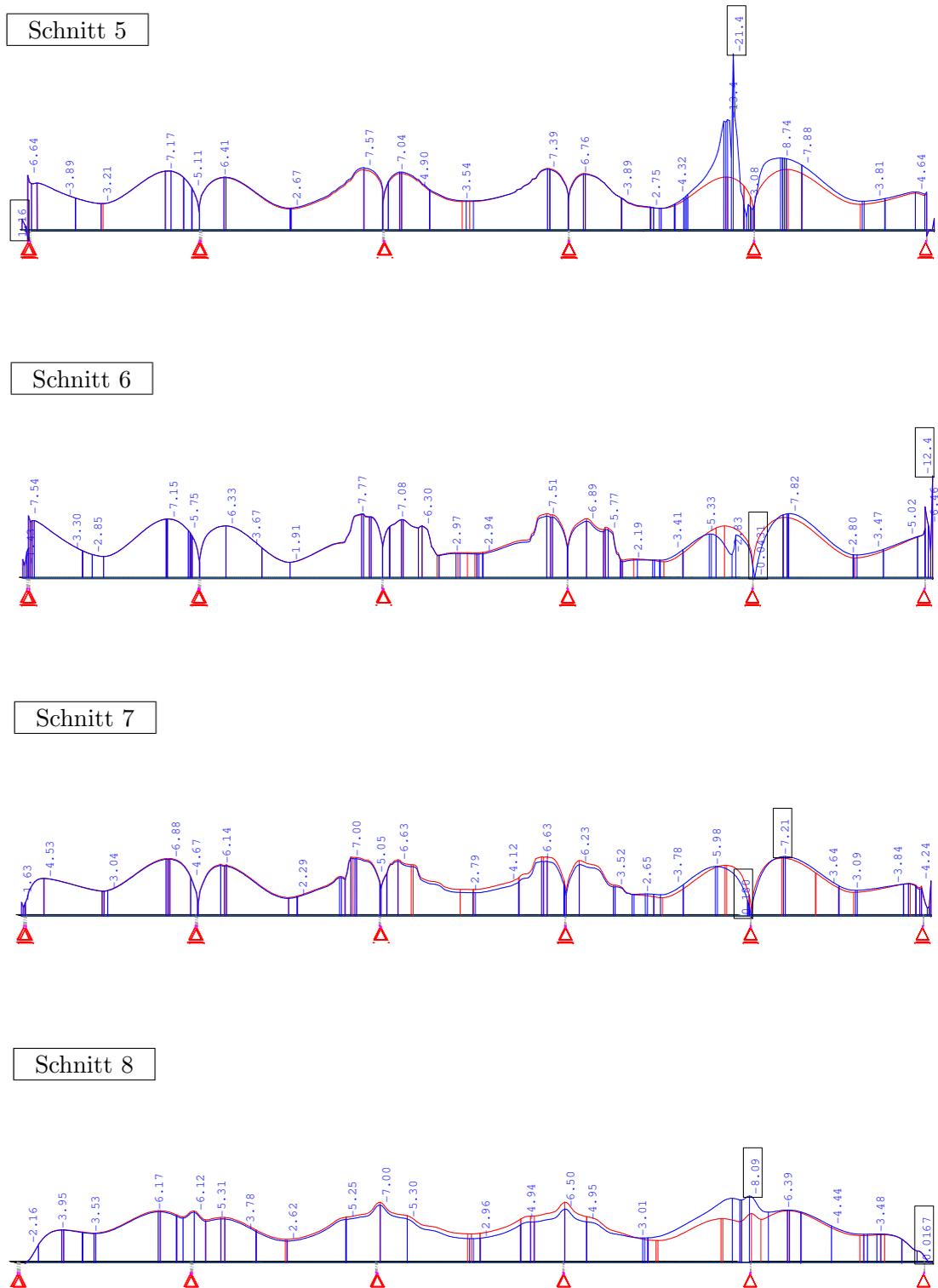
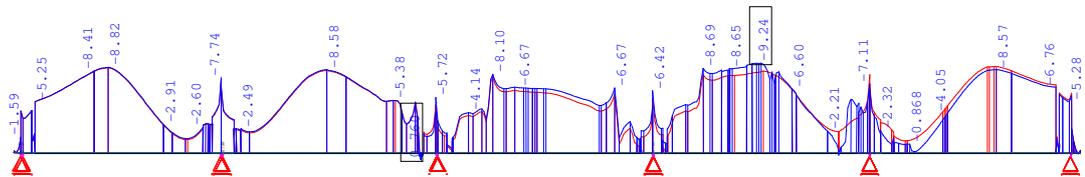


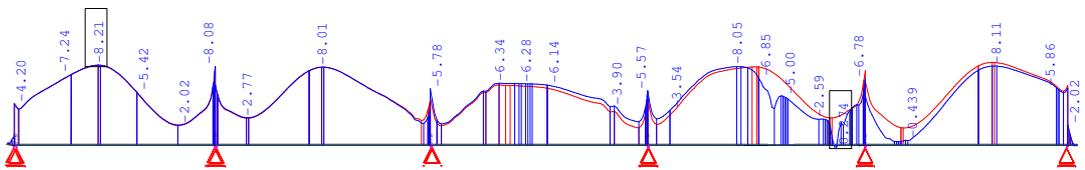
Abbildung 6.40: Schnitte 5-8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

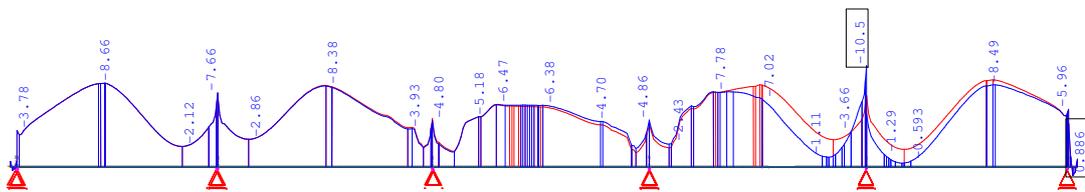
Schnitt 1



Schnitt 2



Schnitt 3



Schnitt 4

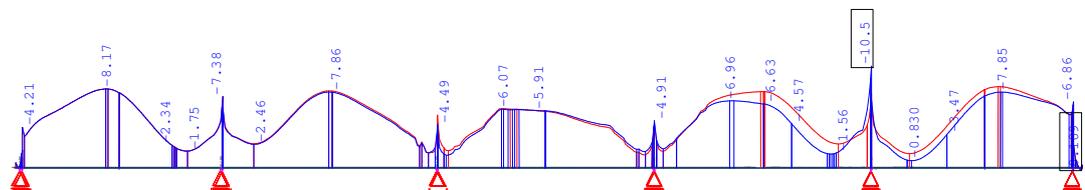


Abbildung 6.41: Schnitte 1-4 durch die Bodenplatte

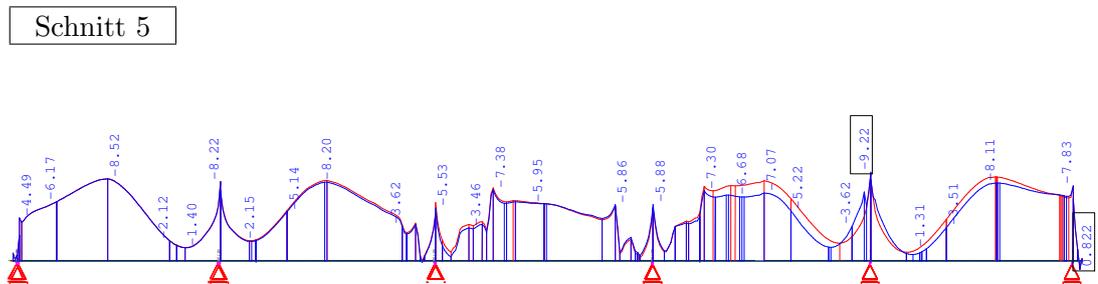


Abbildung 6.42: Schnitt 5 durch die Bodenplatte

Schlussfolgerungen aus den Spannungsdarstellungen

Im Vergleich zu den bisherigen Szenarien ist zu erkennen, dass der Einfluss dieser Explosion nicht nur an der betreffenden Stelle und in den anliegenden Feldern spürbar ist, sondern in den meisten übrigen Feldern ebenfalls Veränderungen in den Spannungslinien hervorruft. Jedoch sind diese Abweichungen sehr gering und übersteigen an keiner Stelle einen Wert von $0,4 \text{ N/mm}^2$. Im Bereich der Detonation treten in der Fahrbahnoberfläche in den Schnitten 1 bis 5 auf kurzer Länge große Druckspannungsspitzen auf. Die maximale Druckspannung ist in Schnitt 5 mit $21,4 \text{ N/mm}^2$ zu erkennen. Auch diese Spannungen stellen keine Gefahr für das Tragwerk da, jedoch sollte eine schnellstmögliche Sanierung stattfinden, da es ansonst zu einer progressiven Mikrorissbildung kommt. Von der Druckspannungsspitze hin zum Auflager fallen die Spannungslinien sehr stark ab und direkt über dem Auflager unterschreiten sie die Spannungen der Ausgangssituation. In Schnitt 4 gehen die Spannungslinien zwei Meter vor dem Auflager sogar in den Zugbereich über. Nach dem Auflager steigen die Druckspannungen stark an und überschreiten wieder die Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung. Der Maximalwert rechts vom Auflager beträgt $9,8 \text{ N/mm}^2$ und ist somit unproblematisch für die Brücke. In den Schnitten 6 und 7 sind keine gravierenden Veränderungen ersichtlich. Lediglich im Schadensbereich sinken die Druckspannung unwesentlich ab. Ähnliches gilt für Schnitt 8, wo es in der Umgebung des Auflagers zu einer geringfügigen Erhöhung der Druckspannungen kommt.

In der Bodenplatte sind die Auswirkungen der Explosion weit geringer als in der Fahrbahnplatte. In Schnitt 1 ist ersichtlich, dass es in den Feldern zwei und drei von rechts zu einer leichten Erhöhung der Druckspannungen kommt. Der daraus resultierende Maximalwert von $9,24 \text{ N/mm}^2$ ist für das Tragwerk ungefährlich. In allen anderen Schnitten der Bodenplatte ist die Druckspannungsspitze der Schadenszone direkt über dem Auflager. Auch hier ist der Maximalwert von $10,5 \text{ N/mm}^2$ für das Tragwerk unbedenklich. Links und rechts vom Auflager fallen die Spannungslinien sehr stark ab und befinden sich anschließend deutlich unter jenen der Ausgangssituation. Erst gegen Ende der angrenzenden Felder nähern sich die Linien wieder an. Trotz des starken Spannungsabfalls bleibt die Brücke überall im Druckbereich.

Eine Zusammenfassung der Spannungslinien zeigt die Verformungsfigur in Abb. 6.43 mit eingefärbten Spannungsbereichen. Um die Auswirkungen der Explosion deutlich sichtbar zu machen, wird die Abbildung 20-fach überhöht dargestellt. Besonders augenscheinlich ist der rot eingefärbte Druckbereich in der Fahrbahnplatte links von der Öffnung, welcher die größte Belastung für das Tragwerk darstellt. Die maximale Durchbiegung ist ebenfalls in der oberen Platte und beträgt 29,6 mm.

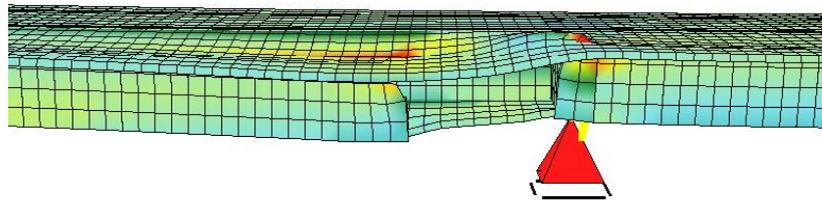


Abbildung 6.43: Verformungsfigur im Bereich des Ausbruchs

Zuletzt werden in Abb. 6.44 die Auflagerkräfte aus dem aktuellen Szenario abgebildet. Werden diese mit den Auflagerkräften aus Eigengewicht und Vorspannung aus Abb. 6.37 verglichen, ergeben sich dabei einige Veränderungen. Die maximale Auflagerkraft befindet sich nun nicht mehr bei dem untersuchten Auflager, sondern geht auf das vorletzte Auflager über. Dies liegt insbesondere daran, dass durch die Explosion die Auflagerreaktion neben der Schadensstelle von 8288 kN auf 8057 kN absinkt. Auch die Auflagerkraft auf der Innenseite der gleichen Stütze wird um 384 kN geringer. Während am rechten Widerlager die Auflagerreaktion auf der Außenseite der Kurve auf 3026 kN absinkt, steigt die Kraft auf der Innenseite um 864 kN auf 4804 kN an. Einen merklichen Anstieg zeigt auch das Auflager links von der Schadstelle mit 8090 kN.

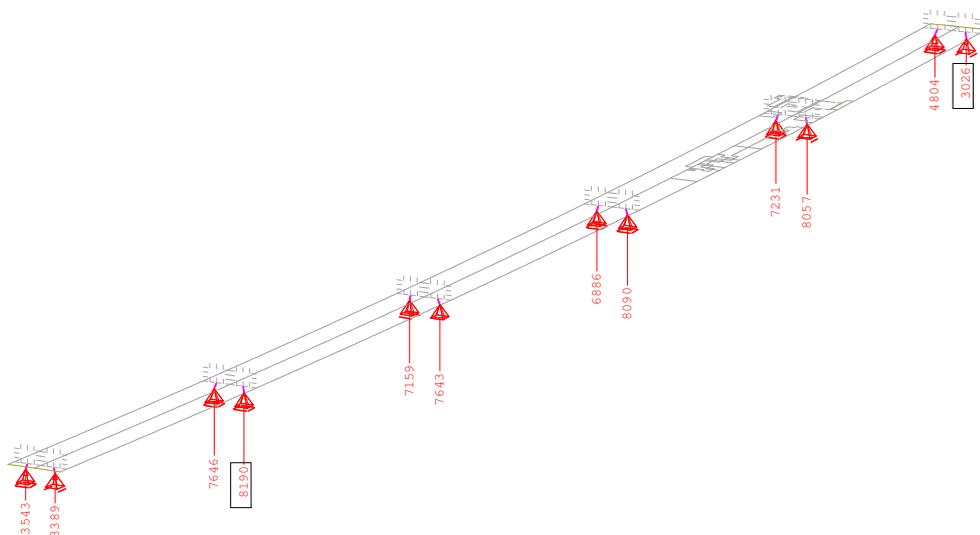


Abbildung 6.44: Auflagerkräfte nach der Explosion neben Auflager 2

7 Szenarien 2 und 3 - Ausfall einer Stütze

Die Szenarien 2 und 3 untersuchen einen möglichen terroristischen Anschlag auf eine Stütze. Dabei müssen grundsätzlich zwei Arten von Angriffen unterschieden werden. Die rechte Stütze befindet sich an Land und ist über einen Weg erschlossen. Somit kann hier der Sprengstoff wie in Szenario 1 mittels eines Vans oder Lastkraftwagens antransportiert werden. Die restlichen Pfeiler sind alle im Wasser gegründet und können daher nur mittels eines Bootes erreicht werden. In dieser Arbeit wird nur ein Anschlag auf die rechte Stütze näher untersucht.

7.1 Standort und Auswirkungen

Die Auswahl des Standortes und das Ausmaß der Explosion werden, wie in Szenario 1, von den Forschungspartnern vorgegeben.

7.1.1 Szenario 2

In diesem Szenario wird eine erste mögliche Anschlagvariante für die Stütze an Land vorgestellt und untersucht. Dabei wird angenommen, dass im inneren des Pfeilers eine Gesamtsprengstoffmenge von 176 kg TNT angebracht wird. Dies stellt insofern ein mögliches Angriffsszenario dar, da die Spannbetonbrücke Stützen mit einem Hohlquerschnitt besitzt und die Freiräume im inneren auch zugänglich sind. Die 176 kg TNT werden je zur Hälfte knapp über dem Boden und geringfügig unter dem Hohlkasten platziert. Eine Darstellung in der Ansicht über die Anbringung des Sprengstoffes liefert Abb. 7.1. Die 2 Standorte der Sprengladungen sind in der Abbildung mit rot gekennzeichnet.

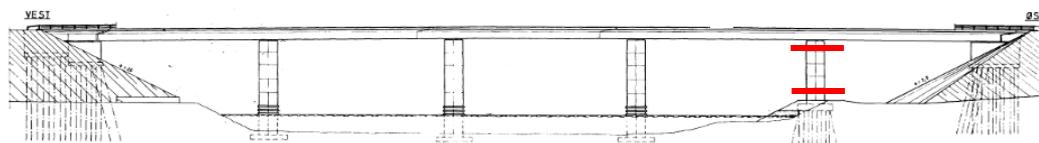


Abbildung 7.1: Standort der Sprengladungen in Szenario 2

Weiters werden die 88 kg TNT in den zwei Ebenen in 18 einzelne kleine Sprengladungen aufgeteilt. Davon beinhalten 16 Ladungen eine Menge von je 3,75 kg und 2 Sprengladungen enthalten je 14 kg TNT. Die beiden großen Sprengsätze befinden sich jeweils im nördlichen und südlichen Eck des Pfeilers. Diese beiden Standorte sind die am weitesten

entfernten Punkte im inneren des Hohlquerschnitts. Eine Übersicht über die Anordnung der Sprengladungen liefert Abb. 7.2. Sie gilt sowohl für die Ebene knapp über dem Boden wie auch für jene knapp unter dem Tragwerk.

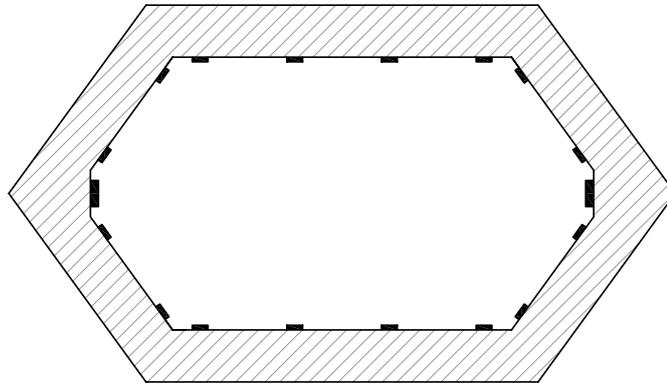


Abbildung 7.2: Übersicht der Sprengladungen im Brückenquerschnitt

Die Gründe für eine derartige Anordnung sind in Abb. 7.3 ersichtlich. Nach der Detonation werden ungefähr 0,5m der Stütze über und unter den Sprengladungen zerstört. Würde jetzt nur eine Sprengladungsebene in der Mitte angebracht werden, besteht die Möglichkeit, dass es lediglich zu einem Absinken der Stütze um den zerstörten Bereich von etwa 1m kommt. Eine derartige Situation ist links in Abb. 7.3 unter Punkt a dargestellt. Der weit aus größere Schaden wird mit der gleichen Sprengstoffmenge mit Hilfe der Aufteilung in zwei Ebenen erreicht. Dadurch kommt es nach der Detonation zu einer Dreiteilung der Stütze, welche in Abb. 7.3 unter Punkt b ersichtlich ist. Das Ziel dieser Partition ist es, den mittleren Abschnitt aus seiner Position zu bringen, um so ein Aufsitzen der einzelnen Teile zu verhindern. Auf diese Weise ist sichergestellt, dass es zu einem totalen Ausfall der Stütze gelangt.

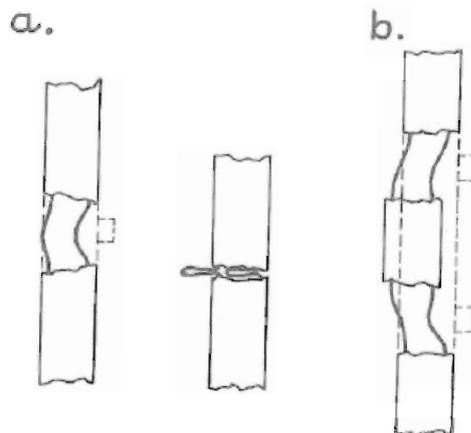


Abbildung 7.3: Darstellung des Sprengvorgangs bei einer (a) und zwei (b) Sprengladungsebenen

7.1.2 Szenario 3

Ähnlich wie im vorangegangenen Szenario, untersucht auch dieses einen möglichen Anschlag auf die Stütze, welche über einen Weg erreichbar ist. Dies ist hier insofern von Bedeutung, da eine riesige Sprengstoffmenge von etwa 2,6 t TNT direkt neben der Stütze platziert wird. Als mögliches Bedrohungsszenario wird ein Lastkraftwagen mit einer derartigen Menge an Explosionsstoff angesehen, welcher direkt neben der Stütze parkt und anschließend die Ladung zur Detonation bringt. Eine Darstellung der Position des Sprengstoffes ist sowohl in der Ansicht wie auch im Querschnitt in Abb. 7.4 veranschaulicht. Zur besseren Übersicht ist die Sprengladung in der Ansicht wieder rot gekennzeichnet.

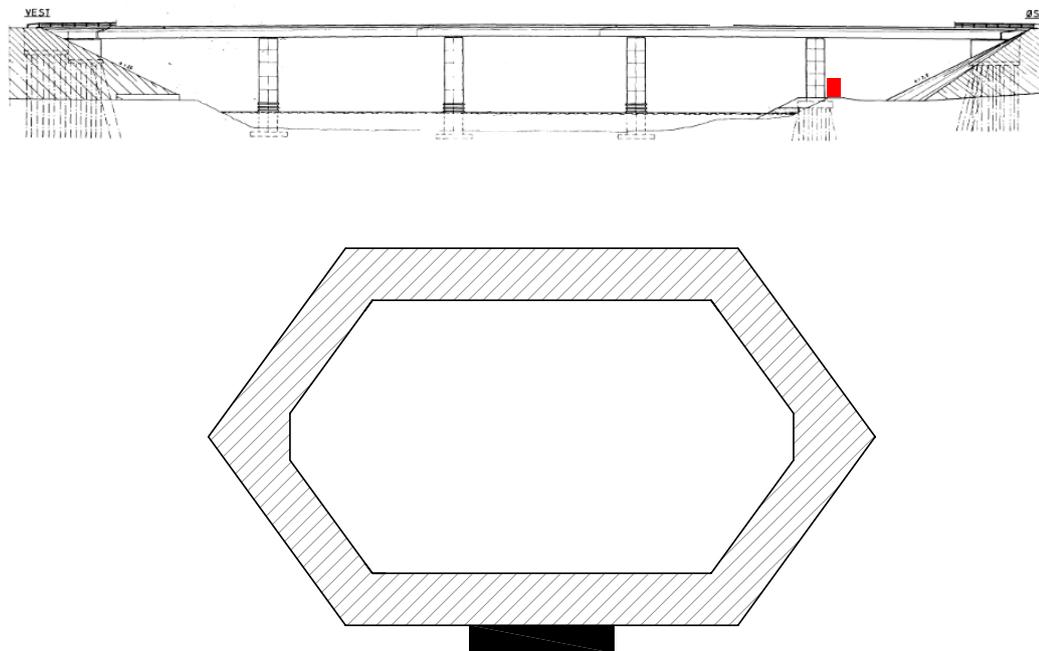


Abbildung 7.4: Übersicht über die Anordnung der Sprengladung

Eine derartige Sprengstoffmenge und Situierung führt zur Zerstörung der Stütze in einem Radius von ungefähr von 5m. Daraus folgt, dass die untere Hälfte des Pfeilers vollständig aufgelöst wird. Weiters lässt sich daraus ableiten, dass der obere Teil der Stütze nach unten bricht und die Auflager in diesem Bereich unbrauchbar für das Tragwerk werden.

7.2 Berechnungsmethode und Ergebnisse

7.2.1 Annahmen für das Berechnungsmodell und Berechnungsvorgang

Wie die Beschreibung der Szenarien in den Kapiteln 7.1.1 und 7.1.2 schlussfolgern lässt, enden beide Anschlagvarianten mit der Zerstörung der Stütze an Land. Die Berechnung wird wieder mittels der Variation der Elementsteifigkeiten durchgeführt. Als Primärlastfall bzw. Ausgangssituation dient aus diesem Grund die Berechnung des Eigengewichts und der Vorspannung unter 5.2.2. Die genaue Erklärung des Berechnungsvorganges und die Auflistung der benötigten Steifigkeitskennwerte ist unter 6.2.1 ersichtlich. Um alle Zugzonen, in welchen der Beton aufreißt, zu berücksichtigen, sind in diesem Schadensmodell 14 Iterationsschritte durchzuführen. Diese vergleichsweise große Anzahl ist dadurch bedingt, da es zu sehr großen Zugspannungen im Tragwerk kommt und diese nach einer Reduzierung der Steifigkeiten sich ständig auf benachbarte Elemente ausweiten. Bei jedem Iterationsschritt muss auch die Struktur des Modelles neu berechnet werden, da die Elemente, welche die Zugspannungen des Betons überschreiten, immer neu gruppiert werden. Eine Übersicht über die gerissenen Bereiche zeigt Abb. 7.5. In der Darstellung zeigen die türkisen Zonen die gerissenen Betonelemente und der gelbe Bereich verbleibt in Zustand 1. Zuerst ist ein Bild von der Deckplatte, in der Mitte von einem Außenträger und zuletzt eine Ansicht von der Unterseite der Bodenplatte veranschaulicht. Auf eine Abbildung der einzelnen Elemente wird verzichtet, da die feinen Netzlinien in diesem Maßstab nicht ansehnlich dargestellt werden können.

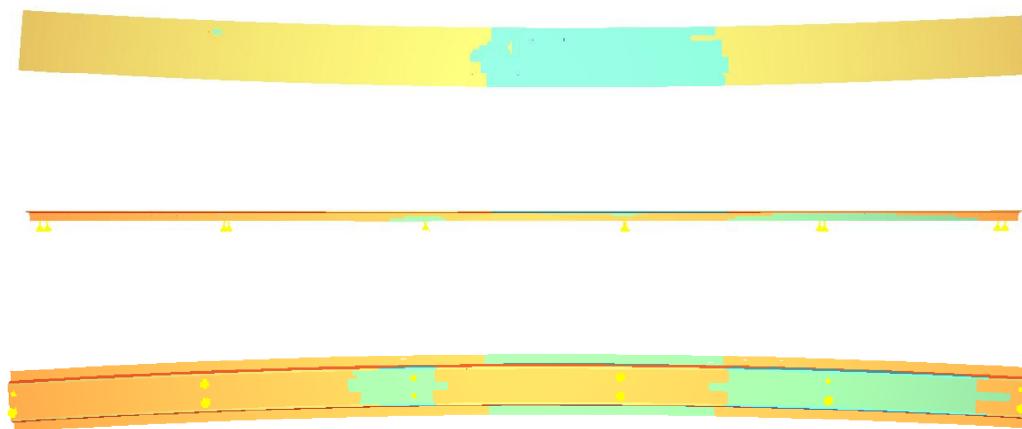


Abbildung 7.5: Darstellung der gerissenen Betonzone in LF 2

Die obere Abbildung zeigt, dass es zu großen Zugzonen in der Bodenplatte über dem zweiten Auflager von rechts, welches in diesem Szenario ausfällt, und in der Fahrbahnplatte über dem davon linksgelegenen Auflager kommt. Des Weiteren treten auch noch Zugspannungen über dem vierten Auflager von rechts auf.

7.2.2 Darstellung der Ergebnisse

Um eine genaue Beurteilung der Gefahr dieses Szenarios zu erstellen, werden die Längsspannungen im Tragwerk in den folgenden Abbildungen anhand der gleichen Schnittanordnung wie unter Kapitel 6.2.1 dargestellt. Dabei zeigt die blaue Linie die Spannungen aus dem aktuellen Lastfall und die rote Linie die Spannungen aus dem Ausgangslastfall aus Eigengewicht und Vorspannung. Alle Werte sind ebenfalls wieder in N/mm^2 angegeben.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

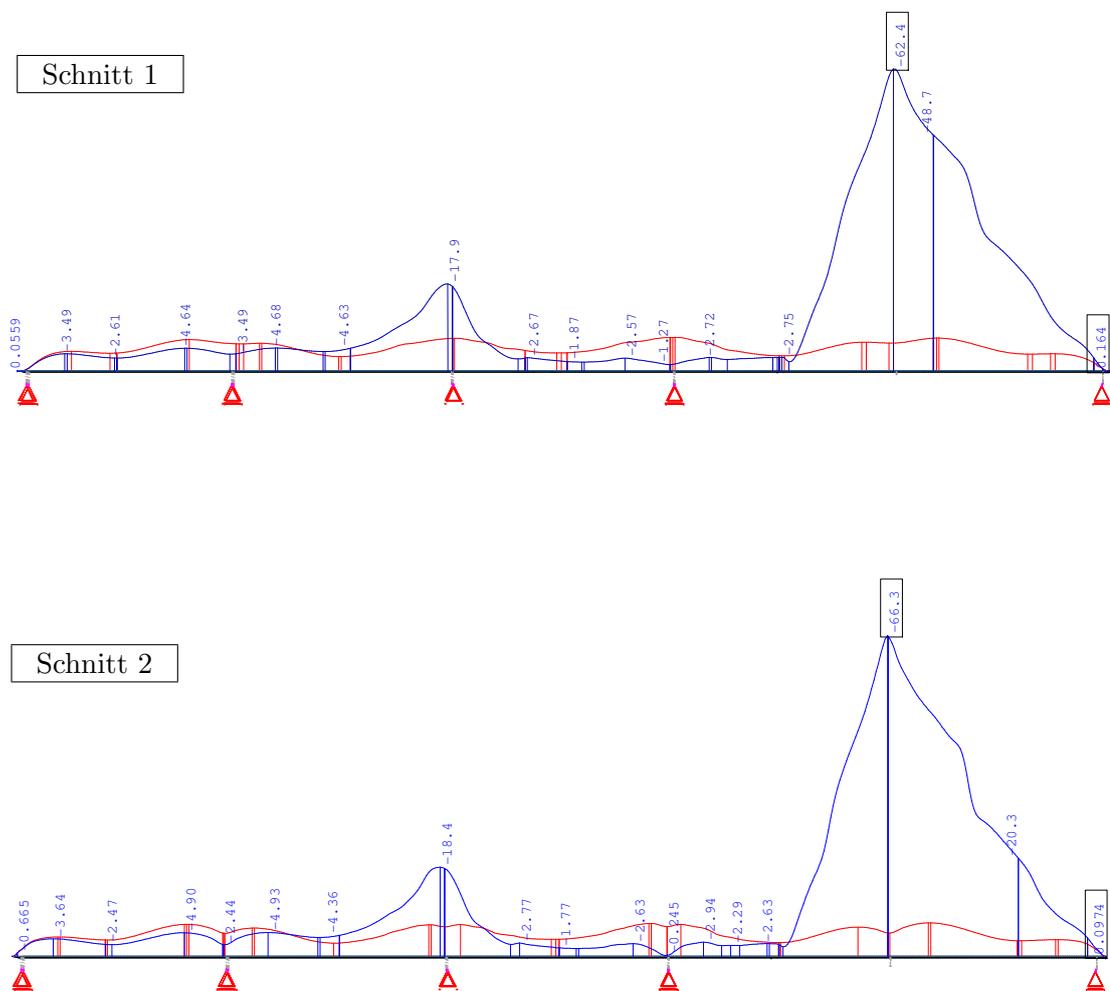


Abbildung 7.6: Schnitte 1-2 durch die Fahrbahnplatte

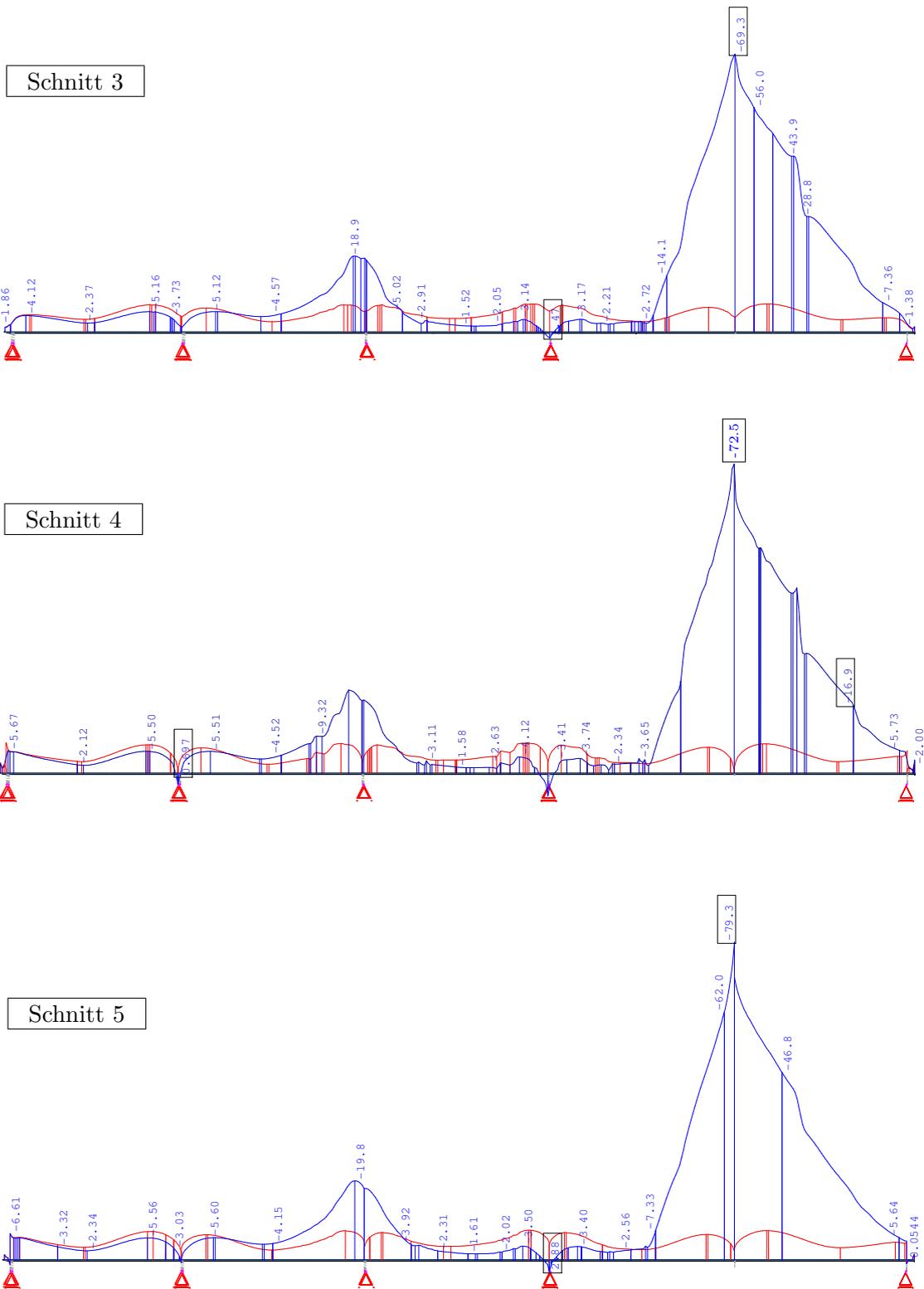


Abbildung 7.7: Schnitte 3-5 durch die Fahrbahnplatte

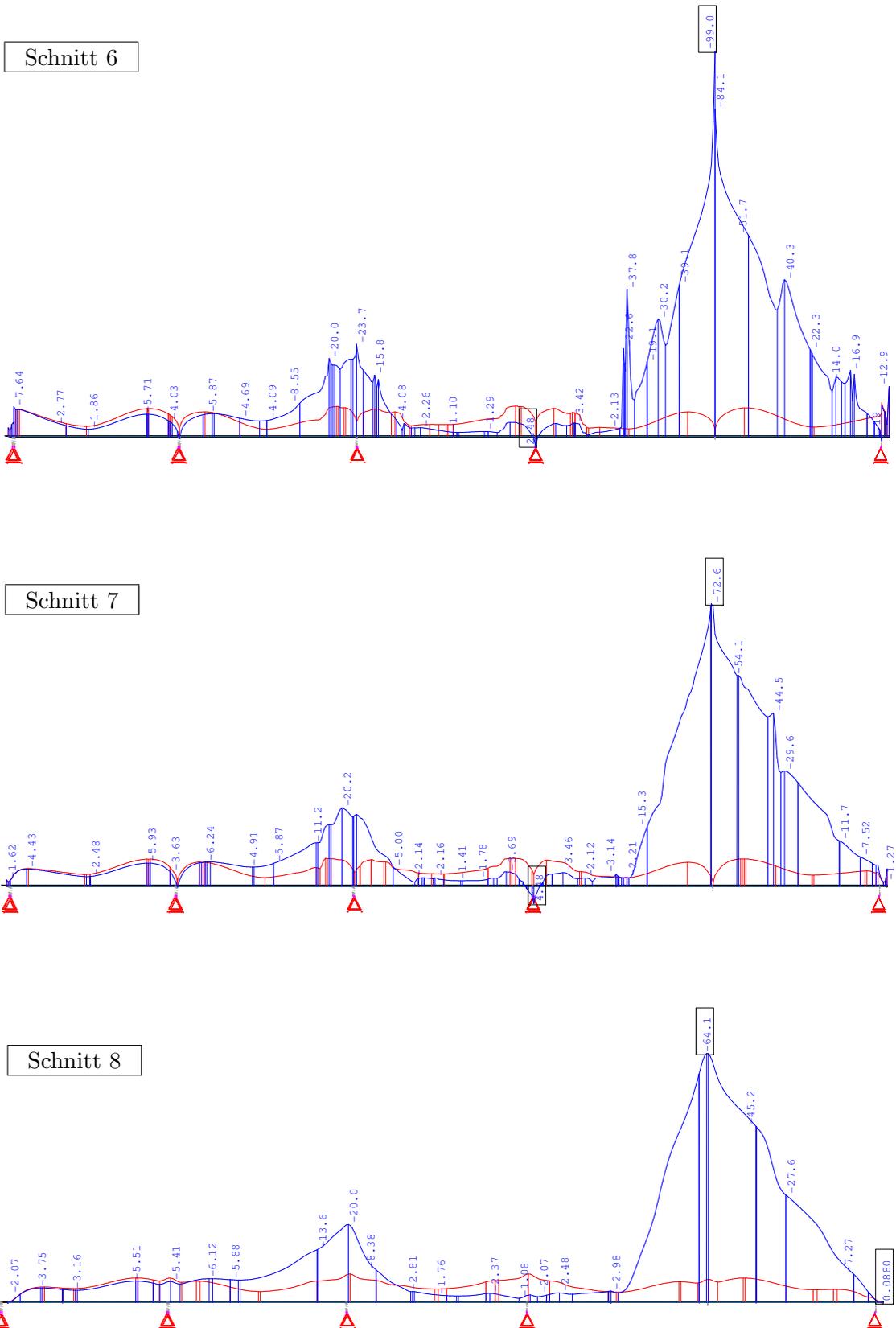


Abbildung 7.8: Schnitte 6- 8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

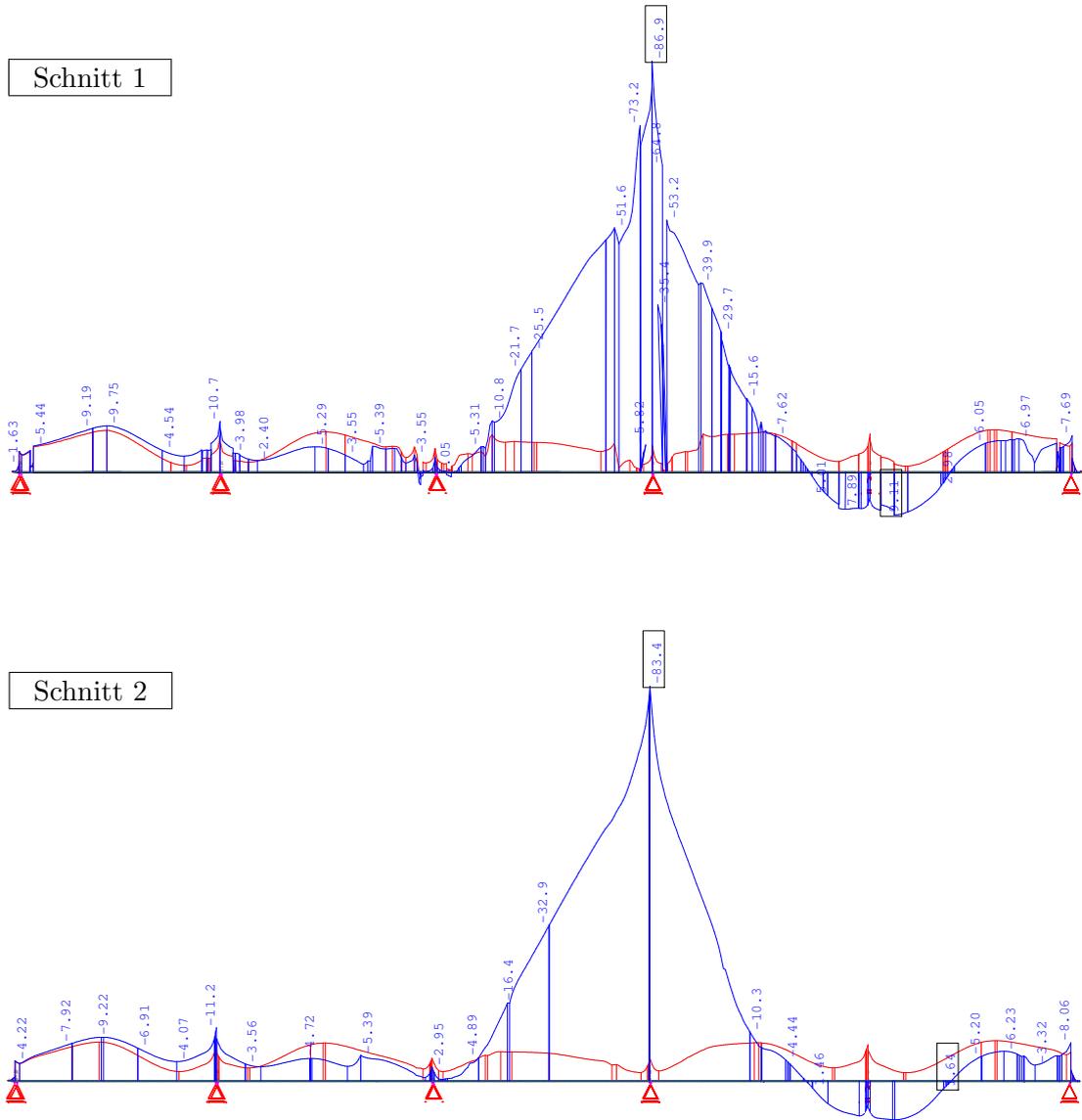


Abbildung 7.9: Schnitte 1-2 durch die Bodenplatte

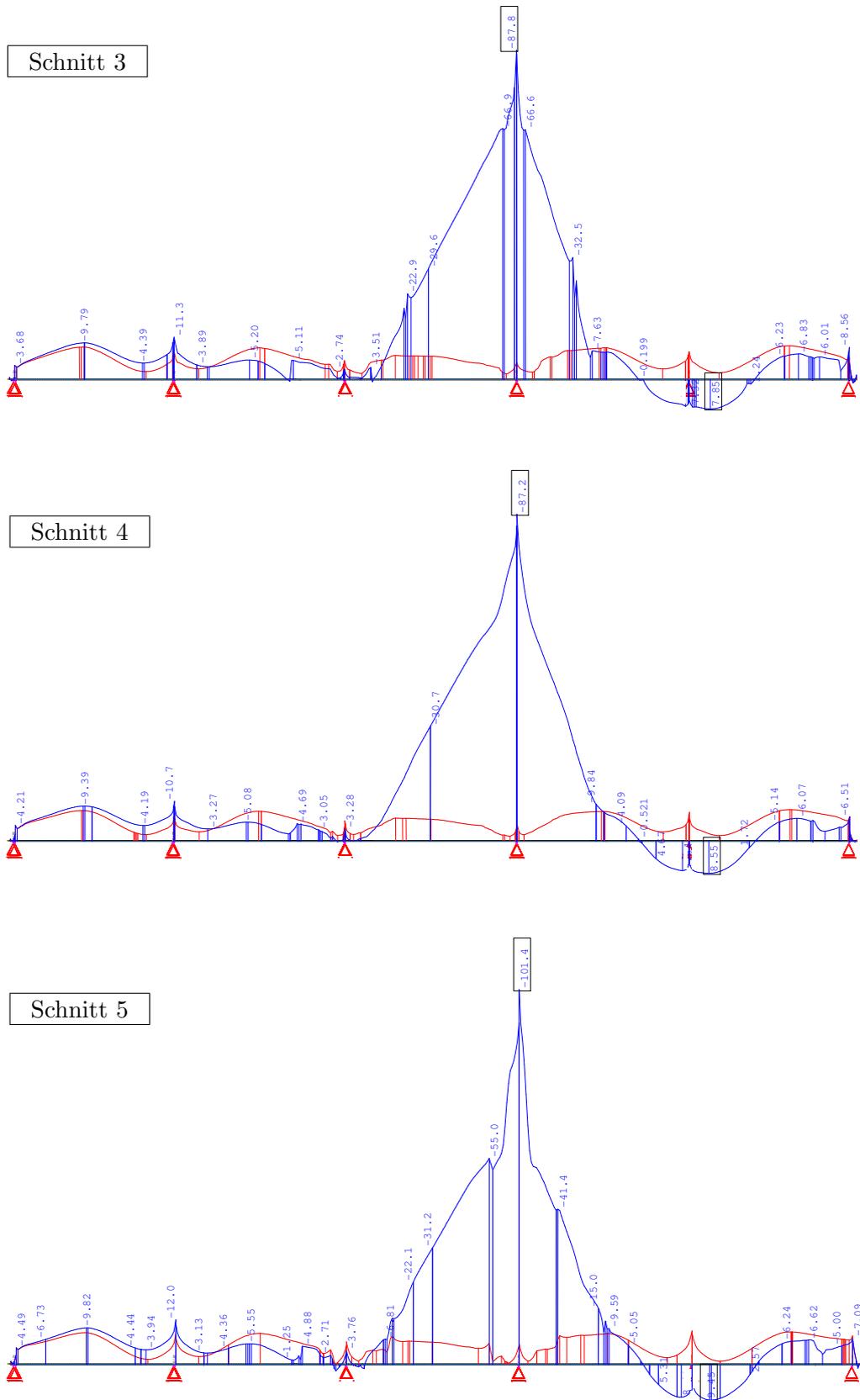


Abbildung 7.10: Schnitte 3-5 durch die Bodenplatte

In den Schnittdarstellungen auf den vorangegangenen Seiten ist ersichtlich, dass es bei diesem Szenario zu großen Spannungsausschlägen an mehreren Stellen im Tragwerk kommt. Die erste kritische Stelle befindet sich im Hohlkasten direkt über der gesprengten Stütze. In diesem Bereich treten in der Fahrbahnplatte Druckspannungen von bis zu 99.0 N/mm^2 auf. Diese Spannungsspitze liegt weit über dem erlaubten Wert von 30.0 N/mm^2 . An allen anderen Stellen in der Fahrbahnplatte liegen die Spannungen unter diesem Grenzwert. In der Bodenplatte treten über der ausfallenden Stütze trotz Abminderung der Elementsteifigkeiten Zugspannungen von bis zu 9.45 N/mm^2 auf. Die Spannungsamplitude in der Bodenplatte liegt jedoch über der dritten Stütze von rechts im Druckbereich. Hier werden negative Spannungen von bis zu 101.4 N/mm^2 erreicht. Somit wird auch hier der Grenzwert von 30.0 N/mm^2 deutlich überschritten und stellt damit eine potentielle Versagensstelle des Tragwerkes dar. Auch in der Bodenplatte flachen anschließend die Spannungen ab und in den anschließenden zwei Feldern kommt es zu keinen gefährlichen Spannungsspitzen mehr.

Wie im Absatz zuvor beschrieben, überschreiten die Druckspannungen die erlaubten Spannungen an zwei Stellen im Tragwerk. In weiterer Folge gilt es zu untersuchen, ob es in diesem Bereich zu einem Versagen des Tragwerkes kommt oder ob durch Hilfe von Spannungsumlagerungen im Bauwerk dieses gerettet werden kann.

7.3 Schadensanalyse

In diesem Kapitel wird nun aufbauend auf die Ergebnisse aus 7.2.2 eine Schadensanalyse durchgeführt. Zu Beginn wird untersucht, ob es durch etwaige Spannungsumlagerungen überhaupt zu Schäden am Bauwerk kommt. Da derartige Umlagerungen an einem Schalenmodell schwer zu simulieren bzw. zu berechnen sind, wird für diese Analyse ein Ersatzstabmodell von dem Tragwerk verwendet. In diesem Modell wird mit Hilfe der Momente die Ausnutzung des Querschnittes bestimmt.

7.3.1 Grundlagen für die Analyse

An dieser Stelle werden kurz die Grundprinzipien für die Beurteilung der Querschnittsbelastung erläutert. Dies basiert anhand eines teilweise vorgespannten Trägers, welcher rein auf Biegung belastet ist. Das Beispiel ist aus dem Grund anschaulich, da auch das Ersatzstabmodell der Spannbetonbrücke beinahe ausschließlich auf Biegung belastet wird. Zur Vereinfachung werden folgende Annahmen getroffen:

- Unter Zugbeanspruchung wird die Mitwirkung des Betons außer Acht gelassen ($f_{ct} = 0$).
- Das Verbundverhalten zwischen Beton und schlaffen Stahl und Beton und Spannstahl wird als gleich angenommen.

Weiters wird in diesem Beispiel ein duktiler Bauteilverhalten vorausgesetzt. In der späteren Untersuchung der Brücke darf dies nicht angenommen werden und muss einhergehend mit dem Momentenvergleich an den entsprechenden Stellen kontrolliert werden. Unter Berücksichtigung all dieser Elemente werden bei ansteigendem Biegemoment folgende gebräuchliche Spannungs- und Dehnungszustände am Querschnitt unterschieden: [vgl. Brühwiler and Menn, 2003]

Reiner Eigenspannungszustand aus Vorspannung: $M = 0$

Dieser Fall ist hauptsächlich theoretischer Natur und tritt in der Praxis eigentlich nicht auf. Die auftretenden Betondruck- und Stahlzugspannungen resultieren ausschließlich aus dem Eigenspannungszustand. Die resultierende Betondruckkraft weist somit, bei Vernachlässigung der unerheblichen Kraft im schlaffen Stahl, die selbe Höhe wie die Vorspannkraft auf. Theoretisch ist dieser Lastfall aus dem Grund, da beim Vorspannen üblicherweise immer ein Teil des Eigengewichts aktiviert wird.

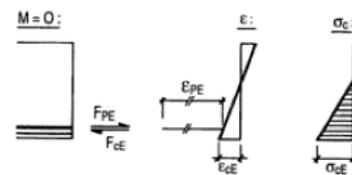


Abbildung 7.11: Reiner Eigenspannungszustand aus Vorspannung, $M = 0$

Initialspannungszustand: $M = M_0$

Dieser Zustand beschreibt das Verhalten des Querschnitts direkt nach dem Aufbringen der initialen Spannkraft F_{P0} . Durch das Vorspannen wird das Lehrgerüst entlastet und damit einhergehend ein nicht genau bestimmtes Moment M_0 aus Eigengewicht aktiviert.

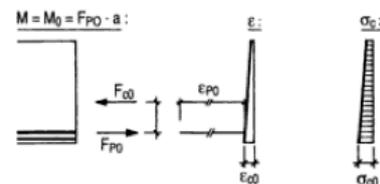


Abbildung 7.12: Initialspannungszustand beim Aufbringen der Vorspannkraft, $M = M_0$

Dekompression am Querschnittsrand: $M = M_D$

Erreicht die Betonspannung σ_c am Querschnittsrand den Wert 0, so geht der Querschnitt vom homogenen in den gerissenen Zustand über. Da im Normalfall die Betonüberdeckung der Bewehrung im Vergleich zur Querschnittshöhe unbedeutend ist, wird die Dekompression in der Höhe der schlaffen Bewehrung angenommen. Daraus resultiert in der Bewehrung eine Dehnung von 0 ($\epsilon_s = 0$).

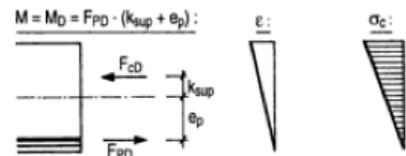


Abbildung 7.13: Dekompression am Querschnittsrand, $M = M_D$

Fließen des schlaffen Stahls: $M = M_{sy}$

Im Normalfall erlangt der schlaffe Stahl vor dem Spannstahl die Fließgrenze ($f_{Py} - \sigma_{P0} > f_{sy}$).

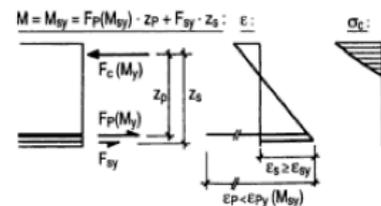


Abbildung 7.14: Fließbeginn im schlaffen Stahl, $M = M_{sy}$

Fließen des Spannstahles und des schlaffen Stahls: $M = M_y$

Wenn beide Bewehrungen ins Fließen gelangen, wird das dabei auftretende Moment als „plastisches Moment“ bezeichnet. Um die Duktilität am Querschnitt zu garantieren, darf am Rand der Betondruckzone die Betonfestigkeit f_c noch nicht erlangt sein.

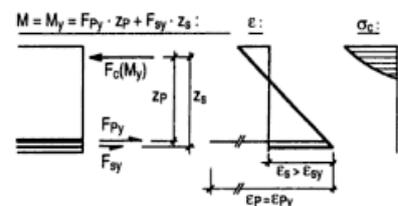


Abbildung 7.15: Fließen der gesamten Bewehrung, $M = M_y$

Versagen des Querschnitts: $M = M_R$

Nachdem die gesamte Bewehrung zu Fließen beginnt, verbleiben die inneren Kräfte (F_{Py} und F_{sy}) auf gleichem Niveau. Durch eine rasch eintretende Deformation ist eine Steigerung des inneren Hebelsarms möglich. Dadurch kann eine geringfügige Erhöhung des Querschnittsmomentes erreicht werden. Dies geschieht bis die Betonbruchstauchung ϵ_{cu} am Druckrand erreicht wird. Bei Eintreten dieser versagt der Querschnitt unter dem Bruchmoment $M = M_R$.

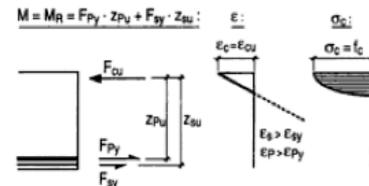


Abbildung 7.16: Versagen des Querschnitts, $M = M_R$

Für die Untersuchung dieses Szenarios bei der Spannbetonbrücke sind vor allem die letzten 3 Spannungszustände von Interesse. Des Weiteren muss, wie bereits zuvor erwähnt, kontrolliert werden, ob das Tragwerk ein duktileres Verhalten an den entsprechenden Stellen aufweist.

7.3.2 Grundlagen zur Berechnung der Momente im Tragwerk

Die Berechnung der Momente am Ersatzstabmodell erfolgt mit Hilfe des Moduls SIR von SOFISTIK.

Zu Beginn muss ein räumlicher Schnitt durch das Tragwerk vom Benutzer definiert werden. Anschließend ermittelt das Modul alle Elemente, welche durch den eingegebenen Schnitt berührt werden. Darauf berechnet SIR die Spannungen in jedem Element in diesen Berührungspunkten. Durch eine anschließende Integration erfolgt die Berechnung der Schnittkräfte aus diesen Spannungen. Zuletzt berechnet SIR die resultierenden Schnittkräfte und Momente aus den zuvor ermittelten Einzelschnittkräften. Abb. 7.17 zeigt ein theoretisches Modell zu einem solchen Schnitt mit allen dafür benötigten Eingabeparametern. [vgl. SOFISTIK, 2010b]

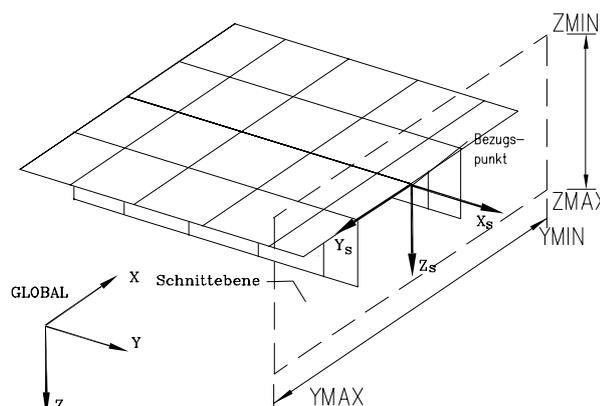


Abbildung 7.17: Darstellung eines räumlichen Schnitts

7.3.3 Darstellung der Ergebnisse

Für die Beurteilung des entstehenden Schaden an dem Tragwerk, werden 3 räumliche Schnitte durch dieses gelegt. Die Position dieser Schnitte wird anhand der zuvor ermittelten Spannungslinien festgelegt. Der erste Schnitt wird direkt über dem ausgefallenen Auflager angebracht, da an dieser Stelle große positive Momente auftauchen. Der nächste Schnitt wird über dem davon links gelegenen Auflager geführt, da an dieser Stelle enorme negative Momente zu erwarten sind. Weiters wird auch noch ein Schnitt über dem wiederum nächsten Auflager links durchgerechnet. Eine Übersicht über die Position der einzelnen Schnitte liefert Abb. 7.18.

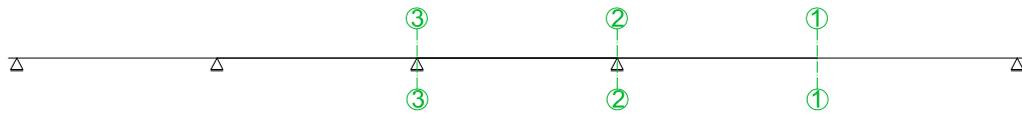


Abbildung 7.18: Position der einzelnen Schnitte im Tragwerk

Eine Auflistung der ermittelten Momente durch das Modul SIR zeigt nachfolgende Tabelle.

Position	Moment
	kNm
Schnitt 1	214.035
Schnitt 2	-263.577
Schnitt 3	24.360

Tabelle 7.1: Momentenbeanspruchung im Tragwerk

Die auftretenden Momente in 7.1 müssen nun mit den aufnehmbaren Momenten in dem selbigen Querschnitt verglichen werden. Sollten die auftretenden Momente größer sein, ist weiters zu untersuchen, ob es zu einem duktilen Versagen der Zugzone oder zu einem spödbruchartigen Ausfall der Druckzone kommt. Im folgenden werden nun die einzelnen Schnitte getrennt untersucht:

Schnitt 1

Das Tragwerk in Schnitt 1 befand sich ursprünglich über einer Stütze und dementsprechend ist der Verlauf der Spannkabel in den Wänden des Hohlkastens für ein negatives Moment in diesem Bereich ausgelegt. Durch den Ausfall der Stütze entstehen in dieser Zone jedoch plötzlich sehr große positive Momente. Daraus resultiert, dass sich die Zugzone nun in der Bodenplatte des Hohlkastens befindet und die Zugkräfte ausschließlich

von der schlaffen Bewehrung in dieser aufgenommen werden müssen. Die Vorspannkabel im oberen Bereich der Wände entfallen nach Ausfall der Stütze für eine Aufnahme der Zugkräfte. Eine Übersicht über die Anordnung der Kräfte liefert Abb. 7.19. Auf eine Darstellung der Spanngliedkraft wird verzichtet, da sie in der Höhe der Betondruckkraft liegt, aber für die Berechnung der resultierenden Druckkraft nicht berücksichtigt wird. Des Weiteren wird auch auf die Darstellung der schlaffen Bewehrung in der Druckzone verzichtet, da, wie es sich später zeigen wird, auch sie an dieser Stelle für die Berechnung keine Bedeutung hat.

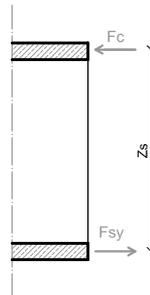


Abbildung 7.19: Übersicht der inneren Kräfte in Schnitt 1

Die maximal aufnehmbare Betondruckkraft F_c resultiert aus der Querschnittsfläche der Fahrbahnplatte multipliziert mit der Betondruckfestigkeit f_{ck} . Die höchste abtragbare Zugkraft F_{sy} ergibt sich aus der gesamten Bewehrungsfläche in der Bodenplatte multipliziert mit der Stahlfestigkeit f_{yk} .

$$F_c = A_c * f_{ck} = [8000 * 220 + \frac{(275+500)*3250}{2} * 2] * 30 = 128.362kN$$

$$F_{sy} = A_s * f_{yk} = [(\frac{9000}{200} + 1) * \frac{16^2 * \pi}{4} + (\frac{9000}{200} + 1) * \frac{12^2 * \pi}{4}] * 550 = 7.948kN$$

Der Abstand z_s in Abb. 7.19 ist der Schwerpunktsabstand der beiden Kräfte. Die nachfolgende Tabelle zeigt alle relevanten Daten für die Berechnung der Schwerpunkte der beiden Kräfte. Die benötigten Abstände werden von der Fahrbahnplattenoberkante gemessen.

Bauteil	Fläche A m^2	Abstand e_z m	$A * e_z$ m^3
Hohlkastendeckplatte	1,76	0,11	0,19
2 Fahrbahnseitenwangen	2,52	0,20	0,50
obere Bewehrungslage	0,0052	2,30	0,0119
untere Bewehrungslage	0,0092	2,42	0,0223

Tabelle 7.2: Daten für die Schwerpunktsberechnung in Schnitt 1

Mit Hilfe der Daten aus Tabelle 7.3 lassen sich die Schwerpunkte wie folgt berechnen:

$$e_{z,Fc} = \frac{\sum A_c * e_z}{\sum A_c} = \frac{0,19+0,50}{1,76+2,52} = 0,161m$$

$$e_{z,Fs} = \frac{\sum A_s * e_z}{\sum A_s} = \frac{0,0119+0,0223}{0,0052+0,0092} = 2,375m$$

Aus den beiden Schwerpunkten ergibt sich nun der Abstand z_s .

$$z_s = e_{z,Fs} - e_{z,Fc} = 2,375 - 0,161 = 2,214m$$

Unter Anwendung der berechneten Kräfte und dem Abstand z_s lässt sich das maximal aufnehmbare Moment berechnen. Des Weiteren zeigt die Größe der Einzelkräfte, ob der Bauteil sich in diesem Schnitt duktil verhalten wird.

$$F_c > F_{sy} \quad \rightarrow \quad \text{duktils Bauteilverhalten}$$

$$M_{pl,1} = F_{sy} * z_s = 7.948 * 2,214 = 17.597kNm \quad \ll \quad 214.035kNm$$

Das maximal aufnehmbare Moment mit 17.597 kNm ist um ein Vielfaches kleiner als das tatsächlich auftretende Moment von 214.035 kNm. Daraus lässt sich schließen, dass der Querschnitt in diesem Punkt eindeutig versagen wird. Jedoch weist das Tragwerk in diesem Bereich ein duktils Verhalten auf, womit der Bruchzustand langsam angekündigt wird.

Schnitt 2

Schnitt 2 befindet sich über der dritten Stütze von rechts. Das Tragwerk ist in diesem Bereich für negative Momente ausgelegt, jedoch steigen diese durch die ausfallende Stütze rechts davon stark an. Nun muß überprüft werden, ob dieser Anstieg der Momente weiter vom Tragwerk aufgenommen werden kann. Als Druckzone in diesem Bereich fungiert die Bodenplatte. Direkt über der Stütze könnte auch das Querschott einen Teil der Druckkräfte übernehmen, jedoch besitzt dieses nur eine Breite von 2 m und im Anschluss bei nahezu gleich großen Moment dient nur noch die Bodenplatte als Druckzone. Aus diesem Grund wird auf eine Berücksichtigung der Querschottfläche verzichtet. Zusätzlich zum Beton wird auch die Bewehrung in der Bodenplatte als Druckbewehrung mit eingerechnet. Zur Aufnahme der Zugkräfte dient sowohl die schlaffe Bewehrung in der Fahrbahnplatte wie auch die Vorspannkabel. Eine Darstellung aller Kräfte zeigt Abb. 7.20.

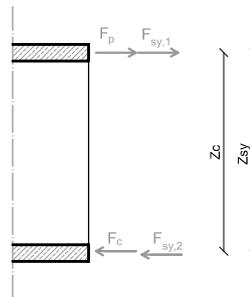


Abbildung 7.20: Übersicht der inneren Kräfte in Schnitt 2

Die Berechnung der Kräfte erfolgt mit den hier relevanten Flächen gleich wie unter Schnitt 1. Für die Vorspannkabel wird die Festigkeit f_{pk} mit 1.570 N/mm^2 eingesetzt.

$$F_c = A_c * f_{ck} = 9000 * 220 * 30 = 59.400 \text{ kN}$$

$$F_{sy,2} = A_{s,2} * f_{yk} = \left[\left(\frac{9000}{200} + 1 \right) * \frac{16^2 * \pi}{4} + \left(\frac{9000}{200} + 1 \right) * \frac{12^2 * \pi}{4} \right] * 550 = 7.948 \text{ kN}$$

$$F_{sy,1} = A_{s,1} * f_{yk} = \left[\left(\frac{2414}{200} + 1 \right) * \frac{12^2 * \pi}{4} * 2 + \left(\frac{3307}{200} + 1 \right) * \frac{12^2 * \pi}{4} * 2 + \left(\frac{8000}{200} + 1 \right) * \frac{12^2 * \pi}{4} * 2 \right] * 550 = 8.908 \text{ kN}$$

$$F_P = A_P * f_{pk} = 2100 * 60 * 1570 = 197.820 \text{ kN}$$

Für die Berechnung der Abstände sind die hierfür benötigten Daten in Tabelle 7.3 aufgelistet. Der obere Teil der Tabelle beinhaltet die benötigten Elemente für die Druckkräfte und der untere Teil jene für die Zugkräfte. Für die untere Bewehrungsebene in der Fahrbahnplatte wird aus Vereinfachungsgründen eine einheitliche Höhe angenommen.

Bauteil	Fläche A m^2	Abstand e_z m	$A * e_z$ m^3
Hohlkastenbodenplatte	1,98	2,357	4,67
obere Bewehrungslage	0,0052	2,30	0,0119
untere Bewehrungslage	0,0092	2,42	0,0223
Vorspannung	0,13	0,11	0,0143
obere Bewehrungslage	0,0076	0,05	0,00038
untere Bewehrungslage	0,0086	0,17	0,00146

Tabelle 7.3: Daten für die Schwerpunktsberechnung in Schnitt 1

Daraus erschließen sich die Abstände von der Fahrbahnplattenoberkante für die einzelnen Kräfte wie folgt:

$$e_{z,Fp} = 0,11m$$

$$e_{z,Fs1} = \frac{\sum A_{s1} * e_z}{\sum A_s} = \frac{0,00038 + 0,00146}{0,0076 + 0,0086} = 0,112m \quad \approx \quad e_{z,Fp}$$

$$e_{z,Fc} = 2,357m$$

$$e_{z,Fs2} = \frac{\sum A_{s2} * e_z}{\sum A_s} = \frac{0,0119 + 0,0223}{0,0052 + 0,0092} = 2,375m$$

Auf eine Berücksichtigung der 2 mm Unterschied zwischen dem Schwerpunkte der Vorspannkraft und jenem der schlaffen Bewehrung wird verzichtet. Somit liegen beide in einer Ebene und zwar in jener der Vorspannkraft. Daraus lassen sich nun die beiden Abstände von Abb. 7.20 berechnen.

$$z_c = e_{z,Fc} - e_{z,Fp} = 2,357 - 0,11 = 2,247m$$

$$z_{sy} = e_{z,Fs2} - e_{z,Fp} = 2,375 - 0,11 = 2,265m$$

Mit Hilfe der Abstände kann wieder das innere aufnehmbare Moment berechnet werden:

$$F_c + F_{sy,2} < F_{sy,1} + F_p \quad \rightarrow \quad \text{kein duktiler Bauteilverhalten}$$

$$M_{pl,2} = F_{sy,2} * z_{sy} + F_c * z_c = 7.948 * 2,265 + 59.400 * 2,247 = \\ 151.474 \text{kNm} < 263.577 \text{kNm}$$

Auch in Schnitt 2 übersteigt das auftretende Moment bei weitem das aufnehmbare Moment. Im Unterschied zu Schnitt 1 kommt es hier jedoch zu einem Versagen der Druckzone. Daraus lässt sich schließen, dass es in diesem Bereich unmittelbar nach der Explosion zu einem Sprödbruch in der Bodenplatte des Hohlkastens kommt. Für die Schadensanalyse kann daraus geschlossen werden, dass es bis zu diesem Berechnungszeitpunkt sicher zu einer Zerstörung der rechten 3 Felder des Tragwerkes kommt.

Schnitt 3

Der dritte Schnitt liegt auf der Höhe des vierten Auflagers von rechts. Wie im Bereich aller Stützen ist das Tragwerk auch hier für negative Momente konzipiert. Durch die Explosion bei der Stütze an Land, treten hier jedoch auf einmal positive Momente in der Höhe von 24.360 kNm auf. Die Problemstellung hier ist mit jener in Schnitt 1 gleichzusetzen. Die Kräfte, welche in Schnitt 3 in die Berechnung einfließen, sind in Abb. 7.21 ersichtlich.

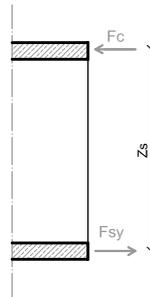


Abbildung 7.21: Übersicht der inneren Kräfte in Schnitt 3

Eine genaue Beschreibung zur Berechnung der Kräfte und Momente ist unter Schnitt 1 ersichtlich. Hier werden lediglich noch einmal die Ergebnisse angeführt.

$$F_c = A_c * f_{ck} = [8000 * 220 + \frac{(275+500)*3250}{2} * 2] * 30 = 128.362kN$$

$$F_{sy} = A_s * f_{yk} = [(\frac{9000}{200} + 1) * \frac{16^2 * \pi}{4} + (\frac{9000}{200} + 1) * \frac{12^2 * \pi}{4}] * 550 = 7.948kN$$

$$F_c > F_{sy} \quad \rightarrow \quad \text{duktils Bauteilverhalten}$$

$$z_s = e_{z,Fs} - e_{z,Fc} = 2,375 - 0,161 = 2,214m$$

$$M_{pl,1} = F_{sy} * z_s = 7.948 * 2,214 = 17.597kNm < 24.360kNm$$

Auch über dieser Stütze reicht die schlaife Bewehrung in der Bodenplatte nicht aus, um die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen. Das jedoch ein Versagen in diesem Bereich auftritt, ist nicht anzunehmen, da es über der rechtsgelegenen Stütze zu einem Sprödbbruch in der Bodenplatte kommt. Daraus resultiert, dass die Momente im Tragwerk über dieser Stütze als Folgeaktion wieder in den negativen Bereich übergehen.

Auf dieser Annahme aufbauend, werden im Anschluss die zwei bestehend bleibenden Felder der Brücke untersucht.

Getrennte Untersuchung der linken 2 Felder

Wie bereits zuvor erwähnt, kommt es bei diesem Szenario zu einem Einsturz der rechten 3 Tragwerksfelder. In Schnitt 3 ist ersichtlich, dass es auch über dem dritten Auflager von links zu tragwerksgefährdeten positiven Momenten kommt. Durch die Zerstörung der rechten 3 Felder werden diese jedoch nicht in diesem Maß auftreten und aus diesem Grund müssen die 2 verbleibenden Felder getrennt untersucht werden.

Als Basis für diese Untersuchung dient ein einfaches Stabmodell, welches in Abb. 7.22 dargestellt ist.

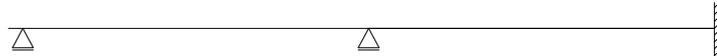


Abbildung 7.22: Stabmodell des Tragwerks für die verbleibenden 2 Felder

Die Einspannung auf der rechten Seite wird dahingehend angenommen, da begrenzte Teile vom rechten Tragwerk noch vorhanden sind. Diese verbleibenden Abschnitte dienen auch dazu, um über Reibung die Vorspannkkräfte wieder in den Oberbau der Brücke einzuleiten. Demzufolge wird davon ausgegangen, dass auf die 2 bestehend gebliebenen Felder wieder die volle Vorspannkraft wirkt.

Auf die Schalenkonstruktion der Spannbetonbrücke umgelegt, entsteht das in Abb. 7.23 dargestellte Modell. Auf eine Abbildung der Dicken der Elemente wird aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet. Im Bereich der Einspannung im Stabmodell wird die horizontale Verschiebung jedes Knoten mit Hilfe eines losen horizontalen Auflager verhindert. Durch die zahlreichen Auflager wird auch sichergestellt, dass der Querschnitt ein Moment aufnehmen kann. Die vertikalen Stützreaktionen werden wie im Ausgangsmodell durch die zwei Auflager auf dem Pfeiler aufgenommen.

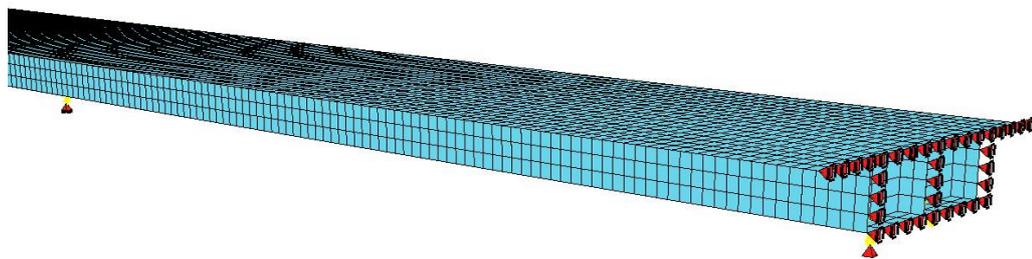


Abbildung 7.23: Schalenmodell der Brücke im Bereich der angenommenen Einspannung

Im Anschluss folgt eine Darstellung der Ergebnisse der Berechnung. Dabei werden zur Veranschaulichung wieder die gleichen Schnittpositionen wie unter Kapitel 6.2.1 verwendet. Die Werte sind wiederum alle in N/mm^2 angegeben. Die rote Linie stellt den Ausgangsspannungszustand vor der Explosion dar. Die blaue Spannungslinie zeigt die Ergebnisse dieses Berechnungsvorganges.

Schnitte durch die Fahrbahnplatte

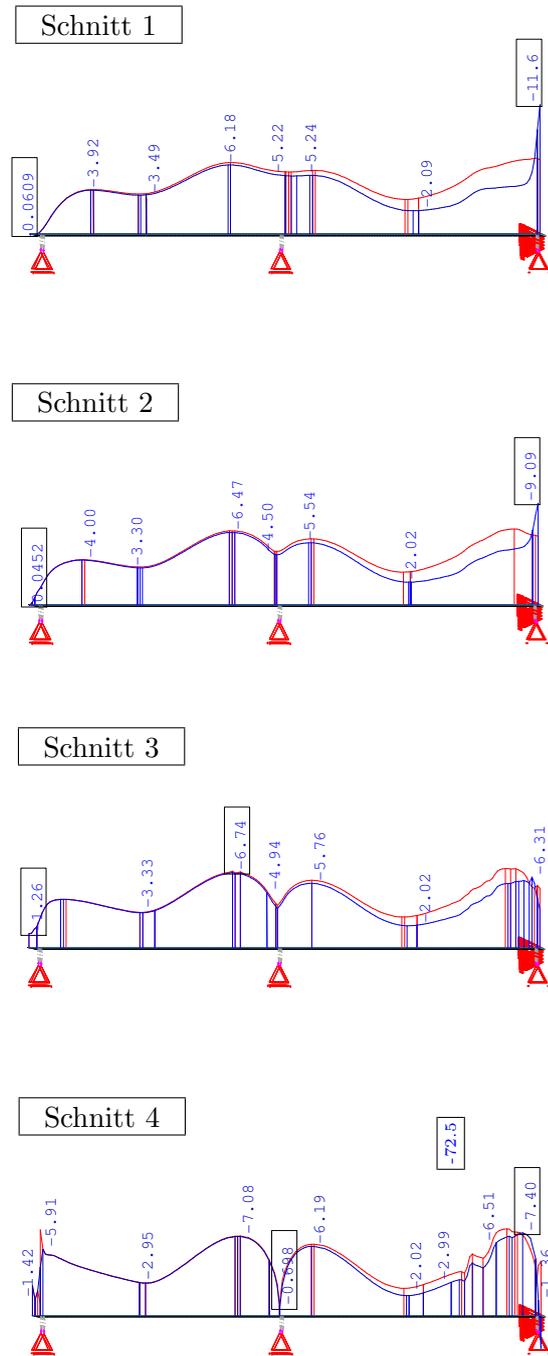


Abbildung 7.24: Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte

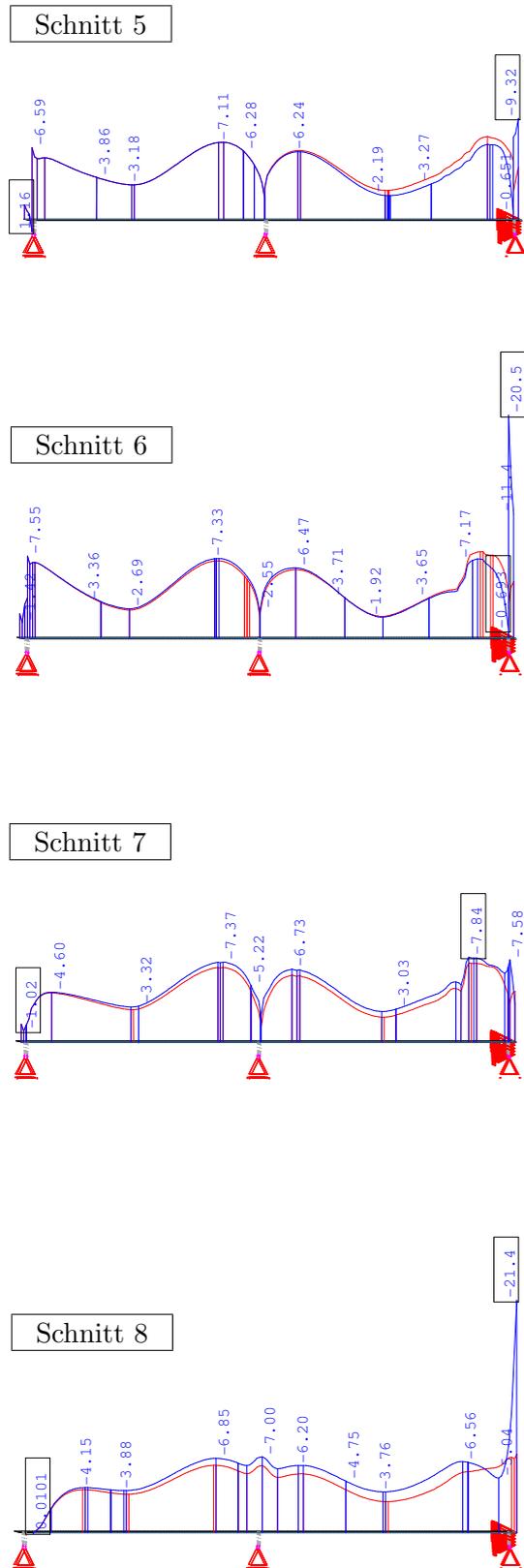
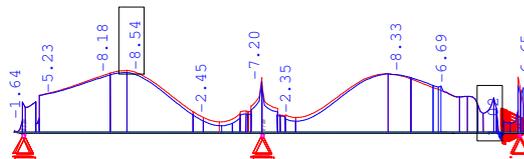


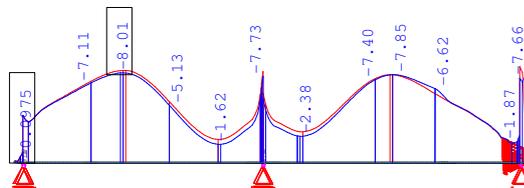
Abbildung 7.25: Schnitte 5- 8 durch die Fahrbahnplatte

Schnitte durch die Bodenplatte

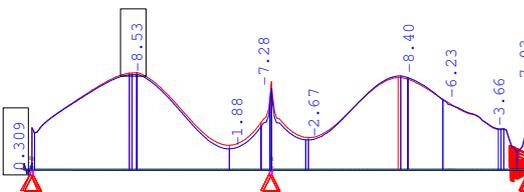
Schnitt 1



Schnitt 2



Schnitt 3



Schnitt 4

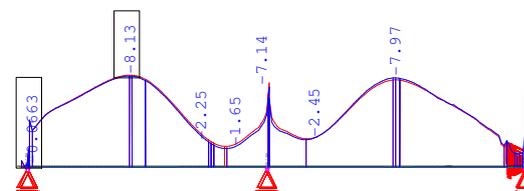


Abbildung 7.26: Schnitte 1-4 durch die Bodenplatte

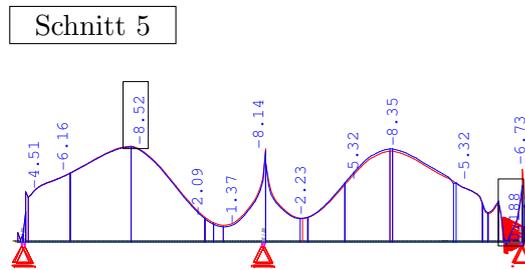


Abbildung 7.27: Schnitt 5 durch die Bodenplatte

Die Schnitte zeigen, dass die blaue Linie (aktuelle Berechnung) kaum von der roten Linie (Ausgangsspannungszustand) abweichen. Somit kann zusammenfassend festgehalten werden, dass bei diesem Szenario 2 Felder von der Spannbetonbrücke bestehen bleiben und 3 Felder zerstört werden. Eine weitere Überfahrt des Verkehrs über dieses Tragwerk ist nicht möglich. Während der Sanierung muss der Verkehr auf die benachbarte Brücke umgelenkt werden.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Grundriss der Brücke	3
2.2	Auflagerplan der Brücke	4
2.3	Regelquerschnitt der Brücke	4
2.4	Schlaffe Bewehrung der Brücke	5
2.5	Vorspannung Mittelträger	6
2.6	Vorspannung Außenträger	6
2.7	Übersicht Vorspannung in den Querschotts	7
2.8	Schnitt C und D aus Abb. 2.7	7
3.1	Spannungs-Dehnungslinie von Beton	9
3.2	Spannungs-Dehnungslinie von kalt- (links) und warmverformten (rechts) Stählen	10
3.3	Verhalten eines Einfeldbalkens aus Stahlbeton	11
3.4	Wirkungsweise der Vorspannung	13
4.1	Darstellung eines Stabelementes mit Schnittkräften	15
4.2	Stabmodell der Brücke	16
4.3	Darstellung eines Flächenelementes mit Schnittkräften	16
4.4	Schalenmodell der Brücke ohne (oben) und mit (unten) Elementdicken . .	17
4.5	Splinegeometrie der Vorspannung	18
4.6	Vorspannung in einem Querschott + Auffächerung im Mittelträger	19
4.7	Darstellung der Längsvorspannung in einem Aussenträger	19
4.8	Darstellung aller Spannglieder der Brücke	20
5.1	Spannungen auf Grund von Eigengewicht in der Fahrbahn-(oben) und in der Bodenplatte (unten)	23
5.2	Spannungen auf Grund der Vorspannung in der Fahrbahn-(oben) und in der Bodenplatte (unten)	23
5.3	Übersicht der Schnitte durch die Fahrbahn- (oben) und Bodenplatte (unten)	24
5.4	Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte	25
5.5	Schnitte 5 - 8 durch die Fahrbahnplatte	26
5.6	Schnitt 1 durch die Bodenplatte	26
5.7	Schnitte 2-5 durch die Bodenplatte	27
6.1	Standort des Sprengstoffes in Lastfall 1	28
6.2	Übersicht der Schadenszonen	29
6.3	Spannungen in Längsrichtung in der Bodenplatte	30
6.4	Zusammenhang zwischen Zugkraft und Dehnung bei Stahlbeton	31
6.5	Übersicht der Schnitte durch die Fahrbahn- (oben) und Bodenplatte . . .	33
6.6	Schnitt 1 durch die Fahrbahnplatte	33
6.7	Schnitte 2-6 durch die Fahrbahnplatte	34

6.8	Schnitte 7- 8 durch die Fahrbahnplatte	35
6.9	Schnitte 1-2 durch die Bodenplatte	35
6.10	Schnitte 3-5 durch die Bodenplatte	36
6.11	Schubspannungen im Wandträger im Bereich des Ausbruchs	37
6.12	Verformungsfigur im Bereich des Ausbruchs	38
6.13	Arbeitslinien für Beton und Baustahl	39
6.14	Spannungs-Dehnungsdiagramm für Beton im Zugbereich	39
6.15	Schnitte 1-2 durch die Fahrbahnplatte	40
6.16	Schnitte 3-7 durch die Fahrbahnplatte	41
6.17	Schnitt 8 durch die Fahrbahnplatte	42
6.18	Schnitte 1-3 durch die Bodenplatte	42
6.19	Schnitte 4-5 durch die Bodenplatte	43
6.20	Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrbreiten	45
6.21	Fahrspuranordnung auf der Brücke	46
6.22	Charakteristische Werte für Lastmodell 1	47
6.23	Fahrspuranordnung und Lastaufstellung für den Sanierungslastfall	47
6.24	Schnitt 1 durch die Fahrbahnplatte	49
6.25	Schnitte 2-5 durch die Fahrbahnplatte	50
6.26	Schnitte 6-8 durch die Fahrbahnplatte	51
6.27	Schnitt 1 durch die Bodenplatte	51
6.28	Schnitt 2-5 durch die Bodenplatte	52
6.29	Schubspannungen im Wandträger im Bereich des Ausbruchs	54
6.30	Übersicht über die Schadenszonen in der Bodenplatte	55
6.31	Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte	56
6.32	Schnitte 5-8 durch die Fahrbahnplatte	57
6.33	Schnitte 1-4 durch die Bodenplatte	58
6.34	Schnitt 5 durch die Bodenplatte	59
6.35	Darstellung der Verformung in der Bodenplatte	59
6.36	Längsspannung in der Außen- und Mittelwand des Hohlkastens	60
6.37	Auflagerkräfte aus Vorspannung und Eigengewicht	61
6.38	Schubkräfte in der Hohlkastenaußenwand	62
6.39	Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte	63
6.40	Schnitte 5-8 durch die Fahrbahnplatte	64
6.41	Schnitte 1-4 durch die Bodenplatte	65
6.42	Schnitt 5 durch die Bodenplatte	66
6.43	Verformungsfigur im Bereich des Ausbruchs	67
6.44	Auflagerkräfte nach der Explosion neben Auflager 2	67
7.1	Standort der Sprengladungen in Szenario 2	68
7.2	Übersicht der Sprengladungen im Brückenquerschnitt	69
7.3	Darstellung des Sprengvorgangs bei einer (a) und zwei (b) Sprengladungsebenen	69
7.4	Übersicht über die Anordnung der Sprengladung	70
7.5	Darstellung der gerissenen Betonzonen in LF 2	71
7.6	Schnitte 1-2 durch die Fahrbahnplatte	72
7.7	Schnitte 3-5 durch die Fahrbahnplatte	73
7.8	Schnitte 6- 8 durch die Fahrbahnplatte	74
7.9	Schnitte 1-2 durch die Bodenplatte	75

7.10	Schnitte 3-5 durch die Bodenplatte	76
7.11	Reiner Eigenspannungszustand aus Vorspannung, $M = 0$	78
7.12	Initialspannungszustand beim Aufbringen der Vorspannkraft, $M = M_0$	78
7.13	Dekompression am Querschnittsrand, $M = M_D$	79
7.14	Fließbeginn im schlaffen Stahl, $M = M_{sy}$	79
7.15	Fließen der gesamten Bewehrung, $M = M_y$	79
7.16	Versagen des Querschnitts, $M = M_R$	80
7.17	Darstellung eines räumlichen Schnittes	80
7.18	Position der einzelnen Schnitte im Tragwerk	81
7.19	Übersicht der inneren Kräfte in Schnitt 1	82
7.20	Übersicht der inneren Kräfte in Schnitt 2	84
7.21	Übersicht der inneren Kräfte in Schnitt 3	86
7.22	Stabmodell des Tragwerks für die verbleibenden 2 Felder	87
7.23	Schalenmodell der Brücke im Bereich der angenommenen Einspannung	87
7.24	Schnitte 1-4 durch die Fahrbahnplatte	88
7.25	Schnitte 5- 8 durch die Fahrbahnplatte	89
7.26	Schnitte 1-4 durch die Bodenplatte	90
7.27	Schnitt 5 durch die Bodenplatte	91

Tabellenverzeichnis

6.1	Dehnsteifigkeiten für die Berechnung in Zustand II	32
6.2	Kritische Normalkräfte für die Berechnung in Zustand II	32
7.1	Momentenbeanspruchung im Tragwerk	81
7.2	Daten für die Schwerpunktsberechnung in Schnitt 1	82
7.3	Daten für die Schwerpunktsberechnung in Schnitt 1	84

Literaturverzeichnis

- ÖNORM EN 1990. *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung*. Austrian Standards Institute, Wien, (01.03.2003).
- ÖNORM B 1990-2. *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 2: Brückenbau*. Austrian Standards Institute, Wien, (01.12.2010).
- ÖNORM EN 1991-2. *Eurocode - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Austrian Standards Institute, Wien, (01.08.2004).
- Andreas Arnold. Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation, TU Dortmund, Mai 2008.
- Eugen Brühwiler and Christian Menn. *Stahlbetonbrücken*. Springer, Wien, 2003. 3., aktualisierte und erweiterte Auflage.
- SOFISTIK. Geos - Geometrie der Spanngliedführung. Technical Report 12.82, SOFISTIK AG, 2009.
- SOFISTIK. Ase - Allgemeine Statik Finiten Element Strukturen. Technical Report 16.66, SOFISTIK AG, 2010a.
- SOFISTIK. Sir - Schnitte im Raum. Technical Report 11.59, SOFISTIK AG, 2010b.
- SOFISTIK. Sofismsha - Import und Export Finiten Elemente und Stabwerke. Technical Report 15.43, SOFISTIK AG, 2010c.
- Lutz Sparowitz. *Vorlesungsskriptum Betonbau*. TU Graz, 2004.
- Olgierd C. Zienkiewicz. *Methode der finiten Elemente*. Carl Hanser Verlag, München, 1984. 2., erweiterte und völlig neubearbeitete Auflage.
- Konrad Zilch and Gerhard Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, Heidelberg, 2006.