



Universität für Bodenkultur Wien
Department für Bautechnik und
Naturgefahren

Untersuchung der Gleis-Tragwerksinteraktion von Eisenbahn-Spannbetontragwerken auf Basis nichtlinearer Finite-Elemente-Analysen

Masterarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades eines Diplomingenieurs

eingereicht von

Robert Moritz

Betreuer

Assoc. Prof. Dr. Alfred Strauss

O. Univ. Prof. Msc. Dr.phil Dr.techn. Konrad Bergmeister

Dipl.-Ing. Saeed Karimi

Wien, 2012



Danksagung

Besonderer Dank gebührt meinem Betreuer Professor Strauss, der mir die Thematik der Gleis-Tragwerksinteraktion näher gebracht hat und mich überzeugt hat, mich an diese Arbeit heran zu wagen. Er konnte mir immer wieder Hilfestellung leisten, wenn es hieß neue Modellansätze im Programm ATENA zu finden. Ebenfalls danken möchte ich Dipl.-Ing. Karimi. Auch er hat mich mit Unterlagen und Denkanstößen dazu gebracht, möglichen Lösungen näher zu kommen.

Danken möchte ich auch dem gesamten IKI-Team, welches immer ein offenes Ohr und gute Ratschläge für mich parat hielt. Besonders die Dienste der EDV-Abteilung wurden gern und oft in Anspruch genommen.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei meiner Familie, die es mir erst ermöglicht hat nach Wien zu gehen und das Studium der Kulturtechnik und Wasserwirtschaft in Angriff zu nehmen. Sie war nicht nur finanzielle, sondern vor allem eine mentale Stütze in diesem herausfordernden Lebensabschnitt. Dies gilt auch für meine Lebensgefährtin, die diese entbehrungsreiche Zeit mit mir durch gestanden hat.

Auch den vielen Freunden, die ich während meiner Studienzeit kennen gelernt habe, möchte ich hier danken. Sie konnten mir nicht nur im Universitätsalltag immer wieder Hilfestellung leisten, sondern viele von ihnen wurden auch privat ausgesprochen gute und enge Freunde. Ihre Freundschaft überzeugt vor allem durch Verständnis, Verlässlichkeit, Kollegialität und Humor. Dadurch haben sie mir eine unvergesslich schöne Zeit hier in Wien beschert.

Erklärung

Ich erkläre,

dass ich diese Arbeit eigenständig verfasst habe und mich keiner Quellen als den angegebenen bedient habe,

dass ich diese Arbeit weder im In- noch im Ausland einem Beurteiler/ einer Beurteilerin als Prüfungsarbeit vorgelegt habe,

dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Datum

Unterschrift

Kurzfassung

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk, welche durch verschiedene äußere und innere Einwirkungen hervorgerufen werden. Für die Konzeption einer Eisenbahnbrücke mit Bezug auf die Oberbaukomponenten ist es von größter Bedeutung die Bewegungen und Zwangsbeanspruchungen zu kennen, die zwischen Schienen und Schwellen, sowie zwischen Gleisrost und Tragwerk und dessen Lagern entstehen können. Die Beanspruchung der Brücke erfolgt in erster Linie durch Temperatureinwirkung, sowie durch horizontale und vertikale Belastung aus dem Zugverkehr.

Im Vordergrund dieser Arbeit stand dabei die Erarbeitung eines Finite-Elemente-Modells für die Eisenbahnbrücke über die L110 auf der Neubaustrecke St. Pölten im Netz der ÖBB. Auf der Brücke ist ein umfassendes Monitoringsystem installiert. Die Daten dieses Systems waren wichtig für Model-updating Prozesse. Als Monitoringdaten standen hier die gemessenen Bauteiltemperaturen und die daraus resultierenden Relativverschiebungen des Tragwerks zur Verfügung.

Die nichtlineare Finite-Element-Analyse und das Monitoringsystem ermöglichen einen Model-updating Prozess von Materialeigenschaften und Randbedingungen und geben Aufschluss über das Last-Verschiebungsverhalten von Gleis- und Tragwerksstrukturen.

Am Ende sollten durch definierte Randbedingungen die Ergebnisse der erarbeiteten Struktur in einem nichtlinearen Analyseprogramm mit jenen anderer linear arbeitender Computermodelle verglichen werden. Damit wird geprüft, ob sich das Programm zur Untersuchung der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk eignet.

Abstract

The objective of this master thesis is the investigation of the interaction of railway tracks and bridge structures caused by various external and internal loading processes. The design of a railway bridge system with respect to the superstructure components of the railway system is significantly influenced by the movement and constraining forces between rails, sleepers, support structure and supports. These forces and constraints are primarily caused by the variable temperature and horizontal and vertical trainloads.

The main target of the thesis was the development of a nonlinear finite-element model of the bridge L 110, which is located on the line between St.Pölten and Vienna in order to capture the railway-structure interaction. In particular, a comprehensive monitoring system has been installed on this bridge that serves for a model updating process. Monitoring data comprises the temperatures of the components and the relative displacements of the structure.

The nonlinear finite-element analysis and the monitoring system allows (a) the model updating-adjustment of material properties and boundary conditions and (b) the reflection of the code specifications defined load-displacement rules for the railway-structure interaction.

The analysis shows some conservative results with respect to the load-displacement formulations. Further, it was of interest to compare the results obtained by nonlinear analysis techniques with that one of the engineering practice used linear techniques.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung.....	1
Erklärung.....	2
Kurzfassung.....	3
Abstract.....	4
Inhaltsverzeichnis.....	6
1. Einleitung.....	9
1.1. Aufgabenstellung.....	9
2. Bestimmung der Interaktion von Gleis und Tragwerk gemäß UIC 774-3.....	12
2.1. Ausgangslage.....	12
2.2. Durchgehend geschweißte Schiene auf Planum.....	13
2.3. Durchgehend geschweißte Schiene auf einer Brücke.....	14
2.4. Einflussparameter der Gleis-Tragwerksinteraktion.....	15
2.4.1 Brückenspezifische Parameter.....	15
2.4.2 Gleisspezifische Parameter.....	16
2.4.1. Verhalten des Gleises.....	16
2.4.2. Verhalten der Brücke.....	18
2.5. Relevante Einwirkungen für die Gleis-Tragwerksinteraktion.....	22
2.5.1. Temperaturbelastung.....	22
2.5.2. Anfahren und Bremsen.....	23
2.5.3. Tragwerksverformung.....	24
2.6. Grundlegende Annahmen für die Interaktion zwischen Gleis und Brücke.....	25
2.6.1. Kombination der Auflagerreaktionen.....	25
2.6.2. Zulässige zusätzliche Schienenspannungen.....	25
2.6.3. Relative und absolute Verschiebungen.....	26
2.6.4. Endverdrehung des Tragwerks.....	26
2.6.5. Schienenauszüge.....	26
2.7. Berechnungsverfahren.....	27
2.7.1. Vereinfachtes Bemessungsverfahren nach UIC 774-3, Punkt 1.6.1.....	27
2.7.2. Allgemeines Bemessungsverfahren nach UIC 774-3, Punkt 2 und 3.....	28
2.7.3. Berechnung mit einem Computerprogramm.....	31

3.	Bestimmung der Interaktion von Gleis und Tragwerk gemäß EN 1991-2	32
3.1.	Ausgangslage	32
3.2.	Relevante Einflussparameter	33
3.3.	Relevante Lastfälle	34
3.4.	Modellierung und Berechnung des gemeinsamen Gleis-Tragwerksystems	35
3.5.	Entwurfskriterien	36
3.5.1.	Gleis	36
3.5.2.	Grenzwerte für Bauwerksverformung	37
3.6.	Berechnungsverfahren	38
3.6.1.	Einfaches Berechnungsverfahren für einen Einzelüberbau	38
3.6.2.	Gültigkeitsgrenzen	38
3.7.	Verfahren zur Bestimmung der Gleis-Tragwerksinteraktion	39
3.7.1.	Anforderungen	39
3.7.2.	Gültigkeitsgrenzen	40
3.7.3.	Bauwerke bestehend aus einem Überbau	41
4.	Nichtlineare Finite-Element-Methoden	44
4.1.	Lineare und nichtlineare Systeme	44
4.2.	Vor- und Nachteile linearer Systeme	48
4.2.1.	Geometrische Nichtlinearität	49
4.2.2.	Physikalische Nichtlinearität	51
4.2.3.	Nichtlinearität infolge geänderter Randbedingungen	52
4.3.	Tangentiale Gleichgewichtsbedingungen	53
4.3.1.	Linear diskrete Systeme	53
4.3.2.	Nichtlineare diskrete Systeme	54
4.4.	Pfadverfolgungslogarithmus	57
4.4.1.	Newton-Raphson-Verfahren	59
4.4.2.	Bogenlängenverfahren	61
5.	Versuchsgestützte Bemessung gemäß EN 1990	63
5.1.	Statistische Bestimmung eines Widerstandsmodells	63
5.1.1.	Standardisierte Auswerteverfahren (Methode a)	64
5.1.2.	Standardisierte Auswerteverfahren (Methode b)	68
6.	Fallstudie L110	69
6.1.	Bauwerksbeschreibung	69

6.2. Monitoringprogramm	72
6.3. Systemidealisierung	74
6.4. Konstruktive Ausbildung	75
6.5. Modelldiskretisierung.....	76
6.5.1. Materialkennwerte.....	76
6.5.2. Geometriekennwerte	84
6.5.3. Verschmierte Bewehrung.....	85
6.5.4. Stabbewehrung	87
6.5.5. Einwirkungen	89
6.5.6. Strukturantworten.....	95
6.5.7. Analysemethoden	98
7. Interpretation der Strukturantworten.....	99
7.1. Einwirkung Temperatur	99
7.2. Belastung durch Vorspannung und Eigengewicht	102
7.3. Sensitivitätsanalyse mit SARA.....	106
7.3.1. Anpassung der Modellparameter	108
7.4. Strukturanalyse gegen Bauwerksversagen	110
7.5. Einwirkung Verkehrslasten	111
7.6. Vergleich mit den Modell aus R-Stab	114
8. Zusammenfassung und Ausblick	121
9. Abbildungsverzeichnis	123
10. Tabellenverzeichnis.....	127
11. Literatur.....	128
Lebenslauf	130

1. Einleitung

Brücken sind seit jeher wesentliche Bestandteile des menschlichen Zusammenlebens. Sie verbinden die durch Flüsse getrennten Ufer und sie überspannen Täler. Sie ermöglichen es dem Verkehr in mehreren Ebenen gleichzeitig zu fließen.

Neben der Ästhetik und der harmonischen Eingliederung in die Landschaft liegt das Hauptaugenmerk des Ingenieurs stets auf Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit seines Bauwerks. Zur Optimierung dieser Aspekte ist es auch notwendig, über Modelle und Versuchswesen Lösungen zu finden.

Für Eisenbahnbrücken ist es besonders wichtig die Interaktion zwischen dem Gleis und dem Tragwerk zu untersuchen. Durch diese Interaktion wirken Kräfte auf die Schiene, das Tragwerk und die Lager und es entstehen Verschiebungen zwischen den einzelnen Baugruppen. Der UIC-Kodex 774-3 des internationalen Eisenbahnverbandes und die ÖNORM EN 1991-2, Kapitel 6 und Anhang G behandeln die Thematik der gegenseitigen Wechselwirkungen zwischen Gleis und Tragwerk und dienen als Grundlage für die Berechnung der der Verschiebungen und Kräfte.

Es ist wichtig Kenntnis über die Art und Größe der Auswirkungen zu haben, um ein Versagen des Bauwerks zu verhindern. Auf die auftretenden Kräfte können zu zwei Versagensmechanismen führen. Durch zu hohe Schienenlängskräfte [2] kann es zu einem Schienenbruch führen. Oder es kommt zu einer Auflockerung der Verbindung zwischen Gleis und Brücke im Bereich des Schotterkörpers oder der festen Fahrbahn. Damit könnte die Lagestabilität des Gleises beeinträchtigt werden und eine Gleisverwerfung nach sich ziehen, welche die Entgleisungsgefahr erhöht.

1.1. Aufgabenstellung

Das Ziel der Arbeit ist die Untersuchung der Beanspruchungen und Bewegungen eines Brückenbauwerks, die durch thermische Einwirkung und Verkehrslastmodelle [1] entstehen.

Als Basis für die Untersuchung der Einwirkungen dient die Eisenbahnbrücke über die L110. Dazu wird mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Programm ATENA der Firma Cervenka Consulting ein Computermodell erstellt.

Dieses Modell wird zunächst auf Grundlage der von den ÖBB zur Verfügung gestellten Ausführungsunterlagen in das Programm eingegeben. Es können jedoch nicht alle Parameter sofort definiert werden. So sind zum Beispiel die Verbindungssteifigkeiten zwischen den einzelnen Schichten des Aufbaus erst versuchsweise zu ermitteln und anzupassen.

Die Brücke ist mit einem Dauermonitoringprogramm ausgestattet, welches Temperaturen und Bewegungen des Bauwerks aufzeichnet. Mit Hilfe der gewonnenen Daten wird das FE-Modell angepasst.

Mit dem Programm SARA Studio wird eine Sensitivitätsanalyse der Materialparameter durchgeführt. Damit können einzelne Parameter der Materialien modifiziert werden. Insbesondere jene, die größeren Qualitätsschwankungen bei der Herstellung unterliegen können, wie zum Beispiel Beton.

Das voreingestellte Modell wird in weiterer Folge mit einem Lastmodell nach ÖNORM 1991-2 belastet, um Durchschub- und Verschiebewiderstände zu untersuchen.

Anschließend werden die Ergebnisse des Modells mit jenen aus anderen Programmen verglichen. Damit dies möglich ist, werden für die Modelle einheitliche Randbedingungen definiert, um vergleichbare Werte zu erhalten.

Folgende Arbeitspakete ergaben sich bei der Erstellung des FE-Modells:

- Arbeitspaket 1: Design und Analyse des Modells in ATENA
- Arbeitspaket 2: Kalibrierung des Modells durch Monitoringdaten und SARA
- Arbeitspaket 3: Durchschubwiderstandsermittlung mit Lastmodell [1]
- Arbeitspaket 4: Vergleich der Modelle aus ATENA und R-STAB

In den vorangehenden Kapiteln werden die theoretischen Grundlagen aufgearbeitet.

Kapitel 2 und 3 beschäftigen sich mit der Bestimmung der Interaktionsvorgänge zwischen Gleis und Tragwerk und mit den Spannungen und Verschiebungen, die durch die Wechselbeziehungen hervorgerufen werden. Als Grundlagen dazu dienen der UIC-Kodex 774-3 des internationalen Schienenverbandes und die ÖNORM EN 1991-2, Kapitel 6 und Anhang G.

In Kapitel 4 wird eine kurze Einführung in die Thematik der nichtlinearen Finite-Elemente-Modelle gegeben. Es werden die Vorteile einer nichtlinearen Berechnung aufgezeigt. Weiters werden die Berechnungsalgorithmen des Standard-Newton-Raphson-Verfahrens und des Bogenlängenverfahrens vorgestellt, welche der Berechnungen in ATENA zu Grunde liegen.

Kapitel 5 beschäftigt sich mit der statistischen Bestimmung eines Widerstandsmodells, wie es in der ÖNORM 1990, Anhang D gefordert wird.

2. Bestimmung der Interaktion von Gleis und Tragwerk gemäß UIC 774-3

Der internationale Schienenverband hat mit dem UIC-Kodex 774-3 (2001) Empfehlungen zur Berechnung der gemeinsamen Antwort von Gleis und Tragwerk auf veränderliche Lasten zusammengestellt. In diesem Kapitel werden die erforderlichen Grundlagen und Gültigkeitsgrenzen, die der UIC-Kodex 774-3 für die Ermittlung der Interaktion vorgibt, angeführt, sowie die Möglichkeiten der Berechnung kurz erläutert. Das folgende Kapitel 3 stellt dann die Bestimmung der Wechselbeziehungen von Gleis und Tragwerk vor, welche in der ÖNORM EN 1991-2 (2004) angegeben wird.

2.1. Ausgangslage

Der Großteil des Bahnnetzes in Österreich ist mit durchgehend verschweißten Schienen ausgestattet. Vor allem im Hochleistungsbereich [2], mit hohen Reisegeschwindigkeiten und Komfortanforderungen, wird der Oberbau nur noch mit durchgehend verschweißten Schienen hergestellt.

Die Temperatureinwirkungen und die fahrzeugbedingten Belastungen auf Tragwerken erzeugen zusätzlichen Spannungen in den Schienen, welche je nach Beanspruchungsart eine Destabilisierung des Gleises bewirken können. Diese Kräfte müssen anhand von Berechnungen geprüft werden, ob sie sich innerhalb der vorgeschriebenen Toleranzen befinden.

Bei längsbeweglichen Brücken besteht die Gefahr aufgrund wechselnder Bettungseigenschaften zwischen Tragwerk und Erdplanum von zusätzlichen Bewegungen bzw. Verschiebungen des Tragwerks, welche durch Temperatur und Längskraft erzeugt werden. Diese Interaktion des Tragwerks zum Oberbau bzw. Gleis und vom Gleis zum Tragwerk bestimmen maßgeblich das Tragwerksdesign und die Charakteristika des Oberbaus in seinem Verhalten und seiner Lebensdauer.

2.2. Durchgehend geschweißte Schiene auf Planum

Schiene und Schwellen sind über eine elastische Schienenbefestigung miteinander verbunden. Die durch die Befestigungselemente erzeugte Verspannung erlaubt die Übertragung sämtlicher Bewegungen der Gleise in die Schwellen und in Folge in das Planum bzw. das Tragwerk. In diesem Zusammenhang wird der Durchschubwiderstand definiert. Unter Durchschubwiderstand versteht man die Behinderung der Bewegung der Schiene in ihren Befestigungselementen. Der Durchschubwiderstand der Schiene in der Befestigung ist immer größer als der Längsverschiebewiderstand des Gleisrostes. Der Längsverschiebewiderstand versteht man die Kraft, die der Bewegung des gesamten Gleisrostes im Schotterbett, entgegen wirkt. Der Längsverschiebewiderstand behindert jedoch die freie Bewegung und die Schiene muss daher die Längskraft aufnehmen [2].

Im Zusammenhang mit dem Längsverschiebewiderstand erkennt man einen Bereich, in dem die Ausdehnung praktisch völlig behindert wird und einen Atmungsbereich. Abbildung 1 zeigt die Normalkraft in der durchgehend geschweißten Schiene aufgrund der thermischen Einwirkung. Diese Normalkraft F in der Schiene eines Gleises lässt sich aus Formel (1) bestimmen. Die Kraft ist konstant entlang der gesamten Länge der durchgehend geschweißten Schiene. Im Randbereich der Schiene nimmt auf etwa 150 m die Kraft F linear bis auf 0 ab. Diese Randbereiche an beiden Enden der Schiene werden als Atmungsbereiche (Abbildung 1) bezeichnet.

$$F = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T_R \quad (1)$$

F = Kraft im Gleis

E = E-Modul

A = Schienenquerschnitt

α = thermischer Ausdehnungskoeffizient

ΔT_R = Änderung der Schienentemperatur in Bezug zur Verlegetemperatur

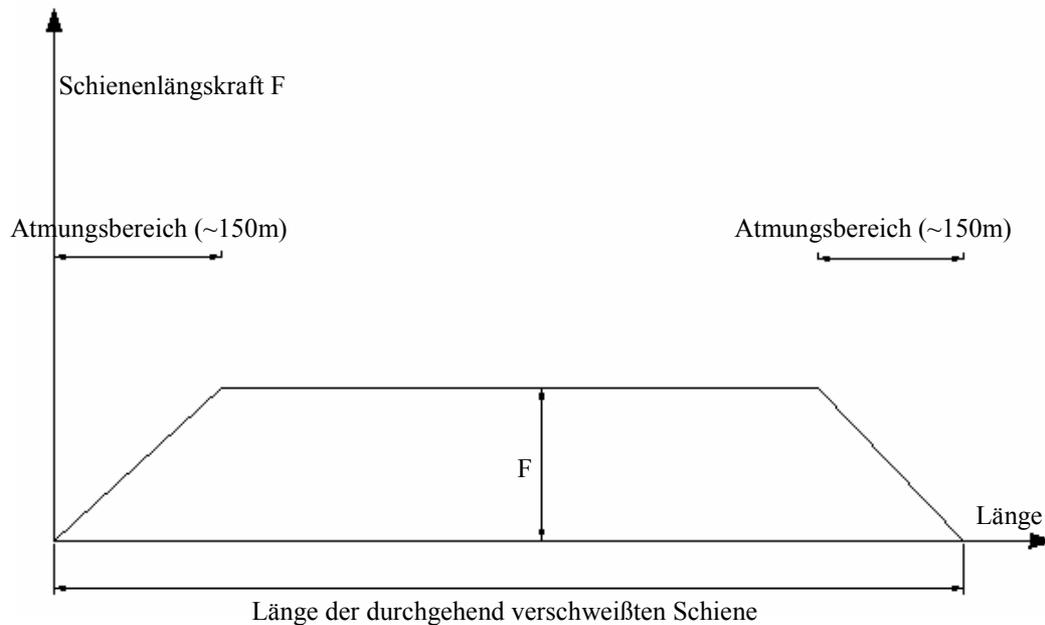


Abbildung 1: Längskraft durchgehend geschweißter Schienen auf Planum durch thermische Beanspruchung [2]

2.3. Durchgehend geschweißte Schiene auf einer Brücke

Bei einer durchgehend geschweißten Schiene auf einer Brückenkonstruktion erfolgt eine injizierte Bewegung im Gleis aufgrund der Brückenbewegung. Einerseits werden Kräfte in der Schiene auf die Brückenkonstruktion und deren Lager überragen, andererseits erzeugen die Bewegungen des Tragwerks Kräfte in den Schienen.

Abbildung 2 zeigt einen Normalkraftverlauf in einer durchgehend geschweißten Schiene aufgrund der thermischen Längenänderungen der Brückenkonstruktion.

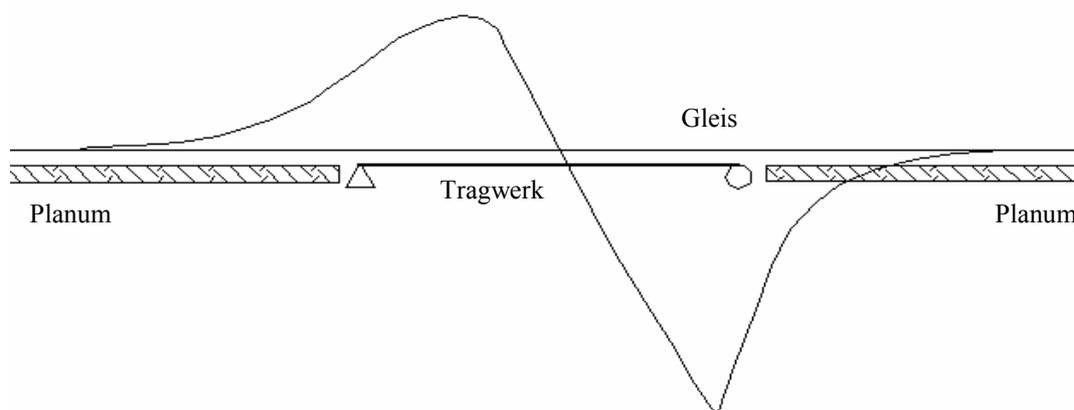


Abbildung 2: Normalkraftverlauf in der Schiene aufgrund thermischer Längenänderung des Tragwerks

2.4. Einflussparameter der Gleis-Tragwerksinteraktion

Die Gleis-Tragwerksinteraktion wird wesentlich durch folgende zwei Gruppen von Parametern bestimmt [2]:

- Brückenspezifische Parameter
- Gleisspezifische Parameter

2.4.1 Brückenspezifische Parameter

Zu den brückenspezifischen Parametern gehören:

- Dehnlänge vom Festlager zum Brückenende, L_T (Abbildung 3)
- Spannweite
- Steifigkeit der Lager
- Biegesteifigkeit des Tragwerks
- Tragwerkshöhe

Abbildung 3 zeigt vier typische Lagerungssituationen und die zugehörige Dehnlänge L_T .

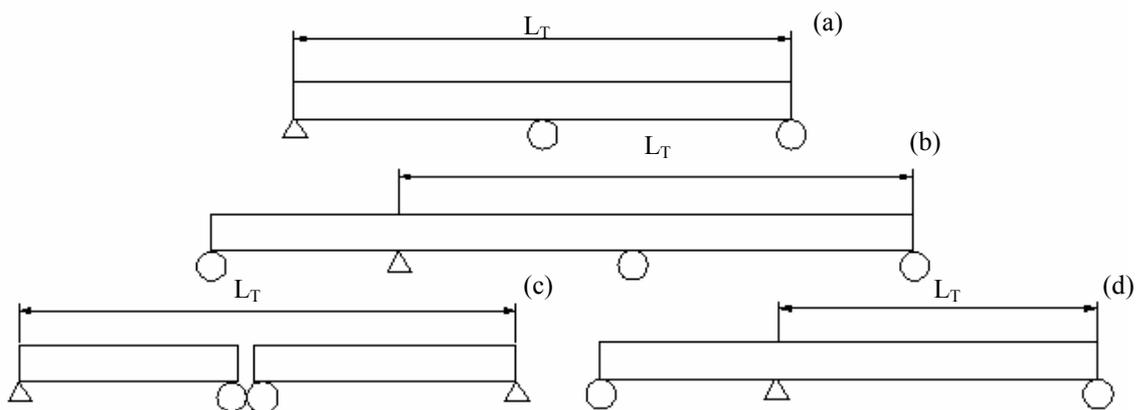


Abbildung 3: Dehnlängen für unterschiedlich gelagerte Brückenkonstruktionen [3]

2.4.2 Gleisspezifische Parameter

Zu den gleisspezifischen Parametern gehören:

- Längsverschiebewiderstand des Gleises
- Schienenquerschnitt

2.4.1. Verhalten des Gleises

Der Verlauf der Gleisverschiebungen gegenüber seinem Untergrund ist im Wesentlichen abhängig von der Oberbauform, dem Instandhaltungszustand, den Witterungseinflüssen, der vertikalen Belastung und der Belastungsfrequenz [2].

Der Gleisverschiebewiderstand steht in einem direkten Zusammenhang mit dem Längsverschiebewiderstand. Der Längsverschiebewiderstand wird bereits bei kleinen Bewegungen aktiviert und ändert sich ab einem gewissen Verschiebungswert kaum mehr, siehe Abbildung 4. Abbildung 4 zeigt des weiteren obere und untere Grenzen des Längsverschiebeverhaltens, welche durch die oben genannten Einflüsse Schwankungen entstehen.

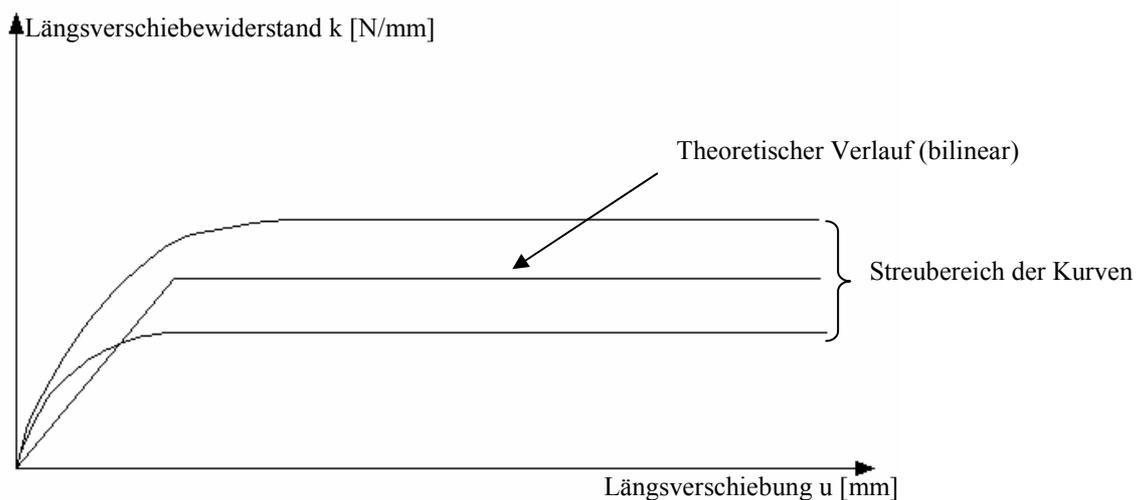
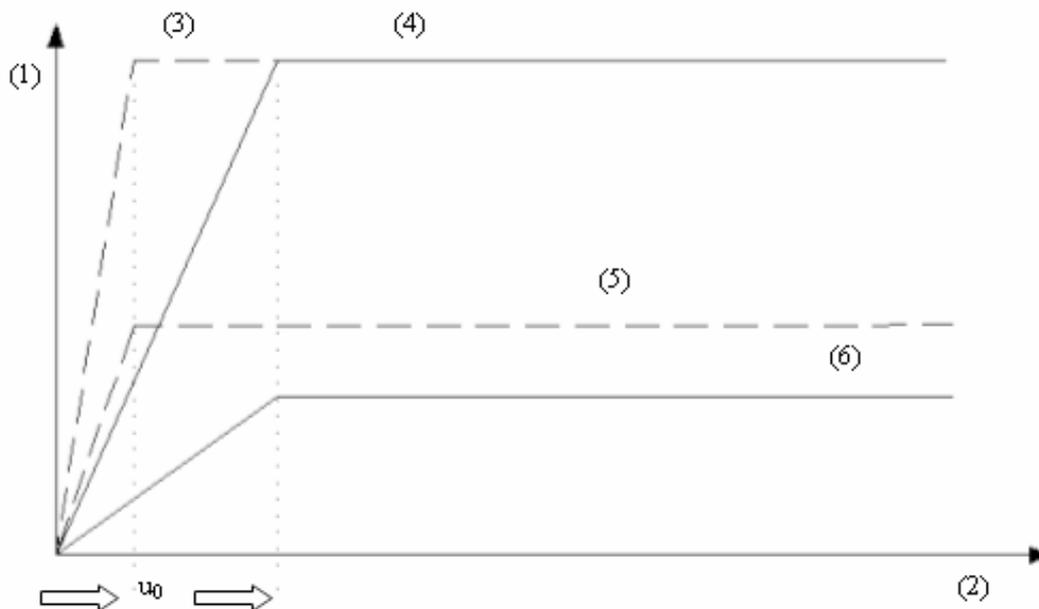


Abbildung 4: Längsverschiebewiderstands infolge horizontaler Verschiebung [2]

Abbildung 4 ist eine Vereinfachung, in welchem für das Gleis ein bilineares Widerstands/Verschiebungsverhalten vorausgesetzt wird.

Zu bemerken ist auch, dass der Längsverschiebewiderstand des belasteten Gleises ist stets größer als der des unbelasteten Gleises [2]. Dies zeigt auch das Kraft-Verschiebediagramm in Abbildung 5. Die Kurven 3 (belastetes Gleis) und 5 (unbelastetes Gleis), welche für den Durchschubwiderstand stehen, sind steiler und haben somit einen höheren Widerstand als die Kurven 4 (belastetes Gleis) und 6 (unbelastetes Gleis). Sie zeigen den Verlauf des Längsverschiebewiderstands des Gleises. Die beiden Grenzwerte u_0 zeigen die Relativverschiebungen an, welche für den Durchschub – und den Längsverschiebewiderstand maßgeblich sind. Hier findet der Übergang zum plastifizierenden Bereich statt. Diese Verschiebungen dürfen nicht vor Erreichen der maximalen Widerstandskraft überschritten werden.



Legende:

- (1) Kraftgröße des Widerstands k je Längeneinheit des Gleises
- (2) Relativverschiebung u der Schiene
- (3) Durchschubwiderstand (belastetes Gleis)
(gefrorenes Schotterbett oder feste Fahrbahn)
- (4) Längsverschiebewiderstand (belastetes Gleis)
- (5) Durchschubwiderstand (unbelastetes Gleis)
(gefrorenes Schotterbett oder feste Fahrbahn)
- (6) Längsverschiebewiderstand (unbelastetes Gleis)

Abbildung 5: Durchschub- und Längsverschiebewiderstand [3]

Für das Schottergleis sind sowohl der Längsverschiebewiderstand als auch der Durchschubwiderstand von Bedeutung. Für die Relativverschiebung wird:

$u_0 = 0,5$ mm für den Durchschubwiderstand

$u_0 = 2$ mm für den Längsverschiebewiderstand

angesetzt. Für den Widerstand k gilt [2]:

$k = 12$ kN/m für den Längsverschiebewiderstand beim unbelasteten Gleis (Kurve 6)

$k = 20$ kN/m für den Durchschubwiderstand beim unbelasteten Gleis (Kurve 5)

$k = 60$ kN/m für den Widerstand beim belasten Gleis (Kurven 3 und 4)

Bei gefrorenem Schotterbett oder bei fester Fahrbahn ist der Durchschubwiderstand maßgebend. Für die Verschiebung u_0 am Übergang zum plastischen Bereich wird ein Wert von 0,5 mm angesetzt. Der Widerstand k liegt dabei bei [2]:

$k = 40$ kN/m beim unbelasteten Gleis

$k = 60$ kN/m beim belasteten Gleis (Kurve 3)

2.4.2. Verhalten der Brücke

Für die Untersuchung der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk müssen in einem ersten Schritt folgende Punkte in Bezug auf die Brückenstruktur definiert werden [2]:

- Funktionsschema der Brücke
- Lagerverhalten
- Unterbauverhalten
- Lagersteifigkeiten
- Biegeverhalten des Tragwerks

Funktionsschema

Durch das Funktionsschema ist die Anzahl der Tragwerke und der Lager bestimmt. Weiters werden Feldlängen, die Lage der Fest- und Loslager und die Frage geklärt, ob Schienenauszüge vorhanden sind. Abbildung 6 zeigt einige Beispiele von Tragwerksschemata.

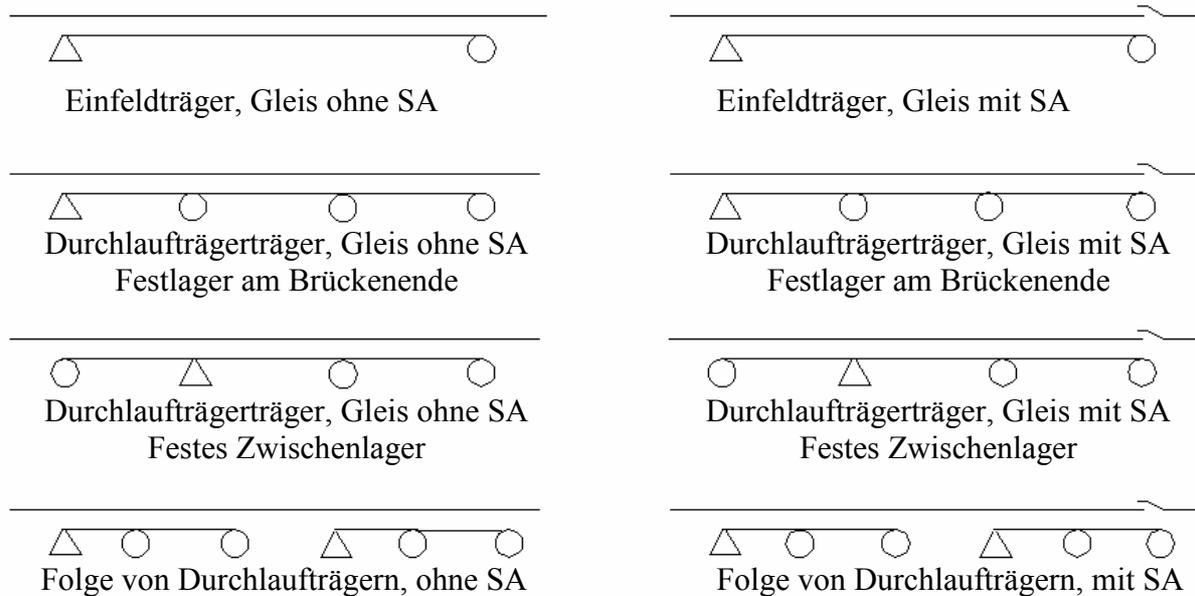


Abbildung 6: Funktionsschemata von Tragwerken [2]

Lagerverhalten

Die Art und die Eigenschaften der Lager bestimmen das Verschiebeverhalten der Brücke und des Oberbaus. Die Steifigkeiten der beweglichen Lager werden in der Regel nicht berücksichtigt. Für eine detailliertere Untersuchung müssen auch die Lagerwiderstände der Loslager berücksichtigt werden.

Unterbauverhalten

Die Pfeiler einer Brücke nehmen einen gewissen Anteil der einwirkenden Längskräfte auf und es werden dabei Verformungen und Bewegungen erzeugt. Abbildung 7 zeigt die verschiedenen Auswirkungen auf den Unterbau der Brücke. Zum einen kann die Stütze Kräfte

durch Biegeverformung aufnehmen. Ein weiterer Anteil wird durch Verdrehung und /oder Verschiebung des Fundaments in den Untergrund abgeleitet. Für die Ermittlung der gesamten Steifigkeit K der Unterbauten kann vereinfachend folgende Analyse herangezogen werden:

$$K = \frac{H}{\sum \delta_i} \quad (2)$$

wobei $\sum \delta_i = \delta_p + \delta_\varphi + \delta_\eta + \delta_\alpha$ ist.

δ_p = Biegung der Stütze

δ_φ = Verdrehung des Fundaments

δ_η = Verschiebung des Fundaments

δ_α = Verschiebung zwischen Ober- und Unterseite des Lagers

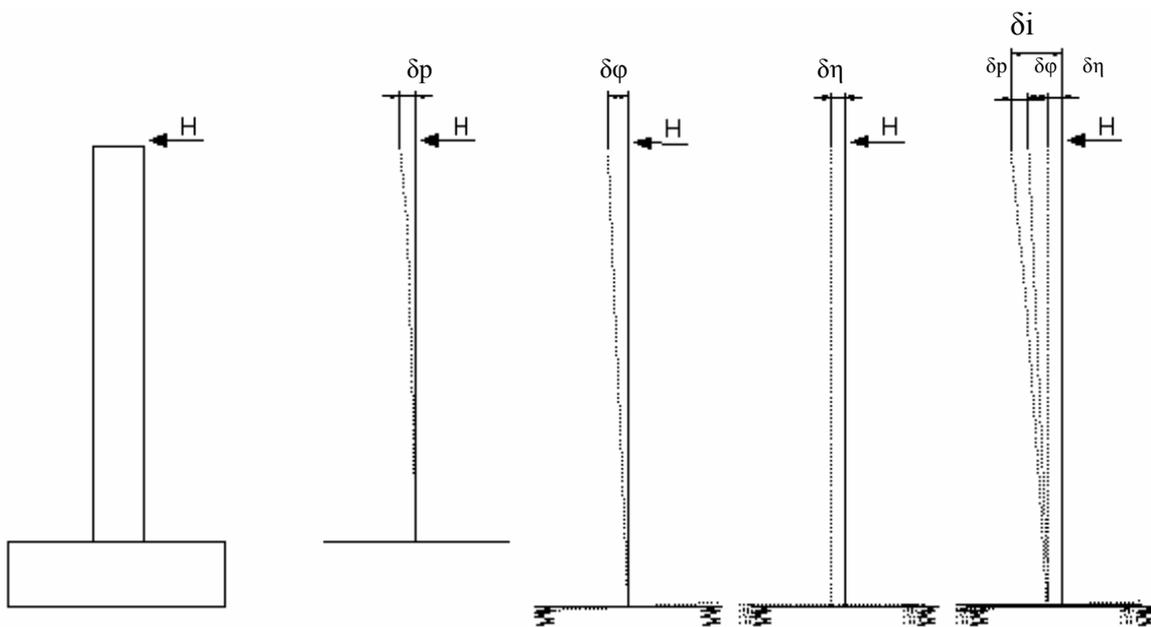


Abbildung 7: Einflussfaktoren zur Bestimmung der Lagersteifigkeit K [2]

Gesamtsteifigkeit der Auflagerung

Für die Ermittlung der Gesamtsteifigkeit der Auflagerung wird die Summe der Einzelauflagersteifigkeiten ermittelt. Es werden sowohl die Steifigkeiten der Elastomer –und Festlager als auch die Reibungswiderstände der Loslager berücksichtigt.

Biegeverhalten des Tragwerks

Die vertikale Belastung der Konstruktion verursacht Verformungen des Tragwerks, welche die Wechselwirkung zwischen Gleis und Brücke signifikant beeinflussen [12]. Die vertikale Einwirkungen erzeugen sowohl horizontale Verschiebungen (Abbildung 8, δ_h), als auch Höhenversätze (δ_v) des Überbauendes am Widerlager. Insbesondere sind die Lage der neutralen Achse des Tragwerks, sowie die Lagersteifigkeit und die Tragwerkshöhe daran beteiligt. Die Elastizität des Festlagers verringert die Verschiebungen um einen konstanten Wert, die so genannte Auflagerrückverschiebung. Die Verschiebungen aus der Tragwerksbiegung verursachen hohe Beanspruchungen im Gleis und in den Lagern [2].

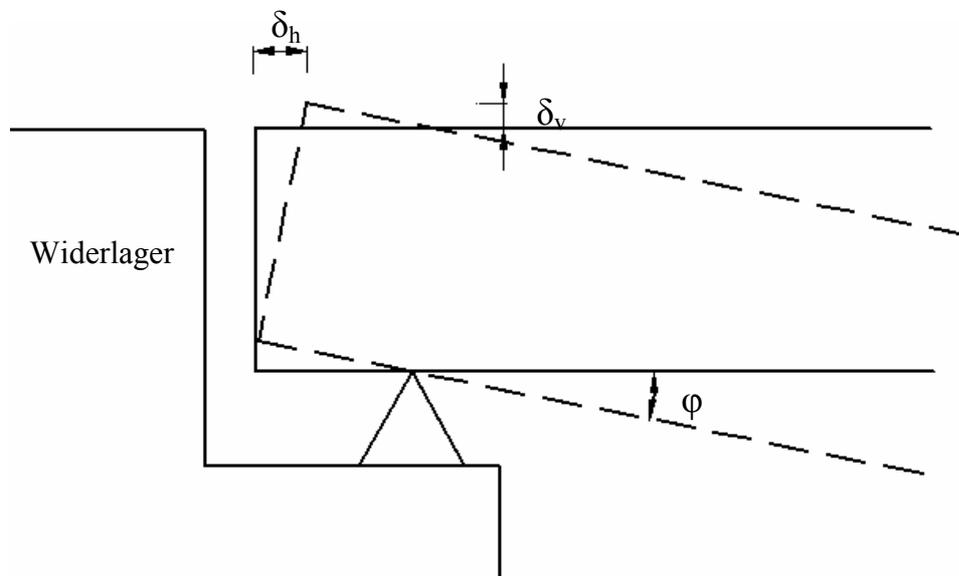


Abbildung 8: Verformungsverhalten des Tragwerks im Widerlagerbereich aufgrund der des Tragwerks [12]

2.5. Relevante Einwirkungen für die Gleis-Tragwerksinteraktion

Die vielfältigen Einwirkungen auf Brückentragwerken resultieren aus Eigengewichten der Baustoffe, aus Verkehr, aus allgemeinen Umwelteinflüssen und aus mechanischen und chemischen Prozessen, wie Kriechen und Schwinden. Zu den wichtigsten Einwirkungen, die zu Wechselwirkungen zwischen Gleis und Tragwerk signifikant beitragen, gehören [2]:

- Thermische Beanspruchung von Tragwerk und Schiene
- Horizontallasten aus Anfahren und Bremsen
- Endverdrehungen der Brücke aufgrund der vertikalen Belastung

2.5.1. Temperaturbelastung

Die Temperaturänderungen im Gleis, als auch in der Brückenkonstruktion haben einen großen Einfluss auf die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk. Die Temperaturänderung verursacht aufgrund der thermischen Ausdehnungskoeffizienten Relativverschiebungen zwischen den Elementen des Tragwerks und der Gleise. Die Temperaturänderungen können aufgrund der unterschiedlichen Wärmespeichermassen verzögert vor sich gehen. Die ungleichmäßigen Erwärmungen und Abkühlungen verursachen Spannungen im Tragwerk, im Gleis und in deren Zwischenschicht und in den Lagern.

Die Ermittlung der Gleis-Tragwerksinteraktion benötigt folgende Analysen [2]:

- Das Verhalten der gleis- und tragwerksspezifischen Elemente unter Temperaturänderung bei einem frei beweglichen Brückentragwerk
- Das Verhalten der gleis- und tragwerksspezifischen Elemente unter Temperaturänderung bei der Anwesenheit eines Schienenauszugs

Im Allgemeinen wird als Referenztemperatur die Temperatur des Tragwerks gewählt, bei der die Schiene eingebaut wurde. Die Temperaturabweichung zur Referenztemperatur darf beim Tragwerk nicht größer als 35°C und bei der Schiene nicht größer als 50°C sein. Beim Einbau

der Schiene sollte sich die Brücke in einer möglichst neutralen Lage befinden und die Temperaturdifferenz zwischen Tragwerk und Schiene sollte kleiner 20°C sein [2].

2.5.2. Anfahren und Bremsen

In der EN 1991-2 werden Lastmodelle für den Schienenverkehr definiert, welche die allgemein auftretenden Verkehrslasten abbilden sollen. Die horizontalen Streckenlasten, die durch Anfahren und Bremsen an der Oberkante der Schiene auftreten, sind wie folgt definiert:

- für Anfahren: $q_{iak}=33\text{kN/m}$, max. $Q_{iak}=1000\text{kN}$ für Lastmodell 71 und SW/0
- für Bremsen: $q_{lbk}=20\text{kN/m}$, max. $Q_{lbk}=6000\text{kN}$ für Lastmodell 71 und SW/0
 $q_{lbk}=35\text{kN/m}$ für Lastmodell SW/2

Im Lastmodell 71 [1] wird die gesamte Schiene mit einer gleichmäßigen Streckenlast von 80 kN/m belastet. Auf einer Strecke von $6,4\text{ m}$ wird die Streckenlast durch vier Einzellasten zu je 250 kN ersetzt, wie es in Abbildung 9 gezeigt wird.

Bei den Schwerlastmodellen SW/0 und SW/2 (Abbildung 10) [1] wirken zwei gleiche Streckenlasten (a), welche in einem gewissen Abstand (c) voneinander aufgebracht werden. Die entsprechenden Streckenangaben a und c sind Tabelle 1 zu entnehmen.

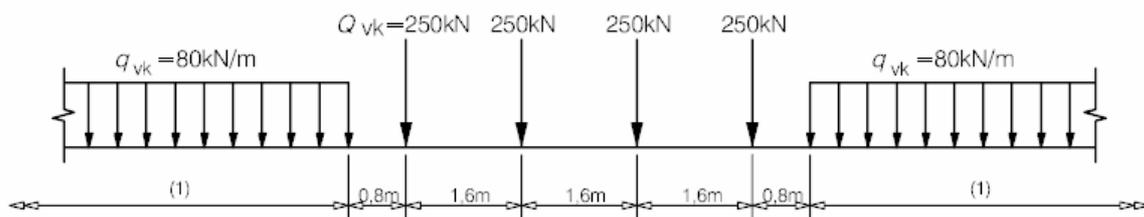


Abbildung 9: Lastmodell 71 [1]

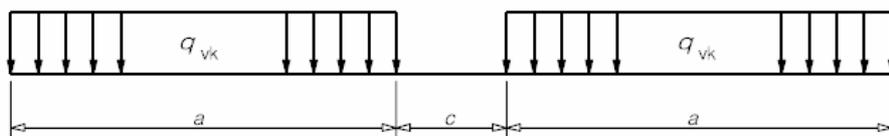


Abbildung 10: Lastmodell SW/0 und SW/2 [1]

Tabelle 1: Charakteristische Werte für Lastmodell SW/0 und SW/2 [1]

Lastmodell	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7

2.5.3. Tragwerksverformung

Wie zuvor erwähnt verursachen die aufgetragenen Lastmodelle Verformungen, Verdrehungen und Verschiebungen des Tragwerküberbaus und des Oberbaus der Eisenbahn. Die Verdrehung des Überbauendes (Abbildung 8) ist insbesondere bei den Widerlagern signifikant. Diese Verdrehungen müssen für jedes Endauflager überprüft werden [2].

2.6. Grundlegende Annahmen für die Interaktion zwischen Gleis und Brücke

2.6.1. Kombination der Auflagerreaktionen

Für die Ermittlung der Gesamtauswirkung der Auflagerkraft ΣR werden die Ergebnisse der einzelnen Auswirkungen aus Temperatur, Verkehrsbelastung und Biegung addiert und mit dem Kombinationsfaktor (α , β , γ) multipliziert. Für einfach und durchgehend gelagerte Überbauten nehmen die Koeffizienten den Wert 1 an [2].

$$\Sigma R = \alpha \cdot R_T + \beta \cdot R_B + \gamma \cdot R_{TB} \quad (3)$$

α , β , γ = Kombinationsbeiwerte

R_T = Reaktionskräfte aus Temperatur

R_B = Reaktionskräfte aus Bremsen/Anfahren

R_{TB} = Reaktionskräfte aus Tragwerksbiegung

2.6.2. Zulässige zusätzliche Schienenspannungen

Die maximal zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen für eine durchgehend geschweißte Schiene werden mit [2]:

- Druckspannungen: $\delta_p = 72 \text{ N/mm}^2$
- Zugspannungen: $\delta_z = 92 \text{ N/mm}^2$

festgelegt. Dabei werden folgende Bedingungen vorausgesetzt:

- Schotterbettstärke > 30 cm, gut verfestigt
- Betonschwellen
- Schiene UIC 60 mit einer Mindestzugfestigkeit 900 N/mm²
- Radius > 1500 m im Gleisbogen

2.6.3. Relative und absolute Verschiebungen

Die relativen Verschiebungen zwischen Schiene und Tragwerk, sowie die Relativverschiebungen zwischen den Brückenenden und den Widerlagern dürfen folgende Werte nicht überschritten [2]:

- Die horizontale relative Verschiebung zwischen Tragwerk und Schiene durch Anfahren oder Bremsen darf nicht größer sein als 4 mm.
- Die absolute Tragwerksverschiebung darf durch die gleichen Anfahr- und Bremskräfte nicht mehr als +/- 5 mm sein, wenn zumindest an einem Brückenende die Schienen durchgehend verschweißt sind.
- Befindet sich an beiden Brückenenden ein Schienenauszug, darf die absolute Tragwerksverschiebung 30 mm nicht überschreiten.

2.6.4. Endverdrehung des Tragwerks

Bei einem durchgehend geschweißten Gleis mit Schotterbett darf die durch vertikale Belastung entstehende horizontale Verschiebung der Tragwerksoberkanten zum Damm oder zu einem anderen Tragwerk nicht größer als 8 mm sein [2].

Die vertikale Hebung der Oberkante ist ebenfalls zu begrenzen.

2.6.5. Schienenauszüge

Wenn die Möglichkeit besteht sollte nach Empfehlung der UIC 774-3 auf Schienenauszüge verzichtet werden. Können die zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen oder die oben genannten Verschiebungen jedoch nicht eingehalten werden, so muss am freien Ende des Tragwerks ein Schienenauszug angeordnet werden.

Liegt bei einem einteiligen Tragwerk das feste Lager nicht an einem Ende, sondern an einer Stütze in Brückenmitte, können die maximalen Dehnlängen erhöht werden. Allgemein sind die Tragwerkslängen auf [2]:

- 60 m bei Stahlbrücken mit Schotterbett (120 m wenn das feste Lager an einer Stütze liegt)
- 90 m bei Massiv – oder Verbundbrücken (180 m wenn das feste Lager an einer Stütze liegt)

begrenzt. Für Brücken mit fester Fahrbahn ist eine gesonderte Bewertung durchzuführen.

2.7. Berechnungsverfahren

Für die Bemessungen eines Tragwerks werden unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen Gleis und Tragwerk drei Berechnungsmöglichkeiten unterschieden [2]:

- Vereinfachtes Bemessungsverfahren nach UIC 774-3, Punkt 1.6
- Allgemeines Bemessungsverfahren zur Ermittlung der gemeinsamen Antwort von Gleis und Tragwerk nach UIC 774-3, Punkt 2 und 3
- Berechnung mithilfe eines Computermodells nach UIC 774-3, Punkt 1.7

In jedem dieser Fälle haben die Voraussetzungen unter Punkt 2.6.2. zu gelten und die in Punkt 2.6.3. gegebenen Verschiebungen dürfen nicht überschritten werden.

2.7.1. Vereinfachtes Bemessungsverfahren nach UIC 774-3, Punkt 1.6.1

Für diese Verfahren darf die Ermittlung der Schienenspannungen entfallen. Für die Bestimmung der Interaktionseinwirkung wird die Steifigkeit der Auflager herangezogen. Diese ist im Wesentlichen von der horizontalen Stützkraft des Lagers abhängig [2].

Im vereinfachten Bemessungsverfahren wird die gesamte Kraft, die auf die Schienen aufgebracht wird, zur Bestimmung der horizontalen Auflagerkräfte verwendet. Sie wird lediglich mit einem Reduktionsfaktor β nach Tabelle 2 multipliziert. Im Fall von Brücken mit Schienenausügen an beiden Enden gilt $\beta = 1$.

Tabelle 2: Reduktionsfaktor β zur Bestimmung der horizontalen Auflagerkräfte [2]

Tragwerkslänge in m	durchgehend geschweißtes Gleis	Schienenauszug
30	0,5	-
60	0,5	0,6
90	0,6	0,65
120	0,7	0,7
150	0,75	0,75
180	-	0,8
210	-	0,85
240	-	0,9
270	-	0,9
300	-	0,9

2.7.2. Allgemeines Bemessungsverfahren nach UIC 774-3, Punkt 2 und 3

Für diese Berechnungsmethode sind zur Bestimmung der Interaktionseinwirkung zwischen Gleis und Brücke folgende Größen maßgeblich beteiligt [2]:

- Tragwerkslänge und Auszuglänge
- Horizontale Steifigkeit/Flexibilität der Lager
- Horizontale Steifigkeit/Flexibilität zwischen Gleis und Tragwerk oder Damm
- Lage der Gleisachse in Bezug auf die neutralen Achse des Tragwerks
- Elastizitätsmodul und Trägheitswiderstand des Tragwerks

Die Berechnung der Interaktion von Gleis und Tragwerk werden Basisdiagramme und –formeln nach UIC 774-3, Punkt 2 und 3 und die Diagramme UIC 774-3, Anlage A [2] herangezogen. Diese Diagramme und Formeln setzen gewisse Annahmen voraus, zum Beispiel das Ausmaß der Temperaturänderung oder die Größe der Bremskraft. Die vorgegebenen Diagramme und Formel gelten für einfeldrige, eingleisige Brücken. Die Berechnung von zweigleisigen Brücken ist durch geeignete Anpassung der Formel möglich. In Anlage A befinden sich vier Gruppen von Bemessungsdiagrammen: für die beiden Lastfälle Temperatur und Anfahren/Bremsen jeweils mit und ohne Schienenauszug. Zur Ermittlung der Schienenspannung σ oder der Auflagerkraft F fließen die Tragwerkslänge L , die horizontale Auflagersteifigkeit K und die horizontale Verbindungssteifigkeit k zwischen Gleis und Tragwerk ein (Abbildung 11). Bei dieser Vorgangsweise der Ermittlung der Schienenspannungen und der Ermittlung der Auflagerkräfte F_{Auflager} müssen die Auflagersteifigkeiten und Verbindungssteifigkeiten gegeben sein.

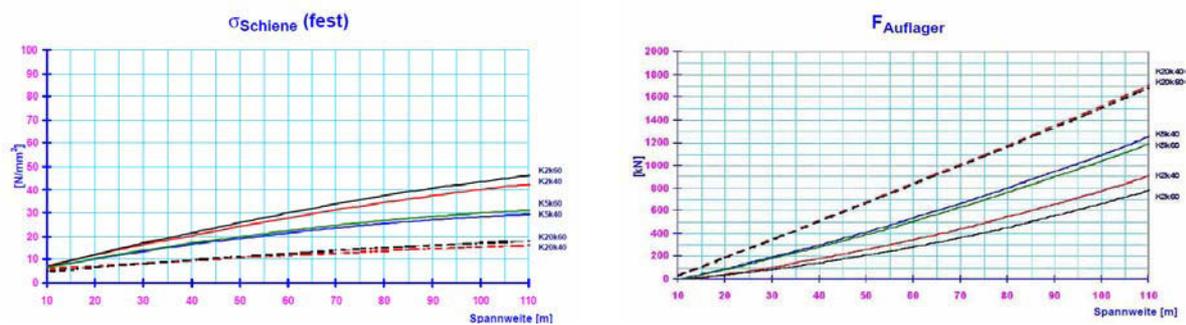


Abbildung 11: Basisdiagramme des allgemeinen Bemessungsverfahrens UIC 774-3, Anlage A

Nach UIC 774-3, Punkt 2.3 dürfen für mehrfeldrige Durchlaufträger für den Lastfall Bremsen die Formulierungen der eingleisigen Brücken mit einem Feld Anwendung finden. In ähnlicher Weise darf mit dem Lastfall Temperatur vorgegangen werden. Für mehrfeldrige Brücken mit einem festen Auflager über einer Stütze müssen der Einfluss der Auszuglängen L und L_1 im Detail analysiert werden. Die Auflagerkraft R ergibt sich durch Addition der Teilergebnisse wie in Abbildung 12 dargestellt.

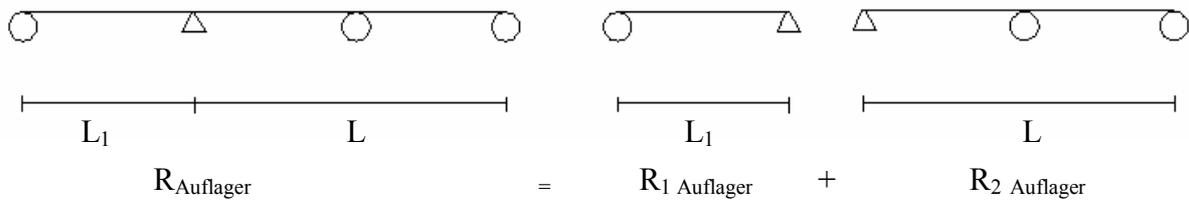


Abbildung 12: Bestimmung der Auflagerkraft R für mehrfeldrige Brückenstrukturen und einem Festlager an einer Innenstütze [2]

Für die Bestimmung der Endverdrehung wird die Steifigkeit des Festlagers halbiert. Dies ermöglicht die Anwendung des Diagramms für eingleisige Brücken. Diese Vorgangsweise beruht auf der Annahme, dass die Gleise den in Abbildung 13 gezeigten Belastungsbedingungen ausgesetzt sind.

		$\sigma_{\text{BrotM, rechts}}$
		σ_{Schi}
		F_{Auflager}
Eingleisige Brücke	Zweigleisige Brücke	

Abbildung 13: Lastfallsituationen zur Bewertung der Interaktion für Brücken mit zwischenliegendem Festlager [2]

2.7.3. Berechnung mit einem Computerprogramm

Bei der Berechnung mit einem Computermodell kann laut UIC 774-3, Punkt 1.7 eine vereinfachte Analyse, bei dem die einzelnen Lastfälle Temperatur, Bremskräfte und Durchbiegung getrennt betrachtet werden oder eine Gesamtanalyse für die Kombination der Belastungen durchgeführt werden.

Durch das Zusammenspiel von Gleis und Tragwerk entstehen durch verschiedene Lasteinwirkungen relative und absolute Verschiebungen zwischen den Bauteilen Schiene und Tragwerk, sowie zusätzliche Schienenspannungen und horizontale Auflagerkräfte.

Diese Einflüsse der Interaktion sind mit einer Reihe von nichtlinearen Simulationen zu untersuchen. Für die Erstellung eines Computermodells sind folgende Parameter für die Eingabe von Bedeutung:

- Brückenparameter, wie Dehnlängen, Spannweite, Art und Lage der Auflager, sowie deren Steifigkeit, Steifigkeit der Stützen und Tragwerksgeometrie
- Gleisparameter, wie Schienenquerschnitt und bilinearer Verschiebewiderstand
- Lastfälle, wie Temperaturänderungen, Brems- und Anfahrkräfte und Endverdrehung durch vertikale Einwirkung

Für die Berechnung der Interaktionsauswirkungen mit einem Computerprogramm ist ein vereinfachtes, idealisiertes System der Brücke, wie in Abbildung 14 gezeigt, möglich.

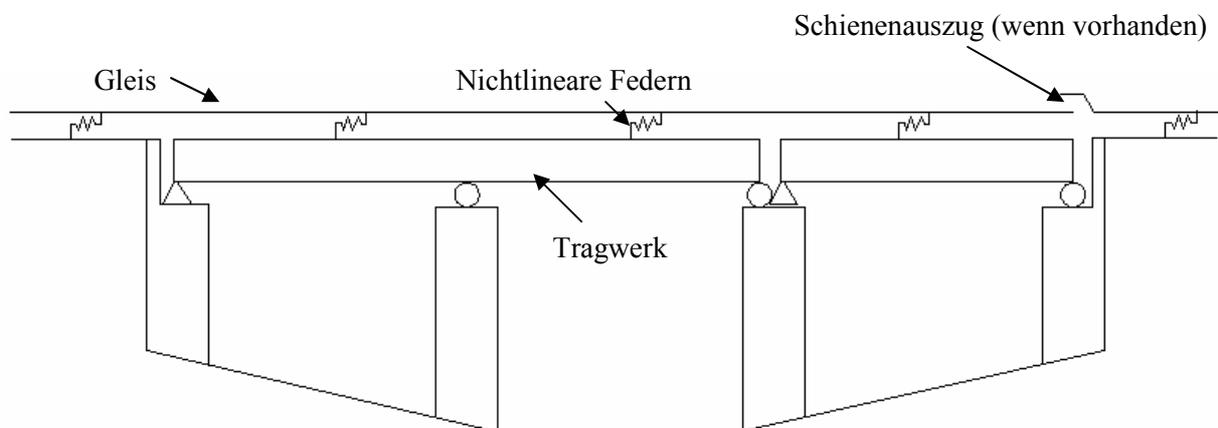


Abbildung 14: Funktionsschema einer Brücke zur Bewertung der Gleis-Tragwerksinteraktion

3. Bestimmung der Interaktion von Gleis und Tragwerk gemäß EN 1991-2

Ziel dieses Kapitels ist, wie auch in Kapitel 2, einen wesentlichen Einblick in die Interaktionsvorgänge zwischen Gleis und Tragwerk zu erhalten. Es werden relevante Einflussparameter, Gültigkeitsgrenzen und Berechnungsmethoden vorgestellt.

Kapitel 3 gibt einen Überblick zur Bestimmung der gemeinsamen Antwort der Konstruktion auf Verkehrsbelastung und anderer typischer Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken. Als Grundlage dienen sowohl das Paper der Arbeitsgruppe „Interaktion Schiene-Tragwerk“, als auch Kapitel 6.5.4., sowie der Anhang G der EN 1991-2.

Es soll hier eine Verbindung zum vorangehenden Kapitel geschaffen werden. Gemeinsamkeiten und Unterschiede zum UIC 774-3 sollen herausgearbeitet werden. Deckungsgleiche Abschnitte zu Kapitel 2 werden kursiv dargestellt.

3.1. Ausgangslage

Um eine gemeinsame Antwort von Tragwerk und dem Gleis in Bezug auf veränderliche Lasten zu erhalten, werden folgende allgemeine Prinzipien festgelegt [3]:

- Gleis und Brückenbauwerk (Tragwerk, Lager, Stützen) leisten bei Schienen, welche durchgehend auf unterschiedlichem Untergrund liegen (z.B. Tragwerk, Erdbauwerk) gemeinsam Widerstand gegen die Horizontallasten, welche aus Anfahren und Bremsen entstehen können. Diese Lasten werden einerseits vom Gleis in den Erdkörper hinter den Widerlagern und andererseits über Lager, Stützen und Fundamente in den Untergrund abgeleitet.
- Endlosschienen, welche die freie Bewegung, die durch Kräfte aus Temperaturunterschieden, Querkräften, Kriechen und Schwinden entstehen, behindern, rufen Längskräfte in den Schienen und den festen Lagern hervor.

- Die durch veränderliche Einwirkungen entstehende gemeinsame Wirkung von Bauwerk und Gleis, ist bei der Bemessung des Überbaus, der Festlager und der Fundamente, sowie beim Nachweis der zulässigen Schienenspannungen zu berücksichtigen.
- Die Prinzipien gelten für konventionellen Schotteroberbau.
- Die Anforderungen für feste Fahrbahnen sind gesondert festzulegen.

3.2. Relevante Einflussparameter

Folgende Parameter beeinflussen das gemeinsame Verhalten des Bauwerks und des Gleises und sind bei der Berechnung zu berücksichtigen [3]:

- Bauwerksstruktur
 - *Einfeldträger, Durchlaufträger oder Einfeldträgerketten*
 - *Zahl der Überbauten und deren Lage*
 - *Zahl der Felder und deren Länge*
 - *Position der Festlager*
 - *Position des thermischen Festpunktes*
 - *Auszuglänge L_T zwischen thermischen Festpunkt und Überbauende*
(Abbildung 3)
- Gleiskonfiguration
 - *Schotteroberbau oder feste Fahrbahnssystem*
 - *Vertikaler Abstand zwischen Überbauoberfläche und Schienenschwerachse*
 - *Lage des Schienenauszugs*

- Bauwerkseigenschaften
 - *Überbausteifigkeit in vertikaler Richtung*
 - Vertikaler Abstand zwischen der Schwerachse des Überbaus und der Oberseite des Überbaus
 - Vertikaler Abstand zwischen der Schwerachse des Überbaus und der Drehachse des Lagers
 - *Längsverschiebung des Überbauendes aufgrund der Überbauverdrehung (Abbildung 8, δ_H)*
 - *Längssteifigkeit des Bauwerks aus der Summe der Steifigkeiten der Lager, des Unterbaus und der Gründungen (Abbildung 7).*

- Gleiseigenschaften
 - Steifigkeit in Längsrichtung
 - *Widerstand des Gleises gegen Längsverschiebung im Schotterbett*
 - *Widerstand der Schiene gegen Durchschub in den Schienenbefestigungen*

3.3. Relevante Lastfälle

Folgende Einwirkungen sind für die Berechnung zu berücksichtigen [3]:

- *Anfahr- und Bremskräfte*
- *Thermische Einwirkungen*
- *Vertikale Verkehrslasten* (dynamische Auswirkungen können vernachlässigt werden)

Für die Berechnung einer gemeinsamen Antwort des Gleises auf Anfahren und Bremsen, sollten diese nicht auf das anschließende Erdbauwerk übertragen werden.

3.4. Modellierung und Berechnung des gemeinsamen Gleis-Tragwerksystems

Das Last/Verformungsverhalten des Gleises in Längsrichtung kann durch die in Abbildung 5 dargestellte Beziehung aus Verschiebewiderstand und Durchschubwiderstand ermittelt werden [1].

Für die Ermittlung der gemeinsamen Antwort von Schiene und Tragwerk ist hier die Unterscheidung zwischen Längsverschiebewiderstand (Schwelle-Schotter) und dem Durchschubwiderstand (Schiene-Schwelle) nicht erforderlich [3]. Dies begründet sich durch die unterschiedlichen Arten der Verformungsaufnahme in den Bereichen zwischen Gleis und Tragwerk. In der Folge wird daher nur noch von Verschiebewiderstand gesprochen.

Werte für den Verschiebewiderstand k sind im Folgendem angegeben. Ebenso die Werte für die Grenze u_0 zwischen linearer und konstanter Verformungs-Kraft-Beziehung [3].

Schotterbett bei guten Instandhaltungsbedingungen:

Unbelastetes Gleis: $k = 20 \text{ kN je m Gleis}$

Belastetes Gleis: $k = 60 \text{ kN je m Gleis}$

$$u_0 = 2,0 \text{ mm}$$

Gefrorenes Schotterbett oder feste Fahrbahn:

Unbelastetes Gleis: $k = 20 \text{ kN je m Gleis}$

Belastetes Gleis: $k = 60 \text{ kN je m Gleis}$

$$u_0 = 0,5 \text{ mm}$$

Für die Berechnung der Lagerreaktion F_L und um die globale Schienenspannung mit den zulässigen Werten vergleichen zu können, kann folgende Formel angesetzt werden [3]:

$$F_L = \sum \psi_i * F_i \quad (4)$$

F_i individuelle Auflagerreaktion in Bezug zur Kraft i

ψ_i Kombinationsbeiwert

Für die Berechnung der Schienenspannung ist ψ_i gleich 1 zu setzen.

Für die Bestimmung der Folgen jeder einzelnen Einwirkung ist das nichtlineare Verhalten, genauer das bilineare Verhalten von Schotterbett oder fester Fahrbahn, der Gleissteifigkeit zu berücksichtigen. Die gleichzeitige Wirkung von Kräften aus Anfahren oder Bremsen ist zu berücksichtigen. Dies kann zu etwas geringeren Lagerreaktionen führen [3].

Die Längskräfte in den Schienen und Lagern aus jeder Belastung können durch Überlagerung kombiniert werden.

3.5. Entwurfskriterien

3.5.1. Gleis

Die zulässige zusätzliche Schienenspannung für Schienen auf Brücken sollte begrenzt werden [3]:

- *Druckspannungen: $\delta_p = 72 \text{ N/mm}^2$*
- *Zugspannungen: $\delta_z = 92 \text{ N/mm}^2$*

Diese Werte gelten für Gleise mit folgenden Voraussetzungen [3]:

- *Schiene UIC 60 mit einer Mindestzugfestigkeit von 900 N/mm^2*
- *Gerades Gleis oder Gleisbogenhalbmesser $r > 1500 \text{ m}$*

-
- *Schotteroberbau mit schweren Betonschwellen mit einem maximale Abstand von 65 cm*
 - *Schotteroberbau mit mindestens 30 cm verdichtetem Schotter unterhalb der Schwellen*

Für feste Fahrbahnen gelten für Zug- und Druckspannungen gleichermaßen die Grenzwerte für Zugspannungen.

3.5.2. Grenzwerte für Bauwerksverformung

Die durch Anfahren und Bremsen hervorgerufenen relativen Längsverschiebungen δ_B zwischen Überbauende und Widerlager oder zwischen zwei aufeinander folgenden Überbauten dürfen folgende Werte nicht überschreiten [3]:

- *5 mm für durchgehend geschweißte Schienen ohne oder nur einem Schienenauszug*
- *30 mm bei durchgehendem Schotterbett und Schienenauszügen an beiden Überbauenden*
- *Bewegungen über 30 mm ist dann erlaubt, wenn im Schotter Bewegungsfugen und ein Schienenauszugvorhanden sind*

Die durch vertikale Verkehrslasten verursachten Längsverschiebungen der Überbauoberfläche an den Überbauenden δ_H dürfen folgende Grenzwerte nicht übersteigen [3]:

- *8 mm bei Berücksichtigung des Kombinationsverhaltens zwischen Tragwerk und Gleis*
- *10 mm bei Vernachlässigung des Kombinationsverhaltens*

Die Vertikalverschiebung δ_V der oberen Kante des Überbaus relativ zu einer zugehörigen Konstruktion aufgrund veränderlicher Einwirkung darf folgende Werte nicht überschreiten [3]:

- *3 mm bei örtlich zulässiger Geschwindigkeit bis 160 km/h*
- *2 mm bei örtlich zulässiger Geschwindigkeit über 160 km/h*

Hierbei sind für veränderliche Einwirkungen aufgrund von vertikaler Verkehrslast und Temperatureinwirkung zu berücksichtigen.

3.6. Berechnungsverfahren

3.6.1. Einfaches Berechnungsverfahren für einen Einzelüberbau

Bei einem Tragwerk aus einem Überbau (einfach gelagert oder Durchlaufträger mit einem Festlager) ist es nicht erforderlich die Schienenspannung zu überprüfen, falls [3]:

- der Unterbau, durch ausreichende Steifigkeit K im Stande ist, die Längsverschiebung δ_B aus Anfahren und Bremsen auf 5 mm zu begrenzen
- die Längsverschiebung der Oberkante des Überbaus δ_H 5 mm nicht überschreitet
- die Auszuglänge L_T kleiner 40 m ist

3.6.2. Gültigkeitsgrenzen

Das Verfahren ist unter folgenden Voraussetzungen gültig [3]:

- *Das Gleis entspricht den oben genannten Konstruktionsanforderungen.*
- *Längsverschiebewiderstand k beträgt 20 – 40 kN je m Gleis für ein unbelastetes Gleis bzw. 60 kN je m Gleis für ein belastetes Gleis.*
- *Vertikale Verkehrsbelastung nach Lastmodell 71 oder Lastmodell SW/2.*
- *Bremseinwirkung 20 kN/m bei LM71 oder 35 kN/m bei LM SW/2.
Die maximale Einwirkung aus Bremsen ist mit 6000 kN zu beschränken.*
- *Die Einwirkung aus Anfahren liegt bei 33 kN/m und maximal bei 1000 kN.*
- *Einwirkungen aus Temperatur:*
 - *Temperaturänderung des Überbaus ≤ 35 K*
 - *Temperaturänderung der Schiene ≤ 50 K*
 - *Maximale Temperaturdifferenz zwischen Schiene und Tragwerk ≤ 20 K*

Längskräfte aus Anfahr- und Bremseinwirkung auf Festlager können mit dem Faktor β abgemindert werden (Tabelle 1).

Die Längskraft F_{Tk} auf Festlager aufgrund von Temperaturänderung kann für folgende Konfigurationen ermittelt werden [3]:

- Für Brücken mit durchgehend geschweißten Schienen an beiden Überbauenden und Festlagern an einem Überbauende
- Für Brücken mit durchgehend geschweißten Schienen an beiden Überbauenden und Festlagern mit einem Abstand L_1 und L_2 von den Überbauenden
- Für Brücken mit durchgehend geschweißten Schienen und Festlagern an einem Überbauende und Schienenauszügen am freien Ende
- Für Brücken mit Schienenauszügen an beiden Enden

Die Längskraft F_{Qk} auf Festlager aufgrund von Überbauverformung kann für folgende Konfigurationen ermittelt werden [3]:

- Für Brücken mit durchgehend geschweißten Schienen und Festlagern an einem Überbauende und Schienenauszügen am freien Ende
- Für Brücken mit Schienenauszügen an beiden Enden

3.7. Verfahren zur Bestimmung der Gleis-Tragwerksinteraktion

3.7.1. Anforderungen

Unter folgenden Voraussetzungen kann eine gemeinsame Antwort von Gleis und Tragwerk bestimmt werden:

- Bestimmung der zulässigen Auszuglänge L_{TP} , diese darf die vorgesehene Auszuglänge L_T nicht überschreiten, ansonsten sind Schienenauszüge vorzusehen
 - Bestimmung der Längskräfte auf Festlager aus:
 - Anfahren und Bremsen
 - Temperaturänderungen
 - Endverdrehung des Überbaus aus vertikalen Verkehrslasten
-

3.7.2. Gültigkeitsgrenzen

Folgende Annahmen sind einzuhalten [3]:

Oberbau:

- *Schiene UIC 60 mit einer Mindestzugfestigkeit 900 N/mm²*
- *Schwere Betonschwellen mit einem maximalen Abstand von 65 cm oder einer gleichwertiger Oberbauart*
- *Mindestens 30 cm gut verdichteter Schotter unter der Schwelle*
- *Gerades Gleis oder Gleisbogenmesser $r \geq 1500m$*

Auszuglänge:

- *Für Stahlbauwerke: $L_T \leq 60m$*
- *Für Massiv- und Verbundbauwerke: $L_T \leq 90m$*

Längsverschiebewiderstand

- *Unbelastetes Gleis: $k = 20$ bis 40 kN pro m Gleis*
- *belastetes Gleis: $k = 60$ kN pro m Gleis*

vertikale Verkehrslast:

- *Lastmodell 71 (Abbildung 9)*
- *Lastmodell SW/0, SW/2 (Abbildung 10)*

Einwirkungen aus Bremsen:

- *Für Lastmodell 71: $q_{lbk} = 20kN/m$, max. $Q_{lbk} = 6000kN$*
- *Für Lastmodell SW/2: $q_{lbk} = 35kN/m$*

Einwirkungen aus Anfahren:

- *$q_{iak} = 33kN/m$, max. $Q_{iak} = 1000kN$*

Einwirkungen aus Temperatur:

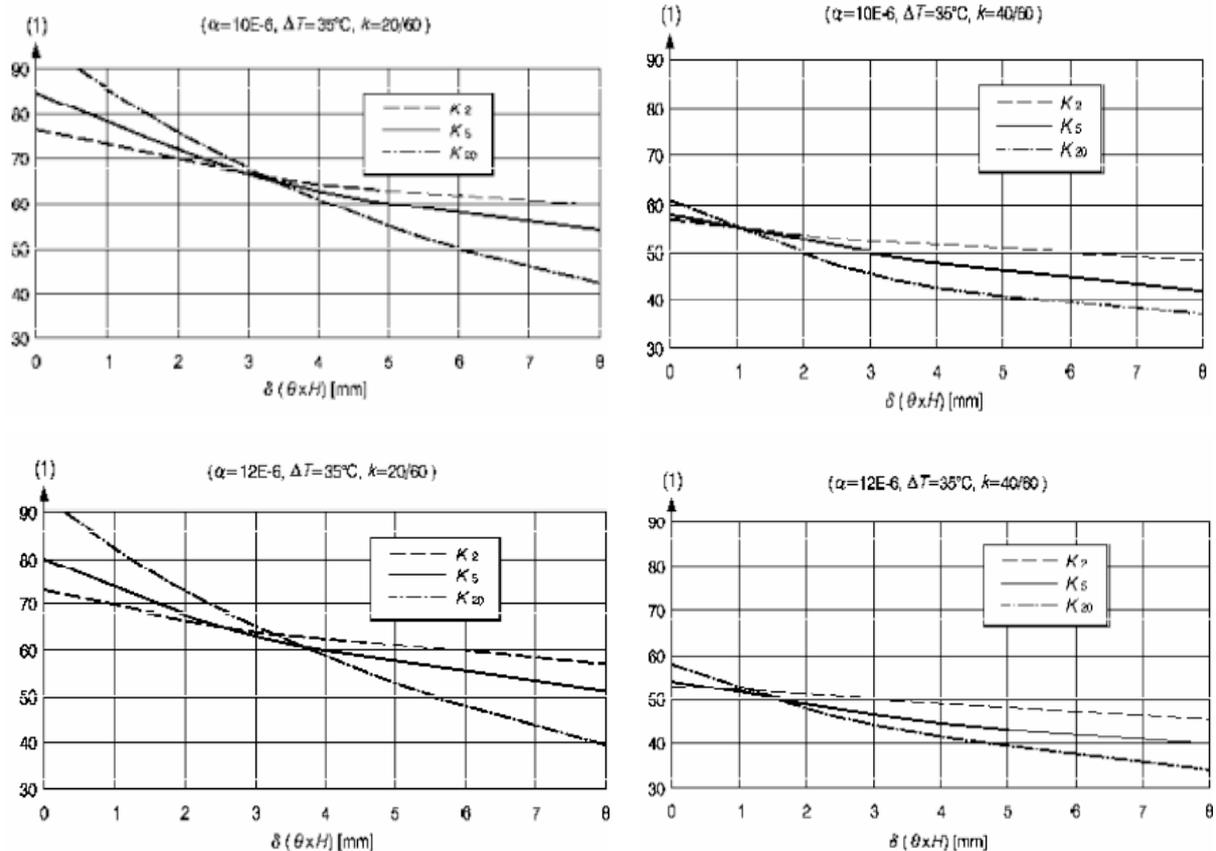
- *Temperaturänderung des Überbaus: $\Delta T_D \leq 35K$*
- *Temperaturänderung der Schiene: $\Delta T_R \leq 50K$*
- *Maximale Temperaturdifferenz zwischen Schiene und Überbau: $|\Delta T_D - \Delta T_R| \leq 20K$*

3.7.3. Bauwerke bestehend aus einem Überbau

Anfänglich sollten folgende Werte bestimmt werden:

- Auszuglänge L_T und Nachweis $L_T \leq \max. L_{TP}$
- Steifigkeit K der Bauteile
- Längsverschiebung der Oberkante des Überbaus $\delta = \Theta H$ [mm]
 - Θ Endverdrehung des Überbaus in rad (Abbildung 8)
 - H Höhe zwischen horizontaler Rotationsachse des Festlagers und Überbauoberfläche in mm

Zur Bestimmung, ob die Auszuglänge $L_T \leq \max. L_{TP}$ ist, erfolgt unter zu Hilfenahme von Abbildung 15 [3]. Falls der Schnittpunkt zwischen der maximal zulässigen Auszuglänge L_{TP} (Ordinate) und der Längsverschiebung δ (Abszisse) unter der zugehörigen Kurve der Längssteifigkeit des Unterbaus K liegt, sind die höchst zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen und die erlaubten Verformungen des Tragwerks erfüllt.



Legende:

- (1) Maximal zulässige Auszugslänge L_{TP} in m
- k Längsverschiebewiderstand in kN je m Gleis:
- für unbelastete Gleise: $k_{20} = 20$ kN je m Gleis und $k_{40} = 40$ kN je m Gleis,
 - für belastete Gleise: $k_{60} = 60$ kN je m Gleis.
- K Steifigkeit der Unterkonstruktion des Gleises je m Überbau in kN/m:
- $K_2 = 2E3$ kN/m
- $K_5 = 5E3$ kN/m
- $K_{20} = 20E3$ kN/m
- αT Linearer Temperaturkoeffizient in $1/K$.
- $\delta(\Theta H)$ Horizontalverschiebung der Oberkante des Überbaus aus Endverdrehung in mm.

Abbildung 15: Grafiken zur Bestimmung der Auszugslänge L_{TP} [3]

Für die Berechnung der Einwirkungen auf Festlager in Brückenlängsrichtung aus Anfahren, Bremsen, Temperaturänderung und Überbauverformung aus Vertikallasten können die Gleichungen in der nachstehenden Tabelle 3 verwendet werden. Die Gleichungen gelten jeweils für ein Gleis. Für zwei Gleise mit einer Lagersteifigkeit K_U kann die Lagersteifigkeit $K = K_U/2$ [3] bestimmt und das Ergebnis der Gleichung mit zwei multipliziert werden.

Tabelle 3: Tabelle zur Bestimmung der Einwirkungen in Längsrichtung auf Festlager [3]

Lastfall	Gültigkeitsgrenzen	durchgehend geschweißtes Gleis	mit einem Schienenauszug
Bremsen ^(e)	$L \geq 50 \text{ m}^{(d)}$	$82 \cdot 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4} \text{ (b)}$	$2,26 \times L^{1,1} \times K^{0,1} \text{ (b)}$
	$L \leq 30 \text{ m}^{(d)}$	$126 \cdot 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$	$3,51 \times L^{1,1} \times K^{0,1}$
Temperatur	$20 \leq k \text{ [kN/m]} \leq 40$	$(0,34 + 0,013k)L^{0,95} \times K^{0,25} \text{ (3)}$	$800 + 0,5L + 0,01 K/L \text{ (c)}$ für $L \geq 60 \text{ m}$ $20L$ für $L \leq 40 \text{ m}$ interpolierte Werte für $40 \leq L \leq 60 \text{ m}$
Endverdrehung	Deckbrücke	$0,11L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1-\beta) \times \theta H^{0,86}$	wie durchgehend geschweißtes Gleis
	Trogbrücken	$0,11L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1-\beta) \times \theta H$	wie durchgehend geschweißtes Gleis
<p>(a) Falls Schienenauszüge an beiden Überbauenden vorgesehen werden, sind alle Anfahr- und Bremskräfte auf die Festlager zu leiten. Einwirkungen auf Festlager aus Temperaturänderung und Endverdrehung aus Vertikalverformung hängen vom Bauwerkssystem und den zugehörigen Auszugslängen ab.</p> <p>(b) Die auf die Festlager wirkende Bremskraft ist auf einen Höchstwert von 6000 kN je Gleis begrenzt.</p> <p>(c) Die auf die Festlager wirkende Kraft aus Temperatureinwirkungen ist auf 1340 kN begrenzt, wenn Schienenauszüge an einem Überbauende bei allen Schienen vorgesehen sind.</p> <p>(d) Für Werte von L im Bereich $30 < L < 50 \text{ m}$ kann linear interpoliert werden, um Bremsauswirkungen abzuschätzen.</p> <p>(e) Die Gleichung für Bremsen berücksichtigt auch das Anfahren.</p>			

Legende:

K Lagersteifigkeit in kN/m

L in m, abhängig von der Bauwerkskonfiguration

- für einen einfach gelagerten Überbau mit Festlager an einem Ende: $L = L_T$
- für einen Durchlaufträger mit einem Festlager an einem Ende:
 - für Bremsen: $L = L_{\text{Deck}}$ (Gesamtlänge des Überbaus)
 - für Temperatur: $L = L_T$
 - für Endverdrehung: $L = \text{Länge des Feldes am Festlager}$
- für einen Durchlaufträger mit einem Festlager auf einem Mittelpfeiler:
 - für Bremsen: $L = L_{\text{Deck}}$
 - für Temperatur:

Die Einwirkungen aus Temperatur können aus der Addition der Lagerreaktionen, die durch Teilung des Überbaus am Festlager entstehen

β Verhältnis des Abstandes zwischen Schwerachse und der Oberfläche des Überbaus relativ zur Höhe H

4. Nichtlineare Finite-Element-Methoden

Ziel dieses Kapitels ist die Darstellung der Grundlagen der nichtlinearen Betrachtungsweise. Eine nichtlineare Modellbildung erlaubt im Allgemeinen das reale Strukturverhalten besser nachzubilden. Sie beruht auf Belastungszyklen, bei denen sich die Struktur ändert nachzubilden. Zusammenfassend sind die Ziele der nichtlinearen Betrachtungen für die Problemstellung der Tragwerksinteraktionen:

- das reale Verhalten besser abzubilden
- das inkludieren von Monitoringdaten
- ein effizientes Modellupdating
- den Durchschubwiderstand realitätsnah zu bestimmen
- den Längsverschiebewiderstand zu ermitteln
- Lagersteifigkeiten realitätsnah zu ermitteln
- Verkehrs- und Temperaturlastinteraktion nachzubilden
- das Modell für zeitlich veränderliche Prozesse aufzubereiten

4.1. Lineare und nichtlineare Systeme

Für die Berechnung von Tragwerken ist es notwendig, diverse vereinfachende Annahmen zu treffen. Mit einem vertretbaren Aufwand an Zeit und Rechnerkapazität sollen dennoch ausreichend genaue Aussagen über die Kräfte und den Verformungszustand der Konstruktion getroffen werden. Diese Vereinfachungen können sich beispielsweise auf die Geometrie, die Lagerung oder die Belastung beziehen. Von grundlegender Bedeutung ist jedoch die Bestimmung, ob es sich beim vorliegenden Objekt um ein lineares oder nichtlineares System handelt [4].

Bei linearen Systemen stehen die Einwirkungen und die Reaktionen in einem direkten, linearen Verhältnis [4]. Bei einer Verdopplung der Belastung würden sich auch die Schnittgrößen und Verformungen des Tragwerks verdoppeln. Würde man also eine gleich

bleibende Kraftgröße mehrmals auf eine Struktur aufbringen, so würde sich auch das Tragwerk in konstanten Schritten verformen.

In der Natur ist so ein linearer Zusammenhang jedoch eher selten der Fall. Vielmehr begegnet man nichtlinearen Systemen. Die Lasten und die durch sie hervorgerufenen Verformungen, die bereits auf eine Struktur aufgebracht worden sind, haben Einfluss auf die folgenden Lastschritte. Nach jedem Schritt haben sich die Eigenschaften im System geändert und es antwortet nun anders auf die neuerliche Einwirkung. Der nichtlineare Prozess verfolgt die Entwicklung des Systems und seiner Eigenschaften, die von seiner Geschichte und dem aktuellen Zustand abhängt [4].

Der Zustand eines Tragwerks wird grundsätzlich über drei Grundgleichungen beschrieben [4]:

- Die Gleichgewichtsbedingung verbindet innere mit äußeren Kraftgrößen.
- Das Materialgesetz setzt innere und äußere Kraft- und Weggrößen in Beziehung.
- Die Kinematik verbindet die inneren und äußeren Weggrößen miteinander.

Über das Prinzip der virtuellen Verschiebungen sind Kinematik und Gleichgewicht miteinander verbunden [4]. Eine kinematische Gleichung bestimmt somit die zugehörigen Gleichgewichtsbedingungen. Daraus ergeben sich zwei Ursachen für nichtlineares Verhalten:

- Geometrische Nichtlinearität: die kinematischen Gleichungen sind nichtlinear und somit auch die Formulierung des Gleichgewichts des verformten Systems
- Physikalische Nichtlinearität: das Materialgesetz ist nichtlinear

Abbildung 16 zeigt lineares Tragverhalten. Bei der Formulierung der Gleichgewichtsbedingung wird von einer infinitesimalen Deformation ausgegangen. Das Verhalten des Werkstoffes ist linear-elastisch. In Abbildung 17 ist geometrisch-nichtlineares Verhalten abgebildet mit einem linear-elastischen Werkstoffverhalten. Abbildung 18 zeigt eine typische nichtlineare Last-Verformungskurve für physikalisch-nichtlineares Verhalten. Bis zu einer gewissen Kraft wirkt das System elastisch und kann wieder in seine Ausgangsposition zurückkehren. Überschreitet man diese Kraft beginnt sich das System zu verformen und es entsteht eine dauerhafte Plastifizierung. Bei Erreichen des plastischen Zweiges verformt es sich immer weiter, ohne dass die Kraft noch erhöht wird.

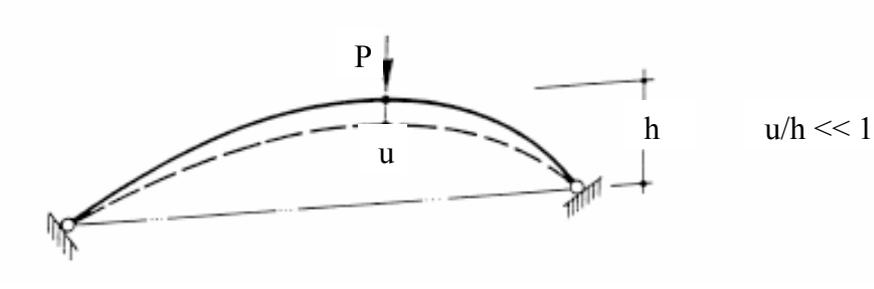


Abbildung 16: Lineares Tragverhalten [4]

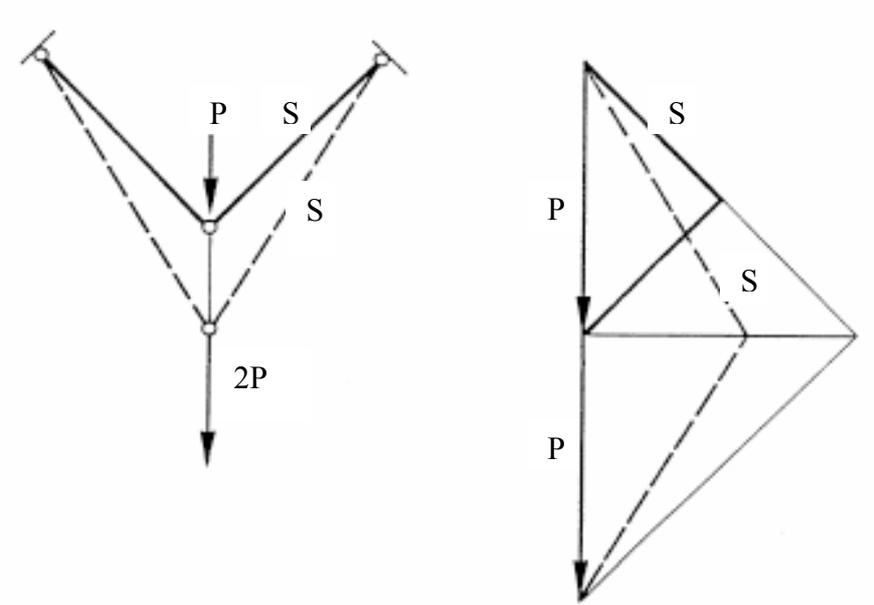


Abbildung 17: Geometrisch nichtlineares Tragverhalten [4]

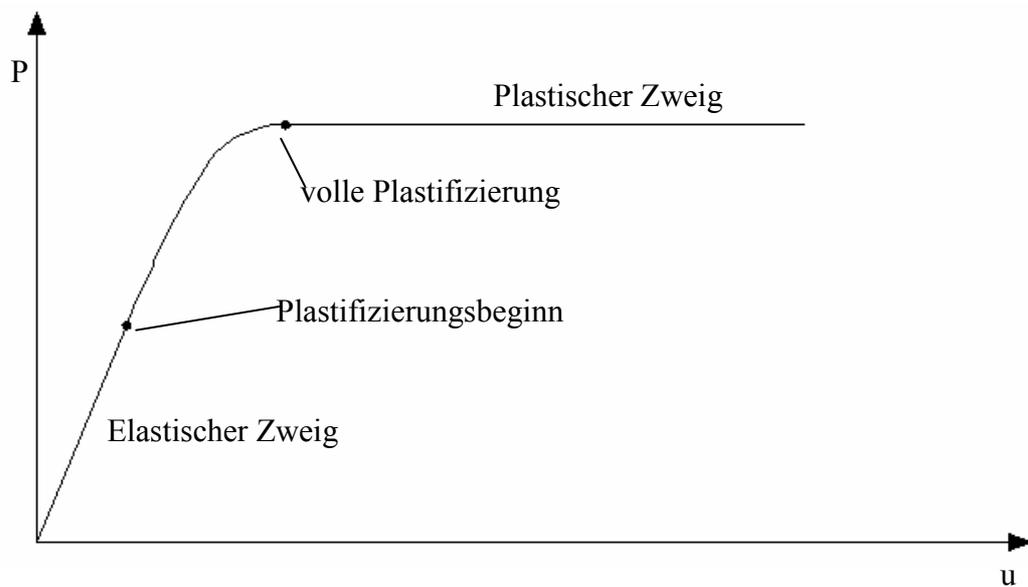


Abbildung 18: Physikalisch nichtlineares Tragverhalten [4]

Das nichtlineare Verhalten einer Konstruktion kann sich nun unterschiedlich auf die Steifigkeit eines Tragwerks auswirken. Es kann sich sowohl aufweichend als auch versteifend auf die Last-Verformungskurve auswirken (Abbildung 19). Zudem besteht die Möglichkeit, dass sich das Grundverhalten durch Auftreten von Durchschlags- und Verzweigungseffekten plötzlich ändert [4]. Es kann ein vollständig neuer Verlauf entstehen, wie Abbildung 20 zeigt. Die Steifigkeit nimmt plötzlich stark ab und wird später wieder größer.

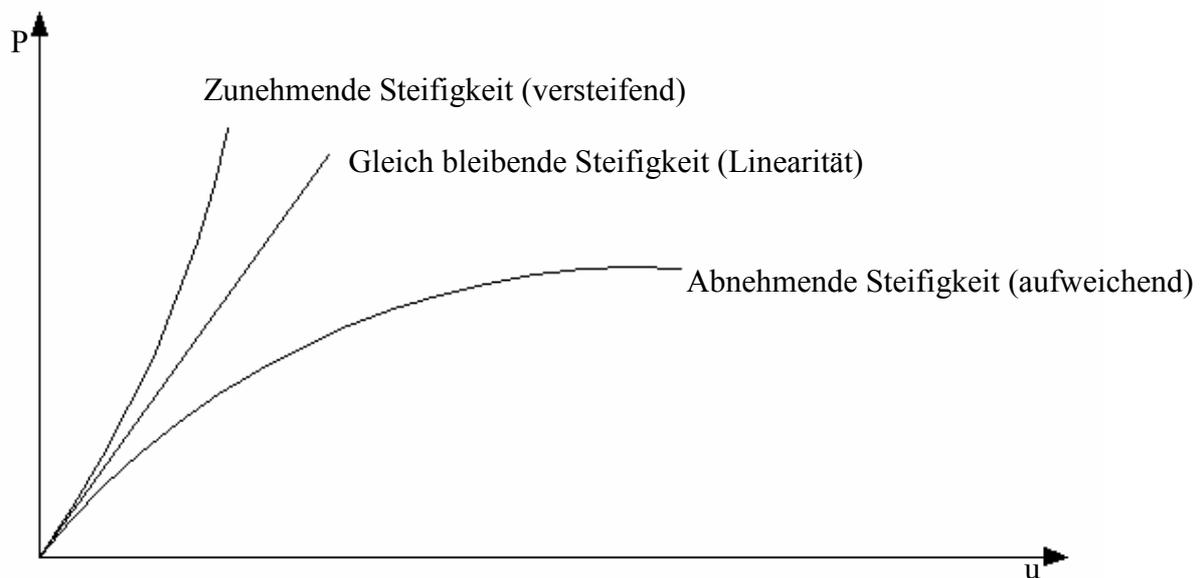


Abbildung 19: Aufweichendes und versteifendes Tragverhalten [4]

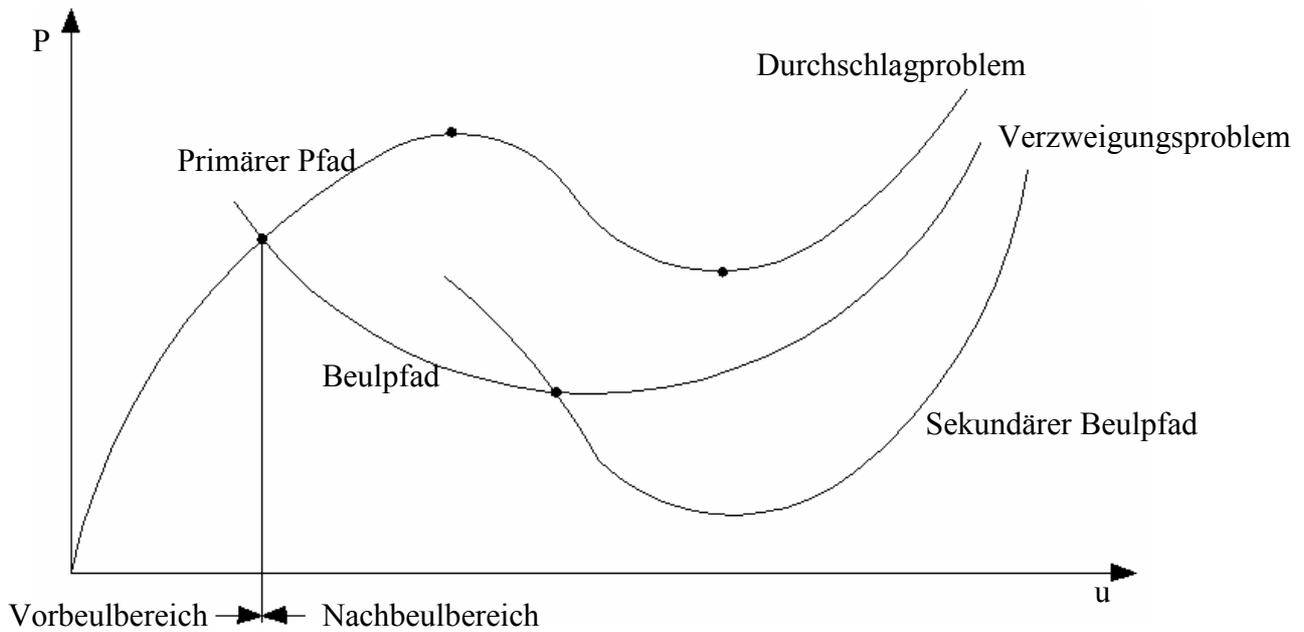


Abbildung 20: Nichtlineares Last-Verformungsverhalten [4]

4.2. Vor- und Nachteile linearer Systeme

Für die Berechnung von Tragwerken wird dennoch oft lineares Strukturverhalten vorausgesetzt. Die folgenden Punkte zeigen die dafür wichtigsten Gründe [4]:

- Es stehen Standardlösungsverfahren zur Verfügung, welche über lineare Gleichungssysteme beschrieben sind.
- Der numerische Aufwand bleibt gering.
- Es gilt das Gesetz der Superposition. Die einzelnen Lastfälle können zu einer Gesamtlösung kombiniert werden.
- Durch Nachweis lokaler kritischer Stellen wird das gesamte Tragwerk nachgewiesen.

Eine lineare Vorgehensweise ist jedoch nicht immer möglich oder sinnvoll und stößt in gewissen Situationen an ihre Grenzen [4]:

- Aussagen über das tatsächliche Tragverhalten der Konstruktion ist nicht möglich.
- Stabilitätsversagen kann nicht abgebildet werden.

- Lastfälle mit inelastischen Deformationen und teilweise Strukturversagen können nicht abgebildet werden.
- Bei großen Verformungen ergeben sich große Ungenauigkeiten.

4.2.1. Geometrische Nichtlinearität

Für die statische Berechnung ist die Forderung nach Gleichgewicht die wichtigste Forderung. Zwischen den äußeren Einwirkungen und den inneren Schnittgrößen muss ein Gleichgewicht herrschen [4]. Die Schnittgrößen resultieren aus Verformungen, welche durch äußere Lasten verursacht werden. Da ohne Verformungen keine Schnittgrößen entstehen, kann nur das verformte Tragwerk im Gleichgewicht stehen [4].

Für die Berechnung von Problemstellungen, welche linear behandelt werden, ergibt sich ein Ablaufschema wie in Abbildung 21.

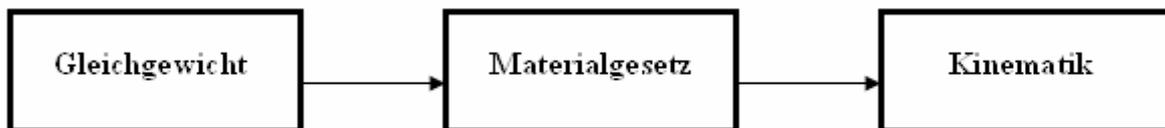


Abbildung 21: Ablauf einer geometrisch linearen Berechnung [4]

Wird hingegen unter Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearität gerechnet, ergibt sich ein Kreislauf (Abbildung 22). Hier ist jede Grundgleichung von dem Ergebnis der ihr vorangegangenen Gleichung abhängig.

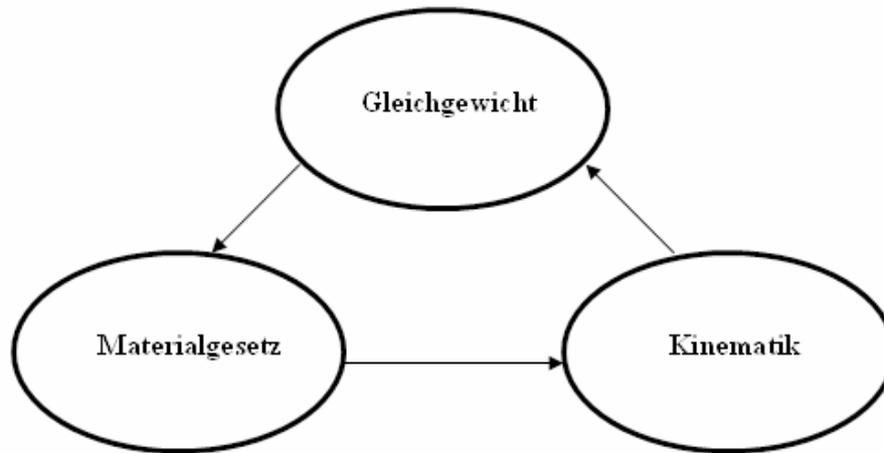


Abbildung 22: Gegenseitige Abhängigkeit der Komponenten einer geometrisch nichtlinearen Betrachtung [4]

Das Problem kann hier nicht direkt gelöst werden, sondern es wird ein iterativer Rechenvorgang benötigt, welcher auf der Lösung linearer Probleme beruht. Deren Systemeigenschaften ändern sich ständig mit dem aktuellen Schnittgrößen und den Verformungen.

Der Kreislauf wird an Stelle geöffnet und die Berechnung mit geeigneten Anfangswerten (beispielsweise mit dem Zustand des unbelasteten Tragwerks) gestartet. Das Ergebnis jedes Rechenschrittes wird mit den Eingangswerten verglichen. Bei einer deutlichen Änderung stimmt der angenommene Verformungszustand nicht mit den Schnittgrößen und den dazugehörigen Verformungen überein. Der Zustand wird daraufhin aktualisiert und die Berechnung läuft erneut durch. Dieser Vorgang wird so oft wiederholt, bis eine ausreichend kleine Änderung erreicht wird. In diesem Zustand sind dann das Gleichgewicht, das Materialgesetz und die kinematische Verträglichkeit erfüllt [4].

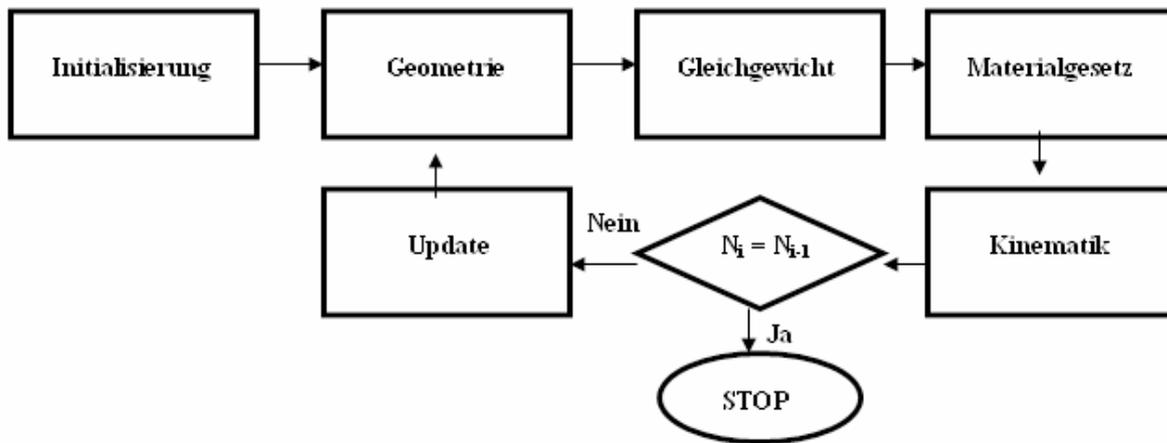


Abbildung 23: Flussdiagramm einer geometrisch nichtlinearen Berechnung [4]

4.2.2. Physikalische Nichtlinearität

Physikalische Nichtlinearität wird durch nichtlineares Materialverhalten hervorgerufen, welches auf die meisten Materialien zutrifft. In manchen Fällen wird ein lineares Verhalten vorausgesetzt, weil man diese Vereinfachungen toleriert, (z. B. Annahme von kleinen Dehnungen) auch wenn das nur eine Näherung darstellt. Ein Gummiband, beispielsweise, verhält sich bei zunehmender Dehnung immer steifer (nichtlineare Elastizität). Oder ein Draht, welcher durch Biegung bei Erreichen der Fließgrenze σ_y eine dauerhafte Verformung erleidet, zeigt ein elasto-plastisches Verhalten (Abbildung 24) [5].

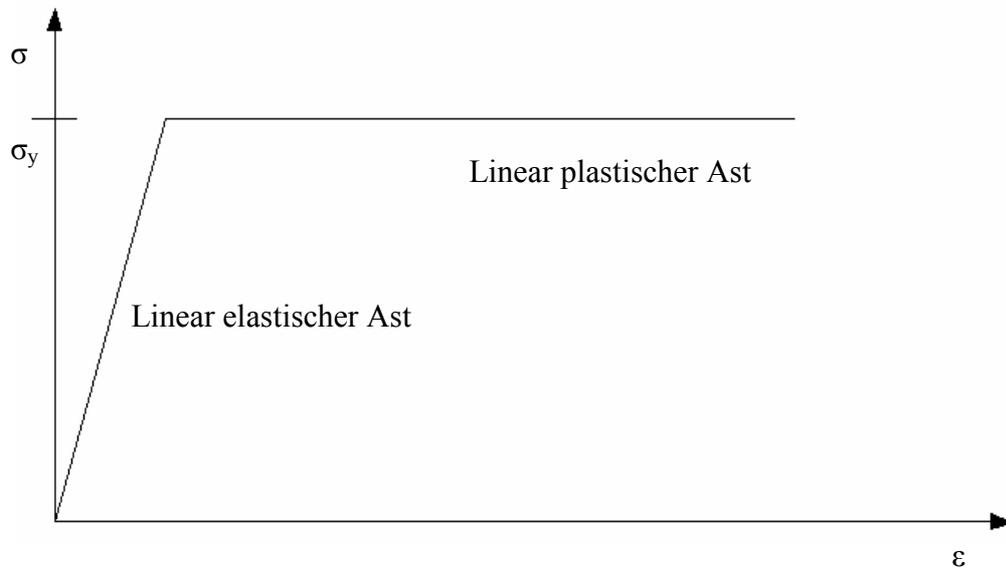


Abbildung 24: Elasto-plastisches Materialverhalten [5]

4.2.3. Nichtlinearität infolge geänderter Randbedingungen

Diese Form der Nichtlinearität kann durch Veränderung gewisser Randbedingungen auftreten. Am häufigsten tritt dieser Zustand beim Deformationsvorgang ein. Hier kommt es infolge von Laststeigerung zu Kontaktproblemen in der Berührzone zweier Körper [5]. Durch die veränderten Bedingungen zwischen den beiden Körpern stellt sich ein weiterer linearer Zweig ein. Dieser hat jedoch eine geringere Steifigkeit als zu Beginn (Abbildung 25). Bei weiterer Laststeigerung stellt sich ein linear plastischer Zweig ein.

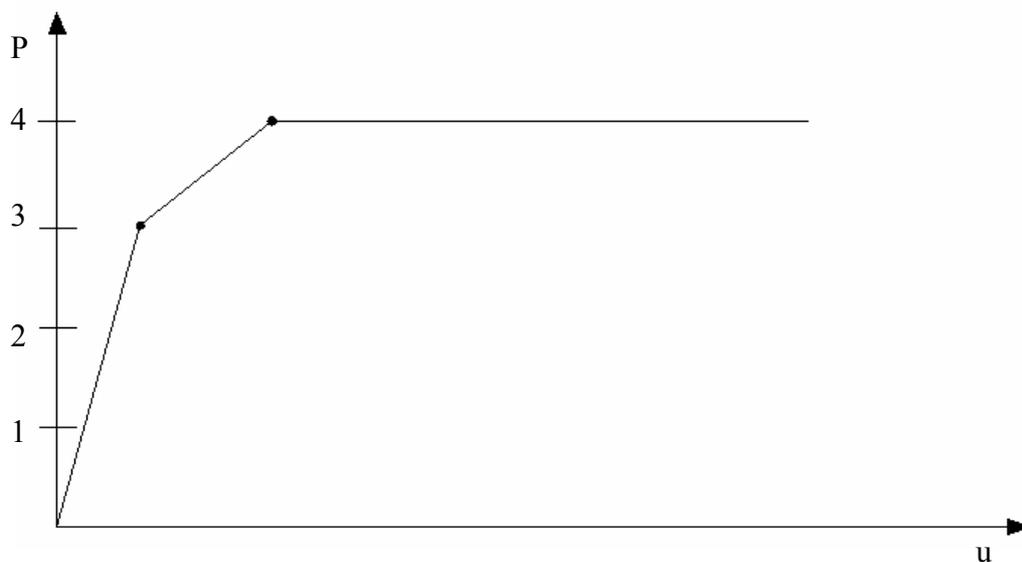


Abbildung 25: Last-Verschiebungsmodell bei Kontaktproblemen in der Berührzone [5]

4.3. Tangentiale Gleichgewichtsbedingungen

4.3.1. Linear diskrete Systeme

Durch Aufteilung einer kontinuierlichen Struktur in ein Anzahl endlicher großer Teile (finite Elemente) entsteht ein diskretes System. In den Knotenpunkten werden die unbekannt mechanischen Größen als diskrete Werte angesetzt (Abbildung 26).

Einer bekannten Einwirkung P steht dabei eine unbekannt Antwort V gegenüber. In einem linearen System sind diese beiden Komponenten V und P durch ein lineares Gleichungssystem verknüpft [4].

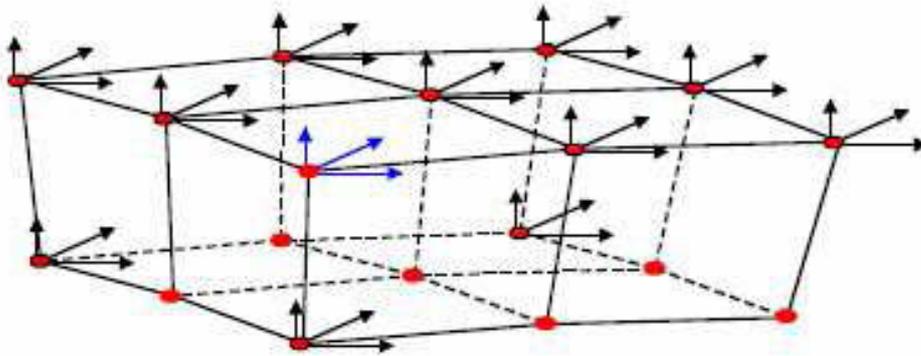


Abbildung 26: Knotenfreiheitsgrade eines diskreten Systems [4]

$$\begin{bmatrix}
 k_{11} & k_{12} & k_{13} & \cdot & \cdot & k_{1n} \\
 k_{21} & k_{22} & k_{23} & \cdot & \cdot & k_{2n} \\
 k_{31} & k_{32} & k_{33} & \cdot & \cdot & k_{3n} \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\
 k_{n1} & k_{n2} & k_{n3} & \cdot & \cdot & k_{nn}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 V_1 \\
 V_2 \\
 V_3 \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 V_n
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 P_1 \\
 P_2 \\
 P_3 \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 P_n
 \end{bmatrix}$$

Abbildung 27: Symbolische Schreibweise des Gleichgewichts [4]

$$K \cdot V = P \quad (5)$$

P steht hier für eine bekannte äußere Einwirkung, V steht für die äußeren Weggrößen und K für die Steifigkeitsmatrix. In ihr enthalten sind die Informationen über das Tragwerk, wie zum Beispiel die Geometrie, Lagerungsbedingungen, Materialdaten oder Querschnittseigenschaften.

4.3.2. Nichtlineare diskrete Systeme

Vektorielle diskrete Gleichgewichtsbedingung

Für die Problemlösung ist zunächst die Forderung nach Gleichgewicht zu erfüllen. Das Gleichgewicht muss zwischen den äußeren Lasten P und den inneren Kräften G herrschen. Durch Einwirkungen von außen wird das Tragwerk verformt und es kommt zu Verzerrungen. Diese rufen in Verbindung mit den (nichtlinearen) Materialgesetzen Schnittgrößen hervor. Der Verformungszustand wird über die Ansatzfunktionen zwischen den Knotenverformungen interpoliert und somit lassen sich die Schnittgrößen als Funktionen des Verschiebungsvektors V ausdrücken. Um die gesuchten Verformungen berechnen zu können, müssen die Gleichgewichtsbedingungen in eine inkrementelle Form überführt werden [4].

$$G(V) = P \quad (6)$$

Inkrementelle Formulierung

Um die Gesamt-Steifigkeitsbeziehung (6) lösen zu können, muss ein iterativer Rechenprozess angewandt werden. Dazu wird für die vorgegebene Last P nicht auf einmal in einem Schritt aufgebracht, sondern wird vielmehr in kleinere Einheiten aufgeteilt. Diese Einheiten werden schrittweise aufgebracht, sodass sich die Belastung langsam von $P = 0$ hin zur vollen Last P steigert. Dabei entsteht ein Last-Verformungsdiagramm wie es Abbildung 27 zeigt [4].

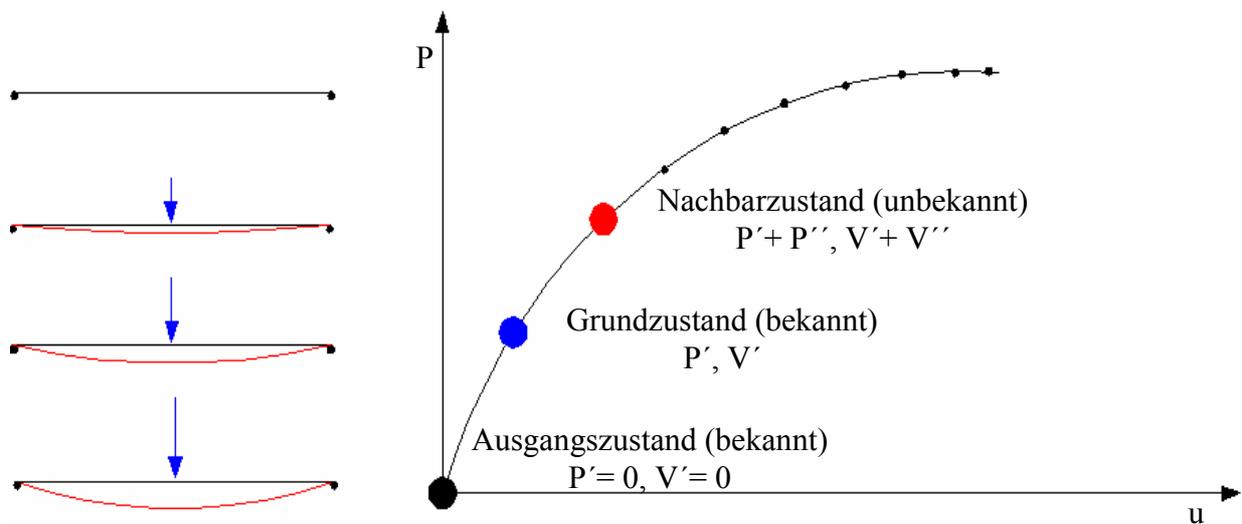


Abbildung 28: Inkrementeller Lastprozess [4]

Der kontinuierliche Lastprozess wird nun diskretisiert, somit können einzelne Gleichgewichtszustände betrachtet werden. Es wird nun davon ausgegangen, dass einer dieser Zustände bekannt sei, der so genannte Grundzustand (GZ) [4]. Der Ausgangszustand (AZ) steht am Beginn einer Reihe von bekannten Grundzuständen. Dieser spezielle Zustand ist immer bekannt, da es sich hierbei um das unbelastete und unverformte Tragwerk handelt. Von einem GZ aus geht man dann um ein Inkrement weiter und gelangt so zu dem gesuchten Nachbarzustand (NZ) (Abbildung 29).

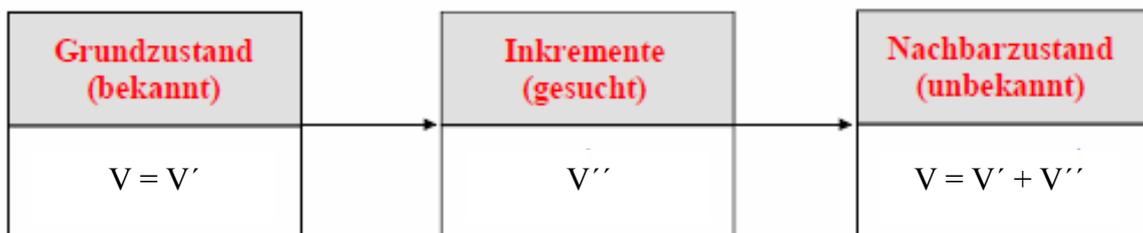


Abbildung 29: Ablauf der inkrementellen Lösung [4]

Es wird nun in diesem NZ Gleichgewicht gefordert:

$$G(V'+V'') = P'+P'' \quad (7)$$

Daraus wird V separiert:

$$G(V'+V'') = G(V') + \frac{\partial G}{\partial V} \cdot V'' = P'+P'' \quad (8)$$

An geeigneter Stelle wird die prinzipiell unendliche Reihe abgebrochen und es wird ein Abbruchfehler eingeführt.

Der Ausdruck $G(V)$ beinhaltet jene inneren Kräfte, welche durch die Verformung des Tragwerks im Grundzustand hervorgerufen werden und wird als Vektor der inneren Kräfte $F_i(V)$ bezeichnet [4].

Durch Ableitung von G nach V gelangt man zur tangentialen Steifigkeitsmatrix K_T .

Dadurch erhält man eine tangentielle Gleichgewichtsbedingung für das Verschiebungsinkrement:

$$K_T \cdot V'' = P'+P'' - F_i(V') \quad (9)$$

Steht der Grundzustand nun im Gleichgewicht, mit $\underline{P} = \underline{F}_i$ und $\underline{P} \neq 0$, ergibt sich

$$K_T \cdot V'' = P'' \quad (10)$$

Dies ist der Verschiebungszuwachs durch ein Lastinkrement und wird als Lastschritt bezeichnet.

Steht der Grundzustand nicht im Gleichgewicht, also $\underline{P} \neq \underline{F}_i$ und $\underline{P} = 0$, erhält man über die tangentielle Gleichgewichtsbedingung

$$K_T \cdot V'' = P' - F_i' = P_u \quad (11)$$

zur Ermittlung von Korrekturverschiebungen. Dies geschieht so lange, bis die Differenz zwischen äußerer Einwirkung (Ungleichgewichtskräfte P_u) und inneren Kräften verschwindet. Dies ist ein Iterationsschritt [4].

Ist die Annäherung innerhalb eines Lastschrittes mit Hilfe der Iterationsschritte erfolgt, wird der gesuchte NZ zum neuen GZ und es wird die Berechnung für einen weiteren NZ gestartet. So ein Verfahren wird als inkrementell-iterativ bezeichnet und findet beispielsweise Anwendung beim Newton-Raphson-Verfahren (Abbildung 30) [4].

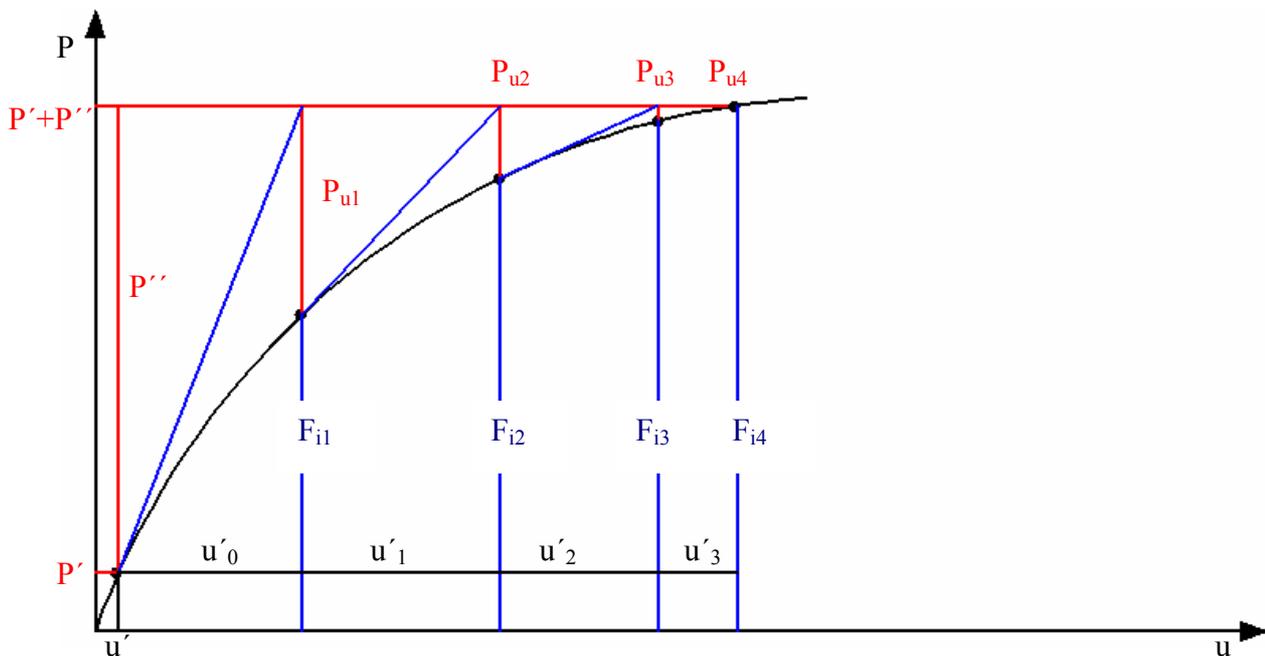


Abbildung 30: Prinzip des Newton-Raphson-Verfahrens [4]

4.4. Pfadverfolgungslogarithmus

Nicht nur Schnittkräfte und Verformungen allein, die bei einem bestimmten Lastniveau auftreten können, sind von Interesse. Oft liegt ein Augenmerk auch auf dem generellen Verhalten eines Tragwerks während eines längeren Belastungsereignisses. Dazu benötigt

werden Algorithmen, die eine solche Pfadverfolgung möglich machen. Dabei sind vor allem das Newton-Raphson-Verfahren und das Bogenlängenverfahren von Bedeutung [4].

Nichtlineare Antwortpfade können oftmals einen komplizierten Verlauf haben (Abbildung 31). Neben Extremstellen und Umkehrpunkten können sich an Verzweigungspunkten auch weitere Pfade (sekundärer, tertiärer Pfad) entstehen. Diese können plötzlich ein ganz anderes Last-Verformungsverhalten aufweisen. Um diese nichtlinearen Antworten verfolgen zu können, sind Pfadverfolgungsalgorithmen notwendig. Die wesentlichen Kriterien für diese Algorithmen sind [4]:

- Genauigkeit der Ergebnisse in angemessener Rechenzeit
- Robustheit des Algorithmus abhängig von den Steuerparametern und der Problemstellung
- Schnelligkeit der Berechnungen, wobei die Rechenzeit von der Anzahl der Lastschritte, der Zahl der Iterationen pro Lastschritt und der Rechenzeit pro Iteration selbst abhängig ist.

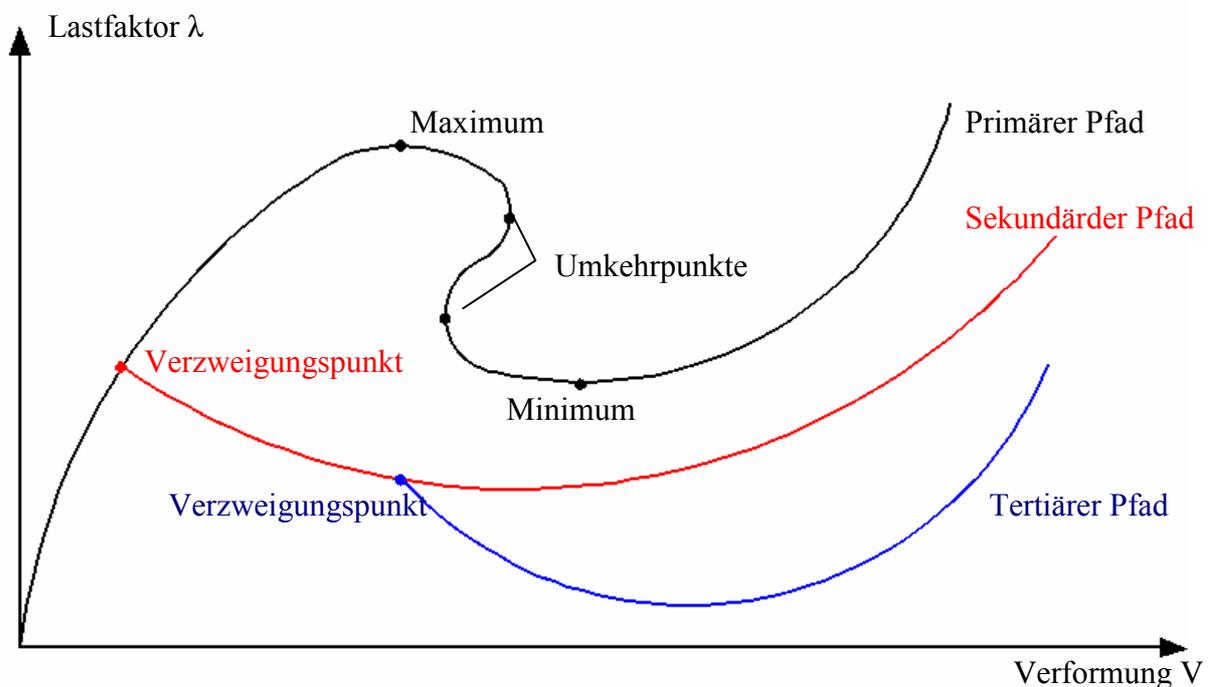


Abbildung 31: Mögliche nichtlineare Antwortpfade [4]

4.4.1. Newton-Raphson-Verfahren

Das Standard-Newton-Raphson-Verfahren entspringt dem inkrementellen Lösungsverfahren. Die Verformungskorrekturen werden aufgrund der auftretenden Ungleichgewichtskräfte über exakte tangentielle Steifigkeiten berechnet (Abbildung 32). Seine wesentlichen Eigenschaften sind [4]:

- Es ist über die Kraft gesteuert. Der Algorithmus findet auf iterative Weise einen Gleichgewichtszustand für ein vorgeschriebenes Lastniveau. Da aber diese Last vorgegeben ist, ist es dem Newton-Raphson-Verfahren nicht möglich einen Extremwert zu überwinden.
- Das Verfahren hat eine quadratische Konvergenz. Dies führt zu einer raschen Abnahme des Fehlers. Der Fehler nimmt von Iteration zu Iteration quadratisch ab.

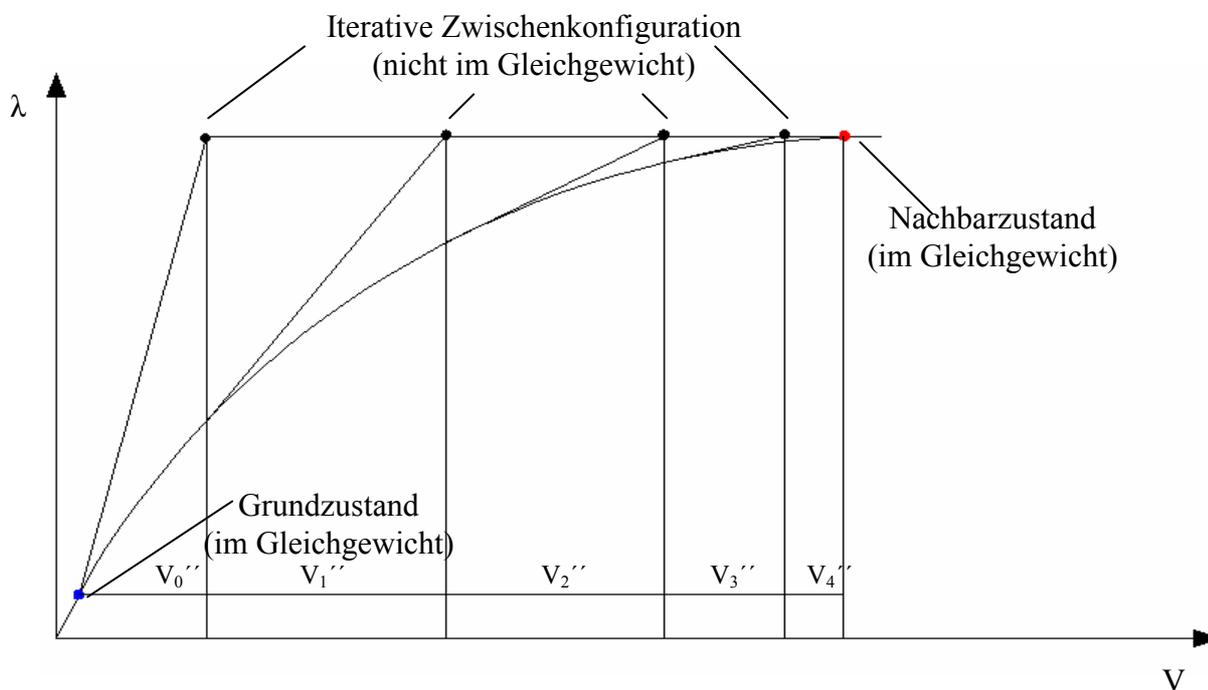


Abbildung 32: Standard-Newton-Raphson [4]

Das modifizierte Newton-Raphson-Verfahren unterscheidet sich dahingehend, dass darauf verzichtet wird während des Iterationsschritts die genaue tangentielle Matrix zu ermitteln

(Abbildung 33). Es wird dabei die Matrix, die zu Beginn des Lastschrittes ermittelt wurde, verwendet. Im Vergleich zum Standard-Verfahren kommt es zu zwei wesentlichen Unterschieden [4]:

- Die Rechenzeit pro Iteration verkürzt sich, da die Steifigkeitsmatrix während einer Iteration nicht verändert wird.
- Es gibt keine quadratische Konvergenz mehr. Dadurch erhöht sich die Anzahl der benötigten Iterationsschritte. Die Rechenzeit ist nun stark von der Größe der Lastschritte abhängig, da sich mit zunehmender Entfernung von der exakten Tangente die Konvergenz stark abnimmt.

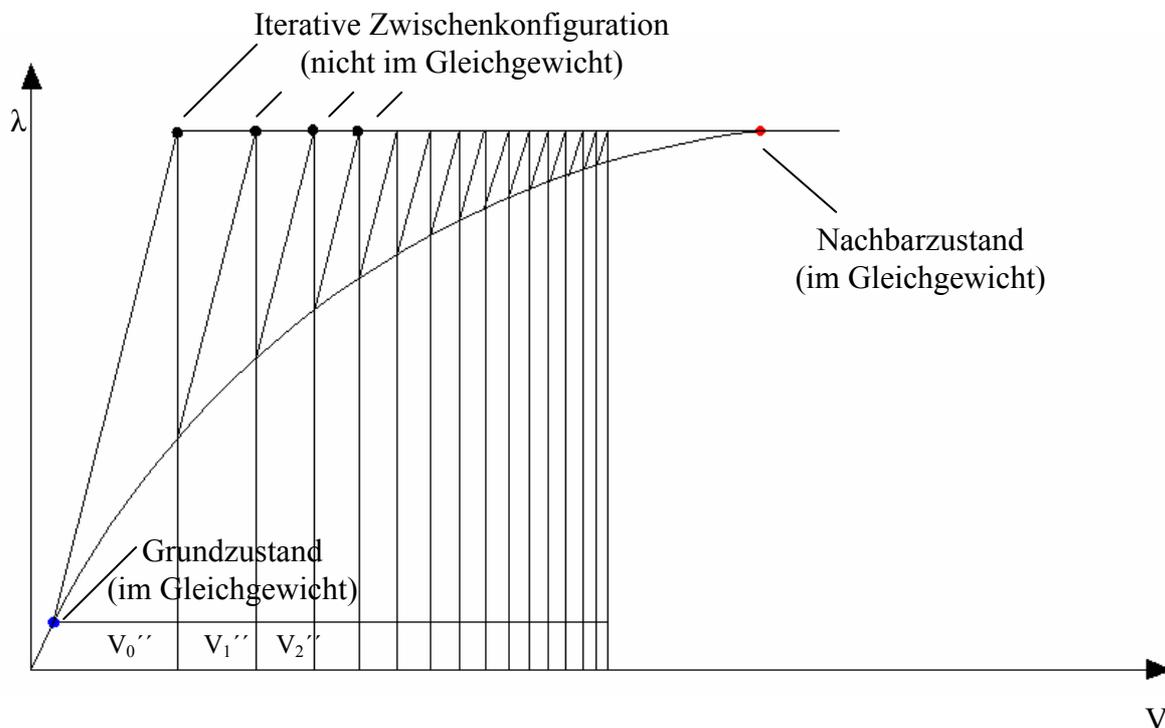


Abbildung 33: Modifizierter Newton-Raphson [4]

4.4.2. Bogenlängenverfahren

Im Gegensatz zum Newton-Raphson-Verfahren erfolgt die Iteration nicht entlang einer Horizontalen, sondern entlang einer Kurve (Abbildung 34). Hier wird zusätzlich zu den Verformungen auch das Lastniveau iterativ verändert, welches beim Newton-Raphson-Verfahren in konstante Inkremente eingeteilt ist [4].

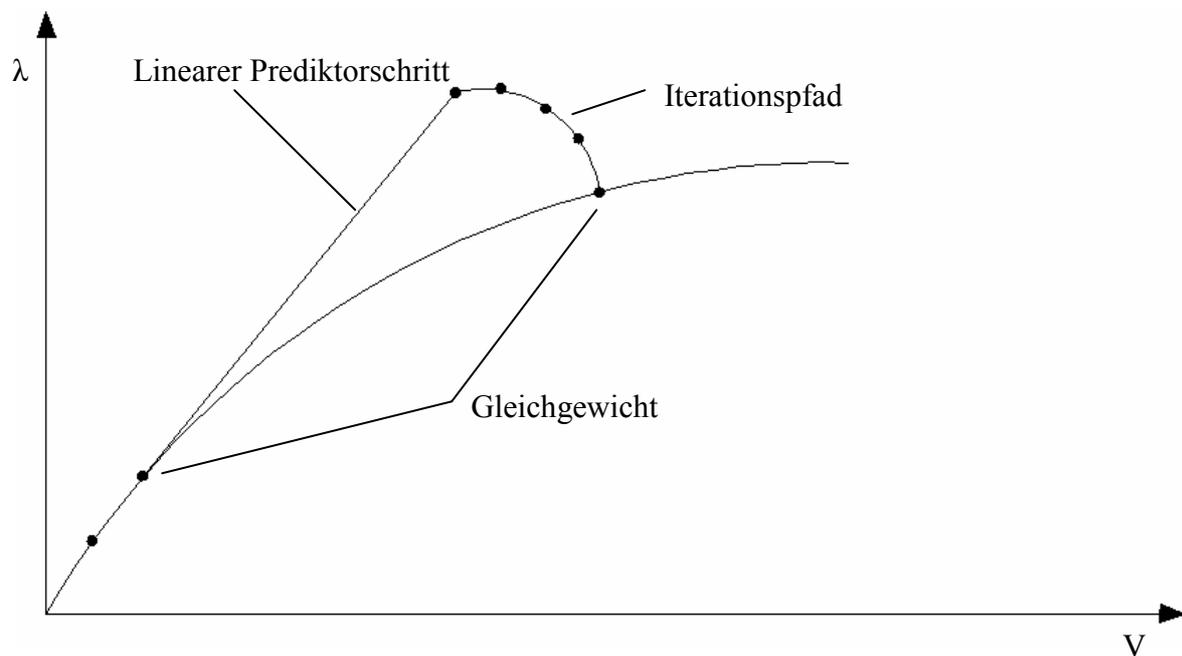


Abbildung 34: Iterationspfad eines Bogenlängenverfahrens [4]

Dadurch ergeben sich zwei wesentliche Unterscheidungsmerkmale in der Art der Ergebnisse die man aus dem Newton-Raphson-Verfahren und dem Bogenlängenverfahren erhält [4]:

- Die Steuerung des Systems über ein genau definiertes Lastniveau geht verloren. Daher ist das Bogenlängenverfahren nicht für Bemessungszwecke geeignet. Gesuchte Verformungen und Schnittgrößen setzen eine bekannte Bemessungslast voraus.
- Andererseits ist es bei flach verlaufenden (aufweichendes System) Kraft-Verformungskurven möglich, die Verformungen besser abzubilden, da diese bei konstanter Lastinkrementierung gröber abgebildet werden (Abbildung 35).
Zudem ist es beim Bogenlängenverfahren möglich Extremstellen zu überwinden.

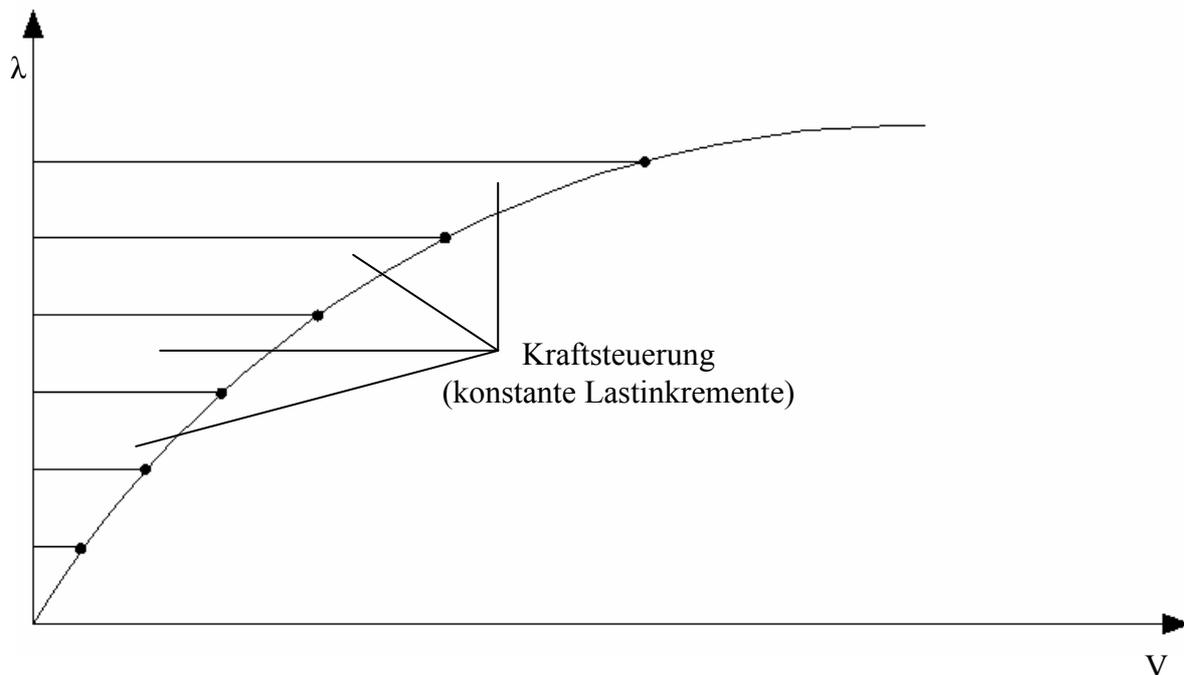


Abbildung 35: Ungenaue Kurvenverfolgung bei konstanter Lastinkrementierung [4]

5. Versuchsgestützte Bemessung gemäß EN 1990

Die Berechnungen des ATENA-Modells sollen unter Einbeziehung der Daten aus dem Monitoringprogramm an die realen Verhältnisse angepasst werden. Dazu werden zunächst die experimentellen Daten über Variation der Materialeigenschaften an die gemessenen Daten soweit angenähert, bis eine ausreichende kleine Abweichung erzielt wird. In späterer Folge werden mit dem Programm SARA die Materialparameter der in ATENA verwendeten Werkstoffe angepasst. Dazu werden einzelne Parameter gestreut und miteinander über einen gewissen Prozentsatz korreliert. Als Grundlage dient dieses Kapitel der statistischen Bestimmung eines Widerstandsmodells laut ÖNORM EN 1990, Anhang D.

5.1. Statistische Bestimmung eines Widerstandsmodells

In diesem Kapitel werden zwei standardisierte Verfahren (Methode a und b) vorgestellt, die zur Erstellung eines Widerstandsmodells und zur Bestimmung von Bemessungswerten mittels Versuchen, dienen.

Durch Versuche und theoretische Überlegungen wird ein Numerisches Modell entwickelt, welches zu einer Funktion r_t für den Widerstand führen soll. Durch statistische Auswertung der verfügbaren Versuchsdaten wird dieses Modell geprüft und, wenn nötig, durch Anpassungen verbessert, bis zwischen theoretischen und gemessenen Werten eine ausreichende Korrelation erzielt wird [6].

Gleichsam wird auch die Streuung der Vorhersage (über den Streuwert δ) mit dem Bemessungsmodell bestimmt und mit den Streuungen der Baustoffeigenschaften und den geometrischen Eigenschaften kombiniert [6].

5.1.1. Standardisierte Auswerteverfahren (Methode a)

Folgende Bedingungen haben bei der Anwendung des Verfahrens zu gelten [6]:

- Die Widerstandsfunktion ist eine Funktion von unabhängigen Basisvariablen X .
- Es steht eine ausreichende Anzahl von Versuchsergebnissen zur Verfügung.
- Alle relevanten Größen sind gemessene Werte.
- Es gibt keine Korrelation zwischen den Variablen in der Widerstandsfunktion.
- Alle Variablen genügen der Normal- oder log-Normal-Verteilung.

Die standardisierte Vorgehensweise ist in sieben Schritte unterteilt [6]:

Schritt 1: Entwicklung eines Bemessungsmodells

In Form einer theoretischen Widerstandsfunktion r_t , ist für ein Bauteil oder eine Konstruktion ein Numerisches Modell zu ermitteln:

$$r_t = g_r(X) \tag{12}$$

Diese Widerstandsfunktion sollte alle maßgebenden Variablen X enthalten.

Schritt 2: Vergleich der experimentellen und theoretischen Werte

Durch Einsetzen der gemessenen Werte in die Widerstandsfunktion sind die theoretischen Werte r_{ti} zu bestimmen. Diese werden mit den experimentellen Werten r_{ei} verglichen:

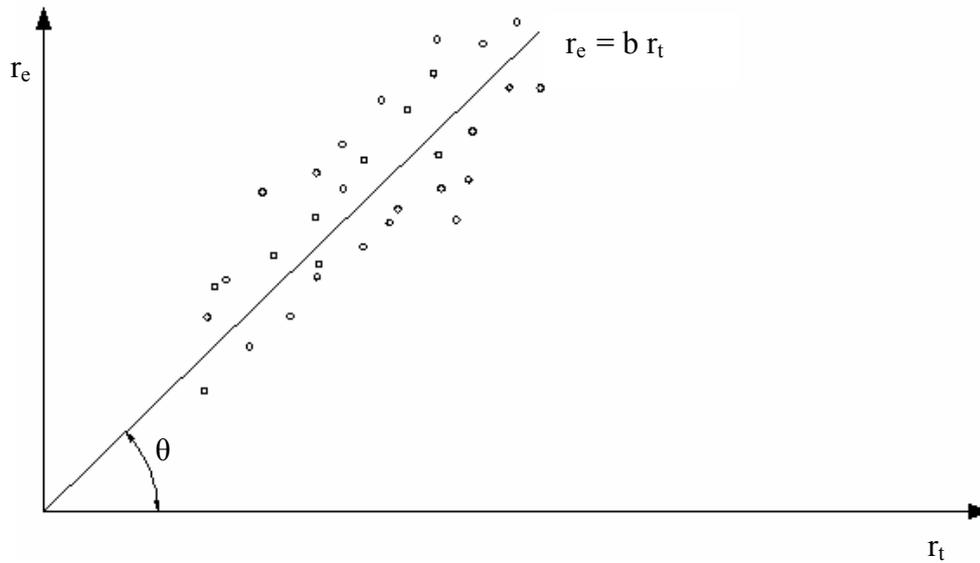


Abbildung 36: Gegenüberstellung der experimentellen und der theoretischen Werte

Die Punkte streuen um die Winkelhalbierende. Wäre die Widerstandsfunktion nun exakt und vollständig, würden die Punkte auf der gedachten Idealen liegen (Abbildung 36).

Schritt 3: Schätzung der Mittelwertkorrektur b

Mit Hilfe des Minimums der Abweichungsquadrate kann nun

$$b = \frac{\sum r_e \cdot r_t}{\sum r_t^2} \quad (13)$$

ermittelt werden und in die Widerstandsfunktion

$$r_m = b r_t(X_m) = b \cdot g_{rt}(X_m) \cdot \delta \quad (14)$$

eingesetzt werden.

Schritt 4: Schätzung des Variationskoeffizienten der Streugröße δ

Die Streugröße δ_i sollte für jeden Versuchswert r_{ei}

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{b r_{ti}} \quad (15)$$

bestimmt werden.

Für die Ermittlung des Variationskoeffizienten V_δ

$$V_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad (16)$$

fließen die folgenden Formeln mit ein:

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (17)$$

$$\Delta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (18)$$

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \Delta)^2 \quad (19)$$

Schritt 5: Verträglichkeitsprüfung

Die Prüfung der Verträglichkeit der theoretischen Annahmen erfolgt in der Regel mit den Versuchsergebnissen.

Ist die Streuung der Werte (r_{ti} , r_{ei}) zu groß, kann diese verkleinert werden, durch Berücksichtigung zusätzlicher Variablen in der Bemessungsfunktion oder durch die Änderung von b und V_δ durch Aufteilung der Grundgesamtheit in geeignete Untergruppen.

Schritt 6: Bestimmung des Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen

Im Falle, dass der Gesamtumfang der Versuche repräsentativ für die tatsächlichen Streuungsverhältnisse ist, kann V_{xi} aus den Versuchsdaten bestimmt werden. Andernfalls geschieht die Bestimmung aufgrund von Vorinformationen.

Schritt 7: Bestimmung des charakteristischen Wertes r_k der Widerstandsfunktion

Bei begrenzter Versuchsanzahl $n < 100$ lautet die Formel für r_k :

$$r_k = b \cdot g_R(X_m) \cdot \exp(-k_\infty \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5Q^2) \quad (20)$$

mit:

$$v_r^2 = v_\delta^2 + v_{rt}^2 \quad (21)$$

$$v_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j v_{Xi}^2 \quad (22)$$

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(v_{rt}^2 + 1)} \quad (23)$$

$$Q_\delta = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(v_\delta^2 + 1)} \quad (24)$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(v_r^2 + 1)} \quad (25)$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad (26)$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \quad (27)$$

wobei:

k_n	Fraktilefaktor für den charakteristischen Wert für den Fall „ V_x unbekannt“
k_∞	Wert des Fraktilefaktors $n \rightarrow \infty$ [$k_\infty = 1,64$]
α_{rt}	Wichtungsfaktor für Q_{rt}
α_δ	Wichtungsfaktor für Q_δ

Bei einer Versuchsanzahl $n > 100$ wird r_k über

$$r_k = b \cdot g_R(X_m) \cdot \exp(-k_\infty \cdot Q - 0,5Q^2) \quad (28)$$

ermittelt.

5.1.2. Standardisierte Auswerteverfahren (Methode b)

Für Methode b werden die Schritte 1 bis 6 gleichermaßen ausgeführt wie in Methode a. Im Schritt 7 wird der Fraktilefaktor k_n für den charakteristischen Wert durch $k_{d,n}$ für den Bemessungswert ersetzt [6].

Bei begrenzter Versuchsanzahl wird r_d aus [6]:

$$r_d = b \cdot g_R(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5Q^2) \quad (29)$$

ermittelt, wobei:

$k_{d,n}$	Fraktilefaktor für den charakteristischen Wert für den Fall „ V_x unbekannt“
$k_{d,\infty}$	Wert des Fraktilefaktors $n \rightarrow \infty$ [$k_{d,\infty} = 3,04$]

Bei einer großen Versuchsanzahl wird der Bemessungswerte r_d aus[6]:

$$r_d = b \cdot g_R(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q_{rt} - 0,5Q^2) \quad (30)$$

bestimmt.

6. Fallstudie L110

6.1. Bauwerksbeschreibung

Die neu errichtete Eisenbahnbrücke über die L110 befindet sich an der Neubaustrecke zwischen St. Pölten nach Wien. Sie wurde in der Gemeinde Kapelln im Bezirk St.Pölten-Land (Abbildung 37) erbaut.

Die Brücke gehört zur Perschlinger Tunnelkette, welche sich wiederum im Westabschnitt der Neubaustrecke befindet. Sie befindet auf einem oberirdischen Abschnitt zwischen dem Raingrubentunnel im Westen und liegt unmittelbar vor dem Portal des Stierschweiffeldtunnels im Osten.



Abbildung 37: Übersichtslageplan [10]

Die Brücke über die L110 ist als Plattenbrücke mit drei Feldern mit Spannweiten zwischen 19 und 22 Metern ausgeführt. Ihre Breite beträgt in etwa 9 Meter, wobei 2 Kragarme die Fläche an der Oberseite nach beiden Seiten um 2 Metern verbreitern. Im Stützenbereich verstärkt sich der Tragwerksquerschnitt von 119 cm auf 149 cm. Die Brücke ist an beiden Überbauenden und am westlichen Pfeiler 30 horizontal beweglich gelagert. Am östlichen Pfeiler 20 befindet sich das Festlager.

Beim Tragwerk handelt es sich um eine vorgespannte Stahlbetonkonstruktion. Darauf montiert sind die Elemente der festen Fahrbahn, welche am östlichen Ende über das Widerlager 10 hinaus in die Röhre des Stierschweifeldtunnels weitergeführt werden. Am

westlichen Ende befindet sich eine so genannte Schlepplatte. Durch sie soll ein eventuell durch die Verdrehung der Überbauenden entstehender Höhenunterschied des Oberbaus auf der Brücke und des Oberbaus auf dem Erdbauwerk minimiert werden.

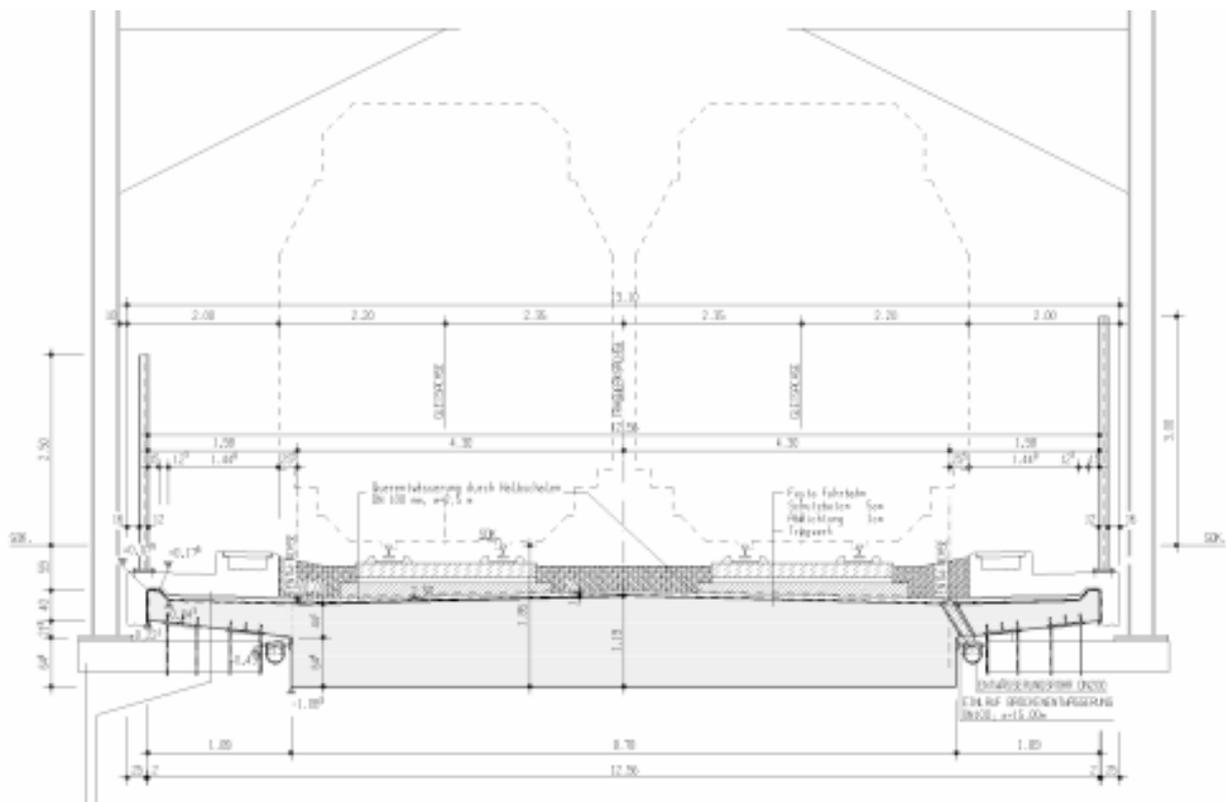


Abbildung 38: Regelquerschnitt [8]

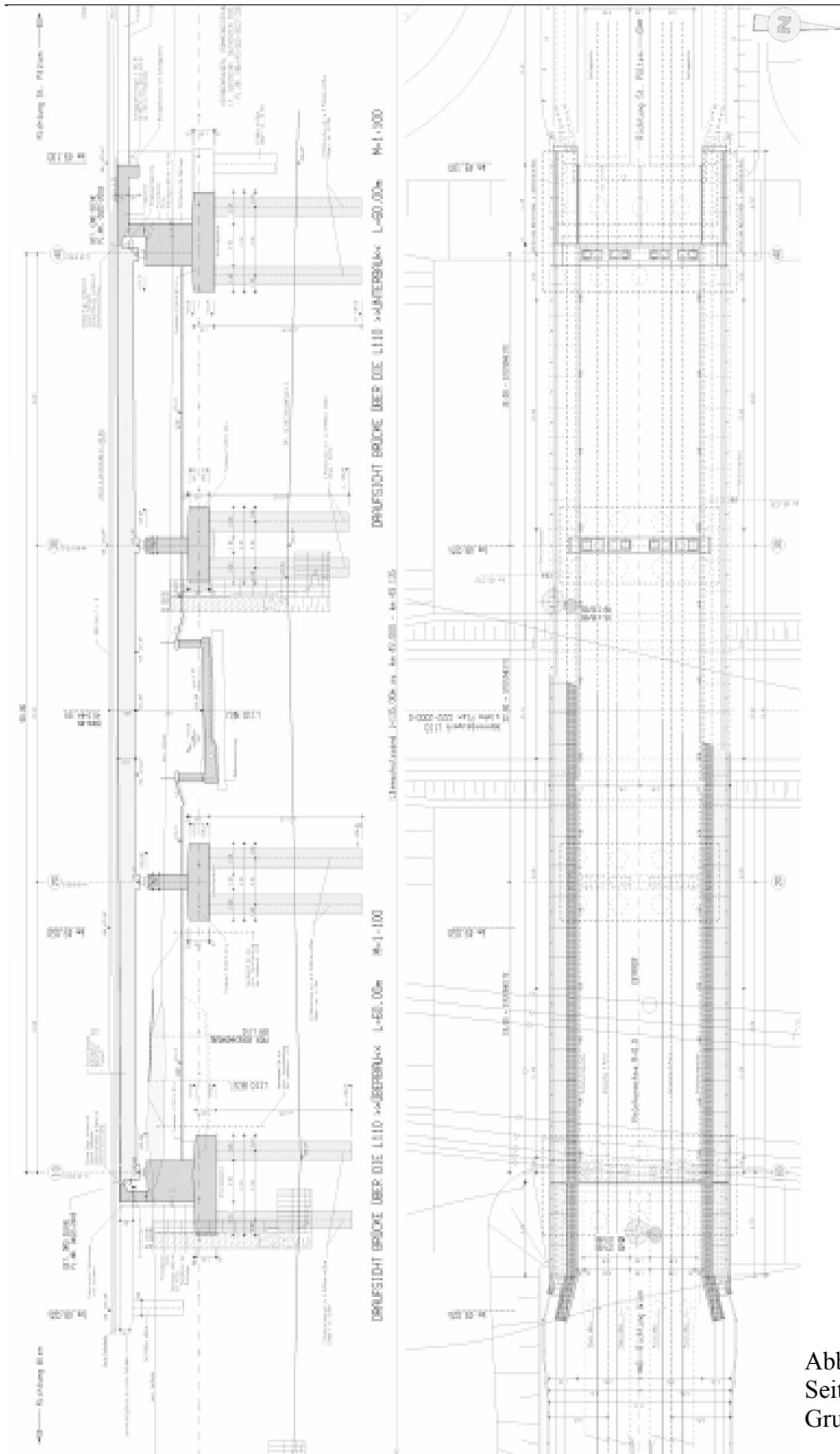


Abbildung 39:
Seitenansicht,
Grundriss [8]

6.2. Monitoringprogramm

An der Brücke wurde ein umfassendes Monitoringprogramm der Firma FCP installiert. Das Monitoring bezieht sich vorwiegend auf Temperaturdaten und Bauteilverschiebungen.

So werden beispielsweise die Lufttemperatur und die Temperaturen an mehreren Stellen des Tragwerks der festen Fahrbahn und der Schienen gemessen. Die Aufzeichnung der Werte erfolgt gleichzeitig zu einem bestimmten Zeitpunkt und wird in einem fünfminütigen Intervall wiederholt.

Gleichzeitig zu den Temperaturonzeichnungen erfolgt die Erfassung von Relativverschiebungen einzelner Bauteile zueinander. Es werden zum Beispiel die Verschiebungen zwischen

- Schiene und fester Fahrbahn
- Fester Fahrbahn und Tragwerk
- Tragwerk und Pfeiler
- Tragwerk und Widerlager
- Fester Fahrbahn und Widerlager

aufgezeichnet. Abbildung 40 zeigt die zahlreichen Sensoren, die an der gesamten Brücke installiert wurden.

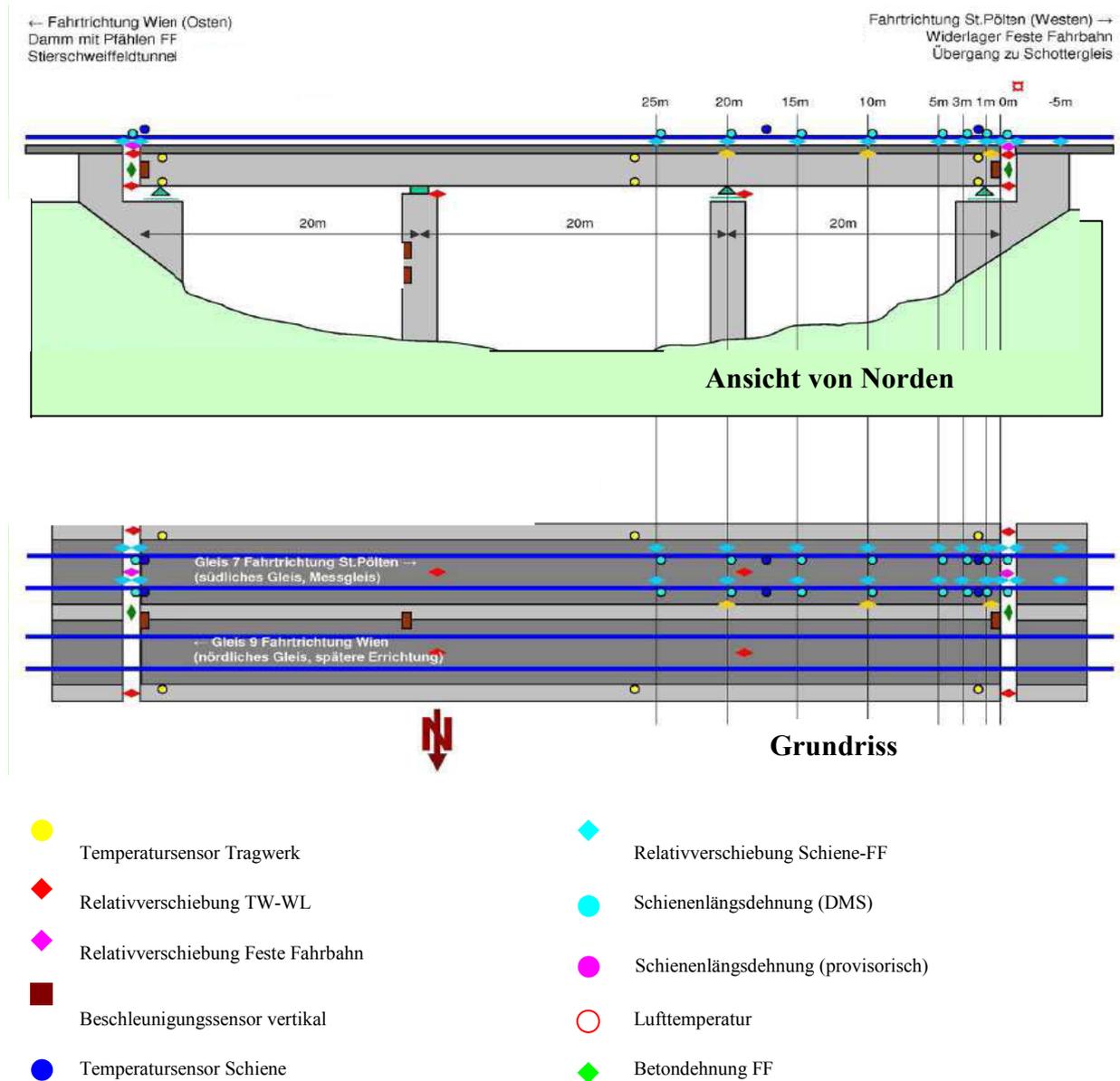


Abbildung 40: Monitoringprogramm [9]

Die gesammelten Daten aus Temperatur und Relativverschiebung dienen später als Grundlage für die Kalibrierung des Modells im Programm ATENA. Es werden an mehreren willkürlich gewählten Zeitpunkten die Temperaturen der Bauteile herausgenommen und bilden in weiterer Folge die Grundlage für die benötigten Temperaturlastfälle. Diese werden dann auf die eingegebene Struktur im Programm aufgetragen.

Die zu den Temperaturen korrespondierenden Verschiebungen werden dann mit jenen Ergebnissen verglichen, welche ATENA berechnet. Ist das Modell richtig eingestellt, dann sollten sich die Werte möglichst an die wahren Bauwerksbewegungen annähern.

6.3. Systemidealisierung

Für die Eingabe in ATENA wird die Brücke zunächst Abbildung 41 idealisiert. Sie besteht aus drei Feldern mit den Spannweiten 19, 22 und wiederum 19 Metern. Jeweils von Auflagermitte zu Auflagermitte. Am östlichen und westlichen Ende befinden sich noch zwei kleine Kargarme mit einer Länge von 0,575 Metern.

Es handelt sich um ein statisch bestimmtes System mit einem festen Lager an Pfeiler 20 und drei in horizontaler Richtung beweglichen Lagern.

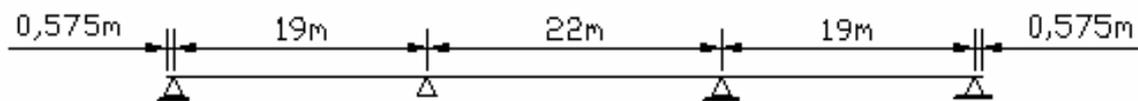


Abbildung 41: Systemidealisierung

Die vorhandene Längsneigung des Tragwerks von 0,3 % wird vernachlässigt und die gesamte Brücke waagrecht ausgeführt.

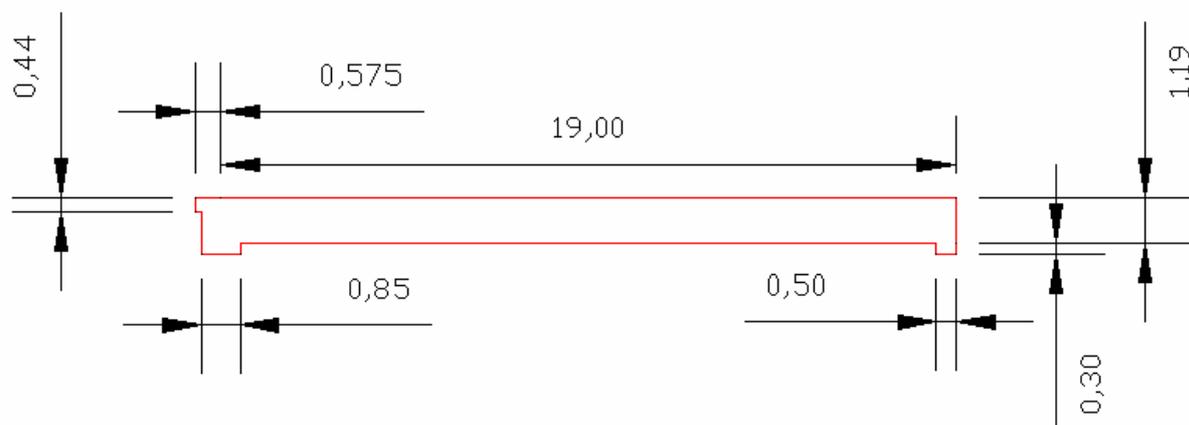


Abbildung 42: Abmessungen des ersten Feldes

Abbildung 42 zeigt die geometrischen Abmessungen des ersten Brückenfeldes vom Widerlager Ost bis zur Auflagermitte von Pfeiler 20. Anschließend folgt das 2. Feld mit 22 Metern Länge. Brückenfeld drei kann analog zum ersten Feld ausgeführt werden.

Die Querträger aus Stahlbeton, welche die Konstruktion über den Auflagern verstärken, sind in der Höhe von 30 Zentimetern ausgeführt. An den Widerlagern 10 und 40 sind diese 0,85 Meter breit, über den Pfeilern 20 und 30 jeweils einen Meter. In diese Querträger eingelassen und verschraubt sind Lagerplatten aus Stahl im Ausmaß von 40 mal 40 Zentimetern und einer Dicke von 4 Zentimetern.

6.4. Konstruktive Ausbildung

Der Aufbau der einzelnen Schichten der Struktur wurde etwas vereinfacht um sich auf die wesentlichen Elemente zu konzentrieren (Abbildung 43).

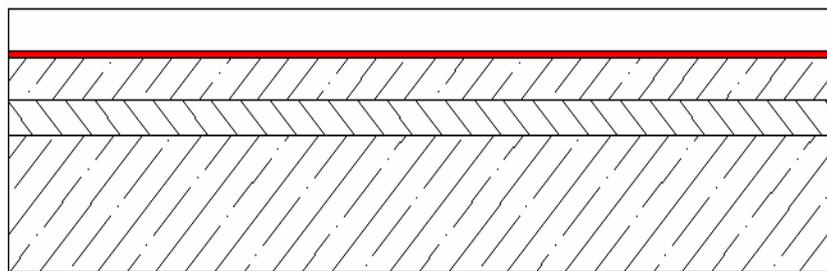
Das Stahlbetontragwerk wurde in der maximalen Stärke von 119 Zentimetern eingegeben. Die Betonqualität beträgt C30/37.

Es folgt eine etwas vereinfacht dargestellte Zwischenschicht aus Beton der Güteklasse C20/25. Hier wurden der Vergussbeton der Gleistragplatte, sowie des Ausgleichsbetons zusammengefasst. Der Vergussbeton, welcher durch die Aussparungen in den Elementen der festen Fahrbahn gefüllt wird und sich unter diesen gleichmäßig verteilt, wird in der Regel mit acht Zentimeter Stärke ausgeführt und bewehrt. Darunter befindet sich zum Ausgleichen der Querneigung und zur besseren Lastverteilung eine Schicht Unterbeton in der Dicke von sechs Zentimetern. Daraus ergibt sich für diese Zwischenschicht eine gesamte Bauteilstärke von 14 Zentimetern. Hier soll im Zuge dieser Arbeit eine angemessene Federsteifigkeit ermittelt werden.

Im weiteren Aufbau folgen die Elemente der festen Fahrbahn, welche als Fertigbauteil in der Standardstärke von 16 Zentimetern ausgeführt werden.

Darauf wird die Schiene, Typ UIC 60, mit der Regelhöhe von 17 Zentimetern eingegeben.

Um die Steifigkeit für die elastische Schienenbefestigung zu simulieren wird diese durch eine zwei Zentimeter dicke Elastomerschicht abgebildet. Über die Variation des E-Moduls soll für diese Schicht eine passende Federsteifigkeit ermittelt werden.



Schiene:	17 cm
Elastische Schicht:	2 cm
Gleistragplatte:	16 cm
Zwischenbeton:	14 cm
Tragwerk:	119 cm

Abbildung 43: Schichtaufbau des Modells

6.5. Modelldiskretisierung

Im folgenden Kapitel wird nun die Eingabe der Struktur in das FE-Programm beschrieben. Es soll gezeigt werden, wie von der Eingabe der Geometrie, über die Bestimmung der Lastfälle bis zur Berechnung der Ergebnisse vorgegangen wird.

Einzelne Bauteile und –gruppen werden vereinfacht dargestellt, um Eingaben und Rechnerkapazitäten effizient zu halten. Dennoch wird versucht die relevanten Elemente so realistisch als möglich darzustellen.

6.5.1. Materialkennwerte

ATENA bietet eine Zahl von vordefinierten Masken (Abbildung 44) für verschiedene Materialien. Hier ist bereits eine Grundeinstellung von Materialeigenschaften eingegeben, welche übernommen oder aber auch spezifisch angepasst werden kann.

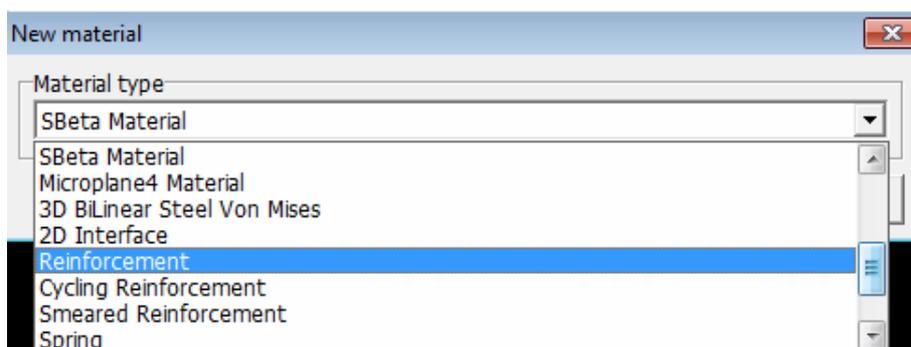


Abbildung 44: Neues Material anlegen

Für die Struktur der Brücke über die L 110 werden folgende Materialien gewählt, um sie in ATENA darzustellen:

- S Beta Material für Beton
- Reinforcement für Stabbewehrung, sowie für die Vorspannkabel
- Smeard Reinforcement für Bügelbewehrung
- Plain strain elastic isotropic zunächst für die Abbildung der elastischen Zwischenlage und der Stahlplatten an den Lagern und später für die Elastomerlager
- 3D Bilinear Steel von Mises für die elastische Zwischenlage Neu

Beton

Die folgenden Tabellen zeigen die Materialeigenschaften der im ATENA-Modell verwendeten Betone. Für das Tragwerk und die feste Fahrbahn wird Beton der Güte C30/37 verwendet. Die Schicht des Zwischenbetons wird in C20/25 und der Pfeiler in C25/30 ausgeführt. Die angegebenen Werte der Materialien in den Tabellen 4 bis 7 beziehen sich jeweils auf die Druckfestigkeit. Das Materialgesetz das den Betonen zugrunde liegt zeigt Abbildung. Bei Erreichen der maximalen Druckfestigkeit f_c oder der maximalen Zugfestigkeit f_t beginnt das Material zu versagen.

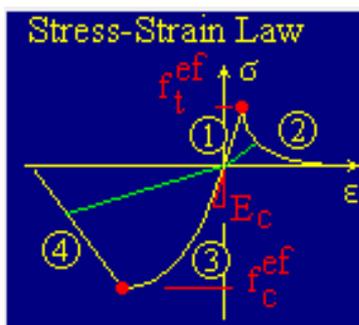


Abbildung 45: Materialgesetz für Beton

Tabelle 4: Materialkennwerte für Beton Tragwerk

C 30/37

Typ: SBETA Material

E-Modul	[MPa]	3,191E+04
Poissonzahl	[-]	0.2

Zugfestigkeit	[Mpa]	2,519E+00
Druckfestigkeit	[Mpa]	-2,890E+01
Spezifische Bruchenergie	[MN/m]	6,297E-05
Stauchung	[-]	-1,811E-03
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 5: Materialkennwerte für Beton Gleistragplatte

C 30/37 (GTP)

Typ: SBETA Material

E-Modul	[Mpa]	3,191E+04
Poissonzahl	[-]	0.2
Zugfestigkeit	[Mpa]	2,519E+00
Druckfestigkeit	[Mpa]	-2,890E+01
Spezifische Bruchenergie	[MN/m]	6,297E-05
Stauchung	[-]	-1,811E-03
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 6: Materialkennwerte für Beton Zwischenschicht

C 20/25

Typ: SBETA Material

E-Modul	[Mpa]	1,545E+03
Poissonzahl	[-]	0.2
Zugfestigkeit	[Mpa]	1,768E+00
Druckfestigkeit	[Mpa]	-1,700E+01
Spezifische Bruchenergie	[MN/m]	4,421E-05
Stauchung	[-]	-1,336E-03
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 7: Materialkennwerte für Beton Pfeiler

C 25/30 Pfeiler

Typ: SBETA Material

E-Modul	[Mpa]	2,806E+04
Poissonzahl	[-]	0.2
Zugfestigkeit	[Mpa]	2,052+00
Druckfestigkeit	[Mpa]	-1,125E+01
Spezifische Bruchenergie	[MN/m]	5,130E-05
Stauchung	[-]	-1,514E-03
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Bewehrung

Für die Bewehrungsstähle (Tabellen 8-10) wird ein bilineares Materialgesetz verwendet. Bei Erreichen der Streckgrenze σ_y beginnt sich der Stahl zu plastifizieren (Abbildung 46). ATENA generiert für einen E-Modul von 210000 MPa automatisch den Wert für die Streckgrenze. Dieser liegt bei 475 MPa.

Für die verschmierte Bewehrung muss zusätzlich noch das Verhältnis Bewehrungsfläche zu Betonfläche definiert werden. Es werden mehrere unterschiedliche Layer für die verschmierte Bewehrung generiert (siehe Punkt 6.5.3). Die Werte für die relative Bewehrungsfläche liegen zwischen 0,0014 und 0,0028 (Tabelle 10).

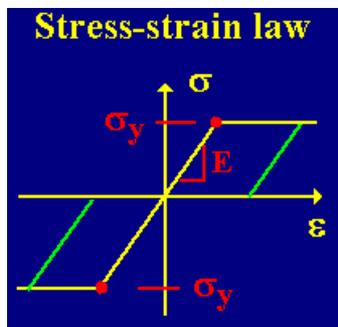


Abbildung 46: Materialgesetz für Bewehrung

Tabelle 8: Materialkennwerte für Stabbewehrung

Bewehrung		
Typ: Reinforcement		
E-Modul	[Mpa]	2,100E+05
Streckgrenze	[Mpa]	4,75E+02
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	7,850E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 9: Materialkennwerte für Spannbewehrung

Spannbewehrung		
Typ: Reinforcement		
E-Modul	[Mpa]	2,100E+05
Streckgrenze	[Mpa]	4,75E+02
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	7,850E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 10: Materialkennwerte für verschmierte Bewehrung

Smeard Reinf.		
Typ: Reinforcement		
E-Modul	[Mpa]	2,806E+04
Streckgrenze	[Mpa]	4,75E+02
Relative Bewehrungsfläche	[-]	0,0014-0,0028
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	7,850E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Stahl

Die Bauteile der Schiene und der Lagerplatten, die aus Stahl hergestellt werden, erhalten ebenfalls einen Elastizitätsmodul von 210000 MPa. Im Gegensatz zu den Bewehrungsstählen wird ihnen ein lineares Materialverhalten zugrunde gelegt (Abbildung 47).

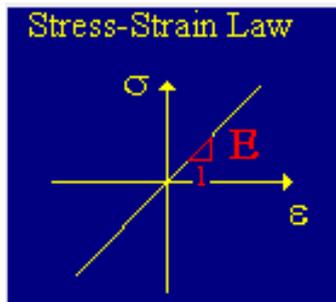


Abbildung 47: Materialverhalten für Schiene und Lagerplatten

Tabelle 11: Materialkennwerte für die Schiene

Schiene		
Typ: Plane Strain Elastic Isotropic		
E-Modul	[MPa]	2,100E+05
Poissonzahl	[-]	0,3
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	7,850E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 12: Materialkennwerte für Lagerplatten

Stahlplatte		
Typ: Plane Strain Elastic Isotropic		
E-Modul	[MPa]	2,100E+05
Poissonzahl	[-]	0.3
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	7,850E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Elastische Zwischenschicht

Für die elastische Zwischenschicht wird zunächst für die Berechnung der ersten Modelle ebenfalls eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung angesetzt (Abbildung 48). In weiterer Folge stellt sich dieses Modell aber als unzureichend heraus und wird für das Modell H unter Punkt 7.6 angepasst. Es wird nun ein bilineares Verhalten angesetzt (Abbildung 49). Der E-Modul wird versuchsweise ermittelt (siehe Punkt 7.6 und Abbildungen 82-84). Der Hardening-Modul H in Abbildung 49 wird für die Eingabe nicht berücksichtigt und erhält den Wert 0.

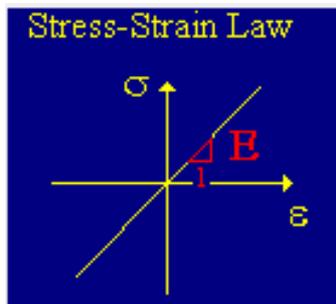


Abbildung 48: Materialverhalten Elastomer Alt

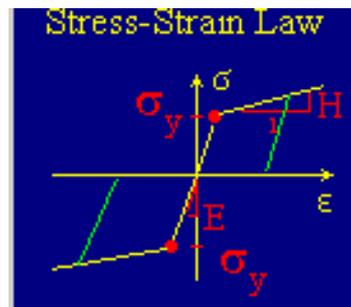


Abbildung 49: Materialverhalten Elastomer Neu

Tabelle 13: Materialkennwerte für Elastomer Alt

Elastomer Alt		
Type: Plane Strain Elastic Isotropic		
E-Modul	[MPa]	1,500E+02
Poissonzahl	[-]	0.3
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Tabelle 14: Materialkennwerte für Elastomer Neu

Elastomer Neu		
Type: 3D BiLinear Steel Von Mises		
E-Modul	[MPa]	5,000E-01
Poissonzahl	[-]	0.3
Streckgrenze	[MPa]	5,000E-01
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

Elastomerlager

Unter Punkt 7.6 werden in ATENA an den Widerlager und Pfeiler Elastomerlager generiert. Ihnen wird eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung zugrunde gelegt (Abbildung 50). Jedes Lager erhält aufgrund unterschiedlicher horizontaler Steifigkeiten einen jeweils eigenen E-Modul. Dieser liegt zwischen 1,5 und 8,5 MPa. Die Ermittlung der Werte wird unter Punkt 7.6 erläutert und sind Tabelle 24 zu entnehmen.

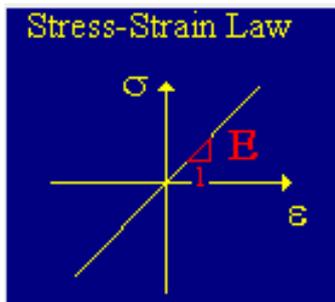


Abbildung 50: Materialverhalten Elastomerlager

Tabelle 15: Materialkennwerte für Elastomerlager

Elastomerlager		
Type: Plane Strain Elastic Isotropic		
E-Modul	[MPa]	1,50E+00-8,50E+00
Poissonzahl	[-]	0,3
Spezifische Wichte	[MN/m ³]	2,300E-02
Temperaturkoeffizient	[1/K]	1,200E-05

6.5.2. Geometriekennwerte

Das Modell der Brücke wird als ein 1 Meter breiter Dreifeldträger eingegeben, mit einem festen Lager und drei in y-Richtung beweglichen Lagern.

Die Eingabe der Geometrie erfolgt durch Punkte welche in ein Koordinatensystem gesetzt werden. Durch deren Verbindung entstehen Linien. Um Macro-Elemente zu erzeugen müssen die sie umschließenden Linien ausgewählt werden. Nun ist es möglich den erzeugten Macro-Elementen verschiedene Eigenschaften zuzuweisen. Dazu zählen Form und Größe des Maschennetzes, Bauteilbreite und Material (Abbildung 51). In diesem Dialogfenster können ebenfalls verschiedene Layer für Bügelbewehrung aktiviert werden (Abbildung 54).

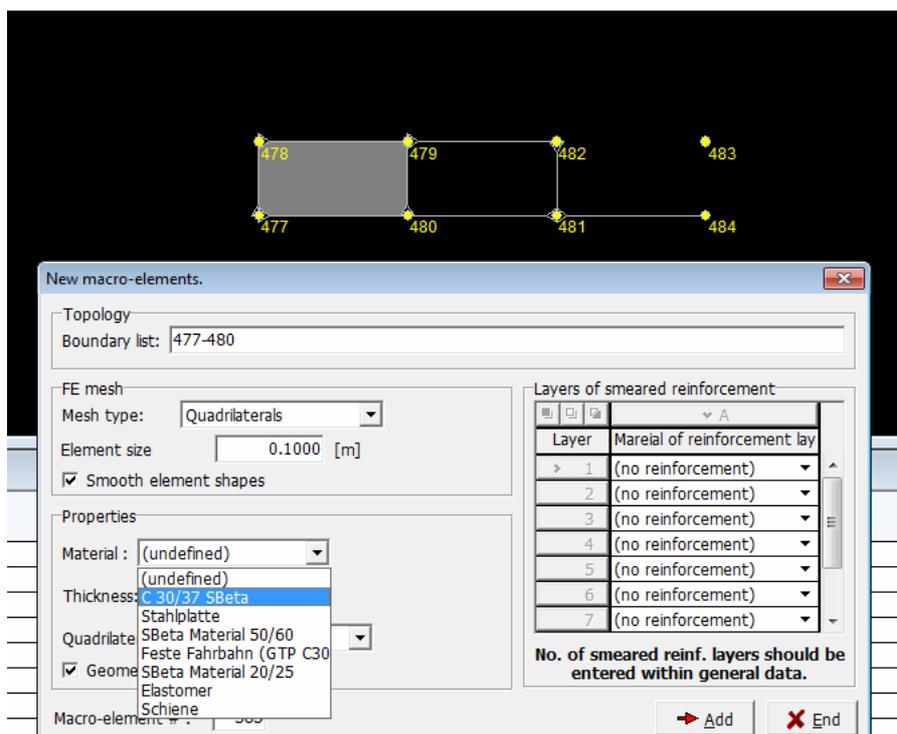


Abbildung 51: Neues Macro-Element anlegen

6.5.3. Verschmierte Bewehrung

Neben einer diskreten Stabbewehrung kann auch eine allfällige Bügelbewehrung in Form einer verschmierten Bewehrung definiert werden. Hierzu müssen zunächst unter dem Menüpunkt „general data“ Layer für diese Bewehrung angelegt werden (Abbildung 52).

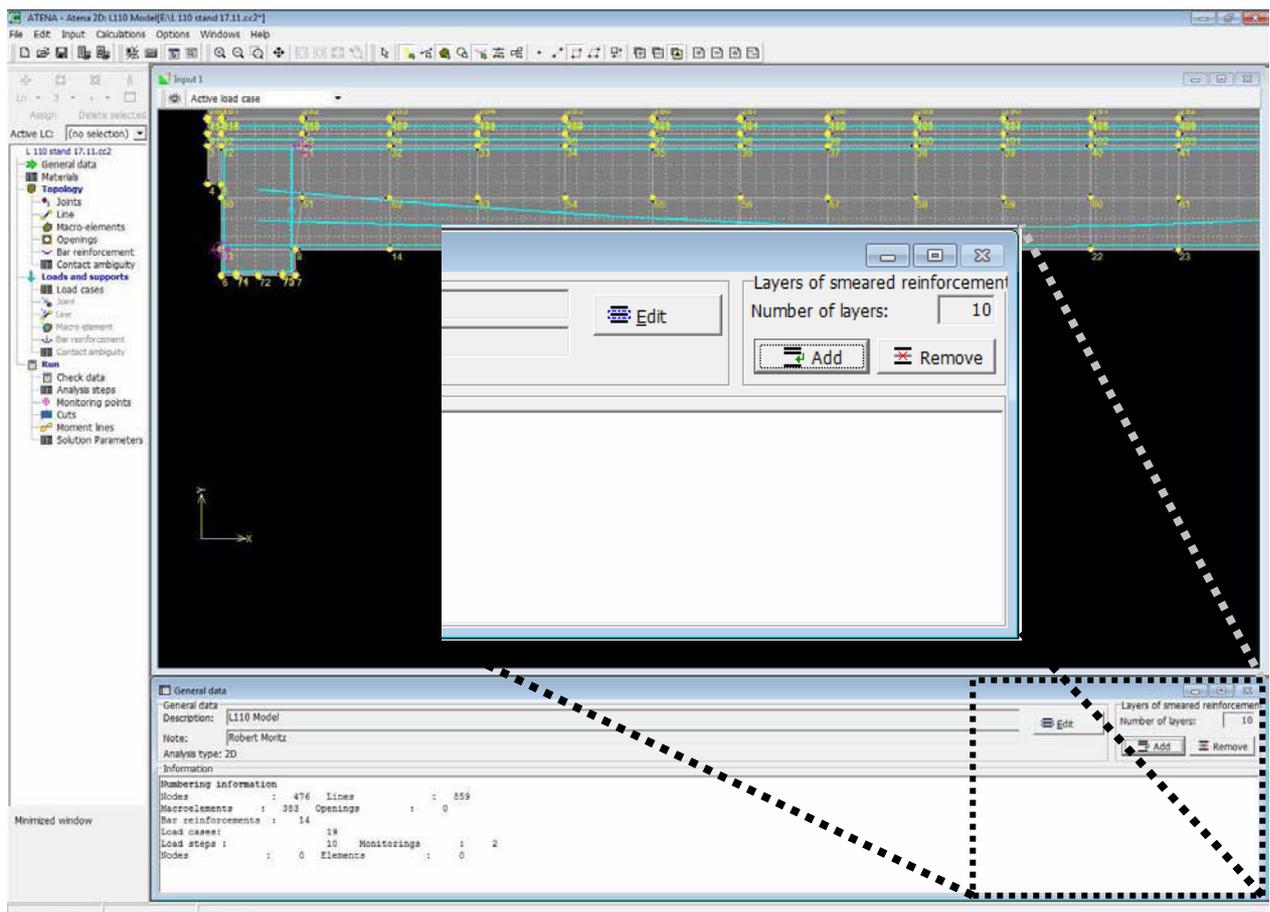


Abbildung 52: Layer für verschmierte Bewehrung anlegen

Nun kann bei den Materialien eine verschmierte Bewehrung angelegt werden. Mit der Eingabe „bilinear“ erscheint das Eingabefeld Verhältnis. Damit kann das Verhältnis der Bewehrungsfläche in einem Querschnitt zu der jeweiligen Betonquerschnittsfläche eingegeben werden. Diese Eingaben erfolgen sowohl für die horizontale als auch für die vertikale Ebene. Vereinfachend werden für beide jedoch dieselben Werte eingegeben.

Im Fall der Brücke über die L 110 wurde die Struktur im Längenschnitt in mehrere Bereiche unterteilt. Die Macro-Elemente des Tragwerks, welche sich in eineinhalb Metern Entfernung zur Lagermitte befinden wurden mit einer Bügelbewehrung im Verhältnis von 0,0028 definiert. Das heißt in einem ein mal ein Meter großem Querschnitt des Tragwerks liegen Bügel mit dem Durchmesser 12 Millimeter in einem Abstand von 20 Zentimetern.

Die übrigen Macro-Elemente zur Feldmitte hin erhalten eine verschmierte Bewehrung, deren Verhältnis um die Hälfte reduziert wird. Das heißt es befinden sich nur noch halb so viele Bügel in einem gleich großen Tragwerksquerschnitt.

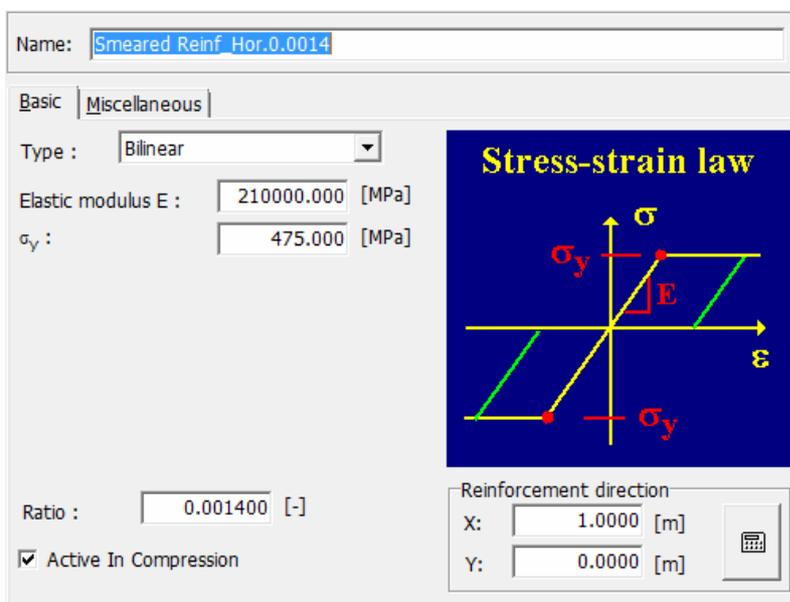


Abbildung 53: Verschmierte Bewehrung anlegen

Für die Gleistragplatte und die Schicht des Unterbetons werden ebenfalls Layer und verschmierte Bewehrungen definiert. Auf eine Abstufung, wie beim Tagwerk, wird verzichtet und die verschmierte Bewehrung konstant über die gesamte Bauwerkslänge in einem Verhältnis von 0,0014 aufgetragen.

Die so eingestellten Layer und Bewehrungen können nun ihren jeweiligen Macro-Elementen zugeordnet werden. Dazu werden in den Macro-Element-Eigenschaften die entsprechenden Layer aktiviert (Abbildung 54).

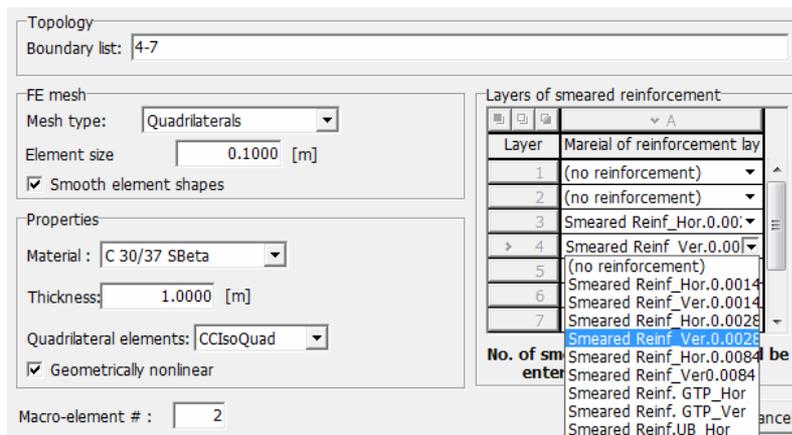


Abbildung 54: Verschmierte Bewehrung in den Macro-Elementeigenschaften freischalten

6.5.4. Stabbewehrung

Als nächstes wird die Stabbewehrung definiert. Die Lage der Stäbe wird koordinativ festgelegt und die über die Eigenschaften wird Material und Fläche bestimmt. Als nützliche Hilfe gibt es die Möglichkeit sich die Bewehrungsfläche über Anzahl und Durchmesser der Stäbe mit einem Rechner bestimmen zu lassen (Abbildung 55).

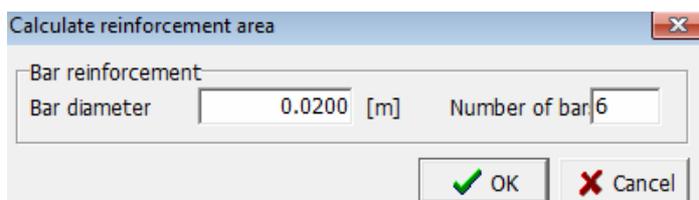


Abbildung 55: Bewehrung berechnen

In ATENA werden für das Tragwerk der Brücke über die L 110 zwei Lagen für diskrete Bewehrung bestimmt. Es wird eine obere und eine untere Bewehrungslage unterschieden. Sie sind in Abbildung 56 grün dargestellt. Beide werden mit einer Betondeckung von vier Zentimetern in die Stahlbetonstruktur des Tragwerks eingelegt.

Die beiden Lagen werden mit derselben Bewehrungsfläche pro Laufmeter ausgeführt. Diese liegt bei $18,85 \text{ cm}^2$. Im Bereich der Pfeiler werden auf einer Länge von sieben Metern (Abbildung 57) die Lagen um jeweils 50 % verstärkt ausgeführt. Zusätzliche Längs- und

Bügelbewehrung wird in Form einer verschmierten Bewehrung in einem späteren Schritt eingegeben.

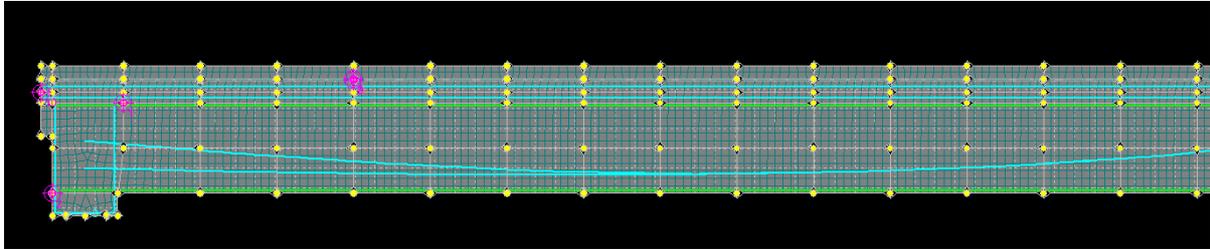


Abbildung 56: Lage der diskreten Bewehrung

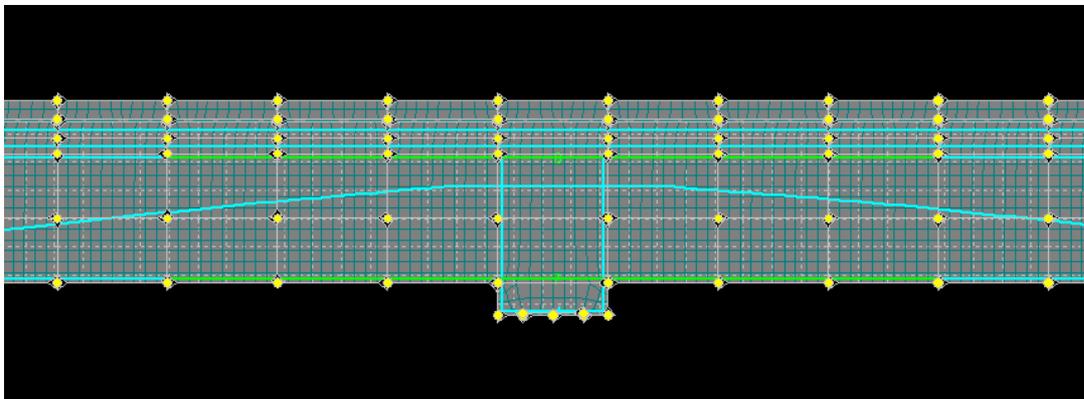


Abbildung 57: Verstärkte Bewehrung (grün) über den Pfeilern

Die Schichten der Gleisstragplatte und des Zwischenbetons werden ebenfalls mit einer über die gesamte Länge gleichmäßigen Bewehrungslage von $18,85 \text{ cm}^2$ ausgeführt.

Die Spannkabel werden als Polygonzug in die Struktur des Tragwerks eingegeben. Für den ein Meter breiten Streifen des 2D-Modells werden zwei Spannglieder ausgeführt. In den Bewehrungseigenschaften wird „Externes Kabel“ gewählt (Abbildung 58). Dadurch erscheinen weitere Parameter zur Spannkabelbestimmung. Die Spannglieder bestehen aus zwölf 7-drähtigen Spanndrahtlitzen. Eine Litze hat einen Durchmesser von 15,7 Millimetern und einen Nennquerschnitt von 150 mm^2 . Das ergibt eine Bewehrungsfläche von $16,8 \text{ cm}^2/\text{m}^2$.

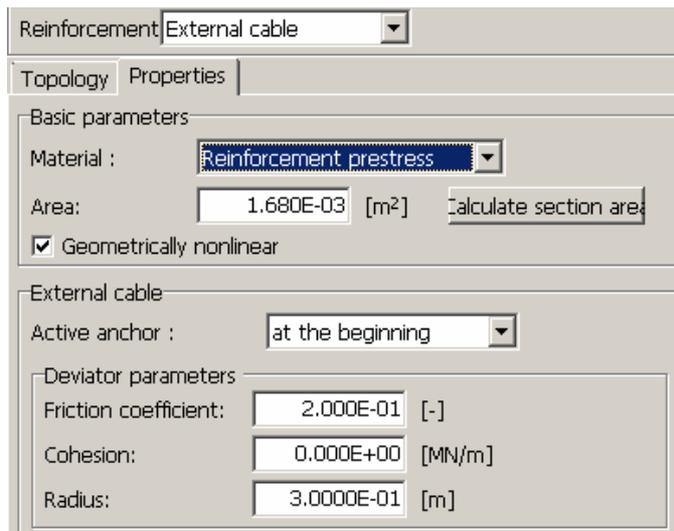


Abbildung 58: Spanngliedeigenschaften

6.5.5. Einwirkungen

ATENA bietet eine Reihe an vordefinierten Lastfällen an (Abbildung 59). Die benötigten Lastfälle können hinzugefügt werden und unter „active LC“ aufgerufen werden. Je nach gewähltem Lastfall können nun einzelnen oder mehreren Punkten, Linien oder Macro-Elementen Eigenschaften, wie Kraft, Temperatur oder Auflagerreaktionen zugeordnet werden.

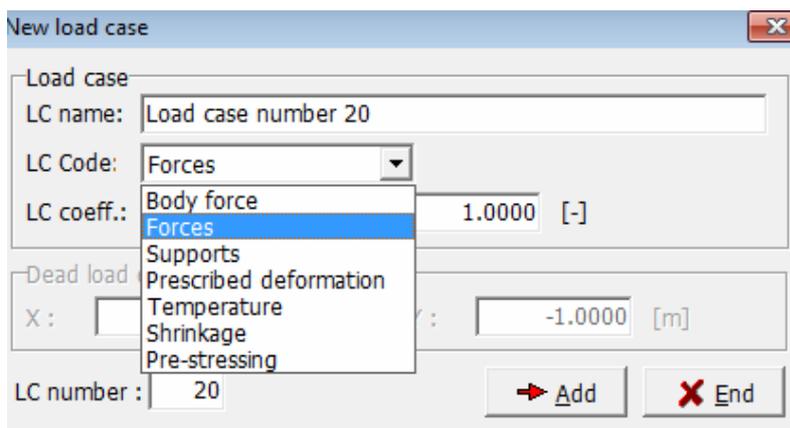


Abbildung 59: Neuen Lastfall anlegen

Load cases		
LC Number	Title	Code
1	Auflager	Supports
2	Eigengewicht	Body force
3	Lastmodell 71	Forces
4	SW/D	Forces
5	Tragwerk 30°	Temperature
6	Tragwerk 10°	Temperature
7	Horizontallast	Forces
8	FF	Temperature
9	Schiene	Temperature
10	25.06.2011 10:18	Temperature
11	24.06.2011 17:59	Temperature
12	29.06.2011 17:42	Temperature
13	02.07.2011 2:59	Temperature
14	Vorspannung	Pre-stressing
15	Tragwerk 35°	Temperature
16	24.06.2011 22:23	Temperature
17	29.06.2011 11:55	Temperature
18	29.06.2011 14:29	Temperature
19	23.07.2011 9:51	Temperature

Abbildung 60: Liste der Lastfälle

Auflager

Die Brücke über die L 110 wird als Dreifeldträgersystem in ATENA eingegeben. Die Auflager an Pfeiler 30 und an den Widerlagern sind in horizontaler Richtung verschieblich. Jenes an Pfeiler 20 ist sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung gesperrt.

Eigengewicht

ATENA berechnet die Gewichte der einzelnen Bauteile selbstständig. Über die definierten Materialien entnimmt das Programm die spezifischen Wichten und erhält in Kombination mit den Bauteilgeometrien die Belastungen aus den Eigengewichten.

Temperatur

Für die Aufgabenstellung werden in ATENA zunächst vier und später acht verschiedene Temperaturlastfälle definiert (Tabelle 16). Die Ausgangsdaten werden seitens der ÖBB zur Verfügung gestellt. Die aufgezeichneten Daten stammen aus den Monaten Juni und Juli des

Jahres 2011. Genauer gesagt wurden von 23. Juni bis 23. Juli in einem fünfeinhalbminütigem Abstand an verschiedenen Punkten der Brücke die Temperaturdaten aufgezeichnet.

Für die Eingabe in das Programm werden zunächst nur vier Zeitpunkte gewählt (Abbildung 61). Die vier Zeitreihen haben jeweils ein Temperaturintervall von acht Grad. Somit wird in etwa das ganze Spektrum der gegebenen Temperaturen abgedeckt werden. Später werden zur Überprüfung und zur Verdichtung der Ergebnisse vier weitere Temperaturreihen ausgewählt und als Lastfälle hinzugefügt.

Die jeweiligen Zeitreihen werden dann mit den Ausgangstemperaturen, das heißt mit der ersten Messung (Abbildung 61, rote Linie), gegenübergestellt und die Differenz gebildet. Somit geht man mit den Relativwerten in die Struktur und nicht mit den Absolutwerten, welche zu einer falschen Berechnung führen würden.

Für die Eingabe werden die Temperaturen der Schiene, der Gleistragplatte und des Tragwerks berücksichtigt. Wobei das Tragwerk in eine obere und eine untere Schicht aufgeteilt wird. Um die Temperaturdifferenz im Tragwerk besser abzufedern, erhalten die obere und die untere Reihe der Macro-Elemente des Tragwerks dementsprechend unterschiedliche Werte (Abbildung 62).

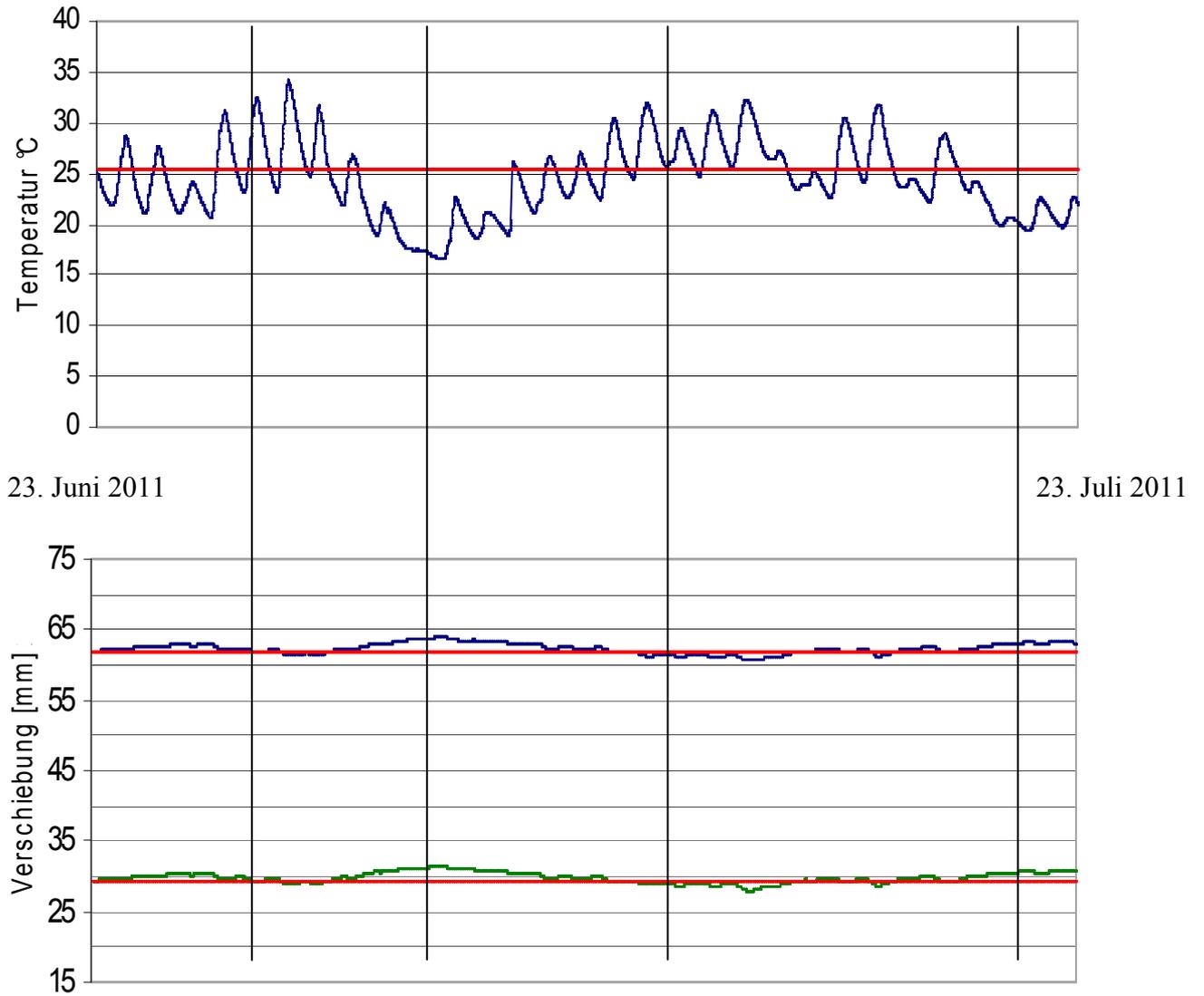


Abbildung 61: Wahl der Temperatursets aus der Zeitreihe mit den korrespondierenden Verschiebungen (idealisiert)

Tabelle 16: Temperaturen der gewählten Lastfälle (in °C)

	Temperatur Gleistragplatte	Temperatur Schiene	Temperatur Tragwerk oben	Temperatur Tragwerk unten
Load case 10	0,01	7,01	-2,48	-1,92
Load case 11	8,02	12,78	-0,23	-0,27
Load case 12	16,03	21,61	2,53	0,96
Load case 13	-7,98	-7,08	-4,91	-3,05
Load case 16	-0,01	-1,80	-2,10	-1,13
Load case 17	11,95	23,27	1,35	-0,56
Load case 18	19,05	28,85	2,80	0,47
Load case 19	-4,03	2,01	-3,81	-2,67

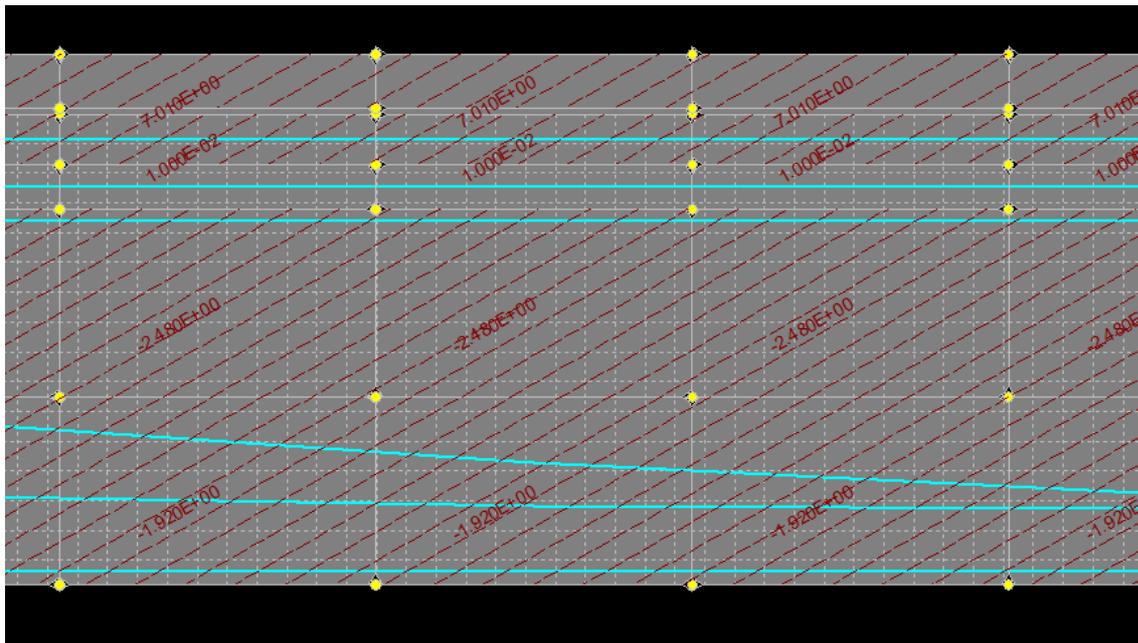


Abbildung 62: Temperaturbelastung der einzelnen Schichten

Vorspannung

Einen weiteren Lastfall stellt die Vorspannung der Brückenstruktur dar. Die Lage der Hüllrohre für die Spannkabel wird aus den Bewehrungsplänen der ÖBB entnommen und in

ATENA übertragen. Für den 1-Meter breiten Streifen werden zwei Kabel definiert, welche aber ab der Mitte des ersten Feldes bis hin zur Mitte des dritten Feldes in selber Höhe verlaufen. Generell verlaufen die beiden Kabelstränge in einer Art Welle, welche ihre Tiefpunkte in Feldmitte und die Hochpunkte über den Auflagern hat.

Das Vorspannungssystem wird von der Firma Vorspanntechnik GmbH & Co KG hergestellt. Es handelt sich hierbei um das System VT 12 – 140/150 S. Die Spannglieder bestehen aus zwölf 7-drähtigen Spanndrahtlitzen St 1570/1770. Eine Litze hat einen Durchmesser von 15,7 Millimetern und einen Nennquerschnitt von 150 mm².

Die Spannglieder für die Brückenkonstruktion werden mit einer Vorspannkraft von 1,53 Meganewton (Tabelle 17) eingegeben [7]. Dies entspricht 80 Prozent der maximal zulässigen Vorspannkraft für die Anzahl von zwölf Litzen und des Systems VT 12 – 140/150 S.

Tabelle 17: Zulässige Vorspannkraft der Spannglieder [7]

Spanngliedtyp	Anzahl der Litzen	zul. P (kN) Ø 15,3	zul. P (kN) Ø 15,7
VT 01 - 140 / 150 S	1	149	159
VT 04 - 140 / 150 S / P	4	595	637
VT 06 - 140 / 150 S	6	892	956
VT 07 - 140 / 150 P	7	1041	1115
VT 08 - 140 / 150 S	8	1189	1274
VT 12 - 140 / 150 S/P/M	12	1784	1912
VT 15 - 140 / 150 P / M	15	2230	2390
VT 19 - 140 / 150 P / M	19	2825	3027

Anzahl der Litzen		1	4	6	8	12
Zul. P = 0,6 Fz						
0,6" (F 140) Zul. P	[kN]	149	595	892	1189	1784
0,62" (F 150) Zul. P	[kN]	159	537	956	1274	1912
Ankerplatte St 360						
Seitenlänge	B x B	90	160	200	230	270
Dicke	D	15	20	25	30	30
Lochdurchmesser	øL	18	66	86	118	145
Ringkörper						
Durchmesser	øRK	Ck45n	Ck45n	Ck45n	Ck45n	Ck45v
Höhe	H	45	100	115	150	175
Innendurchmesser	ødi	50	45	45	45	45
Lochkreisdurchmesser	øLk	--	--	--	58	90
		--	40,9	62,4	92,3	120,9
Trompete St 360 oder PE						
Länge	L	--	110	175	220	290
Hüllrohr						
Innendurchmesser	øi	22	45	60	70	75

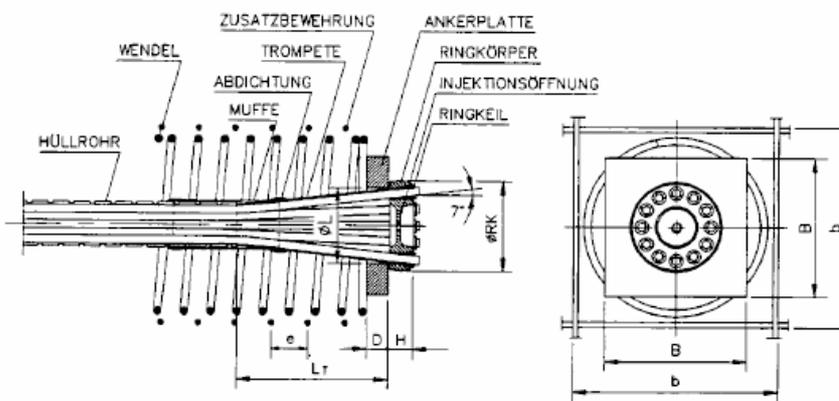


Abbildung 63: Ankerdetails [7]

6.5.6. Strukturantworten

Um sich Werte an verschiedenen Punkten der Struktur zeigen zu lassen, können nun Monitoringpunkte in die Struktur gesetzt werden. Sie werden koordinativ am Objekt platziert (Abbildung 64). Verschiebungen, Belastungen oder Rissbreiten können nach der Berechnung im „text printout“ aufgerufen werden.

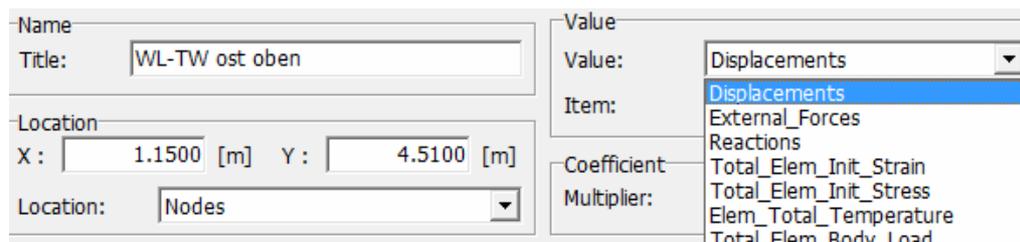


Abbildung 64: Neuen Monitoringpunkt anlegen

Von Interesse sind im Fall dieser Arbeit vor allem die Verschiebungen des Bauwerks zu den Widerlagern und der einzelnen Schichten zueinander. Die ÖBB hat hier Daten von vier Verschiebungssensoren zur Verfügung gestellt. Diese wurden an denselben Zeitpunkten gemessen wie die Temperaturen der Konstruktion. Analog zu diesen wird auch bei den Verschiebungen ein Delta mit den Ausgangsdaten, also der ersten Messung, gebildet um die Relativverschiebungen zu erhalten (Abbildung 61). Gewählt werden jene Verschiebungen, welche zu den korrespondierenden Temperaturmessungen passen.

Abbildung 65 zeigt, wo sich die Monitoringpunkte an der Brückenstruktur befinden. Abbildung 66 enthält die komplette Liste aller beobachteten Punkte.

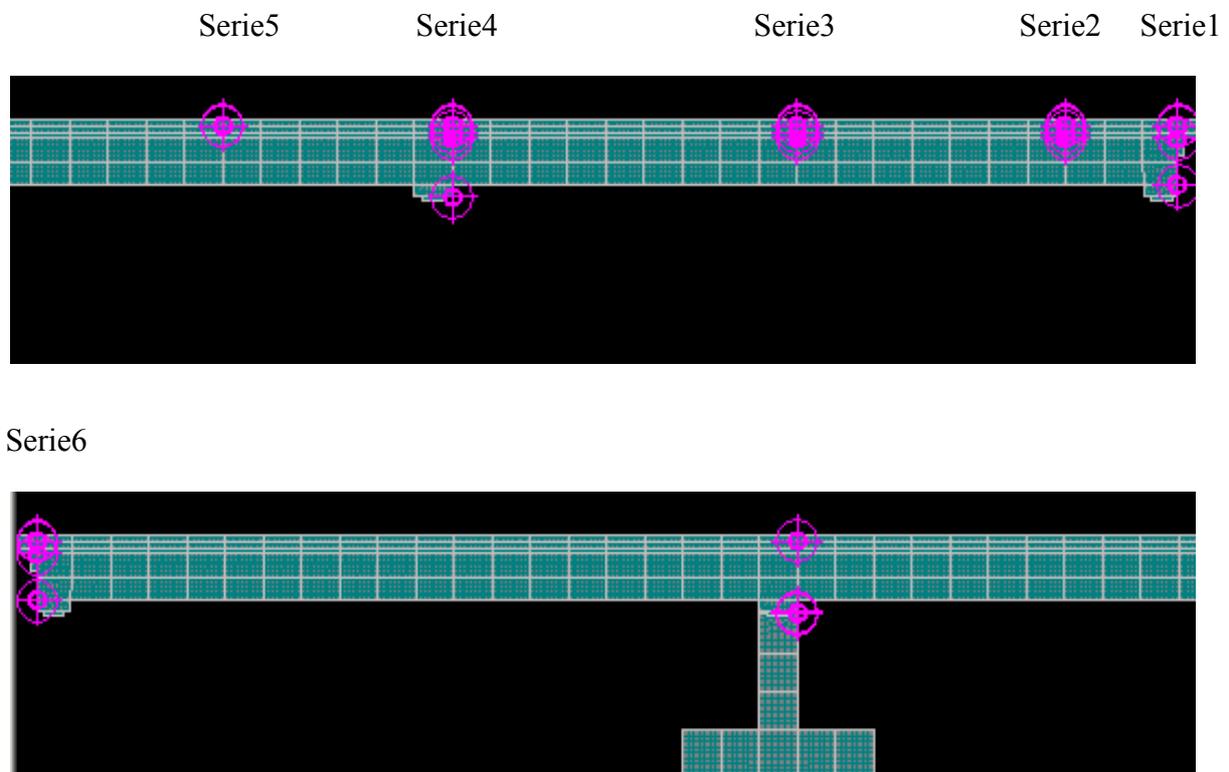


Abbildung 65: Lage der Monitoringpunkte

Monitoring points						
Number	Title monitoru	X [m]	Y [m]	Position	Coefficient [-]	Value
1	WL-TW ost oben	0.2250	4.5100	Nodes	1.0000	Displacements (C
2	TW-WL ost unten	0.2250	3.3200	Nodes	1.0000	Displacements (C
3	TW-WL west oben	61.0750	4.5100	Nodes	1.0000	Displacements (C
4	TW-WL west unten	61.0750	3.3200	Nodes	1.0000	Displacements (C
5	FF-EL Serie1	61.0750	4.8100	Nodes	1.0000	Displacements (C
6	EL-SCH Serie1	61.0750	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C
7	TW-ZW Serie2	58.1500	4.5100	Nodes	1.0000	Displacements (C
8	ZW-FF Serie2	58.1500	4.6500	Nodes	1.0000	Displacements (C
9	FF-EL Serie2	58.1500	4.8100	Nodes	1.0000	Displacements (C
10	EL-SCH Serie2	58.1500	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C
11	TW-ZW Serie3	51.1500	4.5100	Nodes	1.0000	Displacements (C
12	ZW-FF Serie3	51.1500	4.6500	Nodes	1.0000	Displacements (C
13	FF-EL Serie3	51.1500	4.8100	Nodes	1.0000	Displacements (C
14	EL-SCH Serie3	51.1500	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C
15	TW-ZW Serie4	42.1500	4.5100	Nodes	1.0000	Displacements (C
16	ZW-FF Serie4	42.1500	4.6500	Nodes	1.0000	Displacements (C
17	FF-EL Serie4	42.1500	4.8100	Nodes	1.0000	Displacements (C
18	EL-SCH Serie4	42.1500	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C
19	FF-EL Serie5	36.1500	4.8100	Nodes	1.0000	Displacements (C
20	EL-SCH Serie5	36.1500	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C
21	FF-EL Serie6	0.2250	4.8100	Nodes	1.0000	Displacements (C
22	EL-SCH Serie6	0.2250	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C
23	TW-PF2	20.1500	3.0200	Nodes	1.0000	Displacements (C
24	TW-PF3	42.1500	3.0200	Nodes	1.0000	Displacements (C
25	PF2	20.1500	2.9700	Nodes	1.0000	Displacements (C
26	PF2-SCH	20.1500	4.8300	Nodes	1.0000	Displacements (C

Abbildung 66: Liste der Monitoringpunkte

6.5.7. Analysemethoden

Bevor nun die Berechnung gestartet werden kann müssen wie Abbildung 67 zeigt die „analysis steps“ definiert werden. Hier ist es möglich verschiedene Lastfallkombinationen berechnen zu lassen. Für die ersten Modelle der Brücke über die L110 wird jeweils einer der Temperaturlastfälle mit jenem der Auflager und später zusätzlich mit jenem des Eigengewicht und der Vorspannung eingegeben.

Die Kalkulation erfolgt mit dem Standard-Newton-Raphson-Verfahren (siehe 4.4.1). Dieses inkrementelle Lösungsverfahren findet auf iterative Weise einen Gleichgewichtszustand des Systems für die angegebenen Einwirkungen. Hier werden beispielsweise diese Belastungen in zehn Schritten aufgebracht. In jedem Schritt werden mittels Multiplikator zehn Prozent der Gesamteinwirkung aufgebracht.

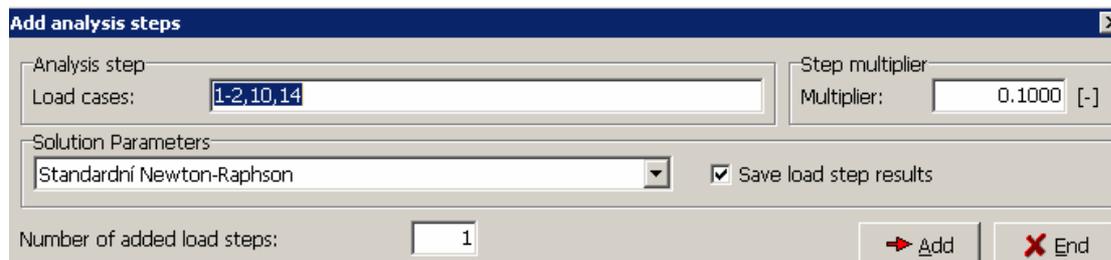


Abbildung 67: Analysis steps definieren

7. Interpretation der Strukturantworten

7.1. Einwirkung Temperatur

Um nun das Brückenmodell zu kalibrieren und die Federsteifigkeiten des Elastomers und der Schicht des Zwischenbetons anzupassen werden die horizontalen Bewegungen aus den Temperaturlastfällen ermittelt. Die Bauteile der Brücke werden mit den gemessenen Temperaturen aus dem Monitoringprogramm belastet.

Im ersten Schritt der Ergebnisanalyse werden die Verschiebungen der Berechnungen aus ATENA und die Verschiebungen der Monitoringpunkte der Brücke über die L 110 gegenüber gestellt. Dazu werden die Werte aus ATENA und die korrespondierenden Messwerte an der Brücke in ein Koordinatensystem übertragen. Die berechneten Verschiebungen aus dem Programm werden auf der Abszisse aufgetragen, die realen Werte auf der Ordinate. Im Idealfall würden sich die gegenüber gestellten Wertepaare auf einer 45 Grad-Geraden treffen. Jedoch weichen die Werte des FE-Programms von der Wirklichkeit in gewissem Maße ab. Diese Abweichung zeigt sich in einem horizontalen Abstand zur Winkelhalbierenden.

Im Laufe der Erstellung des Modells werden immer wieder Versuchsberechnungen durchgeführt, um fest zu stellen, wie sich einzelne Eingaben und Parameter auf die bereits vorhandene Struktur auswirken.

Modell A

Für die ersten Testberechnungen werden zunächst in den „analysis steps“ nur die Lastfälle der Auflagerreaktionen und der Temperatur miteinbezogen. Vorspannung und die Lasten aus Eigengewichten werden nicht eingerechnet. Damit kommen nur die Bewegungen, die durch die Temperaturspannungen hervorgerufen werden zum Tragen, ohne dabei vom Eigengewicht überlagert zu werden.

Es ist festzustellen, dass die Schiene einen wesentlichen Einfluss auf die Verschiebungen hat. Dies ist auf den teils großen Temperaturunterschied der Schiene im Vergleich zu den anderen Bauwerkskomponenten zurück zu führen. Die stärkere und schnellere Reaktion des Stahls

bezüglich der Temperatureinwirkung erzeugt Verspannungen zum restlichen träger reagierenden Beton. Vor allem bei größerem ΔT wird die Abweichung der Verschiebungen immer deutlicher.

Durch die Entkopplung der Schiene vom restlichen Aufbau kann dies bestätigt werden. Der E-Modul der elastischen Schicht zwischen Gleistragplatte und Schiene wird weniger steif ausgeführt. Die Berechnungen weisen nun einen wesentlich geringeren Unterschied zu den Messwerten auf. Weniger Einfluss hat dahingegen die Herabsetzung des E-Moduls der Schicht des Zwischenbetons.

Tabelle 18 und Abbildung 68 zeigen nun die Gegenüberstellung der Berechnungen mit den Monitoringdaten der Brücke.

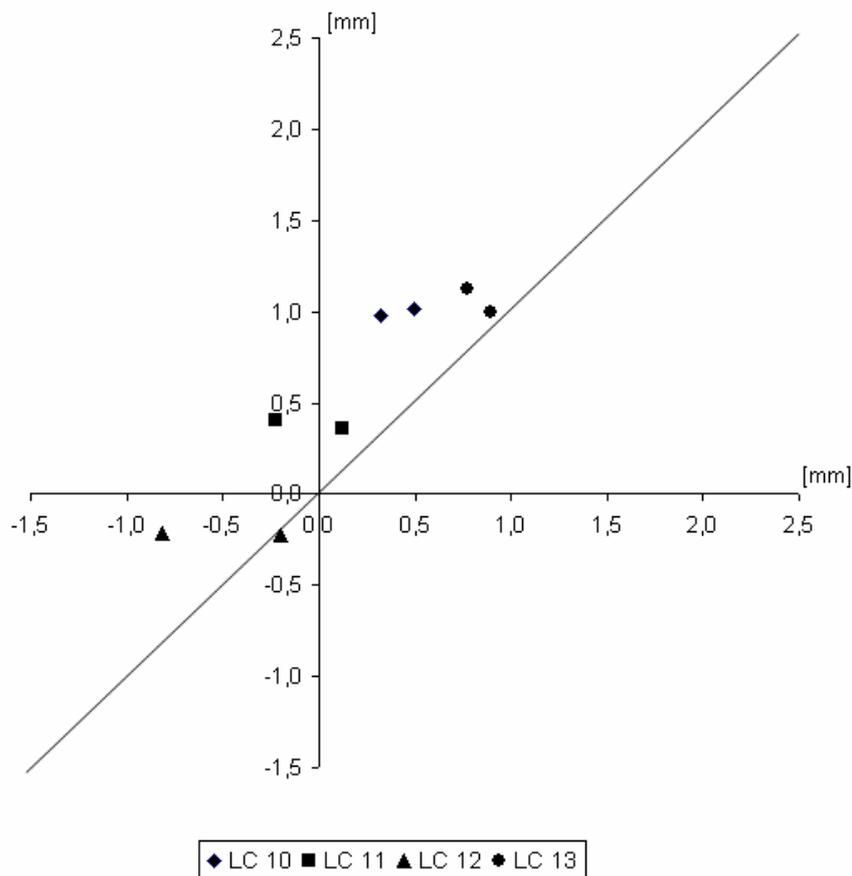


Abbildung 68: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell A

Tabelle 18: Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell A

	Monitoringpunkt	Messwert	ATENA
Lastfall 10	TW-WL ost oben	0,981	0,318
	TW-WL ost unten	1,011	0,495
Lastfall 11	TW-WL ost oben	0,402	-0,227
	TW-WL ost unten	0,356	0,121
Lastfall 12	TW-WL ost oben	-0,215	-0,812
	TW-WL ost unten	-0,227	-0,197
Lastfall 13	TW-WL ost oben	0,999	0,897
	TW-WL ost unten	1,126	0,771

7.2. Belastung durch Vorspannung und Eigengewicht

Modell B

Für dieses Modell wird die Brücke nun mit der Vorspannung belastet. Diese Kraft liegt bei 80 Prozent der maximal zulässigen Kraft für das System VT 12 – 140/150 S und erhält einen Wert von 1,53 MN.

Eine Anpassung der Elastizitätsmodule der beiden elastischen Schichten ergibt bei der Berechnung nur marginale Unterschiede in den Berechnungen der Verschiebungen. Die E-Module liegen derzeit bei 1000 MN für das Elastomer zwischen Schiene und Gleistragplatte, sowie 2500 MN für die Schicht des Zwischenbetons.

Durch die hohe Vorspannkraft treten die Einflüsse dieser elastischen Schichten, sowie auch der der Schiene deutlich in den Hintergrund. Die grafischen Ergebnisse zeigen bei starker Überhöhung eine Hebung der Brückenfelder nach oben (Abbildung 70). Diese wird durch die hohe Vorspannkraft und das nicht einfließende Eigengewicht hervorgerufen. Durch diese Durchbiegung wird im Bereich der Widerlager eine Verdrehung der Brückenenden verursacht. Diese macht es unmöglich die Werte der Verschiebungen an die tatsächlichen Messdaten anzupassen.

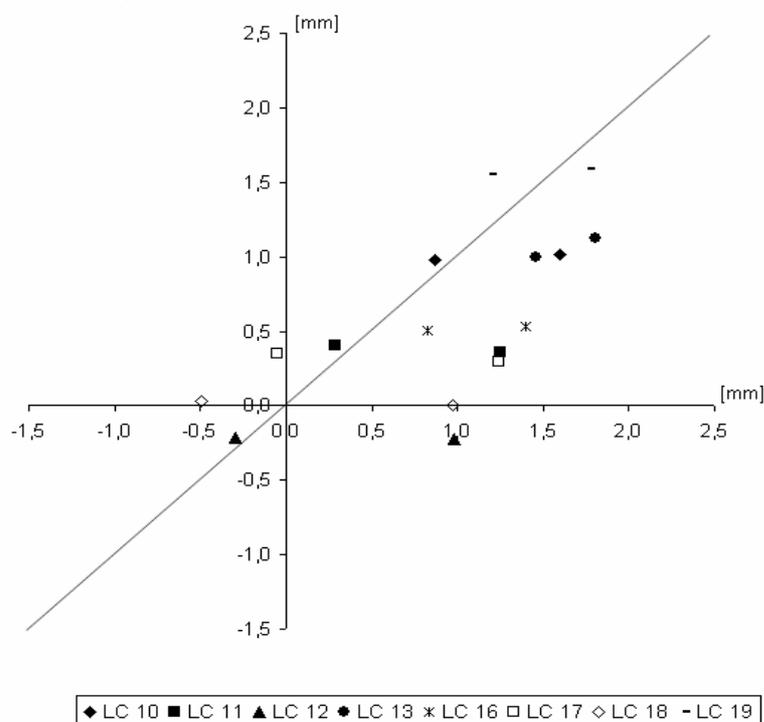


Abbildung 69: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell B

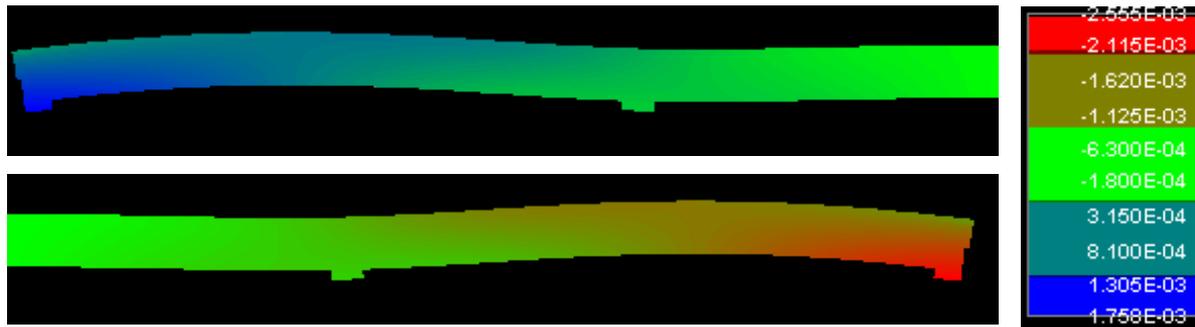


Abbildung 70: Grafische Darstellung der Verformungen Modell B (200fach überhöht)

Tabelle 19: Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell B

	Monitoringpunkt	Messwert	ATENA
Lastfall 10	TW-WL ost oben	0,981	0,870
	TW-WL ost unten	1,011	1,595
Lastfall 11	TW-WL ost oben	0,402	0,291
	TW-WL ost unten	0,356	1,247
Lastfall 12	TW-WL ost oben	-0,215	-0,291
	TW-WL ost unten	-0,227	0,980
Lastfall 13	TW-WL ost oben	0,999	1,458
	TW-WL ost unten	1,126	1,807
Lastfall 16	TW-WL ost oben	0,503	0,829
	TW-WL ost unten	0,530	1,399
Lastfall 17	TW-WL ost oben	0,347	-0,054
	TW-WL ost unten	0,297	1,242
Lastfall 18	TW-WL ost oben	0,034	-0,495
	TW-WL ost unten	0,001	0,976
Lastfall 19	TW-WL ost oben	1,554	1,186
	TW-WL ost unten	1,587	1,765

Modell C

Mit den gewonnenen Erkenntnissen wird nun für die folgende Eingabe das Eigengewicht der Brückenkonstruktion in die Analyse miteinbezogen. Es wirkt den Kräften der in Modell B dominanten Vorspannkraft entgegen. Der Werte des oberen und des unteren Monitoringpunktes nähern sich einander deutlich an. Es besteht aber auch jetzt eine, zwar nicht mehr so starke, Verdrehung der beiden Überbauenden. Diese wird nun aber durch die Durchbiegung der Brückenfelder nach unten erzeugt (Abbildung 72).

Die Anpassung der Steifigkeiten der elastischen Schichten nähert die ATENA-Werte an die 45-Grad-Geraden an (Abbildung 71). Das Elastomer erhält einen E-Modul von 150 MN und jener der Schicht des Zwischenbetons beträgt 5000 MN.

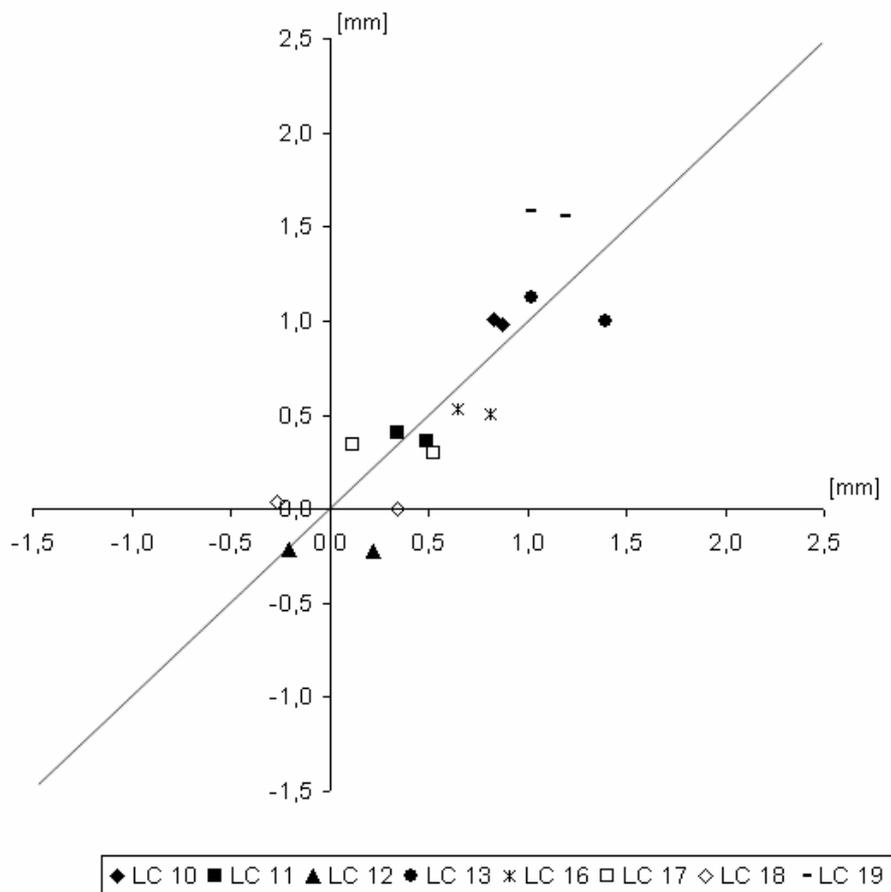


Abbildung 71: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell C

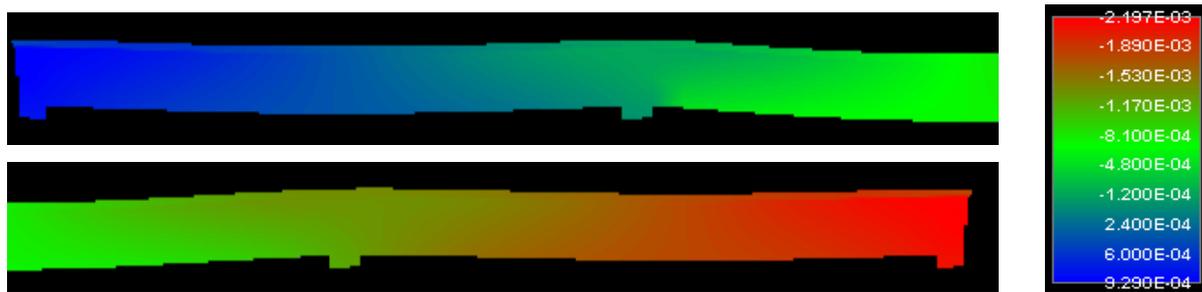


Abbildung 72: Grafische Darstellung der Verformung Modell C (200fach überhört)

Tabelle 20: Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell C

	Monitoringpunkt	Messwert	ATENA
Lastfall 10	TW-WL ost oben	0,981	0,878
	TW-WL ost unten	1,011	0,832
Lastfall 11	TW-WL ost oben	0,402	0,341
	TW-WL ost unten	0,356	0,491
Lastfall 12	TW-WL ost oben	-0,215	-0,201
	TW-WL ost unten	-0,227	0,221
Lastfall 13	TW-WL ost oben	0,999	1,399
	TW-WL ost unten	1,126	1,025
Lastfall 16	TW-WL ost oben	0,503	0,813
	TW-WL ost unten	0,530	0,644
Lastfall 17	TW-WL ost oben	0,347	0,116
	TW-WL ost unten	0,297	0,530
Lastfall 18	TW-WL ost oben	0,034	-0,269
	TW-WL ost unten	0,001	0,341
Lastfall 19	TW-WL ost oben	1,554	1,168
	TW-WL ost unten	1,587	0,933

7.3. Sensitivitätsanalyse mit SARA

Mit der gewonnenen Datengrundlage kann nun in SARA eine Randomisierung der Materialien erfolgen. Nach dem Öffnen des Programms „SARA Studio“ wird zunächst ein neues Projekt kreiert und benannt. Als Basis und als Ausgangsdatei wird die aktuelle ATENA-Datei in das Programm importiert. Mit dem Menüpunkt „Selector“ werden nun jene Materialien ausgewählt, welche von Bedeutung für die stochastische Analyse sind.

Im nächsten Schritt wird automatisch „FREET“ geöffnet und es werden nun die Verteilungen für einzelne Materialparameter festgelegt. Die Mittelwerte und Standardabweichungen werden automatisch mit den Materialien aus der ATENA-Datei importiert. Die Kovarianz ist zu definieren und kann folgenden Tabellen 21-23 entnommen werden.

Tabelle 21: Verteilungen und Kovarianzen für Beton

	PDF	COV
E-Modul	Log-normal	0,05
Zugfestigkeit	Log-normal	0,08
Druckfestigkeit	Normal	0,06
Spezifische Bruchenergie	Weibull	0,18

Tabelle 22: Verteilung und Kovarianzen für Bewehrung

	PDF	COV
Bewehrung		
E-Modul	Log-normal	0,03
Fließgrenze	Log-normal	0,05
Spannbewehrung		
E-Modul	Log-normal	0,05
Fließgrenze	Log-normal	0,05

Tabelle 23: Verteilungen und Kovarianzen für Plain strain elastic isotropic material

	PDF	COV
E-Modul	Log-normal	0,05

Weiters wird nun die statistische Korrelation der Parameter zueinander in einer eigenen Matrix (Abbildung 73) festgelegt. Dies geschieht für jedes Material einzeln.

	E	Ft	Fc	Gf
E	1	0.7	-0.9	0.5
Ft	0.7	1	-0.8	0.9
Fc	-0.9	-0.8	1	-0.6
Gf	0.5	0.9	-0.6	1

Abbildung 73: Beispiel einer Korrelationsmatrix für Stahlbeton

Im nächsten Schritt wird eine Verteilung erzeugt, welche in 30 gleichmäßige Abschnitte unterteilt wird (Abbildung 74). Aus jedem dieser Abschnitte generiert FREET nun eine ATENA-Datei. In der Modellanalyse in SARA wird nun die Berechnung der ATENA-Files gestartet.

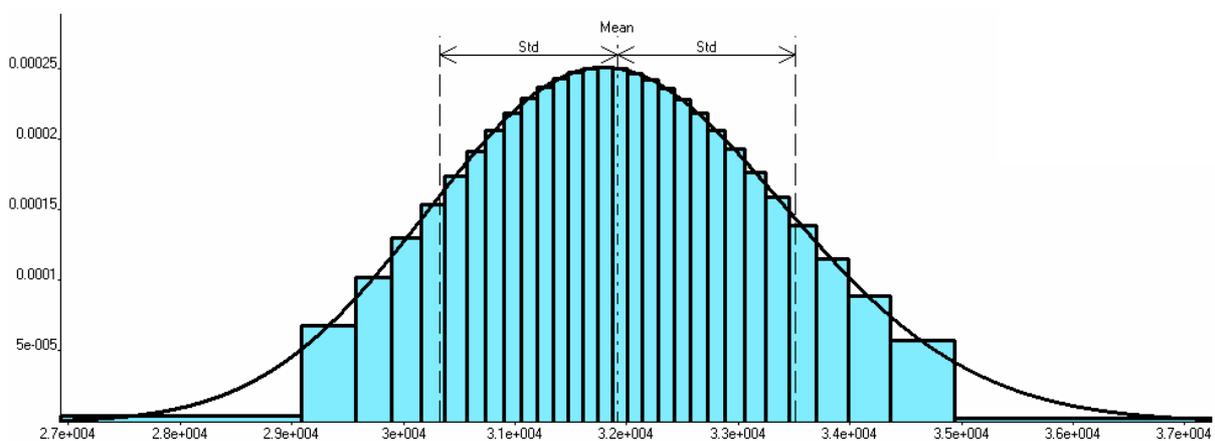


Abbildung 74: Log-normal Verteilung für E-Modul

Leider bricht SARA die automatische Berechnung der Dateien nach nur wenigen Schritten ab. Meist werden nur zwei bis drei Files durchgerechnet. Die restlichen der 30 Programme müssen von Hand geöffnet, gestartet und in späterer Folge gespeichert und geschlossen

werden. Nachdem dies geschehen ist, können die kalkulierten Dateien in SARA importiert werden und mit FREET wird die statistische Auswertung aufgerufen.

Die Sensitivitätsanalyse zeigt in jedem Monitoringpunkt welche Materialparameter ausschlaggebend sind (Abbildung 75). Ein hoher Prozentsatz zeigt eine große Sensitivität des Bauwerks in Bezug auf den jeweiligen Parameter an.

7.3.1. Anpassung der Modellparameter

Die Sensitivitätsanalyse für das Modell der Brücke über die L 110 zeigt eine Abhängigkeit in Bezug auf die Parameter des Tragwerkbetons C30/37. Insbesondere die Parameter Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit (Abbildung 75).

Name	+ sensi	— sensi
TW-WL ost unten		-0.63159
WL_FF ost		-0.62136
WL-TW ost oben		-0.6
TW-WL west oben		-0.55951
TW-WL west unten		-0.49811
TW-PF3		-0.45673

Name	+ sensi	— sensi
C 30/37 SBeta.E		-0.6
C 30/37 SBeta.Fc	0.53326	
C 30/37 SBeta.Ft		-0.47408
C 30/37 SBeta.Gf		-0.36463
Reinforcement prestress.f S_y	0.24583	
SBeta Material 20/25.Fc	0.19199	
Reinforcement prestress.f E		-0.18977

Name	+ sensi	— sensi
TW-WL ost unten		-0.63159
WL_FF ost		-0.62136
WL-TW ost oben		-0.6
TW-WL west oben		-0.55951
TW-WL west unten		-0.49811
TW-PF3		-0.45673

Name	+ sensi	— sensi
C 30/37 SBeta.E		-0.63159
C 30/37 SBeta.Fc	0.53682	
C 30/37 SBeta.Ft		-0.46296
C 30/37 SBeta.Gf		-0.35172
Reinforcement prestress.f S_y	0.24939	
Schiene.E	0.19511	
SBeta Material 20/25.Fc	0.1564	

Abbildung 75: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse

Modell D

Mit diesen Informationen kann man nun in ATENA Materialanpassungen vornehmen. Die zwei maßgebenden Faktoren werden herausgegriffen und schrittweise neu eingestellt.

In diesem Fall wird der E-Modul zehn Prozent erhöht und im Gegenzug die Druckfestigkeit um zehn Prozent gesenkt.

Nun wird in ATENA neu berechnet. In der Grafik der Gegenüberstellung (Abbildung 76) der Verschiebungen zeigen die neu berechneten Werte eine geringe Veränderung. Ein weiterer Anpassungsschritt mit einer erneuten Veränderung der Werte um zehn Prozent führt ebenfalls zu keinem besseren Ergebnis.

Da keine spürbare Verbesserung der Ergebnisse durch die statistische Anpassung erreicht wird, werden die ursprünglichen Eingaben aus Modell C beibehalten. Diese erreichen die beste Näherung der Werte zu den realen Verschiebungen.

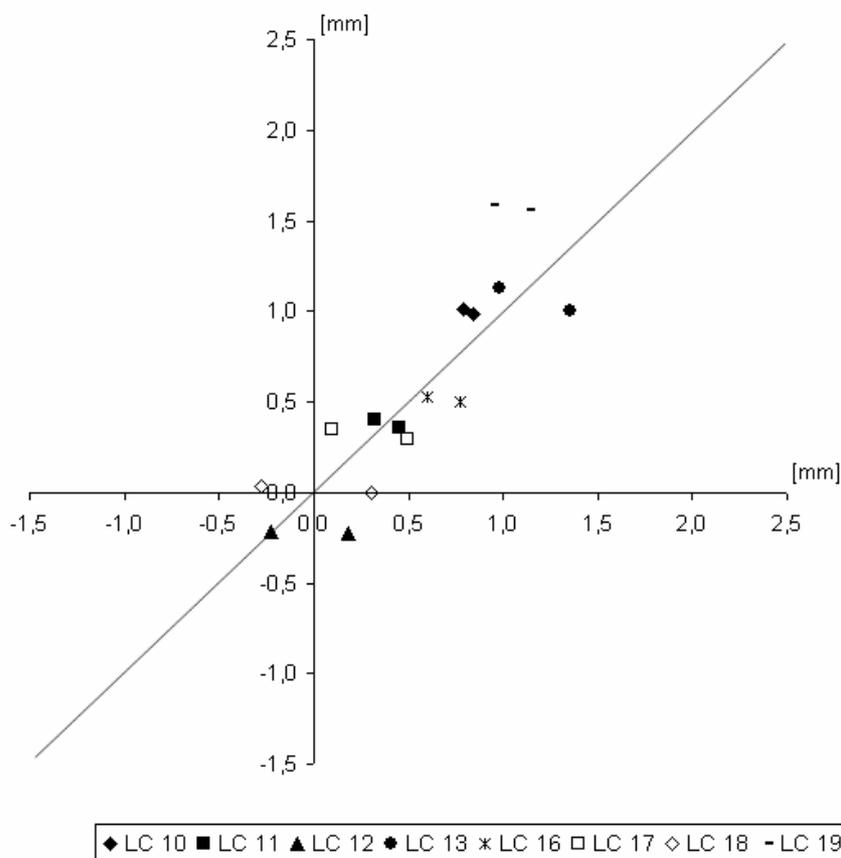


Abbildung 76: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell D

7.4. Strukturanalyse gegen Bauwerksversagen

Modell E

Mit diesem Modell soll geprüft werden, ob die erarbeitete Brückenkonstruktion mit den definierten Materialparametern den Grundbelastungen aus Vorspannung und Eigengewicht standhält. Dazu werden in den „analysis steps“ schrittweise die beiden Lastfälle aufgebracht. Abwechselnd wird nun mit 30 Prozent des Eigengewichts und mit 30 Prozent der Vorspannkraft belastet, bis schließlich die gesamte Belastung der beiden Einwirkungen auf die Struktur wirkt.

Nachdem dies geschehen ist, sollte das Modell der Brücke an keiner Stelle Risse aufweisen, die größer sind als 0,3 mm. Abbildung 77 zeigt nun das Ergebnis der Rissanalyse und es bestätigt sich, dass die Struktur standhält und keinerlei Risse durch Vorspannung und Eigengewicht hervorgerufen werden.



Abbildung 77: Keine Rissbildung Modell E

7.5. Einwirkung Verkehrslasten

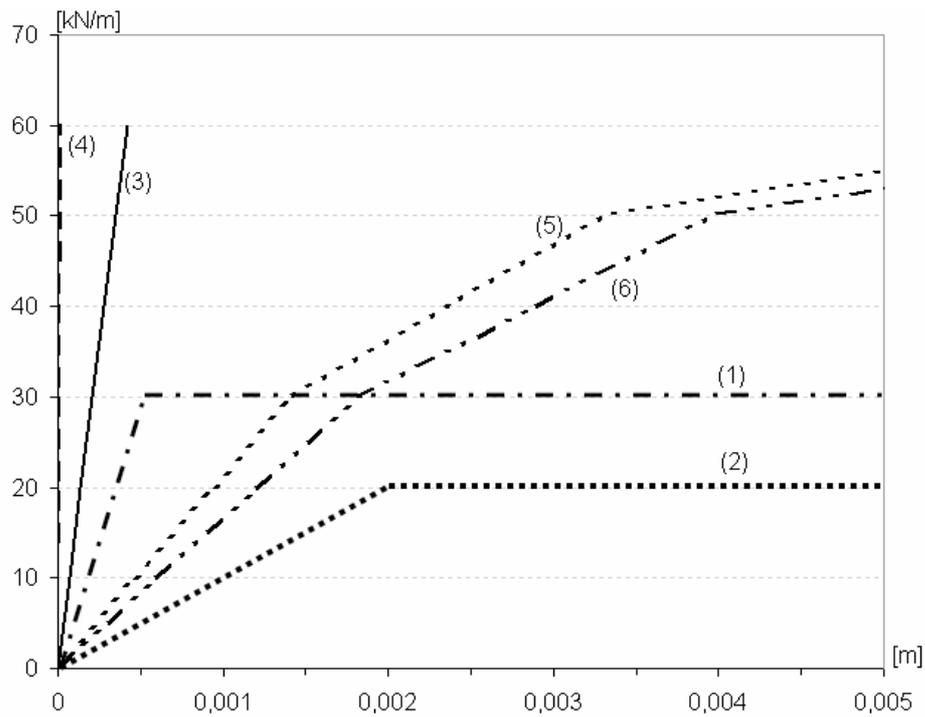
Nachdem nun mit den oben erarbeiteten Modellen die Materialien bestmöglich angepasst wurden und auch der Nachweis der Stabilität der Brückenkonstruktion erbracht wurde, können nun horizontale und vertikale Kräfte aufgebracht werden.

Modell F

Um die Interaktion zwischen Schiene, fester Fahrbahn und Tragwerk zu untersuchen und den Durchschub- und Längsverschiebewiderstand zu ermitteln, wird eine Horizontallast mit einbezogen. Diese Horizontallast simuliert die Kräfte, welche aus Anfahren und Bremsen eines Zuges entstehen. Sie wird entlang der Schienenoberkante eingeleitet. Die Konstruktion bleibt zunächst vertikal unbelastet. Die horizontale Kraft beträgt 10 kN/m und wird in den „analysis steps“ insgesamt sechs Mal aufgebracht, so dass am Ende 60 kN/m auf die Schiene und die darunter befindlichen Schichten wirken.

Das Ergebnis des Durchschubwiderstandes der Schiene und dem Längsverschiebewiderstandes des Gleises wird mit den theoretischen Ansätzen (Abbildung 5) verglichen. Abbildung 78 zeigt, dass der Durchschubwiderstand (Linie 3) des FE-Modells mit 0,4 mm bei 60kN/m Belastung liegt. Ein Längsverschiebewiderstand (Linie 4) zwischen fester Fahrbahn und Tragwerk findet praktisch nicht statt. Dieser liegt bei maximaler Belastung bei etwa 6 μm .

Weiters zeigt Abbildung 78 die Verschiebung der Schiene und der festen Fahrbahn gegenüber dem Widerlager (Linien 5 und 6). Die Verschiebungen des gesamten Tragwerks liegen bei etwa 5 mm. Somit können die unter Punkt 3.6.3 geforderten Grenzwerte für Verschiebungen aus Anfahren und Bremsen eingehalten werden.



Legende:

- (1) Durch Schubwiderstand unbelastetes Gleis (theoretisch)
- (2) Längsverschiebewiderstand unbelastetes Gleis (theoretisch)
- (3) Durch Schubwiderstand Modell F
- (4) Längsverschiebewiderstand Modell F
- (5) Verschiebung feste Fahrbahn zu Widerlager
- (6) Verschiebung Schiene zu Widerlager

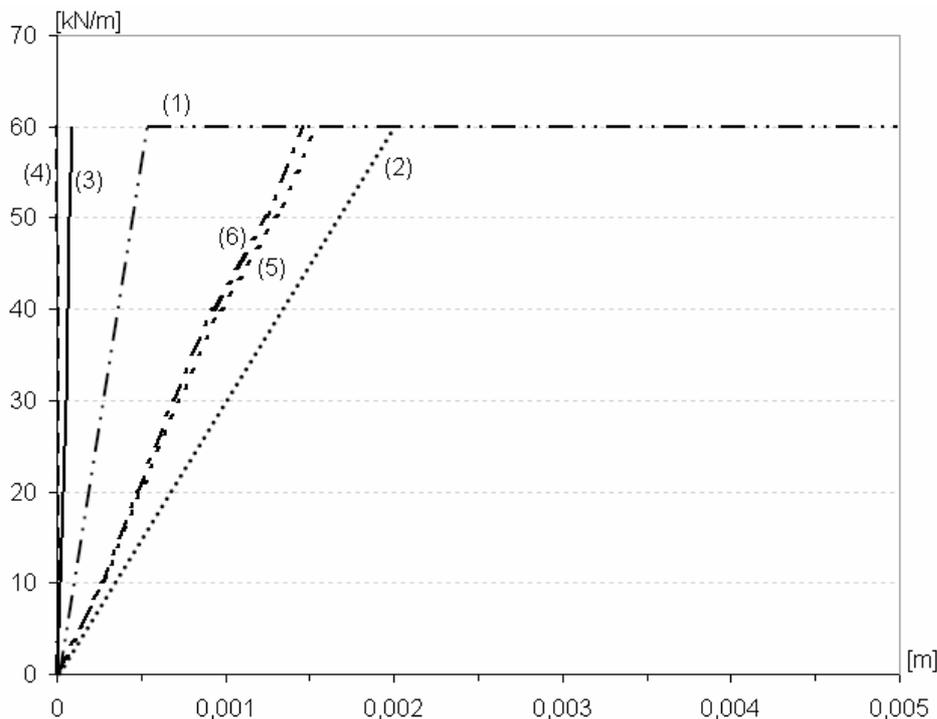
Abbildung 78: Durch Schub- und Verschiebewiderstand Modell F

Modell G

Zusätzlich zu den Eingaben in Modell F wird hier nun die Brücke mit einer vertikalen Verkehrslast versehen. Für die Verkehrslast wurde das Lastmodell 71 (Abbildung 9) gewählt. Dieses besteht aus einer konstanten Streckenlast von 80 kN/m, welche auf einem 6,4 Meter langen Streifen unterbrochen ist. An dieser Stelle wirken in regelmäßigem Abstand voneinander 4 Einzelkräfte mit jeweils 250 kN.

Das Ergebnis (Abbildung 79) zeigt, dass der Durchschub- und Längsverschiebewiderstand durch die starke vertikale Belastung sich deutlich erhöht. Die horizontale Einwirkung verliert an Einfluss und die Verschiebung der Schiene zur festen Fahrbahn beträgt nur noch 0,25 mm (Abbildung 79, Linie 3).

Die Bewegung der Schiene und der festen Fahrbahn (Linien 5 und 6) gegenüber dem Widerlager verringert sich ebenso. Die Bewegung des Tragwerks gegenüber dem Widerlager liegt bei unter 2 mm.



Legende:

- (1) Durchschubwiderstand belastetes Gleis (theoretisch)
- (2) Längsverschiebewiderstand belastetes Gleis (theoretisch)
- (3) Durchschubwiderstand Modell G
- (4) Längsverschiebewiderstand Modell G
- (5) Verschiebung feste Fahrbahn zu Widerlager
- (6) Verschiebung Schiene zu Widerlager

Abbildung 79: Durchschub- und Verschiebewiderstand Modell G

7.6. Vergleich mit den Modell aus R-Stab

Modell H

Für den Vergleich der Modelle aus ATENA und R-STAB sind die in diesem Modell durch die Temperatureinwirkung verursachten Bewegungen der beiden Tragwerksenden zu bestimmen. Ebenso von Interesse sind die Verschiebungen der Schiene, insbesondere der Bereich der Maxima. Der Nullpunkt der Verschiebungen sollte sich etwa im Bereich des Festlagers an Pfeiler 20 befinden. An den Enden der Konstruktion sollten die Verschiebungen stark abnehmen und gegen 0 gehen.

Für Modell H werden für die Brücke in ATENA neue Randbedingungen festgelegt. Diese beziehen sich sowohl auf die Geometrie des Objekts als auch auf einige Materialeigenschaften.

Der Pfeiler 20, an dem sich das nicht verschiebliche Lager befindet, bekommt nun ebenfalls die Möglichkeit Verformungen, welche über das Gleis und Tragwerk abgeleitet werden, aufzunehmen. Horizontale Belastung kann durch Biegung der Stütze oder Verschiebung des Fundamentes aufgenommen werden (siehe Punkt 2.4.2). Deshalb wird der Pfeiler 20 und dessen Fundament in die Modellierung miteinbezogen. Die Abmessungen des Pfeilers sind Abbildung 80 zu entnehmen. Das Fundament wird an seiner Unterseite mit einer festen Lagerung versehen.

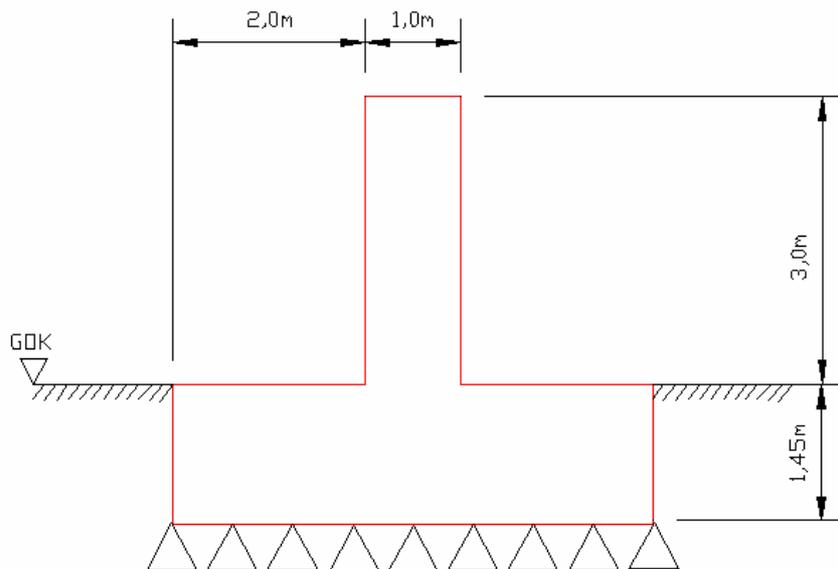


Abbildung 80: Abmessungen des Pfeilers

Geändert wird auch die Lagersituation. Die Stütze 20 wird an der Stelle, an der sich vormals das feste Lager befand, fix mit dem Tragwerk über ein Elastomerlager verbunden (Abbildung 81). An den Widerlagern und an Pfeiler 30 werden ebenfalls Elastomerlager definiert. Sie erhalten die Abmessungen 55 und 100 Zentimeter und ihre Höhe beträgt 7 Zentimeter. Jedes Auflager erhält, aufgrund unterschiedlicher Lagerrückstellkräfte einen jeweils eigenen E-Modul (Tabelle 24). Dieser wird versuchsweise in ATENA ermittelt.



Abbildung 81: Elastomerlager

Tabelle 24: Vorgegebene Lagersteifigkeiten und versuchsweise ermittelte E-Module der Elastomerlager

Position	Lagersteifigkeit [11] [N/mm]	E-Modul [MPa]
Widerlager 10	1850	1,8
Pfeiler 20	8400	8,2
Pfeiler 30	5040	4,9
Widerlager 40	1500	1,5

Diese Werte gelten für die horizontale Verschieblichkeit des Lagers. Die vertikale Steifigkeit ist um ein vielfaches höher. Hier wird praktisch die Bewegung gleich 0 gesetzt und zwar mit Hilfe von vertikal gesperrten Lagern an der Oberseite des Elastomers. Dies ist auch notwendig, da man ansonsten mit dem eher weich eingestellten E-Modul eine unzulässige und für das Bauwerk auch schädliche Vertikalbewegung zulassen würde.

Zusätzlich werden die Unterseiten der Elastomerlager an den Widerlagern und an Pfeiler 30 in beide Richtungen gesperrt.

Das Gleis und die darunter liegenden Schichten der elastischen Zwischenschicht, der Gleistragplatte und des Zwischenbetons werden an beiden Seiten über das Tragwerk hinaus um 15 Meter verlängert und an der Unterkante des Zwischenbetons mit einer festen Lagerung versehen. Damit soll auch das Verhalten der Schiene über den Tragwerksbereich hinaus mit einbezogen werden damit das Modell genauere Ergebnisse liefern kann. Für die Ergebnisverläufe der Verschiebungen und Spannungen ist es wichtig, dass auch die Bereiche an denen das Gleis vom Tragwerk auf das Erdplanum übergeht, mit untersucht werden.

Für die elastische Schicht zwischen Schiene und fester Fahrbahn wird nun ein neuer Materialansatz zu Grunde gelegt. Das bisher verwendete Material des Elastomers wird durch ein bilineares Material ersetzt (Abbildung 82). Zur Ermittlung des E-Moduls wird ein Meter des Aufbaus in ATENA herausgeschnitten und mit fünf Kilonewton belastet (Abbildung 83). Der E-Modul wird nun solange angepasst, bis eine Verschiebung von 0,5 mm zwischen Schiene und fester Fahrbahn erreicht wird (Abbildung 84). Die Berechnung ergibt einen Wert von 0,25 MPa für den E-Modul der Elastomerschicht. Dieser wird auf 0,5 MPa verdoppelt, da

für die folgenden Berechnungen das ganze Gleis und daher auch zwei Schienen berücksichtigt wird.

Der Wert von 0,5 MPa weicht nun stark von dem E-Modul der Modelle A bis G ab. Dies ist auf die völlig neuen Randbedingungen zurück zu führen. Neben Geometrie und Material spielt vor allem auch die neue Auflagersituation eine wichtige Rolle.

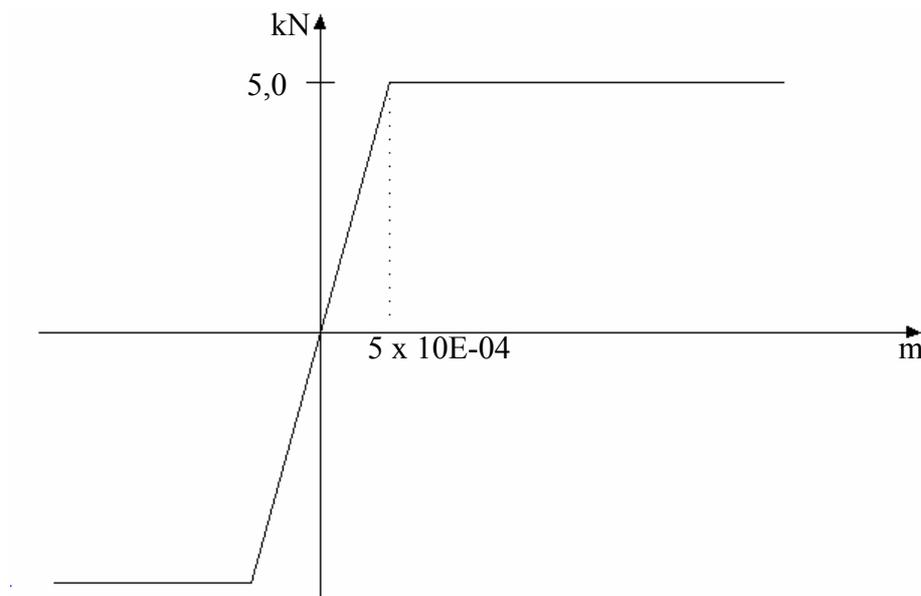


Abbildung 82: Bilineares Verhalten der elastischen Zwischenschicht gegen Durch Schub [11]

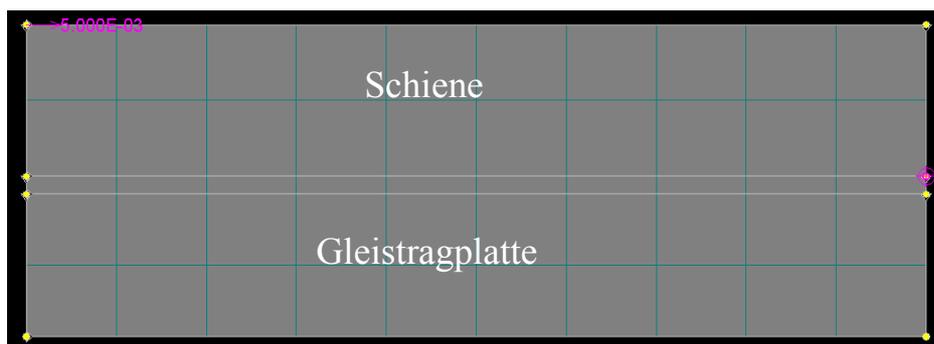


Abbildung 83: Eingabe zur Ermittlung des Durchschubs

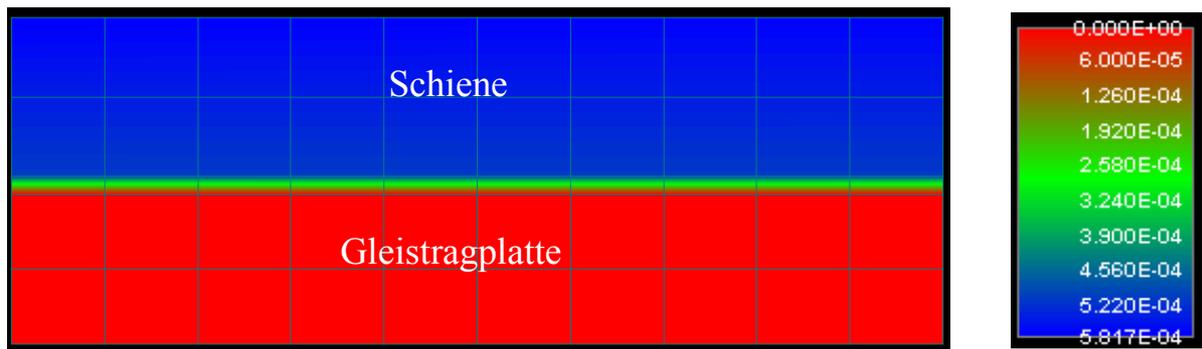


Abbildung 84: Ergebnis der Durchschubermittlung

Die Einflussbreite des Modells wird auf die halbe Brückenbreite ausgedehnt. Dazu werden die Makro-Elemente von bisher einem Meter auf 4,3 Meter Breite erweitert. Ebenso werden die Breiten des Pfeilers und verlängerten Schienen angepasst. Da nun der gesamte Gleiskörper einer Fahrtrichtung in das Modell einfließt, wird auch die Breite des Schienenelementes und der elastischen Zwischenlage verdoppelt und beträgt nun 17 mal 9 Zentimeter.

Als Lastfall wird nun neben den Lagerreaktionen, dem Eigengewicht und der Vorspannung eine Temperatur von 30 Grad aufgebracht. Diese wird nur den Elementen des Tragwerks zugewiesen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Werte aus R-STAB und ATENA etwas von einander abweichen. In ATENA sind die Verschiebungen am Tragwerk sind etwas zu gering und im Gegenzug bewegt sich die Schiene zu viel. Jedoch zeigen die Abbildungen 85 und 86, dass die Ergebnisverläufe der beiden Programme sehr ähnlich sind.

Tabelle 25: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus R-STAB und ATENA

		R-STAB [11]	ATENA
Verschiebungen Tragwerk			
Widerlager 10	[mm]	-6,3	-5,3
Pfeiler 20	[mm]	-0,6	-0,6
Pfeiler 30	[mm]	5,9	4,0
Widerlager 40	[mm]	11,6	8,6
0-Durchgang	[m]	21,0	22,0
Verschiebungen Schiene			
Widerlager 10	[mm]	-0,2	1,4
Widerlager 40	[mm]	1,1	3,3
0-Durchgang	[m]	13,5	21,5
Maximum	[mm]	1,7	4,6
bei	[m]	43,5	49,5
Minimum	[mm]	-0,3	-1,8
bei	[m]	3,5	6,0

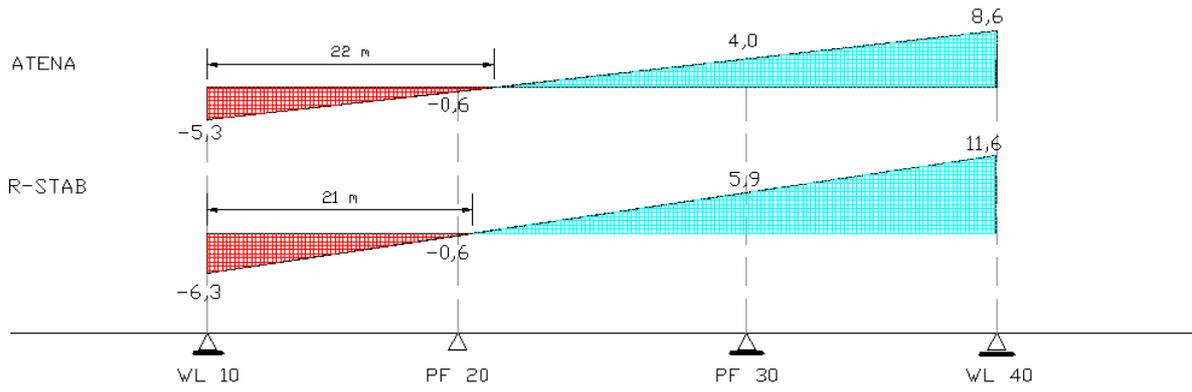


Abbildung 85: Tragwerksverschiebungen

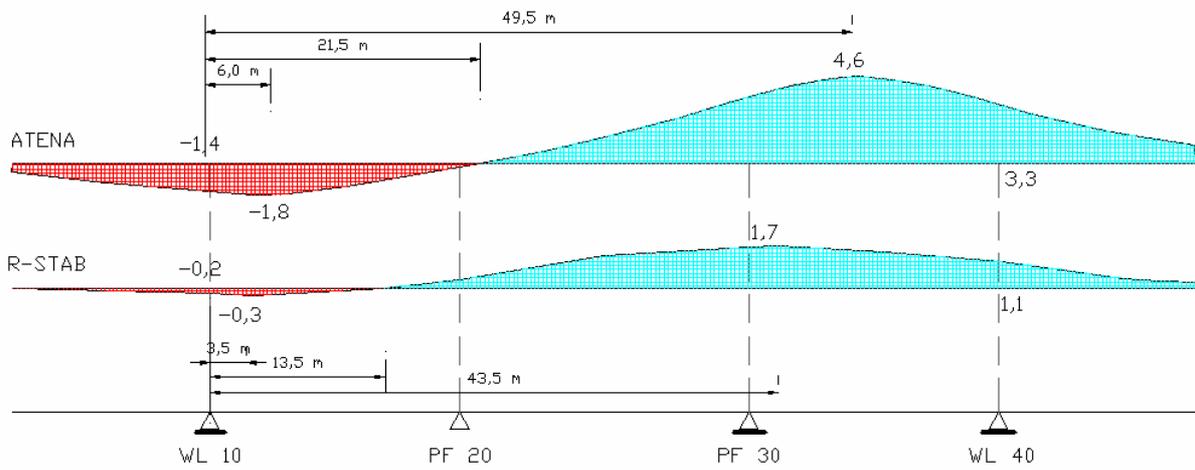


Abbildung 86: Verschiebungen der Schiene

8. Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Auseinandersetzung mit der Thematik der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk wurde augenscheinlich, wie komplex die Auswirkungen, die durch äußere Belastung hervorgerufen werden, sein können. Die Belastungen durch horizontale und vertikale Kräfte aus dem Zugverkehr und vor allem die Temperaturbelastung haben großen Einfluss auf die Bewegung des Bauwerks. Die Bewegungen und Verschiebungen der Bauteile können mannigfaltig sein. Doch es ist für die Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit unablässig Kenntnis über diese Bewegungen zu haben. Ganz besonders wichtig ist, dass die Grenzwerte für die Verschiebungen an den Brückenenden eingehalten werden. Aber auch die Steifigkeiten zwischen Schiene und Schwelle und die Lagersteifigkeiten dürfen nicht überschritten werden.

Um die Auswirkungen und Verschiebungen besser abschätzen zu können, liefern Computermodelle wichtige Erkenntnisse über das Verhalten von Brücken. Es ist daher wichtig, Programme wie ATENA auf ihre Eignung zur Bestimmung der Interaktionsvorgänge zu erproben.

Die Verschiebungen aus den Temperaturlastfällen, die in ATENA berechnet wurden, bildeten eine gute Näherung an die Wirklichkeit. Die Werte stimmten zum großen Teil gut mit den Monitoringdaten überein. Lediglich die leichte Verdrehung der Überbauenden machte es unmöglich, die Werte genauer anzupassen.

Die Strukturanalyse mit den Lastfällen Eigengewicht und Vorspannung hat ergeben, dass an der Konstruktion keine Risse entstehen.

Die Belastung des Brückenmodells mit horizontalen und vertikalen Verkehrslasten hat, gezeigt, dass die in den vorangegangenen Modellen erarbeitete Grundlage ein ähnliches Verhalten in punkto Durch Schubwiderstand zeigt, wie es in den theoretischen Modellen vorexerziert wird. Auch die Tragwerksverschiebungen können eingehalten werden. Zudem wurde beobachtet, dass im Falle eines festen Fahrbahnsystems ein Längsverschiebewiderstand des Gleises praktisch nicht stattfindet.

Der abschließende Vergleich der Modelle aus R-STAB und ATENA zeigt bei den Verschiebungen der Schiene und des Tragwerks einen ähnlichen Verlauf der Bewegungen. Die Werte differieren in gewisser Weise voneinander. Das Tragwerk nimmt in ATENA etwas

zu wenig Bewegung auf, die Schiene jedoch weist größere Verschiebungen auf. Die Struktur im letzten Modell ist bereits sehr komplex. Hier wäre es vielleicht sinnvoll weitere Vereinfachungen vorzunehmen. Vor allem die Lagerungsbedingungen der Schienen die über das Tragwerk hinauslaufen, stellen ein gewisses Problem dar. Hier müsste unter Umständen für die Steifigkeit der Schienenbefestigung ein anderer Wert eingestellt werden, als auf der Brücke.

Die Arbeit hat gezeigt, dass ATENA zum Teil sehr gute Ergebnisse und Teilergebnisse liefern kann. Das Programm bietet eine Vielzahl an Möglichkeiten, eine möglichst genaue Struktur zu definieren. Die verschiedenen vordefinierte Materialien und Einstellungsmöglichkeiten erzeugen ein gutes Abbild des Objekts. Dies verleitet aber auch dazu, das Modell zu verkomplizieren. Ein zu detailliertes Modell verlängert die Rechenzeit immens und braucht viel Speichervolumen. Es besteht die Möglichkeit, die wesentlichen Baugruppen und Verbindungen aus den Augen zu verlieren und sich in der komplexen Struktur zu verirren. Außerdem wäre es von Vorteil, den Lagern verschiedene Steifigkeiten zuweisen zu können, da hier nur keine oder eine volle Haftung eingegeben werden können. Dasselbe gilt für die Verbindung zwischen den Schichten. Hier muss man den Umweg gehen, ein Material zu kreieren, bei dem durch Variation des E-Moduls die passende Steifigkeit einstellt.

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Längskraft durchgehend geschweißter Schienen auf Planum durch thermische Beanspruchung [2]	14
Abbildung 2: Normalkraftverlauf in der Schiene aufgrund thermischer Längenänderung des Tragwerks.....	14
Abbildung 3: Dehnlängen für unterschiedlich gelagerte Brückenkonstruktionen [3]	15
Abbildung 4: Längsverschiebewiderstands infolge horizontaler Verschiebung [2]	16
Abbildung 5: Durchschub- und Längsverschiebewiderstand [3].....	17
Abbildung 6: Funktionsschemata von Tragwerken [2].....	19
Abbildung 7: Einflussfaktoren zur Bestimmung der Lagersteifigkeit K [2].....	20
Abbildung 8: Verformungsverhalten des Tragwerks im Widerlagerbereich aufgrund der des Tragwerks [12]	21
Abbildung 9: Lastmodell 71 [1]	24
Abbildung 10: Lastmodell SW/0 und SW/2 [1].....	24
Abbildung 11: Basisdiagramme des allgemeinen Bemessungsverfahrens UIC 774-3, Anlage A	29
Abbildung 12: Bestimmung der Auflagerkraft R für mehrfeldrige Brückenstrukturen und einem Festlager an einer Innenstütze [2].....	30
Abbildung 13: Lastfallsituationen zur Bewertung der Interaktion für Brücken mit zwischenliegendem Festlager [2]	30
Abbildung 14: Funktionsschema einer Brücke zur Bewertung der Gleis-Tragwerksinteraktion	31
Abbildung 15: Grafiken zur Bestimmung der Auszuglänge L_{TP} [3]	42
Abbildung 16: Lineares Tragverhalten [4].....	46
Abbildung 17: Geometrisch nichtlineares Tragverhalten [4].....	46
Abbildung 18: Physikalisch nichtlineares Tragverhalten [4].....	47
Abbildung 19: Aufweichendes und versteifendes Tragverhalten [4].....	47
Abbildung 20: Nichtlineares Last-Verformungsverhalten [4]	48
Abbildung 21: Ablauf einer geometrisch linearen Berechnung [4]	49

Abbildung 22: Gegenseitige Abhängigkeit der Komponenten einer geometrisch nichtlinearen Betrachtung [4].....	50
Abbildung 23: Flussdiagramm einer geometrisch nichtlinearen Berechnung [4].....	51
Abbildung 24: Elasto-plastisches Materialverhalten [5].....	52
Abbildung 25: Last-Verschiebungsmodell bei Kontaktproblemen in der Berührzone [5].....	52
Abbildung 26: Knotenfreiheitsgrade eines diskreten Systems [4].....	53
Abbildung 27: Symbolische Schreibweise des Gleichgewichts [4].....	53
Abbildung 28: Inkrementeller Lastprozess [4].....	55
Abbildung 29: Ablauf der inkrementellen Lösung [4].....	55
Abbildung 30: Prinzip des Newton-Raphson-Verfahrens [4].....	57
Abbildung 31: Mögliche nichtlineare Antwortpfade [4].....	58
Abbildung 32: Standard-Newton-Raphson [4].....	59
Abbildung 33: Modifizierter Newton-Raphson [4].....	60
Abbildung 34: Iterationspfad eines Bogenlängenverfahrens [4].....	61
Abbildung 35: Ungenaue Kurvenverfolgung bei konstanter Lastinkrementierung [4].....	62
Abbildung 36: Gegenüberstellung der experimentellen und der theoretischen Werte.....	65
Abbildung 37: Übersichtslageplan [10].....	69
Abbildung 38: Regelquerschnitt [8].....	70
Abbildung 40: Monitoringprogramm [9].....	73
Abbildung 41: Systemidealisierung.....	74
Abbildung 42: Abmessungen des ersten Feldes.....	74
Abbildung 43: Schichtaufbau des Modells.....	76
Abbildung 44: Neues Material anlegen.....	76
Abbildung 45: Materialgesetz für Beton.....	77
Abbildung 46: Materialgesetz für Bewehrung.....	79
Abbildung 47: Materialverhalten für Schiene und Lagerplatten.....	81
Abbildung 48: Materialverhalten Elastomer Alt.....	82
Abbildung 49: Materialverhalten Elastomer Neu.....	82
Abbildung 50: Materialverhalten Elastomerlager.....	83
Abbildung 51: Neues Macro-Element anlegen.....	84
Abbildung 52: Layer für verschmierte Bewehrung anlegen.....	85
Abbildung 53: Verschmierte Bewehrung anlegen.....	86
Abbildung 54: Verschmierte Bewehrung in den Macro-Elementeigenschaften freischalten..	87

Abbildung 55: Bewehrung berechnen.....	87
Abbildung 56: Lage der diskreten Bewehrung	88
Abbildung 57: Verstärkte Bewehrung (grün) über den Pfeilern	88
Abbildung 58: Spanngliedeigenschaften.....	89
Abbildung 59: Neuen Lastfall anlegen.....	89
Abbildung 60: Liste der Lastfälle.....	90
Abbildung 61: Wahl der Temperatursets aus der Zeitreihe mit den korrespondierenden Verschiebungen (idealisiert)	92
Abbildung 62: Temperaturbelastung der einzelnen Schichten	93
Abbildung 63: Ankerdetails [7].....	95
Abbildung 64: Neuen Monitoringpunkt anlegen	95
Abbildung 65: Lage der Monitoringpunkte	96
Abbildung 66: Liste der Monitoringpunkte	97
Abbildung 67: Analysis steps definieren	98
Abbildung 68: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell A	100
Abbildung 69: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell B.....	102
Abbildung 70: Grafische Darstellung der Verformungen Modell B (200fach überhöht).....	103
Abbildung 71: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell C.....	104
Abbildung 72: Grafische Darstellung der Verformung Modell C (200fach überhöht).....	105
Abbildung 73: Beispiel einer Korrelationsmatrix für Stahlbeton	107
Abbildung 74: Log-normal Verteilung für E-Modul	107
Abbildung 75: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse	108
Abbildung 76: Grafische Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell D	109
Abbildung 77: Keine Rissbildung Modell E.....	110
Abbildung 78: Durchschub- und Verschiebewiderstand Modell F.....	112
Abbildung 79: Durchschub- und Verschiebewiderstand Modell G.....	113
Abbildung 80: Abmessungen des Pfeilers	115
Abbildung 81: Elastomerlager	115
Abbildung 82: Bilineares Verhalten der elastischen Zwischenschicht gegen Durchschub [11]	117
Abbildung 83: Eingabe zur Ermittlung des Durchschubs.....	117
Abbildung 84: Ergebnis der Durchschubermittlung	118
Abbildung 85: Tragwerksverschiebungen	120

Abbildung 86: Verschiebungen der Schiene 120

10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Charakteristische Werte für Lastmodell SW/0 und SW/2 [1].....	24
Tabelle 2: Reduktionsfaktor β zur Bestimmung der horizontalen Auflagerkräfte [2]	28
Tabelle 3: Tabelle zur Bestimmung der Einwirkungen in Längsrichtung auf Festlager [3]....	43
Tabelle 4: Materialkennwerte für Beton Tragwerk.....	77
Tabelle 5: Materialkennwerte für Beton Gleistragplatte.....	78
Tabelle 6: Materialkennwerte für Beton Zwischenschicht	78
Tabelle 7: Materialkennwerte für Beton Pfeiler.....	79
Tabelle 8: Materialkennwerte für Stabbewehrung.....	80
Tabelle 9: Materialkennwerte für Spannbewehrung.....	80
Tabelle 10: Materialkennwerte für verschmierte Bewehrung.....	80
Tabelle 11: Materialkennwerte für die Schiene	81
Tabelle 12: Materialkennwerte für Lagerplatten.....	81
Tabelle 13: Materialkennwerte für Elastomer Alt.....	82
Tabelle 14: Materialkennwerte für Elastomer Neu	82
Tabelle 15: Materialkennwerte für Elastomerlager.....	83
Tabelle 16: Temperaturen der gewählten Lastfälle (in °C).....	93
Tabelle 17: Zulässige Vorspannkraft der Spannglieder [7]	94
Tabelle 18: Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell A	101
Tabelle 19: Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell B	103
Tabelle 20: Gegenüberstellung der Verschiebungen Modell C	105
Tabelle 21: Verteilungen und Kovarianzen für Beton	106
Tabelle 22: Verteilung und Kovarianzen für Bewehrung	106
Tabelle 23: Verteilungen und Kovarianzen für Plain strain elastic isotropic material	106
Tabelle 24: Vorgegebene Lagersteifigkeiten und versuchsweise ermittelte E-Module der Elastomerlager.....	116
Tabelle 25: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus R-STAB und ATENA.....	119

11. Literatur

- [1] ÖNORM EN 1991-2, „Einwirkungen auf Tragwerke“ Österreichisches Normungsinstitut, 2004
- [2] UIC 773-4, „Interaktion Gleis/Brücke – Empfehlungen für die Berechnungen“, Internationaler Eisenbahnverband, 2001
- [3] Arbeitsgruppe Interaktion Schiene-Tragwerk, Erläuterungen zum Thema „Gemeinsame Antwort von Tragwerk und Gleis auf veränderliche Einwirkungen“, 2009
- [4] RWTH AACHEN, „Nichtlineare Finite-Element-Methoden“, Fakultät für Bauingenieurwesen
- [5] WRIGGERS, P., „Nichtlineare Finite-Element-Methoden“, Springer Verlag, 2001
- [6] ÖNORM EN 1990, „Grundlagen der Tragwerksplanung“, Österreichisches Normungsinstitut, 2002
- [7] Vorspann-Technik GmbH, „Litzenspannverfahren VT 140/150 für Vorspannung mit Verbund“, 1993
- [8] L110, Ausführungspläne, ZT-Büro DI WESTHAUSSER, W., 2005
- [9] L110, Monitoring Layout, Fritsch, Chiari und Partner ZT GmbH
- [10] L110, Draufsicht, www.austrianmap.at, besucht am 15.Mai 2012
- [11] KARIMI, S., Dissertation „Interaktion Gleis/Tragwerk“ (Arbeitstitel), 2012

- [12] FREYSTEIN, H., „Interaktion Gleis/Brücke – Stand der Technik und Beispiele“, Ernst & Sohn Verlag, 2010

Lebenslauf