

Diplomarbeit
Master's Thesis

Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom-Ingenieurs

eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für
Bauingenieurwesen

von

Peter Georg Wiesner

Matr.Nr.: 01427828

4910 Ried im Innkreis, Am Pfarrgrund 26

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Fink**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. **Andreas Stollwitzer**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2021



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, die mich während meiner Ausbildung begleitet und durch ihre Unterstützung zum erfolgreichen Abschluss meines Studiums beigetragen haben. Mein spezieller Dank ergeht an:

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef Fink, der während des Studiums unter dem Motto „Stahl ist Schlau“ mein Interesse für den Stahlbau geweckt und mir die Möglichkeit gegeben hat, am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau meine Diplomarbeit zu verfassen.

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Andreas Stollwitzer, der sich mit viel Geduld all meinen Fragen und Problemen gewidmet hat und mir wertvolle Unterstützung zukommen ließ.

meine Eltern *Reingard* und *Christoph*, die mir mein Studium und ein sorgenfreies Studentenleben ermöglicht haben.

meine Freundin *Gerda*, die es insbesondere während der Erstellung dieser Arbeit in Zeiten von Ausgangssperren verstand, meine Motivation hochzuhalten.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Das dynamische Verhalten des Schotteroberbaus bei Eisenbahnbrücken steht im Hinblick auf die Optimierung von Tragwerkskonstruktionen und einer realitätsnahen Prognose des Schwingungsverhaltens infolge einer Zugüberfahrt im Fokus diverser Untersuchungen. Eine adäquate Berücksichtigung der Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaus in dynamischen Berechnungen wird durch eine große Bandbreite an zur Verfügung stehenden Modellen und einer eklatanten Streuung der zugehörigen dynamischen Kennwerte wesentlich erschwert.

Am *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* der TU Wien wurde eine Großversuchsanlage im Maßstab 1:1 entwickelt, um das dynamische Verhalten des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken gezielt und isoliert vom Brückentragwerk zu untersuchen. Mit dieser Versuchsanlage wurden konkrete mechanische Modelle und zugehörige Kennwerte zur Beschreibung der Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau für eine tatsächliche Anwendung in der ingenieurpraktischen Brückendynamik ermittelt. Im anlagebedingt begrenzten Frequenzbereich von 4 bis 9 Hz wurden unterschiedliche Dissipationsmechanismen in horizontaler und vertikaler Richtung identifiziert, die jedoch stets gemeinsam auftreten, was eine isolierte Kennwertbestimmung erschwert. Da bei höheren Frequenzen allen voran vertikale Dissipationsmechanismen auftreten, soll eine neue Versuchsanlage entstehen, die eine isolierte Erforschung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen in einem wesentlich höheren Frequenzbereich, nämlich bis 25 Hz, ermöglicht. Die Entwicklung und Planung einer derartigen Anlage ist Ziel der hier vorliegenden Arbeit.

Diese neue Versuchsanlage soll ebenso wie ihre Vorgängerin aus einem Trogbrückensegment, das auf einer Seite gelenkig, auf der anderen Seite auf Federn gelagert ist, bestehen, und dynamisch angeregt werden. Allerdings soll der Schotteroberbau nicht über die volle Länge, sondern nur über einen vergleichsweise kurzen Abschnitt eingebaut werden. Dadurch soll der gesamte Schotteroberbau eine einheitliche Kinematik mit ausschließlich vertikalen Bewegungen erfahren. Die Anregung soll durch hydraulische Pressen erfolgen.

Ausgehend von einem ersten Entwurf wird die Stahltrögkonstruktion mithilfe eines Finite-Elemente-Programms so angepasst, dass sie sich im vorher festgelegten Arbeitsbereich der Anlage (1 bis 25 Hz, Schotteroberbaubeschleunigungen bis 10 m/s^2) wie ein starrer Balken verhält. Die Dimensionierung des Trogbrückensegments erfolgt dabei nach Eigenformen und Eigenfrequenzen sowie nach Durchbiegungen zufolge dynamischer Anregung. Schlussendlich werden als Endergebnis die Werkstattpläne der Versuchsanlage erstellt, um diese realisieren zu können.

Für eine ganzheitliche Betrachtung wird es als notwendig angesehen, die Untersuchung der dynamischen Schotteroberbaukennwerte unter verschiedenen Belastungszuständen (belastetes/unbelastetes Gleis) durchzuführen. Dafür wird in dieser Arbeit eine Vorspannvorrichtung entworfen, mit der die Achslast eines Zuges auf den Gleisrost simuliert werden kann.

Zudem sollen mit der Versuchsanlage Grenzzustände quantifiziert werden können, die abhängig vom vertikalen Beschleunigungsniveau sind und durch einen signifikanten Steifigkeitsverlust sowohl in vertikaler Richtung (übermäßige Setzungen) als auch in horizontaler Richtung (Querverschiebewiderstand) gekennzeichnet sind. Für eine hierfür nötige Kontrolle des Querverschiebewiderstands wird ebenso eine zusätzliche Konstruktion geplant.

Abstract

Planning and Developing a Test Facility to Research the Vertical Damping Mechanisms in the Ballast Superstructure

The dynamic behavior of the ballast superstructure on railway bridges is a topic for consideration in the pursuit of optimizing bridge structures as well as allowing realistic predictions of vibration behavior after train passage.

At the Vienna University of Technology, *Institute of Structural Engineering - Department for Steel Structures* a large-scale test facility was developed in order to investigate the dynamic behavior of the ballast superstructure on railway bridges more systematically.

The aim was to determine specific mechanical models and corresponding parameters to describe the dissipation mechanisms of the ballast superstructure for application in practice. In the frequency range of 4 to 9 Hz, by which the system was limited, different dissipation mechanisms were identified, but always occurred jointly in horizontal and vertical directions. Hence, isolated determination of the characteristic values was impeded.

As vertical dissipation mechanisms predominate especially in higher frequency ranges, in this thesis a new test facility is planned. This test facility is designed for frequencies up to 25 Hz which allows for isolated research of vertical energy dissipation mechanisms.

Like its predecessor, the new test facility will consist of a trough bridge segment articulated on one side and supported by springs on the other, and will be dynamically excited. Contrary to the already existing test facility, the ballast superstructure will not be installed across the full length, but will only cover a comparatively short section. As a result, the entire ballast superstructure should undergo uniform kinematics with exclusively vertical movements. The excitation will be carried out by hydraulic presses.

On the basis of a first draft, the steel trough construction is adapted with the help of a finite element program so that it behaves like a rigid beam within the predetermined operating range of the system (1 to 25 Hz, ballast superstructure accelerations up to 10 m/s^2). The trough bridge segment is dimensioned according to eigenmodes and eigenfrequencies as well as deflections due to dynamical excitation. Finally, as a result the workshop planning for the test facility is created as basis for the realization.

For a wholistic view, it is considered necessary to analyze the dynamic ballast superstructure parameters under different load conditions (loaded track/unloaded track). For this purpose, a pretensioning device is designed in this thesis, with which the axle load of a train can be simulated on the track panels.

In addition, the test facility should be able to quantify limit states that lead to a significant loss of rigidity in both vertical direction (excessive subsidence) and horizontal direction (lateral displacement resistance) due to vertical accelerations. For this purpose, an additional device was planned to monitor the lateral displacement resistance.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Stand der Technik und Normung	1
1.2	Stand der Forschung	3
1.3	Ziel der Arbeit	5
2	Modellbeschreibung und Rahmenbedingungen der geplanten Anlage	7
2.1	Rahmenbedingungen	8
2.1.1	Frequenzbereich und Dauerhaftigkeit	8
2.1.2	Schotterbeschleunigung $a_{Schotter}$	8
2.1.3	Räumliche Gegebenheiten	8
2.1.4	Schwingungsanregung	9
2.2	Konzeptioneller Entwurf	9
2.2.1	Trogkonstruktion	10
2.2.2	Schotteroberbau	10
2.2.3	Federpaket	12
2.3	Vergleichsrechnung	12
2.3.1	Analytische Lösung-Einmassenschwinger	12
2.3.2	Parameterbestimmung	15
2.3.3	Auswertung der Pressenkraft auf Basis des Einmassenschwingers	18
2.3.4	Analytische Lösung-Zweimassenschwinger	19
2.3.5	Auswertung der Pressenkraft des Zweimassenschwingers	21
3	Dimensionierung des Stahltrogs mithilfe eines Finite-Elemente-Programms	26
3.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen	26
3.1.1	Kippen der Hauptträger	26
3.1.2	Biegung der Bordwand	30
3.1.3	Torsion des Querschnitts	31
3.1.4	Biegung eines herausgelösten Querträgers	33
3.2	Durchbiegungen bei dynamischer Anregung	34
3.2.1	Globale Durchbiegungen	36
3.2.2	Lokale Durchbiegungen zufolge Einleitung der Pressenkraft	37
3.3	Spannungen	39
3.3.1	Nachweis der Vergleichsspannungen im Grundmaterial	40
3.3.2	Nachweis der Spannungsschwingbreite im Grundmaterial	43
3.3.3	Schweißnähte	49
3.4	Kontrolle der Finite-Element-Rechnung mit dem Stabwerksmodell	50
3.5	Fazit	50

4	Detailplanung	51
4.1	Detail A - Drehaufleger	51
4.1.1	Nachweis des Anschlusses der Wälzlager	53
4.1.2	Nachweis des Auflagerstützenfußpunkts	57
4.2	Detail B - Anschluss des Aussteifungsrahmens an die Hauptträger	60
4.3	Detail C - Lasteinleitungsbereich der Pressen	61
4.3.1	Nachweis der Lasteinleitungsbleche und deren Schweißnähte	61
4.4	Vorspannvorrichtung	64
4.5	Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands	65
4.6	Wasserkissen zur Messung der Kopplungskraft zwischen Gleis und Tragwerk	66
4.7	Mögliche Unwuchterregerplattform	66
5	Zusammenfassung	68
A	Konstruktionspläne	i
B	Datenblätter	xi
B.1	Wälzlager	xi
B.2	Betonschwelle	xii
B.3	Schiene	xiii

Kapitel 1

Einleitung

Fortschritte in der Technik machen die Errichtung immer leichter und schlanker Brückentragwerke möglich. Gleichzeitig kommen im Eisenbahnwesen stetig schnellere Züge zum Einsatz. Diese beiden Entwicklungen begünstigen das Auftreten von Resonanzerscheinungen, welche durch übermäßige Schwingungen der Brücke infolge Zugüberfahrt gekennzeichnet sind und welche großen Einfluss auf Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ausüben. Die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken und die damit verbundene rechnerische Prognose des Schwingungsverhaltens rückt somit verstärkt in den Fokus, was wiederum ein möglichst realitätsnahes dynamisches Rechenmodell immer wichtiger macht.

Bei Eisenbahnbrücken beeinflusst neben der Tragkonstruktion der Schotteroberbau das dynamische Verhalten maßgeblich. Im Rahmen eines neuen Projekts, durchgeführt vom *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau*, soll das dynamische Verhalten des Schotteroberbaus infolge vertikaler Tragwerksschwingungen erforscht werden [1]. Ziel ist es, seine Dämpfungsmechanismen für eine Prognose des Schwingungsverhaltens zu erfassen sowie Schwingungszustände, die zu einer Destabilisierung des Schotterbetts führen, mit versuchstechnisch ermittelten Kenngrößen zu beschreiben. Es soll eine möglichst einfache, aber realitätsnahe Modellierung des Schotteroberbaus entstehen, um in Zukunft Eisenbahnbrücken wirtschaftlicher bemessen zu können. Als Teil des Forschungsprojekts soll in dieser Arbeit eine Versuchsanlage geplant werden, die diese Untersuchungen möglich macht.

1.1 Stand der Technik und Normung

Untersuchungen zum dynamischen Verhalten bestehender Eisenbahnbrücken [2, 3] haben ergeben, dass das mit aktuell verfügbaren Modellen berechnete Schwingungsverhalten stark von der Realität abweicht. Reale Tragwerke zeigen in der Regel ein günstigeres Verhalten als in der Berechnung vorausgesagt wird. Grund dafür ist u.a., dass die Normung nur eine sehr konservative Berücksichtigung der Dämpfung zulässt, diese jedoch einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf das dynamische Verhalten hat. Beispielsweise sind in der *EN 1991-2* [4] Dämpfungskennwerte abhängig von Spannweite und Konstruktionsart angegeben (siehe Tabelle 1.1). Diese Kennwerte sollen die Strukturdämpfung des Tragwerks und die Dämpfung des Schotteroberbaus sowie der Ausbauelemente miteinbeziehen.

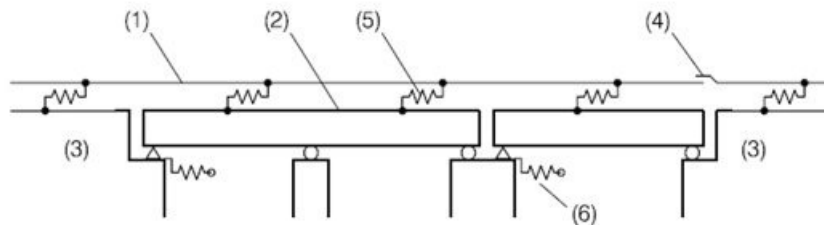
Hauptverantwortlich für die Diskrepanz zwischen Modell und Realität zeigt sich aber die unsichere und stark variierende Berücksichtigung des Schotteroberbaus in der Berechnung. In der *EN 1991-2* [4] und in einer Richtlinie der ÖBB [5] sind zwar Modelle vorhanden, die

Tab. 1.1: Unterer Grenzwert ζ der kritischen Dämpfung in [%] lt. Eurocode [4, Tabelle 6.6, S. 88]

Brückentyp	Spannweite $L < 20m$	Spannweite $L \geq 20m$
Stahl und Verbund	$\zeta = 0,5 + 1,25(20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Spannbeton	$\zeta = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Walzträger in Beton	$\zeta = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,5$

eine dynamische Mitwirkung des Schotteroberbaus beinhalten, aber deutliche Unterschiede aufweisen.

Die *EN 1991-2* führt das in Abbildung 1.1 ersichtliche Modell an, jedoch werden nur vereinzelt Steifigkeitskennwerte angegeben und die Dämpfungseigenschaften bleiben gänzlich unberücksichtigt.



Legende

- (1) Gleis
- (2) Überbau (das Bild zeigt einen einzelnen Überbau mit zwei Feldern und einen Einzelträger)
- (3) Erdbauwerk
- (4) Schienenauszug (wenn vorhanden)
- (5) nicht lineare Längsfedern stellen die Längsbelastung/das Verschiebeverhalten des Gleises dar
- (6) Längsfedern stellen die Steifigkeit K in Längsrichtung eines Festlagers dar, unter Berücksichtigung der Steifigkeit von Gründung, Stützen und Lagern usw.

Abb. 1.1: Auszug aus [4, Bild 6.19, S. 103] — Beispiel eines Modells eines Gleis-/Tragwerksystems

Die *Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB)* schlagen in der *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken* [5] das in Abbildung 1.2 dargestellte Modell vor. Dabei handelt es sich um in Serie geschaltete Massen (Schiene-Schwellen-Schotterbett-Tragwerk), die durch Feder-Dämpfer-Elemente miteinander gekoppelt sind.

Für Ansätze konkreter Kennwerte dieser Feder-Dämpfer-Elemente verweist o.g. Richtlinie auf Forschungsergebnisse des *European Rail Research Instituts (ERRI)* [6], die sich aber auf das belastete Gleis (gleisrostinduzierte Schwingungen) beziehen und sich somit nicht zur Beschreibung von Brückenschwingungen eignen. Eine zuverlässige Berücksichtigung der Interaktionen zwischen Oberbau und Tragwerk in der Ingenieurpraxis ist über diesen Weg nicht gegeben. Optional wird auch empfohlen, Erfahrungswerte der zuständigen Bahnverwaltung heranzuziehen. Ein allgemein anwendbares, zusammenhängendes Werkzeug von Rechenmodell und darauf abgestimmten Kennwerten ist jedoch nicht existent.

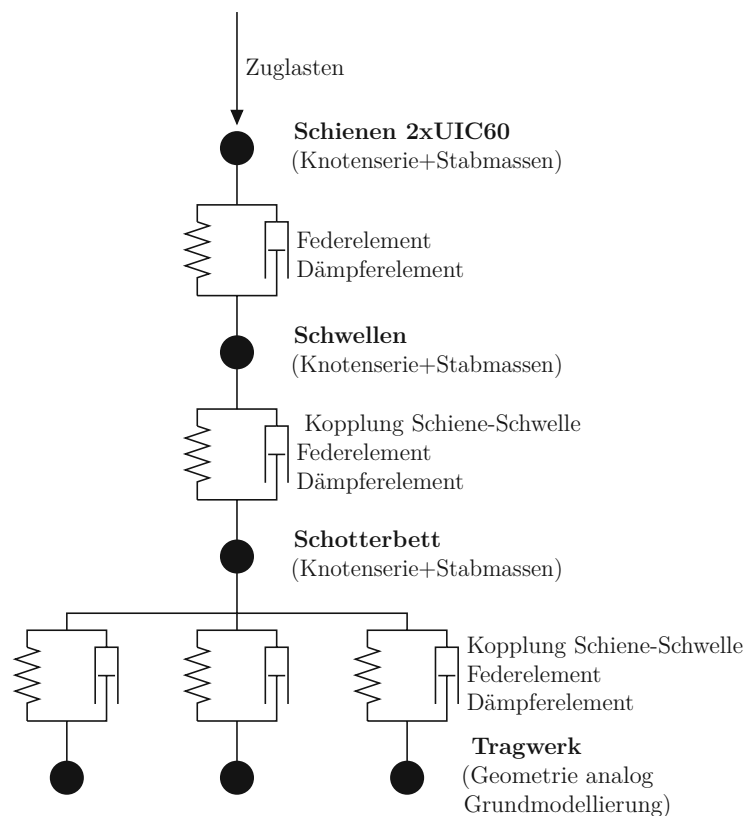


Abb. 1.2: Auszug aus [5, Bild 39, S.39] — Schemaskizze Schotterbett-Modellierung

1.2 Stand der Forschung

In mehreren Veröffentlichungen [7–9] finden sich Modelle mit zugehörigen Kennwerten, die eine Berechnung der Oberbau-Tragwerksinteraktion zulassen. Diese unterscheiden sich jedoch teilweise deutlich voneinander, wodurch ebenso nicht von einem allgemein anwendbaren Modell gesprochen werden kann.

Besonders wichtig wäre ein solches Modell aber für Brücken mit geringer Spannweite (<10 m), wie eine Untersuchung an der *TU Darmstadt* [10] ergeben hat. So nehmen die Einflüsse des Schotteroberbaus bei verringerten Spannweiten zu, sodass bei Brücken unter 10 m Länge eine Berücksichtigung der Mitwirkung des Schotteroberbaus unerlässlich wird, um das Schwingungsverhalten realitätsnah beschreiben zu können.

Bisherige Forschung der TU Wien

Am *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* wird seit einiger Zeit am Einfluss des Schotteroberbaus auf das Schwingungsverhalten von Brückentragwerken geforscht [11–13]. Im Zuge der Forschungstätigkeit entstand eine Versuchsanlage im Maßstab 1:1, mit der es möglich war, mehrere Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau zu identifizieren, die modelltechnisch durch Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet werden können. Zu unterscheiden sind dabei Mechanismen in vertikaler und horizontaler Richtung [14], die in Abbildung 1.3 dargestellt sind.

In horizontaler Richtung wird das von KIRCHHOFFER [2] entwickelte Modell des „Kurbelvierecks“ angewandt. Es besteht aus zwei Balken (Tragwerk und Gleisrost), die diskret im

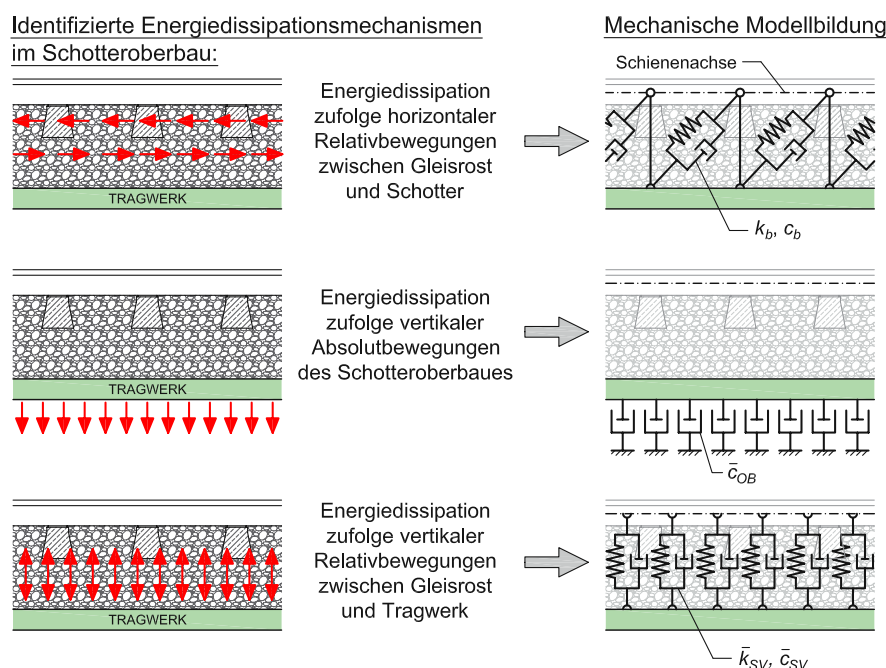


Abb. 1.3: Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau nach [14, Bild 1.1.1, S.6]

Schwellenabstand in vertikaler Richtung mittels Pendelstäben verbunden sind. Der Dissipationsmechanismus durch horizontale Relativbewegungen zwischen den beiden Balken wird mittels diagonaler Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet.

In vertikaler Richtung treten zwei unterschiedliche Mechanismen in Kraft, wobei der erste eine Dissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen beschreibt, deren Wirkung von den Massenkräften des Schotters abhängt und durch „Zerrüttung des Schotterbetts“ erklärt werden kann. Im Modell wird diese Dissipation durch kontinuierliche Dämpfer (mit zugehörigem Kennwert \bar{c}_{OB}) zwischen Tragwerk und Untergrund abgebildet (siehe Abbildung 1.3 Mitte).

Zweiterer bezieht sich auf innere Reibungsmechanismen zufolge vertikaler Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Tragwerk, was modelltechnisch durch kontinuierliche vertikale Feder-Dämpfer-Elemente (zugehörige Kennwerte $\bar{k}_{SV}, \bar{c}_{SV}$) erfasst wird (siehe Abbildung 1.3 unten). Die drei Mechanismen wirken stets in Kombination.

Mit der oben erwähnten Versuchsanlage im Maßstab 1:1 konnte festgestellt werden, dass mit zunehmender Frequenz die Wirkung des horizontalen Energiedissipationsmechanismus abnimmt. Dies ist auch in Abbildung 1.4 dargestellt:

Auf der Ordinate ist der Anteil der Energiedissipation im horizontalen Mechanismus an der Gesamtenergiedissipation und auf der Abszisse die Resonanzfrequenz (gleich Anregungsfrequenz) eingetragen, welche anlagebedingt auf einen Bereich zwischen 4,0 und 9,0 Hz beschränkt war. Ab dem Frequenzbereich über 7,0 Hz erfolgt kaum noch Energiedissipation im horizontalen Mechanismus. Folglich findet nahezu die gesamte Energiedissipation zufolge der beiden vertikalen Mechanismen statt [14].

Der Frequenzbereich der oben genannten Großversuchsanlage war auf eine periodische Kraftanregung zwischen 4,0 und 9,0 Hz beschränkt. Des Weiteren konnten die Federsteifigkeiten k_b und \bar{k}_{SV} sowie die Dämpfungsparameter c_b, \bar{c}_{OB} und \bar{c}_{SV} nur integral erfasst

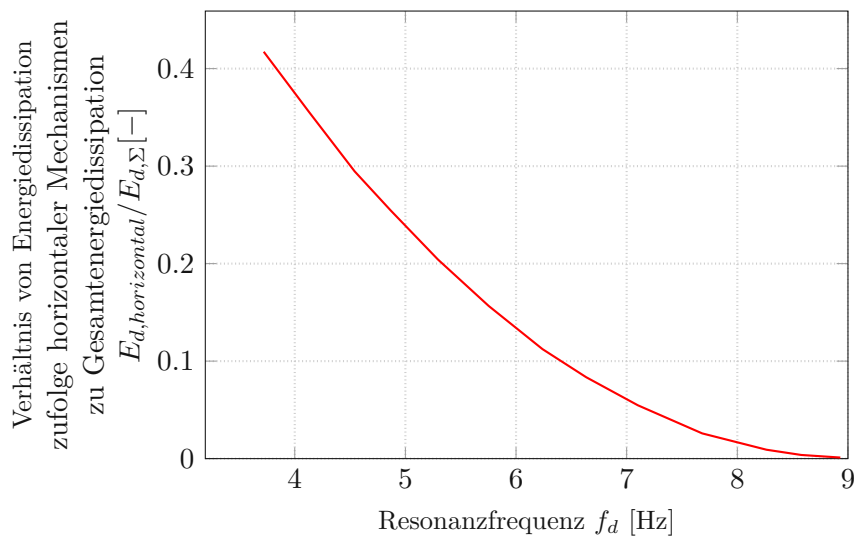


Abb. 1.4: Übergang von kombinierten Energiedissipationsmechanismen zu rein vertikalen Mechanismen mit zunehmender Resonanzfrequenz [14]

werden (keine einheitliche Schotterbettkinematik). Eine quantitative, isolierte Erfassung der dynamischen Kennwerte zur Beschreibung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen ist bislang nicht erfolgt [14].

1.3 Ziel der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit soll eine neuartige Versuchsanlage geplant werden, um das vertikale dynamische Verhalten des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken mit folgenden Zielen zu untersuchen [1]:

- Ermittlung konkreter Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte für die Kinematik eines Modells mit rein vertikalen Dissipationsmechanismen (siehe Abbildung 1.5)

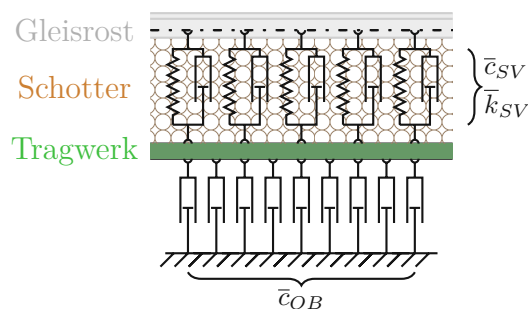


Abb. 1.5: Modell und zugehörige Kennwerte vertikaler Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau

- Untersuchung der Einflüsse einer Gleisbelastung auf diese Kennwerte

- Quantifizierung von Grenzzuständen, die durch vertikale Beschleunigungen zu einem signifikanten Steifigkeitsverlust in vertikaler Richtung führen (Schotterbettdestabilisierung in vertikaler Richtung)
- Quantifizierung von Grenzzuständen, die durch vertikale Beschleunigungen zu einer signifikanten Änderung des Querverschiebewiderstands des Gleisrosts (quer zur Fahrtrichtung) führen (Schotterbettdestabilisierung in Querrichtung)

Ein Finite-Elemente-Modell der Anlage wird erstellt, um in der Planung störende Einflüsse bei der späteren Kennwertermittlung zu minimieren und so eine bestmögliche Konstruktion zu finden. Zur Untersuchung der Einflüsse einer Gleisbelastung auf die dynamischen Kennwerte \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{SV} und \bar{c}_{OB} wird, neben der Anlage an sich, eine Vorspannvorrichtung in vertikaler und horizontaler Richtung entworfen und geplant, die die Achslast eines Zuges simulieren und den Querverschiebewiderstand erfassen kann.

Das Ergebnis der Arbeit soll eine Stahlkonstruktion und zugehörige Werkstattpläne sein, die sich im vorab definierten Arbeitsbereich als starrer Balken verhält und mechanisch auch als solcher idealisiert werden kann. Die mithilfe der zu entwickelnden Versuchsanlage gewonnenen Kenntnisse sollen in weiterer Folge einen Beitrag leisten, dem praktizierenden Ingenieur eine realitätsnahe Schwingungsprognose von Eisenbahnbrücken zu ermöglichen [1].

Kapitel 2

Modellbeschreibung und Rahmenbedingungen der geplanten Anlage

Um die rein vertikalen Dissipationsmechanismen zu erfassen, ist es notwendig, einen Brückenquerschnitt vertikal anzuregen. Bewerkstelligt wird das durch das in Abbildung 2.1 dargestellte Konzept.

Auf einem Festlager mit frei möglicher Drehbewegung und einem Vertikalfederlager wird ein Stahltrog gelagert, der mittels hydraulischer Pressen am freien Ende weg- und frequenzgesteuert angeregt werden kann. Dabei erfährt die Konstruktion eine Rotationsbewegung (ausgedrückt durch den Winkel η) um das Drehlager. Wenn der Schotteroberbau nur auf einem vergleichsweise kleinen Abschnitt Δx am Stahltrogende eingebaut wird, erfährt der Schotteroberbau nahezu eine reine Vertikalbewegung. Dadurch wird die vertikale Schotterbettkinematik nicht mehr integral (über die Länge veränderliche Bewegungen), sondern isoliert (einheitliche Kinematik des gesamten Oberbauabschnitts) erfasst [1].

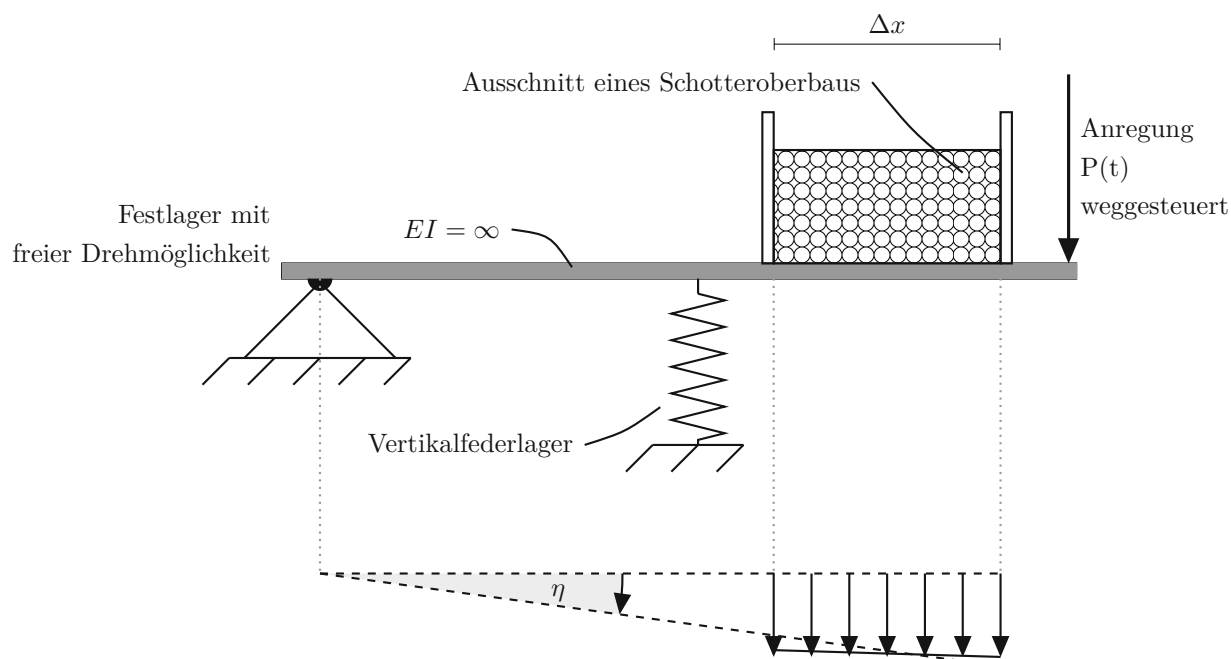


Abb. 2.1: Konzept zur versuchstechnischen Nachbildung einer rein vertikalen Kinematik

2.1 Rahmenbedingungen

Angesichts der Anforderung, mit der Anlage realitätsnahe Kennwerte möglichst isoliert von jedweglihen Einflüssen zu erfassen, ergeben sich diverse Rahmenbedingungen, unter denen eine bestmögliche Konstruktion zu planen ist. In diesem Abschnitt wird auf jede Anforderung gezielt eingegangen.

2.1.1 Frequenzbereich und Dauerhaftigkeit

Im Unterschied zur von BINDER geplanten Großversuchsanlage [15] soll mit dieser Anlage das dynamische Schotteroberbauverhalten in einem höherfrequenten Bereich untersucht werden, welcher im Antrag zum gegenständlichen Forschungsprojekt [1] mit 1–25 Hz festgelegt wird.

Durch den hohen Frequenzbereich entsteht innerhalb einer gleichen Zeitspanne eine größere Anzahl an Lastwechsel, weswegen hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit gestellt werden müssen. Es wird festgelegt, die Konstruktion auf

$$N = 2 \cdot 10^6 \text{ Lastwechsel} \quad (2.1)$$

auszulegen.

2.1.2 Schotterbeschleunigung $a_{Schotter}$

Zur Gewährleistung der Gleisstabilität führt die *EN 1990* im Anhang A1 [16] für Neubauten eine Obergrenze der vertikalen Grenzbeschleunigung von $3,5 \text{ m/s}^2$ an. Für Bestandsbrücken kann nach *ÖNORM B 4008-2* [17] $6,0 \text{ m/s}^2$ als Obergrenze angesetzt werden. Dadurch soll zur Wahrung der Gebrauchstauglichkeit eine Destabilisierung des Schotters ausgeschlossen werden.

Dessen ungeachtet hat BAESSLER in seiner Untersuchung an der *TU Berlin* [18] eine Destabilisierung des Schotterbetts ab $7,0 \text{ m/s}^2$ beobachten können. In Hinblick auf das im Forschungsantrag festgelegte Ziel [1], unter anderem auch Grenzwerte der Schotterbettdestabilisierung zu verifizieren oder gegebenenfalls anzupassen, wird die Versuchsanlage auf eine maximale Schotterbeschleunigung von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ ausgelegt.

2.1.3 Räumliche Gegebenheiten

Realisiert werden soll die Anlage in einer Versuchshalle der *TU Wien*, wodurch zwar nur geringe Anforderungen an den Korrosionsschutz gestellt werden, aber die räumlichen Gegebenheiten einschränkend sind. So steht maximal eine Grundfläche von $8,0 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}$ zur Verfügung.

Die Versuchshalle verfügt über eine spezielle Decke zum darunterliegenden Geschoß, die in einem Lochraster von $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ Möglichkeiten zur Verankerung vorsieht („Aufspannfeld“). Da man sich diese Gegebenheiten hier zunutze machen muss, werden die im Abschnitt 2.1.4 vorgestellten Pressen zur dynamischen Anregung der Versuchsanlage in diesem Raster angeordnet.

2.1.4 Schwingungsanregung

Zur dynamischen weg- und frequenzgesteuerten Anregung werden hydraulische Pressen verwendet, die ebenfalls limitierende Faktoren mit sich bringen. Dem *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* stehen vier hydraulische Hohlkolbenzylinder zur Verfügung, die bei dieser Versuchsanlage zum Einsatz kommen sollen. Ihr Arbeitsbereich wird durch eine maximale Druck- und Zugkraft von 250 kN bei einer maximalen Wegamplitude von 70 mm definiert. Zudem ist ihr Frequenzbereich mit 25 Hz limitiert, wobei in diesem Bereich auch nur eine Wegamplitude von 1,5 mm erreicht werden kann.

Wie in Abbildung 2.2 ersichtlich, werden jeweils zwei Pressen so zusammengespannt, dass sie nur *auf Zug* arbeiten, was in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Pressen von Vorteil ist. Die maximale Kraftamplitude der vier Pressen beträgt bei dieser Anordnung insgesamt 500 kN.

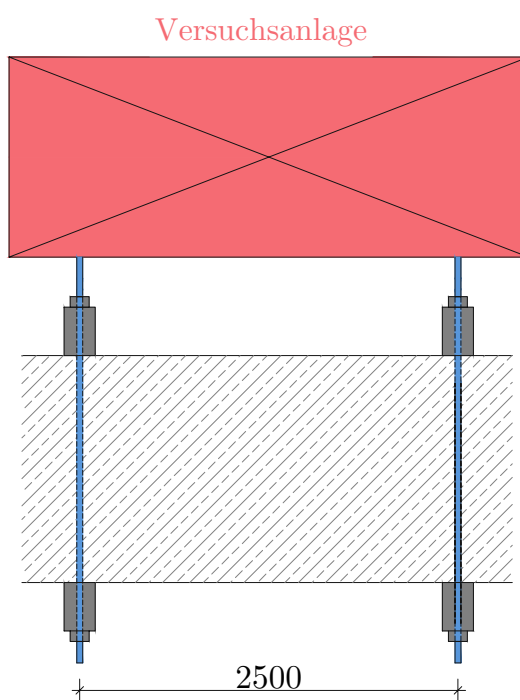


Abb. 2.2: Anordnung der hydraulischen Pressen im Querschnitt

2.2 Konzeptioneller Entwurf

Um Skalierungseffekte bei der Ermittlung der Kenngrößen auszuschließen, entspricht der Querschnitt der Anlage dem Querschnitt einer typischen eingleisigen Eisenbahnbrücke im Maßstab 1:1. Ein erster Entwurf ist in Abbildung 2.3 dargestellt und dient als Grundlage für diese Arbeit. Die Konstruktion wird im Zuge der Untersuchungen laufend adaptiert,

wodurch in den späteren Abschnitten verschiedene Skizzen aus unterschiedlichen Planungsphasen enthalten sind. Nachfolgend wird auf die Hauptkomponenten der Anlage näher eingegangen.

2.2.1 Trogkonstruktion

Das Konzeptmodell zur Nachbildung der erwünschten vertikalen Kinematik, das in Abbildung 2.1 auf Seite 7 dargestellt ist, kann als Einmassenschwinger idealisiert werden, sofern der Schottertrog eine unendliche Biegesteifigkeit besitzt. Dadurch ist eine wechselseitige Kontrolle zwischen einer möglichst einfachen analytischen Lösung und den an der Anlage gemessenen Größen möglich.

Eine unendliche Biegesteifigkeit ist baupraktisch zwar nicht erzielbar, doch entstehen bei einer ausreichend großen Biegesteifigkeit nur sehr geringe Abweichungen zur Realität, wenn die Konstruktion als Einmassenschwinger idealisiert wird. Ausgeführt wird die Trogkonstruktion in Form einer querorientierten orthotropen Platte. In der Absicht, Gewicht und Materialeinsatz gering zu halten, werden Querträger und Deckblech nur im Abschnitt mit Schotteroberbau geführt.

Die beiden Hauptträger des Trogs übernehmen neben der Tragfunktion auch die Einleitung dynamischer Kräfte sowie die seitliche Begrenzung des Schotterbetts.

2.2.2 Schotteroberbau

Der Schotter wird nach ÖBB-Regelplanung [19] in der Höhe von 550 mm eingebaut und für seine Wichte der ebenso dort festgesetzte Wert von (15 kN/m^3) angesetzt.

Es wird nur der halbe Querschnitt eines Standard- ÖBB-Oberbauquerschnitts eingeplant, weil sich so auch die Masse halbiert und damit dynamische Kräfte gering gehalten werden. Die Ermittlung von Schotteroberbaukennwerten wird dadurch nicht beeinträchtigt, da eine Rückrechnung der später gemessenen Werte auf den Gesamtquerschnitt leicht möglich ist. Die Breite des Schotterbetts wird also von 4400 mm (was der Gesamtbreite des Schotterbetts einer typischen Eisenbahnbrücke entspricht) auf 2200 mm halbiert. Die längsseitige Ausdehnung des Schotterbetts wird durch vier im Abstand von 600 mm eingebaute Betonschwellen definiert. Die Datenblätter der eingesetzten Betonschwelle (L2) und der verbauten Schiene (UIC 60 E1) sind im Anhang B einzusehen.

Tabelle 2.1 fasst die im Schotteroberbau vorkommenden Massen zusammen.

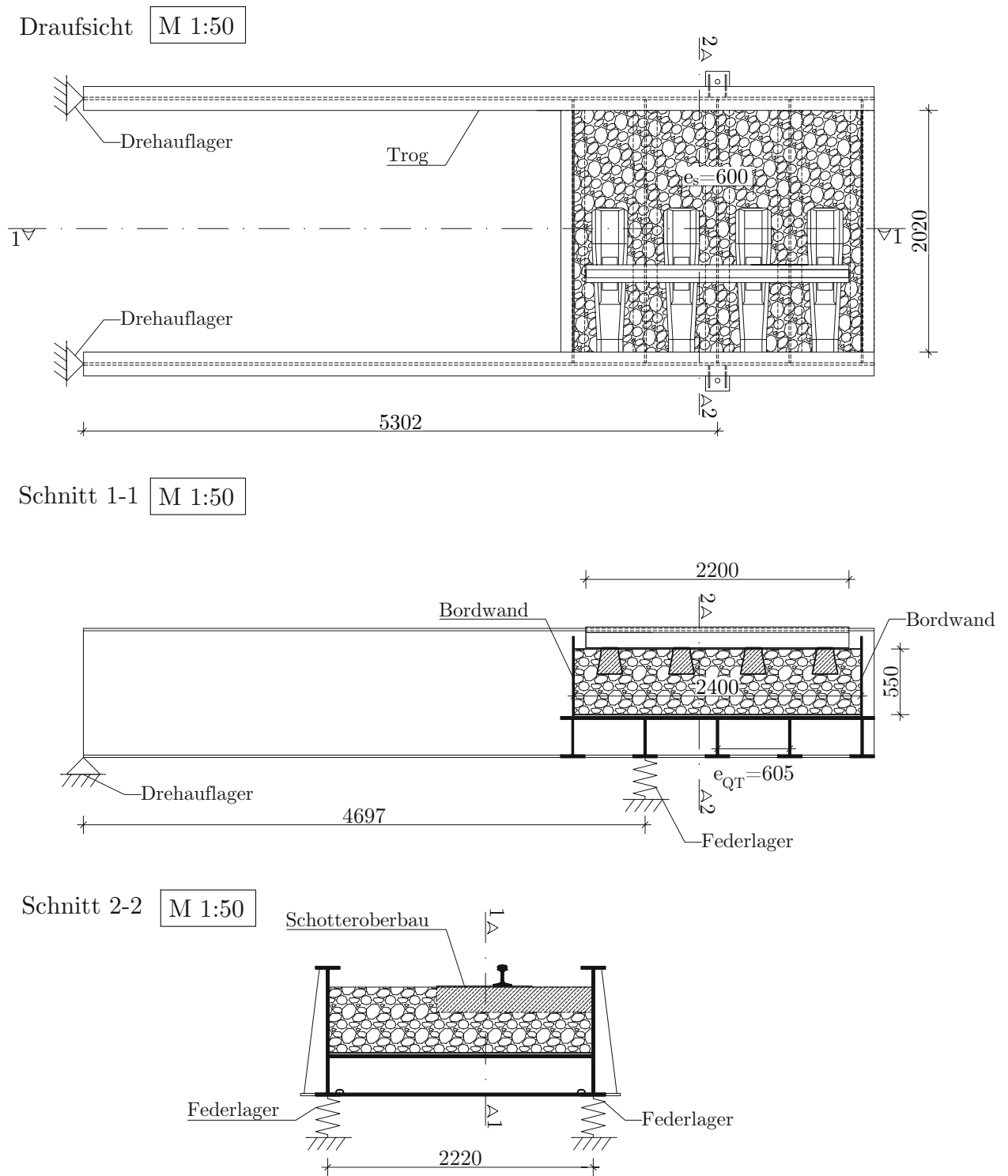


Abb. 2.3: Erster getätigter Entwurf

Tab. 2.1: Massenaufstellung des Schotteroberbaus

Schwellenvolumen	$2 \times 0,123 \text{ m}^3 =$	0,246	m^3		
Schottervolumen	$2,4 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} \times 0,55 \text{ m}$ $- 0,246 \text{ m}^3 =$	2,658	m^3		
SOB Grundfläche	$2,4 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} =$	5,28	m^2		
Schiene	$2,2 \text{ m} \times 60 \text{ kg/m} =$	132	kg	\rightarrow	0,25 kN/m^2
Schwellen	$4 \times \frac{1}{2} \times 326 \text{ kg} =$	652	kg	\rightarrow	1,23 kN/m^2
Schotter		1500	kg/m^3	\rightarrow	7,55 kN/m^2
Unterschottermatte		6,9	kg/m^2	\rightarrow	0,07 kN/m^2
Ersatzflächenlast					9,10 kN/m^2

In der Modellbildung wird das Gewicht des Schotters, der Schwellen und der Schiene in Form einer Ersatzflächenlast berücksichtigt. Für Finite-Elemente-Berechnungen, die in Kapitel 3 erfolgen, wird diese Flächenlast in eine äquivalente Masse umgewandelt, die in Schwerkraftrichtung wirksam ist. Das seitlich durch die beiden Hauptträger eingefasste Schotterbett wird in Längsrichtung — vorne und hinten — durch Bordwände begrenzt.

Während die Trogkonstruktion in den nachfolgenden Untersuchungen einigen Adaptierungen unterworfen sein wird, wird der Schotteroberbau nicht mehr verändert.

2.2.3 Federpaket

Unter die beiden Hauptträger der Trogkonstruktion wird zur Aufnahme der statischen Lasten jeweils ein Federpaket gestellt. Das *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* besitzt zwei gleichartige Federpakete, die bei dieser Anlage zum Einsatz kommen. Pro Federpaket werden zwölf Federn zusammengefasst, die jeweils eine vertikale Steifigkeit von 0,295 kN/mm besitzen, wodurch sich eine Gesamtfedersteifigkeit von

$$0,295 \text{ kN/mm} \times 12 \times 2 = 7,08 \text{ kN/mm}$$

ergibt. Die Abmessungen eines Federpakets sind in der Grundfläche 250 mm \times 380 mm und in der Höhe 400 mm.

2.3 Vergleichsrechnung

In diesem Abschnitt wird eine analytische Lösung des mechanischen Systems erarbeitet, welches einem später entwickelten Finite-Elemente-Modell als Referenz dient. Dieser Vergleich dient dazu, den Stahltrog so zu dimensionieren, dass dieser in der mechanischen Modellbildung als starrer Balken idealisiert werden kann.

2.3.1 Analytische Lösung-Einmassenschwinger

In einem ersten Schritt wird nur die Energiedissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen berücksichtigt. Zudem werden die in Abbildung 1.5 auf Seite 5 dargestellten

kontinuierlichen Dämpferelemente zwischen Untergrund und Tragwerk zu einem energieäquivalenten Element zusammengefasst. Gemeinsam mit der Annahme, dass die Biegesteifigkeit des Trogs unendlich groß ist, lässt sich das kinematische System auf einen einfachen Einmassenschwinger reduzieren. Abbildung 2.4 stellt diese Vereinfachungen bildlich dar.

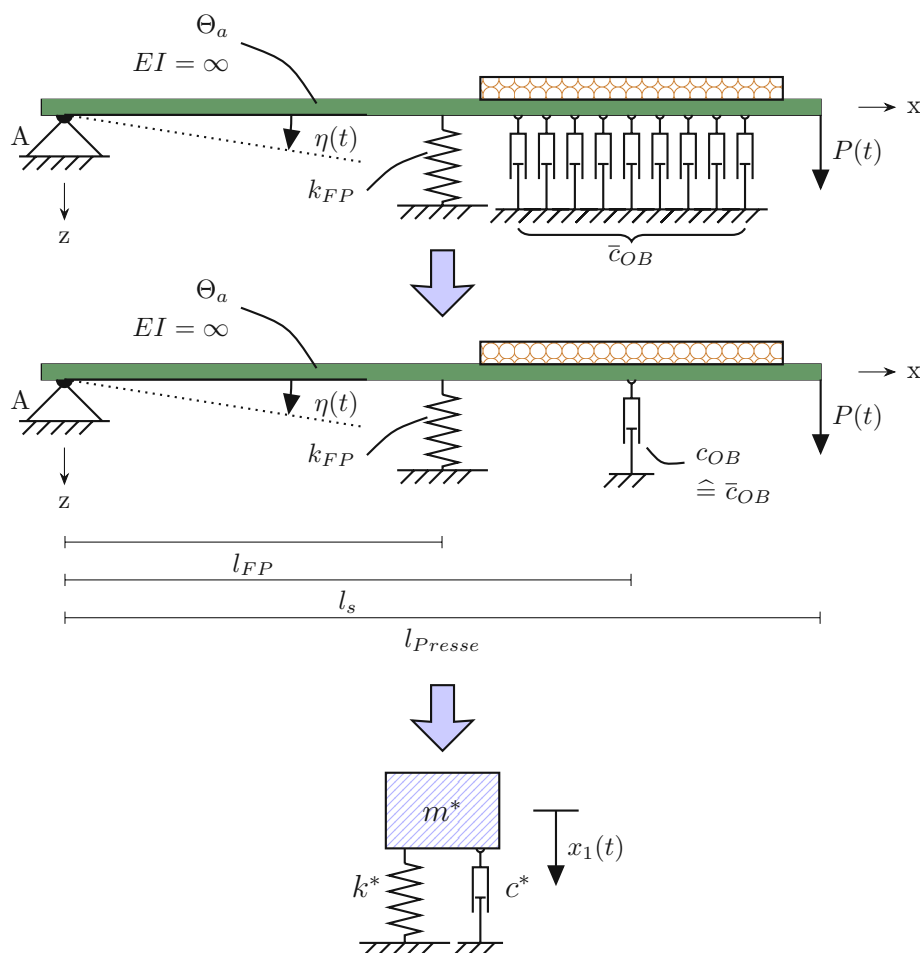


Abb. 2.4: Mechanisches System der Versuchsanlage inkl. Energiedissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen – Einmassenschwinger

Um die Bewegungsgleichung ermitteln zu können, müssen die kinetische Energie (2.2), die potentielle Energie (2.3) und die virtuelle Arbeit des Dämpfers (2.4) ermittelt werden [20].

$$T = \dot{\eta}(t)^2 \cdot \frac{\Theta_a}{2} \quad (2.2)$$

mit:

T ... kinetische Energie,

$\dot{\eta}(t)$... Verdrehungsgeschwindigkeit um festes Auflager A,

Θ_a ... Massenträgheitsmoment der Konstruktion bezogen auf das feste Auflager A.

$$\Pi = \frac{1}{2} \cdot k_{FP} \cdot l_{FP}^2 \cdot \eta(t)^2 - P(t) \cdot l_{Presse} \cdot \eta(t) \quad (2.3)$$

mit:

- Π ... potentielle Energie,
- k_{FP} ... Steifigkeit des Federpakets,
- l_{FP} ... Abstand des Federpakets vom festen Auflager A,
- $\eta(t)$... Drehwinkel am festen Auflager A,
- $P(t)$... Anregungskraft,
- l_{Presse} ... Abstand der Presse vom festen Auflager A.

$$\delta A_{OB} = c_{OB} \cdot l_s^2 \cdot \dot{\eta}(t) \cdot \delta\eta(t) = Q_{OB} \cdot \delta\eta(t) \rightarrow Q_{OB} = c_{OB} \cdot l_s^2 \cdot \dot{\eta}(t) \quad (2.4)$$

mit:

- A_{OB} ... virtuelle Dämpfungsarbeit,
- c_{OB} ... vertikale Schotterersatzdämpfung,
- l_s ... Abstand des Schotterdämpfers vom festen Auflager A,
- $\delta\eta(t)$... virtueller Drehwinkel am festen Auflager A,
- Q_{OB} ... Dämpfungskraft der Schotterersatzdämpfung.

Mithilfe der Lagrange-Funktion kann schlussendlich die Bewegungsgleichung (2.5) aufgestellt werden.

$$\Theta_a \cdot \ddot{\eta}(t) + c_s \cdot l_s^2 \cdot \dot{\eta}(t) + k_{FP} \cdot l_{FP}^2 \cdot \eta(t) = P(t) \cdot l_{Presse} \cdot \eta(t) \quad (2.5)$$

Von der Lösung der Bewegungsgleichung ist alleinig der partikuläre Anteil von Interesse, der den eingeschwingenen stationären Schwingungszustand repräsentiert. Dafür wird der Verformungsansatz in Formel (2.6) verwendet.

$$\eta_p(t) = C \cdot \sin(\Omega t) + D \cdot \cos(\Omega t) \quad (2.6)$$

Durch die Einführung folgender zusätzlicher Parameter gelingt es, die partikuläre Lösung der Bewegungsgleichung übersichtlicher zu gestalten.

$$\beta = \sqrt{\frac{k_{FP} \cdot l_{FP}^2}{\Theta_a}} \hat{=} \omega_0$$

$$\gamma = \frac{c_{OB} \cdot l_s^2}{2 \cdot \sqrt{\Theta_a \cdot k_{FP} \cdot l_{FP}^2}}$$

Zudem gilt bei einer weggesteuerten harmonischen Anregung der Zusammenhang

$$\eta(t) = \frac{w_0}{l_{Presse}} \cdot \sin(\Omega t) \quad (2.7)$$

mit:

w_0 ... Pressenwegamplitude.

Letztendlich gibt Formel (2.8) die partikuläre Lösung des in Formel (2.6) aufgestellten Ansatzes übersichtlich wieder:

$$P(t) = \frac{\Theta_a \cdot w_0}{l_{Presse}^2} \cdot \left[(\beta^2 - \Omega^2) \cdot \sin(\Omega t) + 2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega \cdot \cos(\Omega t) \right] \quad (2.8)$$

Die Maximalwerte der Formel (2.8) treten zum Zeitpunkt

$$t = \arctan \left[\frac{\beta^2 - \Omega^2}{2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega} \right] \frac{1}{\Omega} \quad (2.9)$$

in der Höhe von

$$P_0 = \frac{\Theta_a \cdot w_0}{l_{Presse}^2} \cdot \left[(\beta^2 - \Omega^2) + (2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega)^2 \right] \quad (2.10)$$

auf.

Eine alternative Darstellung der Formel (2.10) ergibt sich nach [21, S. 380] zu

$$P_0 = w_0 \cdot \sqrt{(k^* - m^* \cdot \Omega^2)^2 + (\Omega \cdot c^*)^2} \quad (2.11)$$

mit:

$$m^* = \frac{\Theta_a}{l_{Presse}^2}, \quad c^* = c_{ob} \cdot \frac{l_s^2}{l_{Presse}^2}, \quad k^* = k_{FP} \cdot \frac{l_{FP}^2}{l_{Presse}^2}.$$

2.3.2 Parameterbestimmung

Für die in den nächsten Abschnitten beschriebene Einflussuntersuchung der dynamischen Schotteroberbaukennwerte ist es erforderlich, nachfolgende Parameter zu errechnen bzw. festzulegen.

Massenträgheitsmoment Θ_a

Das Massenträgheitsmoment Θ_a wird mittels Addition der Massenträgheiten der einzelnen Bleche und des Schotteroberbaus im Schnitt 1-1 von Abbildung 2.3 festgelegt. Das Massenträgheitsmoment ergibt sich im Erstentwurf bei Anwendung der Formel (2.12) zu $\Theta_a = 233\,680 \text{ kgm}^2$.

$$\Theta_a = \Sigma \Theta_{i,y} + m_i \cdot r_i^2 \quad (2.12)$$

mit:

$\Theta_{i,y}$... Eigenträgheitsmoment einzelner Massen um die y-Achse

m_i ... Masse

r_i ... Abstand des zugehörigen Schwerpunkts vom Drehpunkt A

Abstände l_{Presse} , l_{FP} , l_{SP}

In Hinblick auf lokale Lasteinleitungen ist es zweckmäßig, die dynamischen Kräfte von Federpaketen und hydraulischen Pressen an den Kreuzungspunkten der Quer- und Hauptträgerstege einzuleiten. Unter Berücksichtigung ermüdungstechnischer Überlegungen für das Drehaufleger A und dem Ziel, dieses einer möglichst geringen statischen und dynamischen Belastung auszusetzen, erweist es sich als sinnvoll, Federpaket und Presse möglichst nahe am Schwerpunkt der gesamten beweglichen Konstruktion zu situieren. Dieser Schwerpunkt befindet sich im Erstentwurf von Abbildung 2.3 bei

$$l_{SP} = 4,75 \text{ m}$$

Federpakete und Pressen werden somit unter den beiden umliegenden Kreuzungspunkten von Haupt- und Querträger gestellt.

$$l_{FP} = 4,697 \text{ m}$$

$$l_{Presse} = 5,302 \text{ m}$$

Die Pressen befinden sich damit genau in der Achse des Massenschwerpunkts des Schotteroberbaus, daher entspricht

$$l_s \hat{=} l_{Presse} = 5,302 \text{ m.}$$

Verschiebungsamplitude der Presse w_0

Die Amplitude des Pressenweges (w_0) wird durch drei Faktoren begrenzt: Zum einen durch die maximal mögliche Wegamplitude der Presse selbst, die bereits in Abschnitt 2.1.4 mit 70 mm angegeben wurde. Dieses Wegpotential muss im Versuch allerdings nicht ganz ausgeschöpft werden.

Zweitens wirken aufgrund der in Abbildung 2.1 beschriebenen Kinematik Querkräfte in globaler x-Richtung auf die Pressen, was für diese besonders ungünstig ist. Bei kleinem Drehwinkel $\eta(t)$, der direkt proportional von der Pressenwegamplitude abhängt, sind diese Querkräfte aber vernachlässigbar klein. Daher wird die Verschiebungsamplitude der Presse auf maximal

$$w_{0,max} = 10 \text{ mm}$$

festgelegt.

Drittens begrenzt der in Abschnitt 2.1.2 genannte Grenzwert der maximalen Schotterbettbeschleunigung die Wegamplitude der Presse. Abbildung 2.5 zeigt die maximale Wegamplitude für unterschiedliche Amplituden der Schotterbettbeschleunigung, die im Zentrum des Schotterbetts auftreten.

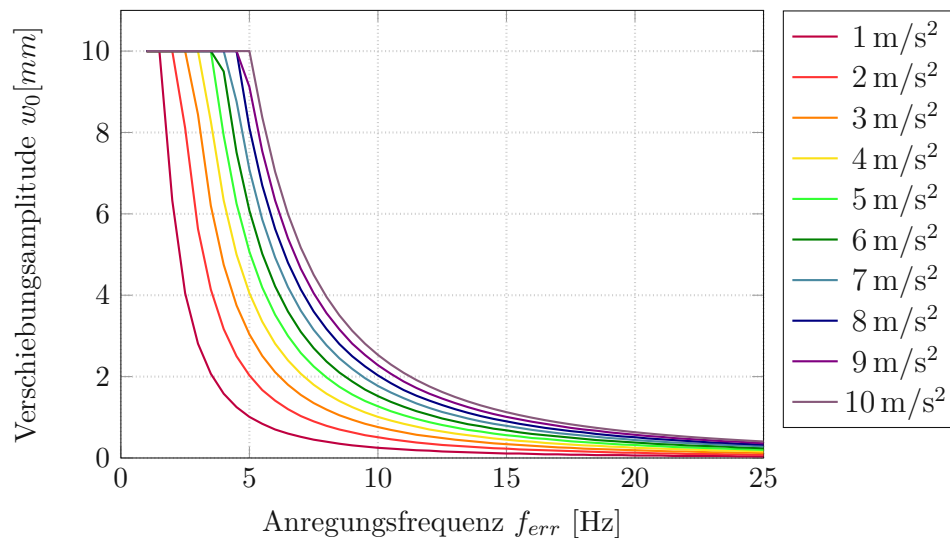


Abb. 2.5: Maximale Wegamplitude der hydraulischen Presse für verschiedene Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$

Federsteifigkeit k_{FP}

Bevor die Trogkonstruktion durch die hydraulischen Pressen dynamisch angeregt wird, lagert die Konstruktion ruhend am Drehaufleger A und den Federpaketen, wodurch letztere um das Maß $w_{FP,stat}$ komprimiert werden. Während der darauffolgenden dynamischen Anregung ist es sinnvoll und notwendig, dass die Konstruktion nicht von den Federpaketen abhebt. Garantiert wird das durch die Bedingung (2.3.2).

$$\begin{aligned}
 w_{FP,stat} &\geq w_{FP,dyn} \\
 \frac{m_{\ddot{a}qui} \cdot g \cdot l_{SP}}{k_{FP} \cdot l_{FP}} &\geq \frac{w_0 \cdot l_{FP}}{l_{Presse}} \\
 k_{FP} &\leq \frac{m_{\ddot{a}qui} \cdot g \cdot l_{SP} \cdot l_{Presse}}{l_{FP}^2 \cdot w_0} \quad (2.13)
 \end{aligned}$$

mit:

- $m_{\ddot{a}qui}$... äquivalente Gesamtmasse der Konstruktion
 bezogen auf den Massenschwerpunkt (Θ_a/l_{SP}^2), = 10 357 kg
 g ... Erdbeschleunigung, = 9,81 m/s²

Für die Berechnungen wird eine Federsteifigkeit von insgesamt $k_{FP} = 7,084$ kN/mm angesetzt, das entspricht zwei Federpaketen zu je zwölf Federn (\ddot{a} 0,295 kN/mm). Damit ist die statische Durchbiegung am Federpaket $w_{FP,stat} = 14,5$ mm größer als die maximale dynamische Wegamplitude am Federpaket $w_{FP,dyn} = 8,9$ mm — die Konstruktion wird also nicht von den Federpaketen abheben.

2.3.3 Auswertung der Pressenkraft auf Basis des Einmassenschwingers

Nach Festlegung der Eingangsparameter kann die Pressenkraftamplitude nach Formel (2.10) ausgewertet werden. In Abbildung 2.6 ist der Arbeitsbereich der beiden Pressen ohne Schotterdämpfung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die maximal verfügbare Kraftamplitude von 500 kN nicht erreicht wird.

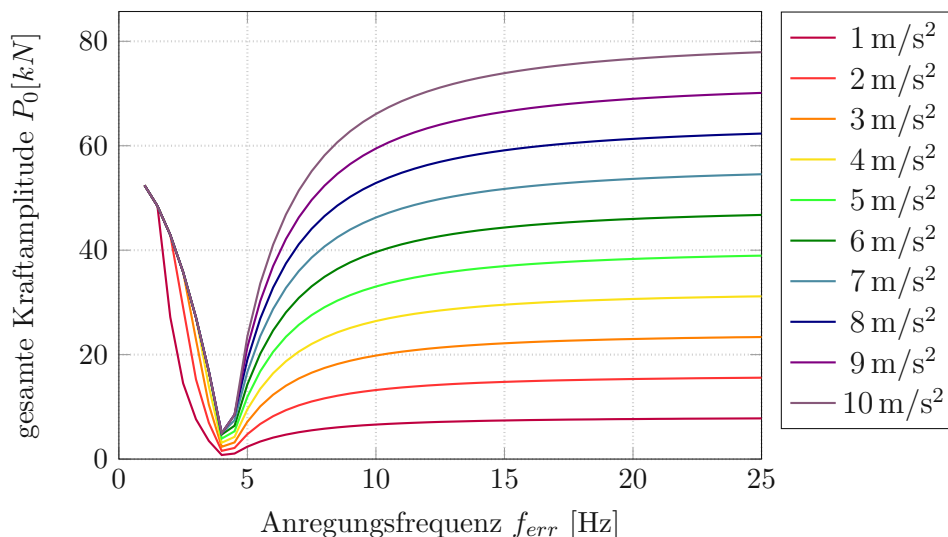


Abb. 2.6: Maximale Kraftamplitude der hydraulischen Pressen bei verschiedenen Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$

In [22] werden konkrete Kennwerte für den Dämpfungsparameter \bar{c}_{ob} angegeben. Im Arbeitsbereich der Anlage (1-25 Hz) wird dieser zwischen 0 und 100 kN s/m² pro lfm Gleis

erwartet. Bei Variation der Dämpfung zwischen diesen beiden Werten ist lediglich im Bereich der Eigenfrequenz der Versuchsanlage ($\Omega_0 = \sqrt{k^*/m^*}$) eine Erhöhung der Pressenkraftamplitude feststellbar, während sie sich in den anderen Bereichen nur unmerklich erhöht (siehe Abbildung 2.7).

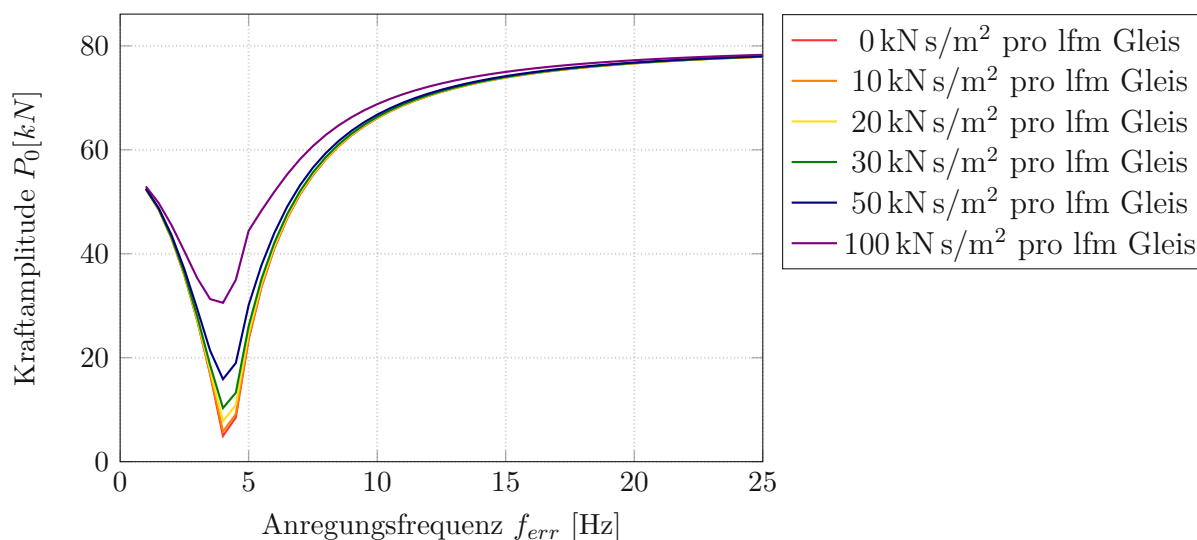


Abb. 2.7: Auswirkung des Dämpfungsmechanismus zufolge vertikaler Absolutbeschleunigungen des Schotterbetts auf die Pressenkraftamplitude bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$

Die maximal verfügbare Kraftamplitude von 500 kN wird weiterhin nur zu ca. 20% erreicht.

2.3.4 Analytische Lösung–Zweimassenschwinger

In einem zweiten Schritt soll auch der Dissipationsmechanismus zufolge vertikaler Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Tragwerk abgebildet werden. Die Schotteroberbaumasse (m_{SOB}) wird dabei aufgeteilt: Ein Anteil $(1 - \mu)$ liegt weiterhin direkt am Balken und wird dem Massenträgheitsmoment Θ_a zugeschlagen, während der Anteil μ über kontinuierliche Feder-Dämpferelemente am Balken gekoppelt ist und damit dem System einen weiteren Freiheitsgrad verleiht. Auch hier werden die eigentlich kontinuierlichen Dämpfer- und Federdämpferelemente mit einem einzigen energieäquivalenten, diskreten Element abgebildet und somit vereinfacht. Abbildung 2.8 stellt diese Vereinfachung bildlich dar.

Die zugehörige Bewegungsgleichung ergibt sich zu

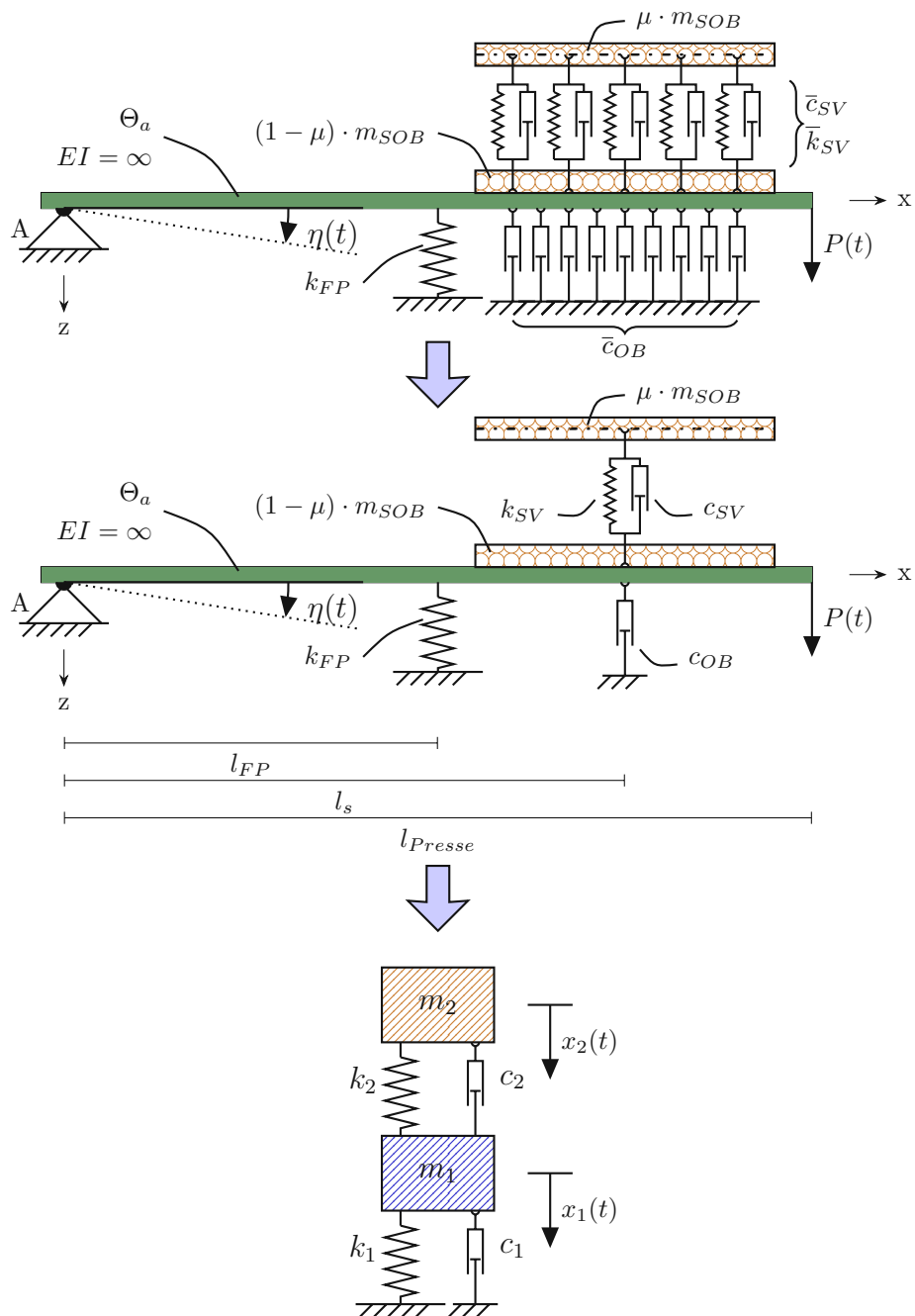


Abb. 2.8: Mechanisches System inkl. Abbildung aller vertikalen Dissipationsmechanismen des Schotteroberbaus – Zweimassenschwinger

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_0 \cdot e^{i\Omega t} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

mit:

m_1 ... wie m^* bei Einmassenschwinger – siehe Formel (2.11)

c_1 ... wie c^* bei Einmassenschwinger – siehe Formel (2.11)

k_1 ... wie k^* bei Einmassenschwinger – siehe Formel (2.11)

m_2 ... μ -anteilige Schotteroberbaumasse

c_2 ... Dämpfungskonstante c_{SV} zufolge relativer vertikaler Dissipationsmechanismen

k_2 ... Steifigkeitskonstante k_{SV} zufolge relativer vertikaler Dissipationsmechanismen.

Die Lösung dieses System gelingt mit Zuhilfenahme von [21, S.1090-1093]. Bei Festlegen von

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1} \quad \omega_2^2 = \frac{k_2}{m_2} \quad c_1 = 2m_1\omega_1\zeta_1 \quad c_2 = 2m_2\omega_2\zeta_2$$

ergibt sich die Pressenkraftamplitude wie in Gleichung (2.15) dargestellt.

$$P_0 = w_0 \cdot m_1 \cdot \left(\sqrt{\frac{a_1^2 + a_2^2}{a_3^2 + a_4^2}} \right)^{-1} \quad (2.15)$$

mit:

$$a_1 = \omega_1^2 - \Omega^2$$

$$a_2 = 2\Omega\omega_2\zeta_2$$

$$a_3 = \Omega^4 - \Omega^2 \cdot (\omega_1^2 + \omega_2^2 + \frac{m_2}{m_1} \cdot \omega_2^2 + 4\omega_1\omega_2 \cdot \zeta_1\zeta_2) + \omega_1^2 \cdot \omega_2^2$$

$$a_4 = 2\Omega \cdot \left[\omega_1\zeta_1(\omega_2^2 - \Omega^2)\omega_2\zeta_2 \cdot (\omega_1^2 - \Omega^2 - \frac{m_2}{m_1} \cdot \Omega^2) \right]$$

2.3.5 Auswertung der Pressenkraft des Zweimassenschwingers

Mit dem Zweimassensystem gilt es, den Einfluss dreier neuer Parameter auf die Pressenkraftamplitude zu untersuchen: die Steifigkeit der Schotterfeder (k_{SV}), die Konstante des Schotterdämpfers (c_{SV}) und der Anteil der Schottermasse, der im Modell auf dem Feder-Dämpfer-Element ruht (μ).

In der Literatur lassen sich nach [22] einige Kennwerte für \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} finden, ihre Schwankungsbreite ist aber relativ groß, wie anhand der Formeln (2.16) und (2.17) zu erkennen ist.

$$\bar{k}_{SV} = 14 \div 343 \text{ kN/mm pro lfm Gleis} \quad (2.16)$$

$$\bar{c}_{SV} = 6 \div 154 \text{ kN s/m pro lfm Gleis} \quad (2.17)$$

Hinsichtlich des Schottermassenanteils wird davon ausgegangen, dass sich dieser im Bereich von $\mu = 0 \div 0,5[-]$ ergibt.

Einfluss von Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} und Schottermassenanteil μ

Im Vergleich Einmassenschwinger aus Abschnitt 2.3.1 wurde hier ein neuer Freiheitsgrad und damit eine zweite Eigenfrequenz eingeführt, in deren Frequenzbereich die Pressenkraft stark von diesem zusätzlichen Freiheitsgrad beeinflusst wird. Die Höhe der zweiten Eigenfrequenz ist nur vom Verhältnis zwischen \bar{k}_{SV} und μ abhängig, weshalb die Untersuchung des Einflusses der beiden Parameter nur in Kombination sinnvoll ist.

In den nachstehenden Abbildungen 2.9 und 2.10 sind die Ergebnisse der Auswertung von Formel 2.15 dargestellt. Die Anregung entspricht dabei der maximalen Wegamplitude aus Abbildung 2.5 auf Seite 17 bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$. Während der Dämpfungskennwert bei $\bar{c}_{SV} = 50 \text{ kN s/m}$ pro lfm Gleis konstant gehalten wird, werden die Erregerfrequenz f_{err} (von 0 bis 25 Hz), die Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} (zwischen 30, 50, 100 und 150 kN/mm pro lfm Gleis) und der Schottermassenanteil μ (zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{2}$) variiert.

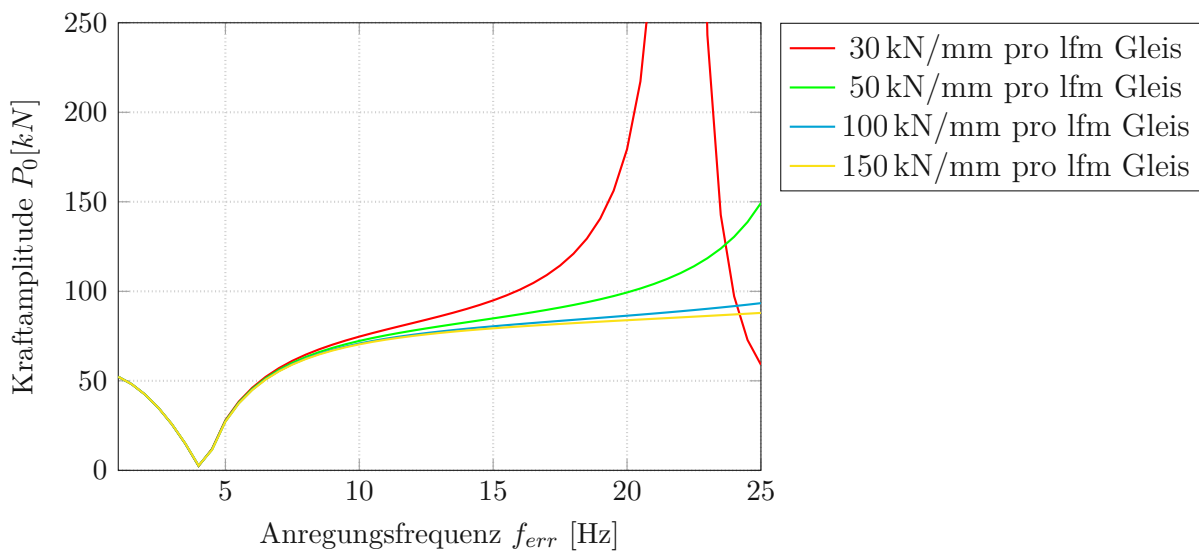


Abb. 2.9: Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Presskraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{3}$

Abbildungen 2.9 und 2.10 lassen erkennen, dass bei einer Anregung um die zweite Eigenfrequenz die Presskraftamplitude P_0 gegen unendlich geht, während sich bei Anregung mit einer wesentlich höheren Frequenz viel geringere Kraftamplituden ergeben. Die zweiten Eigenfrequenzen der oben beschriebenen Bemessungssituationen sind in Tabelle

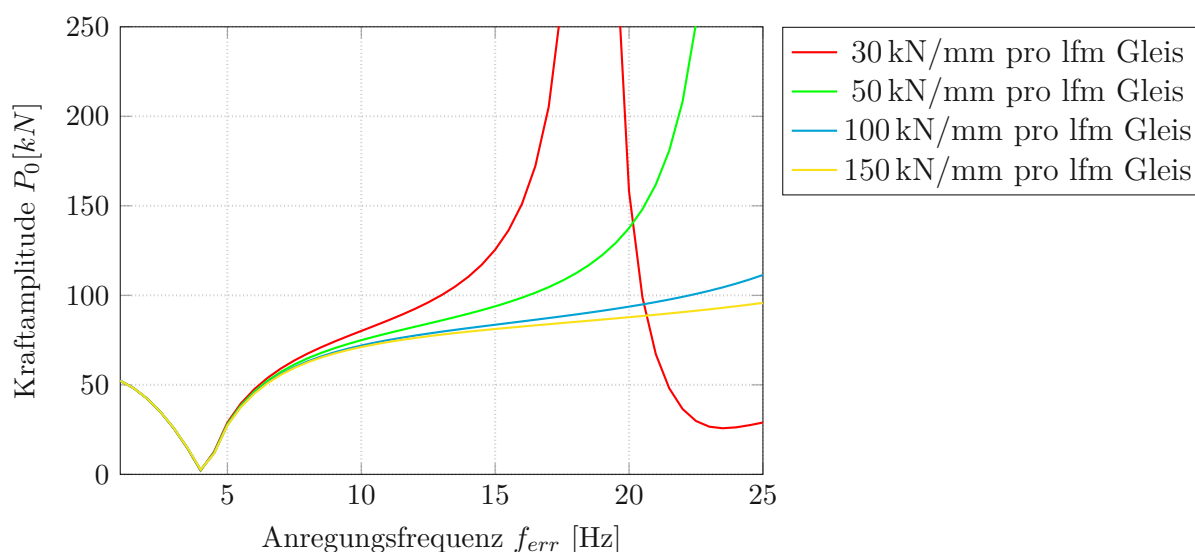


Abb. 2.10: Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Presskraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{2}$

2.2 ersichtlich.

Tab. 2.2: Zweite Eigenfrequenzen des Zweimassenschwingers bei Variation von Schotterfeder k_{SV} und Massenanteil μ

\bar{k}_{SV} [kN/mm pro lfm Gleis]	μ [—]	2. Eigenfrequenz [Hz]
30	1/3	22,1
50		28,5
100		40,4
150		49,4
30	1/2	18,8
50		24,2
100		34,2
150		42,9

Einfluss des Schotterdämpfers \bar{c}_{SV}

Der Einfluss des Schotterdämpfers wird unter Festsetzung der folgenden Parameter auf $\bar{k}_{sv} = 50 \text{ kN/mm}$ pro lfm Gleis und $\mu = \frac{1}{2}$ untersucht. Die Anregung ereignet sich wieder nach Abbildung 2.5 auf Seite 17 bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$. Wie in Abbildung 2.11 ersichtlich ist, führt die Einführung der Schotterdämpfung c_{SV} zu größeren Presskraftamplituden insbesondere im Frequenzbereich rund um die zweite Eigenfrequenz des Systems.

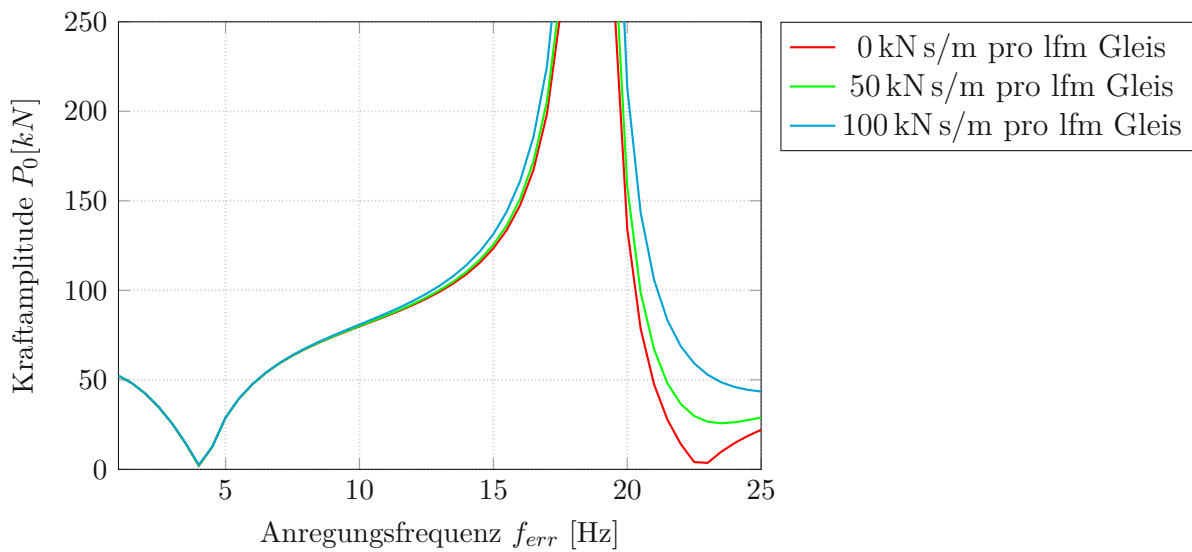


Abb. 2.11: Einfluss des Dämpfungskennwertes c_{SV} auf die Presskraftamplitude

Gegenüberstellung Ein- und Zweimassenschwinger

In Abbildung 2.12 werden die Presskraftamplituden von Ein- und Zweimassenschwinger miteinander verglichen. Die verwendeten Parameter beider Graphen sind in Tabelle 2.3 aufgelistet.

Tab. 2.3: Verwendete Parameter zur Gegenüberstellung von Ein- und Zweimassenschwinger

Parameter	Einmassenschwinger	Zweimassenschwinger
$a_{Schotter}$	10 m/s ²	10 m/s ²
\bar{c}_{OB}	0 kN s/m pro lfm Gleis	0 kN s/m pro lfm Gleis
$\bar{\mu}$	0	1/2
\bar{k}_{SV}	—	50 kN/mm pro lfm Gleis
\bar{c}_{SV}	—	50 kN s/m pro lfm Gleis

Bei einem Übergang vom Einmassen- zum Zweimassensystem erhöht sich die Presskraftamplitude im Bereich der zweiten Eigenfrequenz des Systems, die hier bei 24,2 Hz liegt, enorm. Die Differenz der Presskraftamplitude kennzeichnet jene zusätzliche Energie, die im Zweimassensystem eingebracht werden muss, um gleiche Wegamplituden wie im Einmassensystem einstellen zu können, was den abgebildeten Dissipationsmechanismus zufolge vertikaler Relativbewegungen im Schotteroberbau widerspiegelt.

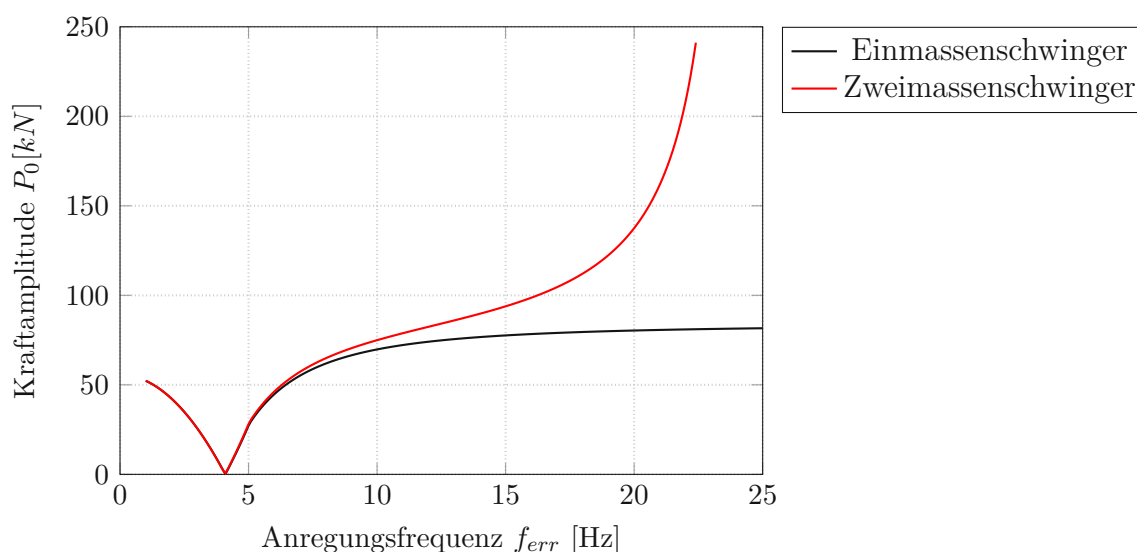


Abb. 2.12: Vergleich der Presskraftamplituden von Ein- und Zweimassenschwinger

Fazit

Dass im untersuchten Arbeitsbereich (1 bis 25 Hz, Schotteroberbaubeschleunigungen bis 10 m/s^2) tatsächlich derart große Presskraftamplituden auftreten, wie in den Abbildungen 2.9 bis 2.12 dargestellt, wird als unrealistisch eingestuft, da ein Schottermassenanteil von $\mu = 1/2$ bzw. $\mu = 1/3$ sehr hoch angesetzt ist. Als Ergänzung zur hier geplanten Anlage sind daher Vorversuche geplant, im Zuge derer der Anteil μ anhand optischer Messungen (wie in [11]) quantifiziert werden soll.

Die Analyse am Zweimassenschwinger ist insgesamt mit großen Unsicherheiten behaftet. Neben einem noch nicht festgestellten Schottermassenanteil μ streuen die Kennwerte der Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} sehr stark. Zudem ist unklar, inwieweit die Schottersteifigkeit tatsächlich durch eine linear elastische Feder abgebildet werden kann. Aufgrund dieser Unsicherheiten wird für die weiteren Betrachtungen dieser Arbeit das Einmassensystem aus Abschnitt 2.3.1 als Untersuchungsgrundlage verwendet.

Kapitel 3

Dimensionierung des Stahltrogs mithilfe eines Finite-Elemente-Programms

Ausgehend vom Erstentwurf aus Kapitel 2.2 soll mithilfe eines Finite-Elemente-Programms in diesem Abschnitt eine Stahlkonstruktion gefunden werden, die für eine spätere Versuchsdurchführung bestmöglich geeignet ist. Das Ziel ist es, eine Konstruktion zu entwickeln, die sich im Arbeitsbereich der Anlage (1–25 Hz, $a_{Schotter} = 0 - 10 \text{ m/s}^2$) wie ein starrer Balken verhält und damit mechanisch als starrer Körper idealisiert werden kann.

Die Dimensionierung erfolgt dabei nach Eigenformen und Eigenfrequenzen sowie nach Durchbiegungen. Gegenstand der Untersuchungen ist nur der Stahltrog, welcher laufend Veränderungen erfährt. Der Schotteroberbau, die Positionen von Federpaket und Presse sowie die Steifigkeit des Federpakets verbleiben wie in Abschnitt 2.3.2 definiert und verändern sich nicht mehr.

Für die Untersuchung kommt das Finite-Elemente-Programm *Sofistik* zum Einsatz. Die Modellierung erfolgt mittels Flächenelemente.

3.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Bei einer dynamischen Anregung kann es vorkommen, dass die gesamte Anlage oder nur auch einzelne Querschnittsteile innerhalb des Frequenzbereiches von 1 – 25 Hz in Resonanz versetzt werden, wodurch das Verhalten der Anlage maßgeblich beeinflusst und eine isolierte Ermittlung dynamischer Kennwerte unmöglich wird. Um das zu verhindern, müssen sämtliche Eigenformen und zugehörige Eigenfrequenzen der Anlage signifikant außerhalb des untersuchten Frequenzbereichs liegen. Im Abschnitt 2.1.1 wird der Frequenzbereich der Untersuchungen mit 1 – 25 Hz festgelegt, weshalb alle Eigenfrequenzen mindestens 35 Hz betragen sollten, um keine störenden Einflüsse zu erzeugen.

Als einzige Eigenfrequenz unter dieser Schranke darf jene zugehörige Eigenform existieren, die exakt durch das Versuchskonzept vorgegeben wird. Gemeint ist eine Starrkörperrotation des Schottertrogs um das Drehlager. Aufgrund der weggesteuerten Anregung mit hydraulischen Pressen bleibt diese Eigenform auch in Resonanz kontrolliert und stört somit den Versuch nicht.

3.1.1 Kippen der Hauptträger

Eine Eigenwertberechnung des Erstentwurfs nach Abbildung 2.3 ergibt einige Eigenfrequenzen unter 35 Hz, die durch seitliches Ausweichen der Hauptträger charakterisiert sind

(„Kippen“). Diese Eigenformen sind in den Abbildungen 3.1 bis 3.5 dargestellt. Ursächlich für das Kippen sind die hohen Hauptträger, welche ohne seitliche Aussteifung nur punktweise gelenkig gelagert sind. In einem ersten Schritt wird versucht, die Eigenfrequenzen dieser Eigenformen zu erhöhen.

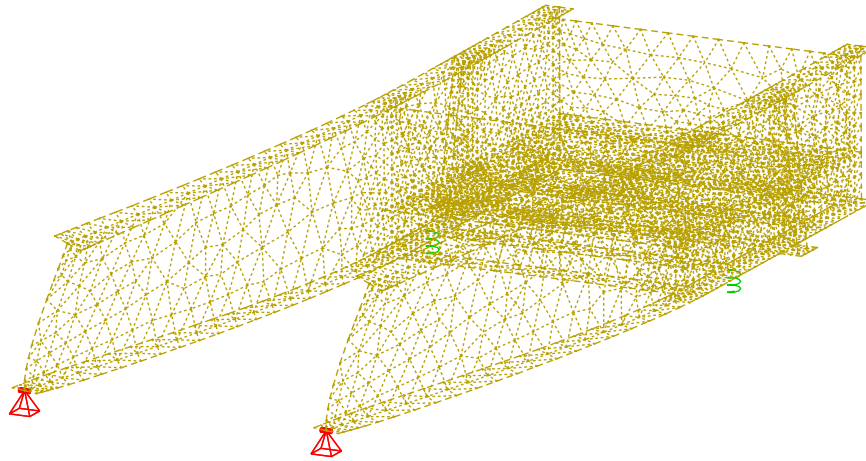


Abb. 3.1: 1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 1,5 Hz

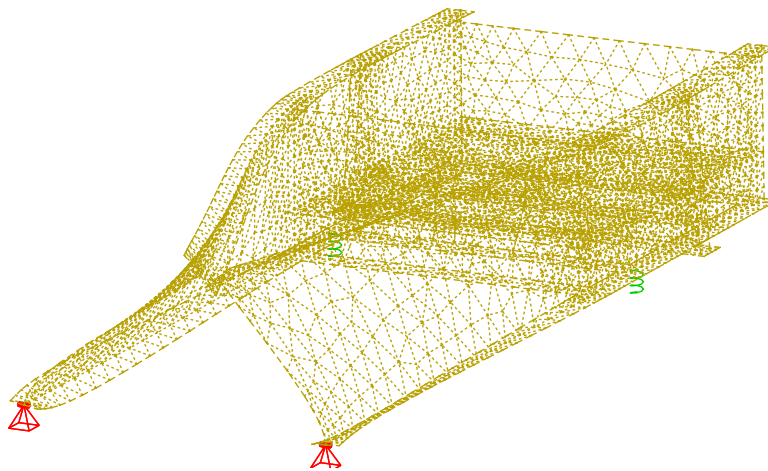


Abb. 3.2: 2. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz

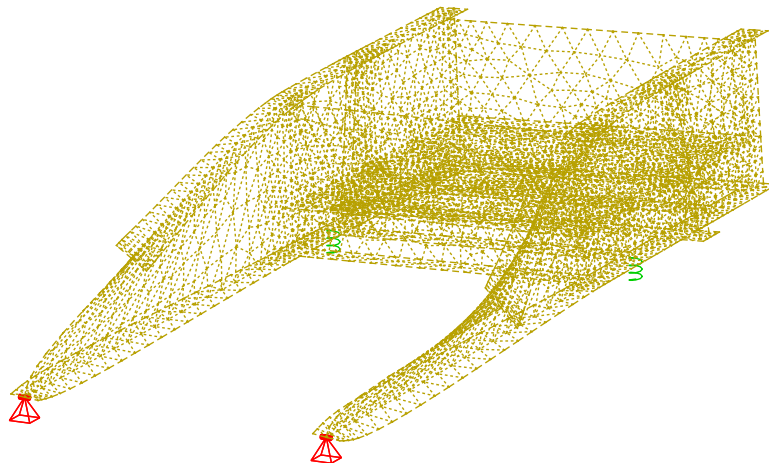


Abb. 3.3: 3. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz

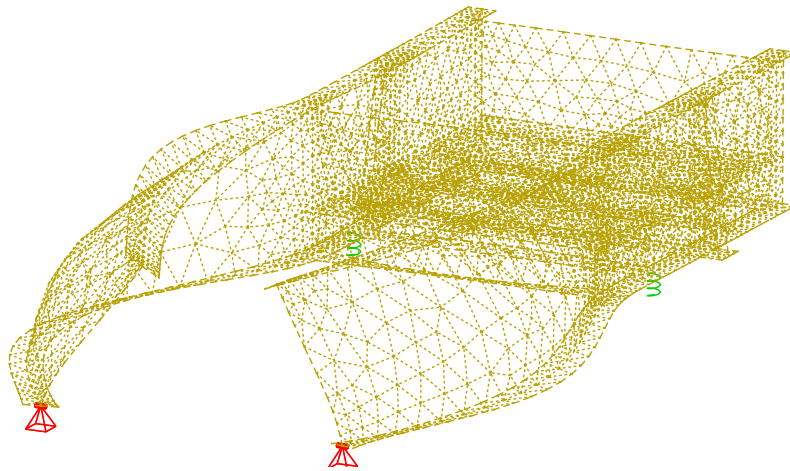


Abb. 3.4: 4. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz

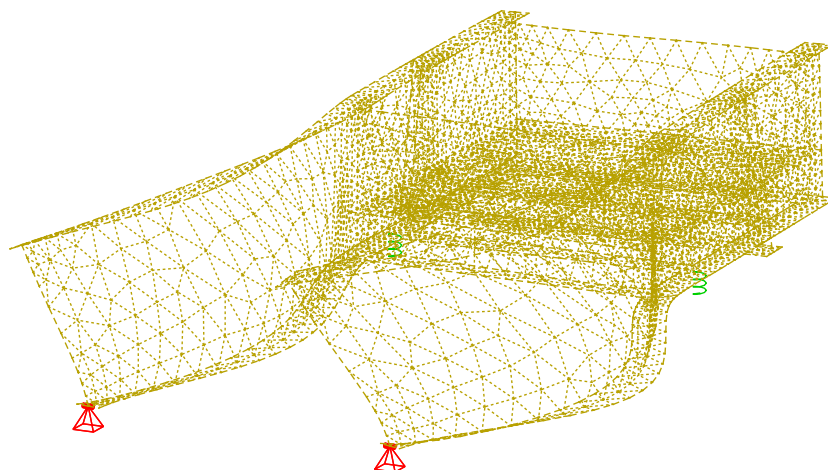


Abb. 3.5: 5. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz

Durch folgende Umplanungen wird versucht, jene Eigenformen, die durch Kippen der Hauptträger charakterisiert sind, in wesentlich höhere Frequenzbereiche zu verlagern:

- a) Ein horizontaler Verband wird in der Ebene der Hauptträgeruntergurte eingeführt, um eine globale Verschiebung in Querrichtung zu unterbinden. Dabei wird auf eine Ausführung mit zwei K-Fachwerk-Feldern aus UPE-100-Trägern gesetzt.
- b) Zwischen Drehaufleger und Querträger der orthotropen Platte wird eine Aussteifung in Querrichtung zur Erhöhung der Torsionssteifigkeit eingeführt. Als Konstruktionsform erweist sich ein Rahmen als effizienteste Lösung. Gegenüber einer Ausführung als Fachwerk sind bei einer Rahmenkonstruktion weniger konstruktive Details vonnöten, im Vergleich zu einer Scheibe ist beim Rahmen ein geringer Materialeinsatz notwendig. Zum Einsatz kommen HEA-140-Profile.
- c) Der Steg der beiden Hauptträger wird unter einem Winkel von $12,1^\circ$ vom Drehaufleger bis zum Abschnitt mit Schotteroberbau gevoutet, um die Trägerhöhe zu verringern. Mit der damit einhergehenden Materialeinsparung hat diese Umplanung einen weiteren positiven Effekt auf das Gesamtergebnis.

Die erfolgten Änderungen werden anhand von Abbildung 3.6 ersichtlich.

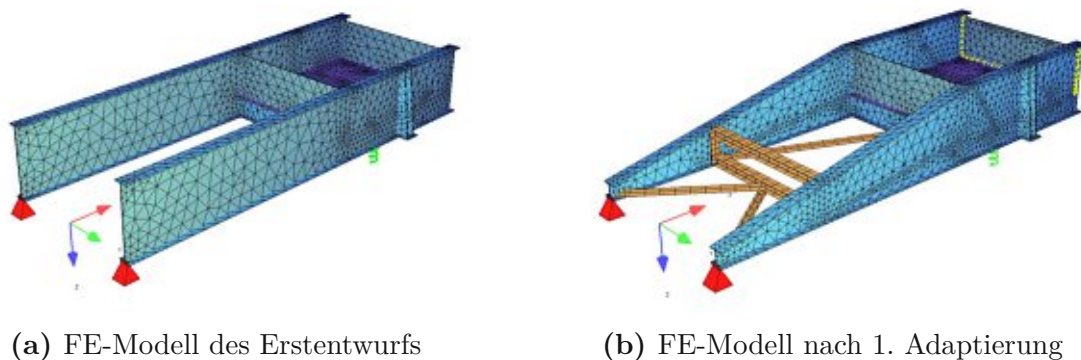


Abb. 3.6: Gegenüberstellung der unverformten FE-Modelle vor und nach den in diesem Abschnitt erfolgten Adaptierungen

Eine erneute Eigenwertberechnung nach diesen Umplanungen ergibt als erste Eigenfrequenz zufolge Kippen der Hauptträger 42 Hz. Die dazugehörige Eigenform wird in Abbildung 3.7 dargestellt.

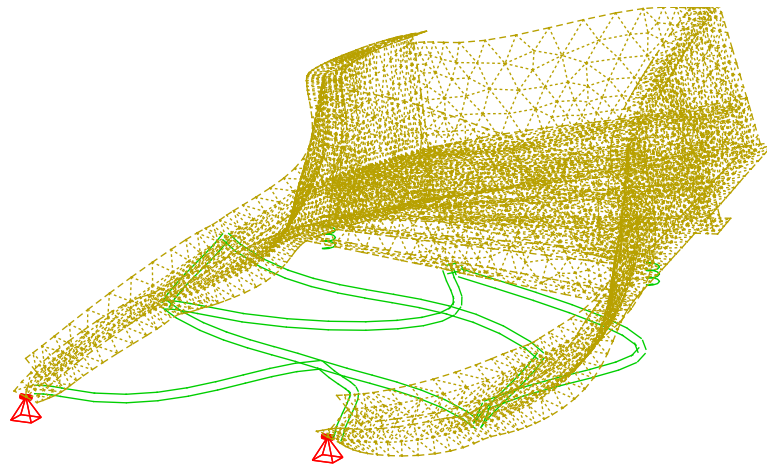


Abb. 3.7: 1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 42 Hz nach der ersten Überarbeitung

Damit befindet sich im Frequenzbereich unter 35 Hz keine Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger mehr, welche die Versuchsdurchführung stören könnte.

3.1.2 Biegung der Bordwand

Unterhalb von 35 Hz treten zudem Biegeeigenformen der 10 mm starken Bordwände auf (siehe Abbildungen 3.8 und 3.9). Die Bordwand am freien Ende soll in Längsrichtung versetzbar sein und wird daher statt mit Schweißnähten nur mit Schrauben befestigt. Um eine auf der sicheren Seite liegende Berechnung zu gewährleisten, wird die Schraubenverbindung zwischen Bordwand und Hauptträgerstegen bzw. Deckblech als gelenkiges Linienlager modelliert. Die Eigenformen als seitliches Ausweichen der beiden Bordwände treten bei Frequenzen von 12 Hz bzw. 25 Hz auf.

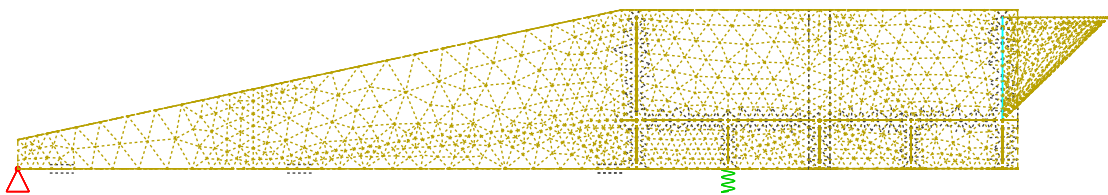


Abb. 3.8: Eigenform zufolge Biegung der Bordwand am freien Ende bei 12 Hz

Um die zu den Biegeeigenformen zugehörigen Eigenfrequenzen zu erhöhen, werden folgende Umplanungen vorgenommen:

- a) Die Blechstärke der beiden Bordwände wird von 10 mm auf 20 mm erhöht.
- b) Auf der hinteren Bordwand wird zusätzlich ein Blech als Gurt mit einem Querschnitt von 140 mm × 10 mm angeschweißt (siehe Abbildung 3.10)

Nach diesen Änderungen steigen die Eigenfrequenzen der Biegeeigenformen beider Bordwände auf rund 43 Hz. Die Darstellung der Eigenformen ist äquivalent zu den Abbildungen 3.8 und 3.9.

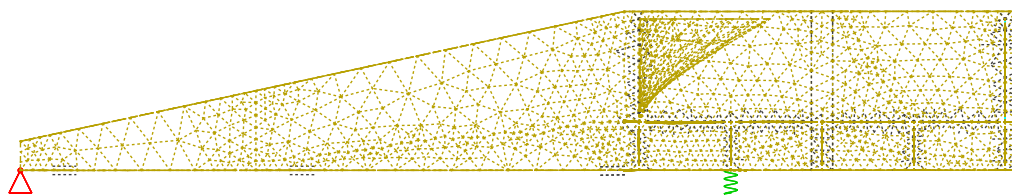


Abb. 3.9: Eigenform zufolge Biegung der vorderen Bordwand bei 25 Hz

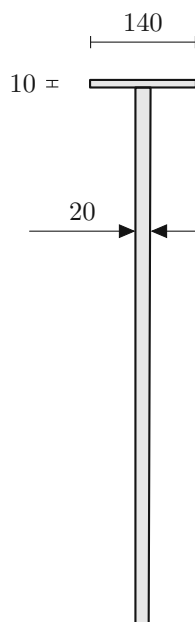


Abb. 3.10: Querschnitt der Bordwand am freien Ende

3.1.3 Torsion des Querschnitts

Unter 35 Hz verbleiben nach den unter Abschnitt 3.1.1 und Abschnitt 3.1.2 vorgenommenen Adaptierungen neben der akzeptierten Starrkörperrotation um die Drehaufleger nun nur noch zwei weitere Eigenformen, die als Torsion der Gesamtanlage gekennzeichnet sind (siehe Abbildungen 3.11 und 3.12). Im Gegensatz zur ersten Torsionseigenform weist die zweite Torsionseigenform neben Verschiebungen in Vertikalrichtung auch globale Verschiebungen in Querrichtung zur Hauptträgerachse auf.

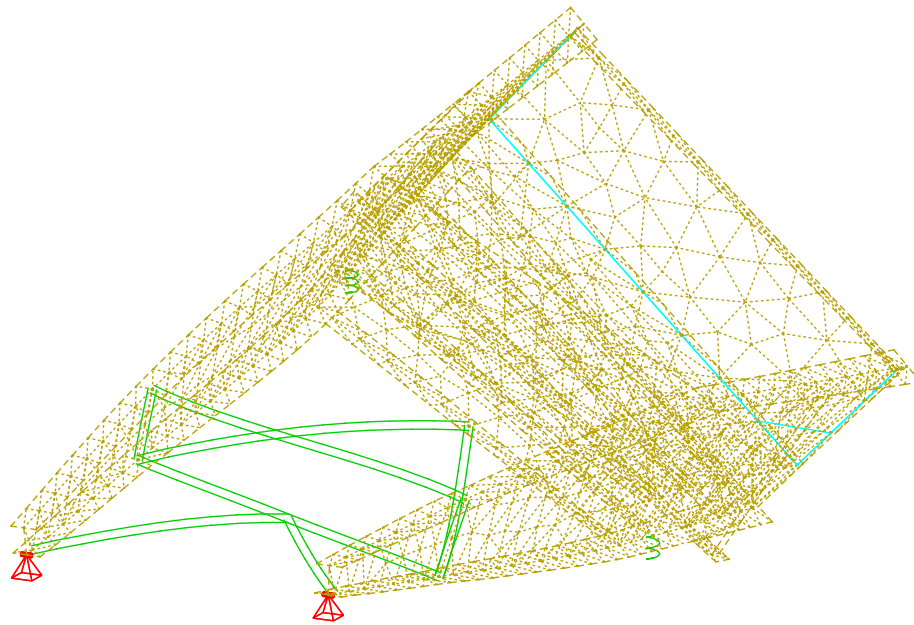


Abb. 3.11: 1. Torsionseigenform bei 6 Hz

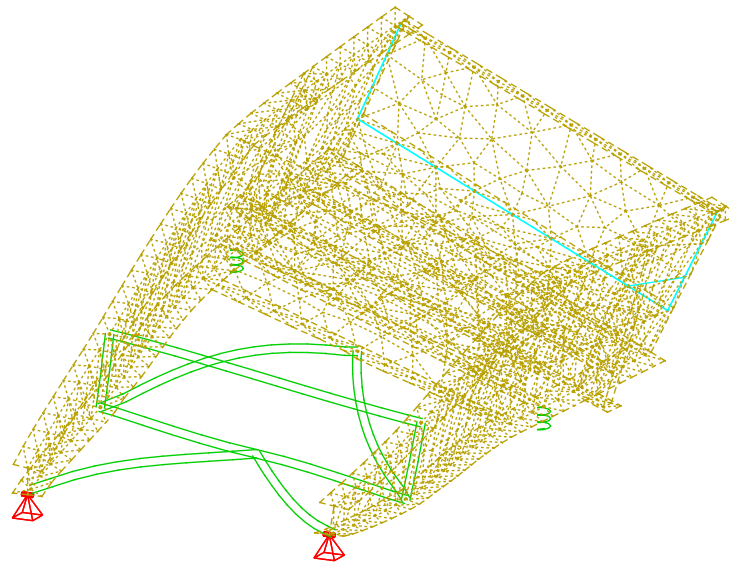


Abb. 3.12: 2. Torsionseigenform bei 9 Hz

Es erweist sich als nur wenig wirkungsvoll einen weiteren aussteifenden Verband in der Obergurtebene einzuführen, um die Eigenfrequenzen maßgeblich zu erhöhen. Eine konstruktive Verschiebung der Torsionseigenformen in den Frequenzbereich über 35 Hz gestaltet sich daher als äußerst aufwendig.

Hinsichtlich der Versuchsdurchführung wird im weiteren Verlauf so vorgegangen, dass die beiden Pressen separat gesteuert werden (Weg und Frequenz). Dadurch erfahren beide Pressen stets identische Wege, wodurch mögliche auftretende Torsionsschwingungen (in Form unterschiedlicher Verschiebungen der Pressen) durch die Regelung eliminiert werden.

3.1.4 Biegung eines herausgelösten Querträgers

Der Querschnitt eines herausgelösten Querträgers ist in Abbildung 3.13 dargestellt. Ohne Berücksichtigung der mitwirkenden Breite b_{eff} zufolge Schubverzerrung nach *EN 1993-1-5* [23] beträgt die Obergurtbreite 605 mm.

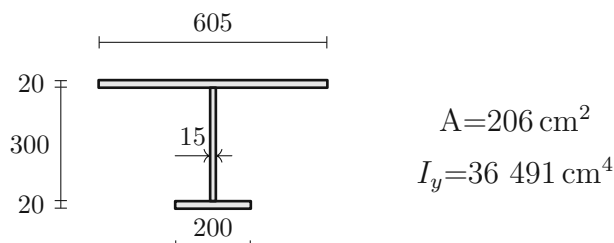


Abb. 3.13: Querschnitt eines Querträgers

Im Anhang C des *EN 1993-2* [24] sind konstruktive Vorgaben für orthotrope Platten mit reiner Queraussteifungen gegeben. Diese Regelabmessungen sind in Tabelle 3.1 den vorhandenen Abmessungen gegenübergestellt. Alle Mindestanforderungen werden bei der Versuchsanlage eingehalten.

Tab. 3.1: Konstruktive Vorgaben nach *EN 1991-2* [24, S.93, Tab. C.2] und entsprechende Maße der Versuchsanlage

	Vorgabe laut <i>EN 1991-2</i> [24]	Versuchsanlage
Dicke t_D des Deckblechs	> 14 mm	20 mm
Achsabstand e_{crossb} der Querträger	≈ 700 mm	605 mm
Randabstand e_E der Querträger	≥ 400 mm	—
Stegdicke $t_{w,crossb}$ der Querträger	≥ 10 mm	15 mm
Gurtdicke $t_{f,crossb}$ der Querträger	≥ 10 mm	20 mm

Statisches System

Der Querträger wird zwischen den Achsen des Hauptträgers, deren Abstand 2,22 m beträgt, herausgelöst (siehe Abbildung 3.14). Die Lagerung auf dem Hauptträgeruntergurt wird auf der sicheren Seite liegend mit einem gelenkigen Lager abgebildet. Belastet wird das System durch das Eigengewicht des Querträgers, des Oberbaus und einer im Abschnitt 4.4 näher beschriebenen Vorspannanlage, deren Gesamtmasse mit 1500 kg veranschlagt und über die Länge eines Querträgers verteilt angenommen wird. Dieselbe Annahme gilt auch für die von der Vorspannung aufgebrauchte Last von 62,5 kN.

Berechnungsergebnisse

In Tabelle 3.2 sind die statischen Durchbiegungen des Querträgers in Feldmitte in z -Richtung nach den unterschiedlichen Lastfällen angegeben. Die Gesamtdurchbiegung von 0,238 mm liegt weit unter der Forderung des *EN 1990* [16], die maximale statische Verformung auf $L/600$ — hier also 3,71 mm — zu begrenzen.

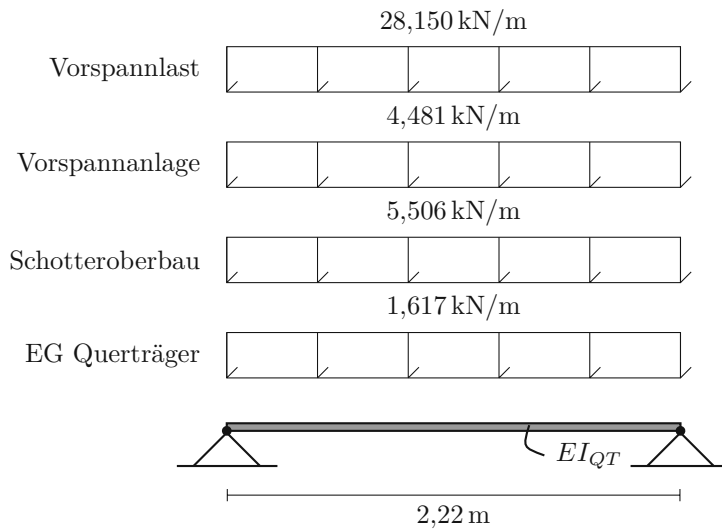


Abb. 3.14: Statisches System eines herausgelösten Querträgers

Tab. 3.2: Belastung eines Querträgers und daraus entstehende statische Durchbiegungen in Feldmitte

Lastfall	Belastung	Durchbiegung in Feldmitte
EG Querträger	1,62 kN/m	0,010 mm
Schotteroberbau	$9,10 \text{ kN/m}^2 \times 605 \text{ mm}$	0,033 mm
Masse Vorspannanlage	$15 \text{ kN} \cdot 2,22 \text{ m}^{-1}$	0,027 mm
Vorspannlast	$62,5 \text{ kN} \cdot 2,22 \text{ m}^{-1}$	0,168 mm
Summe		0,238 mm

Die hohe Steifigkeit der Querträger wird ebenso anhand ihrer ersten Biegeeigenform verdeutlicht, deren Wert sich mit Formel (3.1) aus [21] zu $f_0 = 44 \text{ Hz}$ errechnet und damit auch außerhalb des untersuchten Frequenzbereichs liegt.

$$f_0 = \frac{\pi}{2L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_y}{m}} \quad (3.1)$$

mit:

L ... Stützweite, hier = 2,22 m

EI_y ... Biegesteifigkeit des Trägers, hier = 76 650 kN m²

m ... Massenbelegung, hier = 3976 kg/m

3.2 Durchbiegungen bei dynamischer Anregung

Die Konstruktion ist nach den Änderungen der Eigenfrequenzanalyse noch nicht ausreichend steif, um als starrer Balken idealisiert werden zu können. Bei einem Vergleich der

Pressenkraftamplituden zwischen analytischer Lösung (mit starrem Balken) und jener aus einer Finite-Elemente-Berechnung (Balken besitzt endliche Steifigkeiten) zeigen sich, wie aus Abbildung 3.15 hervorgeht, im höheren Erregerfrequenzbereich große Unterschiede. Hierbei ist die Pressenkraft ohne vertikale Dissipationsmechanismen des Schotters ausgewertet worden, der Schotteroberbau fließt daher nur als träge Masse ins Finite-Elemente-Modell ein. Die Anregung erfolgt nach Abbildung 2.5 auf Seite 17 mit einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$. Die Errechnung der Pressenkraftamplitude des Finite-Elemente-Modells erfolgt punktweise für die Anregungsfrequenzen 1, 5, 10, 15, 20 und 25 Hz.

Es liegt nahe, dass die Abweichungen der Pressenkraftamplitude im höheren Frequenz-

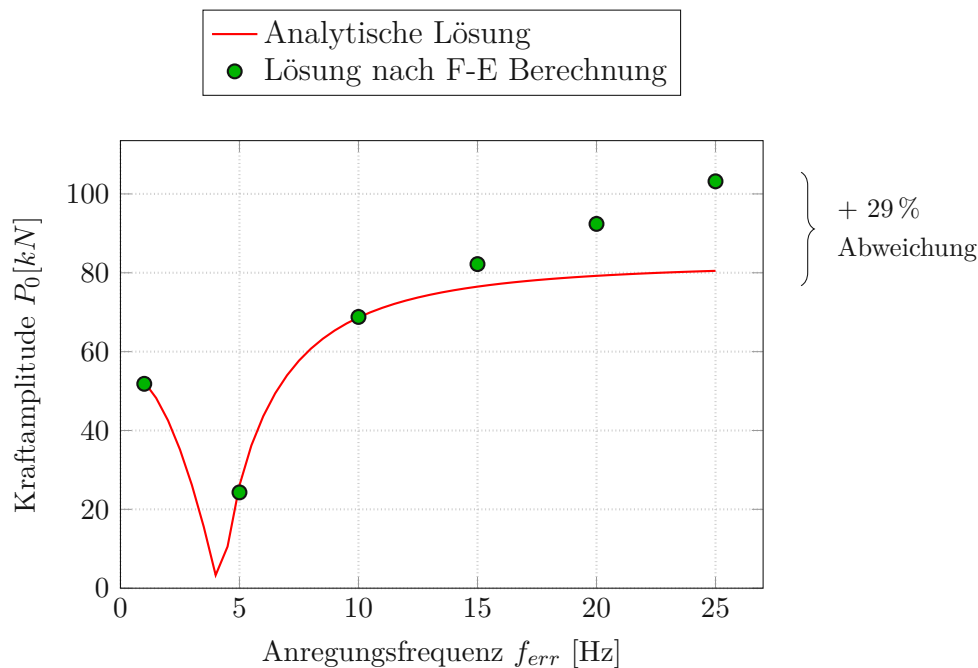


Abb. 3.15: Pressenkraftamplitude der Konstruktion nach den Umplanungen aus der Eigenfrequenzanalyse

bereich durch zu starke Durchbiegungen der Konstruktion zustande kommen, denn ein Strukturpunkt an der hinteren Bordwand, der einen Abstand von $l_{BW} = 6,512 \text{ m}$ zum Drehlager hat, weist nach der Finite-Elemente-Berechnung eine absolute Wegamplitude von $0,64 \text{ mm}$ auf, wenn die Konstruktion bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$, also mit $w_{0,Presse} = 0,405 \text{ mm}$ angeregt wird.

Bei einem starren Balken würde sich an der Bordwand bei gleicher Anregung eine Wegamplitude von

$$\frac{w_{0,Presse}}{l_{Presse}} \cdot l_{BW} = \frac{0,405 \text{ mm}}{5,302 \text{ mm}} \cdot 6,512 \text{ m} = 0,497 \text{ mm}$$

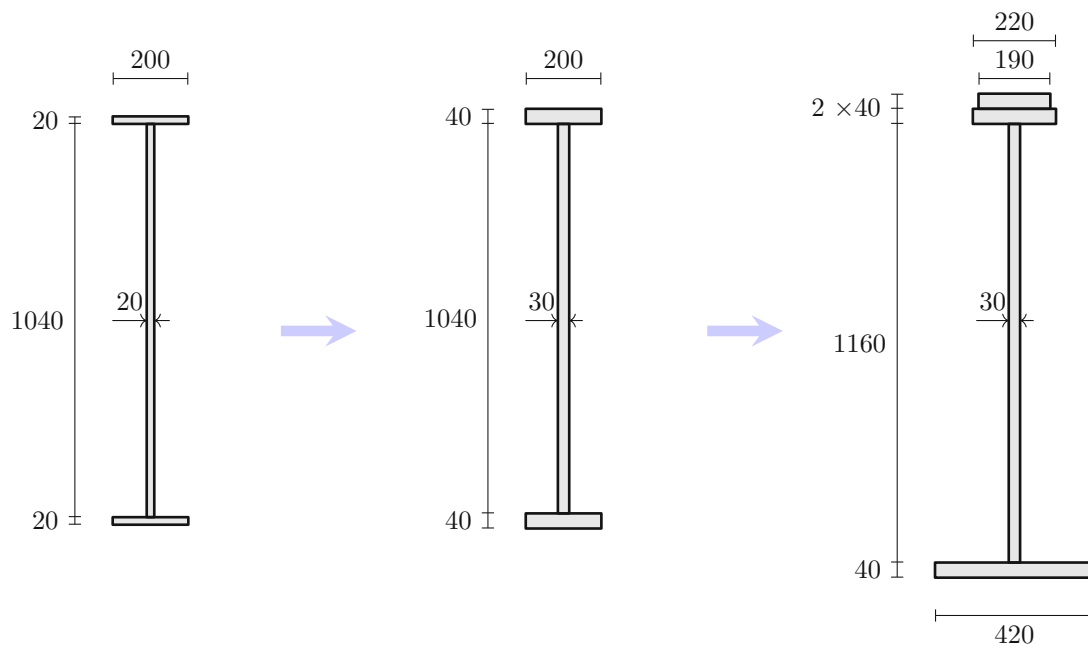
einstellen. Die Abweichung von $\frac{0,635 \text{ mm}}{0,497 \text{ mm}} \rightarrow +28\%$ zwischen den beiden Wegamplituden aufgrund von Durchbiegungen erklärt die ebenso hohe Abweichung der Pressenkraftamplituden. An der vorderen Bordwand, die einen Abstand von $l_{BW} = 4,092 \text{ m}$ zum

Drehlager aufweist, bewegt sich die Abweichung zwischen Soll-Amplitude (0,312 mm) und Ist-Amplitude (0,390 mm) mit +25 % in einem ähnlichen Bereich. Bei weiteren Betrachtungen im folgenden Abschnitt dient die Durchbiegung der Bordwand am freien Ende als Untersuchungsgrundlage. Um die Anlage als starren Balken idealisieren zu können, ist eine Erhöhung der Steifigkeit der Konstruktion notwendig. Eine Reduktion der Durchbiegungen auf ein Minimum wird angestrebt.

3.2.1 Globale Durchbiegungen

Den maßgebenden Einfluss auf die Biegesteifigkeit leisten die beiden Hauptträger, die Ziel der nachstehenden Untersuchung sind. Nachfolgend werden die Hauptträger dahingehend adaptiert, dass die Durchbiegungen unter dynamischer Anregung wesentlich reduziert werden. Der für die vorausgegangenen Untersuchungen verwendete Querschnitt des Hauptträgers wird in Abbildung 3.16a dargestellt.

In einem ersten Schritt werden die Blechdicken der Gurte auf 40 mm und die der Stege auf 30 mm erhöht, während die Blechbreiten gleich bleiben (siehe Abbildung 3.16b).



(a) Ausgangsquerschnitt

(b) Erste Querschnittsänderung

(c) Zweite Querschnittsänderung

Abb. 3.16: Adaptierung der Hauptträgerquerschnitte

Weil die Durchbiegungen nach Erhöhung der Blechstärken weiterhin als zu groß eingeschätzt werden (siehe Tabelle 3.3), wird in einem zweiten Schritt der Untergurt auf 420 mm verbreitert und die Untergurtebene um 120 mm nach unten verschoben, wodurch die Haupt- und Querträgerstege um dieses Maß verlängert werden (siehe Abbildung 3.16c). Diese Erweiterung hat den positiven Nebeneffekt, dass für den Anschluss der Pressen keine

Konsolenkonstruktion benötigt wird, da die Pressen direkt am breiteren Untergurt angreifen können (siehe Abschnitt 4.3). Der Obergurt wird dahingehend angepasst, dass zwischen den Querschnitten von Ober- und Untergurt Flächengleichheit herrscht ($A_{OG} = A_{UG}$).

Im FE-Modell treten je nach Querschnittsvariante unterschiedliche Wegamplituden am Stahltrogende auf, die von der Soll-Wegamplitude aus dem (als unendlich steif idealisierten) Stabmodell abweichen. Daraus ergibt sich die Größenordnung der auftretenden Durchbiegungen der Stahlkonstruktion. Tabelle 3.3 listet die Wegamplituden des FE-Modells bei einer maximalen Weganregung bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ auf und setzt sie ins Verhältnis zur Soll-Wegamplitude. Die verbleibende Durchbiegung nach der zweiten Querschnittsänderung wird akzeptiert.

Tab. 3.3: Vergleich der Wegamplituden der Bordwand am freien Ende bei einer maximalen Weganregung bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ zwischen FE-Modell und starrem Balken bei unterschiedlichen Hauptträgerquerschnitten

	Wegamplitude		
	starrer Balken	F-E Modell	Abweichung
Ausgangsquerschnitt		0,6345 mm	28 %
Erste Querschnittsänderung	0,497 mm	0,5595 mm	13 %
Zweite Querschnittsänderung		0,53 mm	7 %

3.2.2 Lokale Durchbiegungen zufolge Einleitung der Pressenkraft

Ein erneuter Vergleich der Pressenkraftamplituden zwischen analytischer Lösung (mit starrem Balken) und jener aus der Finite-Elemente-Berechnung (Balken besitzt endliche Steifigkeiten) zeigt weiterhin zu hohe Abweichungen im höheren Erregerfrequenzbereich, wie aus Abbildung 3.17 hervorgeht.

Die Abweichung dürfte großteils der Nachgiebigkeit im Lasteinleitungsbereich der Pressen zuzuschreiben sein. Aufgrund der fest definierten Abstände zwischen den hydraulischen Pressen (2500 mm) und den Hauptträgerachsen (2230 mm) kommt es zu einer Exzentrizität zwischen den Lasteinleitungspunkten und den Hauptträgerachsen. Dadurch entstehen in diesem Bereich lokale Durchbiegungen, worauf schlussendlich die Abweichung der Pressenkraftamplitude im höheren Frequenzbereich zurückzuführen ist.

Zur Erhöhung der Steifigkeit im Lasteinleitungsbereich werden daher die Stärken der Lasteinleitungssteifen von 10 mm auf 40 mm erhöht und möglichst nahe (minimaler Abstand der Innenkanten hinsichtlich Montage = 100 mm) an den Lasteinleitungspunkt gerückt. Zudem wird der Untergurt ober- und unterhalb mit 40 mm starken und 800 mm langen Blechen im Bereich der Pressenkrafteinleitung verstärkt. Der verstärkte Lasteinleitungsbereich ist in Abbildung 3.18 zu sehen.

Eine erneute Finite-Elemente-Berechnung ergibt nach diesen lokalen Steifigkeitserhöhungen nur noch maximal 7 % Abweichung von der analytischen Lösung, wie aus Abbildung 3.19 hervorgeht.

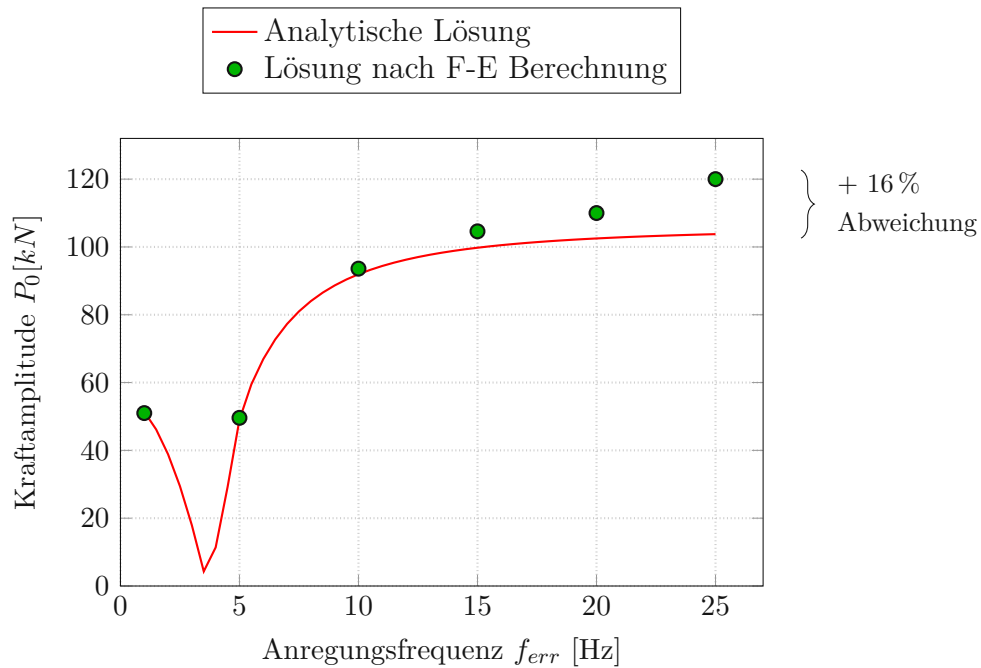


Abb. 3.17: Pressenkraftamplitude der Konstruktion mit dem Hauptträgerquerschnitt aus Abbildung 3.16c

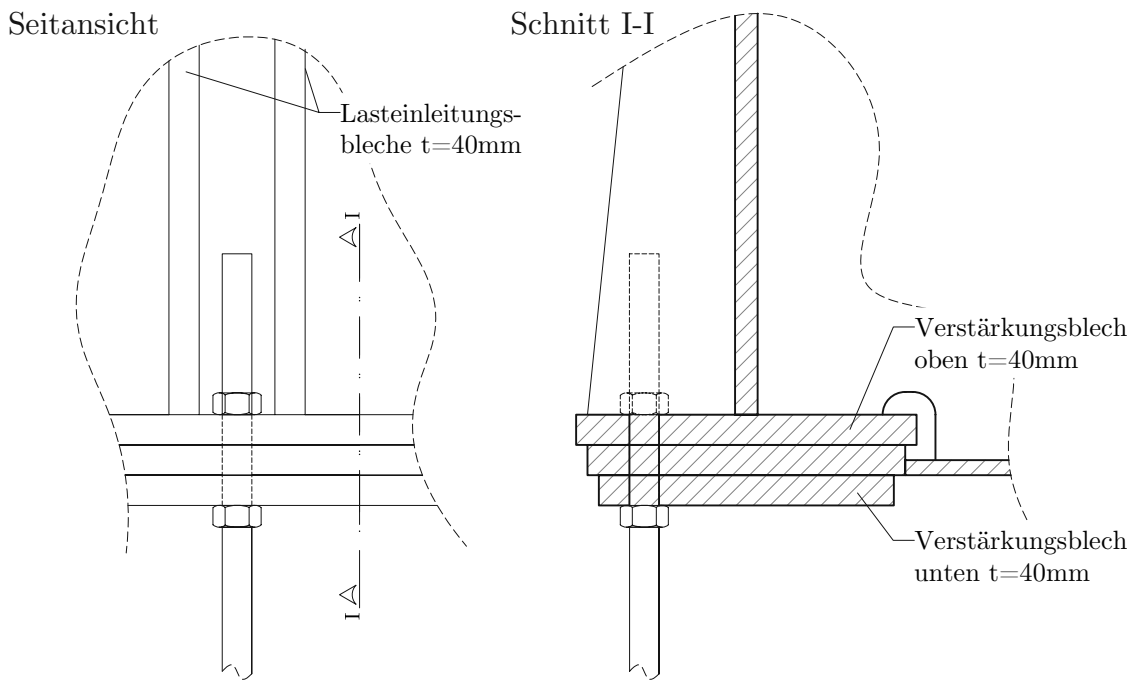


Abb. 3.18: Verstärkungsbleche im Bereich der Pressenkrafteinleitung

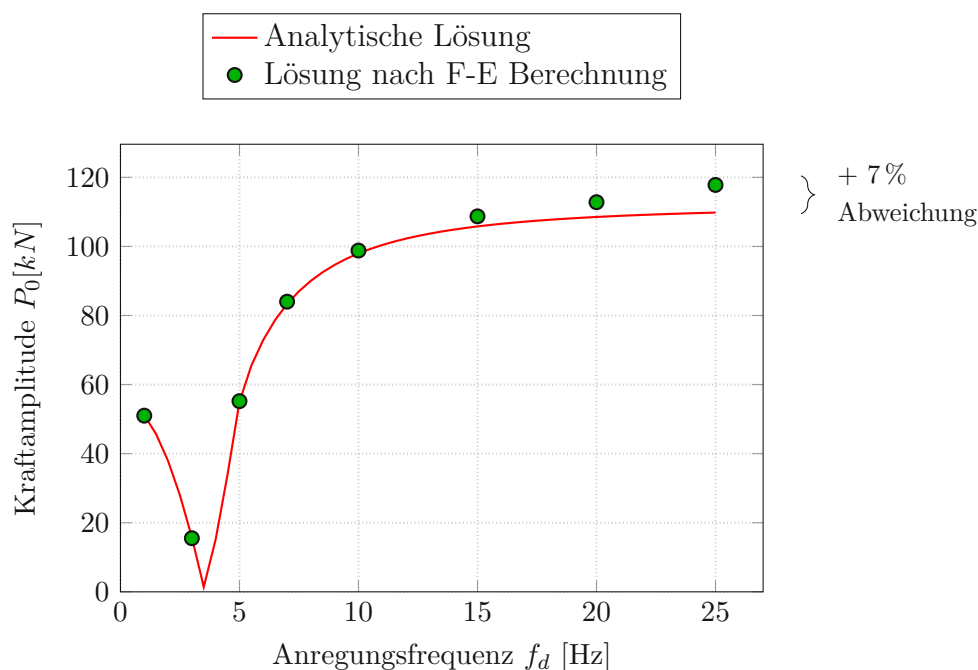


Abb. 3.19: Pressenkraftamplitude nach Verstärkungen im Pressenbereich

3.3 Spannungen

In diesem Abschnitt wird festgestellt, ob die Konstruktion den Anforderungen nach den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sowie der Ermüdung gerecht wird. Dafür wird das FE-Modell im Auflagerbereich mittels Kopfplatten genauer an die Realität angepasst. Untersucht wird für die Spannungsermittlung die Konstruktion ohne Berücksichtigung der Dissipationsmechanismen im Oberbau bei folgenden Frequenzen und zugehörigen Pressenwegamplituden nach Abbildung 2.5 auf Seite 8 bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$:

1. $f = 1 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$
2. $f = 3 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$
3. $f = 5 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$
4. $f = 7 \text{ Hz}$; $w_0 = 5,17 \text{ mm}$
5. $f = 10 \text{ Hz}$; $w_0 = 2,53 \text{ mm}$
6. $f = 15 \text{ Hz}$; $w_0 = 1,13 \text{ mm}$
7. $f = 20 \text{ Hz}$; $w_0 = 0,63 \text{ mm}$
8. $f = 25 \text{ Hz}$; $w_0 = 0,405 \text{ mm}$

3.3.1 Nachweis der Vergleichsspannungen im Grundmaterial

Die Vergleichsspannung ist eine fiktive Spannung, mit der der reale zweidimensionale Spannungszustand im Modell mit der aus eindimensionalen Versuchen ermittelten Streckgrenze des Materials verglichen wird. Formel 3.2 zeigt die Definition für die Vergleichsspannung, ausgehend von einem ebenen Spannungszustand.

$$\sigma_{v,Ed} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (3.2)$$

mit:

- $\sigma_{v,Ed}$... Vergleichsspannung
- σ_x ... Normalspannung in x-Richtung
- σ_y ... Normalspannung in y-Richtung
- τ_{xy} ... Schubspannung in xy-Ebene

Die maximal auftretenden Vergleichsspannungen des Grundmaterials im eingeschwungenen Zustand, die mit dem Programm *Sofistik* ermittelt wurden, sind in den Abbildungen 3.20 bis 3.27 zu sehen.

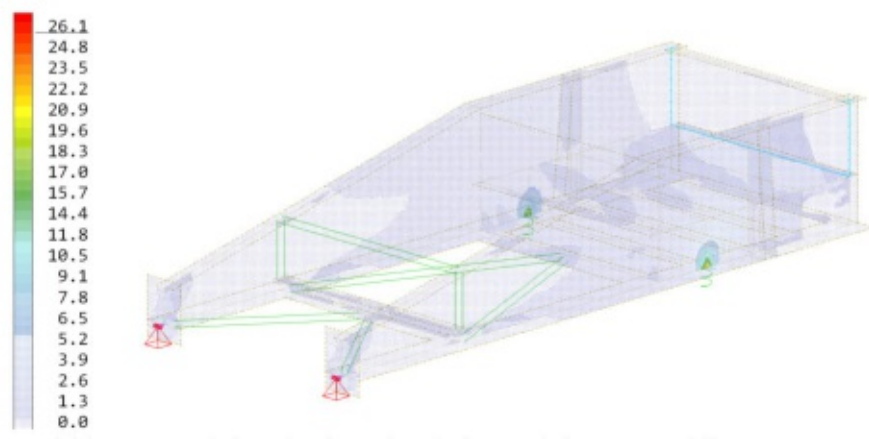


Abb. 3.20: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

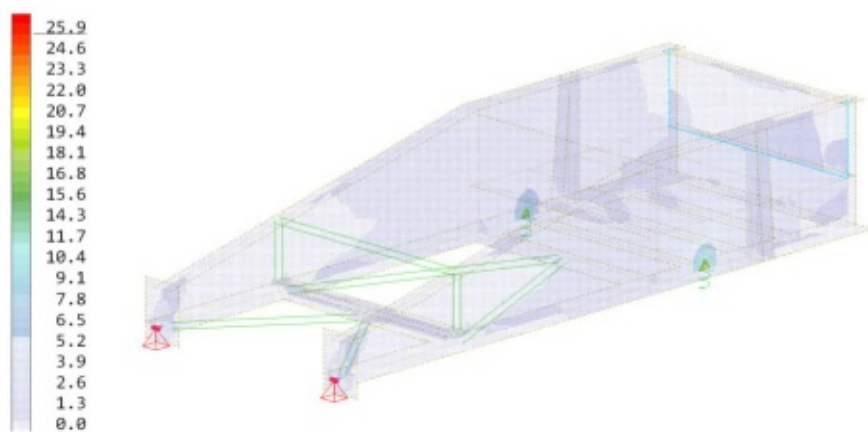


Abb. 3.21: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

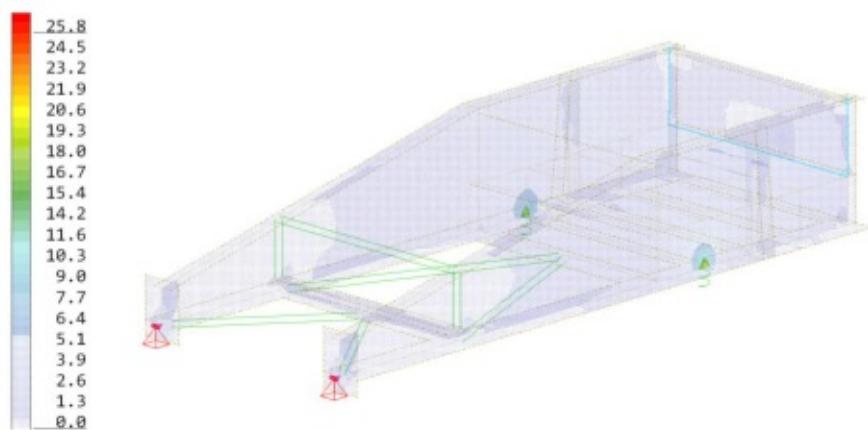


Abb. 3.22: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

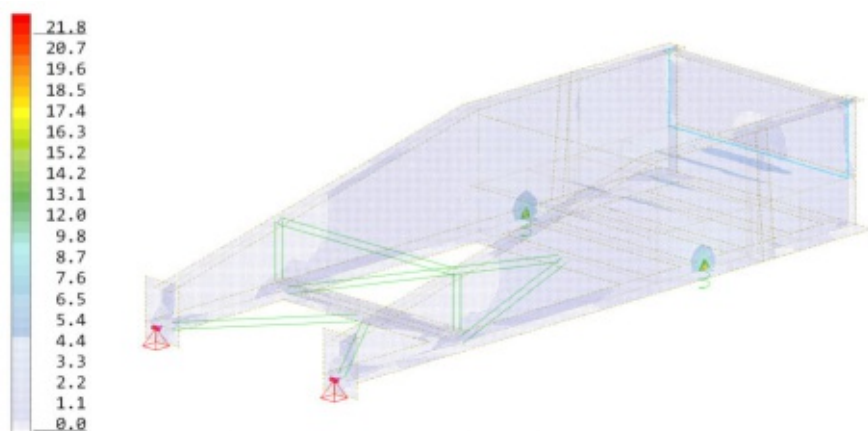


Abb. 3.23: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)

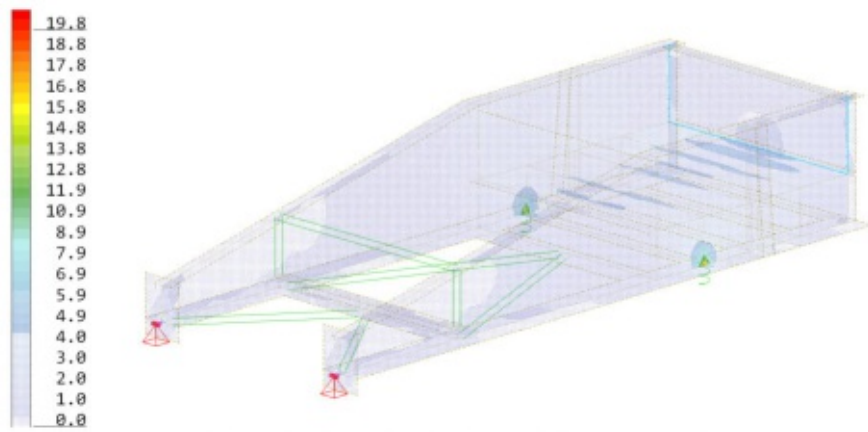


Abb. 3.24: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)

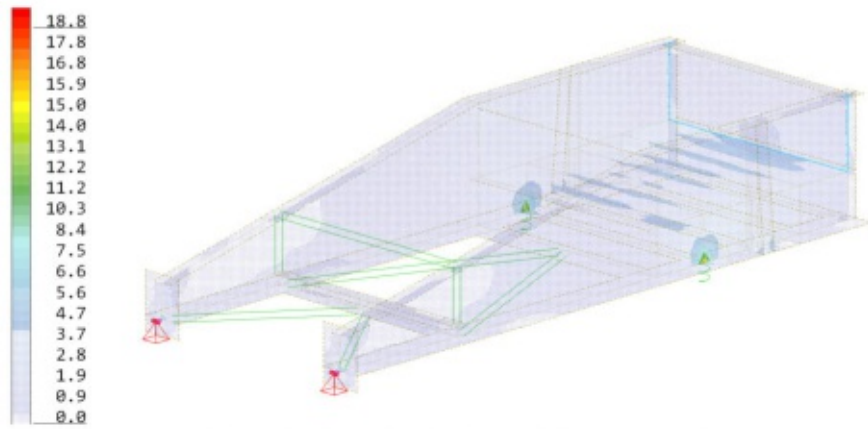


Abb. 3.25: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)

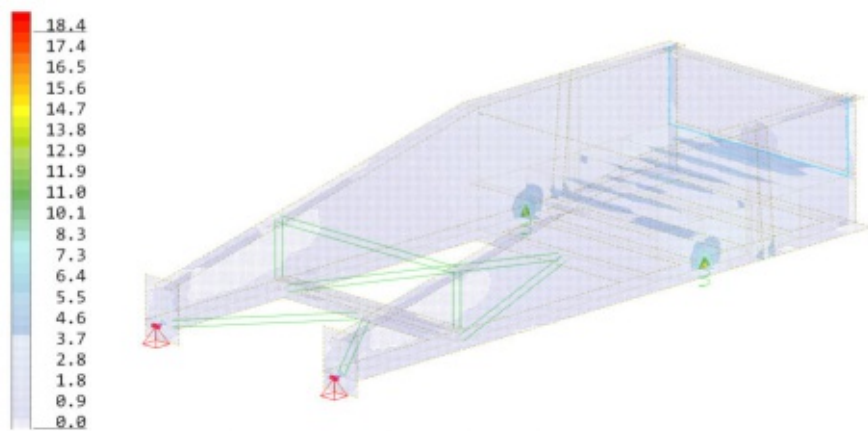


Abb. 3.26: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)

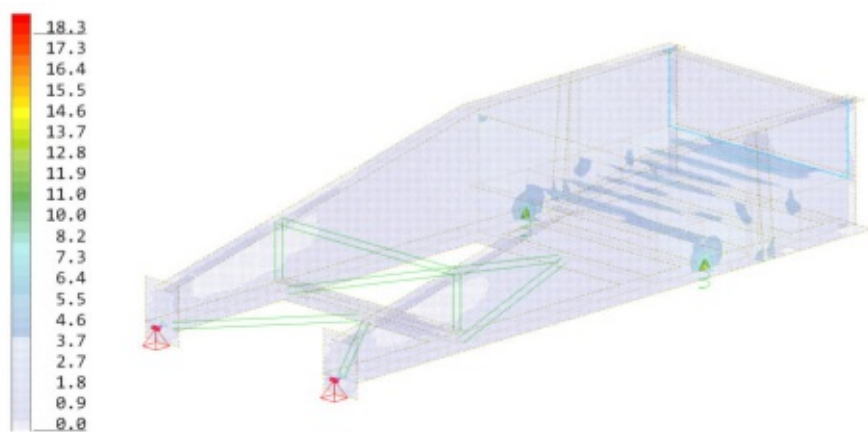


Abb. 3.27: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)

Die größte Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed,max}$ tritt dabei in der Bemessungssituation 1 mit 26,1 N/mm² auf. Die Fließgrenze f_{yd} des verwendeten Baustahls der Güte S355 liegt bei 355 N/mm², wodurch der Grenzzustand der Tragfähigkeit eingehalten wird.

$$\sigma_{v,Ed,max} = 26,1 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ N/mm}^2 = f_{yd}$$

3.3.2 Nachweis der Spannungsschwingbreite im Grundmaterial

Die Spannungsschwingbreite, welche für die Bemessung auf Ermüdung benötigt wird, beschreibt im zeitlichen Verlauf die Differenz zwischen maximaler und minimaler Spannung (siehe Abbildung 3.28).

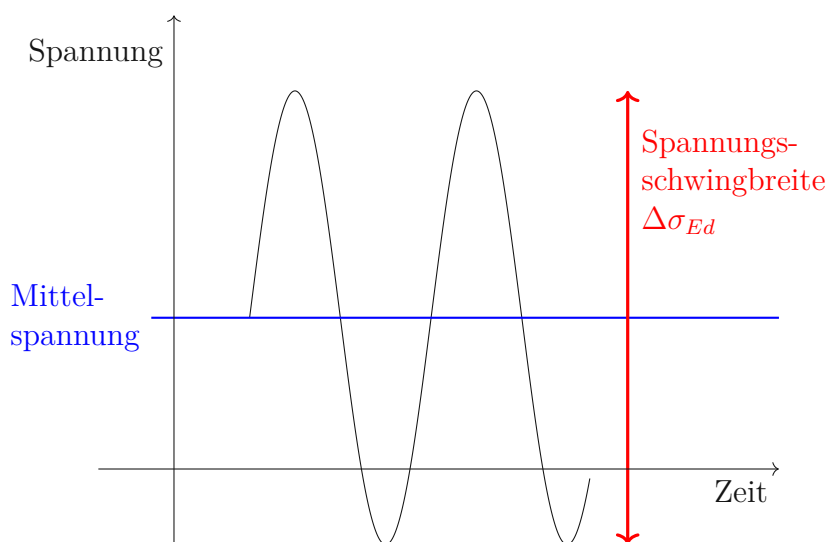


Abb. 3.28: Definition der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$

Die maximal auftretenden Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Ed}$ des Grundmaterials im eingeschwungenen Zustand, die mit dem Programm *Sofistik* ermittelt wurden, sind in den Abbildungen 3.29 bis 3.44 zu sehen.

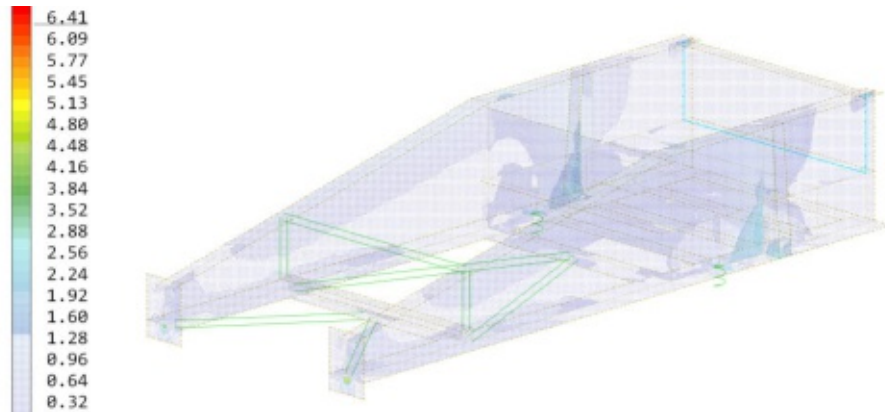


Abb. 3.29: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$)

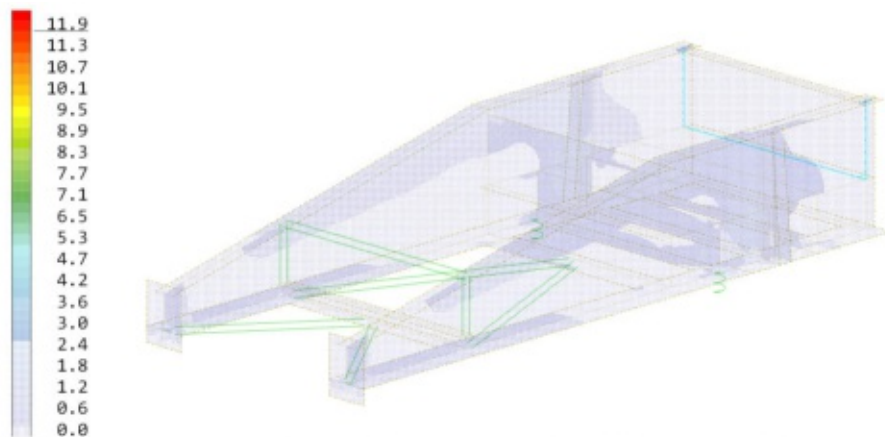


Abb. 3.30: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ $[\text{N}/\text{mm}^2]$ der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$)

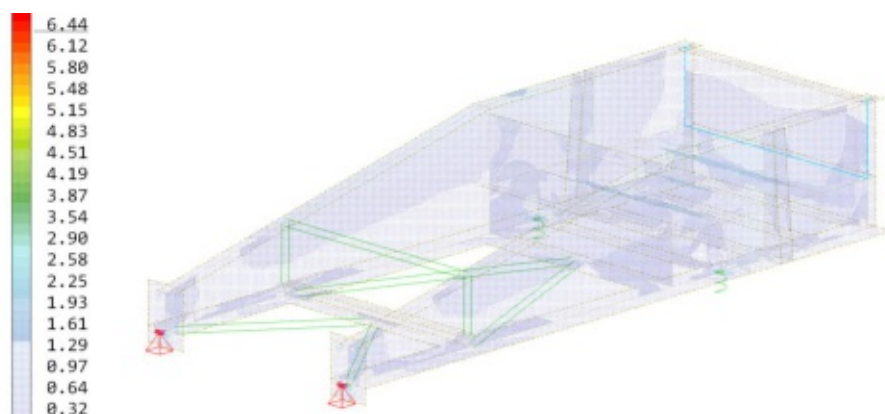


Abb. 3.31: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

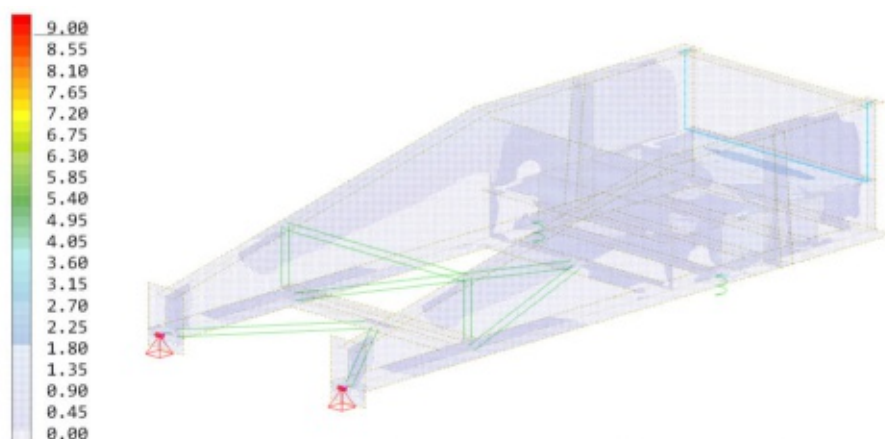


Abb. 3.32: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

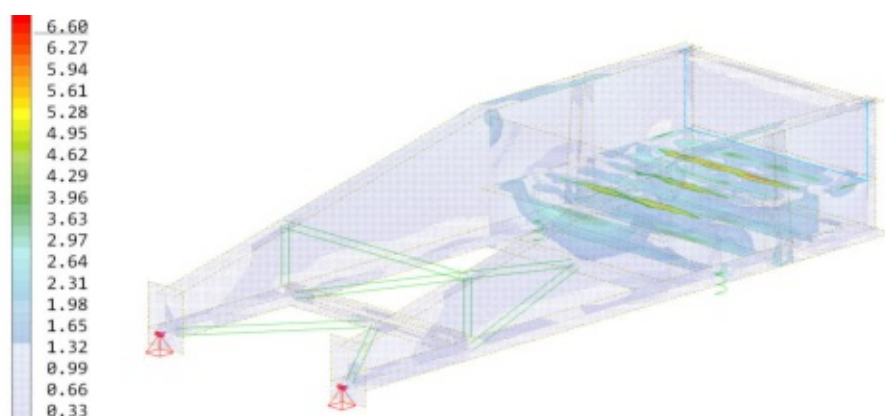


Abb. 3.33: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

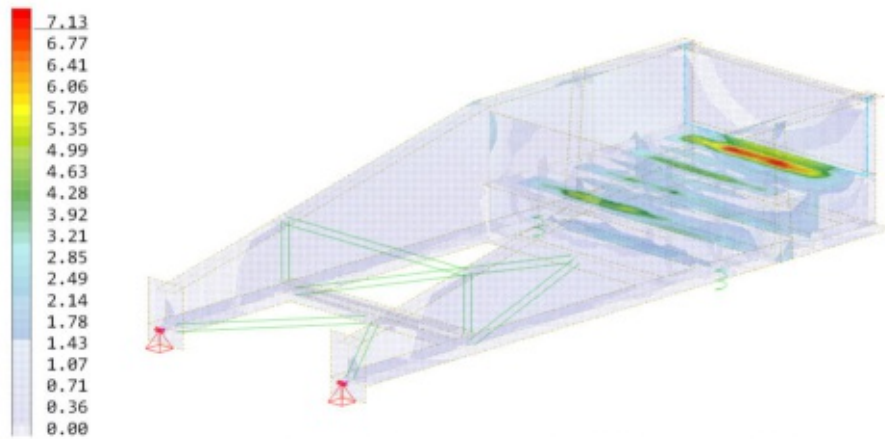


Abb. 3.34: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

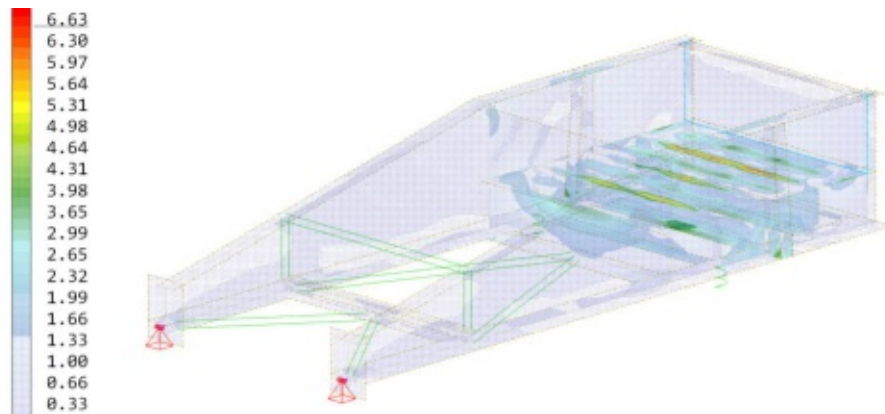


Abb. 3.35: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)

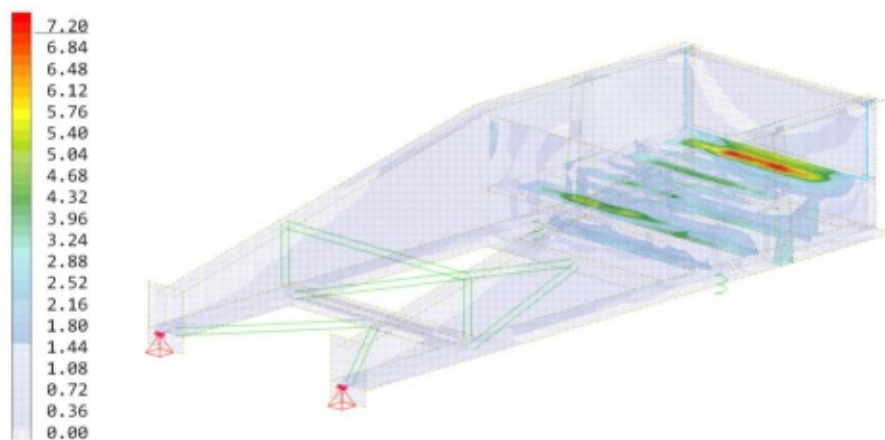


Abb. 3.36: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)

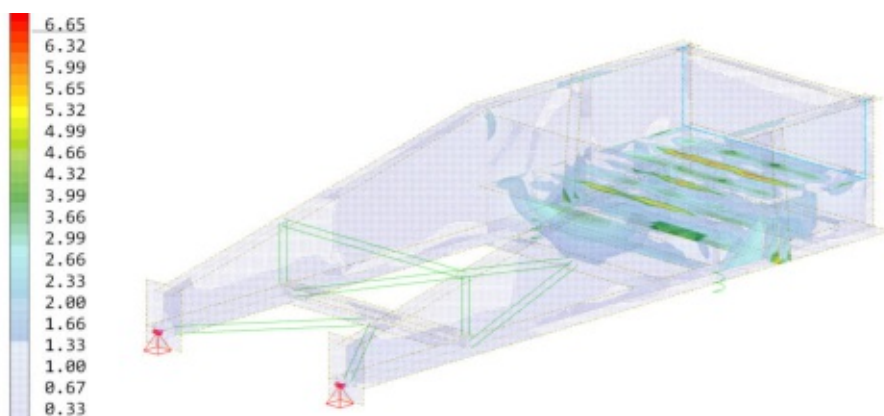


Abb. 3.37: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)

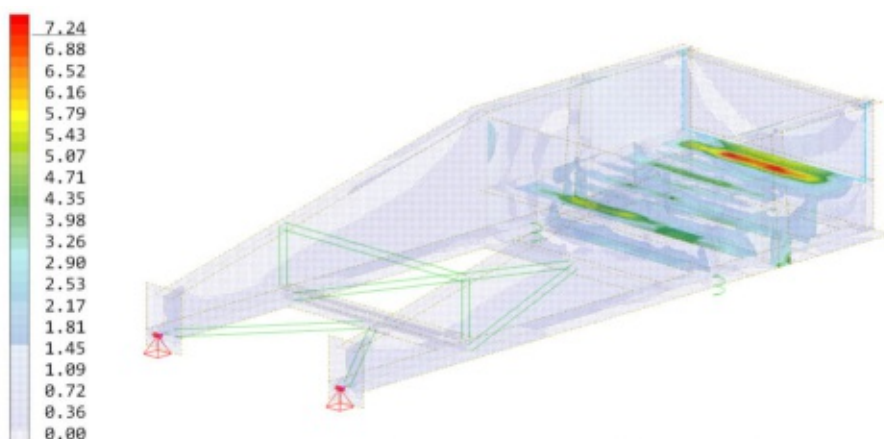


Abb. 3.38: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)

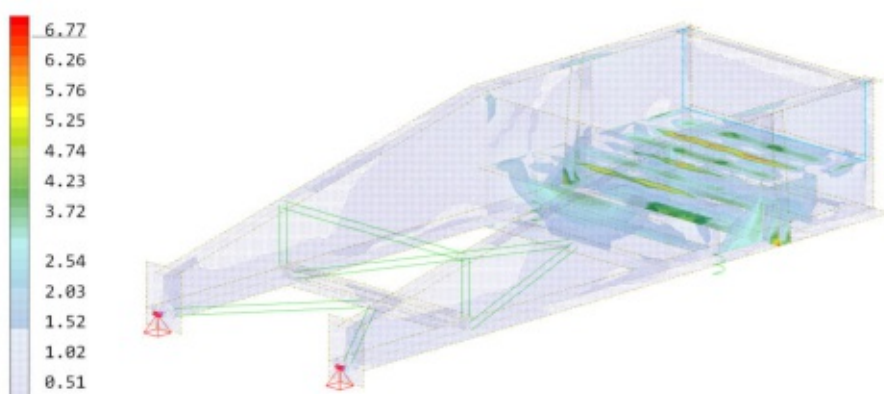


Abb. 3.39: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)

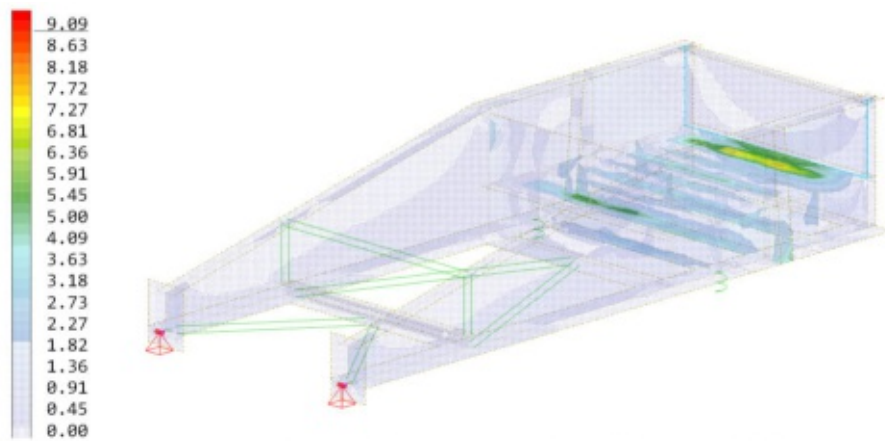


Abb. 3.40: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)

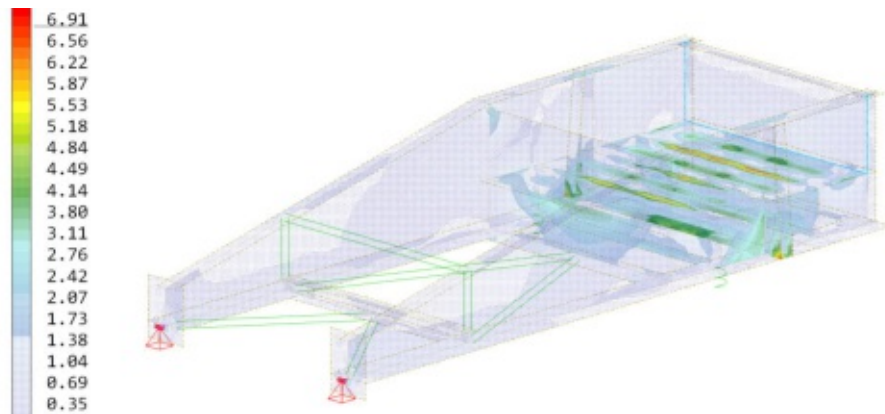


Abb. 3.41: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)

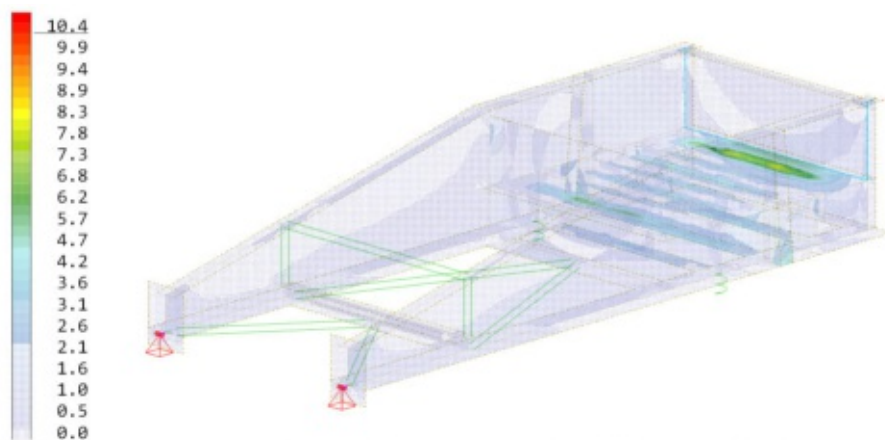


Abb. 3.42: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)

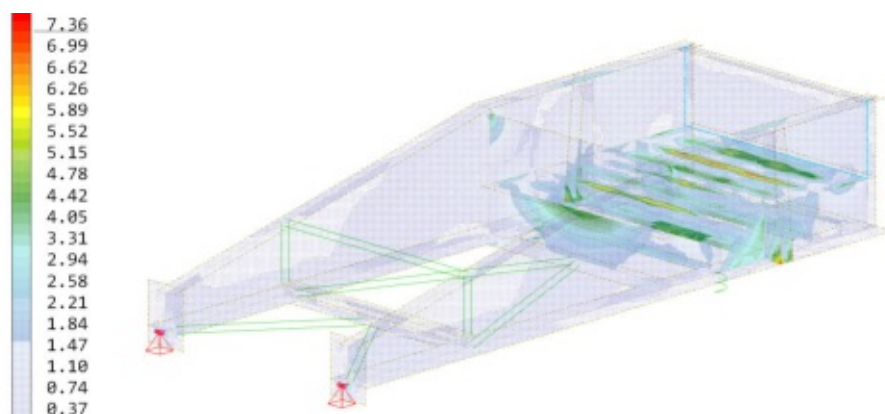


Abb. 3.43: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)

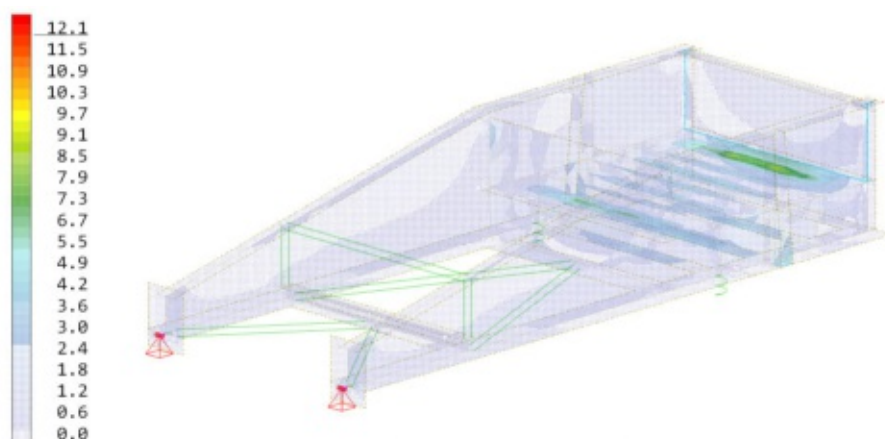


Abb. 3.44: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)

Die größte Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ tritt bei Bemessungssituation 8 mit 12,1 N/mm² auf. Zur Ermüdungsbemessung nach *EN 1993-1-9* [25] wird vereinfacht Kerbfall 71 mit $\Delta\sigma_C = 71$ N/mm² als Bemessungsgrundlage für das Grundmaterial festgesetzt. Bei der Auslegung auf $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel entspricht $\Delta\sigma_R = \Delta\sigma_C$ (bei $\gamma_{Mf} = \gamma_{Ff} = 1,0$).

$$\Delta\sigma_{Ed,max} = 12,1 \text{ N/mm}^2 \leq 71 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_R$$

Damit ist auch der Ermüdungsnachweis für das Grundmaterial erbracht.

3.3.3 Schweißnähte

Die Schweißnähte werden bis auf jene in den nachfolgenden Abschnitten 4.1 und 4.3 beschriebenen Details konstruktiv dimensioniert.

3.4 Kontrolle der Finite-Element-Rechnung mit dem Stabwerksmodell

Es wird hier überprüft, inwieweit das Finite-Elemente-Modell nach den zuvor beschriebenen Umplanungen mit dem Stabwerksmodell aus Kapitel 2 übereinstimmt. Die maßgebenden Größen von Stabwerksmodell und Finite-Elemente-Modell werden in Tabelle 3.4 gegenübergestellt.

Tab. 3.4: Vergleich der Ergebnisse des Stabwerksmodells mit den Ergebnissen des Finite-Elemente-Modells

berechnete Größe	Stabwerksmodell	FE-Modell	Abweichung
Eigenfrequenz	3,55 Hz	3,57 Hz	0,6 %
Pressenkraftamplitude BS*1	51,16 kN	51,0 kN	0,3 %
Pressenkraftamplitude BS*2	15,8 kN	15,5 kN	1,6 %
Pressenkraftamplitude BS*3	55,0 kN	55,2 kN	0,4 %
Pressenkraftamplitude BS*4	83,3 kN	84,0 kN	0,8 %
Pressenkraftamplitude BS*5	98,0 kN	98,8 kN	0,9 %
Pressenkraftamplitude BS*6	105,8 kN	108,7 kN	2,75 %
Pressenkraftamplitude BS*7	108,5 kN	15,52 kN	3,93 %
Pressenkraftamplitude BS*8	109,8 kN	117,8 kN	7,29 %

* BS=Bemessungssituation definiert in Abschnitt 3.3

3.5 Fazit

Nach einigen Adaptierungen des Stahltrogs treten neben den Torsionseigenformen, die aber versuchstechnisch im Griff gehalten werden können, keine Eigenformen unter 35 Hz auf. Zudem weichen die Ergebnisse des FE-Modells weniger als 10 % von den Lösungen des Stabwerksmodells ab (siehe Tabelle 3.4), wodurch der Stahltrog hinsichtlich seiner mechanischen Modellierung als starrer Balken idealisiert werden kann.

Damit ist die Grundvoraussetzung für die versuchstechnische Ermittlung dynamischer Kennwerte des Schotteroberbaus unter Zuhilfenahme eines einfachen mechanischen Modells gegeben.

Kapitel 4

Detailplanung

Nach der Modellierung der Anlage mithilfe des Finite-Elemente-Programms *Sofistik* wird in diesem Abschnitt der Fokus auf die Bemessung der Details und die planliche Darstellung gelegt, mit dem Ziel, Werkstattpläne für eine Fertigung zu erstellen. Der Übersichtsplan der Versuchsanlage ist in Abbildung 4.1 dargestellt, der gesamte Konstruktionsplan ist in Anhang A zu finden.

Während der Werkstattplanung kamen mit dem Dreh- und Pressenaufleger zwei Detailpunkte zum Vorschein, die einer genaueren und detaillierteren Bemessung und Dimensionierung unterzogen werden müssen. Zudem findet sich mit dem Anschluss des Aussteifungsrahmens an die Hauptträger noch ein Detail, das eine spezielle konstruktive Lösung verlangt. Alle drei Details sind in Abbildung 4.1 gekennzeichnet und werden nachfolgend beschrieben. Außerdem werden in diesem Kapitel alle bisher noch nicht beschriebenen Besonderheiten der Konstruktion (Vorspannanlage, Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands und die Messung der Kopplungskraft zwischen Gleis und Tragwerk) behandelt.

4.1 Detail A - Drehaufleger

Besonderes Augenmerk wird bei der Planung auf das Drehaufleger gerichtet. Im Gegensatz zur vorhergehenden Großversuchsanlage, bei der einfache Schneidenlager zur Anwendung gekommen sind [15], wird hier auf Wälzlager gesetzt, deren Datenblatt im Anhang B.1 zu finden ist. Durch die Drehlager wird eine gelenkige Lagerung gewährleistet (horizontal und vertikal gehalten, Drehbewegung möglich), bei der eine möglichst spielfreie Halterung sichergestellt ist.

Insgesamt werden acht Wälzlager verbaut – je zwei an die beiden Hauptträger sowie je zwei an zwei Auflagerstützen (HEA-300-Profil), welche die Auflagerkräfte in den Boden ableiten. Die Anschlüsse der Lager an die Konstruktion erfolgen mittels gleitfest vorgespannter Schrauben. Dies ist die Auflagerstützen betreffend direkt an den Flanschen möglich, für die beiden Hauptträger werden Kopfplatten benötigt.

In der Höhenlage wird der Drehpunkt genau in der Ebene der Unterkante des Hauptträgeruntergurts angeordnet, was dazu führt, dass eine für die Pressen ungünstige Horizontalbelastung (hervorgerufen durch vertikale Exzentrizitäten zwischen Drehebene und Pressenangriffspunkt) auf ein Minimum reduziert wird.

Darüber hinaus werden, wie in Abbildung 4.2 zu sehen ist, die beiden Auflagerstützen und die beiden Hauptträger zur lokalen Lasteinleitung im Bereich der Wälzlager zusätz-

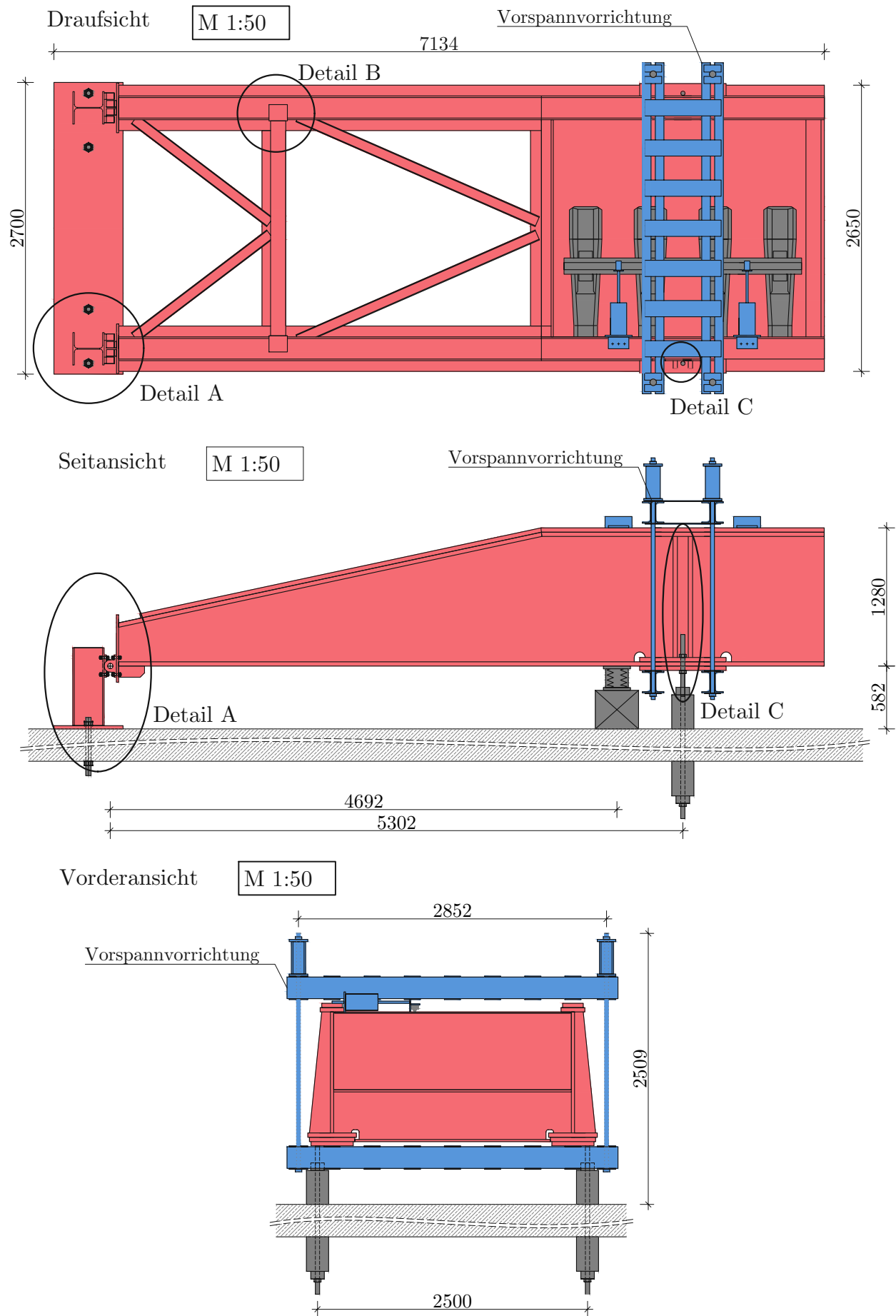


Abb. 4.1: Übersichtsplan der endgültigen Konstruktion

lich mit Blechen ausgesteift. Die Auflagerstützen sind an eine 30 mm dicke Grundplatte angeschweißt, die durch mehrere M48-Gewindestangen im Boden verankert ist.

Die Details am Drehaufleger werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) so bemessen, dass bei beiden Auflagerstützen Kraftamplituden bis zu $F_k = 50$ kN aufgenommen werden können. Mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$ für veränderliche Lasten ergibt sich so eine aufzunehmende Designlast von maximal $F_{Ed} = 50 \cdot 1,5 = 75$ kN.

4.1.1 Nachweis des Anschlusses der Wälzlager

Durch die Exzentrizität $h = 57,2$ mm muss neben der Vertikallast $F_{Ed} = 75$ kN vom Drehauflegeranschluss auch ein Moment in der Höhe von $M_{Ed} = F_{Ed} \cdot h = 4,275$ kN/m aufgenommen werden (siehe Abbildung 4.2). Je Drehauflegeranschluss werden zwei Wälzlager eingesetzt, die mit je zwei M18 10.9 Schrauben angeschlossen werden. Das Moment wird vereinfacht von einem Kräftepaar im Abstand der Schraubenreihen ($p_1 = 159$ mm) abgetragen.

Pro Schraube sind also folgende Kräfte anzusetzen:

$$F_{V,Ed} = \frac{F_{Ed}}{2 \cdot 2} = 18,75 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{p_1 \cdot 2} = 13,44 \text{ kN}$$

Nachweis der Schraubenabstände und Lochdurchmesser

Die Schraubenabstände und Lochdurchmesser entsprechen den Mindest- bzw. Maximalwerten nach *EN 1993-1-8* [26].

$$e_1 = 92 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$p_1 = 159 \text{ mm} \geq 2,2 \cdot d_0 = 44 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$p_2 = 230 \text{ mm} \geq 2,4 \cdot d_0 = 48 \text{ mm}$$

Nachweis der kombinierten Beanspruchung der Schrauben auf Gleiten mit Zug - ULS

Die Schrauben werden mit einer Kraft von

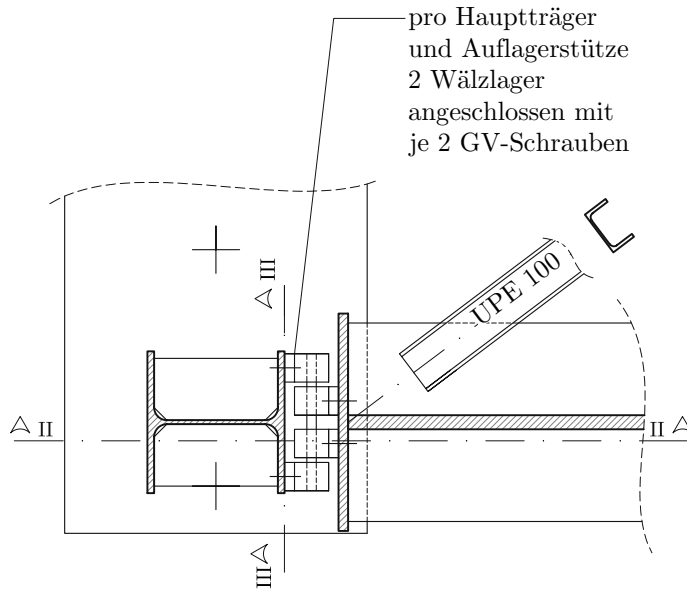
$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S / 1,25 = 142,5 \text{ kN}$$

mit:

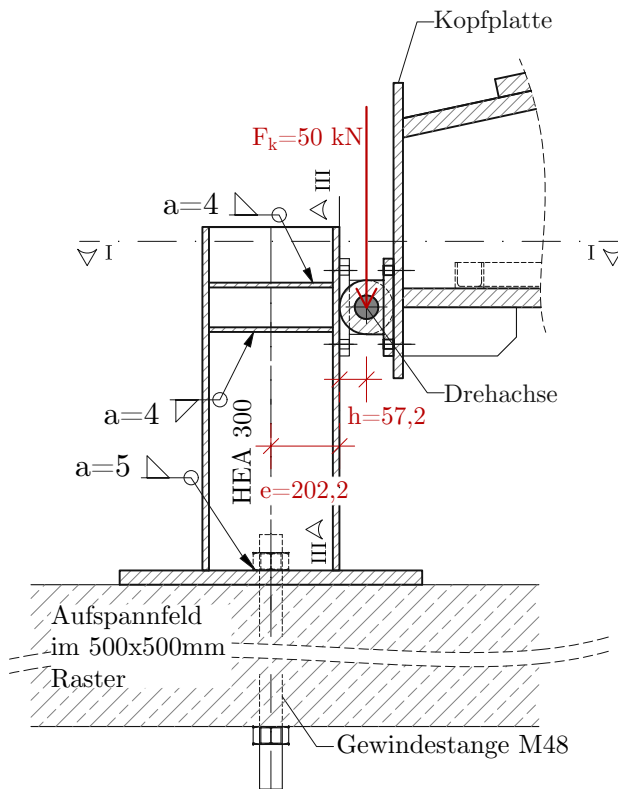
$$\begin{aligned} f_{ub} & \dots \text{Zugfestigkeit der Schraube,} = 1000 \text{ N/mm}^2, \\ A_S & \dots \text{Querschnittsfläche der Schraube,} = 2,55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

vorgespannt. Somit ergibt sich die Grenzgleitkraft einer Schraube ($F_{S,Rd}$) zu

Schnitt I-I



Schnitt II-II



Schnitt III-III

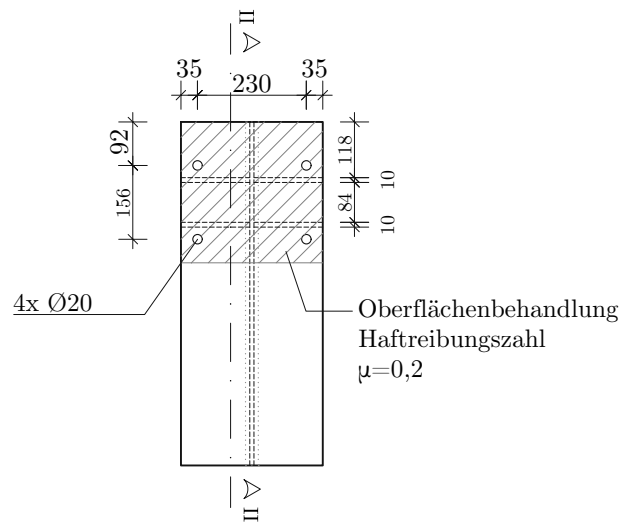


Abb. 4.2: Schnitte durch ein Drehauflager

$$F_{S,Rd} = \frac{k_S \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed})}{1,25} = 21,08 \text{ kN}$$

mit:

- k_S ... Faktor zur Berücksichtigung des Lochspiels,
(„normales Lochspiel“) = 1,0,
 μ ... Haftreibungszahl, = 0,2.

Der Nachweis einer Interaktion von Gleit- und Zugeinwirkungen wird in Formel (4.1) erfolgreich geführt.

$$F_{V,Ed}/F_{S,Rd} = 0,889 \leq 1,0 \quad (4.1)$$

Zugnachweis der Schrauben - ULS

Die Zugbeanspruchbarkeit einer M18 10.9 Schraube ergibt nach [27] $F_{t,Rd} = 138,2 \text{ kN}$. Der Zugnachweis der Schrauben kann damit in Formel (4.2) erfolgreich geführt werden.

$$F_{t,Ed}/F_{t,Rd} = 0,10 \leq 1,0 \quad (4.2)$$

Lochleibungsnachweis des Blechs

Der Widerstand des 14 mm starken HEA-300-Gurts gegen Lochleibung ergibt nach [27] mindestens $F_{b,Rd} = 68,32 \text{ kN}$. Der Lochleibungsnachweis wird in Formel (4.5) erfolgreich geführt.

$$F_{V,Ed}/F_{b,Rd} = 0,274 \leq 1,0 \quad (4.3)$$

Nettoquerschnittsnachweis des Blechs - ULS

Der nachzuweisende kritische Schnitt für den Nettoquerschnittsnachweis wird an der oberen Schraubenreihe der Auflagerstütze geführt. Der Widerstand des 14 mm starken HEA 300-Gurts gegen Zugbeanspruchungen ergibt sich zu

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{1,0} = 1292,2 \text{ kN} \quad (4.4)$$

mit:

- A_{net} ... Nettofläche des Blechs, = $(30 - 2 \cdot 2) \cdot 1,4 = 36,4 \text{ cm}^2$,
 f_y ... Fließgrenze des Blechs, = $35,5 \text{ kN/cm}^2$.

Weil in diesem Schnitt zweimal die Schraubenkraft $F_{V,Ed}$ eingeleitet wird, wird der Nettoquerschnittsnachweis wie in Formel (4.5) erfolgreich geführt.

$$2 \cdot F_{V,Ed} / N_{net,Rd} = 0,029 \leq 1,0 \quad (4.5)$$

Nachweis der Schrauben - FLS

Die Zugfeder (C_S) des für gleitfest-vorgespannte Verbindungen anzuwendenden Modells des Vorspanndreiecks nach [28] ergibt

$$C_S = E_S A_S / l_S = 1,303 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

E_S ... E-Modul der Schraube, = 210 000 N/mm²,

l_S ... Länge der Schraubenverbindung, = $t_{Lager} + t_{Blech} = 41$ mm.

Die Druckfeder (C_D) errechnet sich zu

$$C_D = E_S \cdot \pi \cdot \left((\varnothing_{US} + l_S/10)^2 - d^2 \right) / (4 \cdot l_S) = 3,374 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

\varnothing_{US} ... Durchmesser der Unterlagsscheibe, = 30 mm,

d ... Durchmesser der Schraube, = 18 mm.

Die Amplitude der Zugkraft auf eine Schraube (ΔZ_S) ergibt sich damit zu

$$\Delta Z_S = \frac{C_S}{C_S + C_D} \cdot F_{t,Ed} = 3,746 \text{ kN.}$$

Nach *EN 1993-1-9* [25] gelten für die Schrauben Kerbfall 50 für Normalspannungsbeanspruchungen und Kerbfall 100 für Schubbeanspruchungen. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 50 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_R = 100 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf}$, $\Delta\tau_{Wf}$) sind

$$\Delta\sigma_{Wf} = \frac{2 \cdot \Delta Z_S / A_s}{\gamma_Q} = 19,63 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf} = \frac{2 \cdot F_{V,Ed}}{A_s \cdot \gamma_Q} = 98,24 \text{ N/mm}^2.$$

Der entsprechende Nachweis wird in Formel (4.6) erfolgreich geführt.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}}\right)^5 = 0,976 \leq 1,0 \quad (4.6)$$

T-Stummelnachweis an der Auflagerstütze

Der Nachweis der lokalen Lasteinleitung der Auflagerstütze erfolgt mit dem vereinfachten Modell des T-Stummels nach *EN 1993-1-8* [26]. Die dafür benötigten Maße werden in Abbildung 4.2 dargestellt und ergeben sich zu

$$m = 104 \text{ mm} \qquad e = 35 \text{ mm} \qquad m_2 = 21 \text{ mm.}$$

Nach [26, Tab. 6.5, S.88] ergibt die für den Nachweis benötigte Länge

$$l_{eff} = \alpha \cdot m = 624 \text{ mm}$$

mit:

α ... Beiwert für ausgesteifte Stützenflansche nach [26, Abb. 6.11, S.91], = 6.

Die plastische Momententragfähigkeit des Flansches ist

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{l_{eff} t_f^2 f_y}{1,0} = 1085,4 \text{ kNcm.}$$

Die Tragfähigkeit des T-Stummels bei Zugbeanspruchungen wird bestimmt als geringster Wert von

$$F_{t,1,Rd} = 4M_{pl,Rd}/m = 417,5 \text{ kN,}$$

$$F_{t,2,Rd} = 2M_{pl,Rd} + e \cdot \Sigma F_{t,Rd}/(m + e) = 225,8 \text{ kN,}$$

$$F_{t,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 276,4 \text{ kN.}$$

Der Nachweis des T-Stummels mit der einwirkenden Zugkraft $N_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{p_1} = 26,9 \text{ kN}$ wird in Formel (4.7) erfolgreich geführt.

$$N_{t,Ed}/F_{t,2,Rd} = 0,12 \leq 1,0 \quad (4.7)$$

4.1.2 Nachweis des Auflagerstützenfußpunkts

Durch die Exzentrizität $e = 202,2 \text{ mm}$ muss neben einer Normalkraft $N_{Ed} = F_{Ed} = 75 \text{ kN}$ am Auflagerfußpunkt auch ein Moment in der Höhe von $M_{Ed} = F_{Ed} \cdot e = 15,165 \text{ kNm}$ aufgenommen werden. In Abbildung 4.3 wird der verwendete HEA-300-Querschnitt mit Abmessungen und Querschnittswerten dargestellt.

Die im Querschnitt auftretenden Spannungen ergeben sich somit zu

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{F_{Ed}}{A} = 0,444 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Gurt,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = 1,378 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Steg,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right) = 1,245 \text{ kN/cm}^2$$

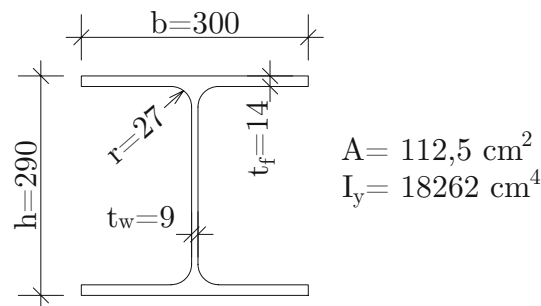


Abb. 4.3: Querschnitt und zugehörige Kennwerte des Profils HEA-300

Nachweis des Grundmaterials - ULS

Die maximal auftretende Spannung im Grundmaterial beträgt $\sigma_{Ed,max} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{M,Gurt,Ed} = 1,871 \text{ kN/cm}^2$. In Formel (4.8) wird der Tragfähigkeitsnachweis des Grundmaterials erfolgreich geführt.

$$\sigma_{Ed,max}/f_y = 0,053 \leq 1,0 \quad (4.8)$$

Nachweis des Grundmaterials - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für das Grundmaterial bei Normalspannungsbeanspruchungen Kerbfall 80. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzende Spannungsschwingbreite errechnet sich zu

$$\Delta\sigma_{Wf} = \sigma_{Ed,max} \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 2,43 \text{ kN/cm}^2.$$

Der entsprechende Nachweis wird in Formel (4.9) erfolgreich geführt.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} = 0,304 \leq 1,0 \quad (4.9)$$

Nachweis der Schweißnähte - ULS

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird für die Schweißnähte am Auflagerstützenfußpunkt nach dem richtungsbezogenen Verfahren erbracht. In den Schweißnähten am Steg und den Gurten ergeben sich die maximal auftretenden Spannungen zu

$$\sigma_{\perp,Gurt} = \tau_{\perp,Gurt} = \frac{\sigma_{N,Ed} + \sigma_{M,Gurt,Ed}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{t_f \cdot b_{HEA}}{a \cdot (2b_{HEA} - 2r - t_w)} = 2,067 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\sigma_{\perp,Steg} = \tau_{\perp,Steg} = \frac{\sigma_{N,Ed} + \sigma_{M,Steg,Ed}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{t_w}{2a} = 1,055 \text{ kN/cm}^2.$$

Der Tragfähigkeitsnachweis wird in den Formeln (4.10) bis (4.13) erfolgreich geführt.

$$\sigma_{w,Gurt,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp,Gurt}^2 + 3\tau_{\perp,Gurt}^2} = 4,135 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.10)$$

$$\sigma_{\perp,Gurt} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} = 36,72 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.11)$$

$$\sigma_{w,Steg,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp,Steg}^2 + 3\tau_{\perp,Steg}^2} = 2,109 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.12)$$

$$\sigma_{\perp,Steg} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} = 36,72 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.13)$$

bei

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 45,33 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

f_u ... Zugfestigkeit, = 510 N/mm²

β_w ... Korrelationsfaktor, = 0,9

γ_{M2} ... Teilsicherheitsbeiwert für Schweißverbindungen, = 1,25

Nachweis der Schweißnähte - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für Schweißnähte bei Normalspannungsbeanspruchungen Kerbfall 36. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 36 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf,Gurt}$, $\Delta\sigma_{Wf,Steg}$) berechnen sich wie folgt:

$$\Delta\sigma_{Wf,Gurt} = \sqrt{(\sigma_{\perp,Gurt}/\gamma_Q)^2 + \tau_{\perp,Gurt}/\gamma_Q)^2} = 1,907 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Wf,Steg} = \sqrt{(\sigma_{\perp,Steg}/\gamma_Q)^2 + \tau_{\perp,Steg}/\gamma_Q)^2} = 0,994 \text{ kN/cm}^2$$

Die entsprechenden Nachweise werden in den Formeln (4.14) und (4.15) erfolgreich geführt.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,Gurt}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} = 0,54 \leq 1,0 \quad (4.14)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,Steg}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} = 0,28 \leq 1,0 \quad (4.15)$$

4.2 Detail B - Anschluss des Aussteifungsrahmens an die Hauptträger

Eine weitere Schwierigkeit der Planung stellt der Anschluss des Aussteifungsrahmens dar, weil in diesem Bereich die Obergurte der Hauptträger geneigt sind, der Aussteifungsrahmen jedoch nicht. Gelöst wird dieses Detail, indem auf die Hauptträgerobergurte ungleichschenkelige L-Profile angeschweißt werden. Aufgrund der daraus resultierenden größeren Anschlussfläche kann das HEB-140-Profil leichter angeschweißt werden. In Abbildung 4.4 wird dieser Anschluss dargestellt.

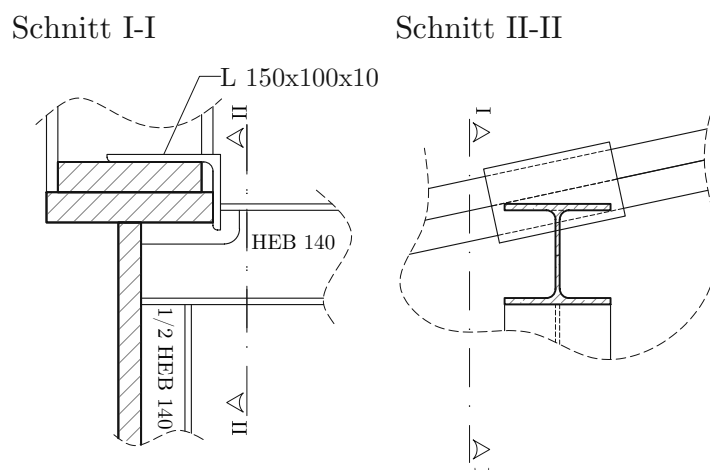


Abb. 4.4: Anschluss des Queraussteifungsrahmens an die Hauptträger

4.3 Detail C - Lasteinleitungsbereich der Pressen

In der Finite-Elemente-Modellierung (Kapitel 3) ist dem Lasteinleitungsbereich der Pressen bereits große Bedeutung zugekommen. Da hier die größten lokalen Lasten abzuleiten sind, werden hier die Lasteinleitungssteifen und deren Schweißnähte eigens dimensioniert und bemessen.

4.3.1 Nachweis der Lasteinleitungsbleche und deren Schweißnähte

Der Lasteinleitungsbereich wird so bemessen, dass die maximale Kraftamplitude einer Pressenachse von $F_k = 250 \text{ kN}$ in die Hauptträger eingeleitet werden kann (siehe Abbildung 4.5).

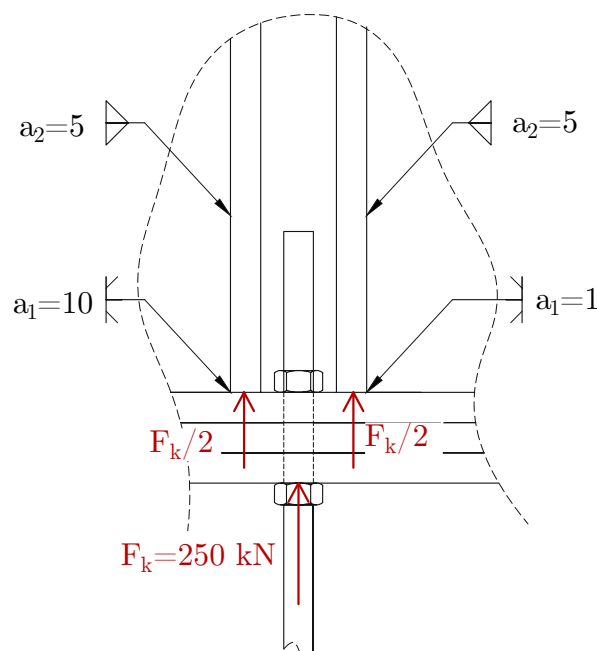


Abb. 4.5: Ansetzende Kräfte im Pressenlasteinleitungsbereich

Es wird zudem angenommen, dass die gesamte Pressenkraft über die beiden Steifen und deren gesamten Steifenbreite l_1 eingeleitet wird. In Abbildung 4.6 ist ein herausgelöstes Lasteinleitungsblech mit den daran angreifenden Spannungen dargestellt.

Die pro Steife einzuleitende Kraft N_{Ed} ergibt sich zu

$$N_{Ed} = \frac{250 \text{ kN}}{2} \cdot \gamma_Q = 187,5 \text{ kN}$$

mit:

γ_Q ... Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen, = 1,5.

Nachweis des Grundmaterials - ULS

Mit den in Abbildung 4.6 gekennzeichneten Geometrien ergeben sich die ebenso dort ersichtlichen Spannungen im Grundmaterial zu

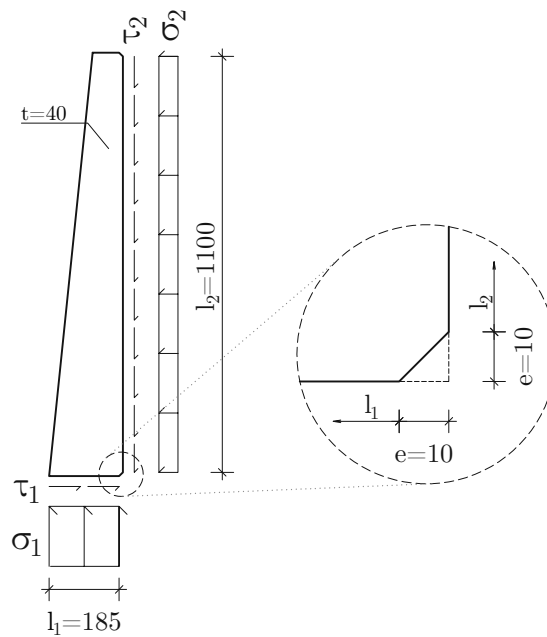


Abb. 4.6: Herausgelöste Pressensteife

$$\sigma_1 = \frac{N_{Ed}}{l_1 t} = 2,534 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{N_{Ed}}{l_2 t} = 0,422 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_1 = N_{Ed} \cdot \frac{e + \frac{l_1}{2}}{e + \frac{l_2}{2}} \cdot \frac{1}{l_1 t} = 0,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \tau_1 \cdot \frac{l_1}{l_2} = 0,077 \text{ kN/cm}^2.$$

Die Vergleichsspannungen der beiden Seiten ($\sigma_{v,1}, \sigma_{v,2}$) sind unterhalb ersichtlich und kleiner als die Fließspannung $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$, wodurch der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) für das Grundmaterial erfüllt ist.

$$\sigma_{v,1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = 2,656 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y$$

$$\sigma_{v,2} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2} = 0,735 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y$$

Nachweis des Grundmaterials - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für das Grundmaterial Kerbfall 140 für Normalspannungsbeanspruchungen und Kerbfall 100 für Schubbeanspruchungen. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel

gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 140 \text{ kN/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_R = 100 \text{ kN/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf}, \Delta\tau_{Wf}$) sind

$$\Delta\sigma_{Wf,1} = \sigma_1 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 3,378 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,1} = \tau_1 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 0,613 \text{ kN/cm}^2$$

bzw.

$$\Delta\sigma_{Wf,2} = \sigma_2 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 0,102 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,2} = \tau_2 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 0,563 \text{ kN/cm}^2.$$

Die entsprechenden Nachweise werden in den Formeln (4.16) und (4.17) erfolgreich geführt.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,1}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,1}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 0,014 \leq 1,0 \quad (4.16)$$

bzw.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,2}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,2}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 9,5 \cdot 10^{-7} \leq 1,0 \quad (4.17)$$

Nachweis der Schweißnähte - ULS

Folgende Spannungen treten in der Schweißnaht auf:

$$\sigma_1 = \frac{N_{Ed}}{l_1 \cdot a_1 \cdot 2} = 5,068 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{N_{Ed}}{l_2 \cdot a_2 \cdot 2} = 1,689 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_1 = N_{Ed} \cdot \frac{a + \frac{l_1}{2}}{a + \frac{l_2}{2}} \cdot \frac{1}{l_1 \cdot a_1 \cdot 2} = 0,919 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \tau_1 \frac{l_1}{l_2} \cdot \frac{a_1}{a_2} = 0,306 \text{ kN/cm}^2$$

Die Nachweise für die beiden Schweißnähte im ULS werden in den Formeln (4.18) und (4.19) nach dem vereinfachten Verfahren

$$\sigma_{w,1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = 5,27 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.18)$$

$$\sigma_{w,2} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2} = 2,94 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.19)$$

bei

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

f_u ... Zugfestigkeit, = 510 N/mm²

β_w ... Korrelationsfaktor, = 0,9

γ_{M2} ... Teilsicherheitsbeiwert für Schweißverbindungen, = 1,25

erfolgreich geführt.

Nachweis der Schweißnähte - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für Schweißnähte Kerbfall 36 bei Normalspannungsbeanspruchungen und Kerbfall 80 für Schubbeanspruchungen. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 36 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_R = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf}$, $\Delta\tau_{Wf}$) sind:

$$\Delta\sigma_{Wf,1} = \frac{\sigma_1}{\gamma_Q} = 3,378 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,1} = \frac{\tau_1}{\gamma_Q} = 0,613 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Wf,2} = \frac{\sigma_2}{\gamma_Q} = 0,102 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,2} = \frac{\tau_2}{\gamma_Q} = 0,563 \text{ kN/cm}^2$$

Die entsprechenden Nachweise werden in den Formeln (4.20) und (4.21) erfolgreich geführt.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,1}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,1}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 0,826 \leq 1,0 \quad (4.20)$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,2}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,2}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 2,457 \cdot 10^{-5} \leq 1,0 \quad (4.21)$$

4.4 Vorspannvorrichtung

Die dynamischen Schotterkennwerte sollen anhand der durchgeführten Versuche sowohl bei unbelastetem als auch bei belastetem Gleis ermittelt werden. Für letztere Situation ist eine Vorspannvorrichtung vonnöten, mit der die Achslast eines Zuges auf einer Schiene simuliert werden kann. Zur Einstellung einer gewünschten Achslast ist eine Vorrichtung entworfen worden, die eine Vorspannung des Schotterbetts möglich macht.

In der *EN 1991-2* [4] werden mit dem Lastmodell 71 Einwirkungen festgelegt, die für eine Bemessung von eingleisigen Eisenbahnbrücken auf Hochgeschwindigkeitsstrecken anzusetzen sind. Teil dieser Einwirkungen sind auch Einzellasten in der Höhe von 250 kN.

Weil die hier behandelte Versuchsanlage aber nur einen halben Schotteroberbau beinhaltet, wird dieser auch nur mit der halben Last von 125 kN belastet, um einen äquivalenten Spannungszustand nach Lastmodell 71 im Schotteroberbau abzubilden. Zur Einstellung der vertikalen Komponente der simulierten Achslast werden Träger ober- und unterhalb des Schotterbetts mittels Gewindestangen und Federn miteinander verspannt (siehe Abbildung 4.7). Der obere Träger liegt über zwischengelegte Kopfplatten an zwei Punkten (62,5 kN Lasteinleitung pro Auflagerpunkt) auf der Schiene auf, während der untere Träger direkt an den Untergurten der beiden Hauptträger aufliegt. Die Höhe der Vorspannung und somit auch die Größe der Gleisbelastung kann mit Zugmessgliedern auf den Gewindestangen kontrolliert werden.

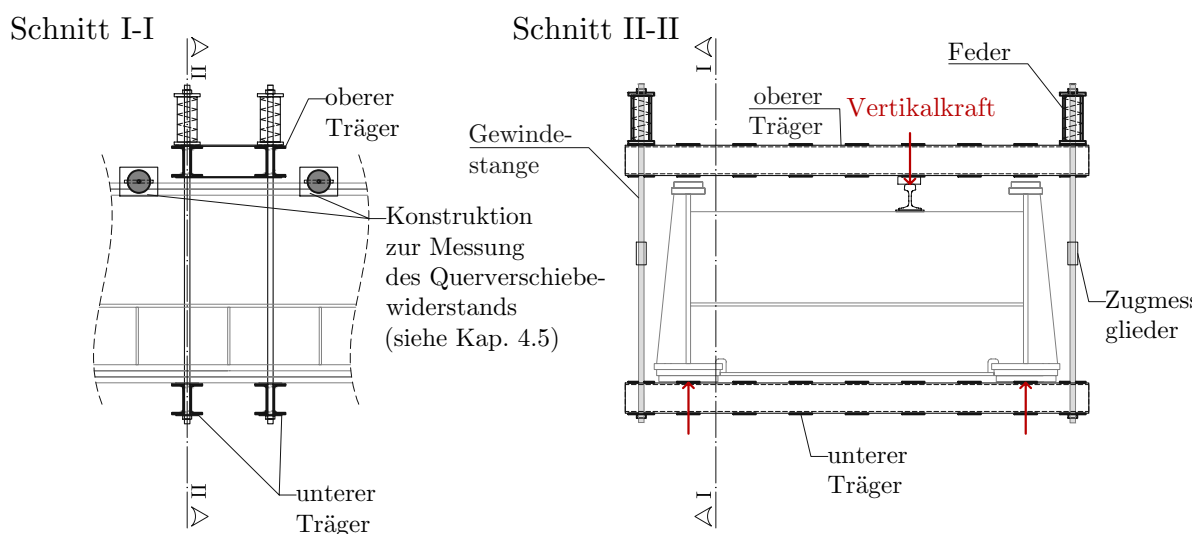


Abb. 4.7: Prinzip der Vorspannvorrichtung

4.5 Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands

Mittels pneumatischer Pressen, die zwischen einem Hauptträgerobergurt und der Schiene in geeigneter Art angeschlossen sind, kann eine Horizontalkraft auf das Gleis erzeugt werden. Dargestellt wird dies in Abbildung 4.8.

Auf dem Hauptträgerobergurt wird ein Anschlussblech angeschraubt, auf das wiederum eine Kopfplatte zur Befestigung der pneumatischen Presse angeschweißt wird. Mit einer weiteren Anschlusskonstruktion zur Schiene hin kann so eine Horizontalkraft auf den Gleisrost aufgebracht werden. Bei gleichzeitiger Messung der Horizontalverformungen kann auf diese Art der Querverschiebewiderstand ermittelt werden, wodurch schlussendlich Grenzzustände für Schotterbettdestabilisierungsvorgänge in Querrichtung quantifiziert werden können.

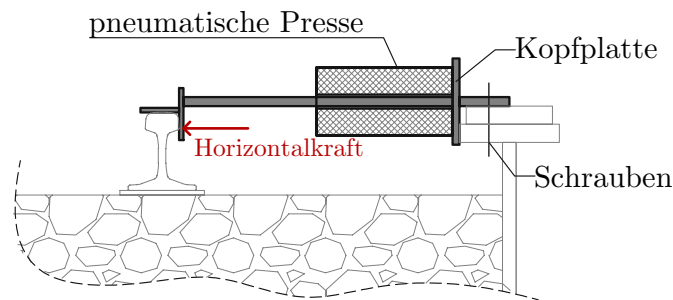


Abb. 4.8: Prinzip der Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands

4.6 Wasserkissen zur Messung der Kopplungskraft zwischen Gleis und Tragwerk

Um die vertikalen Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau zu erfassen, ist es notwendig, die zwischen Gleis und Tragwerk wirkenden Kopplungskräfte zu messen. Dafür werden unterhalb des Schotterbetts vier ca. 18 mm starke Wasserkissen eingebaut. In diesen Wasserkissen kann der darin herrschende Wasserdruck gemessen und auf die Kraft zwischen Gleis und Tragwerk umgerechnet werden. Durch diese Messung der Kopplungskräfte ist über Hystereseschleifen eine Erfassung der Energiedissipation durch vertikale Relativverschiebungen möglich.

Der Aufbau des Schotteroberbaus sieht damit folgendermaßen aus:

1. Deckblech 20 mm
2. Wasserkissen 18 mm
3. Schaltafel 21 mm (als lastverteilendes Element zwischen Schotter und Wasserkissen)
4. Unterschottermatte 10 bis 15 mm
5. Schotterbett 550 mm

Die Anordnung der Wasserkissen ist in Abbildung 4.9 dargestellt. Die vier Wasserkissen verfügen jeweils über eine Zuleitung, die durch einen Freischnitt in der vorderen Bordwand nach außen geführt wird.

4.7 Mögliche Unwuchterregerplattform

Möglicherweise ist nach Versuchsreihen, bei welchen der Schotteroberbau weggesteuert angeregt wird, eine Untersuchung mit kraftgesteuerter Anregung von Interesse. Dafür würde der institutseigene Unwuchterreger zum Einsatz kommen, der auf der Anlage montiert werden müsste. Aus diesem Grund sind auf den gevouteten Hauptträgern zwischen den Drehaufagern und den Federpaketen innenliegend jeweils zwei Steifen angeordnet. Wie Abbildung 4.10 zeigt, können mit Schrauben auf beiden Seiten einer Steife je zwei C-Profile als Querträger angeschlossen werden, auf denen der Unwuchterreger montiert werden kann.

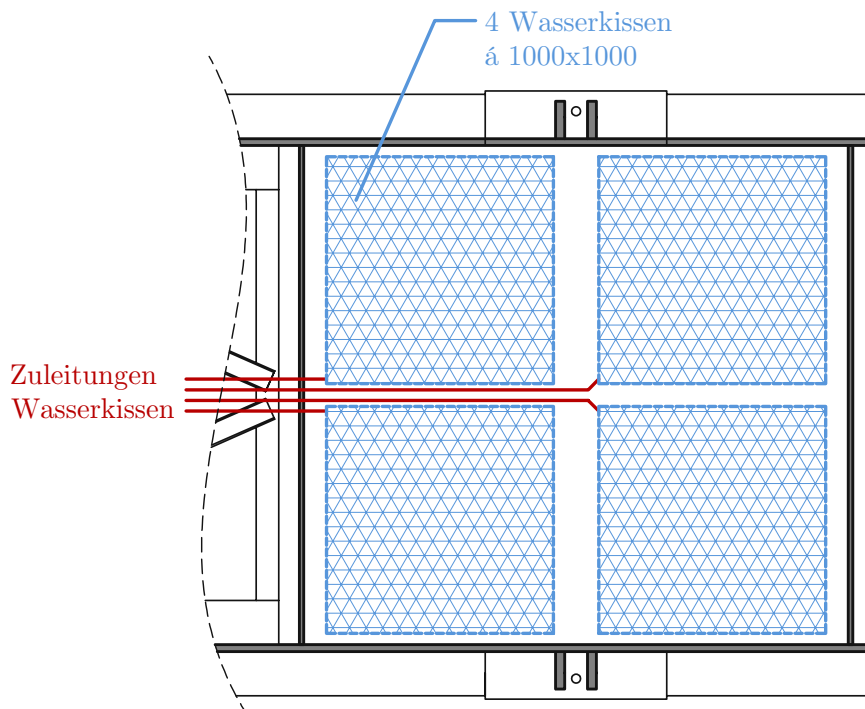


Abb. 4.9: Horizontalschnitt durch die Schottersohle zur Anschauung des Messprinzips

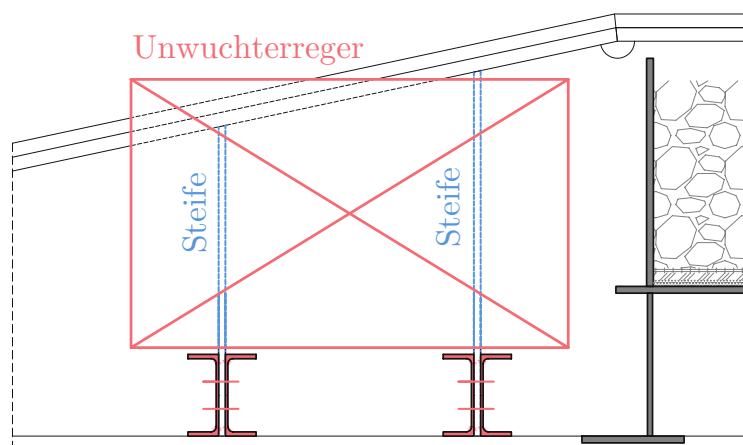


Abb. 4.10: Anschluss einer möglichen Plattform für einen Unwuchererger

Kapitel 5

Zusammenfassung

In diesem abschließenden Kapitel werden die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst. Ausgehend von der anfangs gestellten Anforderung, eine Stahlkonstruktion, die mechanisch als starrer Balken idealisiert werden kann, auf einer Feder und einem Drehlager gelagert ist, und weg- und frequenzgesteuert dynamisch angeregt werden kann, ist im Laufe dieser Arbeit das Modell einer Versuchsanlage samt Werkstattplänen (siehe Anhang A) entstanden, die dieses Konzept bestmöglich in die Praxis umsetzen lässt.

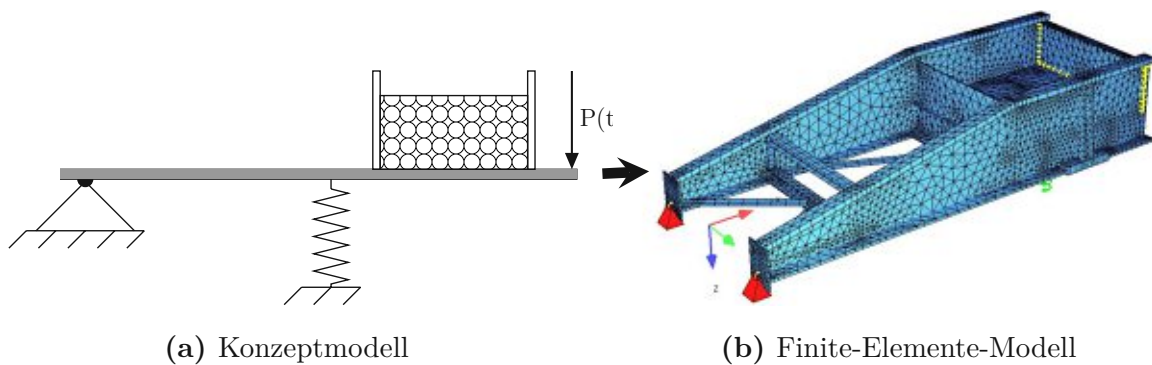


Abb. 5.1: Vom Konzeptmodell zum auszuführenden Modell

Zunächst wurde die Bewegungsgleichung des Konzeptmodells formuliert und damit, nach einem ersten konkreten Entwurf, der Einfluss diverser Parameter auf die Pressenkraft im vorher definierten Anwendungsbereich (1 bis 25 Hz, Schotteroberbaubeschleunigungen bis 10 m/s^2) festgestellt.

Dieser Erstentwurf diente fortan als Grundlage der nachfolgenden Untersuchungen mit einem Finite-Elemente-Programm.

Die Konstruktion wurde so angepasst, dass bei der Versuchsdurchführung keine Resonanzerscheinungen einzelner Konstruktionsteile und nur geringe Durchbiegungen zu erwarten sind, sodass schlussendlich das Verhalten der Anlage dem eines starren Körpers gleichgesetzt werden kann. Dadurch ist eine Beschreibung des dynamischen Anlagenverhaltens über die Bewegungsgleichung eines Ein- bzw. Zweimassenschwingers möglich.

Um eine Belastung eines Zuges, genauer genommen dessen Achslast, zu simulieren, wurde zudem eine Vorspannvorrichtung entworfen. Damit ist es möglich, bei der Versuchsdurchführung den Einfluss von Gleisbelastungen auf die vertikalen Dissipationsmechanismen zu untersuchen. Mit den im Zuge dieser Arbeit erstellten Werkstattplänen kann eine

Versuchsanlage gefertigt werden, mittels derer vertikale Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau quantifiziert werden können. Darüber hinaus eignet sich das erstellte Finite-Elemente-Modell, um während der Versuchsdurchführung und der daran anschließenden Auswertung für Kontrollrechnungen verwendet zu werden.

Als Ergebnis dieser Arbeit steht am Ende eine Versuchsanlage, die den gestellten Anforderungen – die Untersuchung der Dissipationsmechanismen für einen vorab definierten Arbeitsbereich mit und ohne Belastung sowie die Ermittlung von Grenzzuständen von Schotterbettdestabilisierungsvorgängen in horizontaler und vertikaler Richtung – gerecht wird.

Literatur

- [1] J. Fink und A. Stollwitzer: *Inhalt des Angebots. Dynamisches Schotteroberbauverhalten und Schotterbettdestabilisierung zufolge vertikaler Brückenschwingungen. Forschungsantrag an die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft im Rahmen der VIF 2019 Ausschreibung*. Wien: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, 2020.
- [2] J. Kirchhofer und J. Fink: „Experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau“. In: *Der Stahlbau* 80.5 (2011), S. 317–323. ISSN: 0038-9145.
- [3] T. Rauert: „Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB-Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2011.
- [4] *ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [5] ÖBB: *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. ÖBB, Feb. 2011.
- [6] ERRI: *D-214/RP9 Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten > 200 km/h. Schlussbericht*. European Rail Research Institute, Sachverständigenausschuss D214, Dez. 1999.
- [7] K. Knothe: *Gleisdynamik*. Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2001.
- [8] T. Arvidsson: „Train-Track-Bridge Interaction for the Analysis of Railway Bridge and Train Running Safety“. Dissertation. KTH Royal Institute of Technology, 2018.
- [9] M. Vogel, N. Schramm, S. Plica und O. Fischer: „Entwicklung neuer Nachweiskonzepte für vertikale Schienenstützpunktkräfte an Bauwerksfugen bei Fester Fahrbahn mithilfe von Grenzwertbetrachtungen“. In: *Bauingenieur* 93 (März 2018), S. 124–130.
- [10] M. Spengler: „Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr“. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, 2010.
- [11] K. Hackl: „Entwicklung und Anwendung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2017.
- [12] J. Kirchhofer: „Beitrag zur vertiefenden Beschreibung des dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2012.
- [13] T. Mähr: „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau unter Verkehrslast“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2008.

- [14] A. Stollwitzer und J. Fink: „Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung“. In: *Bauingenieur* 97 (2020), S. 12–21.
- [15] E. Binder: „Planung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus von Eisenbahnbrücken“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2015.
- [16] *ÖNORM EN 1990-A1:2013 03 15: Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien, März 2013.
- [17] *ÖNORM B 4008-2:2019 11 15: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 2: Brückenbau*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2019.
- [18] M. Baeßler: „Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen“. Doctoral Thesis. Berlin: Technische Universität Berlin, Fakultät VI - Planen Bauen Umwelt, 2008. DOI: 10.14279/depositonce-1910. URL: <http://dx.doi.org/10.14279/depositonce-1910>.
- [19] ZOV 4: *Bettungsquerschnitte*. ÖBB, Dez. 2004.
- [20] C. Bucher: *Mechanik für IngenieurInnen: Einführung in die Technische Mechanik*. ger. [CreateSpace Independent Publ. Platform], 2015. ISBN: 1499345070.
- [21] C. Petersen und H. Werkle: *Dynamik der Baukonstruktionen*. ger. 2., überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2018. ISBN: 3834814598.
- [22] A. Stollwitzer und J. Fink: „Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken - Teil 2: Energiedissipation im Schotteroberbau und zugehöriges Rechenmodell“. Dez. 2021.
- [23] *ÖNORM EN 1993-1-5:2019 08: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2019.
- [24] *ÖNORM EN 1993-2:2010 08 15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [25] *ÖNORM EN 1993-1-9:2005 11 01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2005.
- [26] *ÖNORM EN 1993-1-8:2012 03: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Wien: Austrian Standards, März 2019.
- [27] G. Luza und M. Palka: *Stahlbau : Formeln und Tabellen*. ger. 2. Aufl. Wissen ist Manz. Wien: Manz Verl. Schulbuch, 2011. ISBN: 3706841665.
- [28] J. Fink: *Studienblätter zur Vorlesung – Stahlbau 1*. Wien: Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, 2016.
- [29] Sofistik AG: *Basisfunktionalitäten*. Version 2020. Oberschleissheim.
- [30] Westfalia Handels GmbH: *Westfalia 2-Loch Stehlager mit Gussgehäuse, für 50 mm Welle*. URL: https://www.westfalia-versand.at/shops/agrishop/landmaschinen_zubehoer/anbaugeraete/gelenkwellen/1452370-westfalia-2-loch-stehlager-mit-gussgehaeuse-fuer-50-mm-welle.htm (Zugriff am 24.02.2021).

- [31] Kirchdorfer Concrete Solutions: *Produktdatenblatt Betonschwelle L2*. 2015. URL: <https://www.concrete-solutions.eu/pog3/streckenschwellen/> (Zugriff am 24.02.2021).
- [32] *DIN EN 13674-1:2011: Bahnanwendungen - Oberbau - Schienen - Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2011.

Tabellenverzeichnis

1.1	Unterer Grenzwert ζ der kritischen Dämpfung in [%] lt. Eurocode [4, Tabelle 6.6, S. 88]	2
2.1	Massenaufstellung des Schotteroberbaus	12
2.2	Zweite Eigenfrequenzen des Zweimassenschwingers bei Variation von Schotterfeder k_{SV} und Massenanteil μ	23
2.3	Verwendete Parameter zur Gegenüberstellung von Ein- und Zweimassenschwinger	24
3.1	Konstruktive Vorgaben nach <i>EN 1991-2</i> [24, S.93, Tab. C.2] und entsprechende Maße der Versuchsanlage	33
3.2	Belastung eines Querträgers und daraus entstehende statische Durchbiegungen in Feldmitte	34
3.3	Vergleich der Wegamplituden der Bordwand am freien Ende bei einer maximalen Weganregung bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ zwischen FE-Modell und starrem Balken bei unterschiedlichen Hauptträgerquerschnitten	37
3.4	Vergleich der Ergebnisse des Stabwerksmodells mit den Ergebnissen des Finite-Elemente-Modells	50

Abbildungsverzeichnis

1.1	Auszug aus [4, Bild 6.19, S. 103] — Beispiel eines Modells eines Gleis-/Tragwerksystems	2
1.2	Auszug aus [5, Bild 39, S.39] — Schemaskizze Schotterbett-Modellierung	3
1.3	Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau nach [14, Bild 1.1.1, S.6]	4
1.4	Übergang von kombinierten Energiedissipationsmechanismen zu rein vertikalen Mechanismen mit zunehmender Resonanzfrequenz [14]	5
1.5	Modell und zugehörige Kennwerte vertikaler Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau	5
2.1	Konzept zur versuchstechnischen Nachbildung einer rein vertikalen Kinematik	7
2.2	Anordnung der hydraulischen Pressen im Querschnitt	9
2.3	Erster getätigter Entwurf	11
2.4	Mechanisches System der Versuchsanlage inkl. Energiedissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen – Einmassenschwinger	13
2.5	Maximale Wegamplitude der hydraulischen Presse für verschiedene Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$	17
2.6	Maximale Kraftamplitude der hydraulischen Pressen bei verschiedenen Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$	18
2.7	Auswirkung des Dämpfungsmechanismus zufolge vertikaler Absolutbeschleunigungen des Schotterbetts auf die Pressenkraftamplitude bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$	19
2.8	Mechanisches System inkl. Abbildung aller vertikalen Dissipationsmechanismen des Schotteroberbaus – Zweimassenschwinger	20
2.9	Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Pressenkraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{3}$	22
2.10	Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Pressenkraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{2}$	23
2.11	Einfluss des Dämpfungskennwertes c_{SV} auf die Pressenkraftamplitude	24
2.12	Vergleich der Pressenkraftamplituden von Ein- und Zweimassenschwinger	25
3.1	1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 1,5 Hz	27
3.2	2. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz	27
3.3	3. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz	28
3.4	4. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz	28
3.5	5. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz	28
3.6	Gegenüberstellung der unverformten FE-Modelle vor und nach den in diesem Abschnitt erfolgten Adaptierungen	29
a	FE-Modell des Erstentwurfs	29
b	FE-Modell nach 1. Adaptierung	29

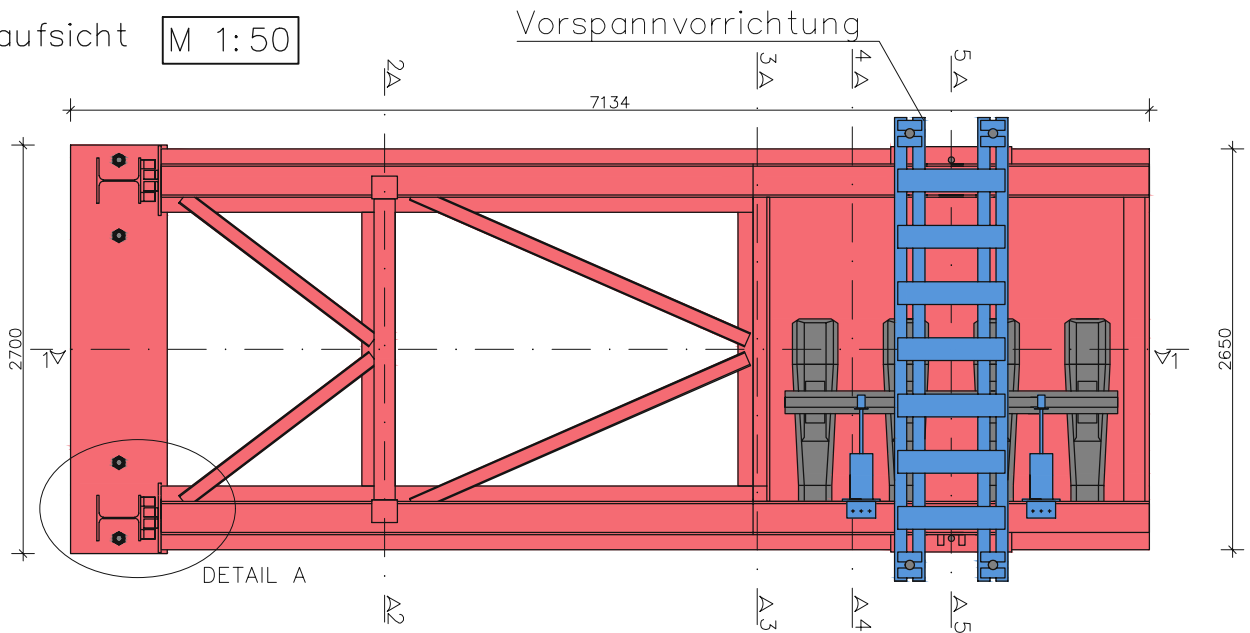
3.7	1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 42 Hz nach der ersten Überarbeitung	30
3.8	Eigenform zufolge Biegung der Bordwand am freien Ende bei 12 Hz	30
3.9	Eigenform zufolge Biegung der vorderen Bordwand bei 25 Hz	31
3.10	Querschnitt der Bordwand am freien Ende	31
3.11	1. Torsionseigenform bei 6 Hz	32
3.12	2. Torsionseigenform bei 9 Hz	32
3.13	Querschnitt eines Querträgers	33
3.14	Statisches System eines herausgelösten Querträgers	34
3.15	Pressenkraftamplitude der Konstruktion nach den Umplanungen aus der Eigenfrequenzanalyse	35
3.16	Adaptierung der Hauptträgerquerschnitte	36
	a Ausgangsquerschnitt	36
	b Erste Querschnittsänderung	36
	c Zweite Querschnittsänderung	36
3.17	Pressenkraftamplitude der Konstruktion mit dem Hauptträgerquerschnitt aus Abbildung 3.16c	38
3.18	Verstärkungsbleche im Bereich der Pressenkrafteinleitung	38
3.19	Pressenkraftamplitude nach Verstärkungen im Pressenbereich	39
3.20	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	40
3.21	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	41
3.22	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	41
3.23	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)	41
3.24	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)	42
3.25	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)	42
3.26	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)	42
3.27	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)	43
3.28	Definition der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$	43
3.29	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ in [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	44
3.30	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	44
3.31	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	45
3.32	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	45

3.33	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	45
3.34	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	46
3.35	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)	46
3.36	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)	46
3.37	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)	47
3.38	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)	47
3.39	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)	47
3.40	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)	48
3.41	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)	48
3.42	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)	48
3.43	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)	49
3.44	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)	49
4.1	Übersichtsplan der endgültigen Konstruktion	52
4.2	Schnitte durch ein Drehauflager	54
4.3	Querschnitt und zugehörige Kennwerte des Profils HEA-300	58
4.4	Anschluss des Queraussteifungsrahmens an die Hauptträger	60
4.5	Ansetzende Kräfte im Pressenlasteinleitungsbereich	61
4.6	Herausgelöste Pressensteife	62
4.7	Prinzip der Vorspannvorrichtung	65
4.8	Prinzip der Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands	66
4.9	Horizontalschnitt durch die Schottersohle zur Anschauung des Messprinzips	67
4.10	Anschluss einer möglichen Plattform für einen Unwuchterreger	67
5.1	Vom Konzeptmodell zum auszuführenden Modell	68
a	Konzeptmodell	68
b	Finite-Elemente-Modell	68
B.1	Datenblatt des verwendeten Wälzlagers	xi
B.2	Datenblatt der verwendeten Betonschwelle L2	xii
B.3	Datenblatt der verwendeten Schiene 60E1	xiii

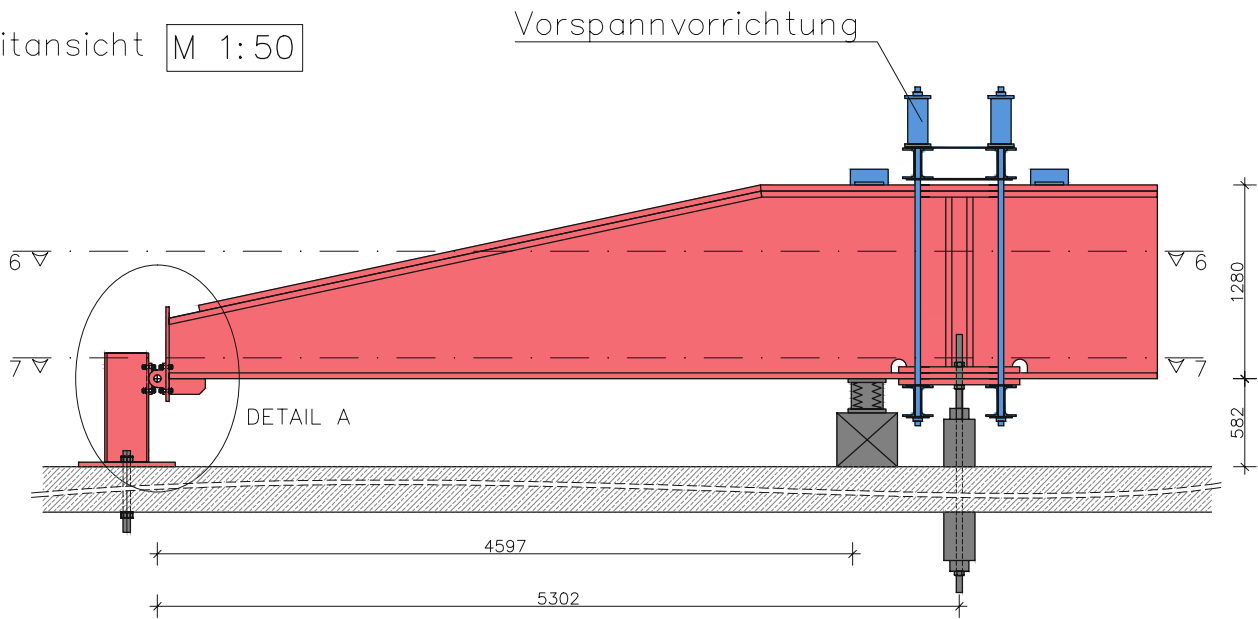
Anhang A

Konstruktionspläne

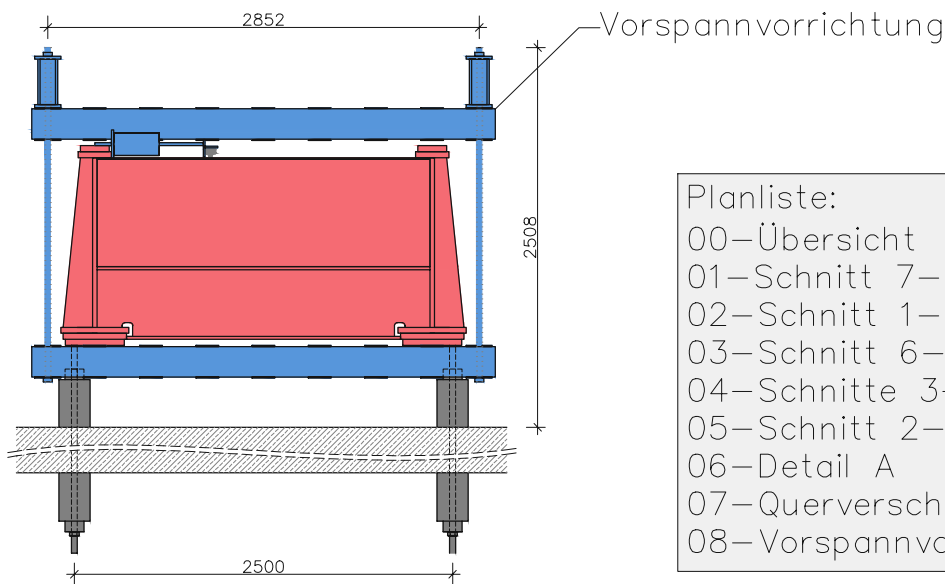
Draufsicht M 1:50



Seitansicht M 1:50



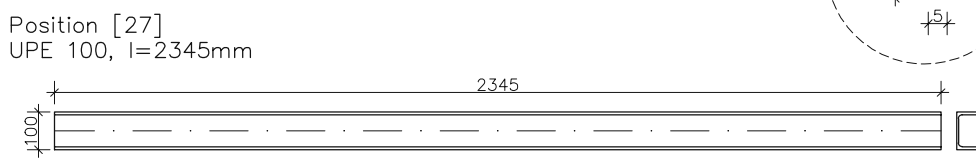
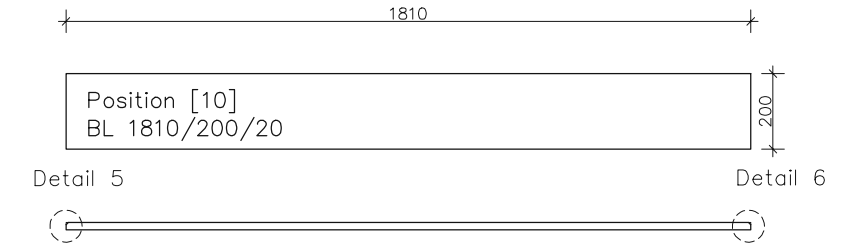
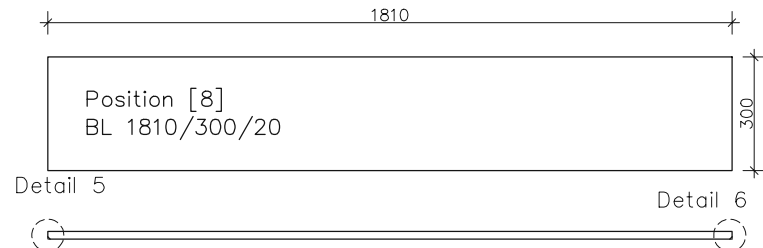
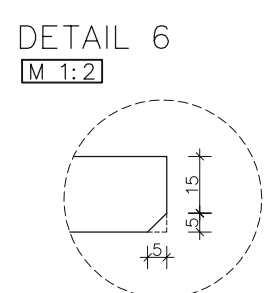
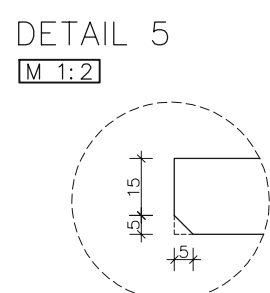
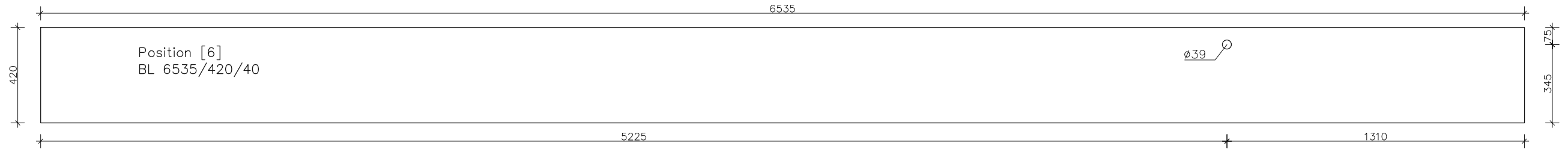
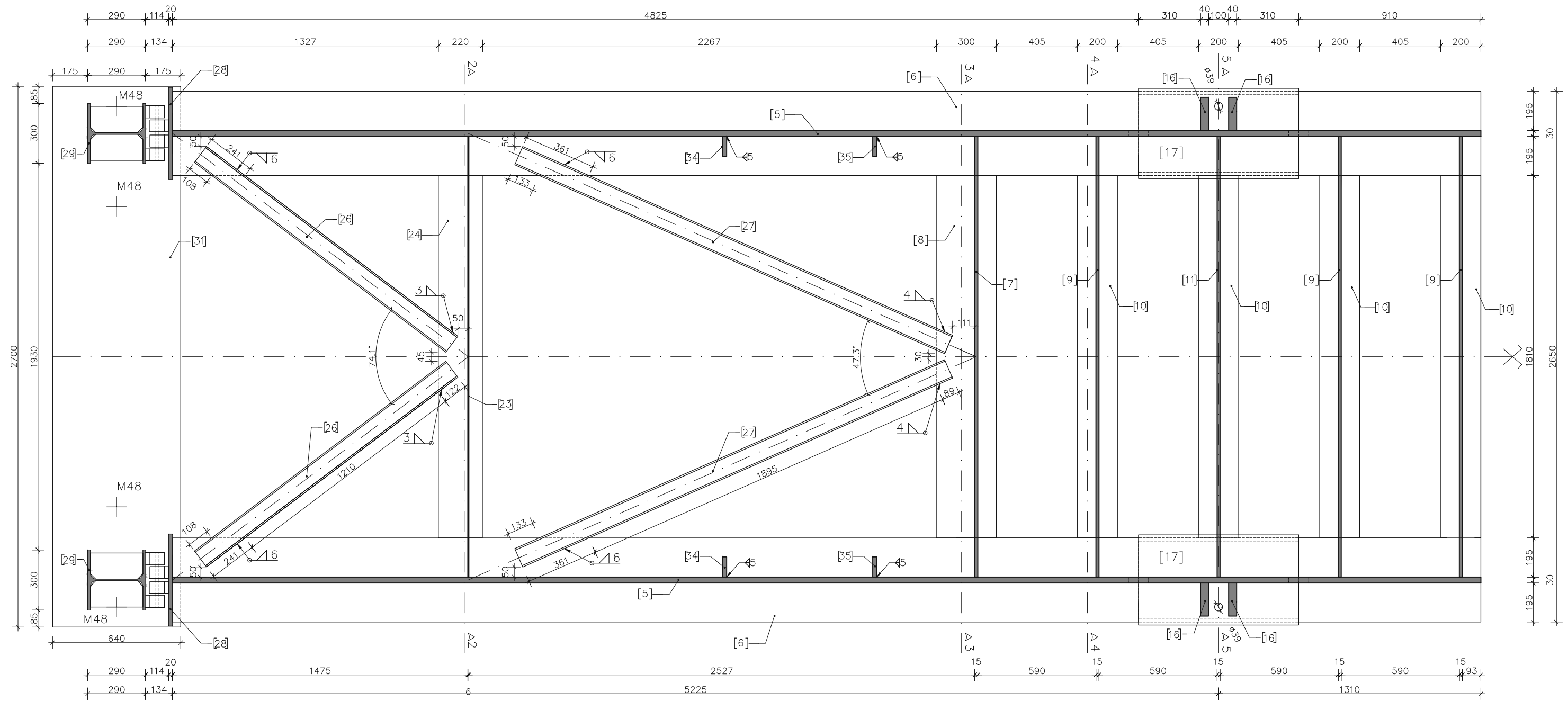
Vorderansicht M 1:50



- Planliste:
- 00–Übersicht
 - 01–Schnitt 7–7
 - 02–Schnitt 1–1
 - 03–Schnitt 6–6
 - 04–Schnitte 3–3, 4–4, 5–5
 - 05–Schnitt 2–2
 - 06–Detail A
 - 07–Querverschubanlage
 - 08–Vorspannvorrichtung

Versuchsanlage	Übersichtsplan	Plannummer: 00 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:50

SCHNITT 7-7 M 1:20



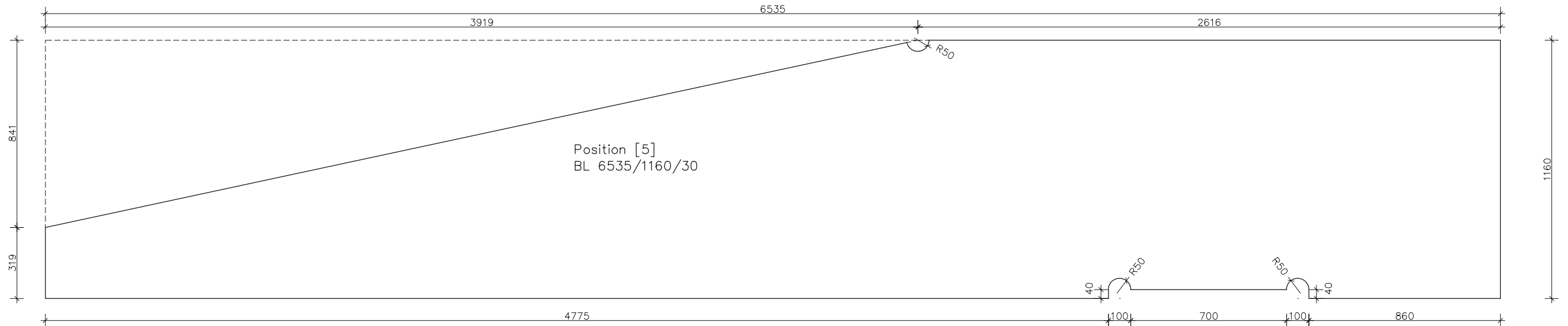
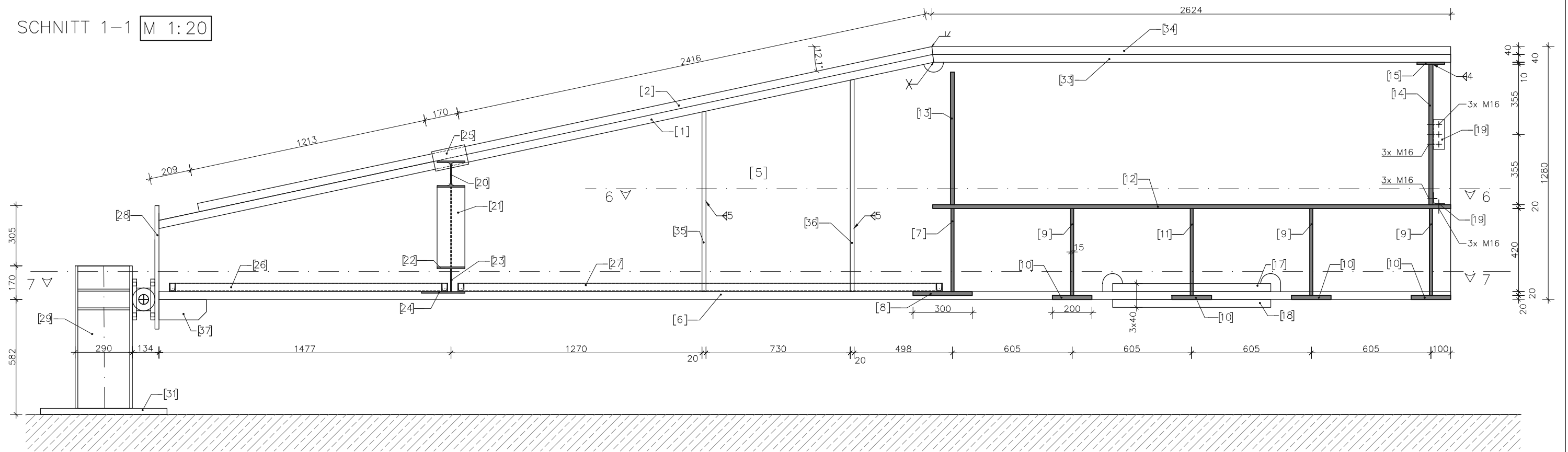
Versuchsanlage	Schnitt 7-7	Plannummer: 01 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20 / 1:2

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar. The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

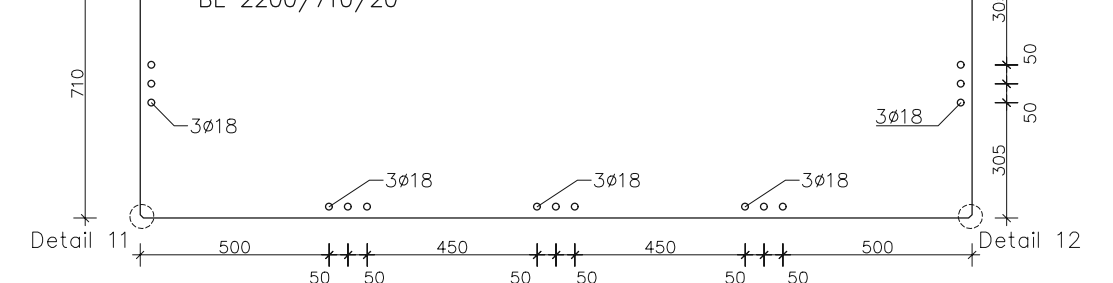
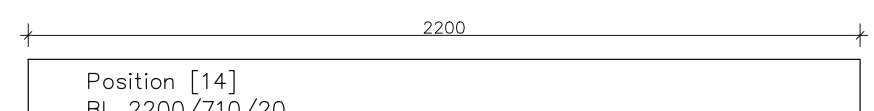
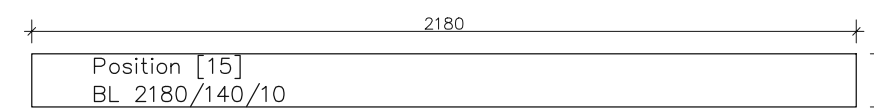
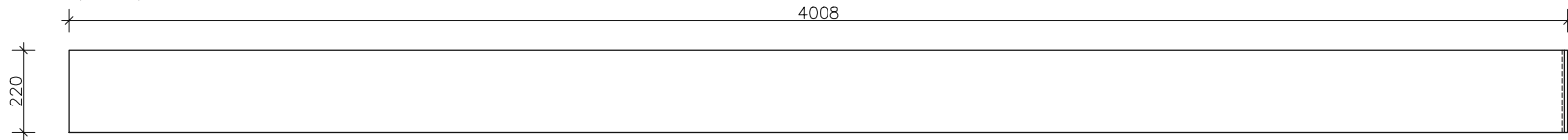


Bibliothek
Your knowledge hub

SCHNITT 1-1 M 1:20

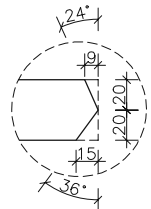
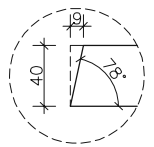


Position [1]
BL 4008/220/40

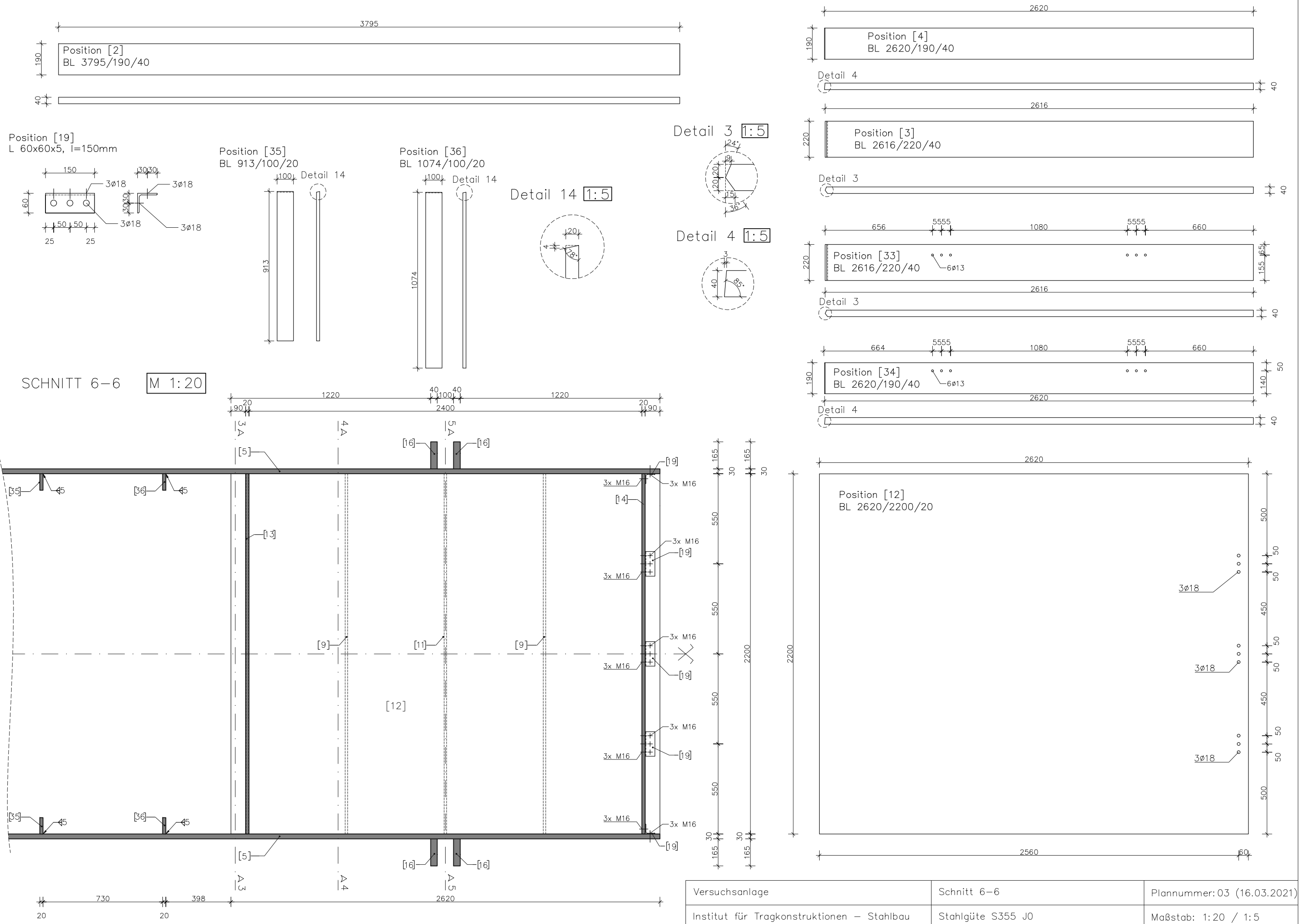


Detail 1 1:5

Detail 2 1:5

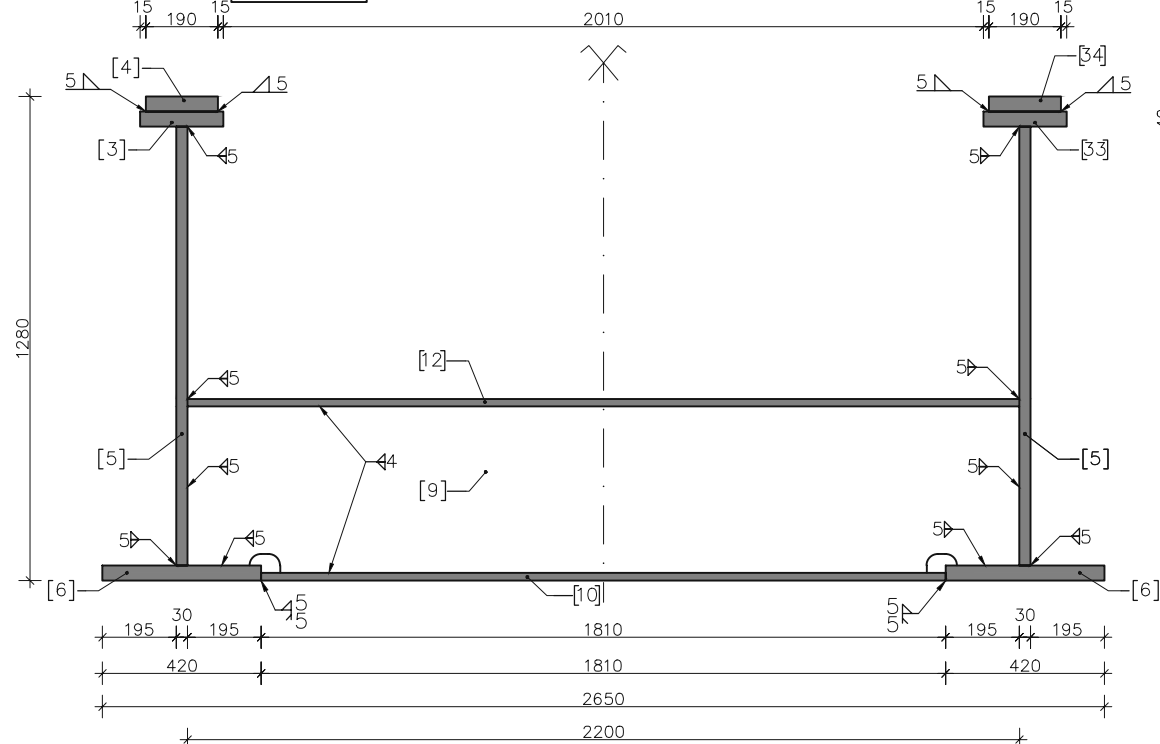


Versuchsanlage	Schnitt 1-1	Plannummer: 02 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/1:5/1:2

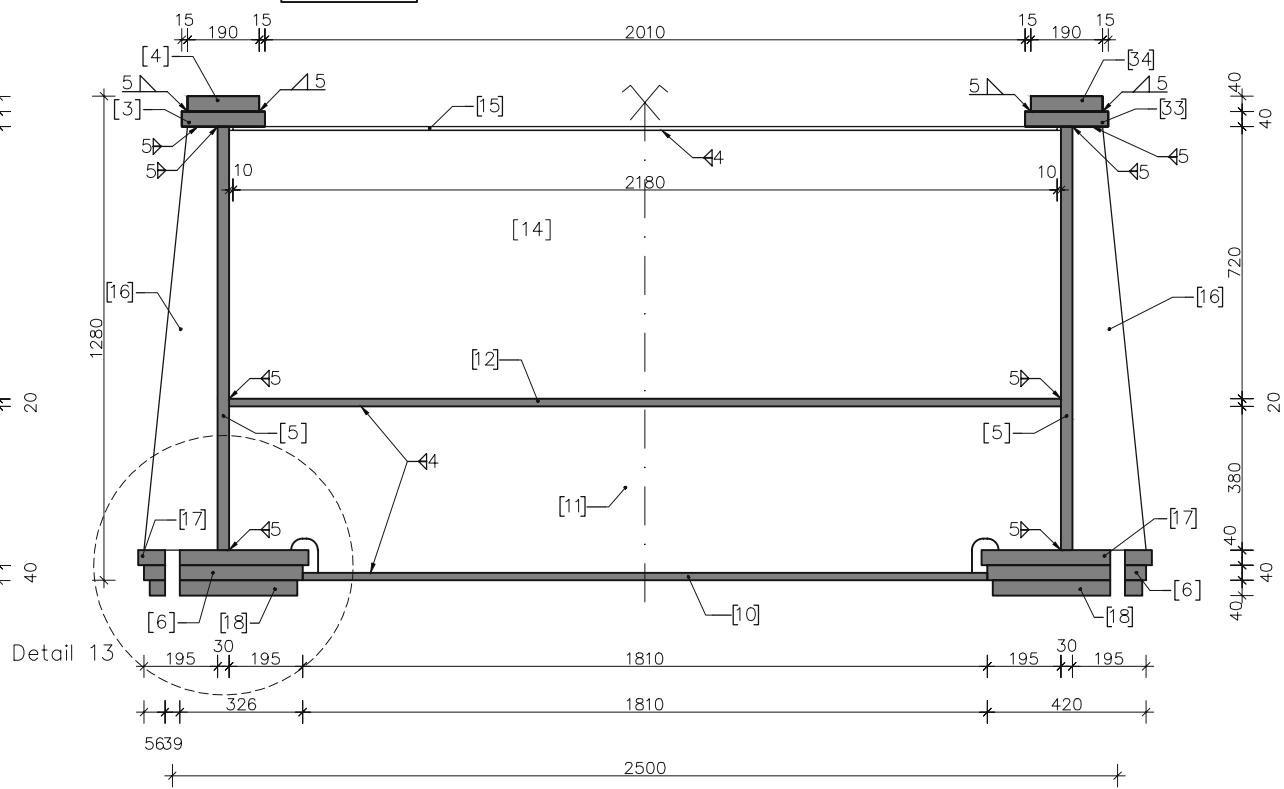


Versuchsanlage	Schnitt 6-6	Plannummer: 03 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20 / 1:5

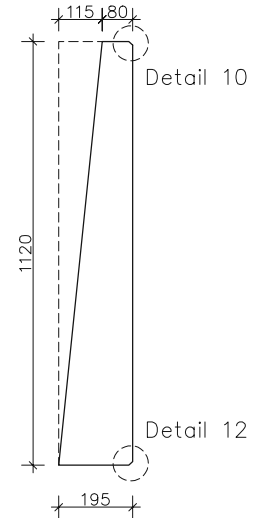
SCHNITT 4-4 M 1:20



SCHNITT 5-5 M 1:20

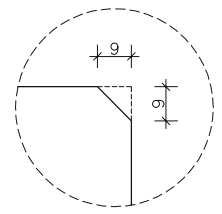
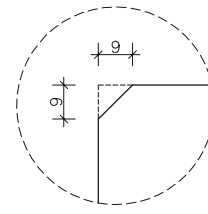


Position [16]
BL 1120/195/40



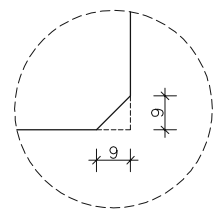
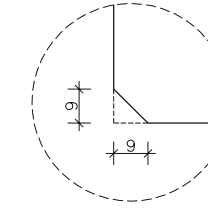
DETAIL 9
M 1:2

DETAIL 10
M 1:2

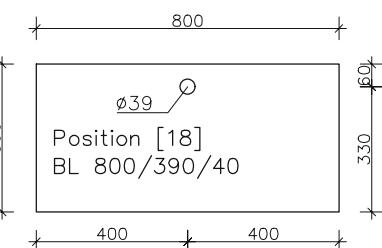
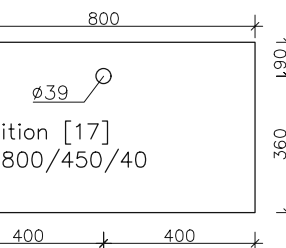
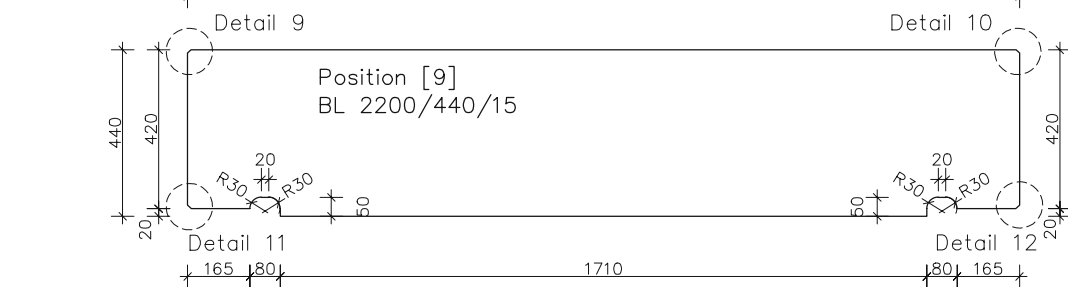
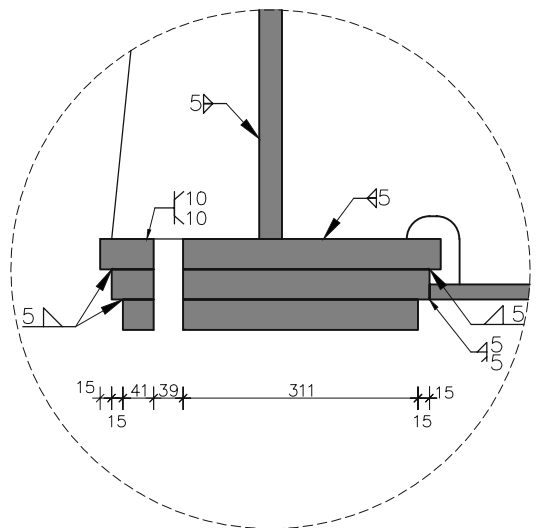


DETAIL 11
M 1:2

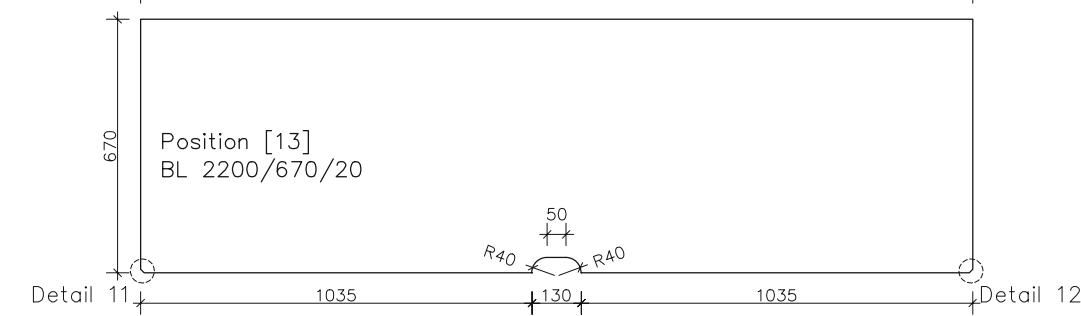
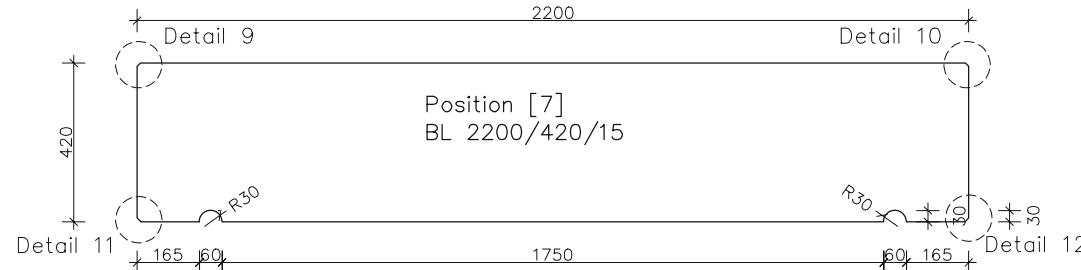
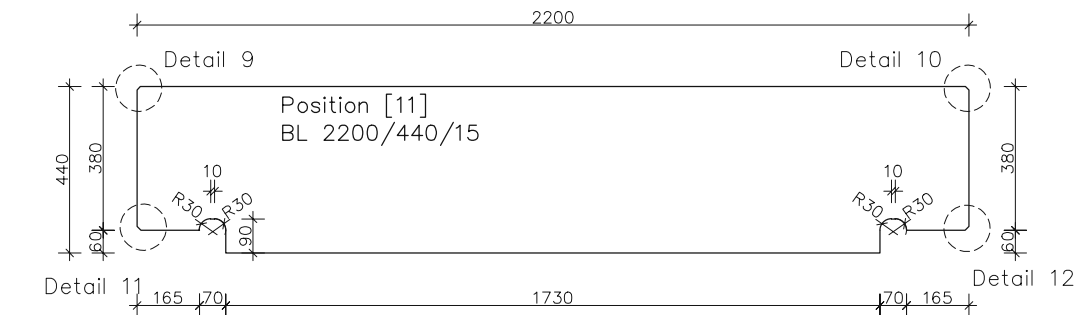
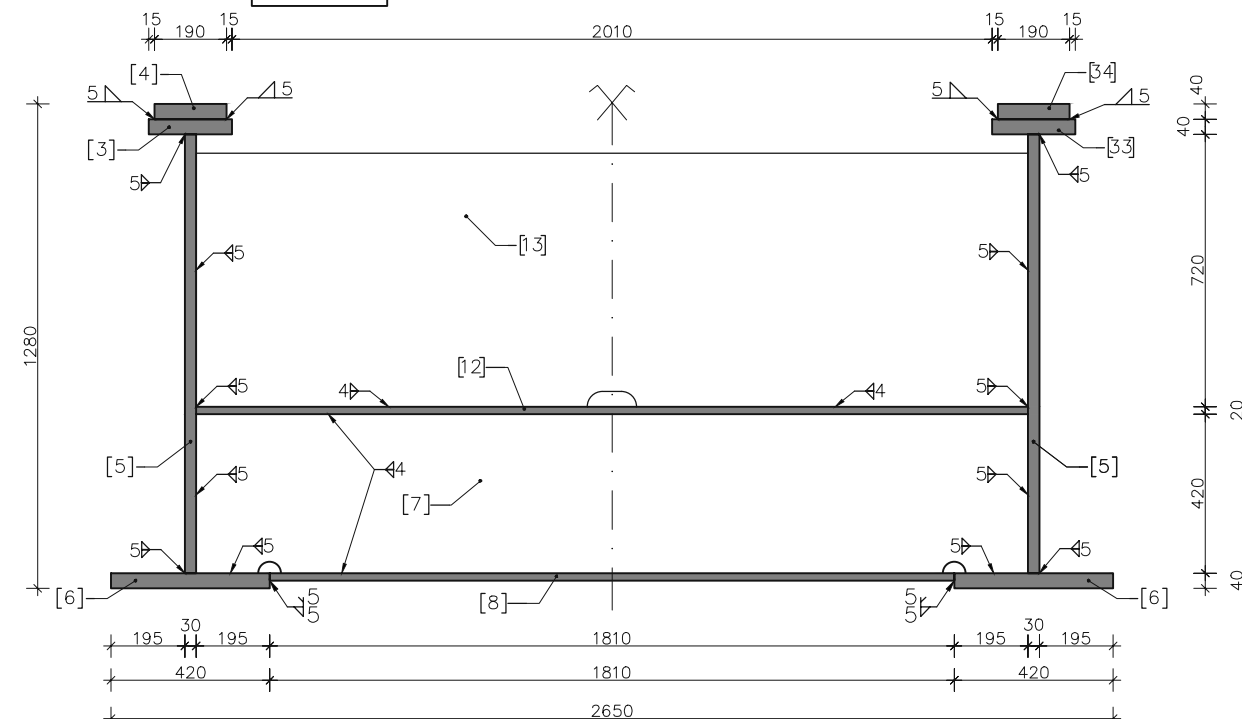
DETAIL 12
M 1:2



DETAIL 13 M 1:10

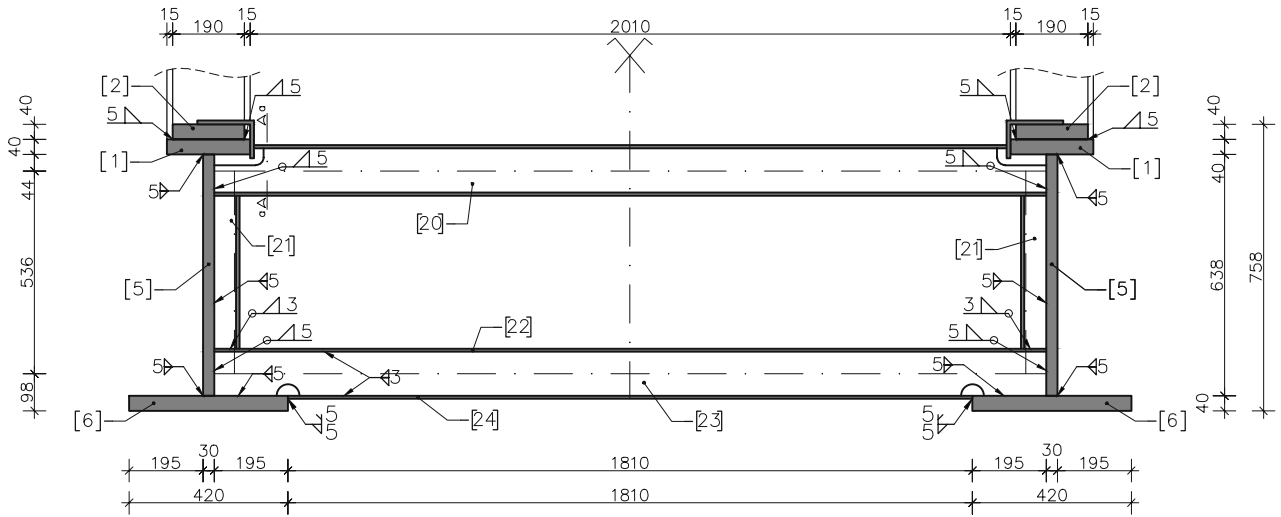


SCHNITT 3-3 M 1:20

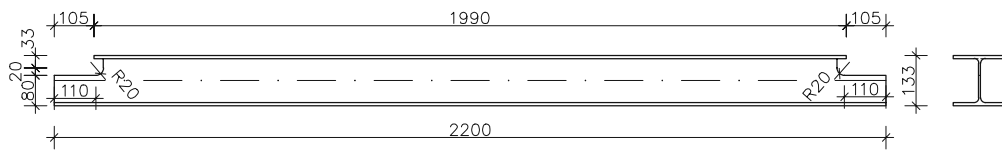


Versuchsanlage	Schnitte 3-3, 4-4, 5-5	Plannummer: 04 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/1:10/1:2

SCHNITT 2-2 M 1:20



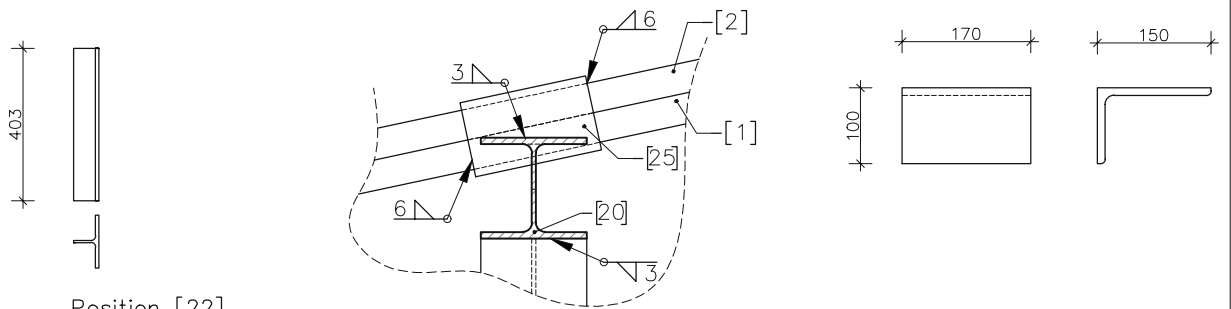
Position [20]
HEB 140, l=2200mm



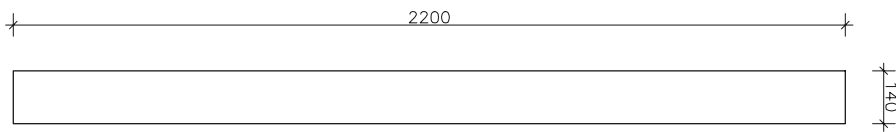
Position [21]
½ HEB 140, l=403mm

Schnitt a-a M 1:10

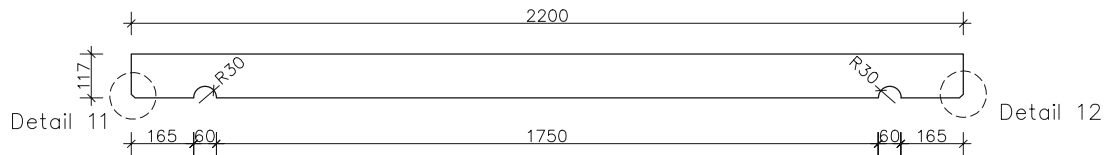
Position [25]
L 150x100x10, l=170mm



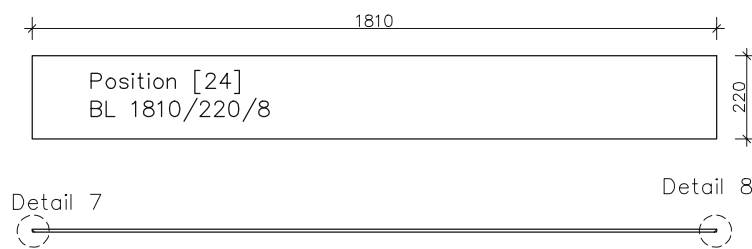
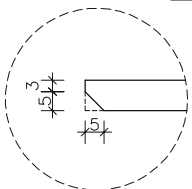
Position [22]
BL 2200/140/8



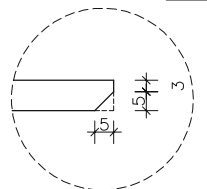
Position [23]
BL 2200/117/5



Detail 7 1:2



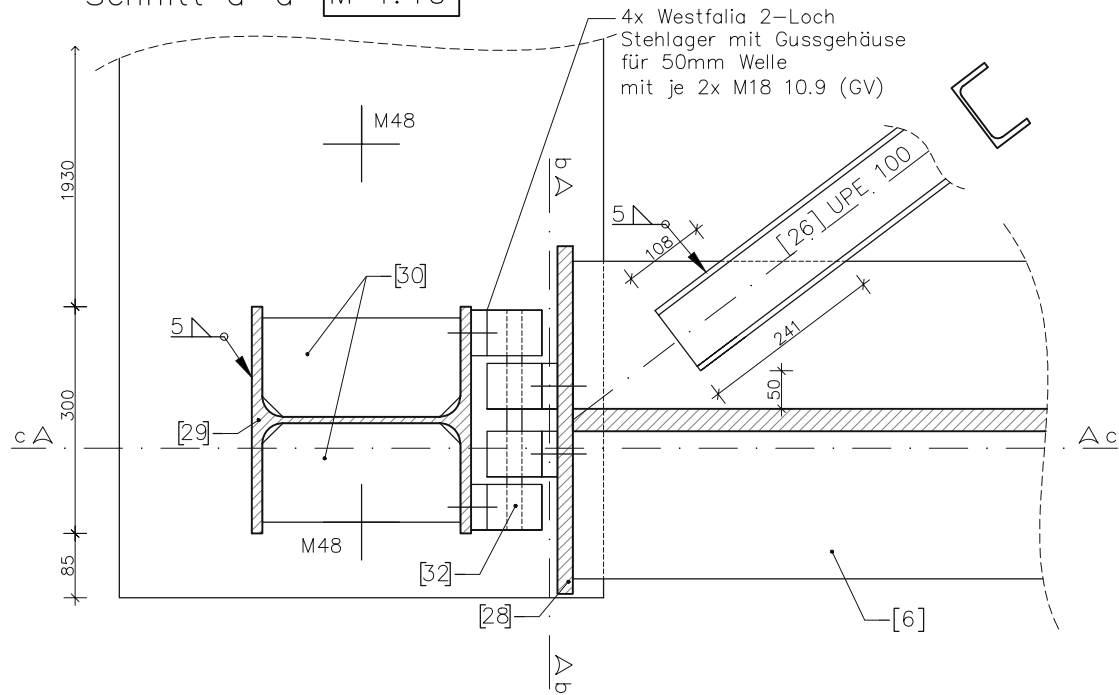
Detail 8 1:2



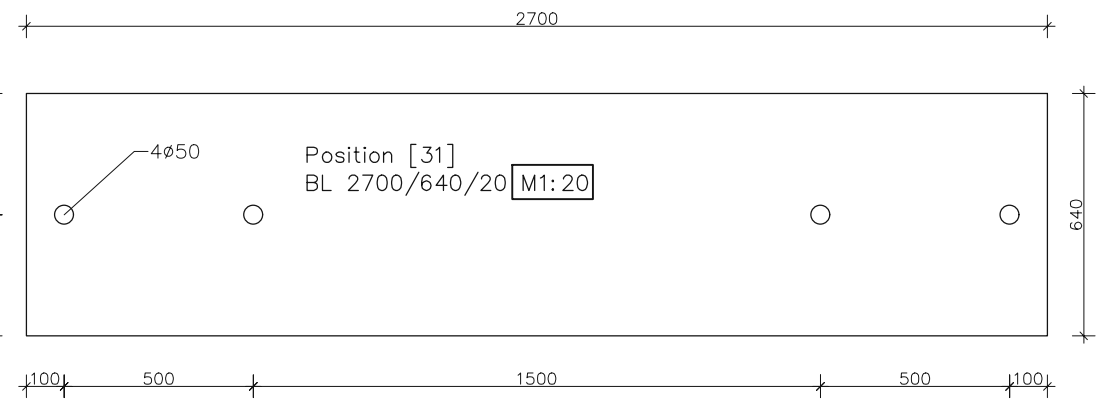
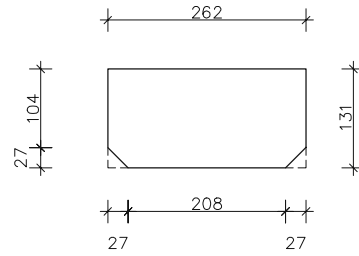
Versuchsanlage	Schnitt 2-2	Plannummer: 05 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/ 1:10 / 1:2

DETAIL A
Anschluss Auflager

Schnitt a-a M 1:10



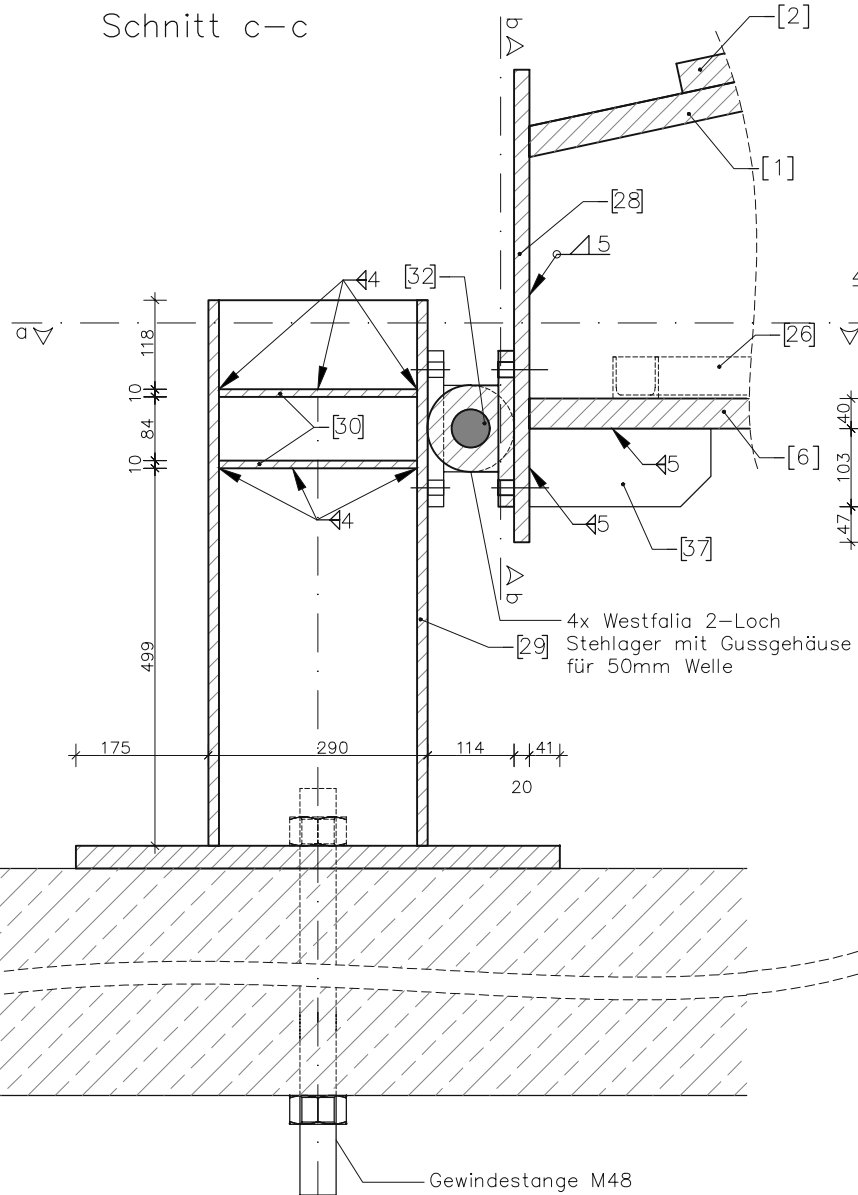
Position [30]
BL 262/131/10



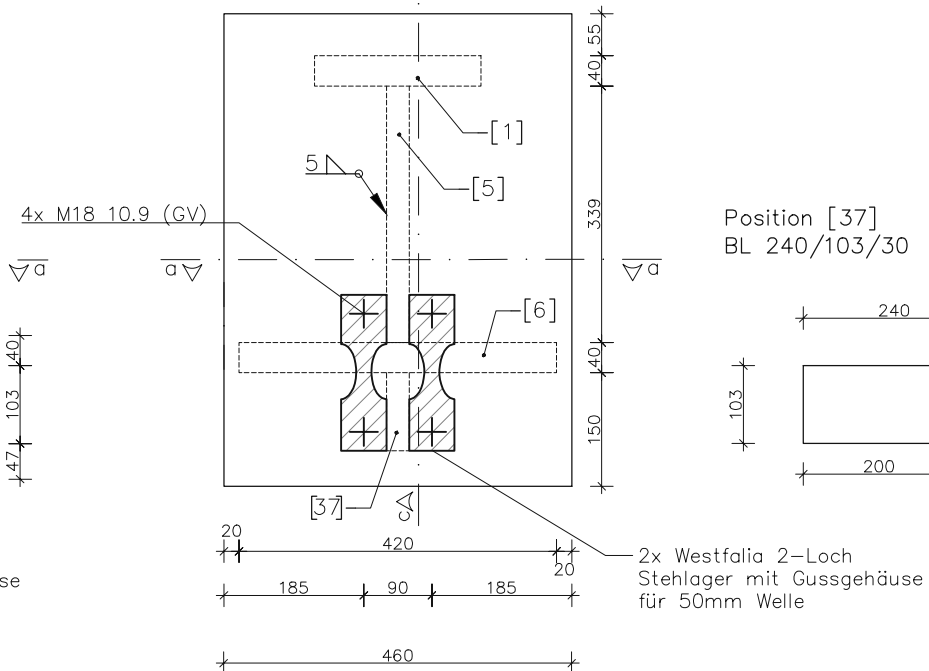
Position [32]
RD 20, l=290mm



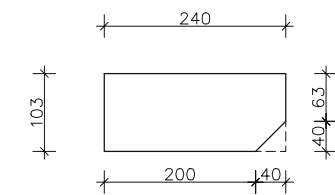
Schnitt c-c



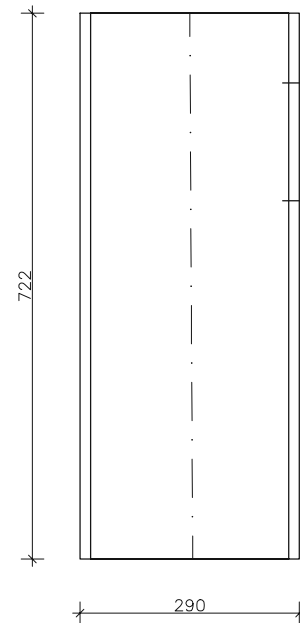
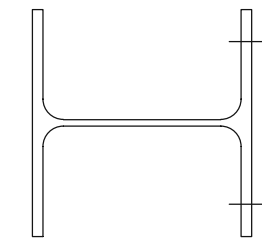
Schnitt b-b



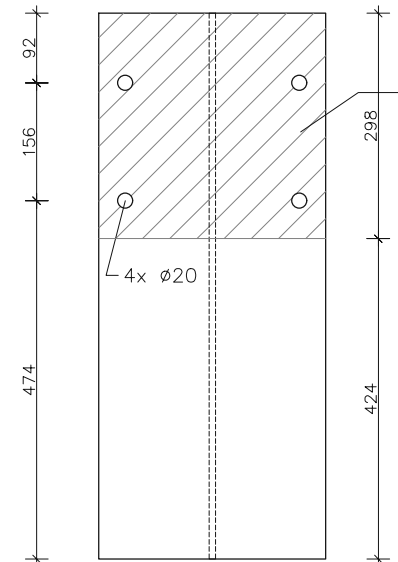
Position [37]
BL 240/103/30



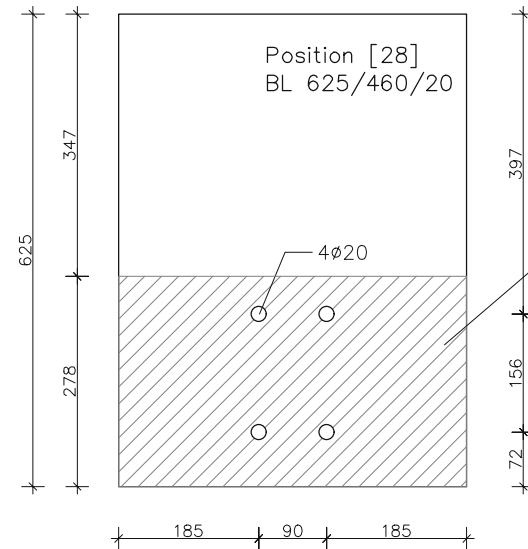
Position [29]
HEA 300, l=722mm



Position [29]
HEA 300, l=722mm



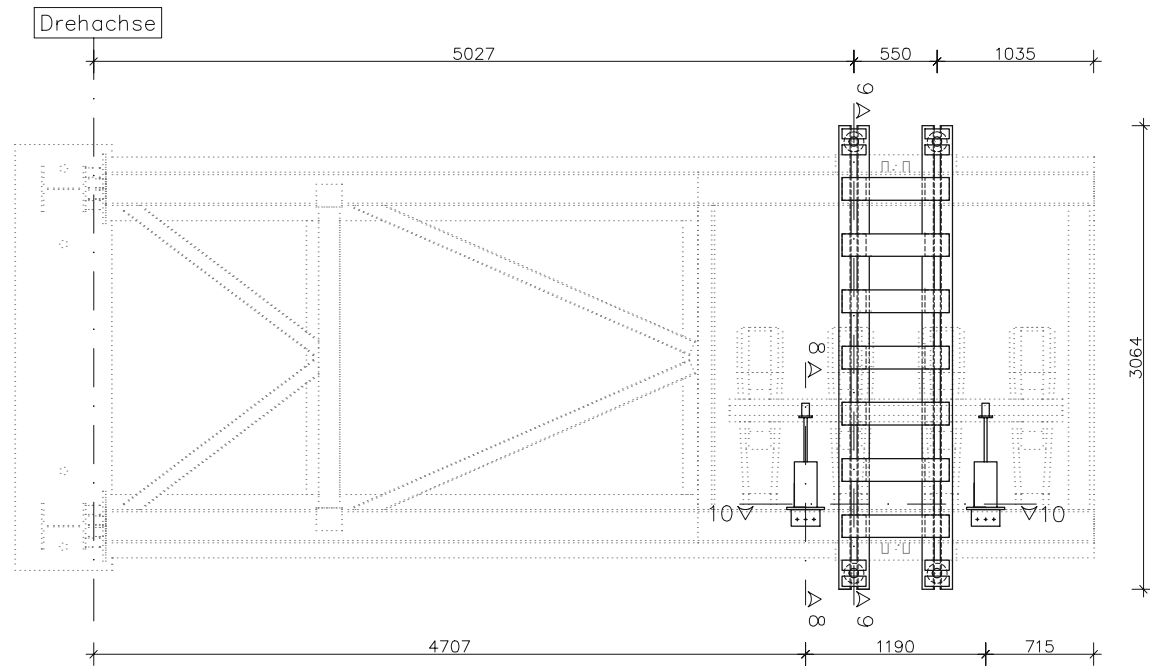
Position [28]
BL 625/460/20



Oberflächenbehandlung
für Haftreibungszahl
 $\mu=0,2$

Versuchsanlage	Detail A	Plannummer: 06 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:10 / 1:20

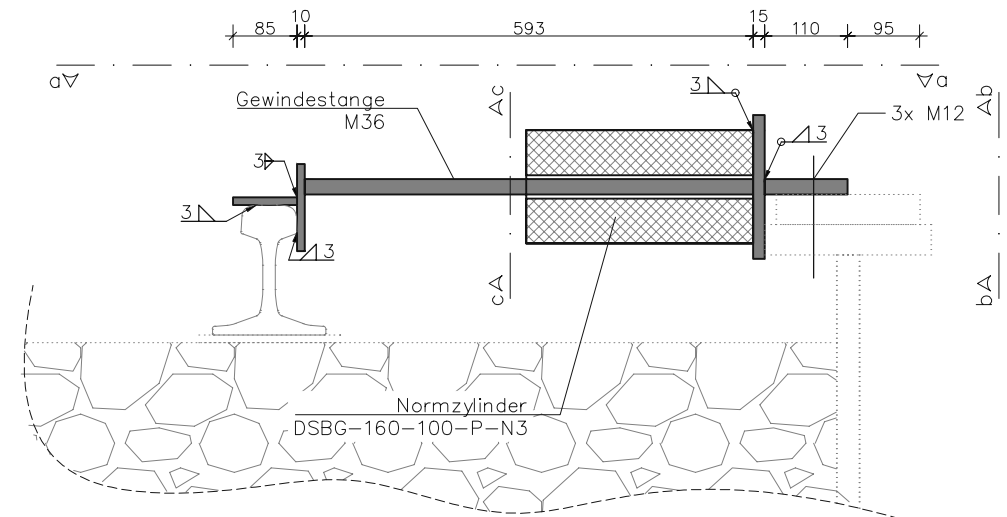
Grundriss M 1:50



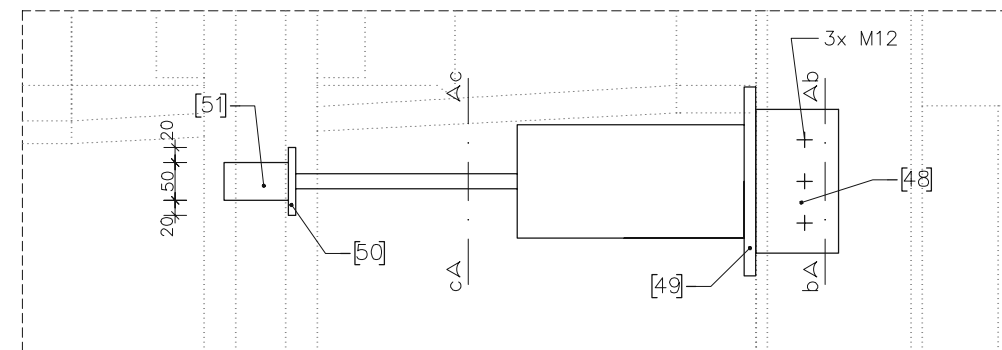
Ansicht M 1:50



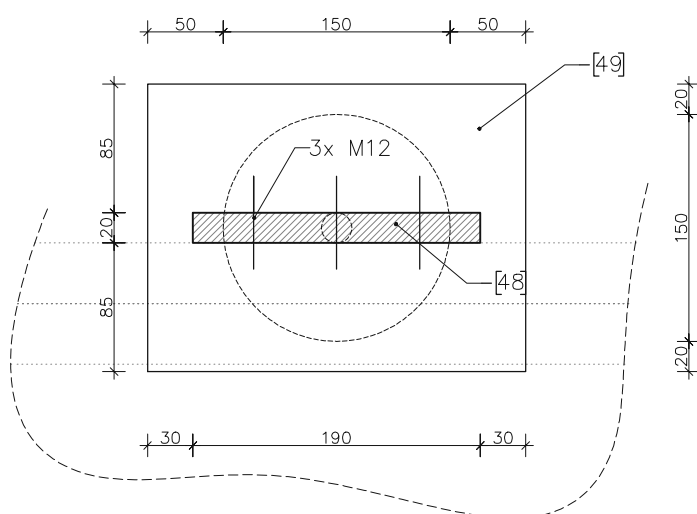
SCHNITT 8-8 M 1:10



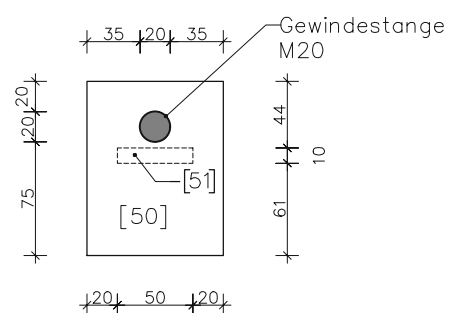
SCHNITT a-a M 1:10



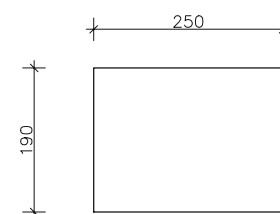
SCHNITT b-b M 1:5



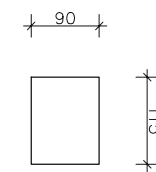
SCHNITT c-c M 1:5



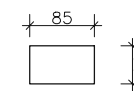
Position [49]
BL 250/190/15



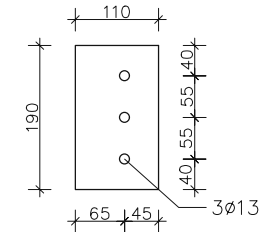
Position [50]
BL 115/90/10



Position [51]
BL 85/50/10

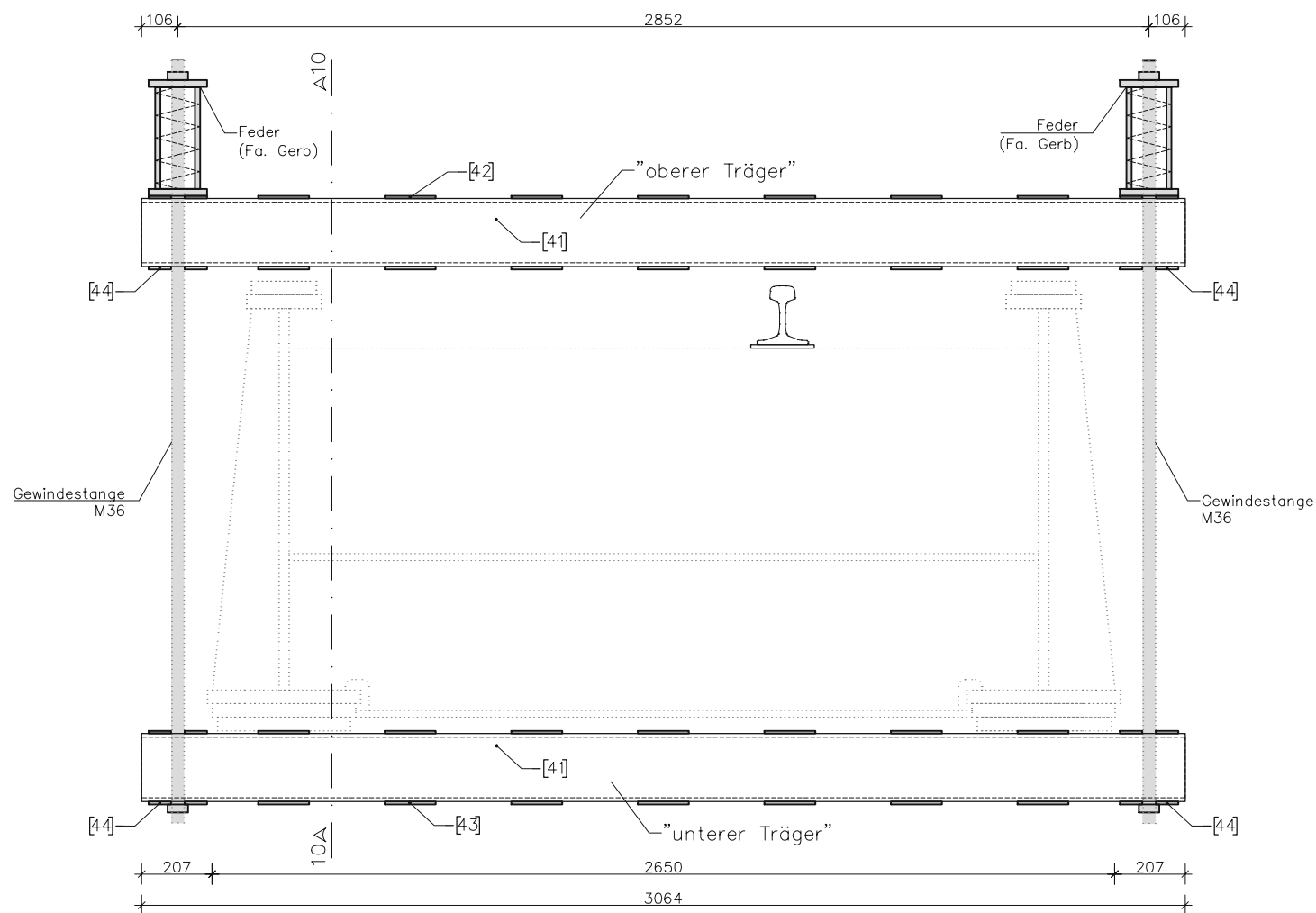


Position [48]
BL 190/110/20

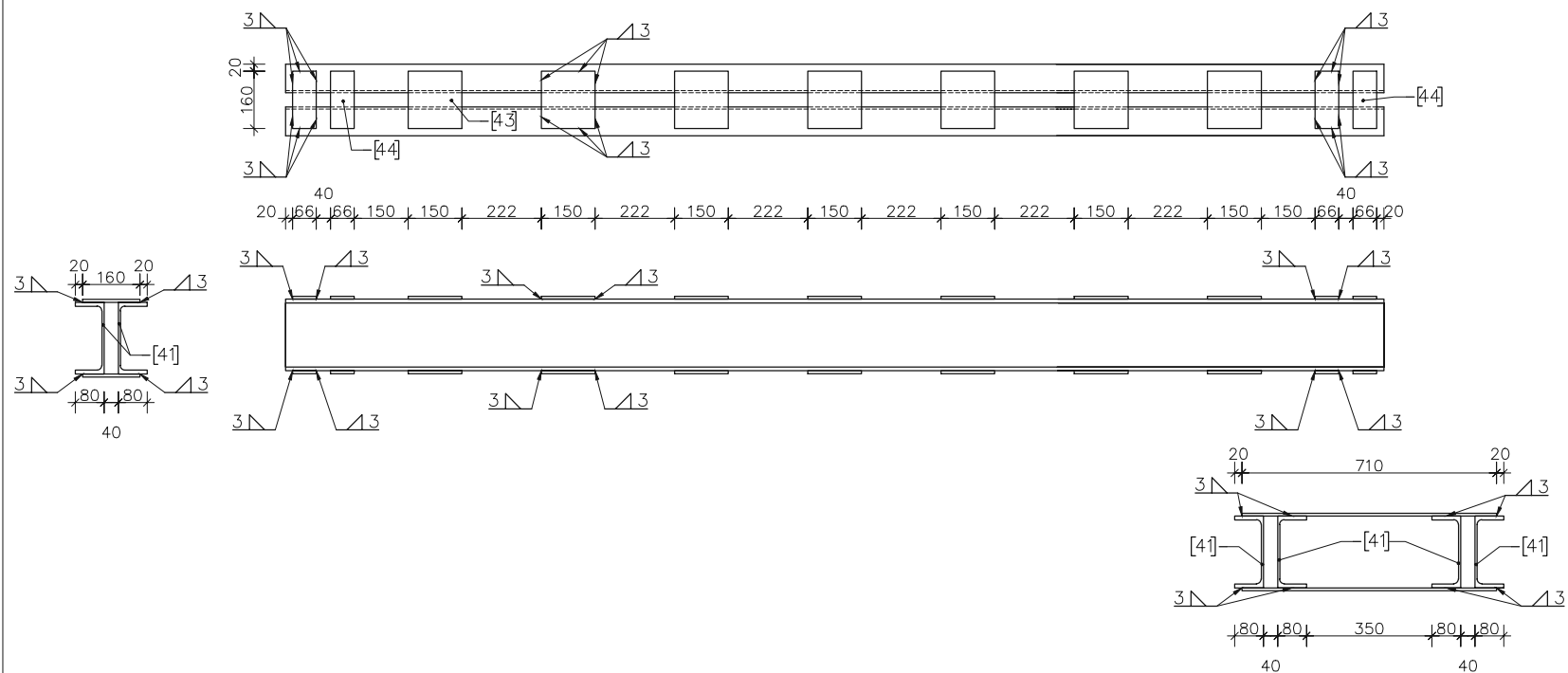


Versuchsanlage	Querverschubanlage	Plannummer: 07 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:50/ 1:10 / 1:5

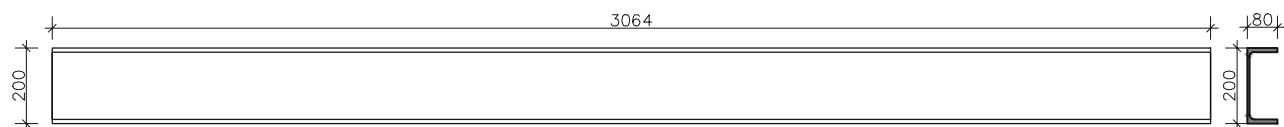
SCHNITT 9-9 M 1:20



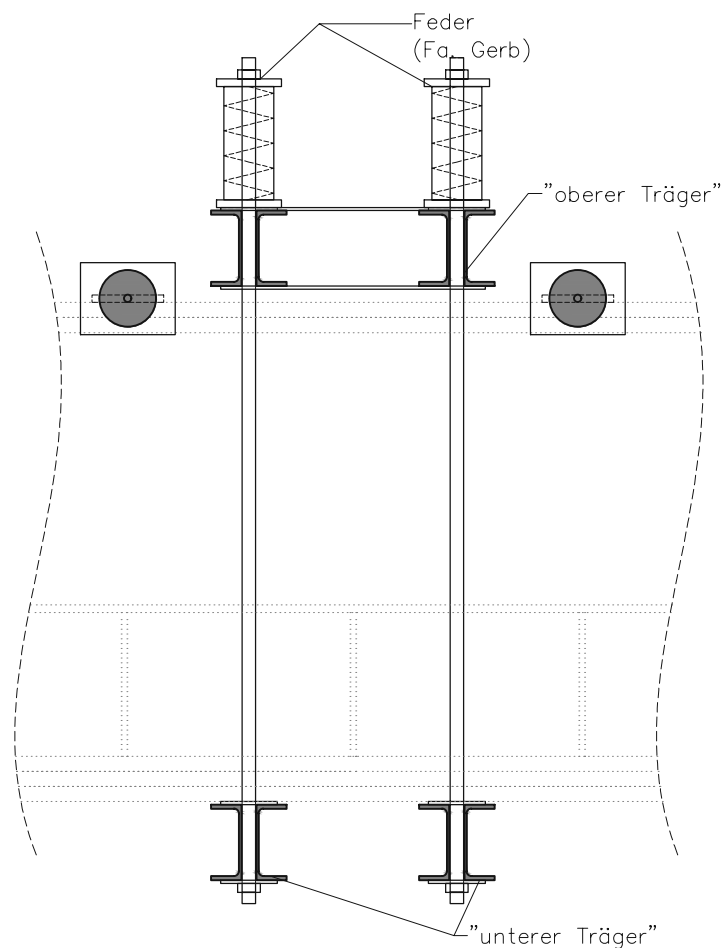
Unterer Träger:



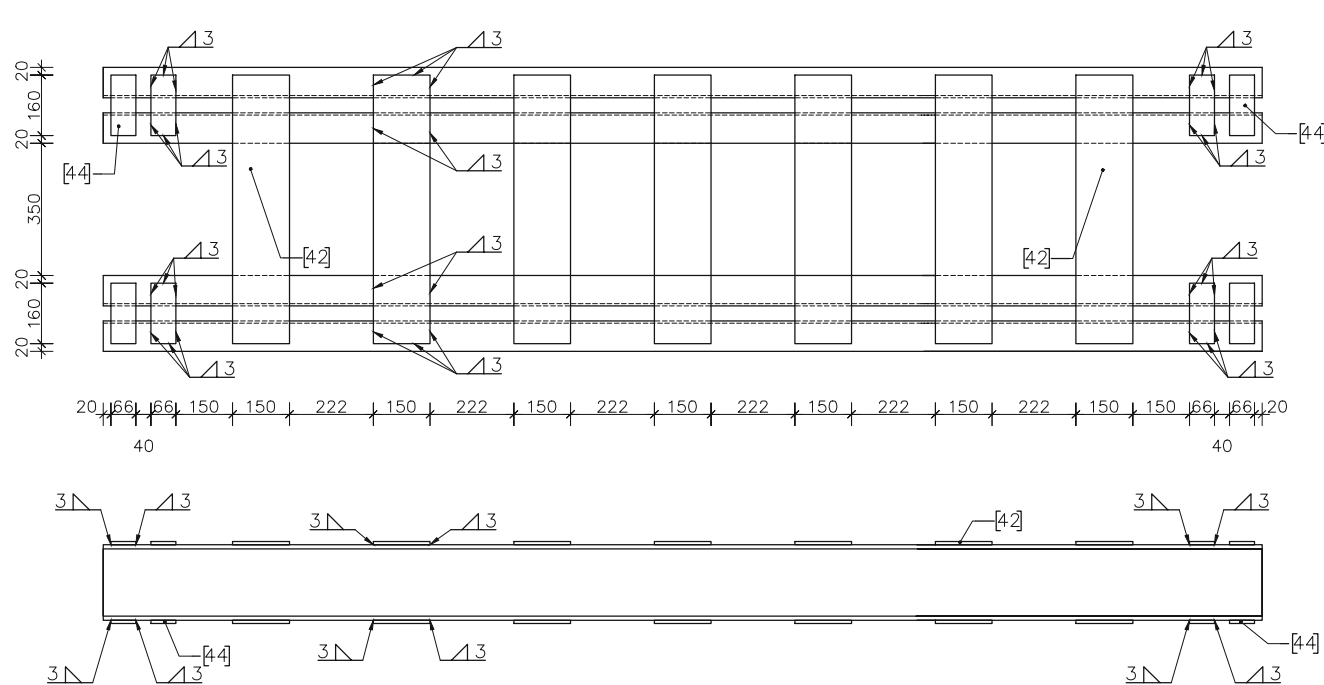
Position [41]
UPE 200, l=3064mm



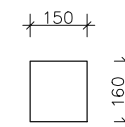
SCHNITT 10-10 M 1:20



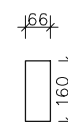
Oberer Träger:



Position [43]
BL 160/150/8



Position [44]
BL 160/66/8



Position [42]
BL 710/150/8



Versuchsanlage	Vorspannvorrichtung	Plannummer: 08 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20

Anhang B

Datenblätter

B.1 Wälzlager

von [30]

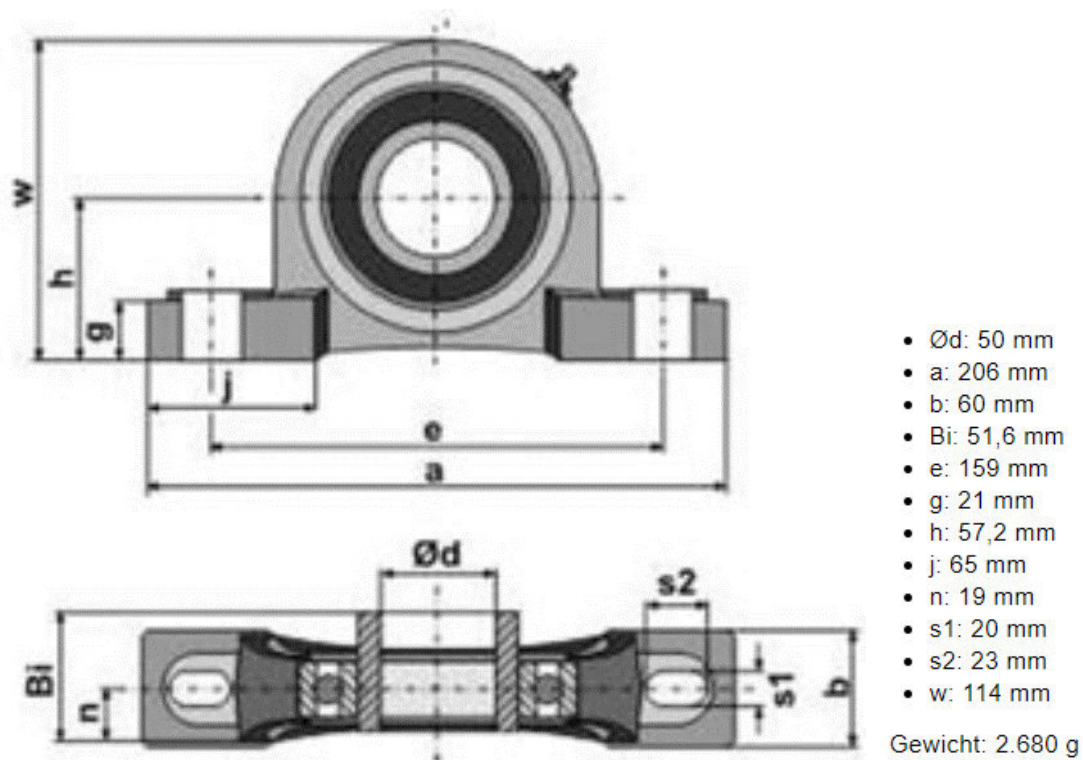


Abb. B.1: Datenblatt des verwendeten Wälzlagers

B.2 Betonschwelle

von [31]

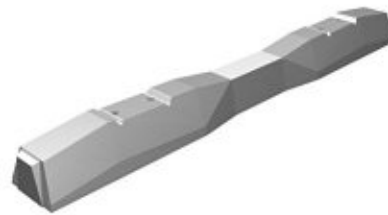


PRODUKTDATENBLATT BETONSCHWELLE L2

ÄndgsNr: 01
gültig ab: 30.09.2015

BETONSCHWELLE L2

Die Betonschwelle L2 wurde zusammen mit den ÖBB für Haupt- und Hochgeschwindigkeitsstrecken entwickelt. Es sind Maximalgeschwindigkeiten bis 250 km/h möglich. Die Schwelle ist für das Netz der ÖBB, der MÁV (HU) und der TCDD (TK) zugelassen.



WESENTLICHE MERKMALE

- ▶ Hohe Gleislagequalität
- ▶ Für Standardschienenbefestigungen
- ▶ Umweltfreundlich
- ▶ Frostbeständig
- ▶ 100% recyclingfähig
- ▶ Maximale Arbeitssicherheit durch Antirutschnoppen
- ▶ Hohe Lebensdauer
- ▶ Besohlung optional

Technische Daten	L2
Zulässige Achslast	25 t
Zulässige Geschwindigkeit	≤ 250 km/h
Spurweite	1437 mm
Schienenneigung	1:40
Schienenprofil	49E1, 54E2 und 60E1
Schienenbefestigung	Vossloh W14
Schwellenlänge	2600 mm
Schwellenbreite	300 mm
Schwellenhöhe unter der Schiene	215 mm
Gewicht ohne Schienenbefestigung	320 kg
Gewicht mit Schienenbefestigung	326 kg

Abb. B.2: Datenblatt der verwendeten Betonschwelle L2

B.3 Schiene

Daten aus [32]

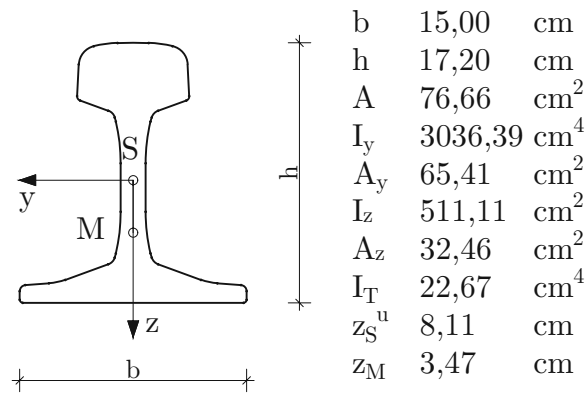


Abb. B.3: Datenblatt der verwendeten Schiene 60E1