

# DIPLOMARBEIT MASTER'S THESIS

## **Entwurf einer Spannbetonbrücke ohne Betonstahl, Abdichtung und Fahrbahnbelag**

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen  
Grades eines Diplom-Ingenieurs

Unter der Leitung von  
o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M. Eng.  
und  
Universitätsassistent Dipl. –Ing. Sebastian Zoran Bruschetini-Ambro  
Institut für Tragkonstruktion – Betonbau / E212  
der Technischen Universität Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Sarah Razavi**  
Matr. Nr.: 0627392  
Fasangasse 51  
1030 Wien

**Barbara Geyer**  
Matr. Nr.: 0125165  
Costenoble gasse 7  
1130 Wien

Wien, im Mai 2008

.....

# Zusammenfassung

---

Bei vorgespannten Betonbrücken mit Betonstahlbewehrung muss dafür gesorgt werden, dass die Tragkonstruktion vor eindringendem Oberflächenwasser, Frost und Tausalz geschützt wird. Das ist notwendig, weil das Wasser Chloride, Sulfate und weitere Verschmutzungen enthält, die die Bewehrung angreifen und zum Korrodieren bringen können.

Um dieses zu vermeiden müssen Abdichtung, Schutzschicht, sowie ein Fahrbelag angeordnet werden. Die Abdichtung hat die wesentliche Aufgabe das Eindringen des Wassers, sowie der Chloride und Sulfate zu vermeiden. Die Schutzschicht und der Fahrbelag verhindern, dass die Abdichtung infolge der mechanischen Beanspruchung aus Verkehr und Witterung beschädigt wird.

Durch den Verschleiß des Belags und der Abdichtung müssen diese in regelmäßigen Abständen erneuert werden. Diese Instandhaltungsarbeiten verursachen hohe Kosten und beeinträchtigen den Verkehr. Ein weiterer Nachteil betrifft die Abdichtung. Eine schützende Wirkung dieser ist nur begrenzt vorhanden, wodurch die Sicherheit des Betonstahls gegen Korrosion nicht effizient gewährleistet ist.

Um die oben genannten Probleme bezüglich der Verschleißteile und des Betonstahls zu verhindern, wird in dieser Diplomarbeit eine neue Ausführungsart vorgestellt, die den zuvor aufgeführten Nachteilen entgegenwirken soll. Dabei handelt es sich um eine Spannbetonbrücke ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbelag. Bei diesem Entwurf wird deutlich gemacht, dass auf die Betonstahlbewehrung und auf die damit verbundenen Verschleißteile verzichtet werden kann.

Bei diesem Verfahren handelt es sich um eine vorgespannte Brücke bei der sich die korrosionsgefährdete Spannbewehrung in Kunststoffhüllrohren befindet und mit Zementmörtel verpresst wird. Die Umsetzbarkeit dieser Bauweise wird anhand der Bemessung einer Fußgängerbrücke in Salzburg dargelegt. Diese Berechnung wird einerseits mit einem Finite Elemente Programm durchgeführt und andererseits durch Bemessung nach den aktuellen Normen nachgewiesen.

Das Ziel dieser Ausführungsweise ist einerseits das Erreichen einer verbesserten Dauerhaftigkeit und andererseits das Weglassen der kostenaufwendigen Verschleißteile des Fahrbelages und der Abdichtung. Dadurch werden die notwendigen Instandhaltungsarbeiten minimiert bzw. können ganz wegfallen.

# Summary

---

In prestressed bridges that contain reinforcement the supporting structure has to be protected against surface water, frost and de-icing salt. This is required because the surface water contains chloride, sulfates and other contamination, which will attack the reinforcement causing a corrosion of the steel.

To avoid corrosion of the reinforcement waterproofing, a protective layer and a pavement is necessary. The main function of a waterproofing system is to avoid the permeation of surface water, chlorides and sulfates. The road pavement and the protective layer have the function to avoid a damage of the waterproofing due to mechanical stress, which is caused by the traffic and the weather.

Both, the abrasion of the pavement and the waterproofing have to be renewed in periodical intervals. This maintenance cause high costs and interruption of the current traffic. Another disadvantage is that the waterproofing only provides restricted protection of the reinforcement.

To avoid the problems mentioned above this thesis elaborates a new model type: a prestressed concrete bridge without an additional reinforcement, waterproofing system and road pavement. This conceptual design shows distinctly that additional reinforcement and wear parts are not obligatorily necessary.

In this new design the prestressed steel cables are embedded in a plastic duct and will be grouted with a special cement grout after the prestressing process. The feasibility of this design is demonstrated using a pedestrian bridge in Salzburg as an example. The calculation is based on a Finite Element Program called RFEM.

The ambition of this new model is to improve the durability and at the same time minimize the costs due to less maintenance work or in the best case without any maintenance work at all.

# Danksagung

---

Ich, Sarah Razavi, danke meinen Eltern Hamid und Karin, sowie meinen Schwestern Diana, Regina und Leila für die tatkräftige Unterstützung während meines Studiums. Auch in schweren Zeiten haben sie mir geholfen, den doch oft steinigen Weg eines Studiums zu meistern und haben mir genügend Rückhalt geboten.

Ich, Barbara Geyer, danke meinen Eltern, Schwestern und Großmüttern, ohne deren Beistand und Unterstützung meine Ausbildung unvorstellbar gewesen wäre. Ein ganz großes Dankeschön gilt auch meinem Freund und Studienkollegen Max, der die Hürden des Studiums kennt und dieses mit mir erfolgreich durchlebt hat.

Gedenken möchte ich meines Großvaters Ing. Johann Cemper, der in mir die Liebe zur Technik erweckt hat und mir immer ein großes Vorbild war.

Besonders bedanken wir uns bei unseren Freunden, Studienkollegen und allen, die uns während der Studienzeit unterstützt haben.

Unser Dank gilt auch allen Mitarbeitern des Institutes für Tragkonstruktionen - Betonbau an der Technischen Universität Wien, besonders Herrn o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger und Herrn Universitätsassistent Dipl.-Ing. Sebastian Zoran Bruschetini-Ambro für die hilfreiche und kollegiale Zusammenarbeit.

Wir widmen diese Diplomarbeit unseren Familien.

## Inhalt

<b>1. EINLEITUNG (BEARBEITET VON GEYER UND RAZAVI)</b>	<b>6</b>
1.1 PROBLEMSTELLUNG	6
1.2 ZIELSETZUNG	8
<b>2. STAND DER TECHNIK (BEARBEITET VON GEYER UND RAZAVI)</b>	<b>9</b>
2.1 BRÜCKEN AUS HOCHLEISTUNGSBETON OHNE ABDICHTUNG	9
2.1.1 Hochleistungsbeton	10
2.1.2 Bestehende Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung	12
2.1.2.1 Badhausbrücke Tulln (1997)	12
2.1.2.2 Weißeritzbrücke in Dresden (1999)	12
2.1.2.3 Bogenbrücke bei Wölkau (2001)	13
2.2 BRÜCKEN MIT BESCHICHTETER BEWEHRUNG	13
2.3 BRÜCKEN MIT BEWEHRUNG AUS GLASFASERVERSTÄRKTEN UND KOHLENSTOFFFASERVERSTÄRKTEN KUNSTSTOFFEN	16
2.4 BRÜCKEN MIT BEWEHRUNG AUS NICHT ROSTENDEM EDELSTAHL	18
2.5 BRÜCKEN AUS UHPC (ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE) UND SPANNGLIEDERN	19
2.6 BRÜCKEN MIT KATHODISCHEM KORROSIONSSCHUTZ	20
2.7 EINSATZ VON NICHT ROSTENDEN BEWEHRUNGSSTÄHLEN IM BETONBAU	22
<b>3. VORGESPANNTE BRÜCKE OHNE BETONSTAHLBEWEHRUNG, ABDICHTUNG UND FAHRBAHNBELAG (BEARBEITET VON RAZAVI)</b>	<b>23</b>
3.1 VORGESPANNTE DECKEN OHNE BETONSTAHLBEWEHRUNG	24
<b>4. BRÜCKE AN DER MONIKAPFORTE (BEARBEITET VON GEYER)</b>	<b>28</b>
4.1 GESCHICHTLICHER HINTERGRUND UND ANSTOß FÜR DEN BRÜCKENBAU	28
4.2 PROJEKTBSCHREIBUNG DES ENTWURFS VOM ARCHITEKTURBÜRO	31
4.3 HALLE 1	31
<b>5. VORDIMENSIONIERUNG DER BRÜCKE AN DER MONIKAPFORTE (BEARBEITET VON GEYER)</b>	<b>34</b>
5.1 BEMESSUNG NACH EUROCODE	37
5.1.1 Lastaufstellung	37
5.1.1.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke	37
5.1.1.1.1 Feldmitte	37
5.1.1.1.2 Brückenrand	37
5.1.1.2 Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast	38
5.1.1.3 Lastfall 3: Verkehrslast - Achslasten	40
5.1.2 Schnittgrößen	41
5.1.2.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke	42

5.1.2.2	Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast	43
5.1.2.3	Lastfall 3: Verkehrslast - Achslasten	44
5.1.3	Bruttoquerschnittswerte in Feldmitte	45
5.1.4	Betonspannungen infolge folgender Belastungen	47
5.1.4.1	Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke	47
5.1.4.2	Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast	47
5.1.4.3	Lastfall 3: Verkehrslast - Achslasten	47
5.1.5	Ermittlung der Vorspannkraft	47
5.1.6	Maximale Vorspann- und Überspannkraft	53
5.1.6.1	Werkstoffkennwerte	53
5.1.6.2	Maximale Vorspannkraft während des Spannvorganges	54
5.1.6.3	Maximale Vorspannkraft bei kurzfristigem Überspannen	54
5.1.6.4	Maximale Vorspannkraft nach Vorspannen und Verankern	54
5.1.7	Tragfähigkeitsnachweis in Feldmitte	55
5.2	SCHNITTGRÖßENVERLÄUFE MITTELS DEM FINITE ELEMENTE PROGRAMM RFEM	56
5.2.1	Lastaufstellung	62
5.2.1.1	Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke	62
5.2.1.2	Lastfall 2: Verkehr – Gleichlast	62
5.2.1.3	Lastfall 3: Verkehrslast – Achslasten	62
5.2.2	Schnittgrößen	65
5.2.2.1	Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke	65
5.2.2.1.1	Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente	68
5.2.2.2	Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast	70
5.2.2.2.1	Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente	73
5.2.2.3	Lastfall 3 Verkehrslast – Achslasten: Die Angriffsflächen der Achslasten befinden sich in Feldmitte	75
5.2.2.3.1	Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente	79
5.2.2.4	Lastfall 4 Verkehrslast – Achslasten: Angriffsflächen der Achslasten befinden sich im Auflagerbereich	81
5.2.2.4.1	Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente	85
5.2.2.5	Lastfall 5 Verkehrslast – Achslasten: Angriffsflächen der Achslasten liegen in einem Abstand von 80 cm vom Auflager entfernt	87
5.2.2.5.1	Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente	91
5.2.2.6	Lastfallkombination 1	93
5.2.2.7	Lastfallkombination 2	97
5.2.2.8	Lastfallkombination 3	102
5.3	ANORDNUNG DER SPANNGLIEDER IM QUERSCHNITT	107
5.3.1	Betondeckung nach Eurocode	107
5.3.2	Lage der Spannglieder	108
5.3.3	Überprüfung des Dekompressionsnachweises in Feldmitte, durch Unterteilung des Querschnitts in ein Meter breite Streifen	109
5.3.3.1	Streifen 1	109
5.3.3.1.1	Moment infolge häufiger Einwirkungskombination	110
5.3.3.1.2	Moment infolge Eigengewicht	112
5.3.3.1.3	Dekompressionsnachweis und Spannungsnachweise	114
5.3.3.2	Streifen 2	115
5.3.3.2.1	Moment infolge häufiger Einwirkungskombination	116
5.3.3.2.2	Moment infolge Eigengewicht	118
5.3.3.2.3	Dekompressionsnachweis und Spannungsnachweise	119
5.3.3.3	Streifen 3	120

5.3.3.3.1	Moment infolge häufiger Einwirkungskombination	121
5.3.3.3.2	Moment infolge Eigengewicht	122
5.3.3.3.3	Dekompressionsnachweis und Spannungsnachweise	123

**6. BEMESSUNG DER BRÜCKE AM GESAMTEN QUERSCHNITT (BEARBEITET VON GEYER UND RAZAVI) 124**

6.1	QUERSCHNITTSWERTE	124
6.1.1	Feldmitte	124
6.1.1.1	Bruttoquerschnittswerte	124
6.1.1.2	Nettoquerschnittswerte	125
6.1.1.3	Ideelle Querschnittswerte	126
6.2	ANORDNUNG DER SPANNGLIEDER IN LÄNGSRICHTUNG DER BRÜCKE	127
6.2.1	Spaltzugbewehrung	128
6.3	VERLAUF DER VORSPANNKRÄFTE VOR DEM VERKEILEN UND UNTER VERNACHLÄSSIGUNG DER REIBUNG	131
6.4	SPANNKRAFTVERLAUF UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER REIBUNGSVERLUSTE	132
6.5	SPANNKRAFTVERLAUF UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER REIBUNGSVERLUSTE, DES KEILSCHLUPFS UND EINSEITIGEM SPANNEN (SPANNANKER AM PUNKT A)	133
6.5.1	Ermittlung der Einflusslänge ( $l_{sl}$ ) des Keilschlupfs	133
6.5.2	Spannkraftverlauf	134
6.6	SPANNUNGEN AUS DEN MOMENTEN DER BELASTUNG UND DER VORSPANNKRAFT AN DEN QUERSCHNITTSRÄNDERN DER STELLE M	135
6.6.1	Spannungen aus den Momenten der Belastung	135
6.6.1.1	Eigengewicht (g) zum Zeitpunkt $t = 0$	135
6.6.2	Spannungen aus der Vorspannung zum Zeitpunkt $t = 0$ :	136
6.6.3	Resultierende Spannungen an den Querschnittsrändern der Stelle m zum Zeitpunkt $t = 0$	136
6.7	SPANNKRAFTVERLUSTE INFOLGE KRIECHEN, SCHWINDEN UND RELAXATION AN DER STELLE M ZUM ZEITPUNKT $T = \infty$	137
6.7.1	Kriechanteil nach Eurocode 2	137
6.7.1.1	Grundzahl des Kriechens	137
6.7.1.2	Kriechverluste	139
6.7.1.2.1	Zeitpunkt $t = 7$ Tage	139
6.7.2	Schwindanteil nach Eurocode 2	141
6.7.2.1	Grundwert des Trocknungsschwindens	142
6.7.2.2	Autogene Schwinddehnung	143
6.7.2.3	Schwinddehnung	143
6.7.2.4	Schwindverlust	143
6.7.3	Relaxationsanteil nach Eurocode 2	144
6.7.3.1	Relaxationsverlust	144
6.7.4	Gesamte Spannungsverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation	145
6.7.5	Verlust der Spannstahtspannung	145
6.8	NACHWEIS DER DEKOMPRESSION	146

**7. TRAGSICHERHEITSNACHWEIS IN FELDMITTE (BEARBEITET VON GEYER) 148**

**8. QUERKRAFTNACHWEIS AM AUFLAGERBEREICH (BEARBEITET VON RAZAVI) 150**

8.1	QUERSCHNITTSWERTE	150
-----	-------------------	-----

8.1.1.1	Bruttoquerschnittswerte	150
8.2	QUERKRAFTNACHWEIS	151
<b>9.</b>	<b>GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (BEARBEITET VON GEYER UND RAZAVI)</b>	<b>152</b>
9.1	BEGRENZUNG DER SPANNUNGEN IM BETON	153
9.1.1	Grenzwerte der Betondruckspannungen	153
9.1.1.1	Spannungen	153
9.2	BEGRENZUNG DER RISSBREITEN	157
9.2.1	Begrenzung der Rissbreiten	157
9.2.1.1	Feldmitte	158
9.2.2	Dekompression	159
9.3	BEGRENZUNG DER VERFORMUNGEN	161
9.3.1	Maximale Durchbiegung	161
<b>10.</b>	<b>LAGERBEMESSUNG NACH EN 1337 – 3 ELASTOMERLAGER (BEARBEITET VON RAZAVI)</b>	<b>163</b>
10.1	BERECHNUNG DER LÄNGENÄNDERUNG $\Delta l$	163
10.1.1	Längenänderung $\Delta l$ in Längsrichtung	163
10.1.1.1	Temperatur	163
10.1.1.2	Vorspannung	163
10.1.1.3	Schwinden	164
10.1.1.4	Kriechen	164
10.1.1.5	Gesamte Längenänderung in Längsrichtung	164
10.1.2	Längenänderung $\Delta l$ in Querrichtung	165
10.1.2.1	Temperatur	165
10.1.2.2	Schwinden	165
10.1.2.3	Gesamte Längenänderung in Querrichtung	165
10.1.3	Berechnung der Elastomerkissen mit einem Rechenprogramm der Firma REISNER & WOLF ENGINEERING	166
10.1.3.1	Eingabedaten für das Rechenprogramm	166
<b>11.</b>	<b>TECHNISCHE LÖSUNGSVORSCHLÄGE (BEARBEITET VON RAZAVI)</b>	<b>171</b>
11.1	STAND DER TECHNIK	171
11.1.1	Fahrbahnbelag	171
11.1.2	Neue Konzepte für Betonbeläge auf bestehenden Brücken, sowie auf neuen Brücken	172
11.1.2.1	Betonbelag im Verbund	172
11.1.2.2	Unbewehrter Beton auf Abdichtung	173
11.1.2.3	Bewehrter Betonbelag mit reduzierter Stärke auf Abdichtung	173
11.1.2.4	Kompositbelag im Verbund	173
11.2	TECHNISCHE LÖSUNGSVORSCHLÄGE FÜR DIE BRÜCKE AN DER MONIKAPFORTE	174
11.2.1	Stand der Technik	174
11.2.2	Lösungsvorschlag	175
11.2.3	Randbewehrung in Querrichtung	175
<b>12.</b>	<b>SCHLUSSFOLGERUNG (BEARBEITET VON GEYER)</b>	<b>177</b>



<b>13. ANHANG</b>	<b>180</b>
13.1 LITERATURVERZEICHNIS	180
13.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS	182

# 1. Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Brücken sind während ihrer Nutzungsdauer vielen Beanspruchungen ausgesetzt. Diese sind Verkehrslasten, wie Brems-, Anfahr-, Anprall- und Fliehkräfte, Erdbebenkräfte, Windbelastung, Witterungseinflüsse und Erddruckkräfte.

Das Brückentragwerk besteht aus dem Unterbau, dem Überbau und dem Ausbau. Die wesentlichsten Elemente des Unterbaus sind die Gründungen, die Pfeiler und die Widerlager. Der Überbau besteht aus den Quer- und Längsträgern, der Fahrbahnplatte, Bodenplatte und weiteren Bestandteilen, auf die im Folgenden nicht näher eingegangen wird. Der Ausbau umfasst die Beleuchtung, Geländer, Leiteinrichtungen und so weiter. Ein besonderes Augenmerk wollen wir auf die Bestandteile des Überbaus legen. Das Tragsystem kann aus Holz, Stahl oder massiv ausgebildet werden, also aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton. Eine weitere Möglichkeit stellt auch die Verbundbauweise dar. Über dem Tragsystem befindet sich die Fahrbahn, die als Schichtenaufbau ausgeführt wird. Sie setzt sich aus der Deckschicht, der Tragschicht (Ausgleichsschicht), der Schutzschicht und der Abdichtung zusammen (*siehe Abb. 1*). Die Abdichtung besteht aus Bitumenschweißbahnen und hat die wesentliche Aufgabe, die Tragkonstruktion vor eindringendem Oberflächenwasser, Frost und Tausalz zu schützen. Die Schutzschicht besteht aus Guss- oder Walzasphalt und verhindert eine Beschädigung der Abdichtung infolge der mechanischen Beanspruchung durch Verkehr und Witterung. Auf der Schutzschicht werden die Trag- und die Deckschicht aufgebracht, die beide unmittelbar vom Verkehr beansprucht werden. In dieser Diplomarbeit wird nur auf Spannbetonbrücken eingegangen. Der Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke, mit Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag ist in *Abb. 1* dargestellt.

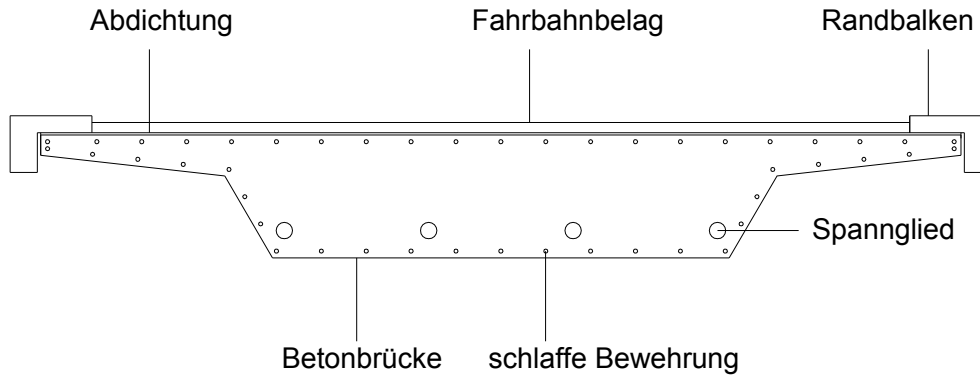


Abb. 1: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke mit Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag

Der zuvor beschriebene geschichtete Aufbau der Fahrbahn ist notwendig um die Bewehrung vor Wasser zu schützen. Das Wasser enthält Chloride, Sulfate und weitere Verschmutzungen, die die Bewehrung angreifen und zum Korrodieren bringen. Dadurch wird einerseits die Tragfähigkeit herabgesetzt und zusätzlich wird das Erscheinungsbild der Brücke beeinträchtigt. Wasser und Chloride beeinflussen die Tragfähigkeit von Beton jedoch kaum, weshalb unter üblichen Umweltbedingungen eine hohe Lebensdauer (500 Jahre und mehr) erreicht werden kann. Schon in der Römerzeit wurden reine Betonbrücken gebaut, die eine unbegrenzte Lebensdauer aufweisen und keine Erhaltungsmaßnahmen erfordern.

Die anfangs erwähnte Bauweise enthält auch mögliche Problempunkte, die den Fahrbahnbelag und die Abdichtung betreffen. Beim Asphaltbelag besteht das Problem, dass durch den Schwerverkehr im Laufe der Zeit Spurrinnen, sowie Risse in Längs- und Querrichtung entstehen. Betonplatten wiederum verkürzen bzw. verlängern sich in Folge von Temperatureinflüssen. Das stellt besonders bei Längsgefällen ein Problem dar und ist als „Schieben der Betonfahrbahn“ bekannt. Durch den Verschleiß des Belages und der Abdichtung müssen diese in regelmäßigen Abständen erneuert werden. Diese Instandhaltungsarbeiten verursachen einerseits hohe Kosten und zusätzlich beeinträchtigen sie den Verkehr.

Ein weiterer Nachteil dieser Bauweise betrifft die Abdichtung. Die schützende Wirkung der Abdichtung ist nur begrenzt effizient, da diese nur unterhalb der Fahrbahn angeordnet ist. Beim Befahren der Brücke bildet sich jedoch ein Salznebel, der alle Außenflächen der Brücke angreift. Dadurch können wiederum Wasser und

Chloride in die Brücke eindringen und die Bewehrung nahe der Außenflächen zum Korrodieren bringen.

Fahrbahnübergänge die undicht sind, haben zur Folge, dass es zu starken Betonabplatzungen und zur Korrosion der Widerlager kommt. Weitere Schäden bzw. Mängel treten im Bereich der Fugen und der Entwässerungen auf. Bei nicht sachgemäßer Instandhaltung treten Fugenbeschädigungen, Bewachsungen der Fugen, sowie Verschmutzungen der Entwässerungsanlagen auf. Daher müssen die Verschleißteile der normalen Bauweise einer regelmäßigen Kontrolle unterzogen werden.

## 1.2 Zielsetzung

Um die oben genannten Probleme zu verhindern, sind in den letzten Jahren alternative Bauweisen entwickelt worden. Auf diese wird im *Kapitel 2 Stand der Technik* genauer eingegangen.

Zusätzlich wird in dieser Diplomarbeit eine neue Ausführungsart vorgestellt, die den zuvor aufgeführten Problemen entgegenwirken soll. Dabei handelt es sich um eine Spannbetonbrücke ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag (siehe Abb. 2).

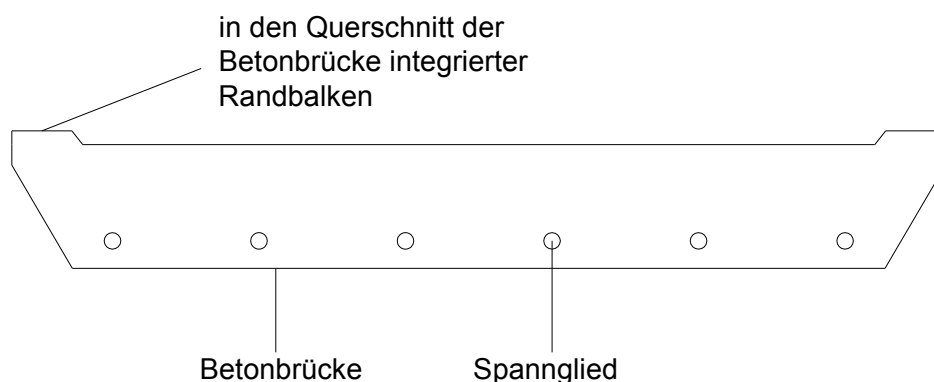


Abb. 2: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag

Bei diesem Verfahren befindet sich die korrosionsgefährdete Spannbewehrung in Kunststoffhüllrohren. Um den Haftverbund zwischen Bewehrung und Hüllrohr zu gewährleisten, wird dieses mit Zementmörtel verpresst. Im Falle der Notwendigkeit

zusätzlicher Betonstahlbewehrung wird, da Risse im Betonbau kaum vermieden werden können, kein korrosionsgefährdetes Material verwendet. Dieses kann zum Beispiel nicht rostender Edelstahl sein. Dieser ist jedoch wesentlich teurer und es liegen noch keine Langzeit Erfahrungen über die Dauerhaftigkeit vor. Das Ziel dieser Ausführungsweise ist einerseits das Erreichen einer verbesserten Dauerhaftigkeit und andererseits das Weglassen der kostenaufwendigen Verschleißteile des Fahrbahnbelags und der Abdichtung. Dadurch werden die notwendigen Instandhaltungsarbeiten minimiert bzw. können ganz entfallen.

Die Umsetzbarkeit dieser Bauweise wird anhand der Bemessung einer Fußgängerbrücke in Salzburg dargelegt. Diese Berechnung wird einerseits mit einem Finite Elemente Programm durchgeführt und andererseits händisch nachgewiesen.

## **2. Stand der Technik**

Im Folgenden werden neue Entwicklungen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit aufgezeigt.

### **2.1 Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung**

Es wurden bisher etwa 30 Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung in Österreich gebaut. Aufgrund der hohen Dichtheit des HL-Betons ist eine hohe Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit gegenüber mechanischen und chemischen Einwirkungen gegeben. Das ist jedoch nur der Fall, wenn der Beton sachgerecht zusammengesetzt, hergestellt und nachbehandelt wird. Trotz des Einsatzes von hochfestem Beton oder Hochleistungsbeton können Risse nicht gänzlich vermieden werden. Durch das Weglassen der Abdichtung kann es demnach trotzdem zum Eindringen von Wasser und Chloriden kommen, wodurch der Baustahl korrodiert.

Vom BMVIT gefördert, wurden bereits 9 Brückentragwerke zu Forschungszwecken errichtet und untersucht. Dabei wurde geprüft, ob die hohen Erwartungen an die Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit erfüllt werden. Die Bauwerke wurden auf Risse, Abplatzungen, Frostschäden, Spurrillenbildung und andere optisch wahrnehmbare Schäden untersucht. Es wurde weder eine Beeinträchtigung der

Tragsicherheit, noch der Gebrauchstauglichkeit festgestellt. Die direkt befahrenen Tragwerke zeigten weder Verschleiß noch Spurrinnen. Auch die Frosttaubeanspruchung hinterließ keine Schäden an den Konstruktionen. Neben den augenscheinlichen Untersuchungen wurden Bohrkerns oder Bohrmehl entnommen, um die Chlorideindringung in den Beton festzustellen. Der zulässige Chloridgehalt in einer Tiefe von 4 cm (Mindestbetondeckung) darf 1% bezogen auf die Zementmasse betragen (ÖNORM B 4706). Nur ein Bauwerk überschritt die Grenze, wobei der Chloridgehalt mit fortschreitender Tiefe sehr rasch abnahm. Es ist zu vermuten, dass der erhöhte Betrag auf eine nicht optimale Nachbehandlung zurückzuführen ist. Mit Hilfe theoretischer Berechnungen wurde eine Prognose erstellt, nach der bei einer Betondeckung von 6 cm, der kritische Chloridgehalt erst nach 335 Jahren erreicht werden würde. Durch diese Prüfverfahren wurde aufgezeigt, dass sich, solange die Nachbehandlung rechtzeitig und sachgemäß durchgeführt wird, die Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung bewähren. Dadurch kann auch die Dauerhaftigkeit gewährleistet werden. Für Einfeldträger ist diese Bauweise uneingeschränkt einsetzbar.

Weiters ist die Rissweite bei der Planung zumindest auf 0,15 mm zu begrenzen.

Bezüglich der Wirtschaftlichkeit sei zu erwähnen, dass bei der Herstellung Kostenneutralität besteht, jedoch die Erhaltung dieser Bauweise wesentlich kostengünstiger ist [1].

### 2.1.1 Hochleistungsbeton

Hochleistungsbeton ist ein 6-Stoffsystem, bestehend aus Zement, Zuschlag, Wasser, Zusatzmittel, Zusatzstoff und Luft. Das sehr dichte Gefüge von HL-Beton wird durch die Zugabe von speziellen Stoffen, wie Mikrosilika und Hochleistungsfließmittel erreicht. Zusätzlich weist er einen sehr niedrigen Wasser-Zementwert auf. Mikrosilika ist ein hydraulisch wirksamer Zusatzstoff, dessen Teilchen weniger als ein Zehntel des Durchmessers eines Zementkorns aufweisen und damit eine wesentlich dichtere Zementsteinmatrix bewirken. Nicht nur das Zementsteingefüge, sondern auch die Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlag sind wesentlich dichter, als bei konventionellem Beton. Durch den Einsatz geeigneter Bindemittel bzw. Zuschläge kann die Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe und mechanische

Beanspruchungen verbessert werden. Diese Eigenschaften ermöglichen eine Anwendung in stark umweltbelasteten Gebieten, auch ohne Abdichtung. Zusätzliche Vorteile ergeben sich aus der wesentlich längeren Lebensdauer und dem geringeren Instandhaltungsaufwand, verbunden mit einem geringeren Kostenaufwand.

Die Nachteile von Hochleistungsbeton sind, dass bei unsachgemäßer Zusammensetzung, Herstellung und Nachbehandlung die wesentlichen Eigenschaften nicht erfüllt werden können. Dazu kommt, dass der Baustoff eine hohe Empfindlichkeit gegenüber Streuungen der Ausgangsstoffe hat.

Die Anforderungen und Eigenschaften von Hochleistungsbeton [2]:

- w/z- Wert < 0,4
- Mikrosilika > 3% vom Zementgewicht
- Zuschläge Verwendungsklasse 1
- Zement mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung
- Zusatzstoffe nach ÖNORM B 3309
- mikroprozessorgesteuerte Anlage
- Frischbetontemperatur < 27 ° C an der Einbaustelle
- Gesamtwassergehalt < 150 Liter/m<sup>3</sup>
- Wassereindringtiefe < 10 mm
- Druckfestigkeit > 40 N/mm<sup>2</sup>
- mögliche Konsistenz K4-K5
- Luftgehalt in frostbeständigem HL-Beton für konstruktiven Ingenieurbau: 2-5%
- Luftgehalt in frost-tausalzbeständigem HL-Beton für konstruktiven Ingenieurbau: 4,5-7%

## 2.1.2 Bestehende Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung

### 2.1.2.1 Badhausbrücke Tulln (1997)

Die Badhausbrücke Tulln ist die erste direkt befahrbare Brücke aus Hochleistungsbeton in Österreich. An ihr wird deutlich, dass die Bauweise aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung über eine gute Wirtschaftlichkeit und längere Dauerhaftigkeit verfügt [11].



a) *Ursprüngliche Badhausbrücke Tulln  
Stahl-Holz-Konstruktion*



b) *Badhausbrücke Tulln aus  
Hochleistungsbeton und ohne  
Abdichtung*

*Abb. 3: Badhausbrücke Tulln (1997) [[www.lindlbauer.at/badhaus.html](http://www.lindlbauer.at/badhaus.html)]:*

### 2.1.2.2 Weißeritzbrücke in Dresden (1999)

Diese Brücke, mit direkter Fahrbahn, überquert die Weißeritz zwischen Dresden und Freital. Sie wurde mit einer Spannweite von 32 m als Einfeldträger konstruiert. In erster Linie diente die Weißeritzbrücke als Baubrücke und im späteren als Zufahrtsbrücke in das Naturschutzgebiet im Weißeritztal. Von großer Bedeutung war es, bei diesem Bauwerk Untersuchungen bezüglich der Robustheit (Dauerhaftigkeit) des Hochleistungsbetons durchzuführen. Durch Überwachungssysteme konnten Bewegungen des Überbaus aus Verkehr und Temperatur aufgezeichnet werden. Diese boten einen Aufschluss über das Verhalten der Brücke unter Betriebsbedingungen. Infolge des Hochwassers wurde am 16 August 2002 die gesamte Messtechnik der Brücke zerstört. Eine komplette Überströmung der Brücke hat am Bauwerk selbst nur eine Beschädigung am Brückengeländer hervorgerufen [5].





*Abb. 4: Weißeritzbrücke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung [www.lindlbauer.at/badhaus.html]*

### 2.1.2.3 Bogenbrücke bei Wölkau (2001)

Die Bogenbrücke aus HL-Beton hat eine Gesamtlänge von 57 m und eine Bogenweite von 47 m. Sie dient als Überführung über die Autobahn A17.



*Abb.5: Bogenbrücke bei Wölkau aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung [www.ovbb.at]*

## 2.2 Brücken mit beschichteter Bewehrung

Schon in den 70 Jahren traten viele Schadensfälle infolge Korrosion der Bewehrung auf. Bei Bauwerken, die nur wenige Jahre alt waren, entstanden durch Eindringen von Chloriden Korrosionsschäden. Damals begann man sich mit dem gegenwärtigen Thema der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen auseinanderzusetzen. Im Zuge dessen entstand der Lösungsvorschlag der beschichteten Bewehrung. Die Beschichtung besteht aus organischen Materialien, wovon hauptsächlich Epoxidharze zum Einsatz kommen (*siehe Abb. 6*).



Abb.6: Epoxidharzbeschichtete Bewehrung [[www.ovbb.at](http://www.ovbb.at)]

Diese Beschichtung dient als Schutz vor Korrosionsangriffen. Die Epoxidharze werden als Pulverbeschichtung appliziert. Ihre Vorteile sind eine gute Korrosionsschutzwirkung, eine hohe Haftung, eine gute mechanische Stabilität und ihre große Widerstandsfähigkeit im alkalischen Bereich.

Damit die positiven Eigenschaften gewährleistet sind, müssen bei der Herstellung einige Voraussetzungen zwingend erfüllt werden:

- Saubere Oberflächenvorbehandlung mit einer Chromatierung
- Gleichmäßige und ausreichende Schichtdicke
- In der Beschichtung weniger als eine Pore pro Meter
- Verletzungsfreier Einbau
- Ausreichende Betonüberdeckung
- Konsequente Instandhaltung des Bauwerks

Für die Herstellung bedeutet das, dass nur beschichtete Bindedrähte verwendet werden dürfen, die Bewehrung nicht begangen werden darf, Schweißen nicht erlaubt ist usw., da die Verletzungsgefahr der Beschichtung besonders groß ist.

Bei der Verdichtung ist aufgrund der Verwendung einer Stahlnadel oder eines Hartgummikopfs besondere Vorsicht geboten. Um das zu umgehen, eignet sich die Verwendung von selbstverdichtendem Beton (self compacting concrete; SCC) besonders gut.

In Nordamerika wurden Untersuchungen an Brücken mit Epoxidharz beschichteter Bewehrung durchgeführt. Im Zuge dessen konnten keine Schäden gefunden werden, die auf einen ungenügenden Korrosionsschutz zurückzuführen waren. Das Alter der Brücken lag zwischen 2 und 20 Jahren.

Im Gegensatz dazu wurden in Key West in Florida an Brückenpfeilern massive Korrosionsschäden im Spritzwasserbereich festgestellt. Diese traten schon nach 5 bis 7 Jahren auf. Der Grund war nicht nur der starke Chloridangriff und die andauernde Feuchtigkeit, sondern auch die schlechte Beschichtungsqualität bzw. die mangelnde Sorgfalt bei der Herstellung.

Wird die Beschichtung verletzt bzw. entstehen in dieser Poren, können Chloride hindurch diffundieren und voluminöse Korrosionsprodukte bilden. Dadurch kommt es in diesem punktuellen Bereich zu einer Abplatzung. Nahe der geschädigten Stelle läuft gleichzeitig eine kathodische Halbzellenreaktion ab. Diese findet zwischen Beschichtung und Substrat statt und führt lokal zu einem sehr hohen pH-Wert, sodass es zu einer Ablösung der Beschichtung kommt. Die *Abb. 7* zeigt eine ausgebaute epoxidharzbeschichtete Bewehrung aus einer Brücke in Colorado.



*Abb. 7: Epoxidharz beschichtete Bewehrung aus einer Brücke in Colorado, USA [www.ovbb.at]*

Daraus lässt sich schließen, dass es bei beschichteter Bewehrung zu einer punktuellen Korrosion kommt, welche wesentlich gefährlicher als die Oberflächenkorrosion ist.

Abschließend lässt sich festhalten, dass bei sorgfältiger fehlerfreier Herstellung und qualitativ hochwertiger Beschichtung das Kosten - Nutzen – Verhältnis zufrieden stellend ist. Bei der Herstellung kommt es lediglich zu Mehrkosten von 2 % oder noch weniger. Das größere Problem stellt die sehr geringe Fehlertoleranz bei der Produktion und beim Einbau dar [4].

### 2.3 Brücken mit Bewehrung aus glasfaserverstärkten und kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen

Durch den Einsatz von nichtmetallischer Bewehrung kann die Korrosion vermieden werden. Diese ist jedoch wesentlich teurer als die konventionelle Betonstahlbewehrung. Außerdem liegen noch keine Langzeit Erfahrungen über die Dauerhaftigkeit der nichtmetallischen Bewehrung im Beton vor, z.B. Glasfaserstäbe oder Stäbe aus Kohlenstofffasern (*siehe Abb. 8*).



a) *Bewehrung aus glasfaserverstärkten Kunststoffen*



b) *Bewehrung aus kohlenstoffverstärkten Kunststoffen*

*Abb. 8: Nichtmetallische Bewehrung [www.ovbb.at]*

Darum sind Betonbrücken, mit glasfaserverstärkten oder Stäben aus Kunststoffen, als Forschungsprojekte einzustufen.

Die Bridge Street Bridge in Amerika (*siehe Abb. 9*), die 2002 gebaut wurde, ist die erste Brücke mit einer Bewehrung aus Kohlenstofffaser verstärkten Kunststoffen. Ihre Spannweite beträgt 20 Meter. Weiteres besteht sie aus zwei parallel nebeneinander verlaufenden Brücken mit drei Feldern.

Eine Besonderheit der Brücke ist die externe Unterspannung mit 60 Kohlefaser - Spanngliedern und auch die schlaife CFK-Längsbewehrung in den Doppel T-Trägern.



Abb. 9: Bridge Street Bridge [www.ovbb.at]

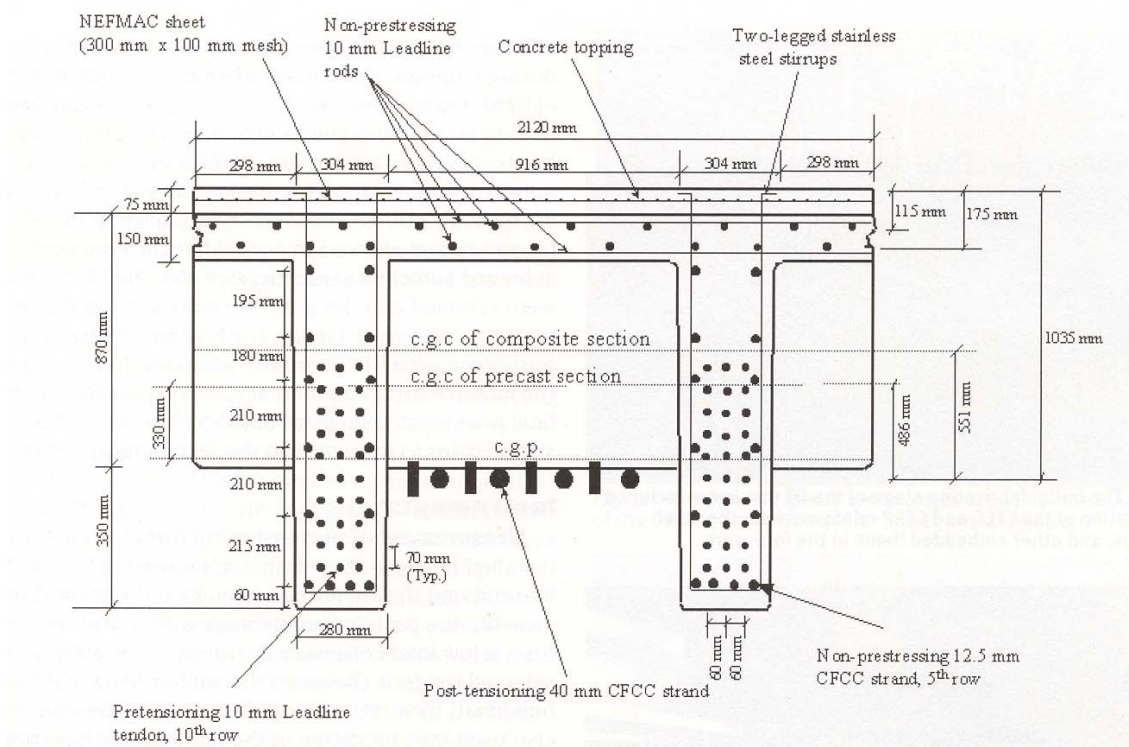


Abb. 10: Querschnitt Bridge Street Bridge [www.ovbb.at]

## 2.4 Brücken mit Bewehrung aus nicht rostendem Edelstahl

In Meeresgegenden kommen immer öfter nicht rostende Materialien, wie Edelstahl zum Einsatz. Obwohl die Edelstahlbewehrung teurer als die Betonstahlbewehrung ist, erkennt man eindeutig die Vorteile des nicht rostenden Stahls in heißen und maritimen Gegenden. In Hongkong wird aufgrund des feucht-warmen Klimas eine Brücke mit dieser Bewehrung gebaut (*siehe Abb. 11*). Sie hat eine Gesamtlänge von 1596 Metern und eine freie Spannweite von 1018 Metern. Sie wird im Jahr 2009 fertig gestellt und ist damit eine der längsten Schrägkabelbrücken der Welt.



*Abb. 11: Stonecutter Bridge, Honkong [www.ovbb.at]*

Die Vorteile einer Brücke mit Edelstahlbewehrung sind sehr deutlich z.B. in Mexiko zusehen. Dort wurden zwei Brücken gebaut. Eine davon wurde mit Edelstahlbewehrung hergestellt und die andere mit Betonstahlbewehrung. Im Gegensatz zu der Brücke mit Edelstahlbewehrung, die 1941 fertig gestellt wurde, steht die Brücke mit Betonstahlbewehrung (Baujahr 1960) nicht mehr (*siehe Abb. 12*).



Brücke mit Edelstahlbewehrung (Bauzeit 1937-1941)



Pfeilerreste der Brücke von 1960

Abb. 12: Brücken in Progreso, Mexiko [www.ovbb.at]

## 2.5 Brücken aus UHPC (Ultra high performance concrete) und Spanngliedern

Die Vorteile von Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC) sind die hohe Festigkeit von bis  $200 \text{ N/mm}^2$  und der sehr hohe Korrosionswiderstand. Durch diese positiven Eigenschaften ist er besonders gut geeignet für Bauteile mit einer hohen Beanspruchung, sowie für weit gespannte Brücken. Um seinem spröden Verhalten entgegenzuwirken, müssen rund 2 bis 4 Volumenprozent Stahlfasern dazu gegeben werden. Dadurch wird die Duktilität im Nachbruchbereich des Betons wesentlich verbessert.

Mit diesem neuen Material wurden in den vergangenen Jahren in Korea, Japan und Kanada Brücken gebaut. Im Jahr 1997 wurde in Kanada bei der Errichtung der Sherbrooke Footbridge (siehe Abb. 13) erstmals UHPC verwendet. Durch den Einsatz von vorgespannten Zugdiagonalen, kombiniert mit einer externen Vorspannung, fällt die Verwendung von schlaffer Bewehrung weg. Die Fahrbahn ist als eine quer vorgespannte Rippenplatte mit nur 3 cm Dicke ausgeführt.

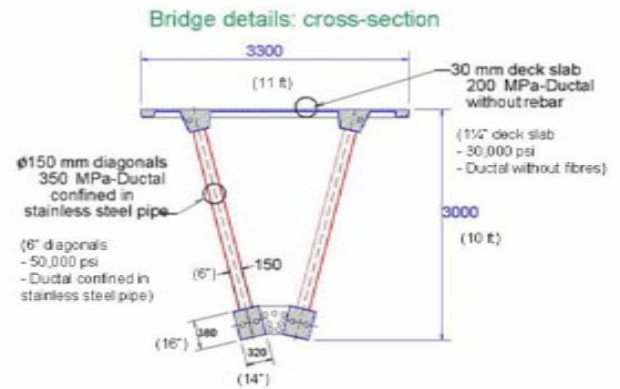


Abb. 13: Sherbrook Footbridge (1997), Kanada [www.ovbb.at]

Auch in Kassel, in Deutschland kam der UHPC zum Einsatz. Dort wurde die Gärtnerplatzbrücke, eine Fußgänger- und Radbrücke, mit einer Gesamtlänge von 136 Metern gebaut. Sie hat Einzelstützweiten von 12 bis 36 Metern. Die Brücke ist in Längsrichtung mit einem vorgespannten Tragwerk aus ultrahochfestem Beton und Stahlfachwerkbindern ausgebildet. In Querrichtung besteht sie aus vorgespannten Faserbetonplatten, ebenfalls aus ultrahochfestem Beton. Die Fahrbahnplatte hat eine Dicke von rund 8 cm (siehe Abb. 14).



Abb. 14: Gärtnerplatzbrücke, Deutschland [www.gaertnerplatzbruecke.de]

## 2.6 Brücken mit kathodischem Korrosionsschutz

Auf der Oberfläche der Betonstahlbewehrung bildet sich durch den hohen PH-Wert des Betons eine Passivschicht, welche eine hauchdünne Oxydschicht darstellt. Um so eine Passivschicht zu erhalten, muss bei der Herstellung eine sachgemäße Ausführung stattfinden. Bei mangelnder Ausführung des Betons oder durch Eindringen von Chloriden, z.B. durch Tausalze und Wasser, kann es zu einer Entpassivierung kommen.



Das bedeutet, dass sich der Stahl bzw. das Eisen in positive und negativ geladene Ionen auflösen würde. Dadurch bildet sich an der Stahloberfläche Eisenoxid, das durch Korrosion entsteht und auf der Oberfläche ist Rotrost zu sehen (siehe Abb. 15).

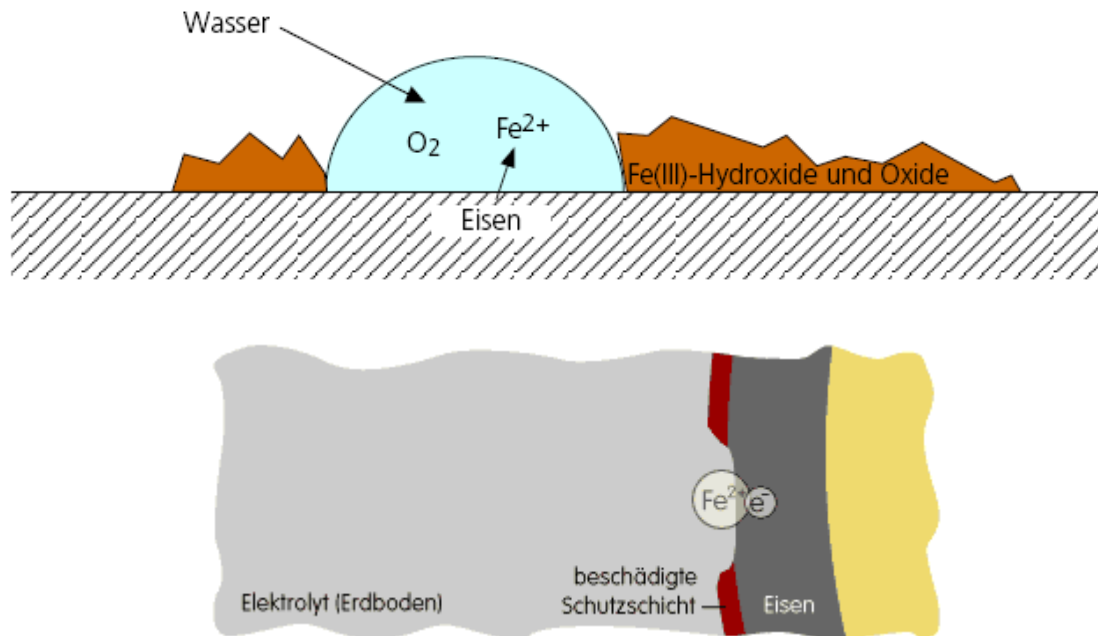


Abb. 15: Entpassivierung der Schutzschicht und Bildung von Rotrost  
 [www.kks.at/spektrum/kath\_kor.htm]

Unter dem kathodischen Korrosionsschutz wird ein elektrochemisches Verfahren verstanden, bei dem durch eine Gleichstromquelle das Metall unter elektrischen Strom gesetzt wird. Dieser Schutzstrom bewirkt eine kathodische Polarisierung an der Oberfläche, wodurch sich die Anziehungskraft gegenüber den positiv und negativ geladenen Ionen erhöht. Daraufhin können die Ionen und Elektronen das Metall nicht mehr verlassen und bilden damit eine Schutzschicht, die den Stahl vor Korrosion schützen soll.

Der kathodische Korrosionsschutz kann vorsorglich, aber auch als Instandsetzungsmaßnahme angewendet werden. Bei diesem Verfahren wird eine Anode, die aus einem nicht löslichen Material besteht, eingebaut (siehe Abb. 16).

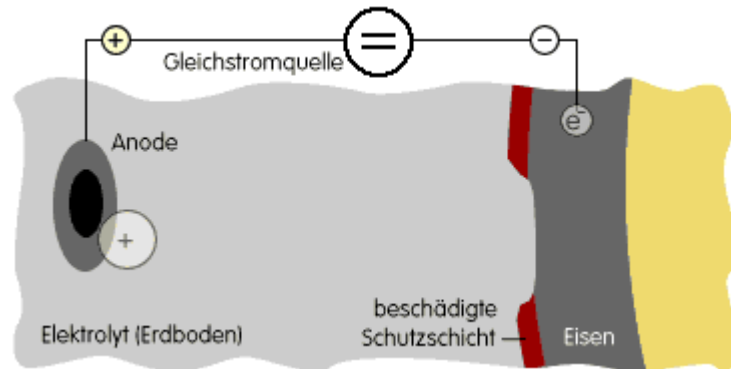


Abb. 16: Kathodischer Korrosionsschutz [[www.kks.at/spektrum/kath\\_kor.htm](http://www.kks.at/spektrum/kath_kor.htm)]

Während der zu schützende Bewehrungsstahl mit dem Minuspol einer Gleichstromquelle verbunden ist, ist die Anode mit dem Plus-Pol verbunden. Durch diesen Stromkreislauf entsteht eine Potentialverschiebung. Diese Verschiebung bewirkt, dass die Korrosion der Bewehrung verhindert bzw. geschwächt wird. Dieser kathodische Korrosionsschutz wird schon seit 1980 bei Brückenüberbauten, Tunneln, Parkhäusern und Meeresbauwerken sowie in den USA und Europa zur Instandsetzung und zum Schutz vor Korrosion bei Stahlbetonbauwerken verwendet [6].

## 2.7 Einsatz von nicht rostenden Bewehrungsstählen im Betonbau

Nicht rostende Stähle weisen einen Chromgehalt von über 10,5% auf und in vielen Fällen enthalten sie auch Nickel, Molybdän und Stickstoff. Gleichzeitig treten Begleitelemente wie z.B. Kohlenstoff, Schwefel und Phosphor auf. Im Gegensatz zu normalen verzinkten, Epoxidharz beschichteten, sowie un- bzw. niedriglegierten Betonstählen weisen nicht rostende Stähle eine höhere Korrosionsbeständigkeit auf. Diese Eigenschaft stellt für außerordentlich korrosionsgefährdete Tragwerke eine sehr gute Schutzmaßnahme dar. Nicht rostende Stähle kommen daher bei Bauteilen zum Einsatz, die chloridhaltigem Wasser ausgesetzt sind, eine lange Nutzungsdauer aufweisen müssen, sowie einer aufwendigeren Instandsetzung bedürfen. Durch die gute Korrosionsbeständigkeit können größere bzw. frühzeitige Instandsetzungsmaßnahmen vermieden werden. Trotz der höheren Materialkosten

ist es damit möglich, einerseits die Dauerhaftigkeit zu erhöhen und andererseits, sowohl finanziell als auch materiell, wirtschaftlicher zu bauen.

Es gibt fünf Gruppen von nicht rostenden Bewehrungsstählen, die sich in ihren Eigenschaften und in ihrer Struktur unterscheiden:

- Austenitische nicht rostende Stähle
- Austenitische – ferritische nicht rostende oder sogenannte Duplexstähle
- Ferritische nicht rostende Stähle
- Martensitische nicht rostende Stähle
- Ausscheidungsgehärtete nicht rostende Stähle

Die Stähle aus den ersten zwei Gruppen werden als Betonstähle verwendet [8].

### **3. Vorgespannte Brücke ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag**

Wie in der Problemstellung zuvor beschrieben, treten bei der gewöhnlichen Brückenbauweise Probleme bezüglich der Verschleißteile auf. Da die Abdichtung nur begrenzt wirksam ist, besteht die Gefahr, dass durch Eindringen von Wasser und Chloriden die schlaffe Bewehrung korrodieren könnte. Unter anderem sind die höheren Herstellungs- und Instandsetzungskosten der Fahrbahn, sowie der Abdichtung zu beachten. Ausgehend von den oben genannten Schwierigkeiten und einer Versuchsreihe, auf die in *Kapitel 3.1 Vorgespannte Decken ohne Betonstahlbewehrung* näher eingegangen wird, entstand die Idee vorgespannte Brücken ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag herzustellen.

Die Ausführung einer vorgespannten Brücke ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag erfolgt durch den Einsatz von korrosionsgefährdeter Spannbewehrung die durch Hüllrohre aus Kunststoff geschützt wird. Das Auspressen mit Zementmörtel gewährleistet den Haftverbund.

In *Kapitel 4. Brücke an der Monikapforte* wird die neu entwickelte Bauweise, anhand einer Brücke in Salzburg überprüft. Es wird geprüft, ob die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit dieser neuen Bauweise erfüllt werden.

### 3.1 Vorgespannte Decken ohne Betonstahlbewehrung

Laut den österreichischen (ÖNORM B4750) und europäischen (EN 1992-1-1) Normen muss aus konstruktiven Gründen in vorgespannten Tragwerken eine große Menge an Betonstahlbewehrung mit eingebaut werden. Aufgrund des hohen Stahlpreises und der Personalkosten für das Verlegen der Bewehrung entstehen erhebliche Mehrkosten. Deswegen gilt diese Bauweise im Hochbau als sehr unwirtschaftlich. Vorteilhaft an vorgespannten Tragwerken ist jedoch, dass die Vorspannung der Durchbiegung und den Belastungen aktiv entgegenwirkt. Die Vorspannung bewirkt zusätzlich eine Reduzierung bzw. eine Vermeidung von Rissbildungen im Beton.

Die Spannbetonbauweise kam in Deutschland bzw. Österreich bisher hauptsächlich bei Brückenbauwerken oder im Hochbau für weit gespannte Decken zum Einsatz. Durch Vorspannung können auch bei großen Spannweiten besonders schlanke Tragwerke gebaut werden. *Abb. 17* zeigt eine vorgespannte Decke in Österreich mit einem großen Anteil an Betonstahlbewehrung.



*Abb. 17: Vorgespannte Decke in Österreich mit großem Anteil an Betonstahlbewehrung*

Im Gegensatz zum deutschsprachigen Raum wird z.B. in Australien weniger Betonstahlbewehrung verwendet (*siehe Abb. 18*). Diese wird dort in den Feldbereichen weggelassen. Damit ist eine wesentlich kostengünstigere Herstellung von vorgespannten Decken möglich.



Abb. 18: Vorgespannte Decke in Australien ohne Betonstahlbewehrung in den Feldbereichen

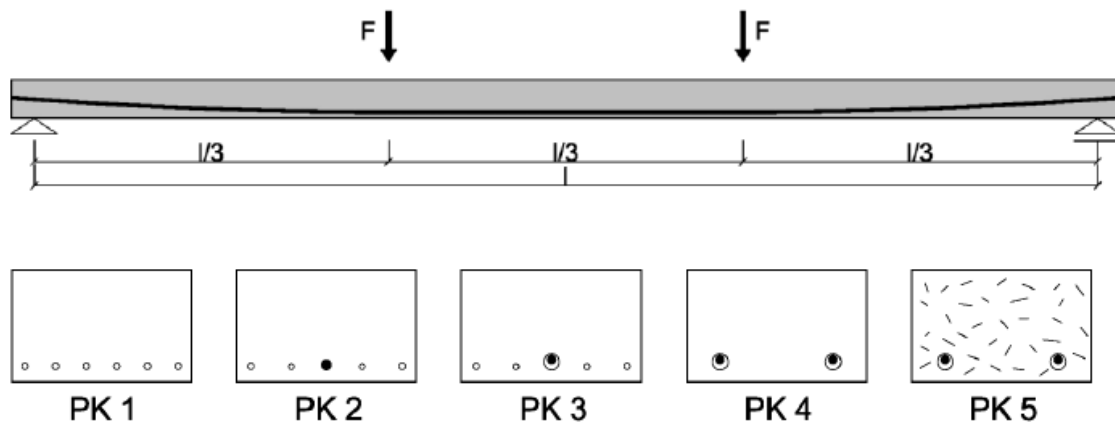
Am Institut für Tragkonstruktion der Technischen Universität Wien wurde eine Versuchsreihe an Plattenstreifen durchgeführt [8].

In diesen Versuchen wurden nach ÖNORM B 4700 und B 4750 bemessene Deckenstreifen mit vorgespannten Deckenstreifen, ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung in einem Vierpunkt-Biegezugversuch getestet und verglichen. Ein besonderes Augenmerk wurde dabei auf die maximal aufnehmbare Kraft, das Durchbiegungsverhalten und auf die Verteilung bzw. Breite der Risse gelegt. Für die Versuchsdurchführung wurden fünf Probekörper hergestellt. Drei Probekörper wurden nach den österreichischen Normen (ÖNORM B 4700 und B 4750) hergestellt. Die letzten zwei Probekörper wurden ohne Berücksichtigung der österreichischen Normen hergestellt, d.h. ohne Betonstahlbewehrung. Weitere wichtige Kenndaten zu dem Versuchsprogramm sind:

- die Abmessungen der Probekörper: Länge = 7,30 m  
Breite = 40 cm  
Höhe = 25 cm
- effektive Spannweite: 7,0 m
- Belastung wurde in den Drittelpunkten angesetzt

- Die Spanngliedführung war zwischen den Belastungspunkten gerade und in den Endbereichen parabolisch

Die *Abb. 19* zeigt die Spanngliedführung, die Belastungspunkte und die Trägerquerschnitte in Feldmitte mit unterschiedlichen Bewehrungsausführungen.



*Abb. 19: Querschnitte der Probekörper in Trägermitte*

In *Abb. 19* ist zu erkennen, dass der Probekörper PK1 nur mit Betonstahlbewehrung, der Probekörper PK2 mit Vorspannung ohne Verbund und der Probekörper PK3 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund hergestellt wurden. Der Probekörper PK4 wurde mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund, aber ohne Betonstahlbewehrung ausgeführt. Der letzte Probekörper PK5 wurde mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund und Stahlfasern, statt konstruktiver Betonstahlbewehrung hergestellt.

Versuchsergebnisse des Prüfkörpers PK1 zeigten ein lineares Ansteigen der Kraft mit der Durchbiegung bis zum Erreichen der Traglast (*siehe Abb. 20*).

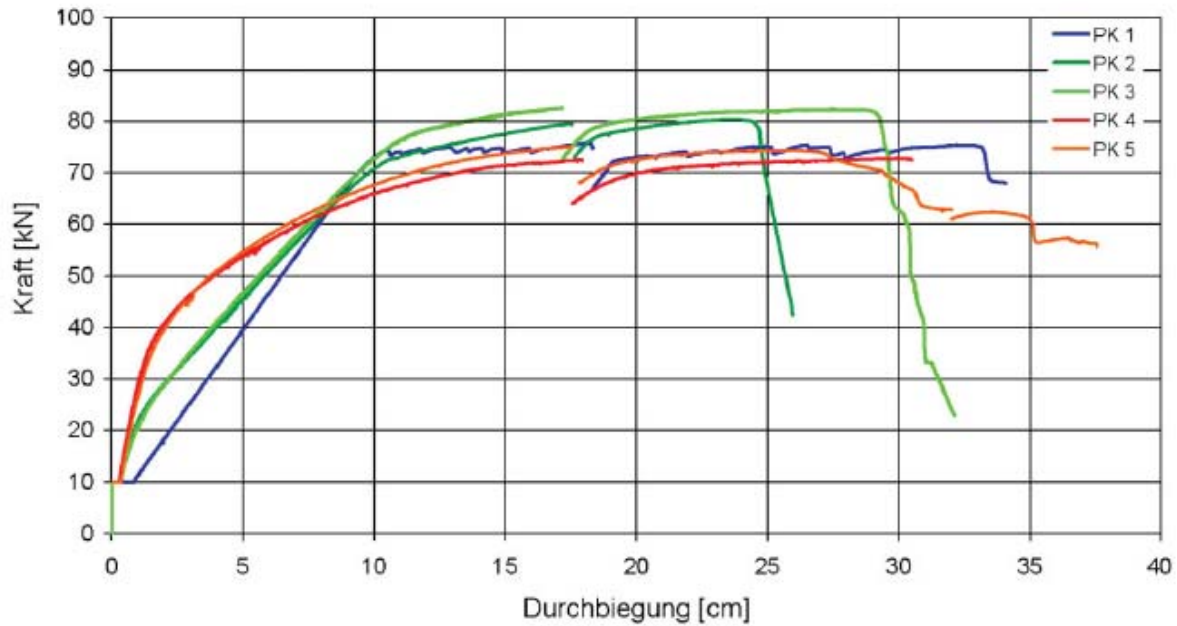


Abb. 20: Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Prüfkörper

Durch Zerstörung der Betondruckzone trat ein Versagen des Prüfkörpers ein. Die Bewehrungsstäbe waren nicht gerissen, sondern wiesen nur ausgeprägte Einschnürungsbereiche auf. Prüfkörper PK2 und PK3 verhielten sich während des Versuches sehr ähnlich. Bei beiden Körpern kam es zu einem linearen Kraftanstieg mit zunehmender Durchbiegung bis zu einer Belastung von 73 kN. Das Versagen trat bei einer Durchbiegung von ca. 25 bzw. 29 cm wiederum durch Zerstörung der Druckzone auf. Die Kraft-Durchbiegungs-Verläufe der Prüfkörper PK4 und PK5 waren nichtlinear. Im Vergleich zu den anderen Prüfkörpern war die Durchbiegung bei der rechnerischen Nutzlast geringer, bei Erreichen der Traglast jedoch höher. Das bedeutet, dass auch ohne Betonstahlbewehrung große Durchbiegungen erreicht werden können. Das Versagen des Prüfkörpers PK5 trat durch Reißen der beiden Spannstahllitzen ein, während Prüfkörper PK4, wie die anderen Prüfkörper, durch Zerstörung der Druckzone versagte. Im Wesentlichen wurde festgestellt, dass beim Einsatz von Spanngliedern ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung ein duktiler Nachbruchverhalten erreicht wird und die mittleren Rissbreiten im zulässigen Bereich liegen. Die zusätzlichen Vorteile dieser Ausführungsart sind ein geringerer Stahlgehalt, weniger Herstellungsaufwand durch das Wegfallen der schlaffen Bewehrung, geringere Durchbiegungen, eine Verkürzung der Bauzeit und geringere Kosten [8].

## **4. Brücke an der Monikapforte**

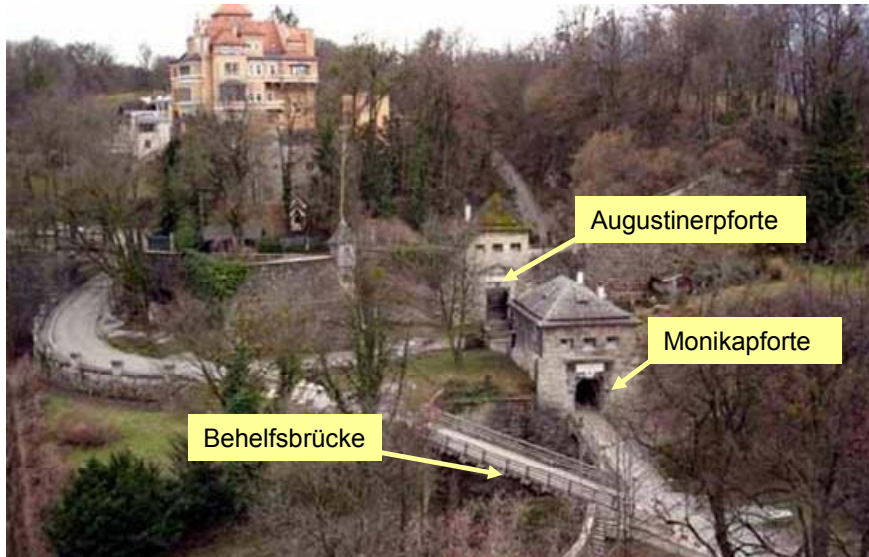
### **4.1 Geschichtlicher Hintergrund und Anstoß für den Brückenbau**

Die Monikapforte ist ein Teil der Müllner Schanze. Die Müllner Schanze ist eine Wehranlage am Nordende des Mönchsberges in der Stadt Salzburg. Sie stammt aus der Zeit des Dreißigjährigen Krieges und diente, als Teil der Stadtmauer, gemeinsam mit dem nächstgelegenen Klausentor, als Schutz vor feindlichen Angriffen.

Unter der Leitung des Dombaumeisters Santo Solari wurde 1621 die unterste Schanzenanlage errichtet. Oberhalb dieser wurde 1622 und 1623 die Augustinerpforte gebaut. Erzbischof Paris Lodron ließ 1638 schließlich die untere Monikapforte als Ergänzung und Verstärkung der Augustinerpforte bauen. Die Namensgebung fand nach den katholischen Heiligen, Augustinus von Hippo und Monika, Mutter des heiligen Augustinus, statt. Dem heiligen Augustinus war auch die nächstgelegene Kirche in Mülln geweiht. Diese beiden Heiligen sollten symbolisch die Stadt vor (protestantischen) Angreifern schützen.

Der Bankier Karl Leitner und Basilius von Paschkoff ließen 1895 eine Straße von Mülln aus auf den Mönchsberg errichten. Diese Straße ging durch den Sperrbogen der Monikapforte. Dies führte in den vergangenen Jahrzehnten zu einer massiven Belastung des Denkmals, da es durch den Zustellverkehr immer wieder zu Beschädigungen kam [11].





*Abb. 21: Müllner Schanze, Mönchsberg in Salzburg [www.salzburg.gv.at]*

Im Zuge des Bauprojektes des Museums der Modernen Künste wurde eine Behelfsbrücke neben der Monikapforte errichtet. Diese Brücke war vorerst nur für den Bau vorgesehen, wurde aber laut Bescheid bis 30. April 2006 verlängert. Der Bescheid ist jedoch nicht rechtskräftig, da die Naturschutzbeauftragten dagegen berufen haben.

Am 1. November 2005 wurde deutlich, wie wichtig das Vorhandensein dieser Brücke ist. Die Freiwillige Feuerwehr wurde zu einem Einsatz auf den Mönchsberg gerufen. Diese besitzt nur große Feuerwehrautos und konnte deshalb nicht durch die Monikapforte fahren, sondern musste den Weg über die Behelfsbrücke wählen. Wäre diese Brücke wie geplant, bereits abgerissen worden, hätten die Einsatzkräfte den Mönchsberg nicht erreichen können. Auch die Zulieferung zum Museum der modernen Künste stellt ein großes Problem dar, da die mit großen und schweren Kunstwerken beladenen LKWs die Monikapforte nicht passieren können. Als Lösungsvorschläge für die Entlastung der Monikapforte dienten nun zwei Varianten. Eine Möglichkeit war, die Behelfsbrücke zu erneuern und die andere die Müllner Pforte zu untertunneln.

2007 startete Landeshauptmannstellvertreter Wilfried Haslauer einen Architektenwettbewerb für einen Brückenentwurf. Gleichzeitig konnten sich Land und Stadt Salzburg nicht einigen, wer die Kosten für einen Bau übernehmen sollte. Im September 2007 entschied man sich für den Neubau der Behelfsbrücke und Stadt

und Land vereinbarten die Kosten gemeinsam zu tragen. Das Brückenmodell des Architekturbüros HALLE 1 gewann den Wettbewerb. Baubeginn ist für 2008 geplant. Es herrscht aber immer noch große Aufregung, da der Naturschutzbund und andere Gegner die Tunnelvariante durchbringen wollen.



*Abb. 22: Monikapforte mit Behelfsbrücke*

## 4.2 Projektbeschreibung des Entwurfs vom Architekturbüro

### 4.3 HALLE 1

Der Entwurf des Architekturbüros HALLE 1 der neuen Brücke an der Monikapforte basiert auf der Idee, eine Brücke zu errichten, die sich optisch in das Landschaftsbild und in die Wegführung integriert. Zusätzlich war die Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit von großer Bedeutung.

Es wurde darauf geachtet, dass die Straßenführung bzw. die Wegführung harmonisch verläuft. Die Materialien für die Oberflächen und für das gesamte Brückentragwerk wurden so gewählt, dass sich ein gutes Verhältnis zwischen Alt und Neu einstellt (*siehe Abb. 23*).



*Abb. 23: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Architektenbüro HALLE 1 [www.halle1.at]*

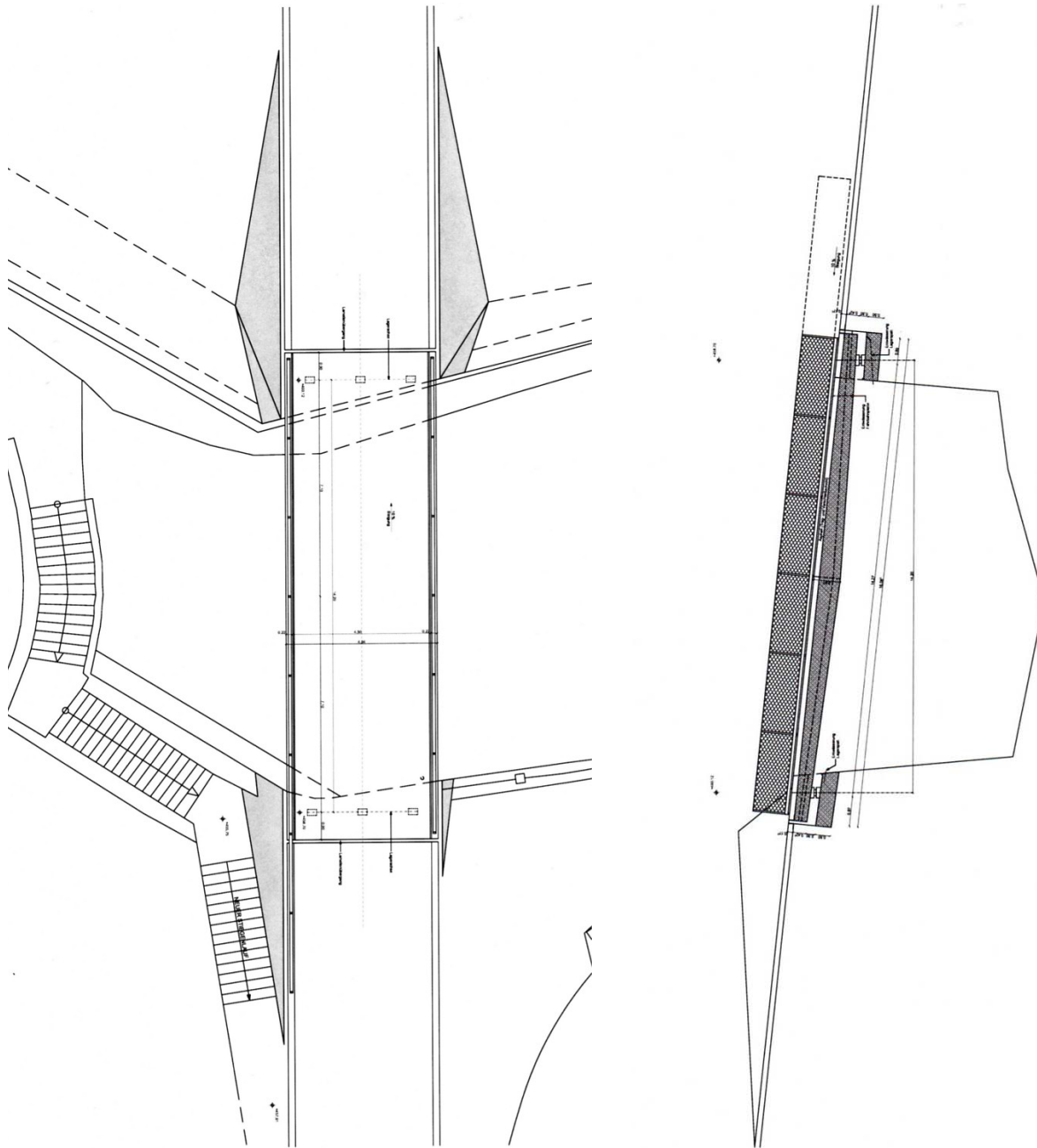


Abb. 24: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Grundriss und Längsansicht  
[Architekturbüro Halle 1]

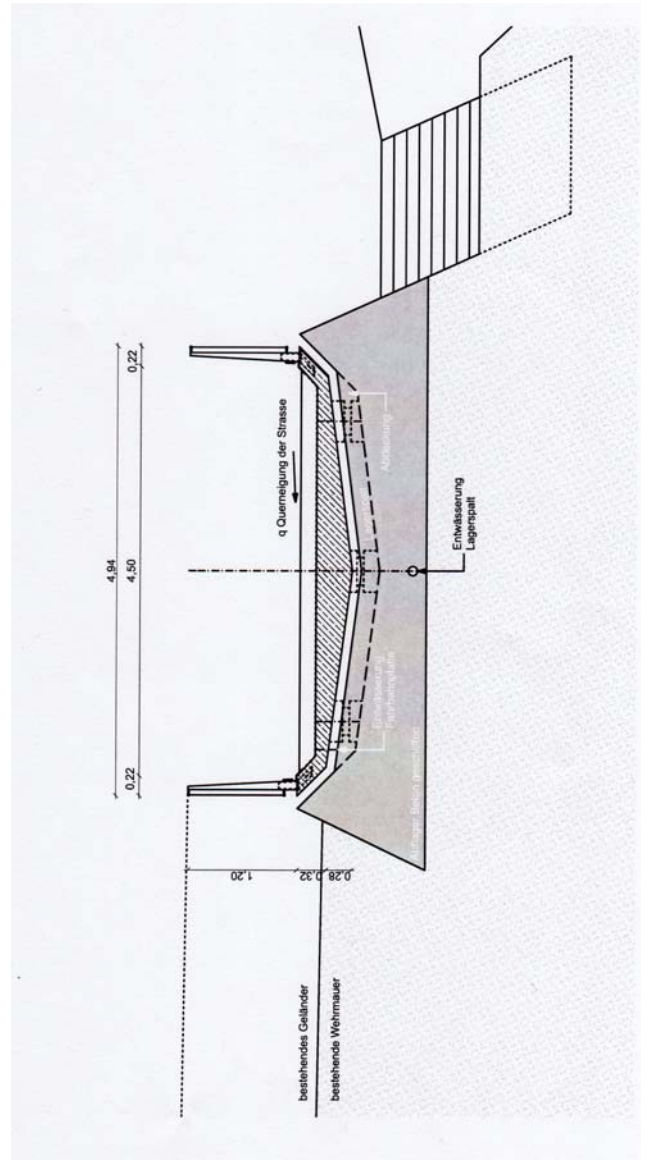
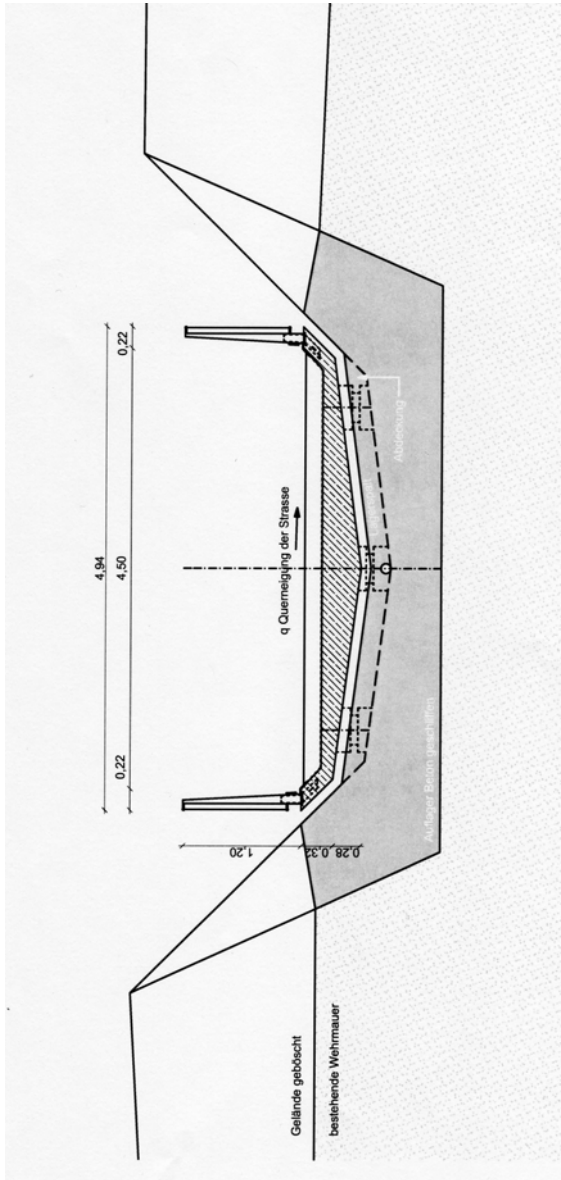


Abb. 25: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Querschnitt am Auflager [Architekturbüro Halle 1]

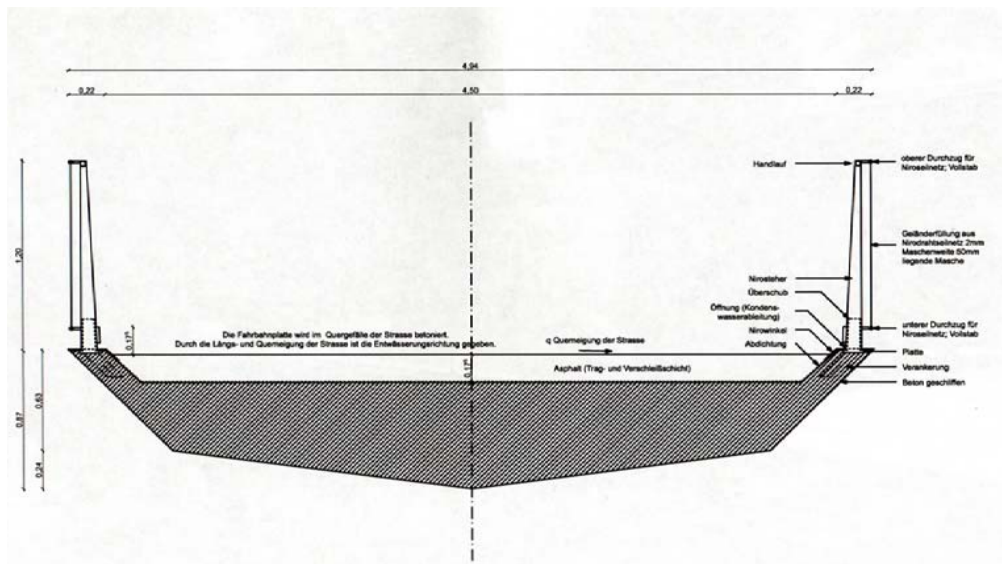


Abb. 26: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Querschnitt in Feldmitte [Architekturbüro Halle 1]

## 5. Vordimensionierung der Brücke an der Monikapforte

Laut den Wettbewerbsunterlagen soll die Belastbarkeit der Brücke der Brückenklasse 1 gemäß ÖNORM B 4002 genügen. Die folgende Lastaufstellung richtet sich nach dem Eurocode EN 1991-2:2003. Diese entspricht im Wesentlichen der ÖNORM.

Das Architektenbüro hat eine Brücke mit Fahrbahnbelag, Abdichtung und Randstreifen entworfen. Im Folgenden wird der Querschnitt jedoch vollflächig mit Beton hergestellt und demzufolge auf die vorher genannten Elemente verzichtet.

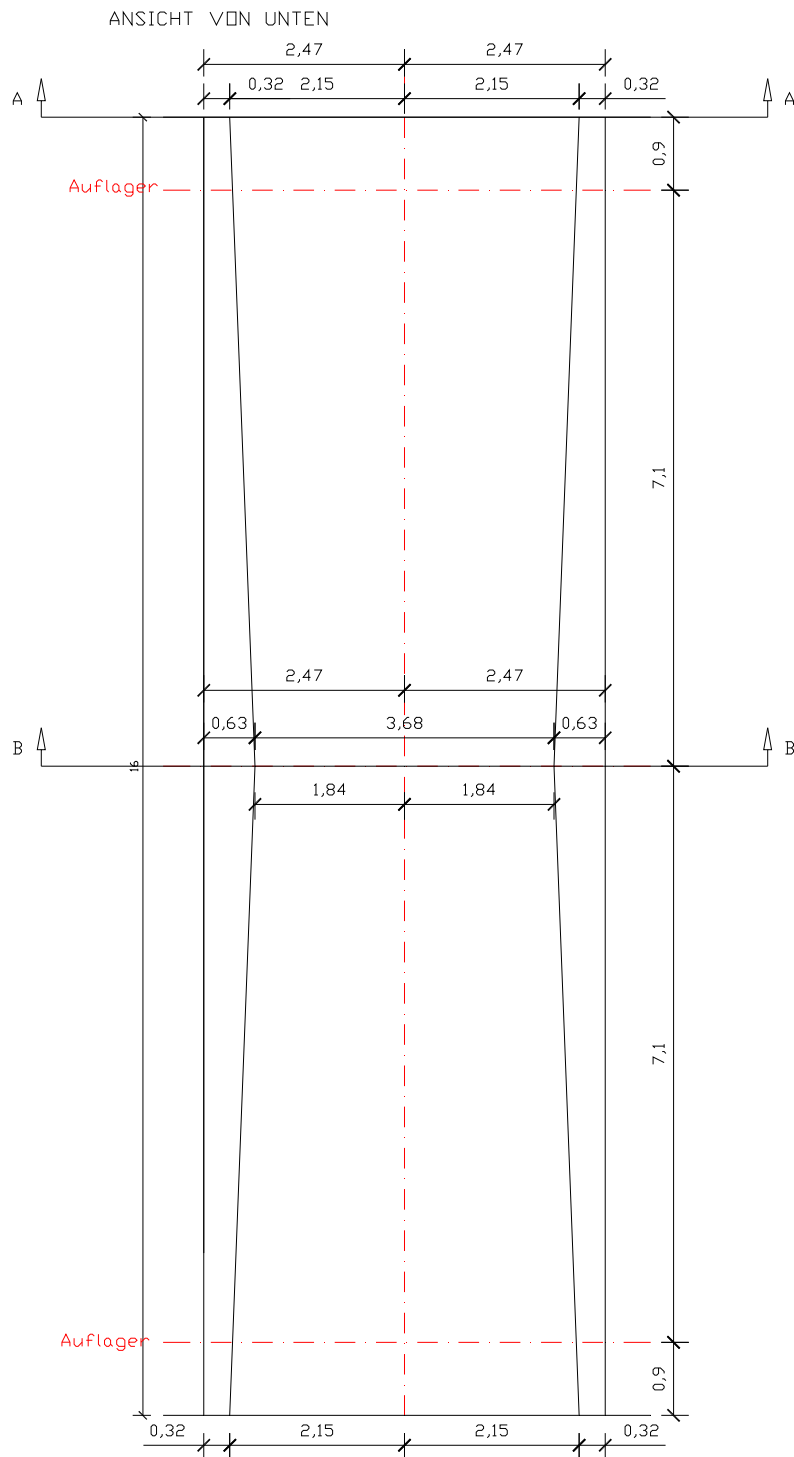
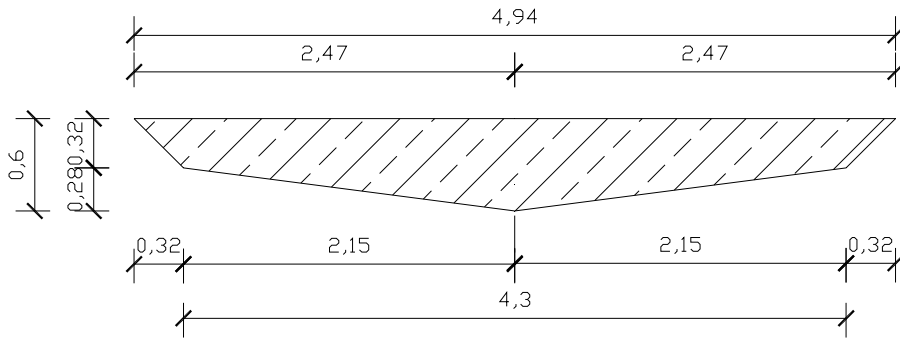


Abb.27: Brücke an der Monikapforte, Ansicht von unten

SCHNITT A-A:



SCHNITT B-B:

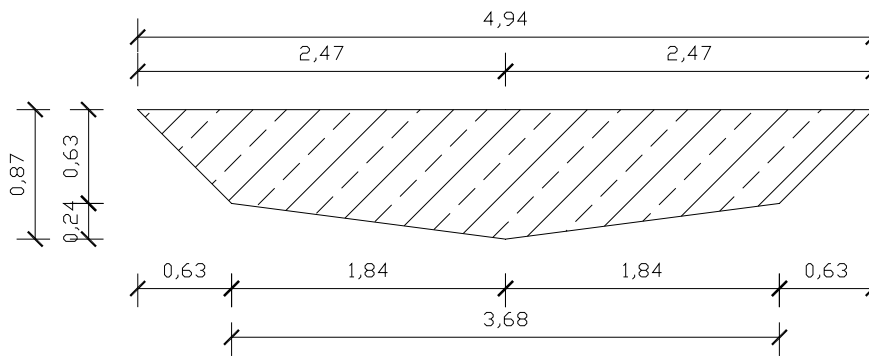


Abb. 28: Brücke an der Monikapforte, Querschnitt in Feldmitte und am Rand



## 5.1 Bemessung nach Eurocode

### 5.1.1 Lastaufstellung

#### 5.1.1.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke

##### 5.1.1.1.1 Feldmitte

$$A = \frac{(4,94 + 3,68) * 0,63}{2} + 1,84 * 0,24 \rightarrow \underline{\underline{A = 3,16 \text{ m}^2}}$$

$$g_k = 3,16 * 25 \rightarrow \underline{\underline{g_k = 78,92 \text{ kN/m}}}$$

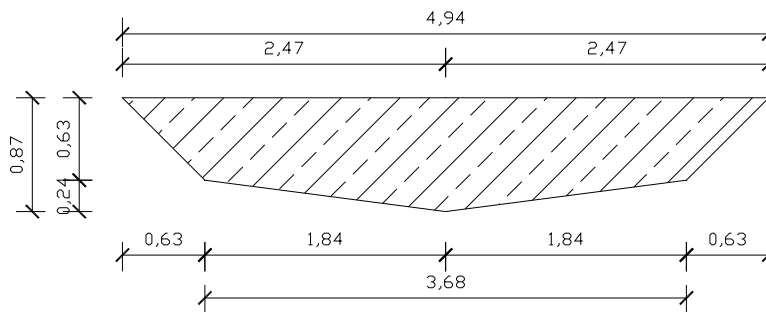


Abb. 29: Abmessungen des Querschnitts in Feldmitte

##### 5.1.1.1.2 Brückenrand

$$A = \frac{(4,94 + 4,3) * 0,32}{2} + 2,15 * 0,28 \rightarrow \underline{\underline{A = 2,08 \text{ m}^2}}$$

$$g_k = 2,08 * 25 \rightarrow \underline{\underline{g_k = 52,01 \text{ kN/m}}}$$

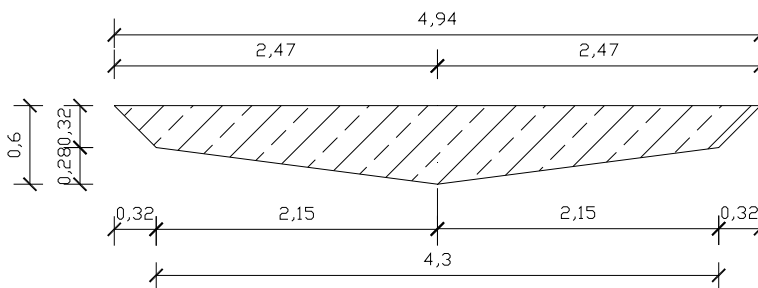


Abb. 30: Abmessungen des Querschnitts am Brückenrand

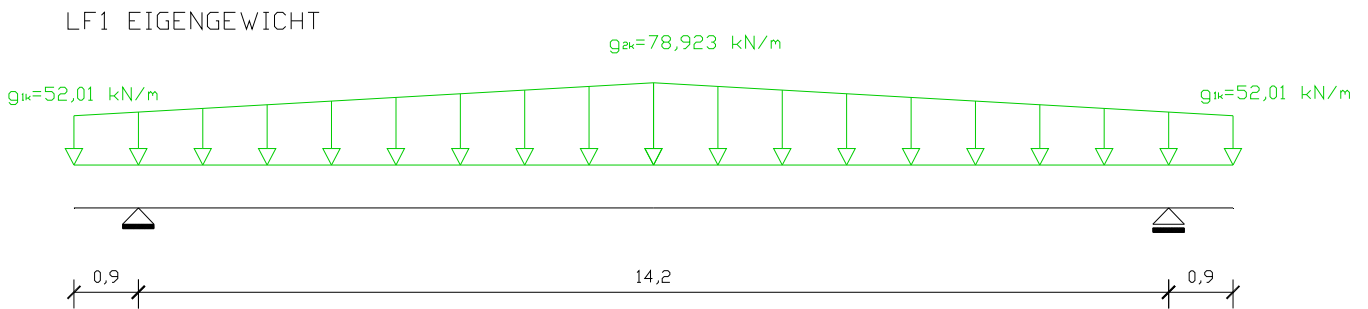


Abb. 31: Belastungsverlauf: Eigengewicht in Längsrichtung

### 5.1.1.2 Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast

Laut ÖNORM B 4002 ist für die Brückenklasse 1 eine gleichmäßig verteilte Last von  $5 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Diese ist nur an jenen Stellen des Querschnitts anzusetzen, an denen die Achslasten nicht wirken.

Nach Eurocode EN 1991-2:2003 erfolgt die Lastaufstellung nach Lastmodell 1. Bei diesem wird der Querschnitt in Belastungsstreifen aufgeteilt (siehe Abb. 32).

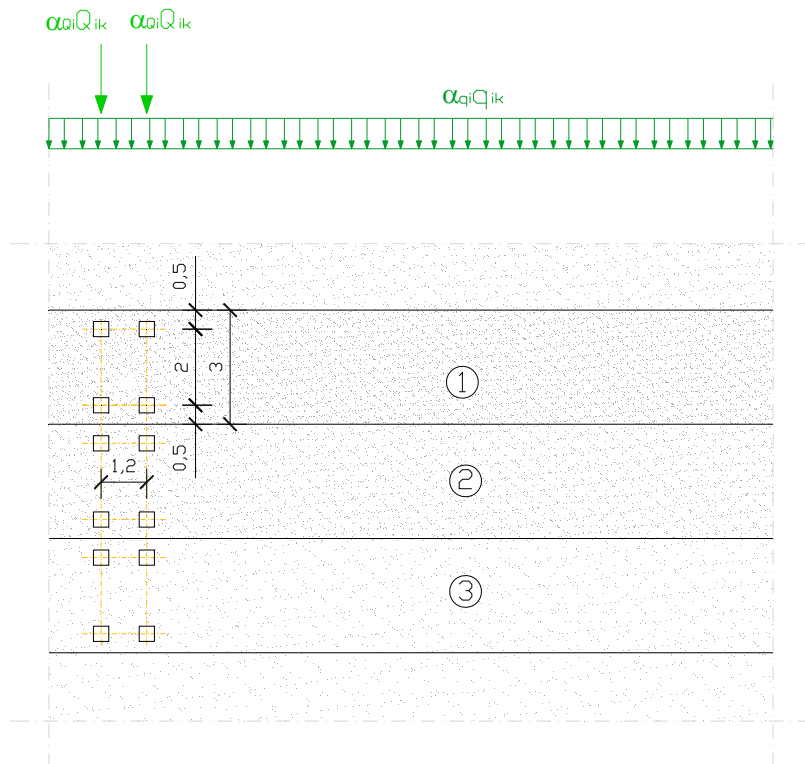


Abb. 32: Darstellung der Laststreifen nach Eurocode

Der erste Fahrstreifen wird mit einer Gleichlast von  $9 \text{ kN/m}^2$  belastet. Die restlichen Fahrstreifen werden je mit einer Flächenlast von  $2,5 \text{ kN/m}^2$  beansprucht. Die Belastung dieser Fahrstreifen erfolgt nach der Tabelle in *Abbildung 33*.

Tabelle 4.2 — Lastmodell 1 : charakteristische Werte

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

Abb. 33: Tabelle für die Belastung der Fahrstreifen gemäß Eurocode

Bei dem Brückenentwurf in Salzburg ist nur ein Fahrstreifen vorhanden. Dieser Fahrstreifen 1 wird mit einer gleichmäßig verteilten Last von  $q_{1k}=9 \text{ kN/m}^2$  belastet. Auf die verbleibende Restfläche wirkt eine Gleichlast von  $q_{2k}=2,5 \text{ kN/m}^2$ . Die Breite des Fahrstreifens beträgt  $3 \text{ m}$  und die der Restfläche  $1,5 \text{ m}$ .

Die folgende Lastaufstellung erfolgt nach Eurocode.

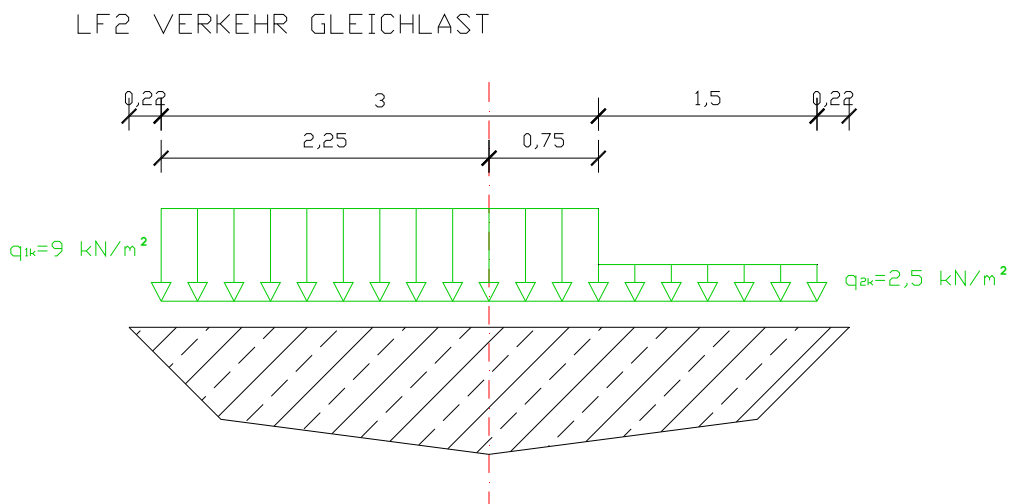


Abb. 34: Belastungsverteilung über den Querschnitt für den Lastfall Verkehr-Gleichlast

LF2 VERKEHR GLEICHLAST

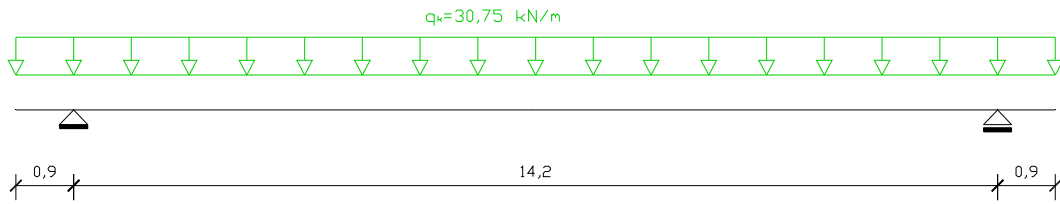


Abb. 35: Belastungsverlauf Verkehr – Gleichlast

$$q_k = q_{1k} * 3 + q_{2k} * 1,5 = 9 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} + 2,5 \text{ kN/m}^2 * 1,5 \text{ m} \rightarrow \underline{\underline{q_k = 30,75 \text{ kN/m}}}$$

### 5.1.1.3 Lastfall 3: Verkehrslast - Achslasten

Laut ÖNORM B 4002 muss für Brückenklasse 1 auf zwei benachbarten Belastungsstreifen je ein 25t schwerer Lastkraftwagen angesetzt werden. Auf den übrigen Belastungsstreifen soll mit je einem 16t schweren Lastkraftwagen gerechnet werden.

Nach Eurocode EN 1991-2:2003 wird für das Lastmodell 1 auf dem ersten Fahrstreifen eine Achslast von 300 kN angesetzt. Die Restfläche bleibt unbelastet.

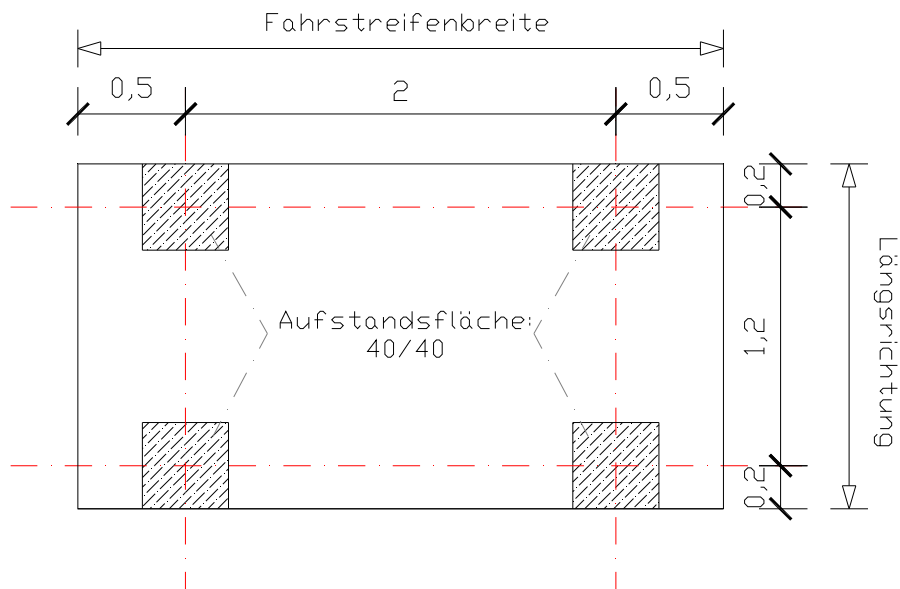


Abb. 36: Verteilung der Achslast eines LKWs

LF3 VERKEHR ACHSLAST

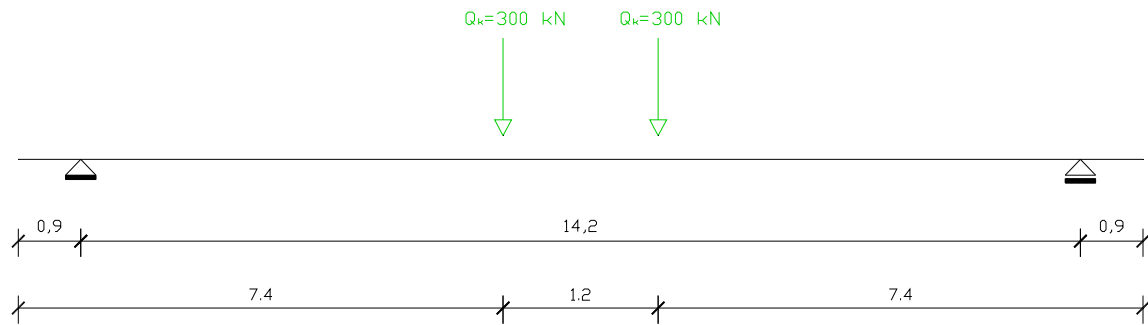


Abb. 37: Belastungsverlauf Verkehr - Achslast

### 5.1.2 Schnittgrößen

Um die Längsneigung der Brücke bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen, wird der Faktor  $f$  berechnet.

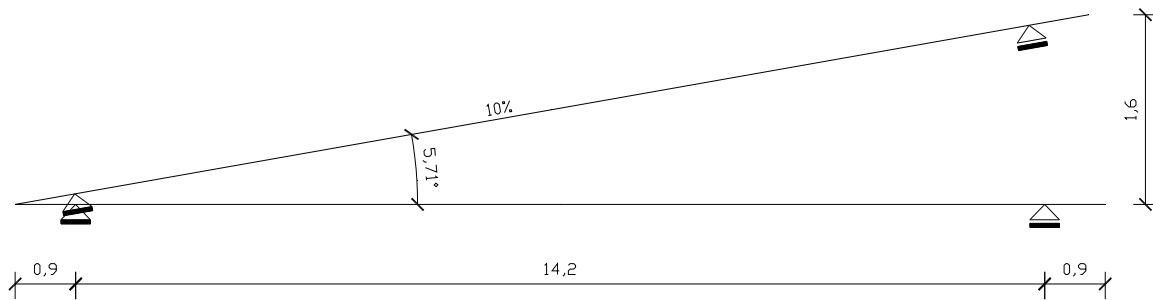
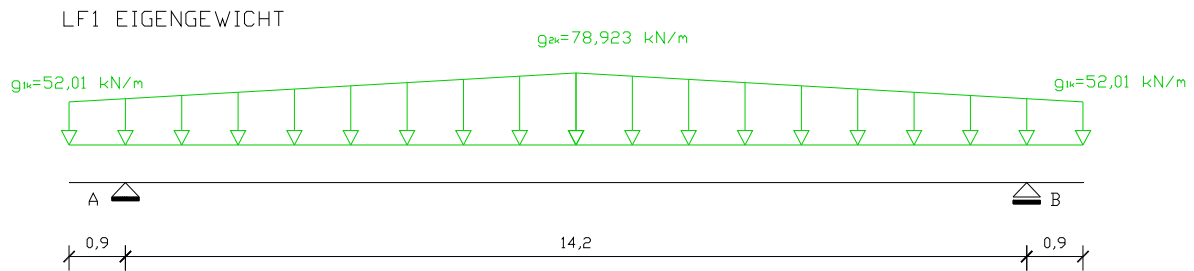


Abb. 38: Längsneigung der Brücke

$$x = \frac{16}{\cos(5,71)} \rightarrow \underline{\underline{x = 16,08}}$$

$$f = \frac{16,08}{16} \rightarrow \underline{\underline{f = 1,005}}$$

### 5.1.2.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke



$$A_k = B_k = \frac{(g_{1k} + g_{2k}) * 8}{2} = \frac{(52,01 + 78,92) * 8}{2} \rightarrow \underline{\underline{A_k = B_k = 523,73 \text{ kN}}}$$

$$g_{2k} - g_{1k} = \underline{\underline{26,91 \text{ kN/m}}}$$

Moment in Feldmitte:

$$M_k = (-g_{1k}) * 8 * 4 - (g_{2k} - g_{1k}) * 4 * 2,67 + A_k * 7,1$$

$$M_k = (-52,01) * 8 * 4 - 26,91 * 4 * 2,67 + 523,73 * 7,1 \rightarrow \underline{\underline{M_k = 1767,11 \text{ kNm}}}$$

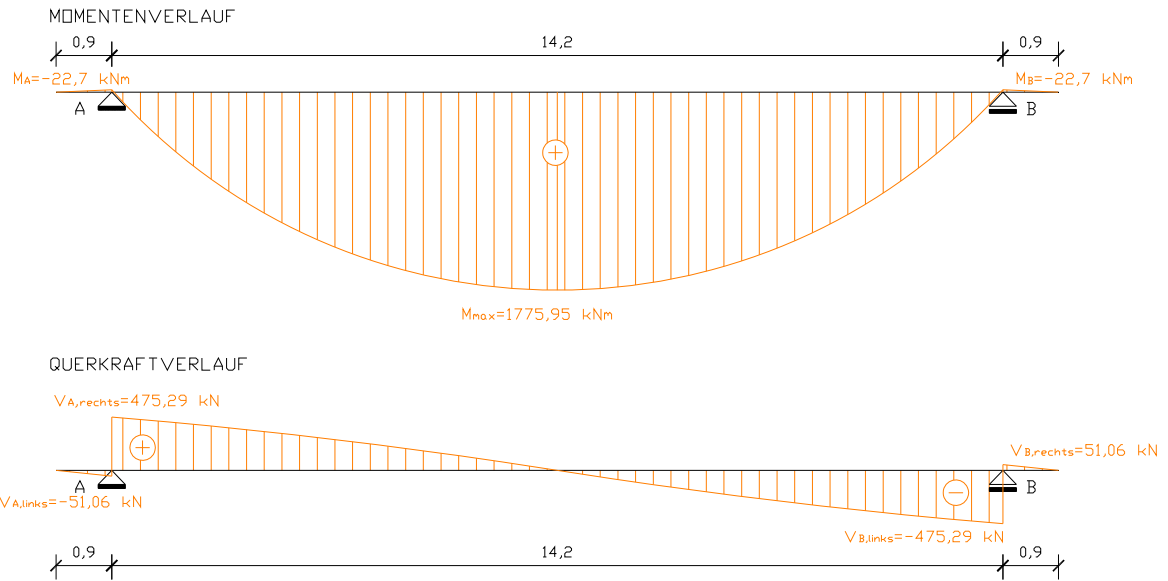
Schnittgrößen mit Berücksichtigung des Faktors f:

$$A_k = B_k = A_k * f = 523,73 \text{ kN} * 1,005 \rightarrow \underline{\underline{A_k = B_k = 526,35 \text{ kN}}}$$

$$M_k = M_k * f = 1767,11 \text{ kNm} * 1,005 \rightarrow \underline{\underline{M_k = 1775,95 \text{ kNm}}}$$

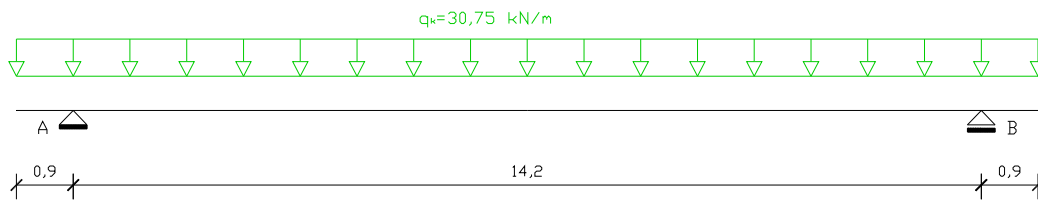
Verlauf der Schnittgrößen:

LF1 EIGENGEWICHT



5.1.2.2 Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast

LF2 VERKEHR GLEICHLAST



$$A_k = B_k = \frac{q_k \cdot l}{2} = \frac{30,75 \cdot 16}{2} \rightarrow \underline{\underline{A_k = B_k = 246 \text{ kN}}}$$

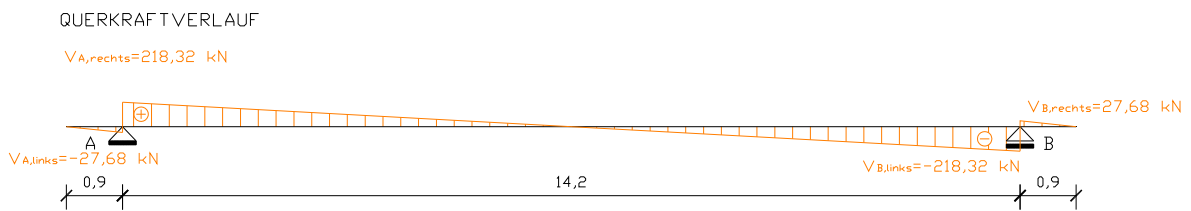
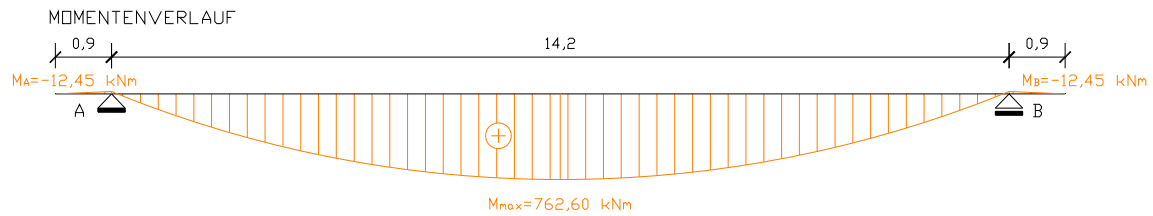
Moment in Feldmitte:

$$M_k = (-q_k) \cdot 8 \cdot 4 + A_k \cdot 7,1$$

$$M_k = (-30,75) \cdot 8 \cdot 4 + 246 \cdot 7,1 \rightarrow \underline{\underline{M_k = 762,6 \text{ kNm}}}$$

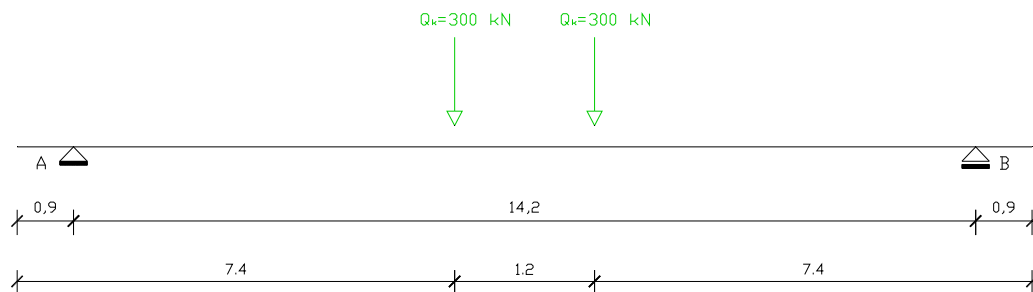
Verlauf der Schnittgrößen:

LF2 VERKEHR GLEICHLAST



5.1.2.3 Lastfall 3: Verkehrslast - Achslasten

LF3 VERKEHR ACHSLAST



$$A_k = B_k = Q_k = 300 \text{ kN} \rightarrow \underline{\underline{A_k = B_k = 300 \text{ kN}}}$$

Moment in Feldmitte:

$$M_k = A_k * 7,1 - Q_k * 0,6$$

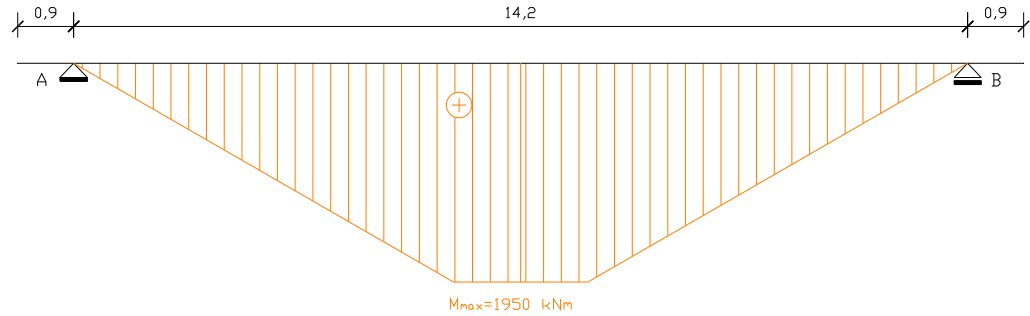
$$M_k = 300 * 6,5 \rightarrow \underline{\underline{M_k = 1950 \text{ kNm}}}$$



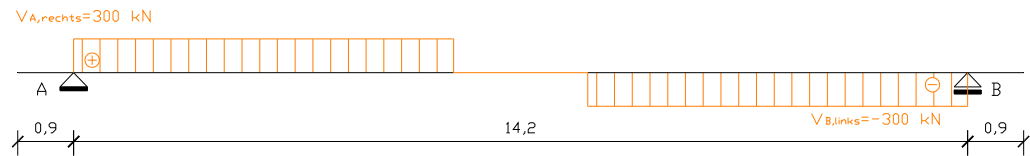
Verlauf der Schnittgrößen:

LF3 VERKEHR ACHSLAST

MOMENTENVERLAUF



QUERKRAFTVERLAUF



5.1.3 Bruttoquerschnittswerte in Feldmitte

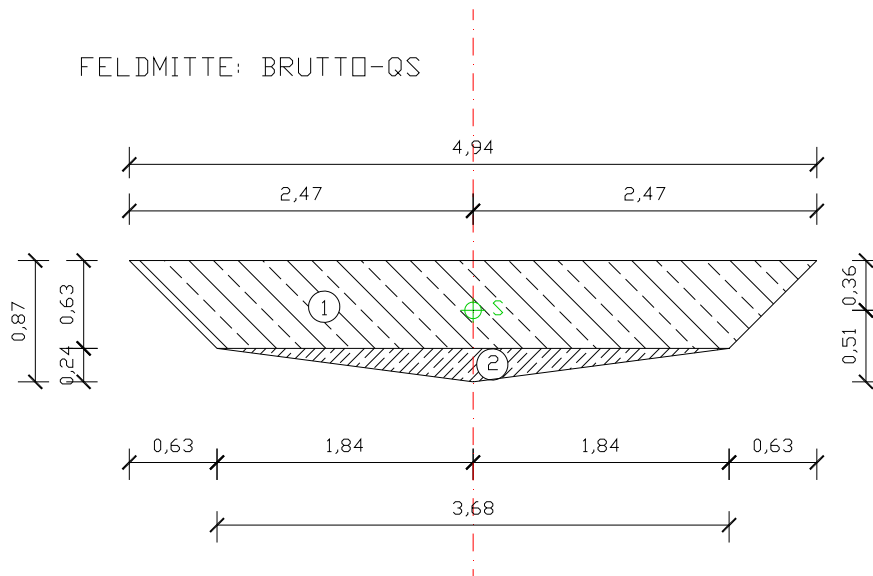


Abb. 39: Aufteilung des Querschnitts in Einzelflächen zur Ermittlung der QS-Werte

Ermittlung der Lage des Schwerpunktes:

	$A_i$	$z_i$	$A_i * z_i$	$A_i * z_i^2$	$I_i$
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1	2,72	0,3	0,81	0,24	0,0892
2	0,44	0,71	0,31	0,22	0,0014
	3,16		1,13	0,47	0,0906

$$z_1 = \frac{h}{3} * \frac{a + 2 * b}{a + b} = \frac{0,63}{3} * \frac{4,94 + 2 * 3,68}{4,94 + 3,68} \rightarrow \underline{\underline{z_1 = 0,30 \text{ m}}}$$

$$I_1 = \frac{(a + b)^2 + 2 * a * b}{36 * (a + b)} * h^3 = \frac{(4,94 + 3,68)^2 + 2 * 4,94 * 3,68}{36 * (4,94 + 3,68)} * 0,63^3 \rightarrow \underline{\underline{I_1 = 0,0892 \text{ m}^4}}$$

$$I_2 = \frac{c * h^3}{36} = \frac{3,68 * 0,24^3}{36} \rightarrow \underline{\underline{I_2 = 0,0014 \text{ m}^4}}$$

$$z_{c,o} = \frac{\sum A * z}{A} = \frac{1,13}{3,16} \rightarrow \underline{\underline{z_{c,o} = 0,36 \text{ m}}}$$

$$z_{c,u} = h - z_{c,o} = 0,87 - 0,36 \rightarrow \underline{\underline{z_{c,u} = 0,51 \text{ m}}}$$

$$I_c = \sum I + \sum A * z^2 - z_{c,o} * \sum A * z$$

$$I_c = 0,0906 + 0,4664 - 0,36 * 1,13 \rightarrow \underline{\underline{I_c = 0,1546 \text{ m}^4}}$$

$$W_{c,o} = \frac{I_c}{z_{c,o}} = \frac{0,1546}{0,36} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,o} = -0,43 \text{ m}^3}}$$

$$W_{c,u} = \frac{I_c}{z_{c,u}} = \frac{0,1546}{0,51} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,u} = 0,30 \text{ m}^3}}$$

## 5.1.4 Betonspannungen infolge folgender Belastungen

### 5.1.4.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke

$$\sigma_{g,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = -\frac{1775,95}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,o} = -4130,12 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\sigma_{g,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{1775,95}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,u} = 5919,83 \text{ kN/m}^2}}$$

### 5.1.4.2 Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast

$$\sigma_{q,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = -\frac{762,60}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,o} = -1760,79 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\sigma_{q,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{762,60}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 2530,23 \text{ kN/m}^2}}$$

### 5.1.4.3 Lastfall 3: Verkehrslast - Achslasten

$$\sigma_{q,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = -\frac{1950,00}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,o} = -4502,42 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\sigma_{q,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{1950,00}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 6469,89 \text{ kN/m}^2}}$$

## 5.1.5 Ermittlung der Vorspannkraft

Für die Ermittlung der Vorspannkraft werden zwei Bedingungen aufgestellt, die eingehalten werden müssen.

Bedingung 1:  $\sigma_{oben} = \sigma_{g,o} + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2$

Die Betonspannung infolge Eigengewicht und Vorspannung, am oberen Querschnittsrand, soll gleich minus eins sein.

Bedingung 2:  $\sigma_{unten} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u}$

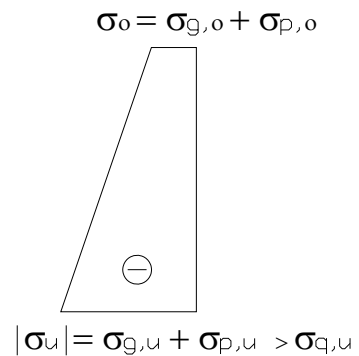
$$\sigma_{unten} \leq 0 \text{ und } |\sigma_{unten}| \geq \sigma_{q,u}$$

Die Betonspannung infolge Eigengewicht und Vorspannung, am unteren Querschnittsrand, darf nicht größer als Null sein. Der Betrag dieser Spannung soll größer oder gleich der Spannung infolge des Verkehrs sein.

$\sigma_g$  ... Betonspannung infolge Eigengewicht

$\sigma_p$  ... Betonspannung infolge Vorspannung

$\sigma_q$  ... Betonspannung infolge Verkehr



Diese beiden Bedingungen bewirken, dass der Querschnitt bei jeder Belastung überdrückt bleibt. Im Fall, dass nur Eigengewicht und Vorspannung wirken, darf die Druckspannung am oberen Querschnittsrand nicht größer als eins sein. Für den Fall, dass Eigengewicht, Vorspannung und Verkehr wirken, darf am unteren Querschnittsrand kein Zug entstehen. Der Betrag der Druckspannung infolge Eigengewicht und Vorspannung muss größer bzw. gleich der Zugspannung infolge des Verkehrs sein.

Oberer Querschnittsrand:

Bedingung 1:  $\sigma_{oben} = \sigma_{g,o} + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{g,o} = -4130,12 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \sigma_{g,o} = -4,130 \text{ N/mm}^2$$

$$-4,130 + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,o} = 3,130 \text{ N/mm}^2}}$$

QS FELDMITTE

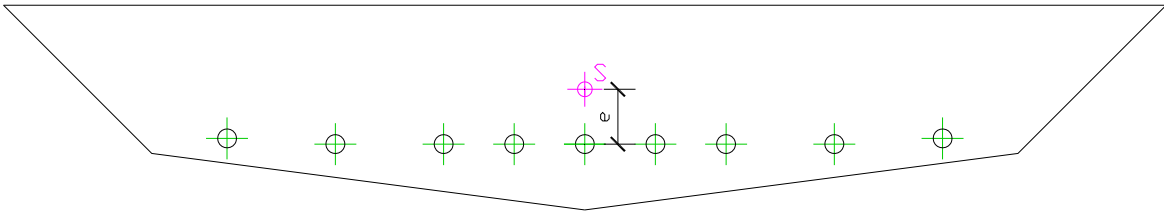


Abb. 40: Darstellung der Exzentrizitäten

$$e = (z_{c,u} - 0,1) = (0,51 - 0,1) \rightarrow \underline{\underline{e = 0,41}}$$

$$M_p = -P * e \rightarrow -P * 0,41$$

$$\sigma_{p,o} = 3,13 \text{ N/mm}^2 = -\frac{P}{A} - \frac{M_p}{W_{c,o}} = -\frac{P}{3,16} + \frac{P * 0,41}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{P = 4,91 \text{ MN}}}$$

Darausfolgt :  $M_p = -4,91 * 0,41 \rightarrow \underline{\underline{M_p = -2,01 \text{ MNm}}}$

Unterer Querschnittsrand:

Bedingung 2:  $\sigma_{unten} = |\sigma_{g,u} + \sigma_{p,u}| \geq \sigma_{q,u}$

$$\sigma_{p,u} = -\frac{P}{A} + \frac{M_p}{W_{c,u}} = -\frac{4,91}{3,16} - \frac{2,01}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,u} = -8,25 \text{ MN/m}^2}}$$

Die Spannung zufolge Verkehr - Gleichlast beträgt zu 2,53 MN/m<sup>2</sup> und die Spannung zufolge Verkehr - Achslast 6,47 MN/m<sup>2</sup>:

$$\sum \sigma_{q,u} = 2,53 \text{ MN/m}^2 + 6,47 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 9,00 \text{ MN/m}^2}}$$

$$\sigma_{unten} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u} \geq \sigma_{q,u}$$

$$\sigma_{unten} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u} = 5,92 \text{ MN/m}^2 - 8,25 \text{ MN/m}^2 = \underline{\underline{-2,33 \text{ MN/m}^2}}$$

$$\sigma_{unten} \leq 0 \rightarrow \text{erfüllt}$$

$$|\sigma_{unten}| \geq \sigma_{q,u} \rightarrow |-2,33| \text{ N/mm}^2 \leq 9,00 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{nicht erfüllt!!}$$

Da die zweite Bedingung nicht eingehalten werden kann, muss die Exzentrizität des Spannglieds so lange verringert werden, bis beide Bedingungen erfüllt sind.

1. Versuch:  $e = 0,313 \text{ m}$

$$z_{c,u} = 0,51 \text{ m}$$

$$e_1 = z_{c,u} - e = 0,51 - 0,313 \rightarrow \underline{\underline{e_1 = 0,20 \text{ m}}}$$

Oberer Querschnittsrand:

$$\text{Bedingung 1: } \sigma_{oben} = \sigma_{g,o} + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{oben} = -4,13 + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,o} = 3,13 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{p,o} = 3,13 = -\frac{P}{A} + \frac{M_p}{W_{c,o}} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,o}} = -\frac{P}{3,16} + \frac{P * 0,313}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{P = 7607 \text{ kN}}}$$

$$P = 7,607 \text{ MN}$$

Unterer Querschnittsrand:

$$\text{Bedingung 2: } \sigma_{unten} = |\sigma_{g,u} + \sigma_{p,u}| \geq \sigma_{q,u}$$

$$\sigma_{unten} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u} = \sigma_{g,u} - \frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,u}} = 5,92 - \frac{7,607}{3,16} - \frac{7,607 * 0,313}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{unten} = -4,42 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{unten} \leq 0 \rightarrow \text{erfüllt}$$

$$\sigma_{q,u} = 9,00 \text{ N/mm}^2$$

$$|\sigma_{unten}| \geq \sigma_{q,u} \rightarrow |-4,42| \text{ N/mm}^2 \leq 9,00 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{nicht erfüllt!!}$$

Bei einer Exzentrizität von  $e = 0,313 \text{ m}$  kann die zweite Bedingung nicht erfüllt werden. Daher muss  $e$  weiter verringert werden.

2. Versuch:  $e = 0,213 \text{ m}$

$$e_1 = z_{c,u} - e = 0,51 - 0,213 \rightarrow e_1 = 0,30 \text{ m}$$

Oberer Querschnittsrand:

Bedingung 1:  $\sigma_{oben} = \sigma_{g,o} + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{oben} = -4,13 + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,o} = 3,13 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{p,o} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,o}} = -\frac{P}{3,16} + \frac{P * 0,213}{0,43} = 3,13 \rightarrow \underline{\underline{P = 17,50 \text{ MN}}}$$

Unterer Querschnittsrand:

Bedingung 2:  $\sigma_{unten} = |\sigma_{g,u} + \sigma_{p,u}| \geq \sigma_{q,u}$

$$\sigma_{unten} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u} = 5,92 - \frac{17,50}{3,16} - \frac{17,50 * 0,213}{0,3} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{unten} = -12,04 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{unten} \leq 0 \rightarrow \text{erfüllt}$$

$$\sigma_{q,u} = 9,00 \text{ N/mm}^2$$

$$|\sigma_{unten}| \geq \sigma_{q,u} \rightarrow |-12,04| \text{ N/mm}^2 \geq 9,00 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Beim 2. Versuch werden beide Bedingungen erfüllt. Im Weiteren wird versucht, diese Spannungen noch zu optimieren.

3. Versuch:  $e = 0,233 \text{ m}$

$$z_{c,u} = 0,51 \text{ m}$$

$$e_1 = z_{c,u} - e = 0,51 - 0,233 \rightarrow \underline{\underline{e_1 = 0,28 \text{ m}}}$$

Oberer Querschnittsrand:

$$\text{Bedingung 1: } \sigma_{oben} = \sigma_{g,o} + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{oben} = -4,13 + \sigma_{p,o} = -1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,o} = 3,13 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{p,o} = 3,13 = -\frac{P}{A} + \frac{M_p}{W_{c,o}} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,o}} = -\frac{P}{3,16} + \frac{P * 0,233}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{P = 13,89 \text{ MN}}}$$

Unterer Querschnittsrand:

$$\text{Bedingung 2: } \sigma_{unten} = |\sigma_{g,u} + \sigma_{p,u}| \geq \sigma_{q,u}$$

$$\sigma_{unten} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u} = \sigma_{g,u} - \frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,u}} = 5,92 - \frac{13,89}{3,16} - \frac{13,89 * 0,233}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{unten} = -9,26 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{unten} \leq 0 \rightarrow \text{erfüllt}$$

$$\sigma_{q,u} = 9,00 \text{ N/mm}^2$$

$$|\sigma_{unten}| \geq \sigma_{q,u} \rightarrow |-9,26| \text{ N/mm}^2 \geq 9,00 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{erfüllt!}$$

Daraus folgt die Wahl der Spannglieder: 9 Spannglieder 0706 – 150



## 5.1.6 Maximale Vorspann- und Überspannkraft

### 5.1.6.1 Werkstoffkennwerte

Beton C30/37:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} \rightarrow f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$$

Spannstahl: VSL 0706-150:

$$A_p = 1050 \text{ mm}^2 = 0,001050 \text{ m}^2 \rightarrow \text{pro Spannglied}$$

gesamte Spannfläche:

$$A_p = 9 * 0,001050 \rightarrow \underline{\underline{A_p = 0,00945 \text{ m}^2}}$$

$$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pk} = A_p * f_{pk} = 0,001050 * 1770 \rightarrow \underline{\underline{F_{pk} = 1858,50 \text{ kN}}}$$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

$d_i = 58 \text{ mm}$  Innendurchmesser Hüllrohr

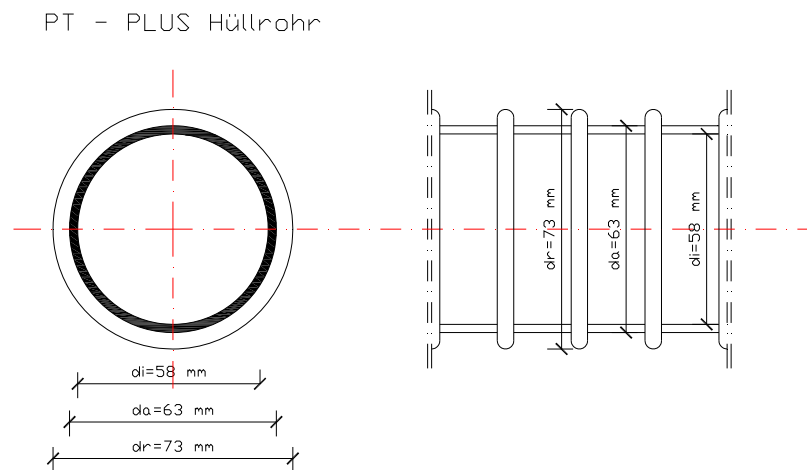


Abb. 41: Darstellung des PT-Plus Hüllrohres

### 5.1.6.2 Maximale Vorspannkraft während des Spannvorganges

$$P_{\max} = A_p * \sigma_{p,\max}$$

$$\sigma_{p,\max} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}\} \quad k_1 = 0,8 \quad k_2 = 0,9$$

$$\sigma_{p,\max} = 0,8 * 1770 \rightarrow \sigma_{p,\max} = 1426 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p0,1k} = 0,88 * f_{pk} = 0,88 * 1770 \rightarrow \underline{\underline{f_{p0,1k} = 1557,60 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{p,\max} = 0,9 * 1557,60 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,\max} = 1401,84 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{maßgebend}$$

$$P_{\max} = A_p * \sigma_{p,\max} = 9 * 0,001050 * 1401,84 \rightarrow \underline{\underline{P_{\max} = 13,25 \text{ MN}}}$$

### 5.1.6.3 Maximale Vorspannkraft bei kurzfristigem Überspannen

$$P_{\max} = A_p * \sigma_{p,\max}$$

$$\sigma_{p,\max} = k_3 * f_{p0,1k} = 0,92 * 1557,60 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,\max} = 1433,00 \text{ N/mm}^2}} \quad k_3 = 0,92$$

$$P_{\max} = A_p * \sigma_{p,\max} = 9 * 0,001050 * 1433,00 \rightarrow \underline{\underline{P_{\max} = 13,54 \text{ MN}}}$$

### 5.1.6.4 Maximale Vorspannkraft nach Vorspannen und Verankern

$$P_{m0} = A_p * \sigma_{p,\max}$$

$$\sigma_{p,m0} = \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\} = \min\{0,7 * f_{pk}; 0,8 * f_{p0,1k}\} \quad k_7 = 0,7 \quad k_8 = 0,8$$

$$\sigma_{p,m0} = 0,7 * 1770 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p,m0} = 1239 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{maßgebend}$$

$$\sigma_{p,m0} = 0,8 * 1557,60 \rightarrow \sigma_{p,m0} = 1246,10 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{m0} = A_p * \sigma_{p,\max} = 9 * 0,001050 * 1239 \rightarrow \underline{\underline{P_{m0} = 11,71 \text{ MN}}}$$

### 5.1.7 Tragfähigkeitsnachweis in Feldmitte

Lastkombination nach EN 1990:2002:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$G_k$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$$\gamma_G = 1,35$$

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$$\gamma_P = 1$$

$\gamma_{Q,1} * Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr

$Q_{k,1}$  .... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$$\gamma_{Q,1} = 1,35$$

$Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen

$$M_{Ed} = \sum \gamma_{G,j} * M_{g,k} + \gamma_{Q,1} * M_{q,k,1}$$

$$M_{Ed} = 1,35 * 1775,95 + 1,35 * 762,60 + 1,35 * 1950,00 \rightarrow \underline{\underline{M_{Ed} = 6,06 \text{ MNm}}}$$

$$A_p = 9 * 0,00105 \rightarrow \underline{\underline{A_p = 0,00945 \text{ m}^2}}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = \frac{1557,60}{1,15} \rightarrow \underline{\underline{f_{pd} = 1354,43 \text{ N/mm}^2}}$$

$$F_p = A_p * f_{pd} = 0,00945 * 1354,43 \rightarrow \underline{\underline{F_p = 12,80 \text{ MN}}}$$

Verluste: 12%

$$P_\infty = P_{mo} * \text{Verluste} = 11,71 * (1 - 0,12) \rightarrow \underline{\underline{P_\infty = 10,30 \text{ MN}}}$$

$$\varepsilon_{py} = \frac{F_p - P_\infty}{A_p * E_p} = \frac{12,80 - 10,30}{0,00945 * 195000} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_{py} = 0,00136}}$$

$$d_p = h - e_1 = 0,87 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{d_p = 0,59 \text{ m}}}$$

$$x_{\text{lim},p} = \frac{3,5 * d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} = \frac{3,5 * 0,59}{3,5 + 1,36} \rightarrow \underline{\underline{x_{\text{lim},p} = 0,425 \text{ m}}}$$

$$x = \frac{A_p * f_{pd}}{0,8095 * b * f_{cd}} = \frac{0,00945 * 1354,43}{0,8095 * 4,94 * 20} \rightarrow \underline{\underline{x = 0,160 \text{ m} < x_{\text{lim},p} = 0,425 \text{ m}}}$$

$$M_{Rd} = 0,8095 * x * b * f_{cd} * (d_p - \lambda * x) = 0,8095 * 0,160 * 4,94 * 20 * (0,59 - 0,160^2)$$

$$\rightarrow \underline{\underline{M_{Rd} = 7,22 \text{ MNm} \geq M_{Ed} = 6,06 \text{ MNm}}}$$

## 5.2 Schnittgrößenverläufe mittels dem Finite Elemente Programm RFEM

Um das Tragwerk in das Rechenprogramm eingeben zu können, ist zuvor eine Aufteilung des Querschnittes notwendig. In Querschnittsebene wird der Querschnitt in einzelne Abschnitte unterteilt, wobei jeder eine Breite von 0,375 m aufweist. Die Randbereiche haben eine Breite von 0,22 m. Diese Unterteilungen, die eine geometrische Form eines Trapezes aufweisen, werden bei gleich bleibender Breite und Fläche in Rechtecke umgeformt. Diese Umwandlung in Rechtecke erleichtert die Eingabe in das Programm RFEM (siehe Abb. 43 und Abb. 44).

In Längsrichtung werden die veränderten Querschnitte in Feldmitte und am Brückenrand linear verbunden. Dabei kommt es beim originalen Querschnitt zu einer Abweichung von weniger als 10% (siehe Abb. 42).

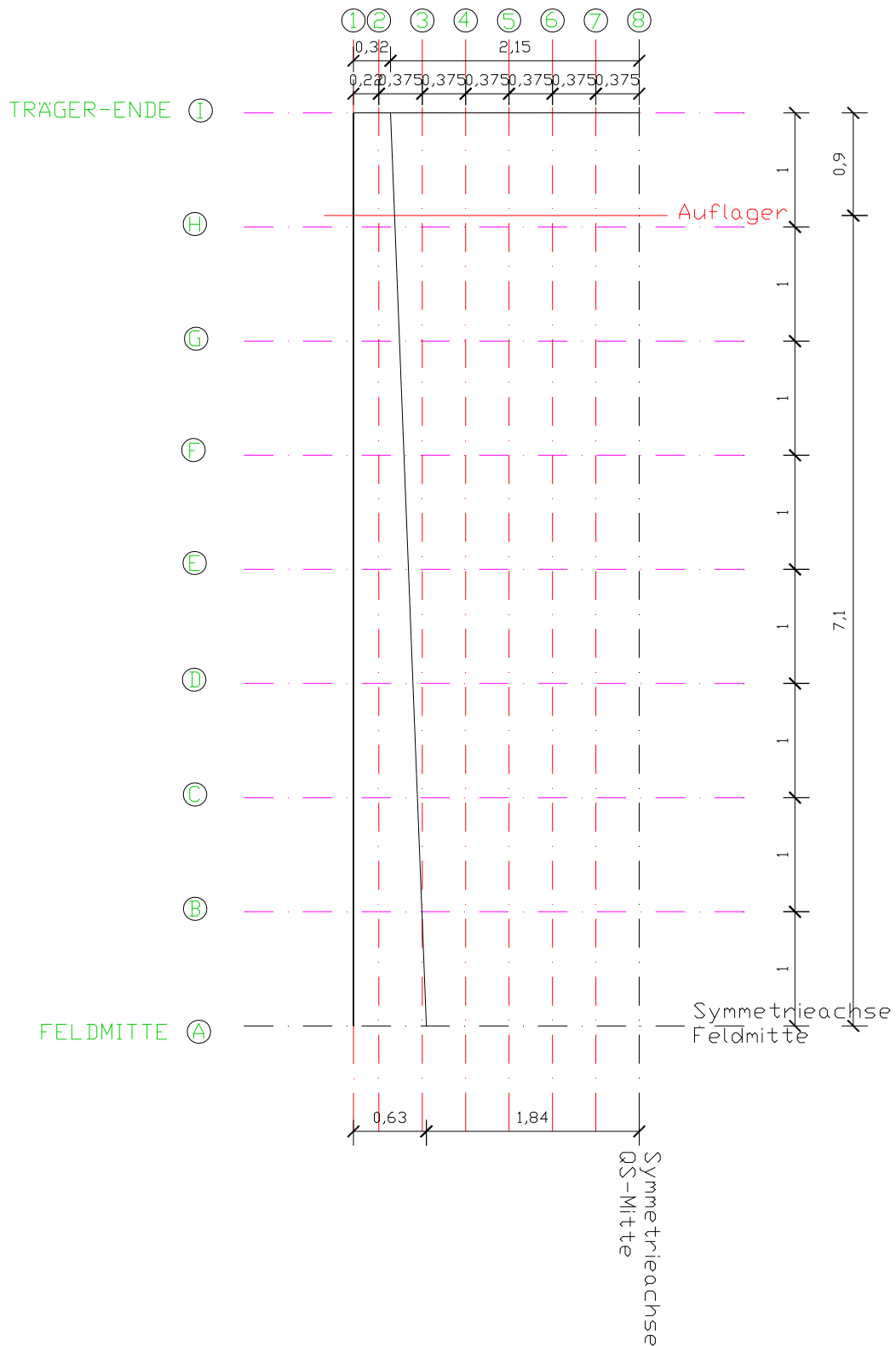


Abb. 42: Ansicht der Brücke von unten

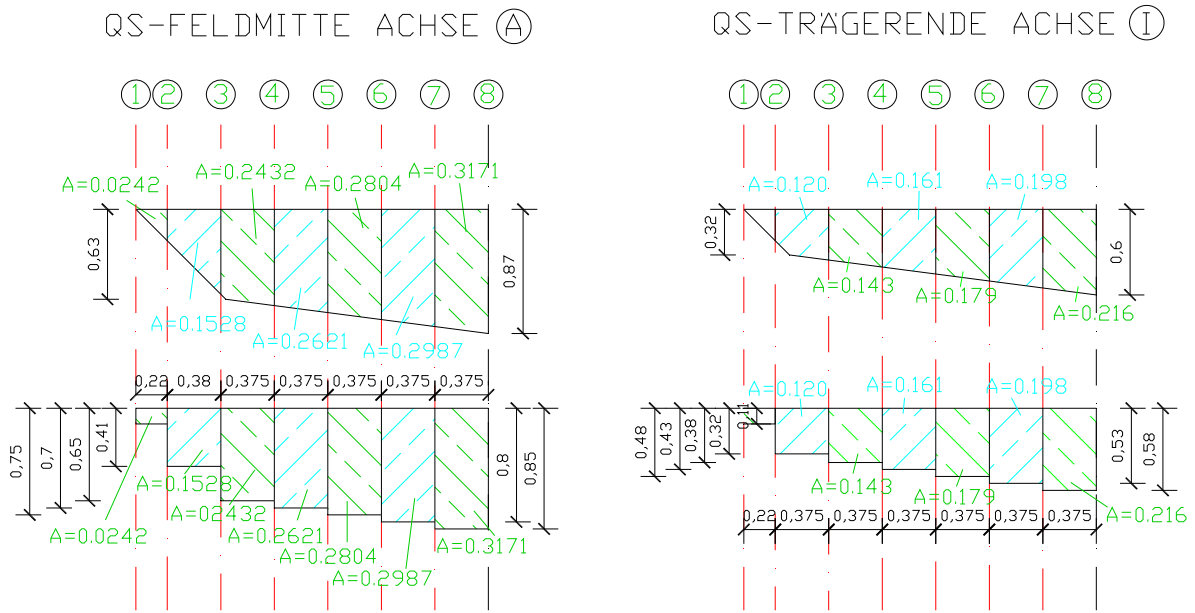


Abb. 43: Querschnitte, original und gemittelt

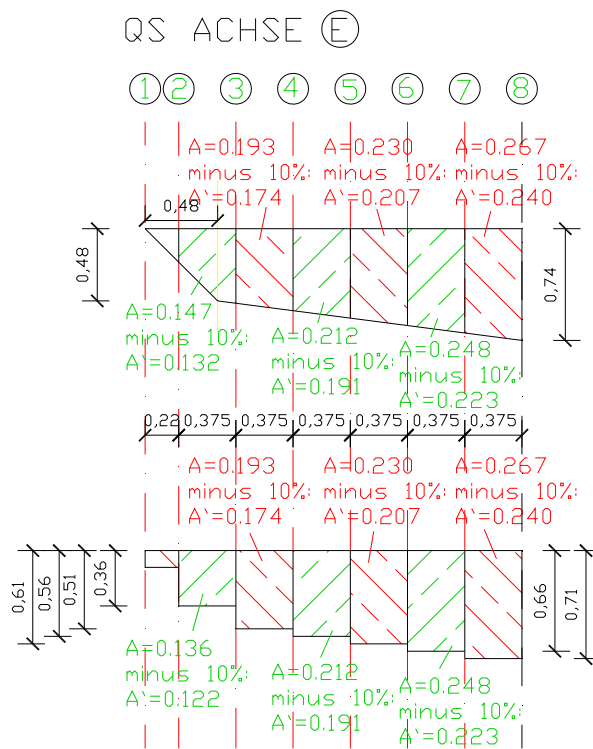


Abb. 44: Querschnitte, original und gemittelt

LÄNGSSCHNITTE - GEMITTELT

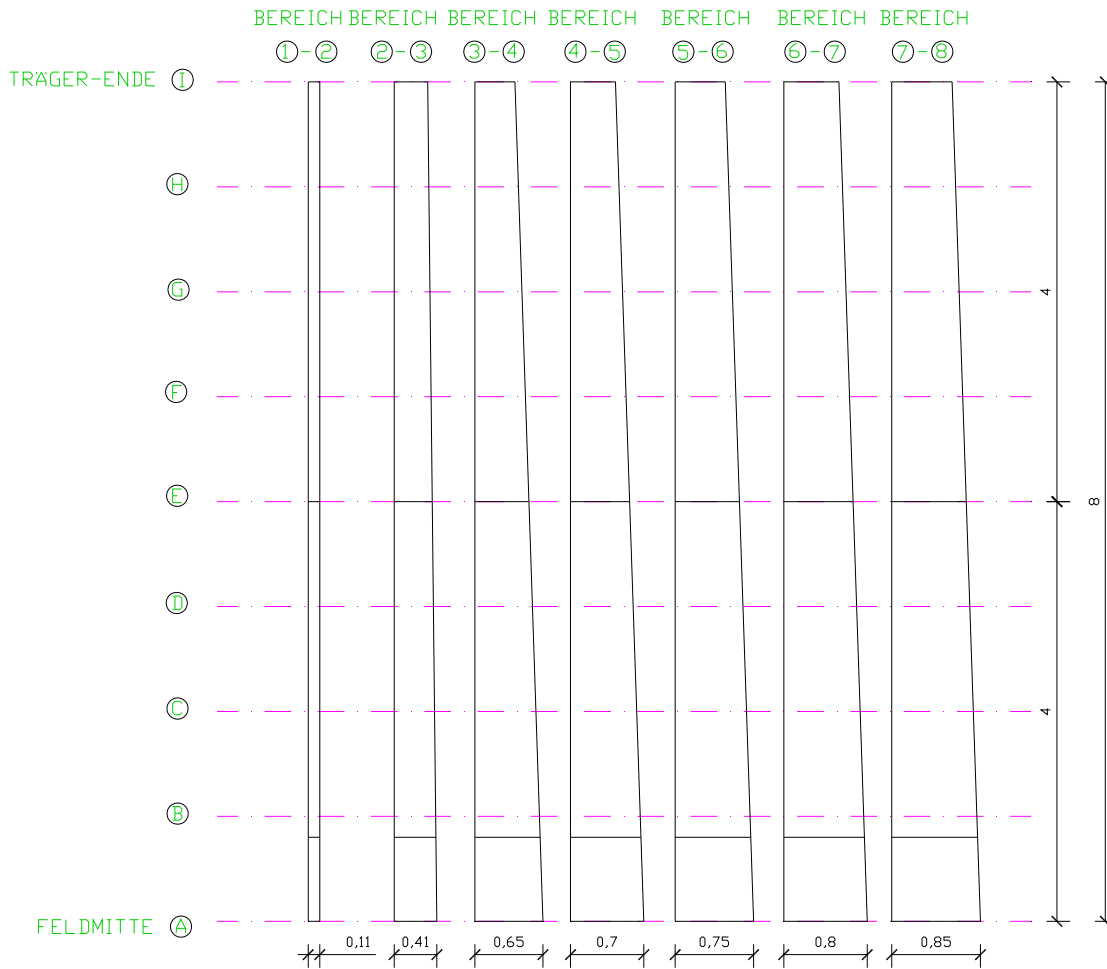


Abb. 45: Längsschnitte, gemittelt

Darstellung des eingegebenen Brückenmodells in das Rechenprogramm RFEM:

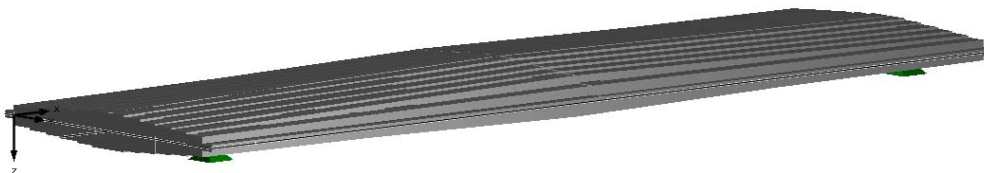


Abb. 46: Brückenmodell



Abb. 47: Brückenmodell, Querschnitt



Abb. 48: Brückenmodell, Längsschnitt

In *Abbildung 46, 47 und 48* ist das Tragwerk sowohl in Längs-, als auch in Querrichtung an der Oberkante gewölbt. Diese Wölbung ist bei dem reellen Brückenmodell nicht vorhanden.

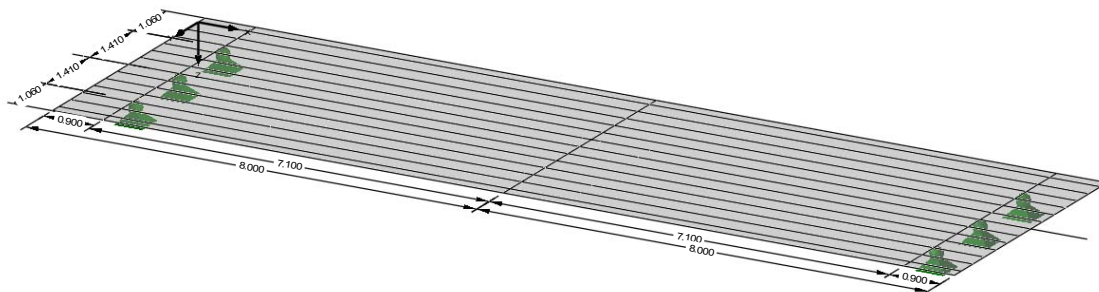


Abb. 49: Statisches System



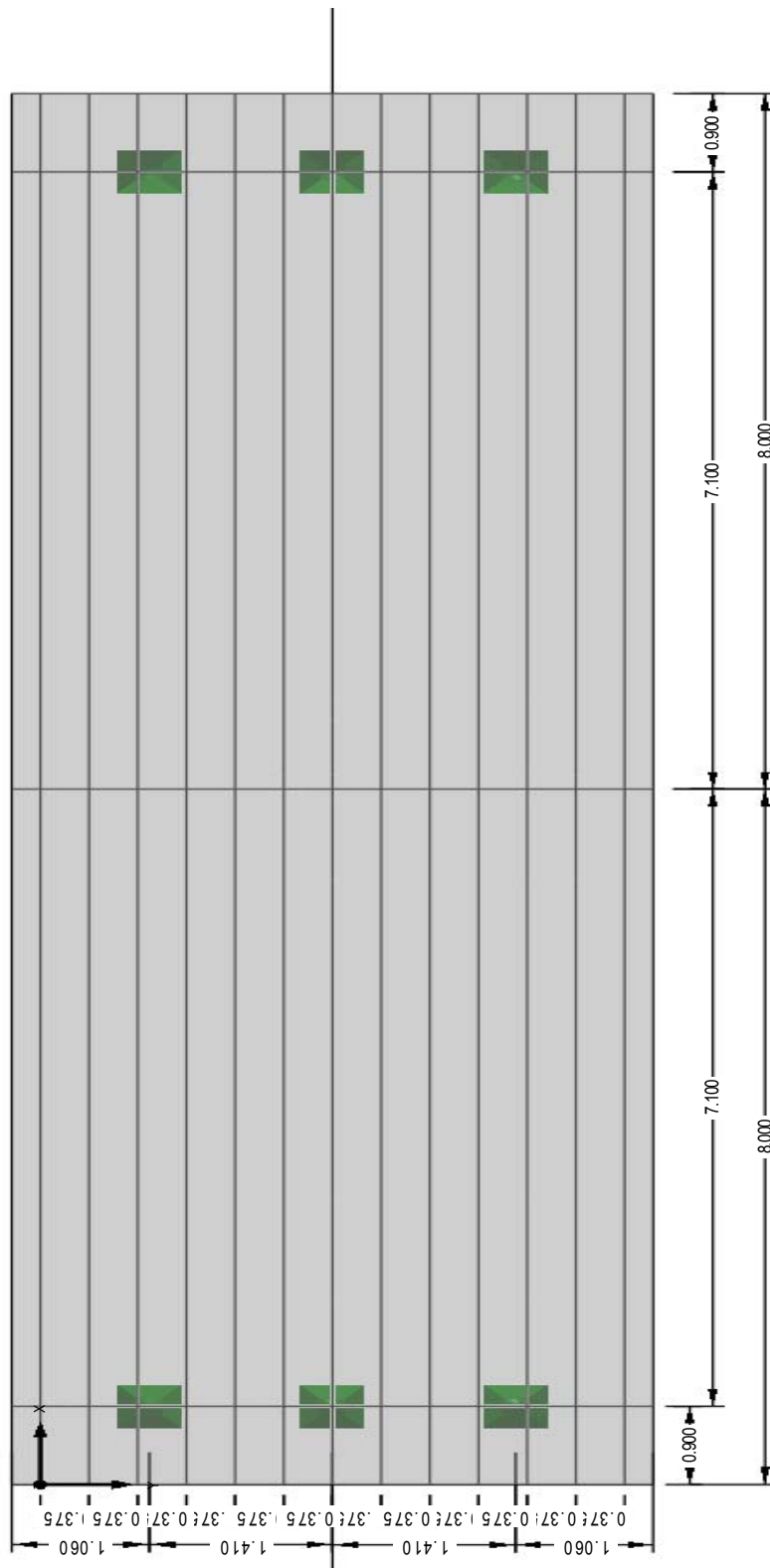


Abb. 50: Grundriss der Brücke

## 5.2.1 Lastaufstellung

### 5.2.1.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke

Das Eigengewicht wird von dem Finiten Elemente Programm in Rechnung gestellt.

### 5.2.1.2 Lastfall 2: Verkehr – Gleichlast

Die Lastaufstellung für den Verkehr, der als Gleichlast wirkt, unterscheidet sich nicht vom Lastfall 2 der Berechnung nach dem Eurocode EN 1991-2:2003.

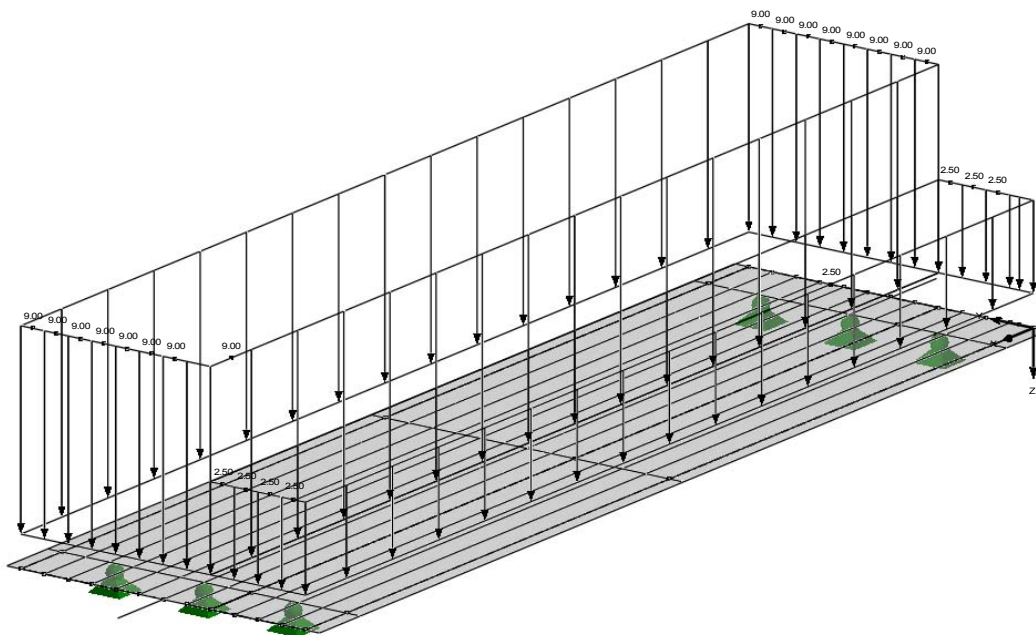


Abb. 51: Verkehr, gleichmäßig verteilte Last

### 5.2.1.3 Lastfall 3: Verkehrslast – Achslasten

Laut Eurocode EN 1991-2:2003 dürfen Achslasten der Modelle 1 und 2 gleichmäßig über die Aufstandsfläche verteilt angenommen werden. Die Lastverteilung wird unter einem Winkel von  $45^\circ$  bis zur Mittellinie der Platte angenommen. Da die Brückenstärke sowohl in Längs- als auch in Querrichtung veränderlich ist, muss die Höhe des Tragwerks in beide Richtungen gemittelt werden. In *Abbildung 52* ist der Querschnitt im Viertelpunkt der Brücke dargestellt. Dieser enthält die gemittelte Höhe in Längsrichtung. Der Querschnitt an dieser Stelle muss nun noch in Querrichtung

gemittelt werden, um für die Ermittlung der Lastverteilungsfläche eine geeignete Lage der Querschnittsachse zu erhalten.

Mit der Lage der Querschnittsachse kann die Fläche für die Lastverteilung bestimmt werden (siehe Abb. 52).

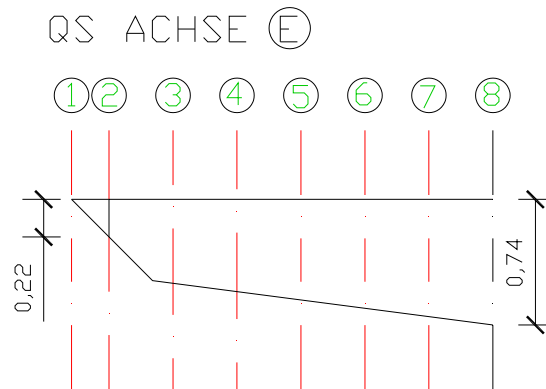


Abb. 52: Querschnitt im Viertelpunkt der Brücke

Gemittelte Höhe der Brücke in Längsrichtung:

$$h_m = \frac{0,22 + 0,74}{2} \rightarrow \underline{\underline{h_m = 0,48 \text{ m}}}$$

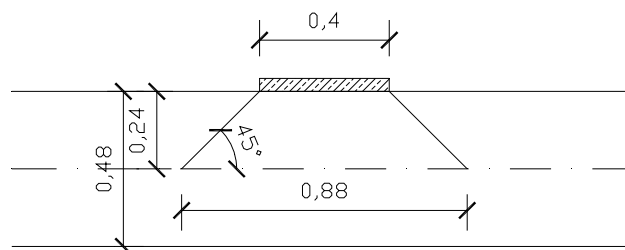


Abb. 53: Lastverteilungsfläche

In *Abbildung 53* wird die Verbreiterung der Lastangriffsfläche dargestellt. Wie zuvor erwähnt, wird die Angriffsfläche unter einem Winkel von  $45^\circ$  bis zur Mittelachse erweitert. Die Vergrößerung der Angriffsfläche verursacht eine Verteilung der Kraft, wodurch diese abgemindert wird. Für die Plattenbemessung ist diese Abminderung insofern von Bedeutung, da das Programm, würde man eine Einzellast angreifen lassen, einen Spitzenwert an der Angriffsstelle errechnen würde.

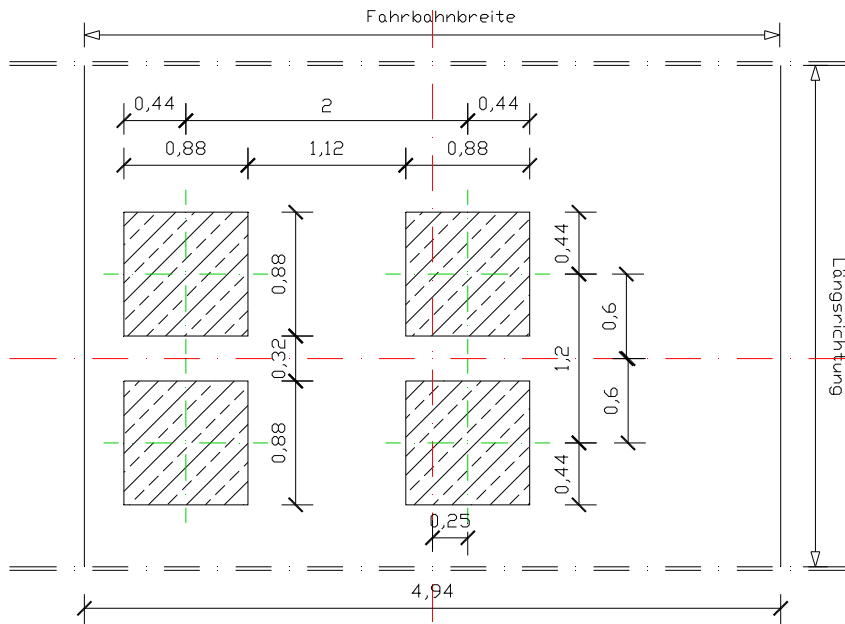


Abb. 54: Anordnung der Lastverteilungsflächen der vier Achslasten

Die Achslast eines LKWs beträgt 300 kN. Diese wird auf zwei Lastverteilungsflächen aufgeteilt.

$$A = 0,88 * 0,88 \rightarrow \underline{\underline{A = 0,77 \text{ m}^2}}$$

$$Q = \frac{150}{0,77} \rightarrow \underline{\underline{Q = 193,70 \text{ kN}}}$$

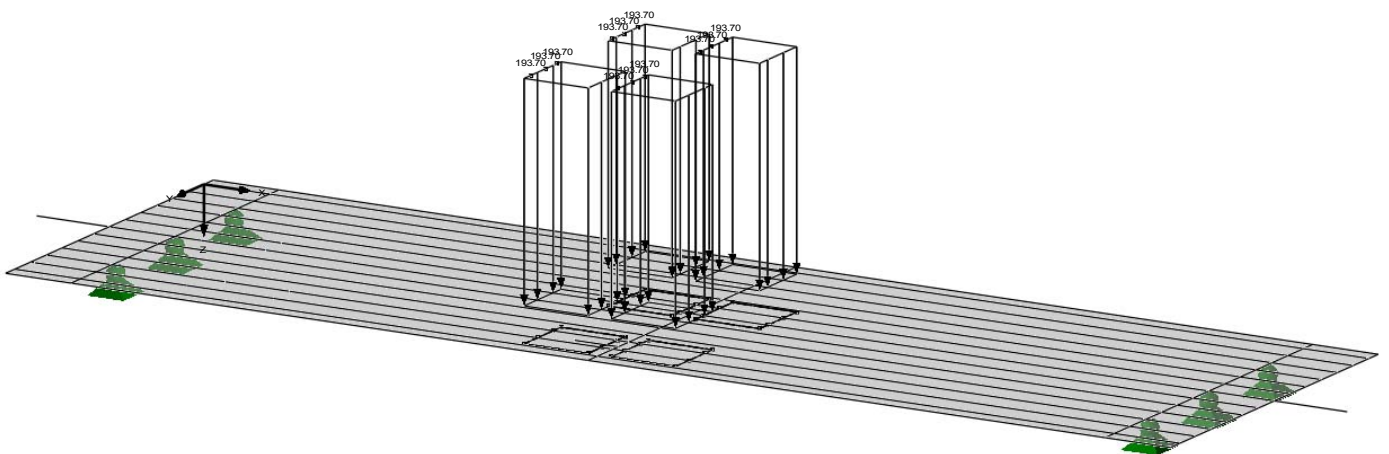


Abb. 55: Maßgebende Lage der Angriffsflächen der Achslasten für den Tragfähigkeitsnachweis in Feldmitte

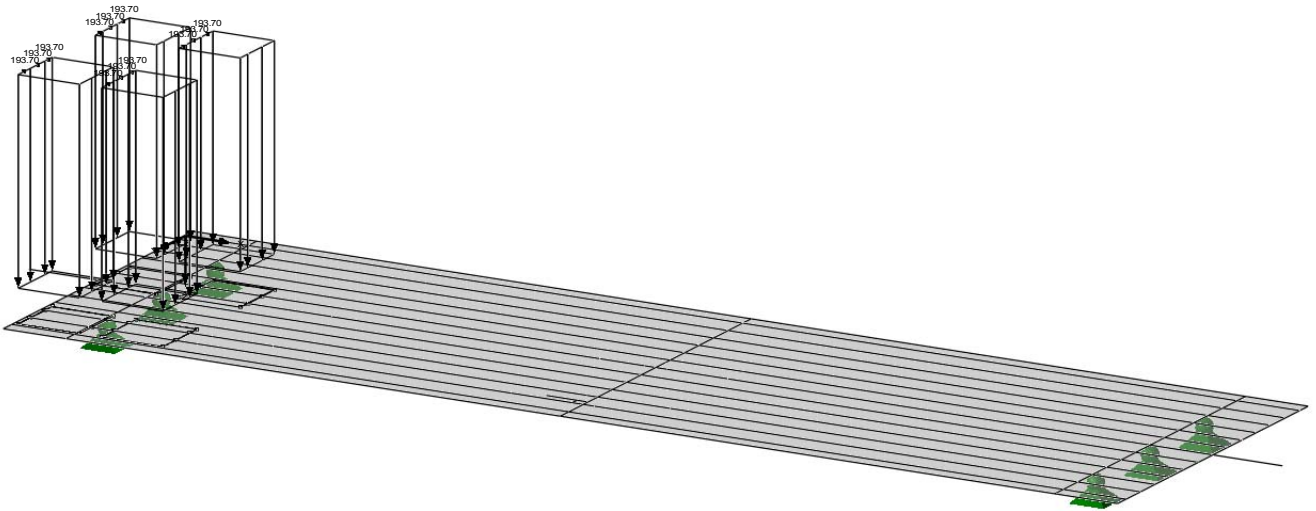


Abb. 56: Lage der Angriffsflächen der Achslasten für den Querkraftnachweis im Auflagerbereich

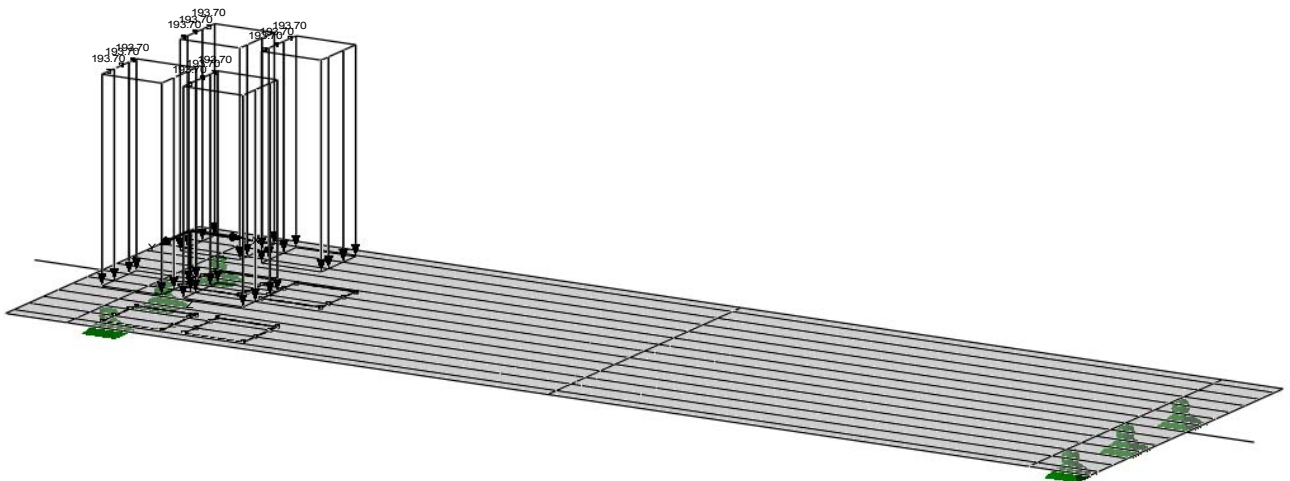


Abb. 57: maßgebende Lage der Angriffsflächen der Achslasten für den Querkraftnachweis im Auflagerbereich

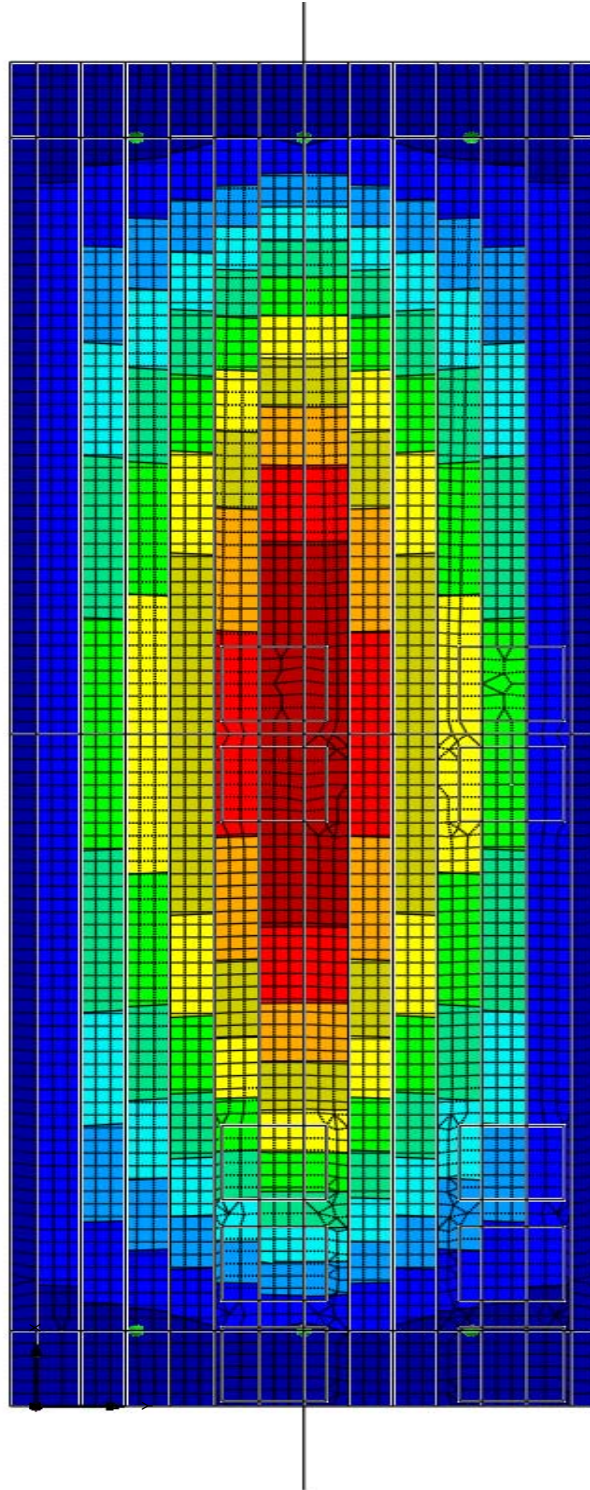
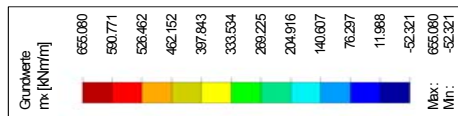
## 5.2.2 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen werden ohne Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt.

### 5.2.2.1 Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke

In den nachfolgenden Abbildungen wird das Moment ( $m_x$ ) und die Querkraft ( $v_x$ ) in Längsrichtung dargestellt. Maßgebend für den Querkraftnachweis sind die Schnittgrößen, die in einer Entfernung von 80 cm vom Auflager entfernt auftreten.

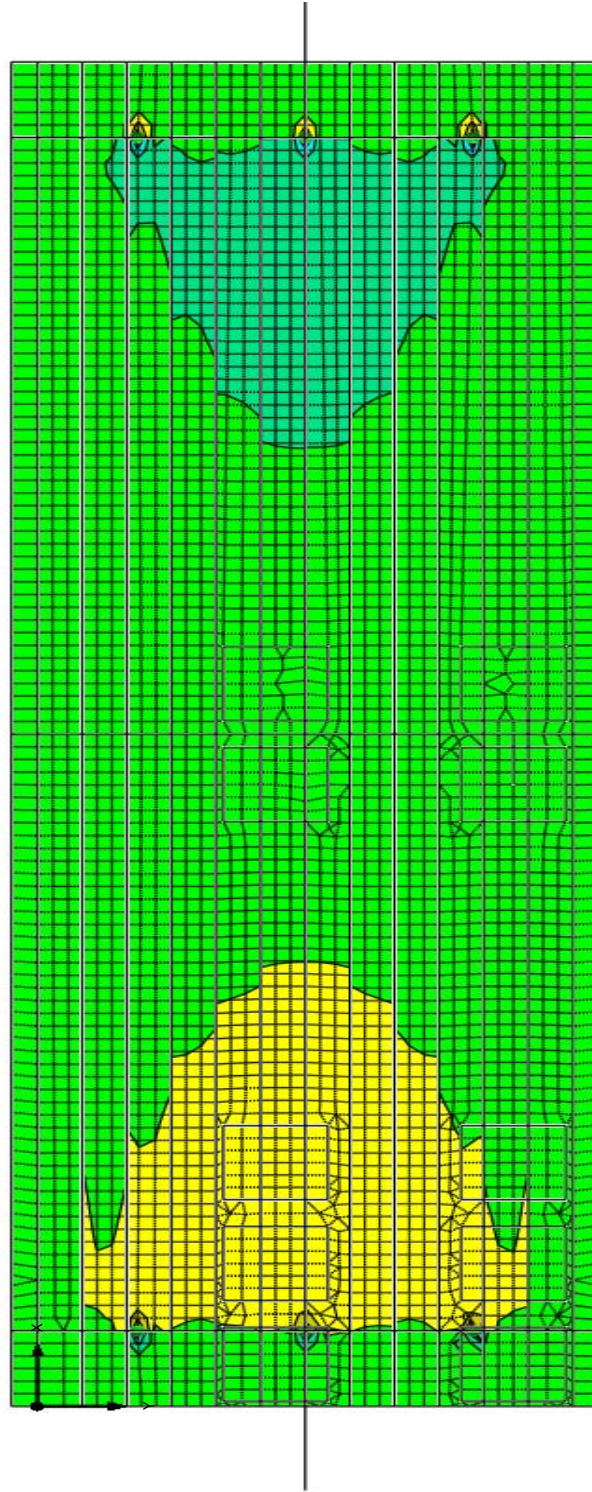
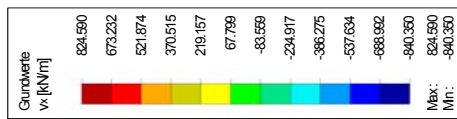
LF1: Eigengewicht  
m-x



Max m-x: 655,080, Min m-x: -52,321 [kNm/m]  
Verte. m-x [kNm/m]

Abb. 58: Momentenverlauf  $m_x$

LF1: Eigengewicht  
v-x



Max v-x: 824.590, Min v-x: -940.350 [kN/m]  
Werte: v-x [kN/m]

Abb. 59: Querkraftverlauf  $v_x$

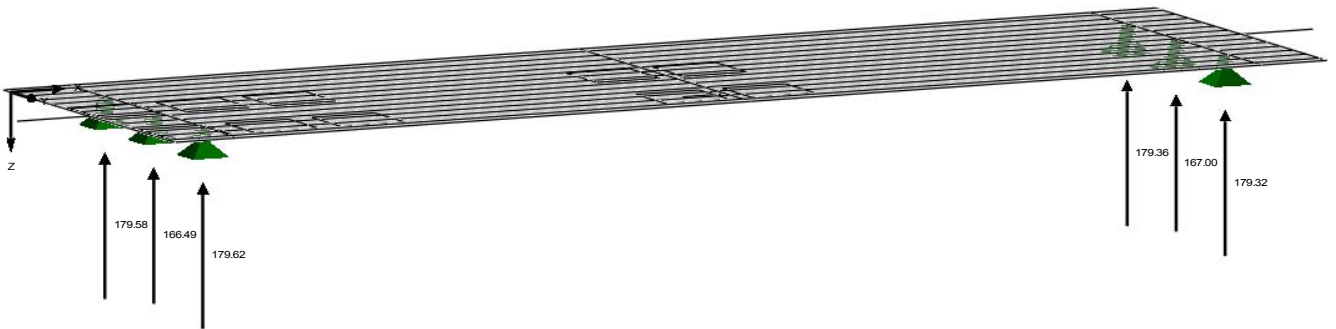
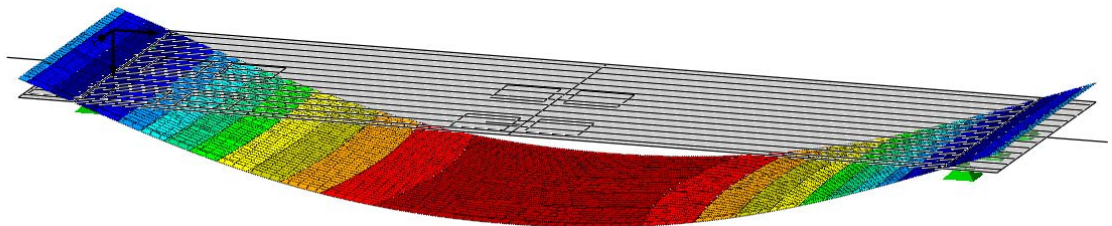
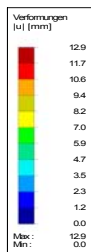


Abb. 60: Auflagerreaktionen

LF1: Eigengewicht  
u



Max u: 12.9, Min u: 0.0 [mm]  
Werte: u [mm]

Abb. 61: Verformung infolge Eigengewicht

### 5.2.2.1.1 Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente

Die Schnittgrößen, die sich aus dem RFEM – Programm ergeben, werden mit den Schnittgrößen infolge händischer Berechnung verglichen. Diese sollen annähernd übereinstimmen. Damit werden mögliche Fehlerquellen, die bei der Eingabe in das Rechenprogramm oder bei der Berechnung entstehen können ausfindig gemacht. Ungenauigkeiten ergeben sich infolge der Mittelung der Belastung bei der händischen Berechnung. Zusätzlich stellt das Rechenprogramm das Eigengewicht selbst in Rechnung, wodurch Abweichungen entstehen.

Auflagerreaktionen:



In *Abbildung 62* sind die Auflagerreaktionen zufolge händischer Berechnung und in *Abbildung 60* zufolge der RFEM Berechnung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass diese nur unwesentlich voneinander abweichen.

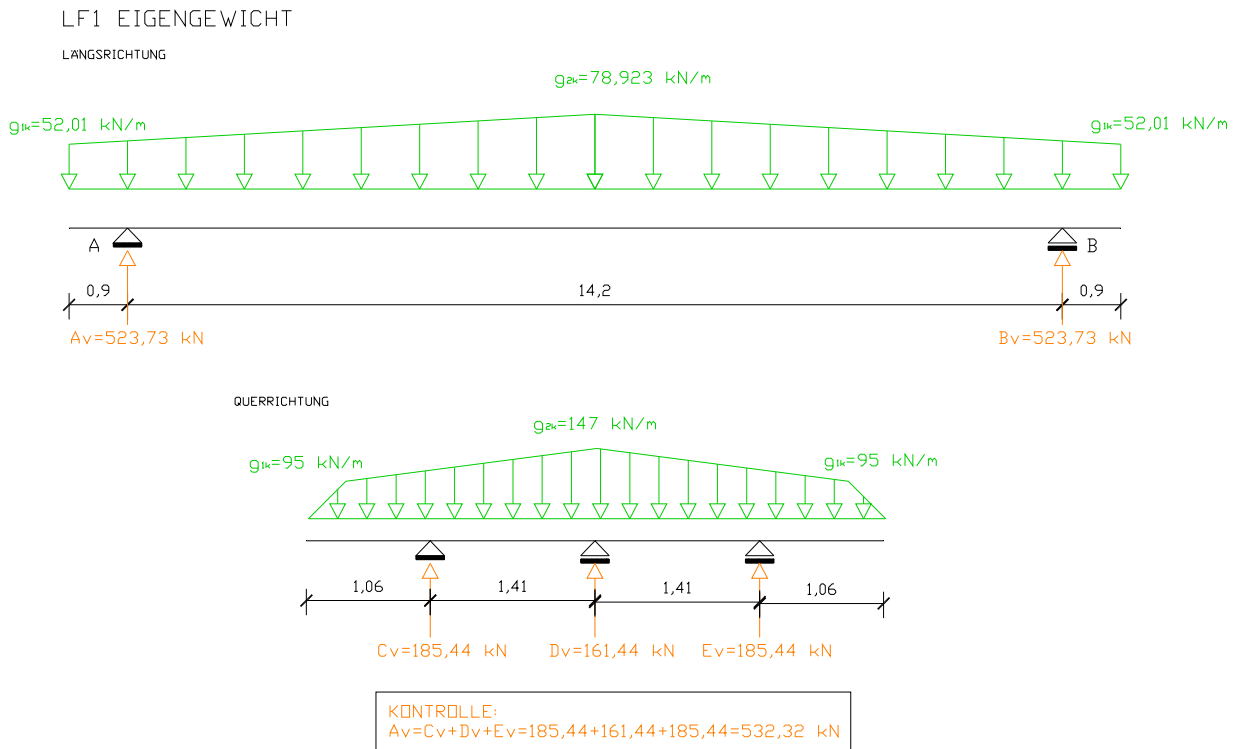


Abb. 62: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Momente:

Das RFEM – Programm berechnet die Momente pro Laufmeter. Für eine Kontrolle mit der händischen Berechnung müssen die Momente über den Querschnitt aufsummiert werden.

Summe der Momente über den Querschnitt in Feldmitte infolge RFEM - Berechnung:

$$\underline{\underline{M_k = 1716,82 \text{ kNm}}}$$

Moment in Feldmitte infolge der Berechnung in *Kapitel 5.1.2.1. Lastfall 1: Eigengewicht der Brücke:*

$$\underline{\underline{M_k = 1775,95 \text{ kNm}}}$$

Die Momente weichen nur unwesentlich voneinander ab.

### 5.2.2.2 Lastfall 2: Verkehrslast – Gleichlast

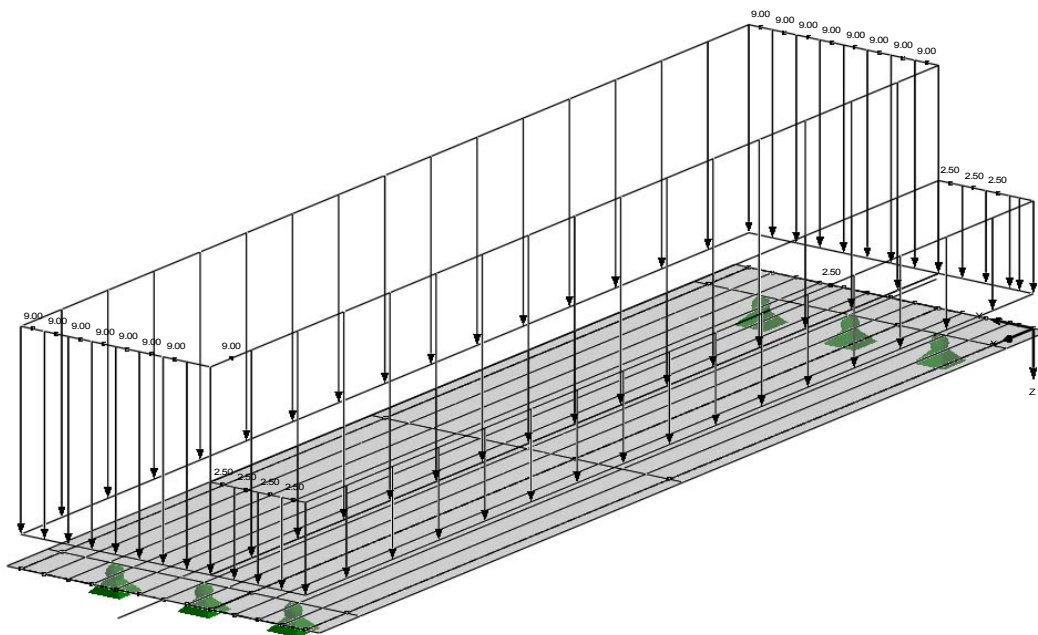


Abb.63: Lastaufstellung infolge Verkehr

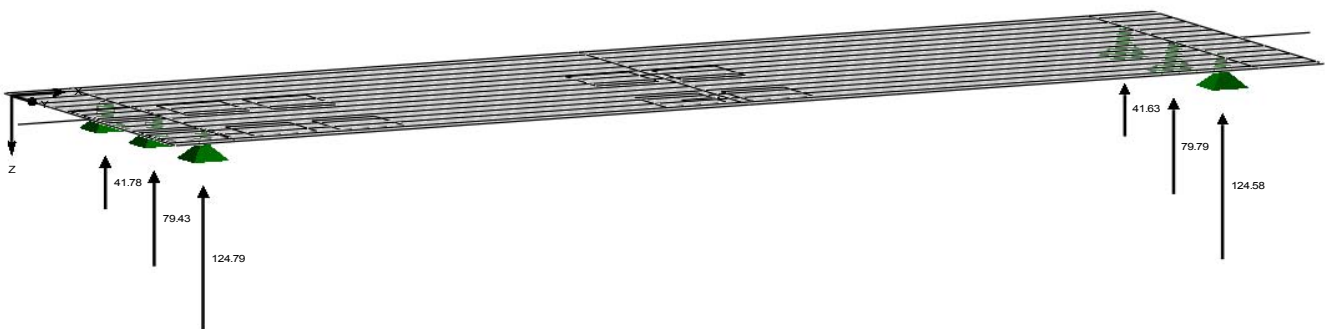
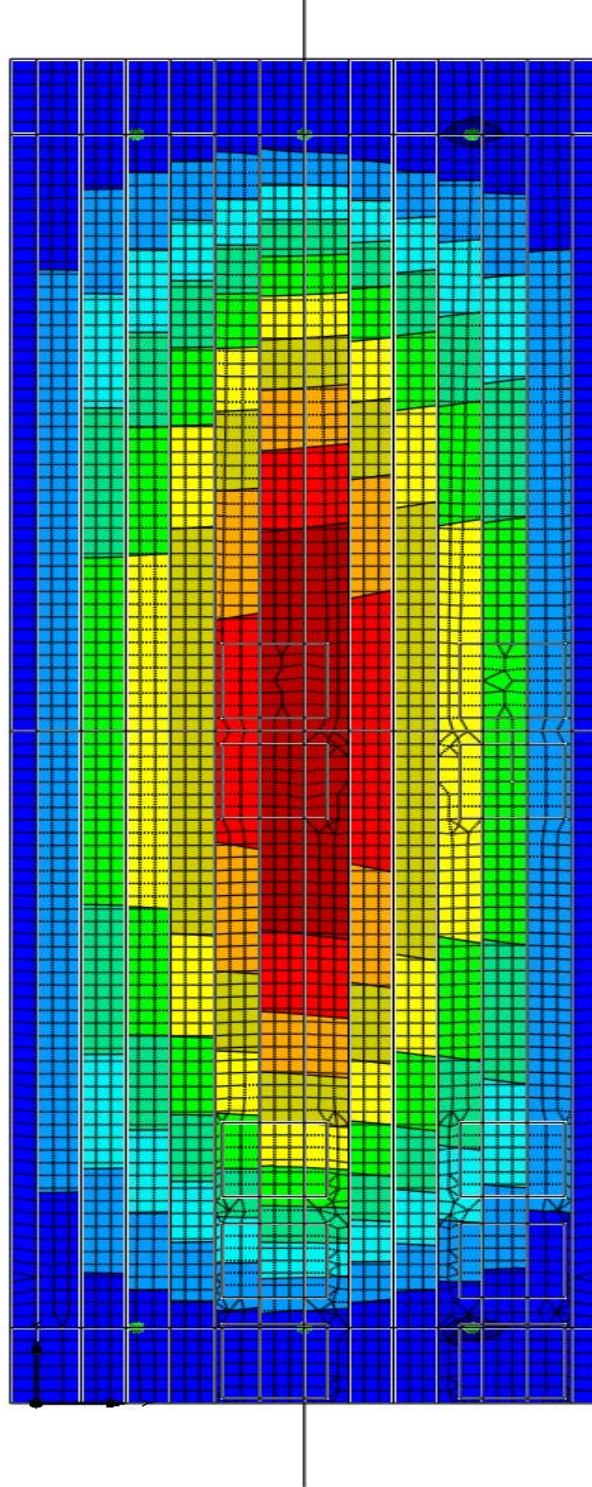
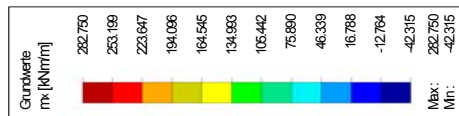


Abb. 64: Auflagerreaktionen infolge Verkehr

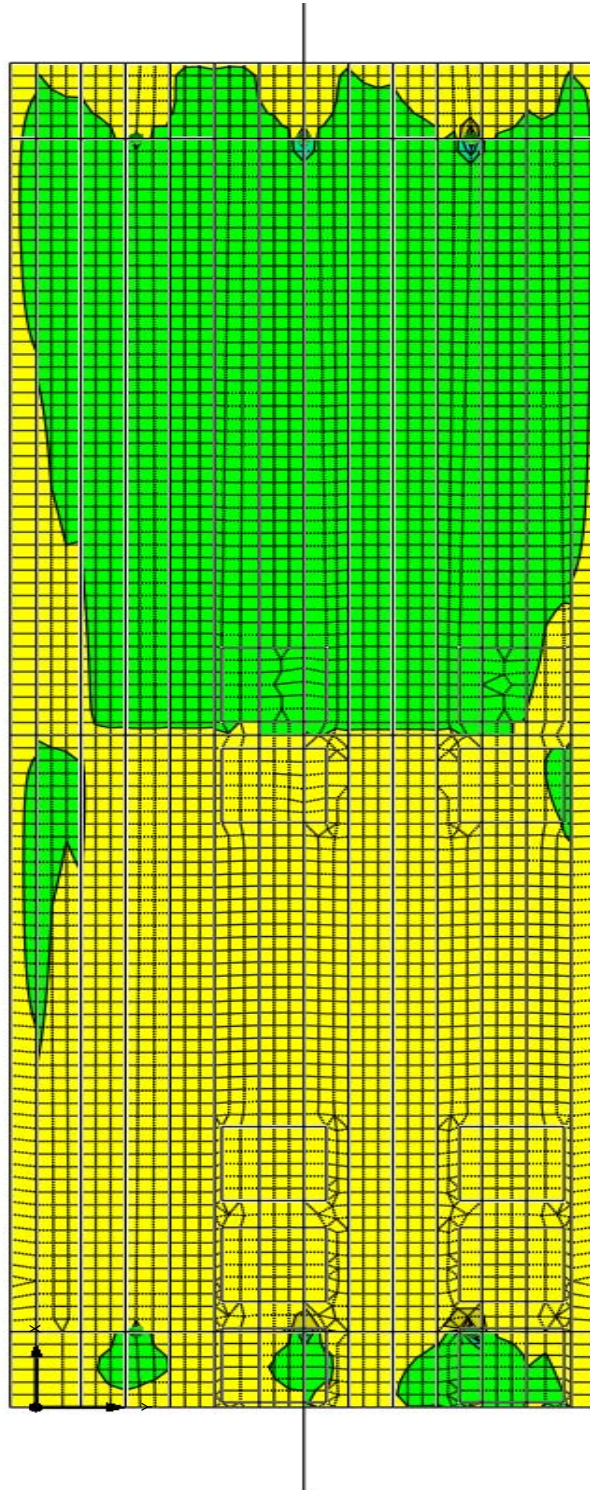
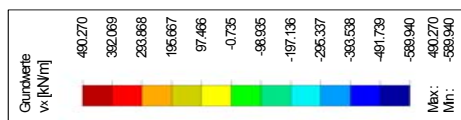
LF2: Verkehrt-Gleichlast  
m-x



Max m-x: 282.750, Min m-x: -42.315 [kNm/m]  
Werte: m-x [kNm/m]

Abb. 65: Momentenverlauf mx

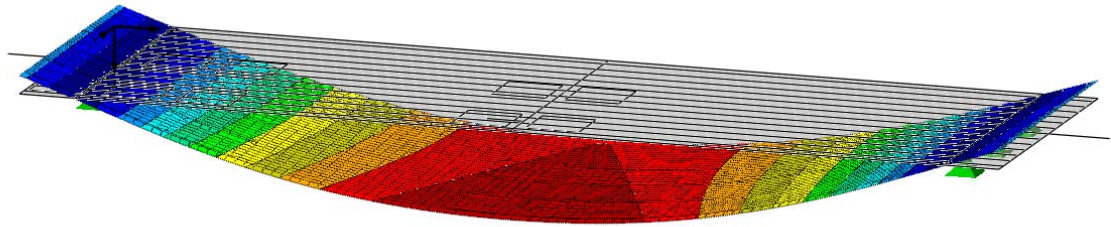
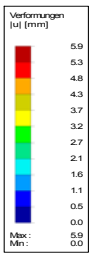
LF2: Verkehr-Gleichlast  
v-x



Max v-x: 490.270, Min v-x: -699.940 [kN/m]  
Werte: v-x [kN/m]

Abb. 66: Querkraftverlauf  $v_x$

LF2: Verkehr-Gleichlast  
u



Max u: 5.9, Min u: 0.0 [mm]  
Werte: u [mm]

Abb. 67: Verformung infolge Verkehr

#### 5.2.2.2.1 Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente

Die Schnittgrößen, die sich aus dem RFEM – Programm ergeben, werden mit den Schnittgrößen infolge händischer Berechnung verglichen. Diese sollen annähernd übereinstimmen. Damit werden mögliche Fehlerquellen, die bei der Eingabe in das Rechenprogramm oder bei der Berechnung entstehen können ausfindig gemacht.

Auflagerraktionen:

In *Abbildung 68* sind die Auflagerraktionen infolge händischer Berechnung und in *Abbildung 64* infolge der RFEM Berechnung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass diese nur unwesentlich voneinander abweichen.

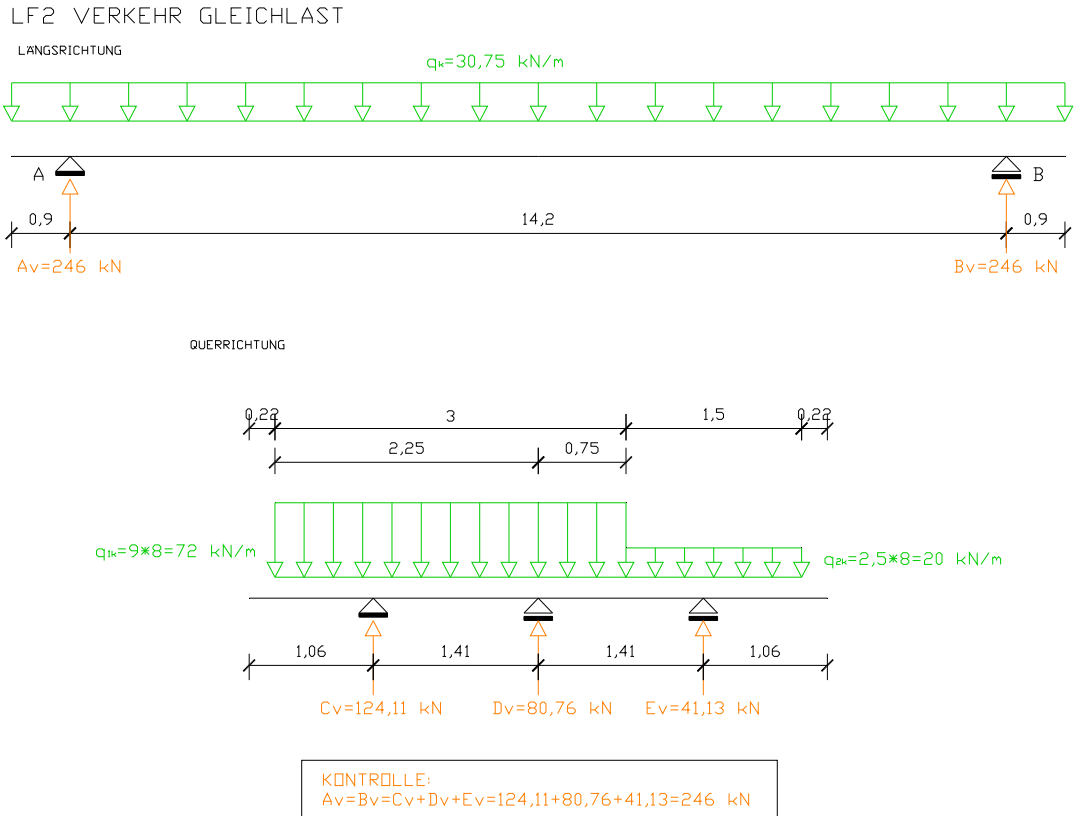


Abb. 68: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Momente:

Das RFEM – Programm berechnet die Momente pro Laufmeter. Für eine Kontrolle mit der händischen Berechnung müssen die Momente über den Querschnitt aufsummiert werden.

Summe der Momente über den Querschnitt in Feldmitte infolge RFEM - Berechnung:

$$\underline{\underline{M_k = 771,02 \text{ kNm}}}$$

Moment in Feldmitte infolge der Berechnung in *Kapitel 5.1.2.2. Lastfall 2: Verkehrslast- Gleichlast.*

$$\underline{\underline{M_k = 762,60 \text{ kNm}}}$$

Die Momente weichen nur unwesentlich voneinander ab.

5.2.2.3 Lastfall 3 Verkehrslast – Achslasten: Die Angriffsflächen der Achslasten befinden sich in Feldmitte

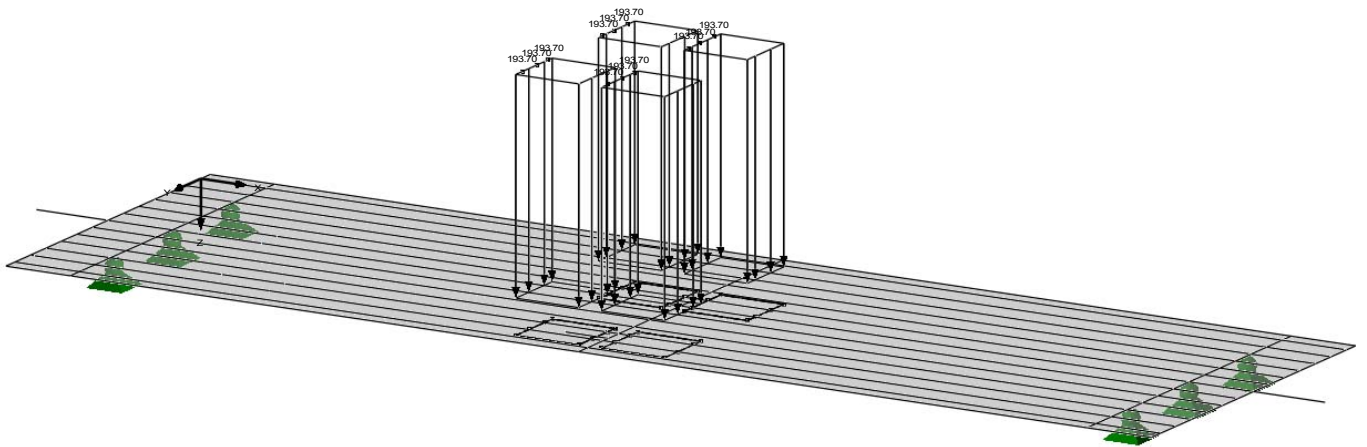


Abb. 69: Angriffsflächen der Achslasten in Feldmitte

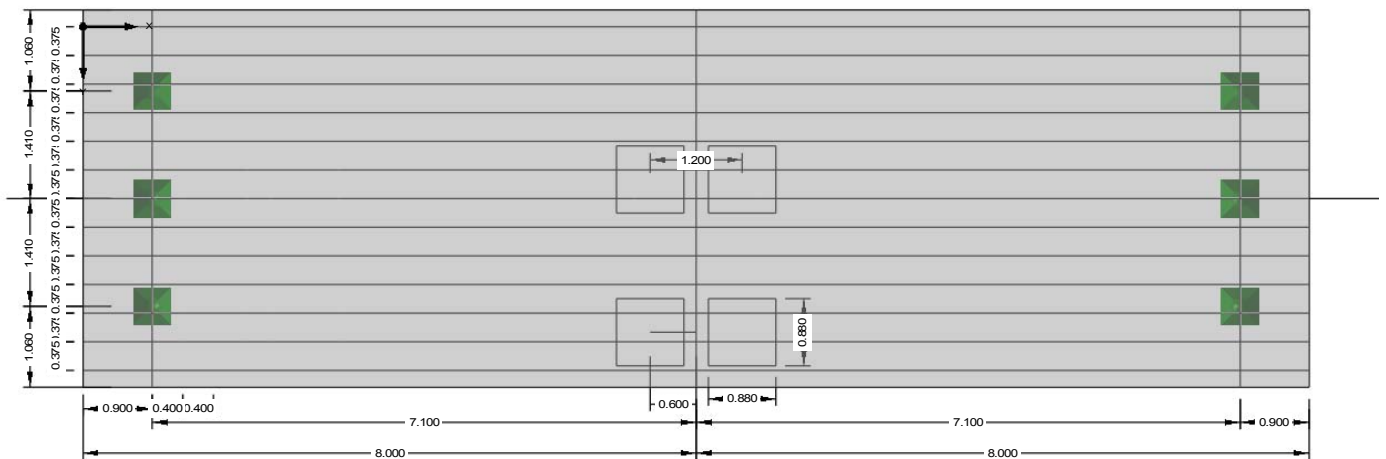
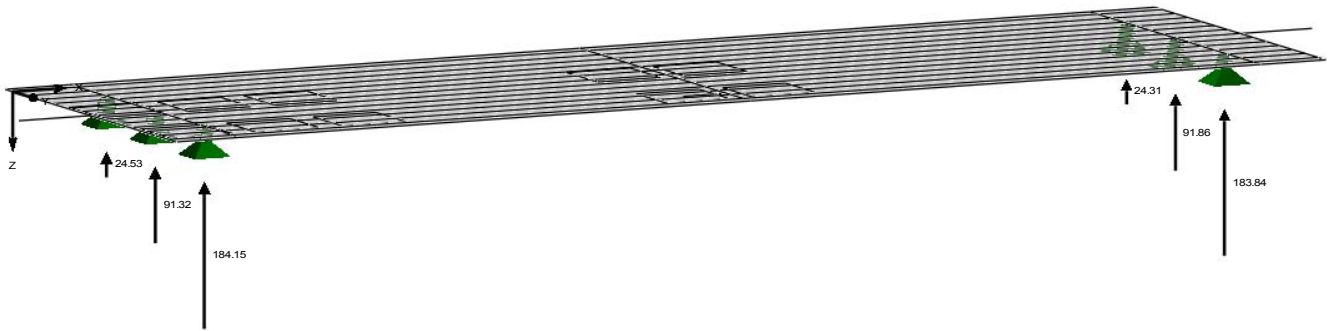


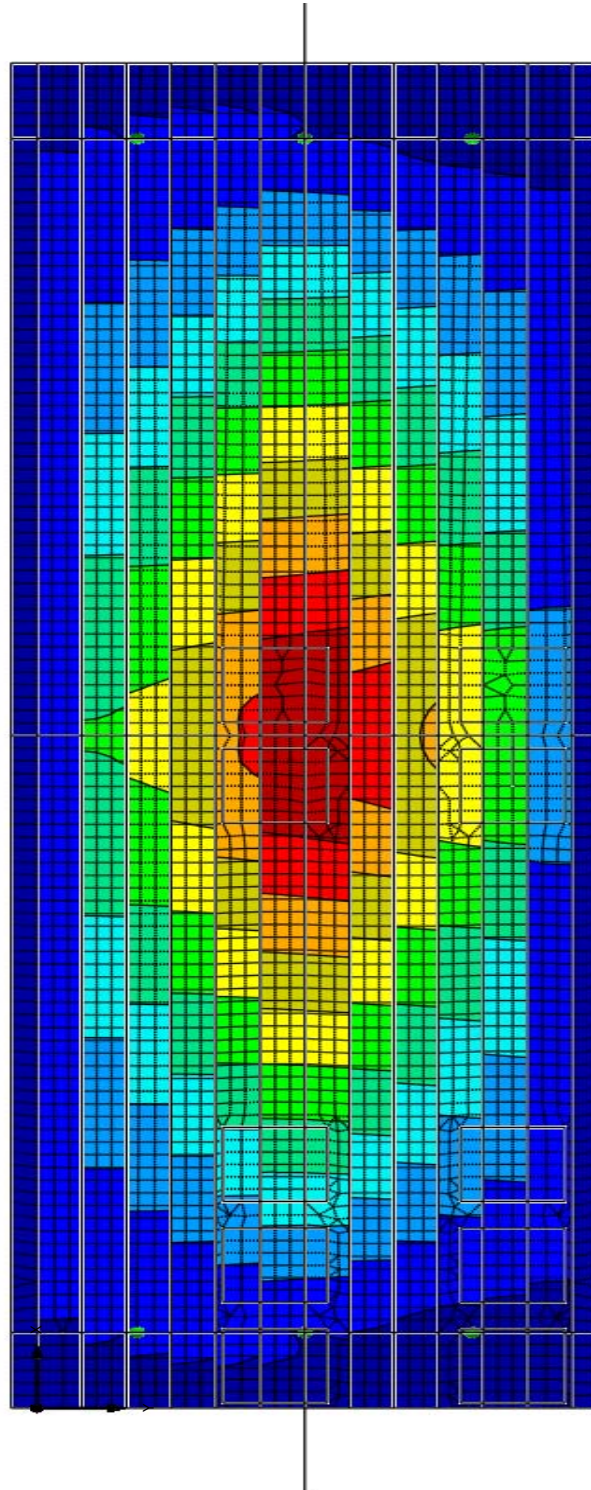
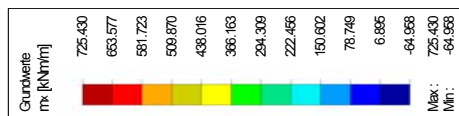
Abb. 70: Angriffsflächen der Achslasten in Feldmitte im Grundriss



*Abb. 71: Auflagerreaktionen*



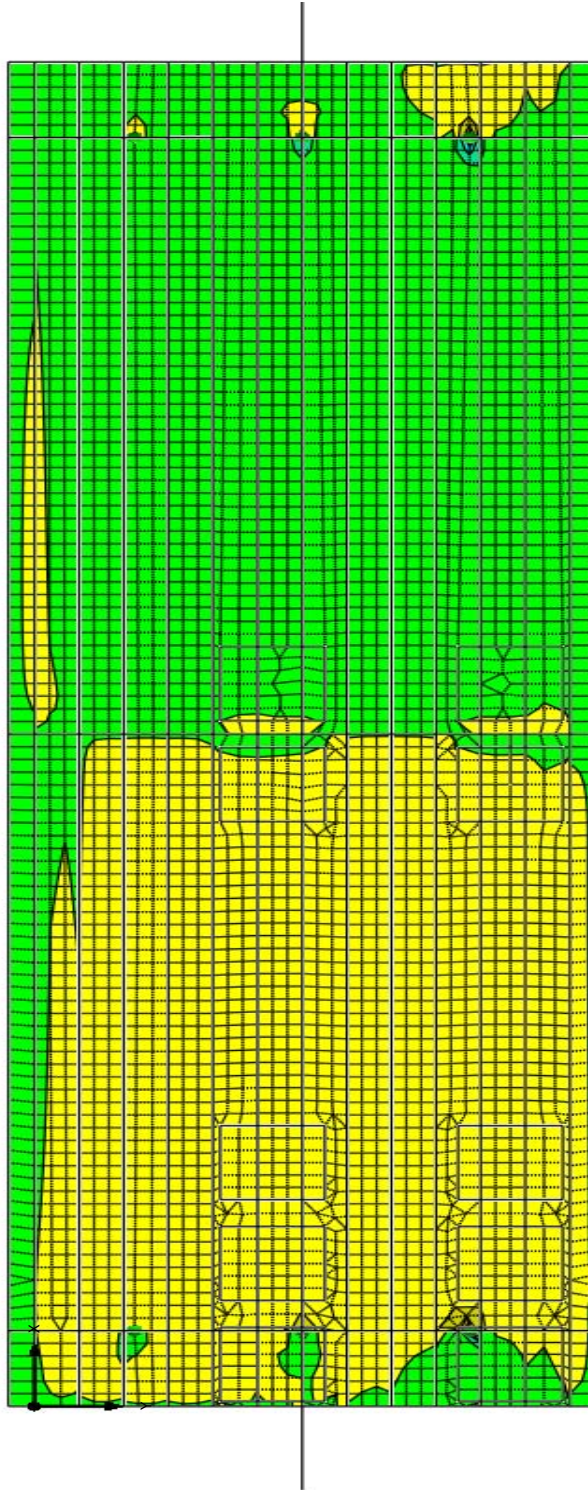
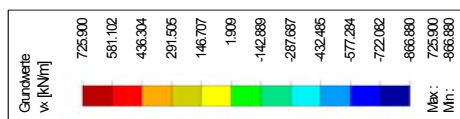
LF3: Verkehr Achslast  
m-x



Max m-x: 725.430, Min m-x: -64.958 [kNm/m]  
Werte: m-x [kNm/m]

Abb. 72: Momentenverlauf  $m_x$ , Lage der Achslasten in Feldmitte

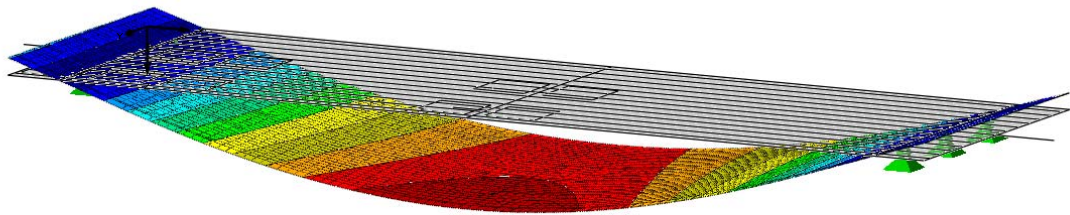
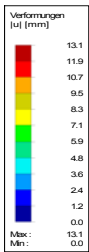
LF3: Verkehr Achslast  
v-x



Max v-x: 725.900, Min v-x: -866.880 [kN/m]  
Werte: v-x [kN/m]

Abb. 73: Querkraftverlauf v<sub>x</sub>, Lage der Achslasten in Feldmitte

LF3: Verkehr Achslast  
u



Max u: 13.1, Min u: 0.0 [mm]  
Werte: u [mm]

Abb. 74: Verformung infolge Verkehr - Achslast

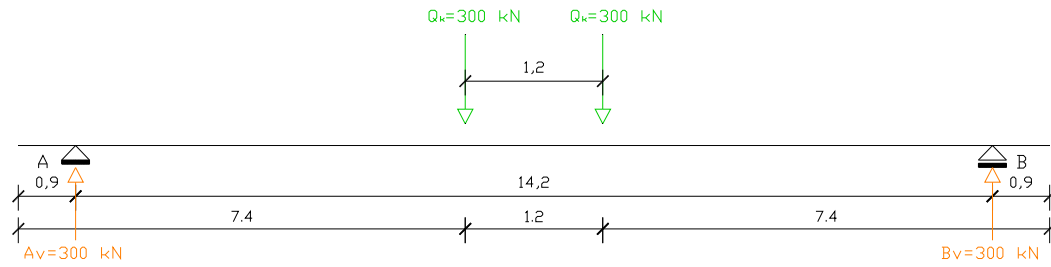
### 5.2.2.3.1 Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente

Die Schnittgrößen, die sich aus dem RFEM – Programm ergeben, werden mit den Schnittgrößen infolge händischer Berechnung verglichen. Diese sollen annähernd übereinstimmen. Damit werden mögliche Fehlerquellen, die bei der Eingabe in das Rechenprogramm oder bei der Berechnung entstehen können ausfindig gemacht.

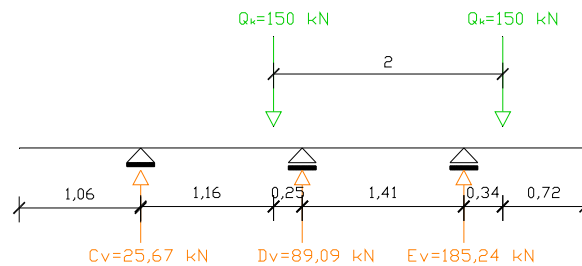
Auflagerreaktionen:

In *Abbildung 75* sind die Auflagerreaktionen infolge händischer Berechnung und in *Abbildung 71* infolge der RFEM Berechnung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass diese nur unwesentlich voneinander abweichen.

LF3 VERKEHR: ACHSLASTEN IN FELDMITTE



QUERRICHTUNG



KONTROLLE:  
 $A_v = B_v = C_v + D_v + E_v = 25,67 + 89,09 + 185,24 = 300 \text{ kN}$

Abb. 75: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Momente:

Das RFEM – Programm berechnet die Momente pro Laufmeter. Für eine Kontrolle mit der händischen Berechnung müssen die Momente über den Querschnitt aufsummiert werden.

Summe der Momente über den Querschnitt in Feldmitte infolge RFEM - Berechnung:

$$\underline{\underline{M_k = 2020,00 \text{ kNm}}}$$

Moment in Feldmitte infolge der Berechnung in *Kapitel 5.1.2.3. Lastfall 3: Verkehrslast- Achslasten:*

$$\underline{\underline{M_k = 1950,00 \text{ kNm}}}$$

Die Momente weichen um ca. 3% voneinander ab.

### 5.2.2.4 Lastfall 4 Verkehrslast – Achslasten: Angriffsflächen der Achslasten befinden sich im Auflagerbereich

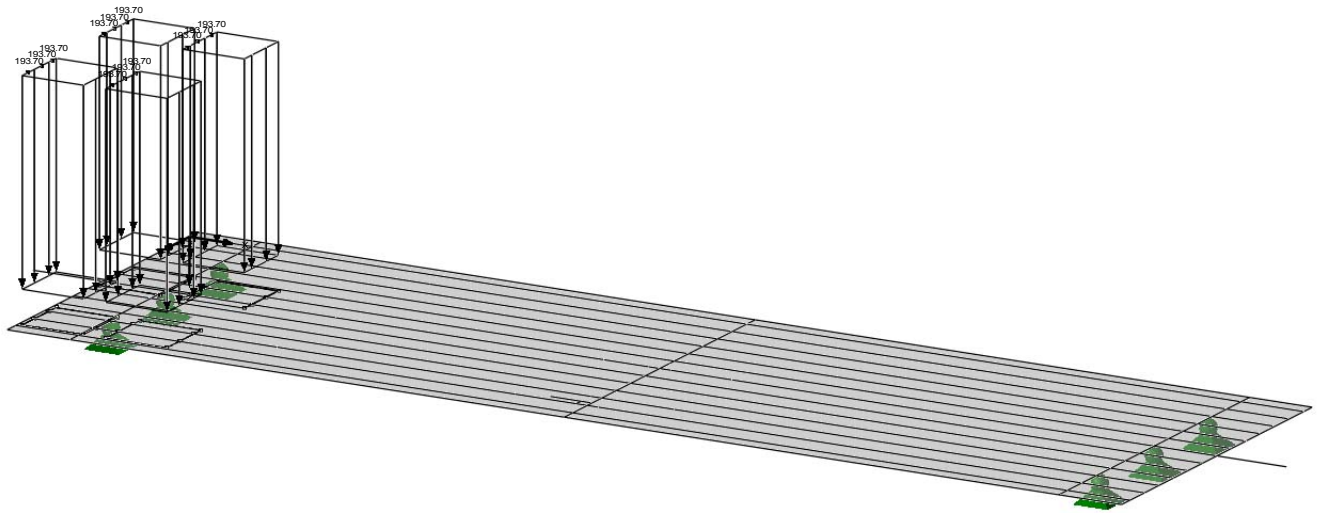


Abb. 76: Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

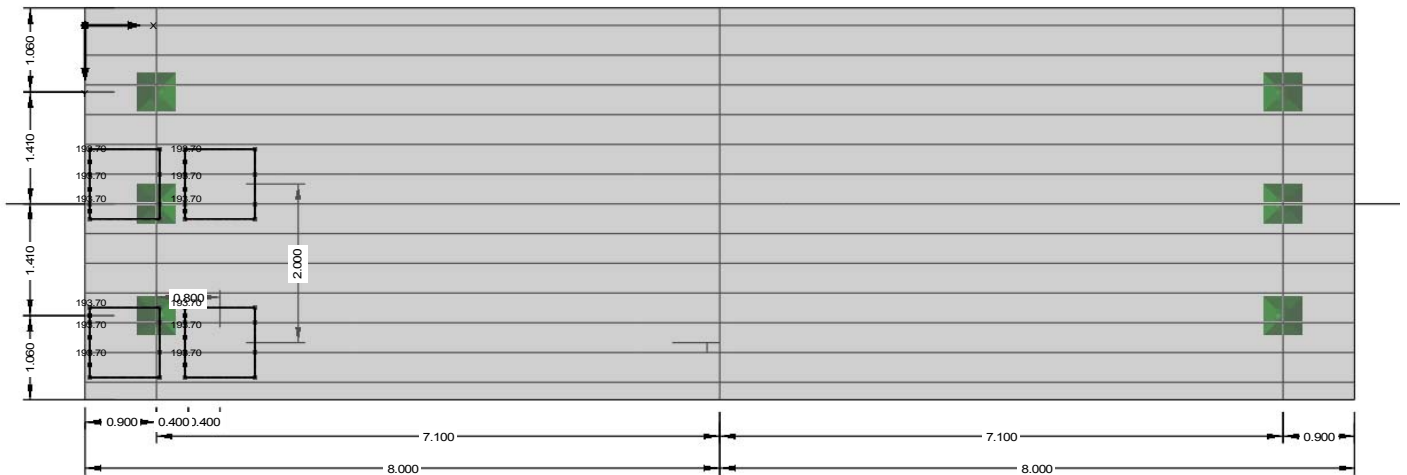


Abb. 77: Darstellung der Angriffsflächen der Achslasten im Grundriss

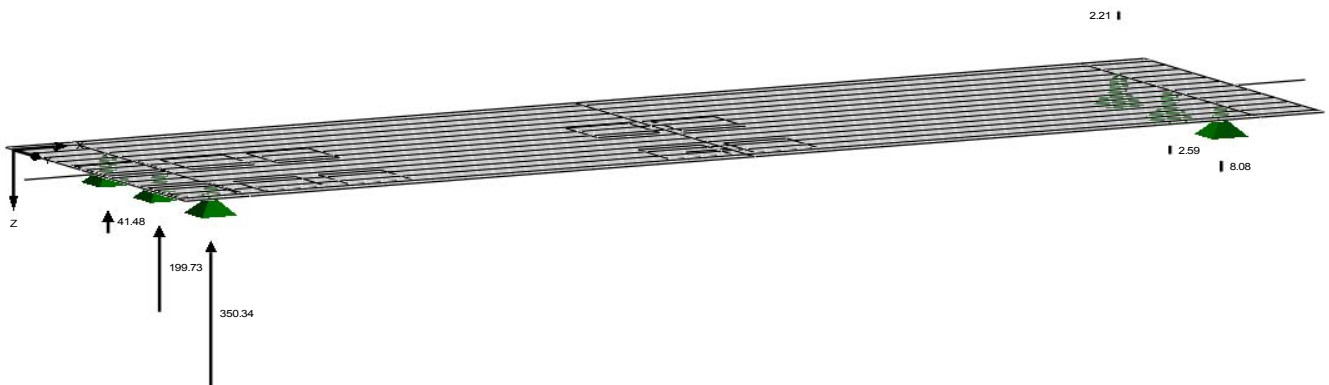


Abb. 78: Auflagerreaktionen

In *Abbildung 78* ist zu erkennen, dass das Tragwerk bei diesem Lastfall auf Abheben gefährdet ist. Jedoch ist zu berücksichtigen, dass das Eigengewicht immer mitwirkt.

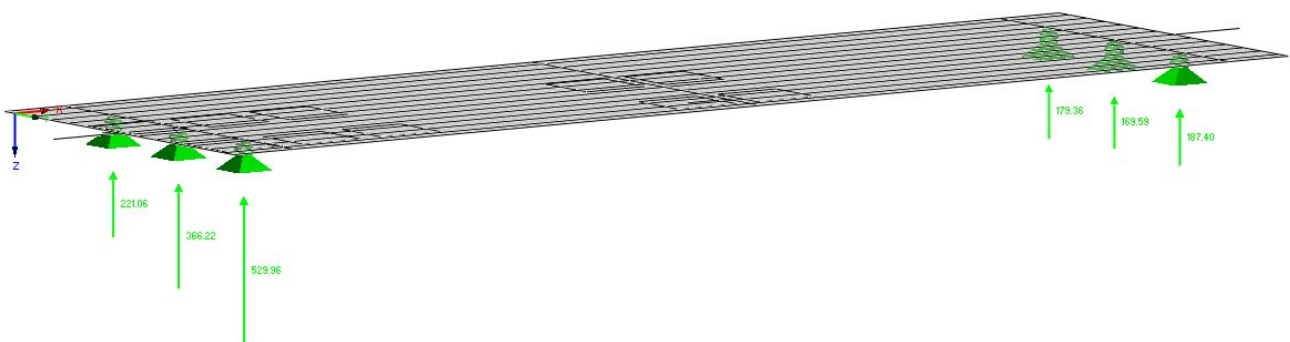
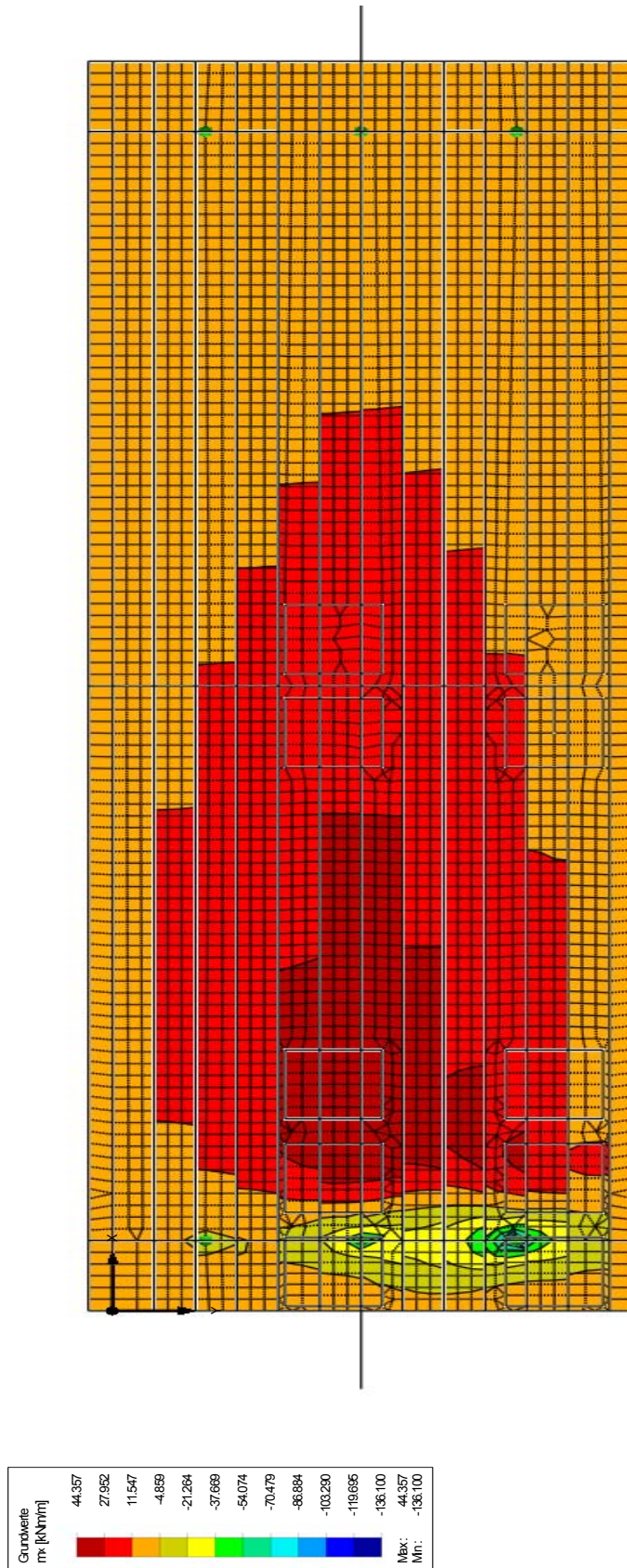


Abb. 79: Auflagerreaktionen für die Überlagerung von Eigengewicht und LF 4

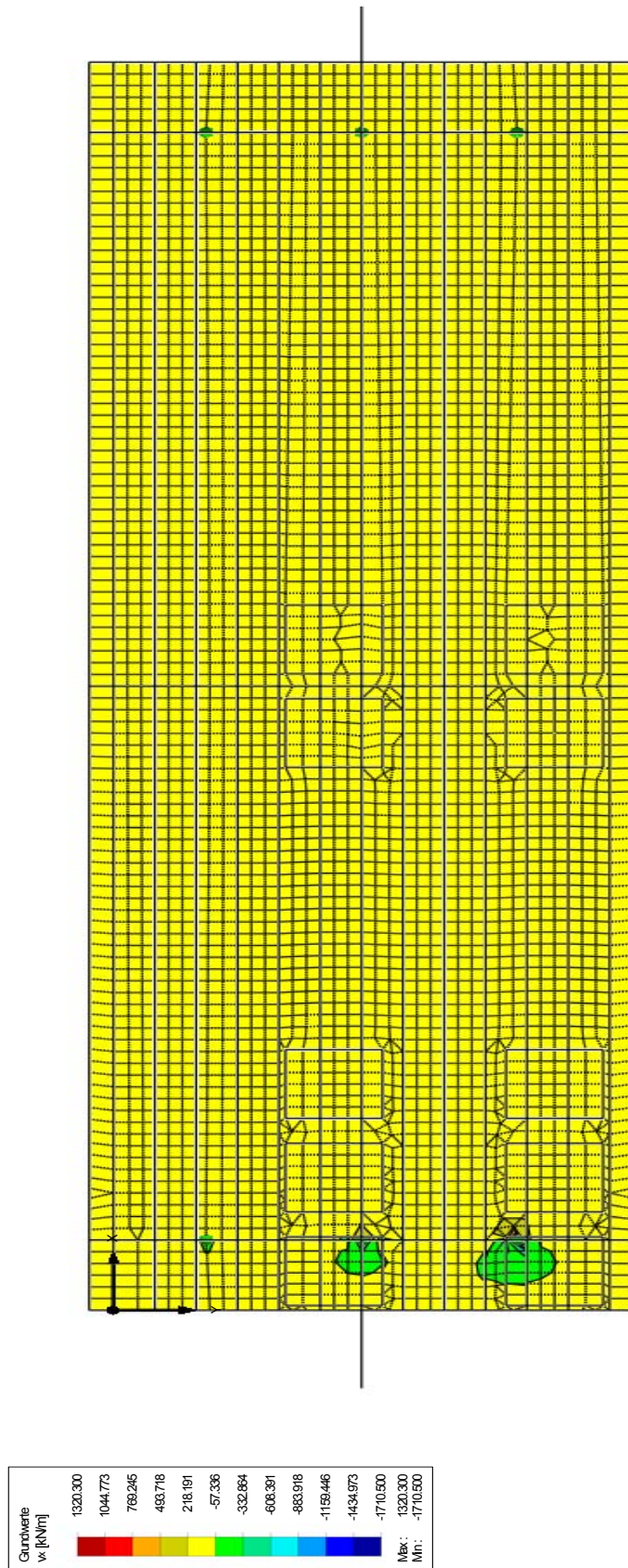
LF4: Verkehr Achslast, maßgebend für Querkraft\_a  
 $m_x$



Max  $m_x$ : 44.357, Min  $m_x$ : -136.100 [kNm/m]  
 Werte:  $m_x$  [kNm/m]

Abb. 80: Momentenverlauf  $m_x$ , Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

LF4: Verkehr Achslast, maßgebend für Querkraft\_a  
v-x

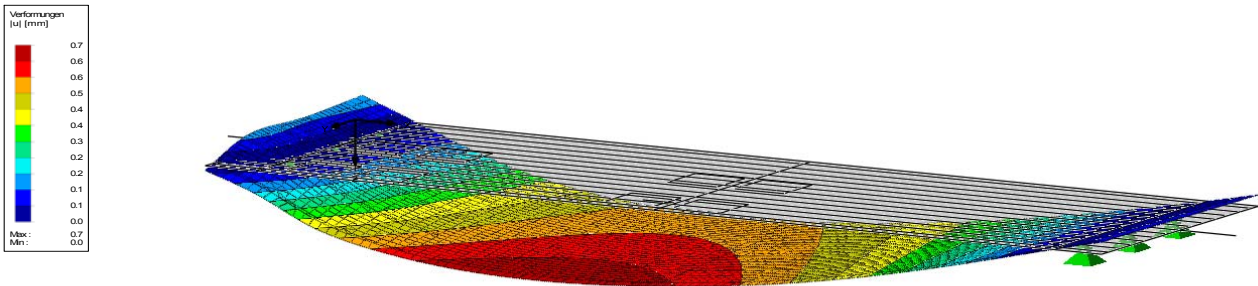


Max v-x: 1320.300, Min v-x: -1710.900 [kN/m]  
Werte: v-x [kN/m]

Abb. 81: Querkraftverlauf  $v_x$ , Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich



LF4: Verkehr Achslast, maßgebend für Querkraft\_a  
u



Max u: 0.7, Min u: 0.0 [mm]  
Werte: u [mm]

Abb. 82: Verformung

#### 5.2.2.4.1 Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente

Die Schnittgrößen, die sich aus dem RFEM – Programm ergeben, werden mit den Schnittgrößen infolge händischer Berechnung verglichen. Diese sollen annähernd übereinstimmen. Damit werden mögliche Fehlerquellen, die bei der Eingabe in das Rechenprogramm oder bei der Berechnung entstehen können ausfindig gemacht.

Auflagerraktionen:

In *Abbildung 83* sind die Auflagerraktionen infolge händischer Berechnung und in *Abbildung 78* infolge der RFEM Berechnung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass diese nur unwesentlich voneinander abweichen.

Die Achslasten gehen zu einem großen Teil in Auflager  $A_v$  und nur zu einem geringen Teil in Auflager  $B_v$  ein. Die Achslasten  $2 * Q_k = 2 * 295,8 \text{ kN}$  gehen in Auflager  $A_v$  ein und ergeben sich durch die Gleichgewichtsbedingungen.

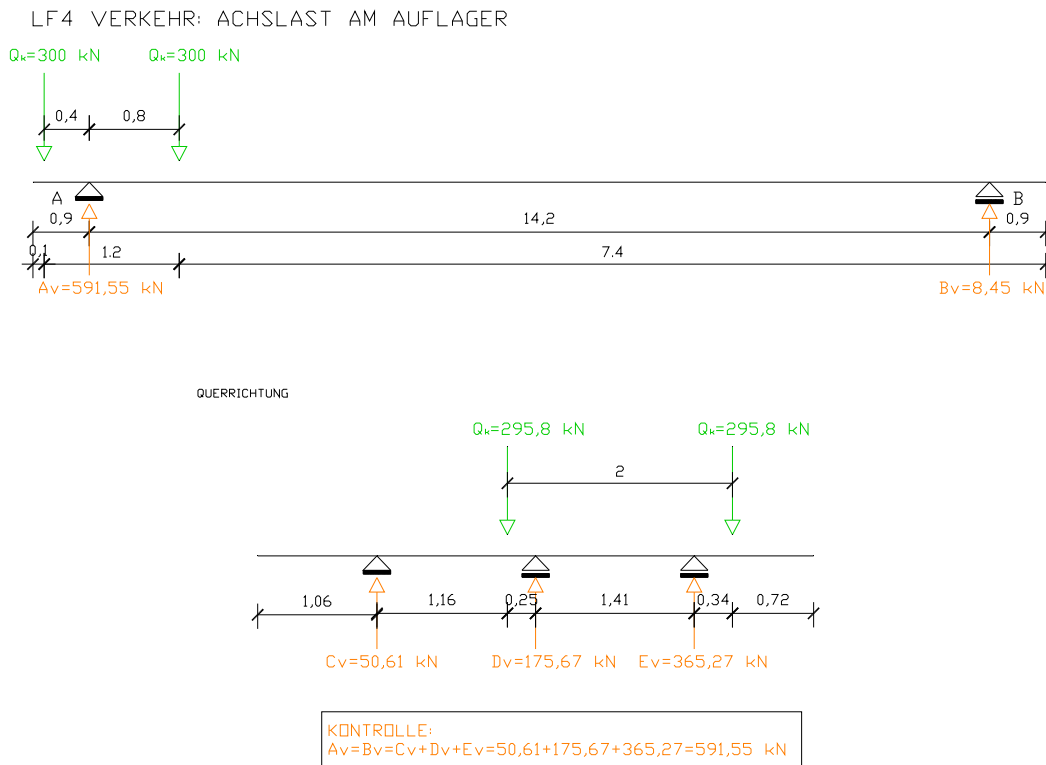


Abb. 83: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Momente:

Das RFEM – Programm berechnet die Momente pro Laufmeter. Für eine Kontrolle mit der händischen Berechnung müssen die Momente über den Querschnitt aufsummiert werden.

Summe der Momente über den Querschnitt am Auflager infolge RFEM – Berechnung.

$$\underline{\underline{M_k = -254,00 \text{ kNm}}}$$

Maßgebendes Moment am Auflager infolge der händischen Berechnung:

$$\sum M_{x=0,9} : M_k = -Q_k * 0,8 \rightarrow \underline{\underline{M_k = -240,00 \text{ kNm}}}$$

Die Momente weichen um ca. 5% voneinander ab.

5.2.2.5 Lastfall 5 Verkehrslast – Achslasten: Angriffsflächen der Achslasten liegen in einem Abstand von 80 cm vom Auflager entfernt

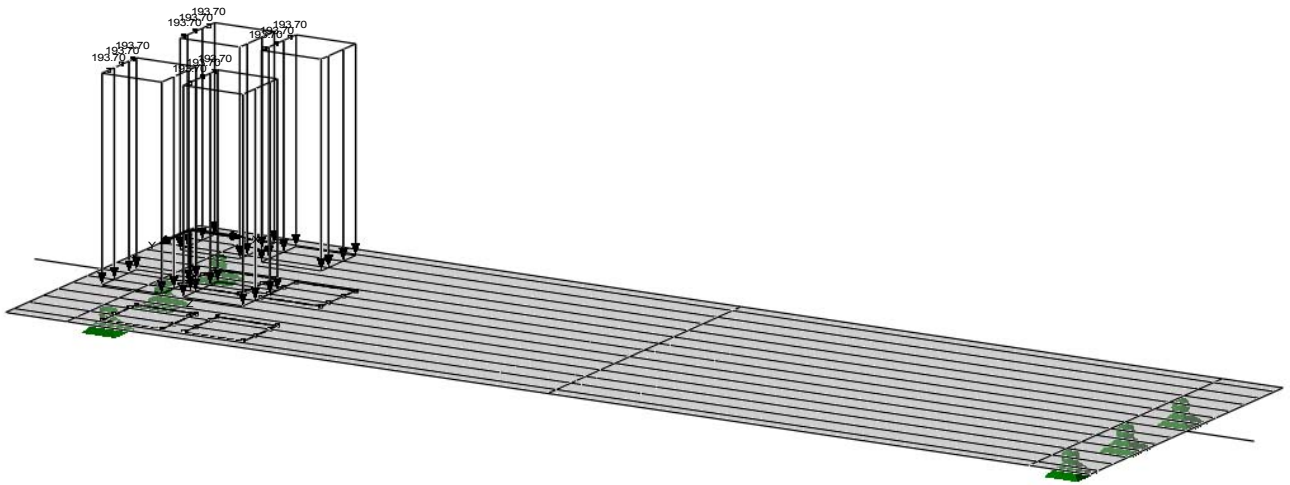


Abb. 84: Angriffsflächen der Achslasten 80 cm vom Auflager entfernt

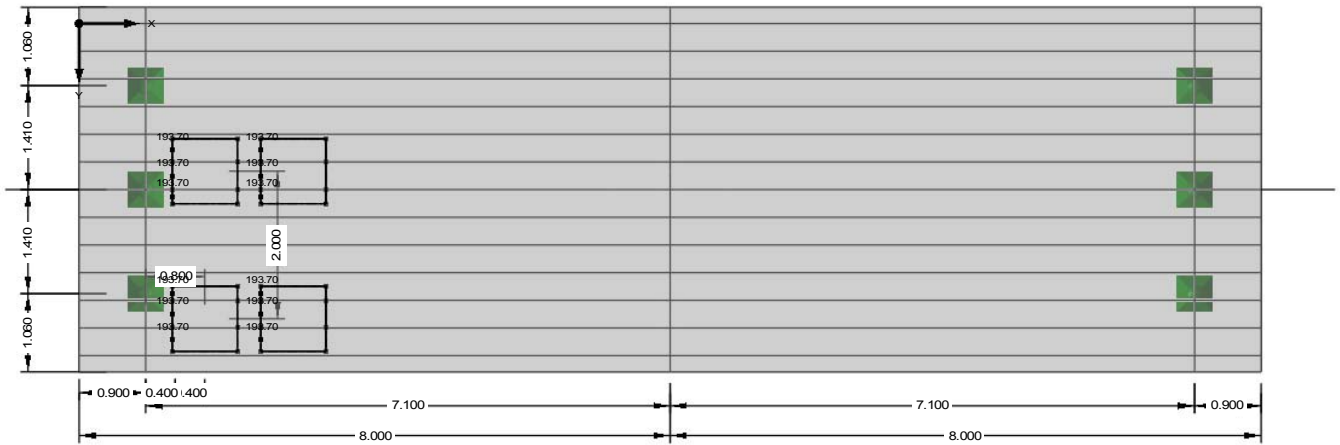


Abb. 85: Darstellung der Angriffsflächen der Achslasten im Grundriss

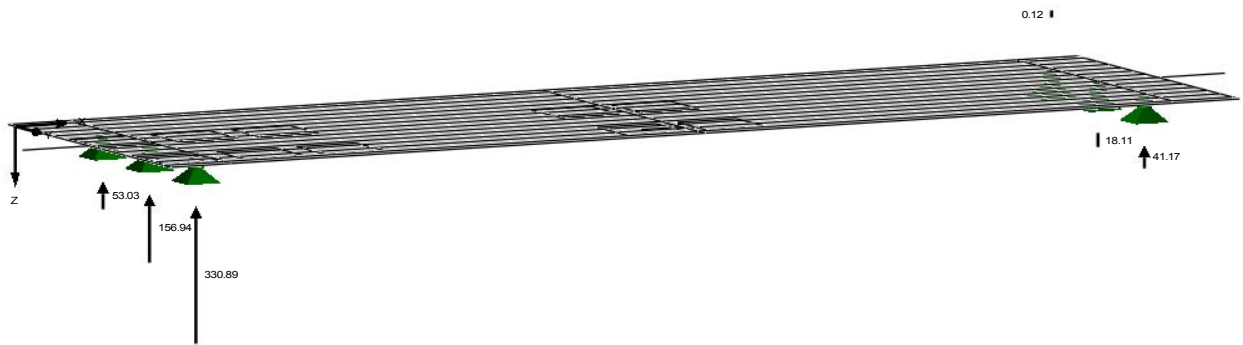


Abb. 86: Auflagerreaktionen

In *Abbildung 86* ist zu erkennen, dass das Tragwerk bei diesem Lastfall auf Abheben gefährdet ist. Jedoch ist zu berücksichtigen, dass das Eigengewicht immer mitwirkt.

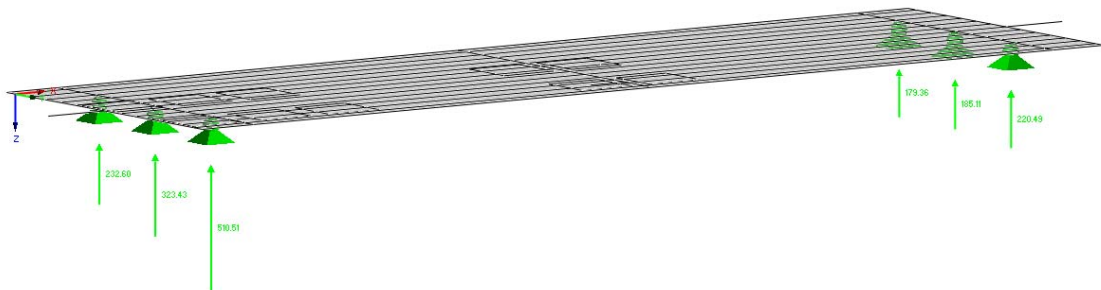
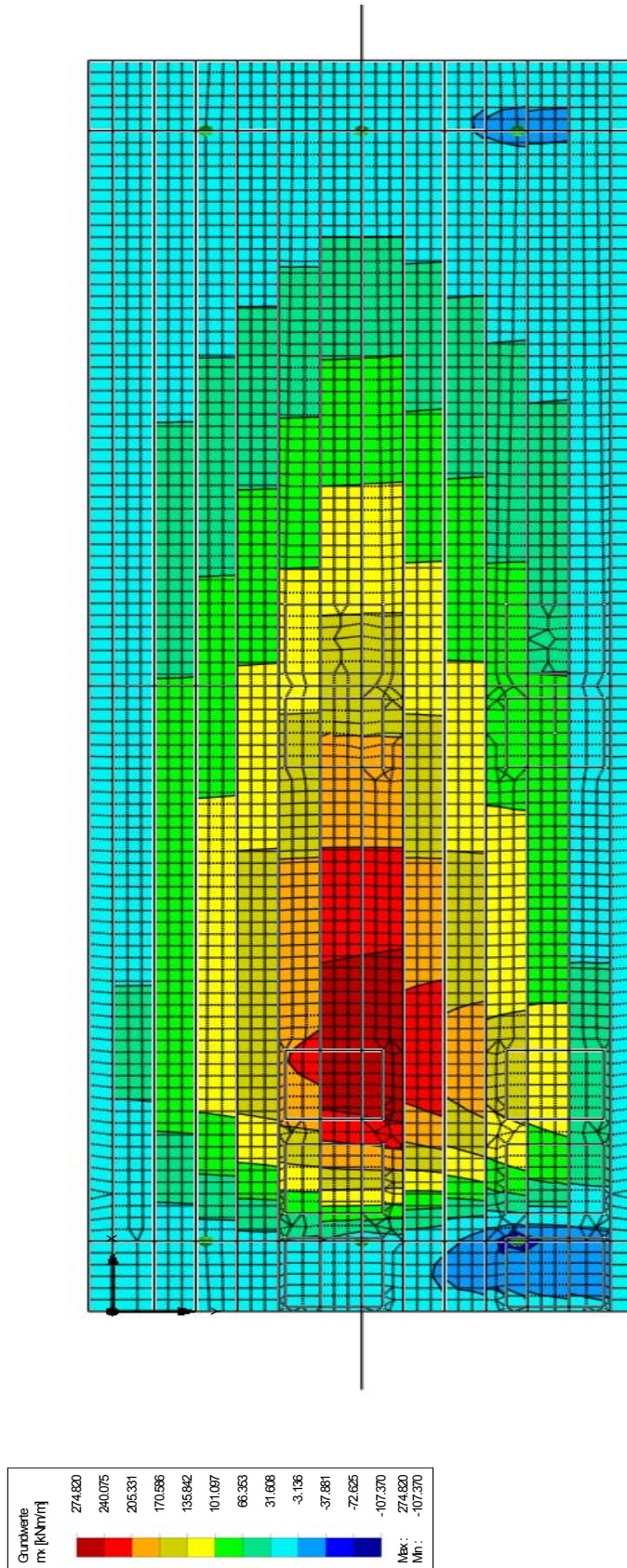


Abb. 87: Auflagerreaktionen für die Überlagerung von Eigengewicht und LF 5

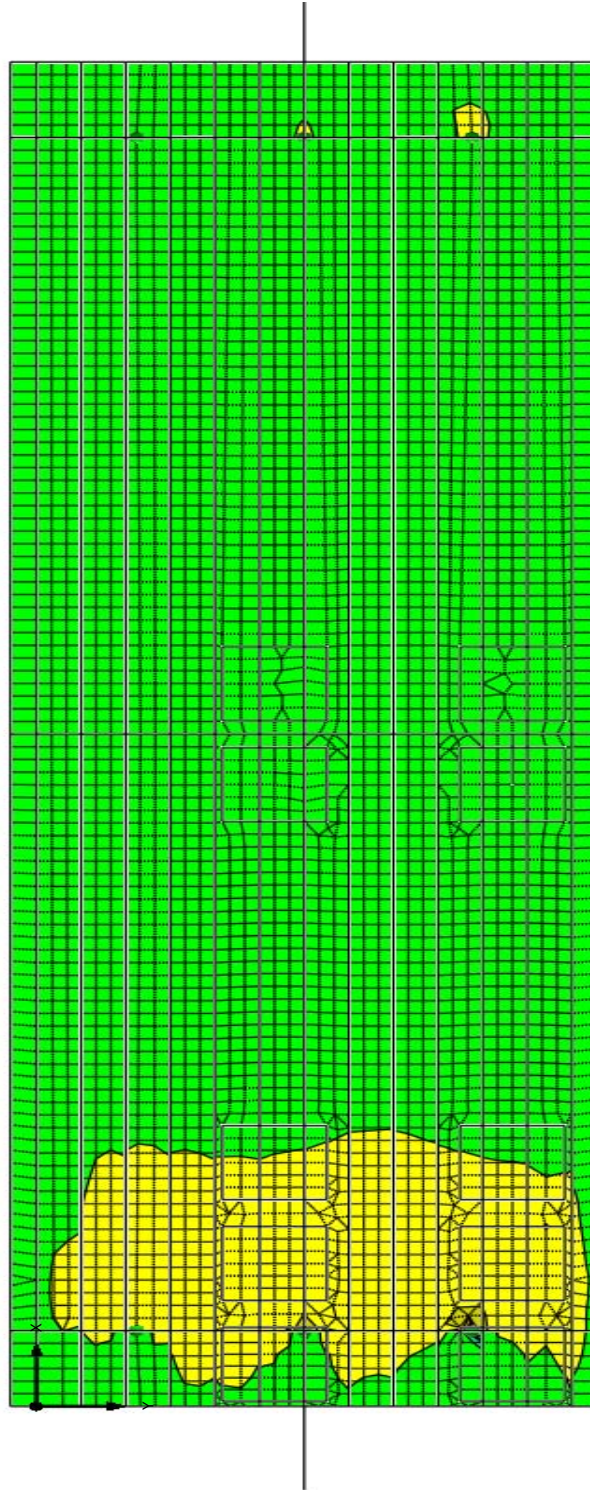
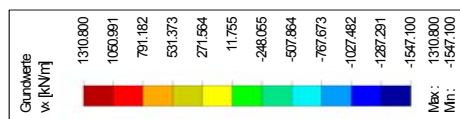
LFS: Verkehr Achslast, maßgebend für Querkraft, b  
m-x



Max m-x: 274.820, Min m-x: -107.370 [kNm/m]  
Werte: m-x [kNm/m]

Abb. 88: Momentenverlauf, Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

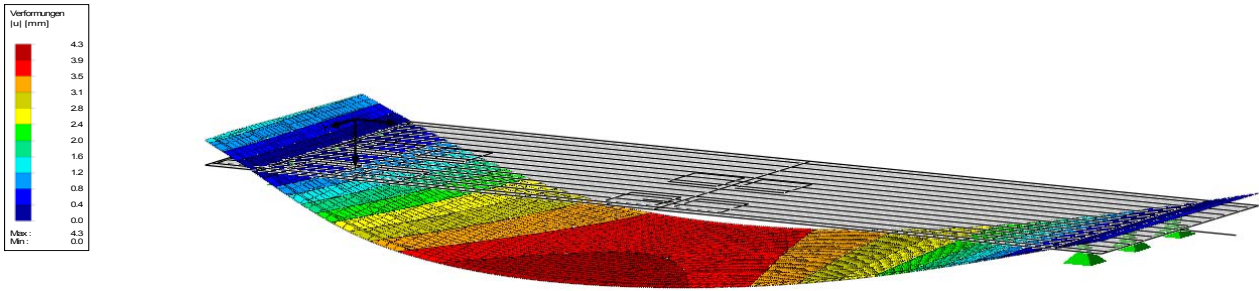
LF5: Verkehr Achslast, traufgeberd für Querkrft\_b  
v-x



Max v-x: 1310.800, Min v-x: -1547.100 [kN/m]  
Werte: v-x [kN/m]

Abb. 89: Querkrftverlauf, Angriffsflchen der Achslasten, 80 cm vom Auflager entfernt

LFS: Verkehr Achslast, maßgebend für Cuerkraft\_b  
u



Max u: 4.3, Min u: 0.0 [mm]  
Verte: u [mm]

Abb. 90: Verformung

#### 5.2.2.5.1 Kontrolle der Auflagerreaktionen und Momente

Die Schnittgrößen, die sich aus dem RFEM – Programm ergeben, werden mit den Schnittgrößen infolge händischer Berechnung verglichen. Diese sollen annähernd übereinstimmen. Damit werden mögliche Fehlerquellen, die bei der Eingabe in das Rechenprogramm oder bei der Berechnung entstehen können ausfindig gemacht.

Auflagerraktionen:

In *Abbildung 90* sind die Auflagerreaktionen infolge händischer Berechnung und in *Abbildung 86* infolge der RFEM Berechnung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass diese nur unwesentlich voneinander abweichen.

Die Achslasten gehen zu einem großen Teil in Auflager  $A_v$  und nur zu einem geringen Teil in Auflager  $B_v$  ein. Die Achslasten  $2 * Q_k = 2 * 270,38 \text{ kN}$  gehen in Auflager  $A_v$  ein und ergeben sich durch die Gleichgewichtsbedingungen.

LF5 VERKEHR: ACHSLAST 80cm VDM AUFLAGER ENTFERNT

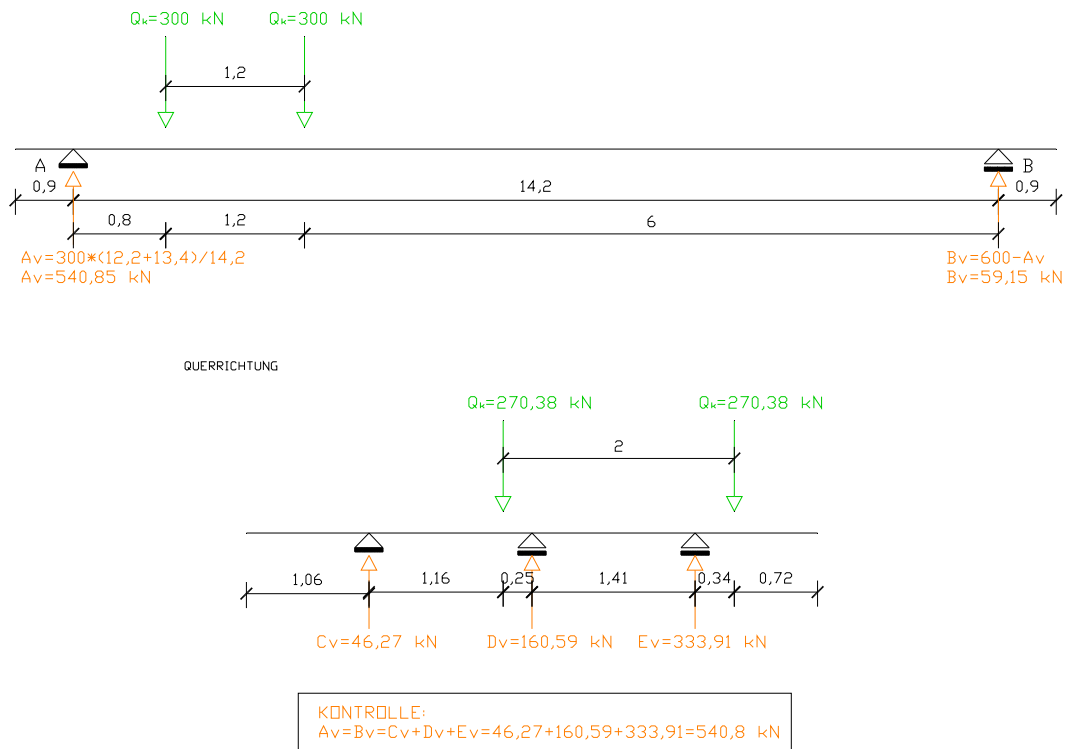


Abb. 91: Schnittgrößen zufolge händischer Berechnung

Momente:

Das RFEM – Programm berechnet die Momente pro Laufmeter. Für eine Kontrolle mit der händischen Berechnung müssen die Momente über den Querschnitt aufsummiert werden.

Summe der Momente über den Querschnitt. Das maßgebende Moment befindet sich 2 m vom Auflagerbereich entfernt.

$$\underline{\underline{M_k = 501,00 \text{ kNm}}}$$

Das maßgebende Moment, infolge händischer Berechnung befindet sich 2 m vom Auflagerbereich entfernt und beträgt:

$$\sum M_{x=2,9} : M_k = A_v * 2 - Q_k * 1,2 \rightarrow \underline{\underline{M_k = 700,00 \text{ kNm}}}$$



## 5.2.2.6 Lastfallkombination 1

Die Lastfallkombination 1 beinhaltet die Lastfälle Eigengewicht (LF 1), Verkehr-Gleichlast (LF 2) und Verkehr Achslast (LF 3). Die Angriffsflächen der Achslasten liegen bei dieser Lastfallkombination in Feldmitte. Für die Überlagerung der Einwirkungen wird die charakteristische Einwirkungskombination verwendet. Die Lastfallkombination 1 ist maßgebend für den Tragfähigkeitsnachweis.

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$G_k$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr  
.... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen

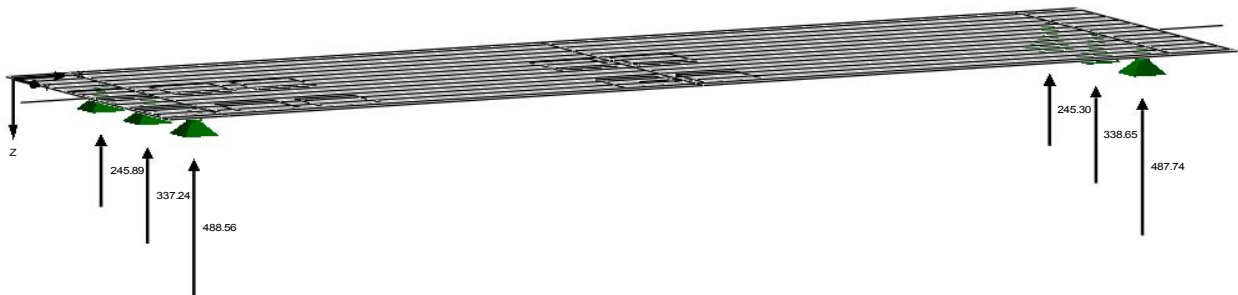


Abb. 92: Auflagerreaktionen

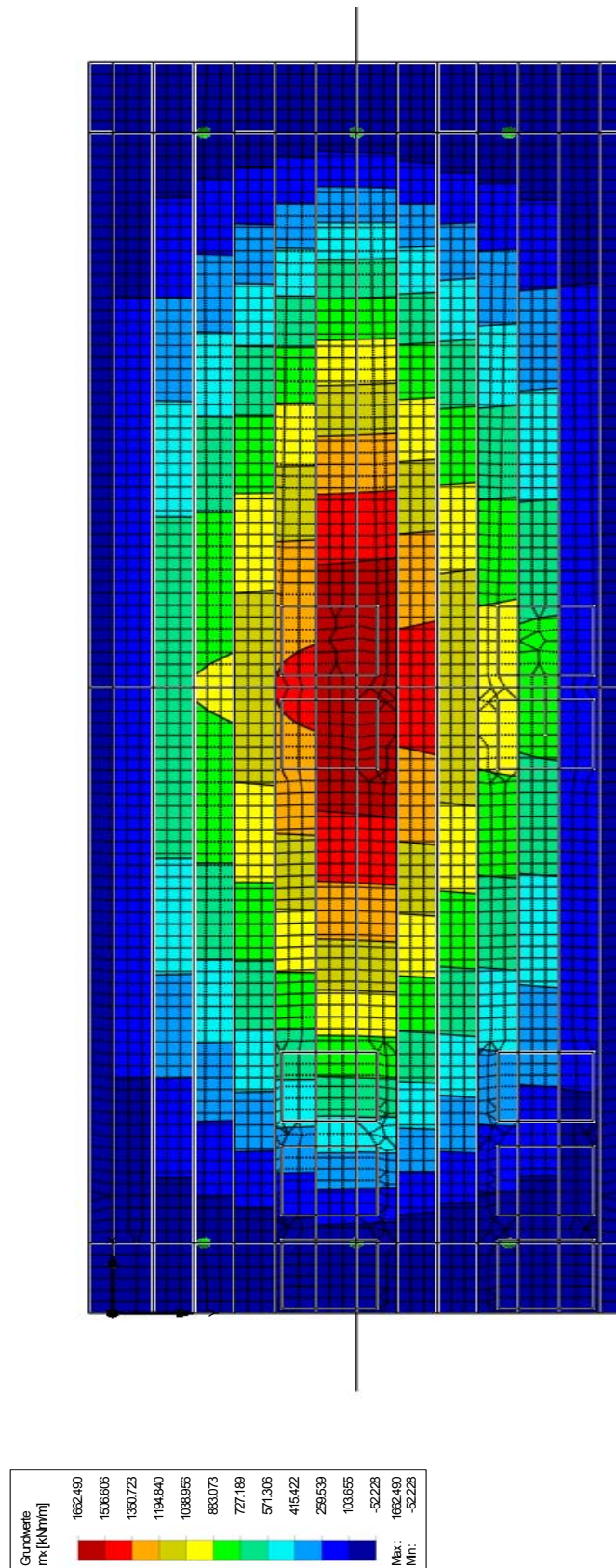


Abb. 93: Momentenverlauf  $m_x$

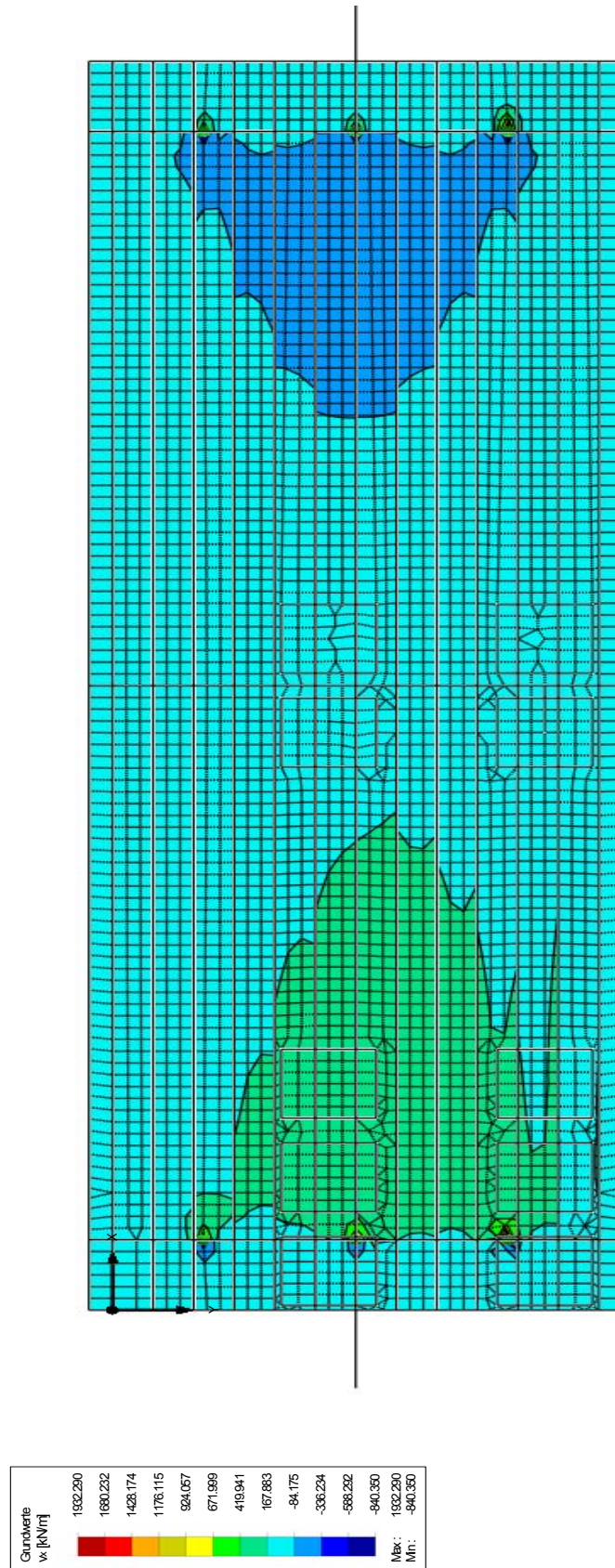


Abb. 94: Querkraftverlauf  $v_x$

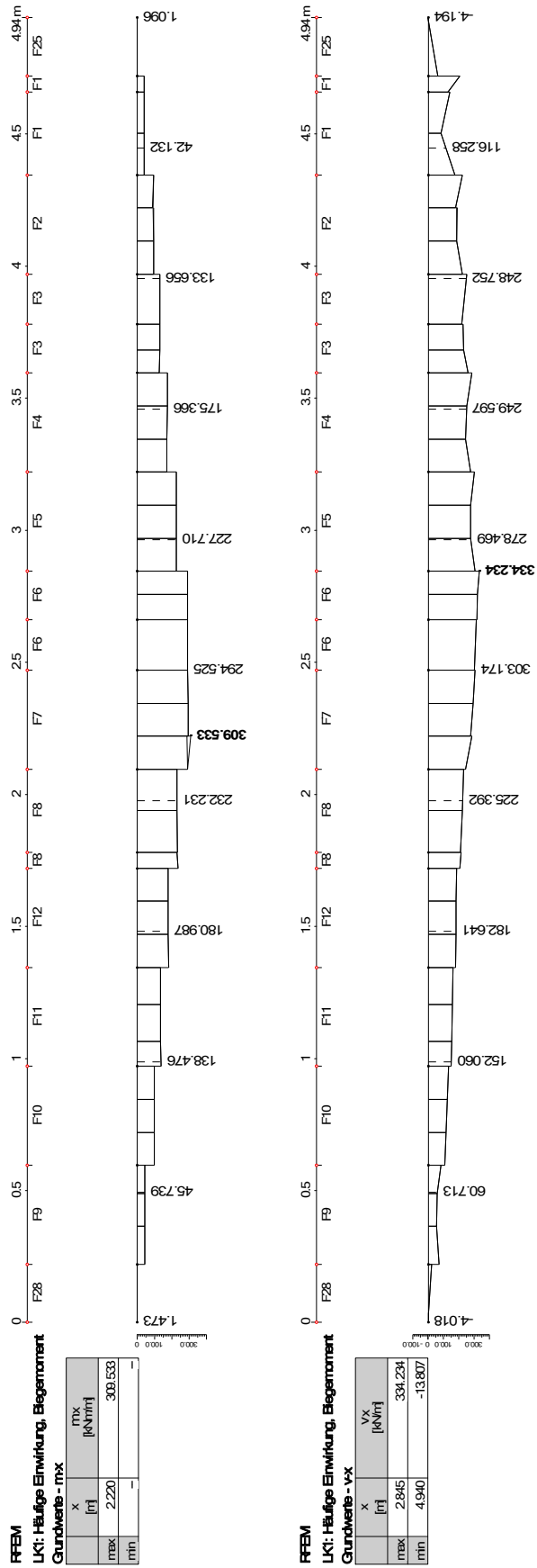


Abb. 95: Querkraft- und Momentenverlauf im Auflagerbereich

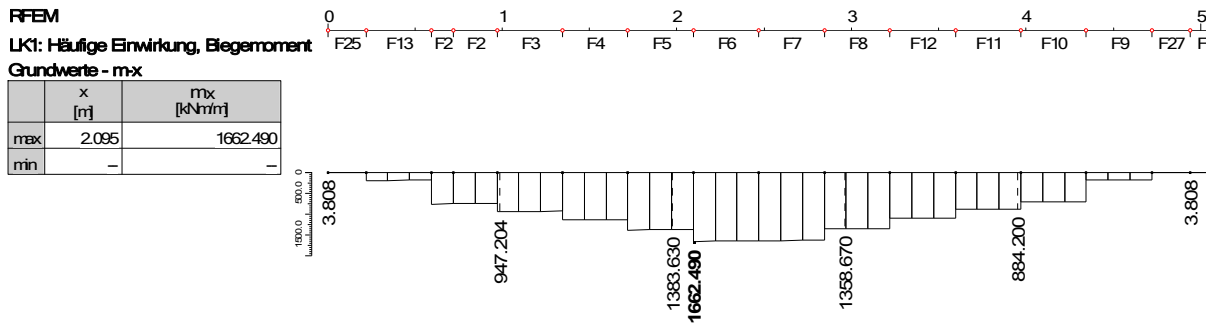
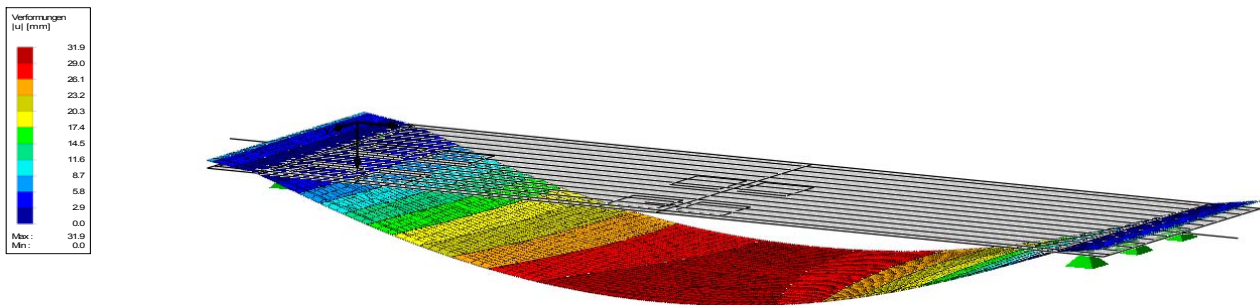


Abb. 96: Momentenverlauf in Feldmitte

LK1: Häufige Einwirkung, Biegemoment  
 u



Max u: 31.9, Min u: 0.0 [mm]  
 Werte: u [mm]

Abb. 97: Verformung

### 5.2.2.7 Lastfallkombination 2

Bei dieser Lastfallkombination werden die Lastfälle Eigengewicht (LF 1), Verkehr Gleichast (LF 2) und Verkehr Achslast (LF 4) überlagert. Beim Lastfall 4 sind die Angriffsflächen der Achslast über dem Auflager angeordnet. Wie bei Lastfallkombination 1 wird für die Überlagerung der Lastfälle die charakteristische Lastfallkombination verwendet.

Die Lastfallkombination 2 ist weder für den Querkraft- noch für den Tragsicherheitsnachweis maßgebend.

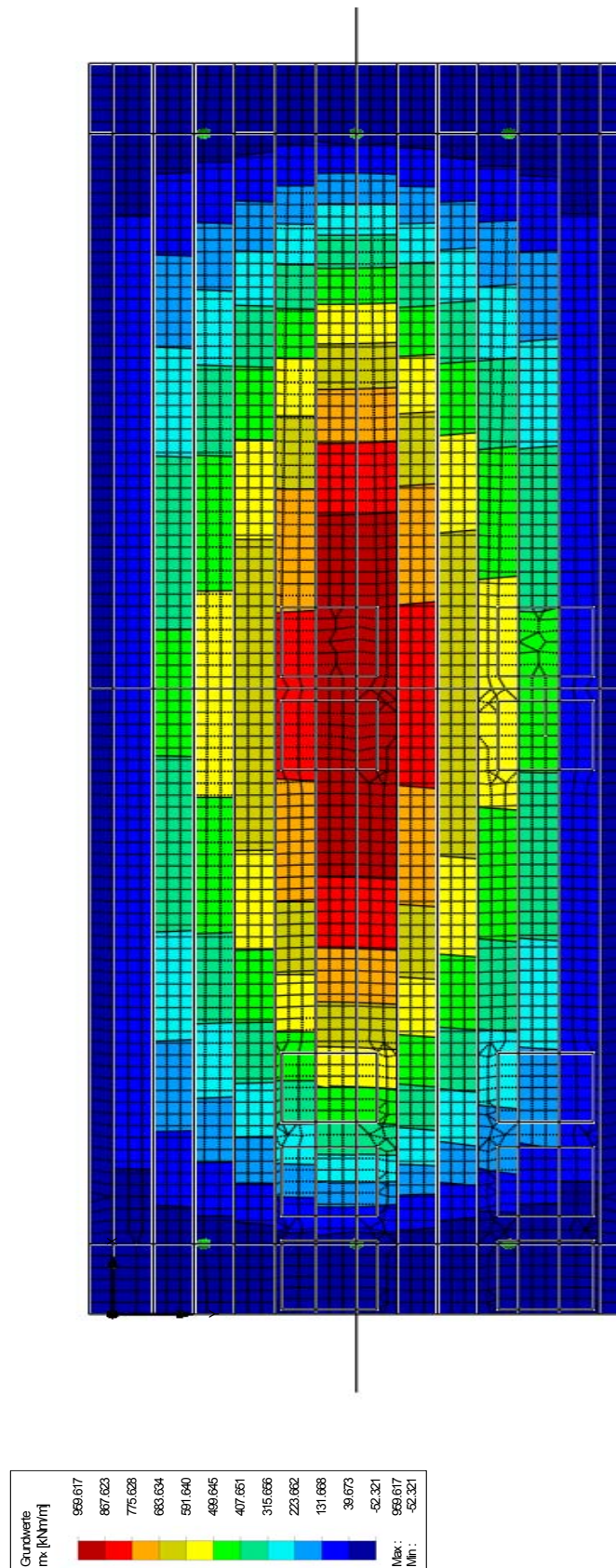


Abb. 98: Momentenverlauf  $m_x$

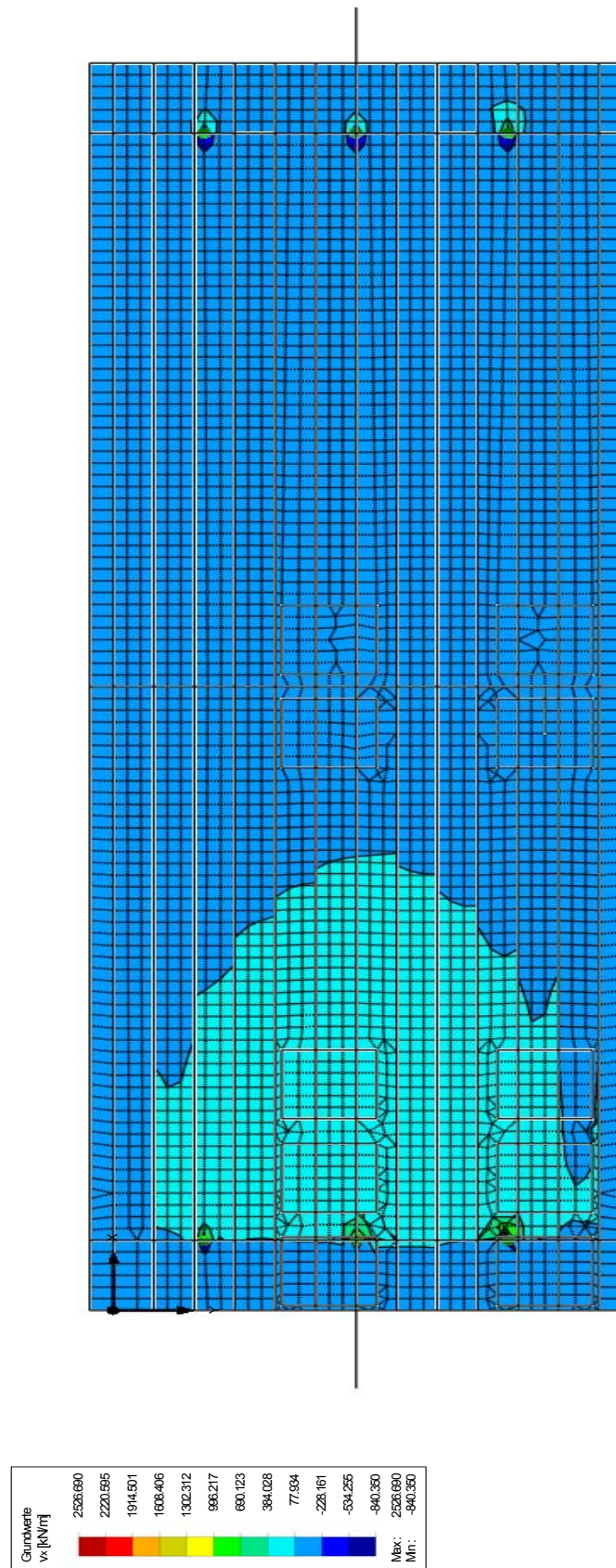


Abb. 99: Querkraftverlauf  $v_x$

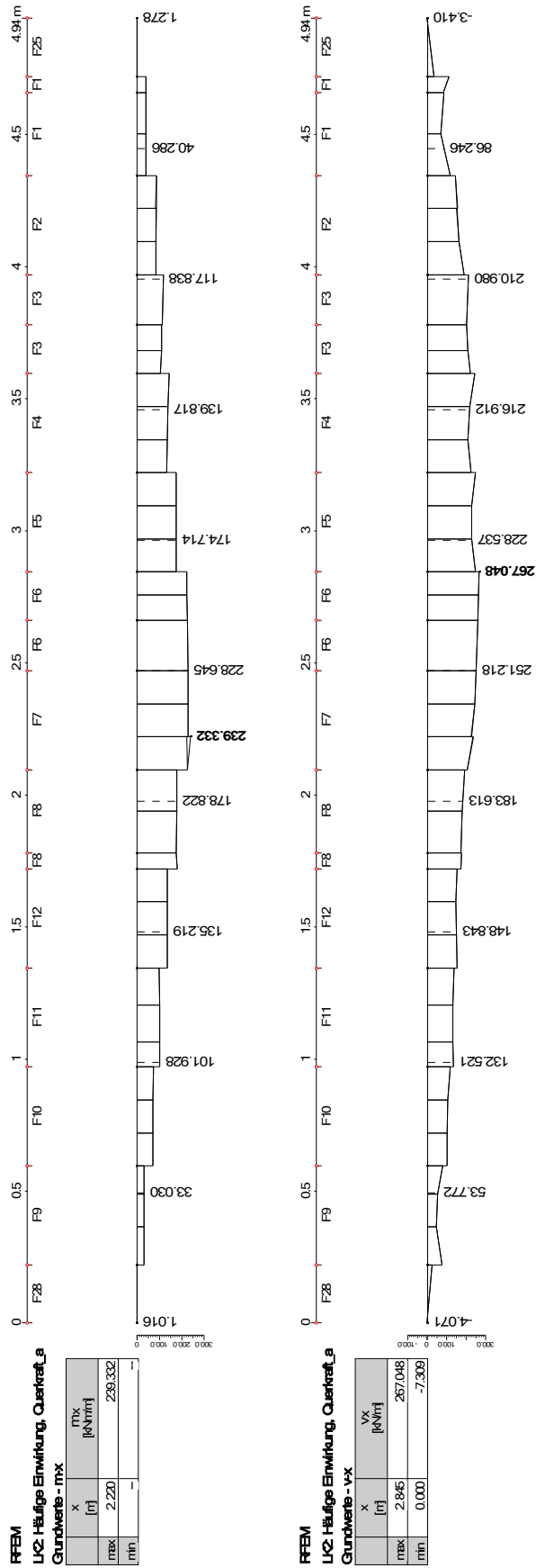


Abb. 100: Querkraft- und Momentenverlauf im Auflagerbereich



RFEM

LK2: Häufige Einwirkung, Querkraft\_a  
Grundwerte - m-x

	x [m]	m <sub>x</sub> [kNm/m]
max	2.345	959.617
min	-	-

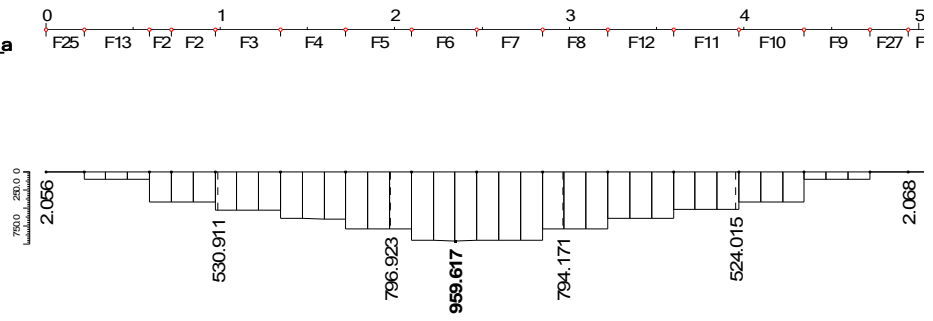


Abb. 101: Momentenverlauf in Feldmitte

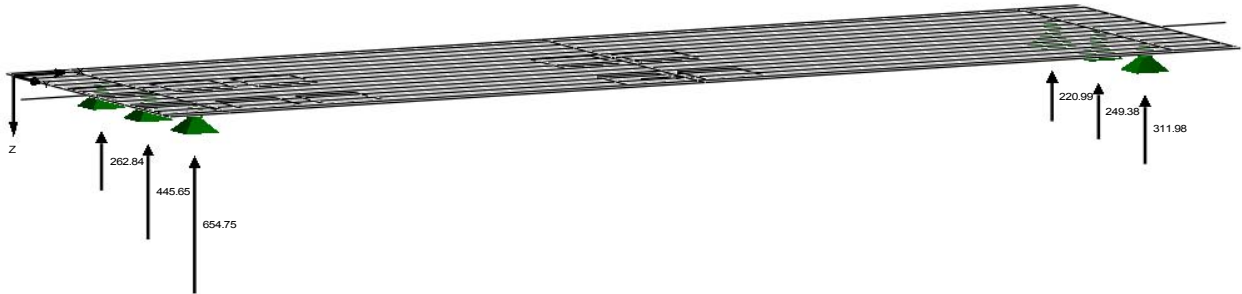
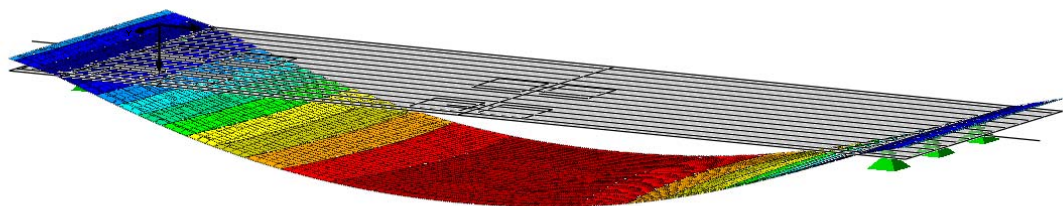
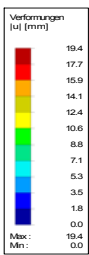


Abb. 102: Auflagerreaktionen

LK2: Häufige Einwirkung, Querkraft\_a  
u



Max u: 19.4, Min u: 0.0 [mm]  
Werte: u [mm]

Abb. 103: Verformung

### 5.2.2.8 Lastfallkombination 3

Diese Lastfallkombination beinhaltet die Lastfälle Eigengewicht (LF1), Verkehr Gleichlast (LF2) und Verkehr Achslast (LF5). Die Lastangriffsflächen der Achslasten liegen in einer Entfernung von 80 cm vom Auflager entfernt. Bei der Überlagerung der Lastfälle wird die charakteristische Lastfallkombination verwendet. Die Lastfallkombination 3 ist für die Querkraftbemessung maßgebend.

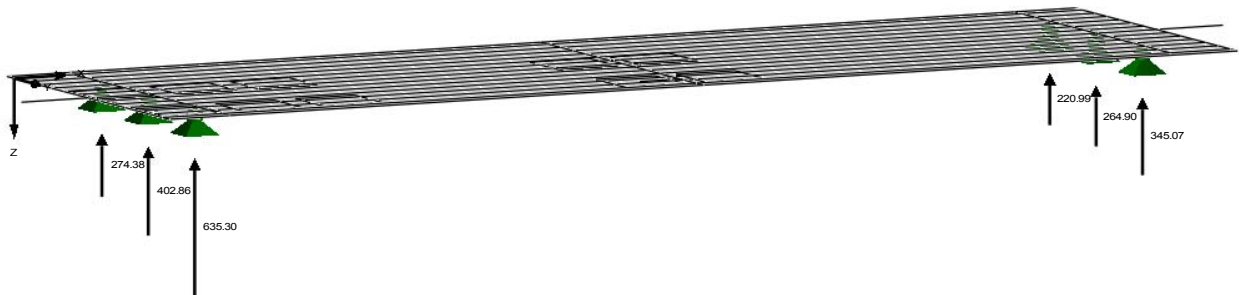
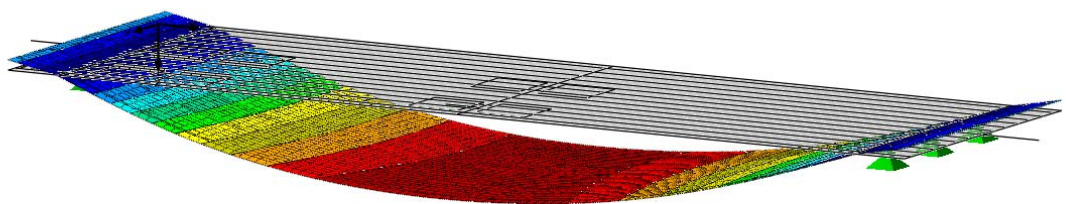
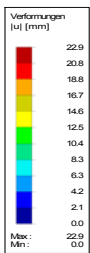


Abb. 104: Auflagerreaktionen

LK3: Häufige Einwirkung, Querkraft\_b  
u



Max u: 22.9, Min u: 0.0 [mm]  
Werte: u [mm]

Abb. 105: Verformung

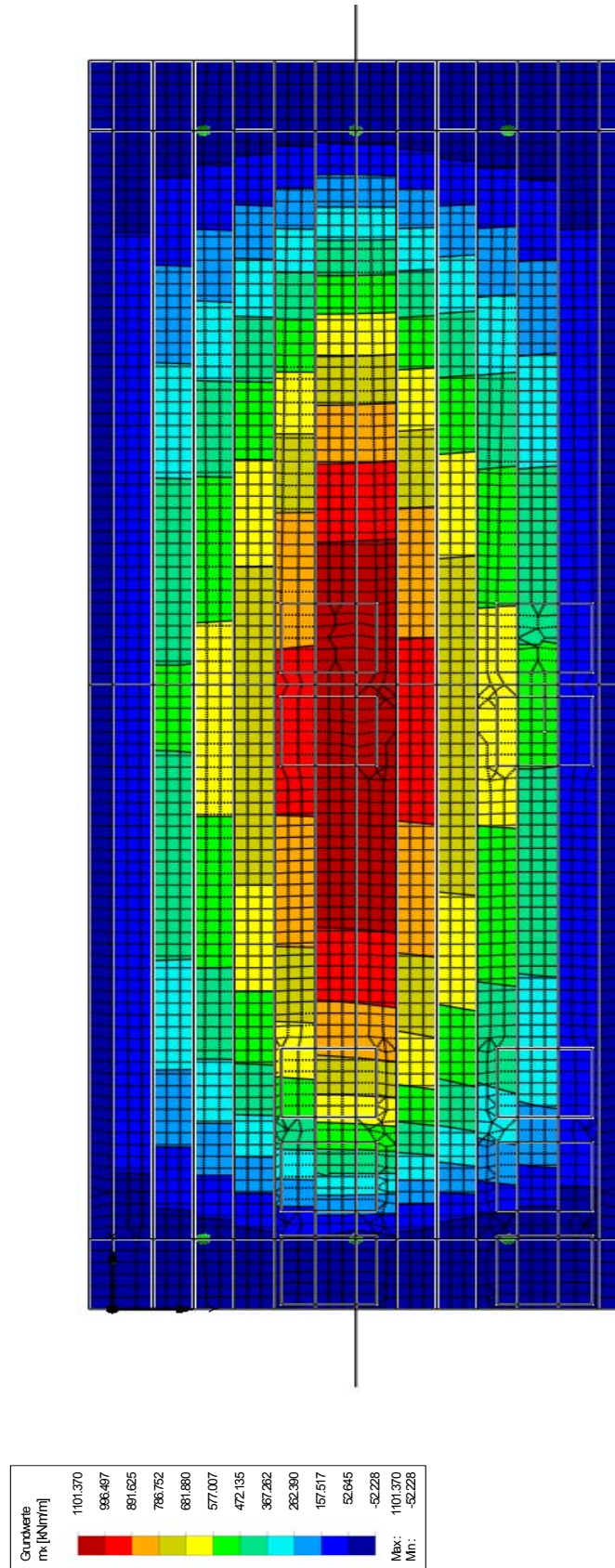


Abb .106: Momentenverlauf  $m_x$

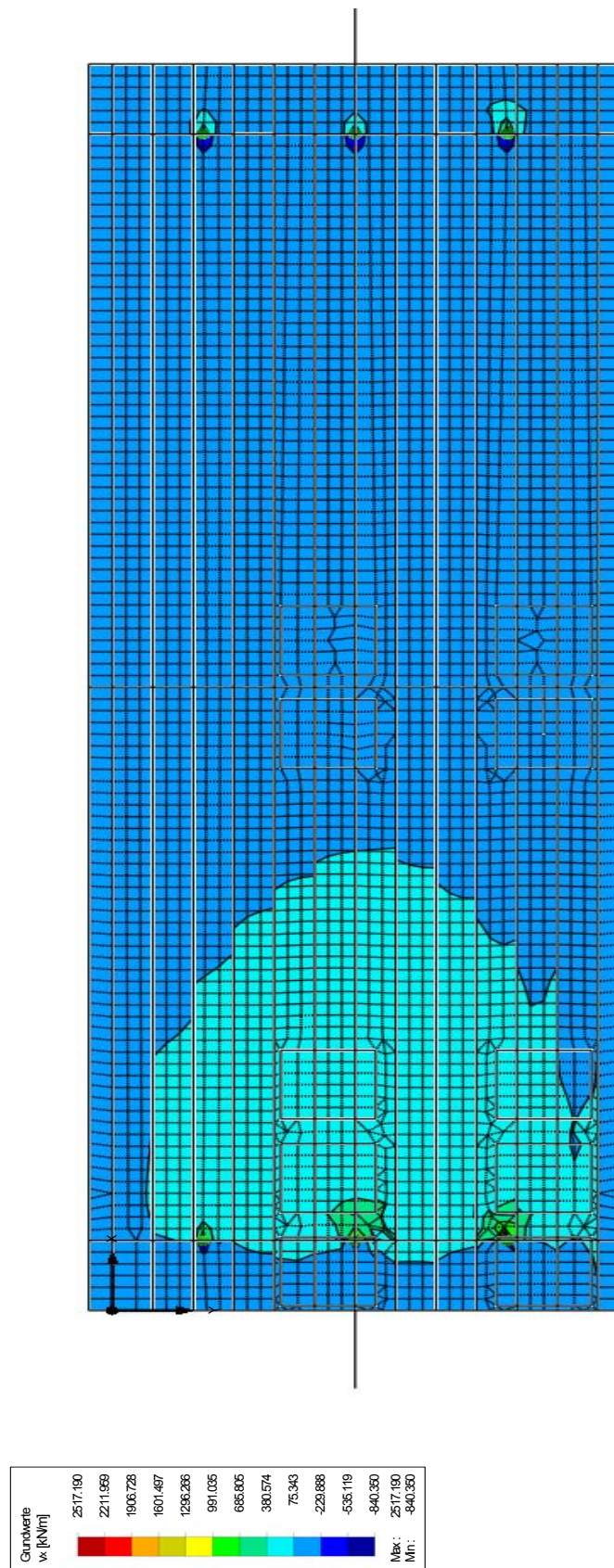


Abb .107: Querkraftverlauf  $v_x$

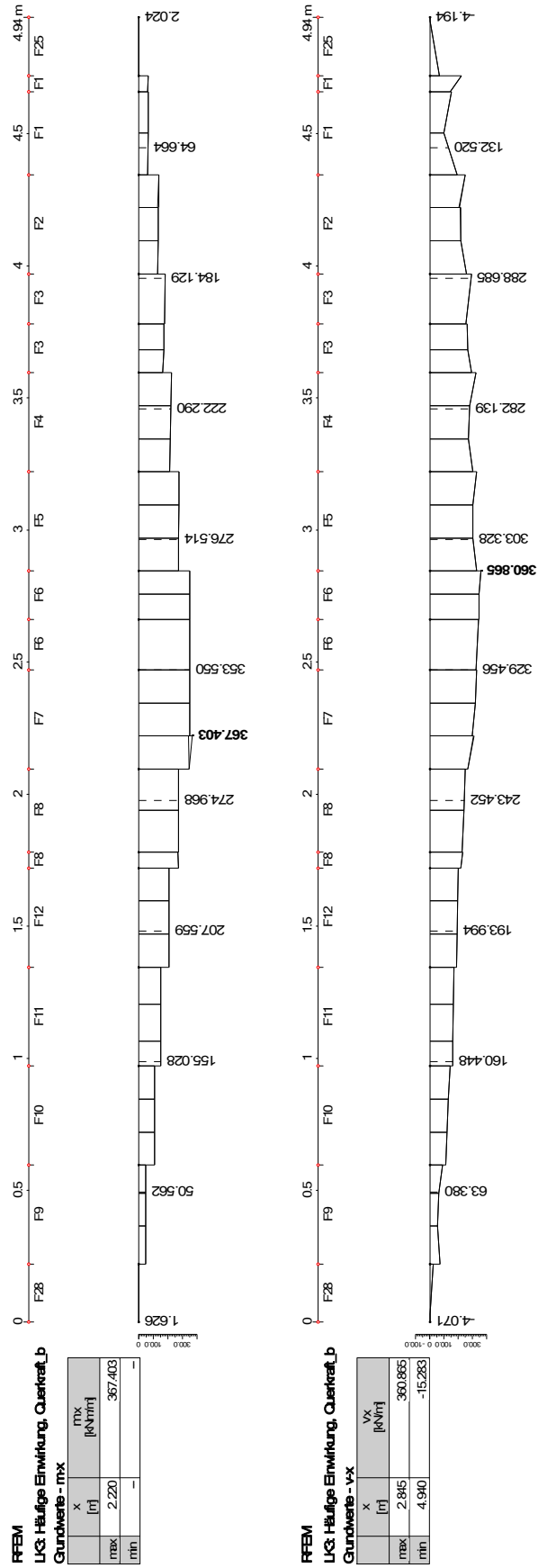


Abb. 108: Querkraft- und Momentenverlauf im Auflagerbereich

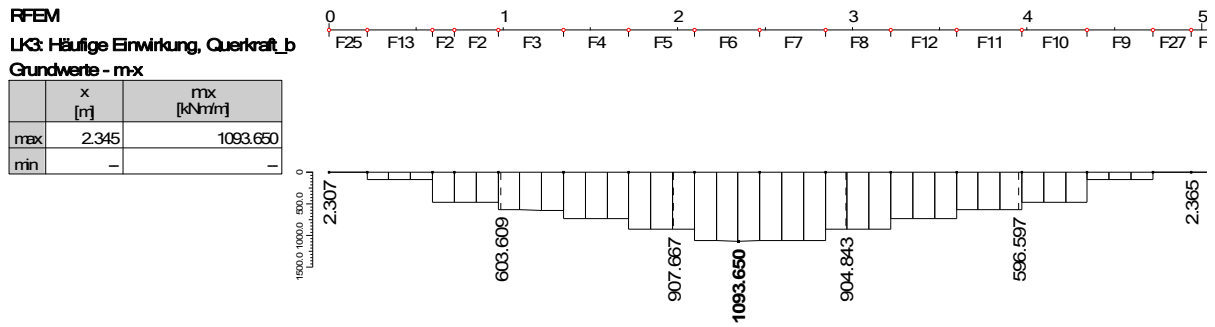


Abb. 109: Momentenverlauf in Feldmitte

Betrachtet man nun die Schnittgrößenverläufe sämtlicher Lastfälle, so ist zu erkennen, dass diese gleichmäßig verteilt sind. Obwohl die Verkehrslasten verstärkt auf einer Seite der Brücke angreifen, schafft es die Konstruktion, diese gleichmäßig über das Tragwerk aufzunehmen. Aufgrund dieser Tatsache hat sich ergeben, dass ein Torsionsnachweis entfallen kann, da er nicht maßgebend ist. Auch die Kraftverteilung in Querrichtung ist so gering, dass diese nicht nachgewiesen werden muss.

## 5.3 Anordnung der Spannglieder im Querschnitt

### 5.3.1 Betondeckung nach Eurocode

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

$c_{min,b}$  → Mindestbetondeckung aus dem Verbundkriterium:  
bei runden Hüllrohren  $c_{min,b} = \text{Durchmesser} \rightarrow \underline{\underline{c_{min,b} = 73 \text{ mm}}}$

$c_{min,dur}$  → Mindestbetondeckung aus den Umgebungsbedingungen:  
bei Expositionsklasse XD 3 →  $\underline{\underline{c_{min,dur} = 45 \text{ mm}}}$

$\Delta c_{dur,\gamma}$  → additives Sicherheitselement:  
empfohlener Wert laut EC2 →  $\underline{\underline{\Delta c_{dur,\gamma} = 0}}$

$\Delta c_{dur,st}$  → Verringerung der Mindestbetondeckung, aufgrund der Verwendung von rostfreiem Stahl:  
empfohlener Wert laut EC2 →  $\underline{\underline{\Delta c_{dur,st} = 0}}$

$\Delta c_{dur,add}$  → Verringerung der Mindestbetondeckung aufgrund zusätzlicher Schutzmaßnahmen:  
empfohlener Wert laut EC2 →  $\underline{\underline{\Delta c_{dur,add} = 0}}$

$$c_{min} = \max \{ 73 \text{ mm}; 45 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm} \} \rightarrow \underline{\underline{c_{min} = 73 \text{ mm}}}$$

Laut EC2 gilt: →  $\underline{\underline{\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}}}$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 73 + 5 \rightarrow \underline{\underline{c_{nom} = 78 \text{ mm}}}$$

### 5.3.2 Lage der Spannglieder

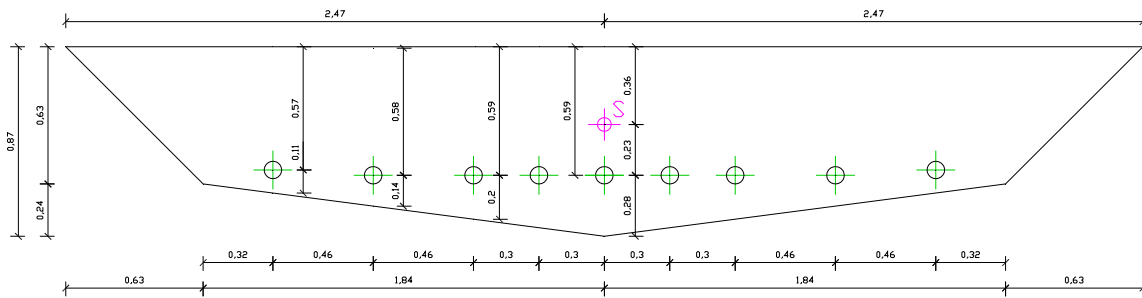


Abb. 110: Lage der Spannglieder in Feldmitte

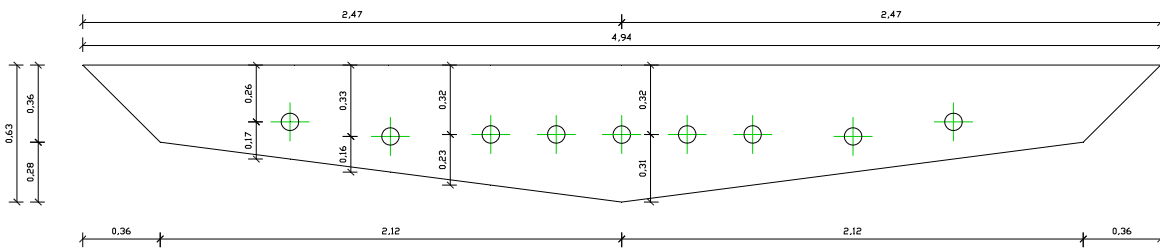


Abb. 111: Lage der Spannglieder am Auflager

Die in *Kapitel 5.1.5. Ermittlung der Vorspannkraft* ermittelte Exzentrizität der Spannglieder für Feldmitte, wird von den mittleren 5 Spanngliedern eingehalten. Die beiden äußeren Spannglieder werden etwas höher angeordnet. Die Höhe dieser Spannglieder hat sich einerseits durch die in *Kapitel 5.3.3. Überprüfung des Dekompressionsnachweises in Feldmitte, durch Unterteilung des Querschnitts in ein Meter breite Streifen* durchgeführte Berechnung ergeben und andererseits ist eine tiefere Lage der beiden äußeren Spannglieder, aufgrund der Einhaltung der Betondeckung nicht zu empfehlen.

Im Auflagerbereich ergeben sich wesentlich geringere Lasten, als in Feldmitte. Daher empfiehlt es sich, die Spannglieder höher anzuordnen, um die Exzentrizität zu verringern. Dadurch wird die Vorspannkraft abgemindert und das Auftreten von Zugspannungen verhindert.



### 5.3.3 Überprüfung des Dekompressionsnachweises in Feldmitte, durch Unterteilung des Querschnitts in ein Meter breite Streifen

QS FELDMITTE

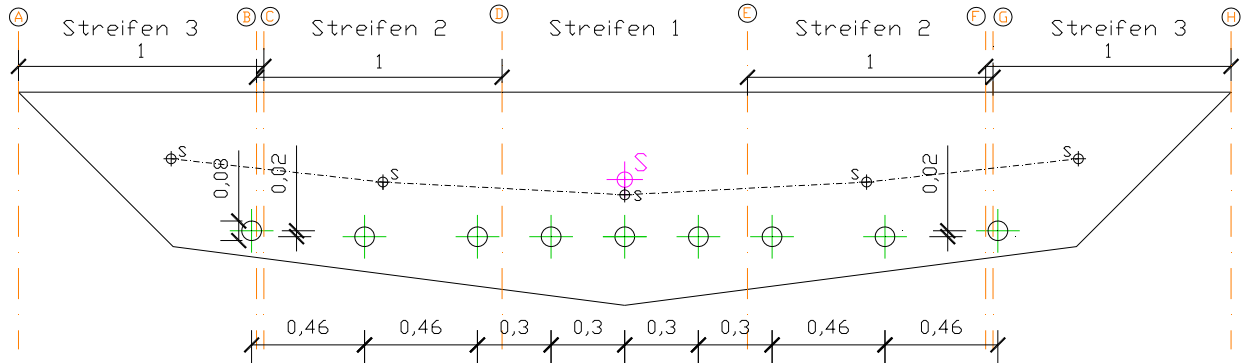
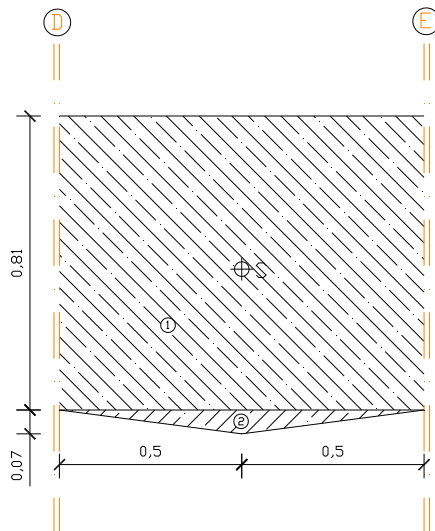


Abb. 112: Darstellung der ein Meter breiten Abschnitte

#### 5.3.3.1 Streifen 1

QS FELDMITTE STREIFEN 1  
QUERSCHNITTSWERTE



QS FELDMITTE STREIFEN 1

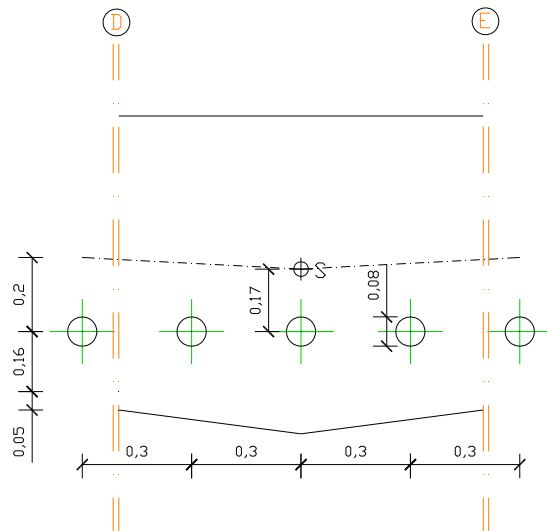


Abb. 113: Darstellung des Abschnittes D bis E

Berechnung des Trägheitsmomentes, der Widerstandsmomente und der Lage des Schwerpunktes für diesen Bereich:

	$A_i$	$z_i$	$A_i * z_i$	$A_i * z_i^2$	$I_i$
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1	0,81	0,40	0,32	0,13	0,0435
2	0,03	0,83	0,03	0,02	0,00000763
	0,84		0,35	0,15	0,0435

$$I_2 = \frac{c * h^3}{36} = \frac{1,0 * 0,065^3}{36} \rightarrow \underline{\underline{I_2 = 7,628 * 10^{-6} m^4}}$$

$$z_{c,o} = \frac{\sum A * z}{A} = \frac{0,35}{0,84} \rightarrow \underline{\underline{z_{c,o} = 0,42 m}}$$

$$z_{c,u} = h - z_{c,o} = 0,87 - 0,42 \rightarrow \underline{\underline{z_{c,u} = 0,45 m}}$$

$$I_c = \sum I + \sum A * z^2 - z_{c,o} * \sum A * z$$

$$I_c = 0,0435 + 0,15 - 0,42 * 0,35 \rightarrow \underline{\underline{I_c = 0,049 m^4}}$$

$$W_{c,o} = \frac{I_c}{z_{c,o}} = \frac{0,049}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,o} = 0,12 m^3}}$$

$$W_{c,u} = \frac{I_c}{z_{c,u}} = \frac{0,049}{0,45} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,u} = 0,11 m^3}}$$

### 5.3.3.1.1 Moment infolge häufiger Einwirkungskombination

Die Schnittgrößen für die Ermittlung des Momentes sind in *Abbildung 114* dargestellt. Diese ergeben sich infolge der Überlagerung der Lastfälle Eigengewicht (LF 1), Verkehr-Gleichlast (LF 2) und Verkehr Achslast (LF 3). Die Angriffsflächen der Achslasten liegen bei dieser Lastfallkombination in Feldmitte. Für die Überlagerung wird die häufige Einwirkungskombination verwendet. Da die Schnittgrößen pro Laufmeter angegeben sind, müssen diese über die gewünschte Breite aufsummiert werden. Das Moment infolge häufiger Einwirkungskombination ist für den Nachweis der Dekompression maßgebend.

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$\psi_{1,1} * Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr

$Q_{k,1}$  .... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$\psi_{1,1}$  .... Doppelachse:  $\psi_{1,1} = 0,75$

.... Gleichlast:  $\psi_{1,1} = 0,4$

$\sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen

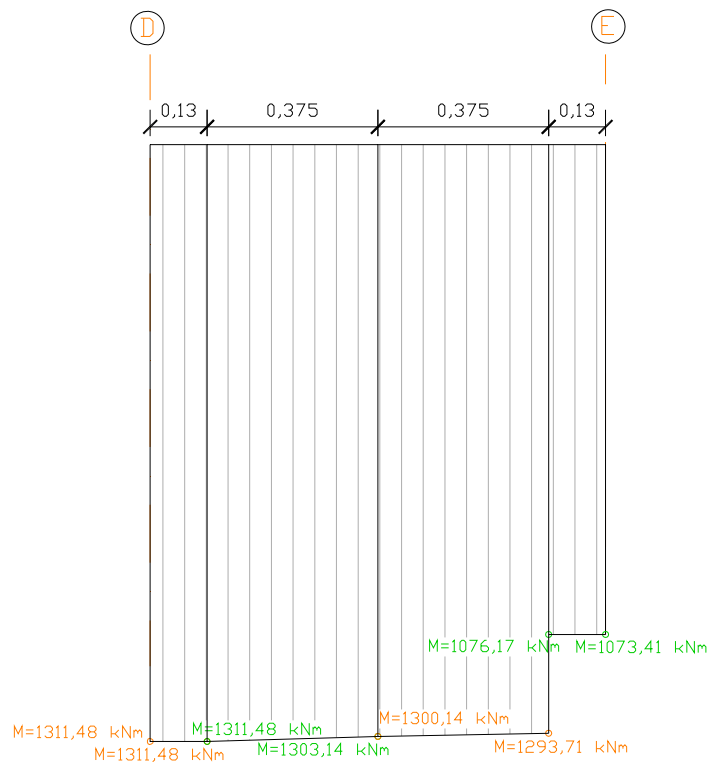


Abb. 114: Momentenverlauf von Streifen 1 infolge Lastfallkombination 1

Aufsummierung der Momente über den ein Meter breiten Streifen:

- Bereich 1:  $x = 1,97 \text{ m}$  bis  $x = 2,095 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{1311,48 + 1311,48}{2} * (2,095 - 1,97) \rightarrow \underline{\underline{M_1 = 163,94 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 2:  $x = 2,095 \text{ m}$  bis  $x = 2,47 \text{ m}$ :

$$M_2 = \frac{1311,48 + 1303,14}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_2 = 490,24 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 3:  $x = 2,47 \text{ m}$  bis  $x = 2,845 \text{ m}$ :

$$M_3 = \frac{1300,14 + 1293,71}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_3 = 486,35 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 4:  $x = 2,845 \text{ m}$  bis  $x = 2,97 \text{ m}$ :

$$M_4 = \frac{1076,17 + 1073,41}{2} * 0,125 \rightarrow \underline{\underline{M_4 = 134,35 \text{ kNm/m}}}$$

→ Für den gesamten Abschnitt ( $x = 1,97 \text{ m}$  bis  $x = 2,97 \text{ m}$ ) erhält man ein Moment infolge äußeren Einwirkungen von:

$$M = 163,94 \text{ kNm} + 490,24 \text{ kNm} + 486,35 \text{ kNm} + 134,35 \text{ kNm} \rightarrow \underline{\underline{M = 1274,88 \text{ kNm/m}}}$$

### 5.3.3.1.2 Moment infolge Eigengewicht

Wie in Kapitel 5.3.3.1.1. *Moment infolge häufiger Einwirkungskombination* werden die Momente pro Laufmeter (Abb. 115) über die Abschnittsbreite aufsummiert. Das sich ergebende Moment ist für den Spannungsnachweis am oberen Querschnittsrand maßgebend. Für den Fall, dass nur Eigengewicht wirkt, dürfen keine Zugspannungen am oberen Querschnittsrand entstehen. Dies kann jedoch passieren, wenn die Vorspannkraft zu groß gewählt wurde. Daher ist es wichtig diesen Nachweis zu führen, da die Brücke die meiste Zeit über nur durch ihr Eigengewicht belastet wird und der Beton nur geringe Zugspannungen aufnehmen kann.

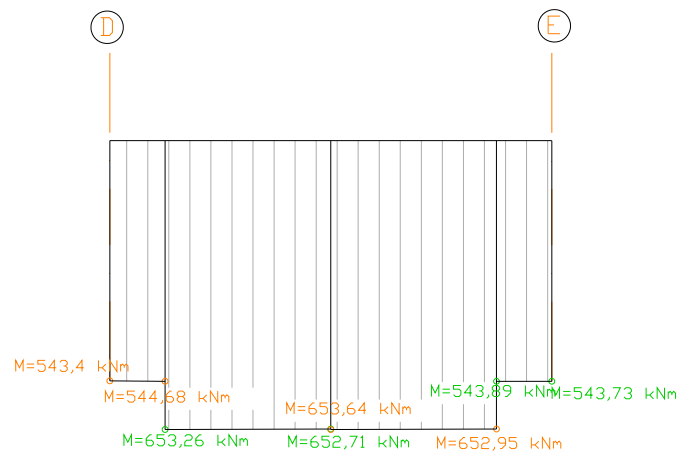


Abb. 115: Momentenverlauf von Streifen 1 infolge Eigengewicht

Aufsummierung der Momente über den ein Meter breiten Streifen:

- Bereich 1:  $x = 1,97 \text{ m}$  bis  $x = 2,095 \text{ m}$ :

$$M_1 = \frac{543,40 + 544,68}{2} * (2,095 - 1,97) \rightarrow \underline{\underline{M_1 = 68,01 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 2:  $x = 2,095 \text{ m}$  bis  $x = 2,47 \text{ m}$ :

$$M_2 = \frac{653,26 + 652,71}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_2 = 244,87 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 3:  $x = 2,47 \text{ m}$  bis  $x = 2,845 \text{ m}$ :

$$M_3 = \frac{653,64 + 652,95}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_3 = 244,98 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 4:  $x = 2,845 \text{ m}$  bis  $x = 2,97 \text{ m}$ :

$$M_4 = \frac{543,89 + 543,73}{2} * 0,125 \rightarrow \underline{\underline{M_4 = 67,98 \text{ kNm/m}}}$$

→ Für den gesamten Abschnitt ( $x = 1,97 \text{ m}$  bis  $x = 2,97 \text{ m}$ ) erhält man ein Moment von:

$$M = 68,01 \text{ kNm/m} + 244,87 \text{ kNm/m} + 244,98 \text{ kNm/m} + 67,98 \text{ kNm/m}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{M = 625,83 \text{ kNm/m}}}$$

### 5.3.3.1.3 Dekompressionsnachweis und Spannungsnachweise

Im gesamten Querschnitt sind 9 Spannglieder vorhanden.

Gesamtes  $P_{\infty} = 10,30 \text{ MN}$

$$\rightarrow \frac{P_{\infty}}{\text{Spannglied}} = \frac{10,30}{9} \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty} = 1,144 \text{ MN/ Spannglied}}}$$

Gemittelte Exzentrizität für diesen Abschnitt:

$$e = \frac{0,17 + 0,20}{2} \rightarrow e = 0,185 \text{ m}$$

Vorspannkraft für diesen Abschnitt:

$$P_{\infty} = 5 * \frac{1}{1,2} * 1,144 \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty} = 4,769 \text{ MN/ m}}}$$

Nachweis der Dekompression:

$$\sigma_{\text{unten}} = -\frac{P}{A} - \frac{P * e}{W_{c,u}} + \frac{M}{W_{c,u}} = -\frac{4,769}{0,84} - \frac{4,769 * 0,185}{0,11} + \frac{1,275}{0,11}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\text{unten}} = -2,11 \text{ N/ mm}^2 \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ N/ mm}^2}}$$

Bei dieser Spannungsberechnung erhält man Druckspannungen. Somit ist der Nachweis erfüllt.

Nachweis für den Fall, dass nur Eigengewicht wirkt:

$$\sigma_{\text{oben}} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,o}} - \frac{M}{W_{c,o}} = -\frac{4,769}{0,84} + \frac{4,769 * 0,185}{0,12} - \frac{0,626}{0,12}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\text{oben}} = -3,54 \text{ N/ mm}^2}}$$

### 5.3.3.2 Streifen 2

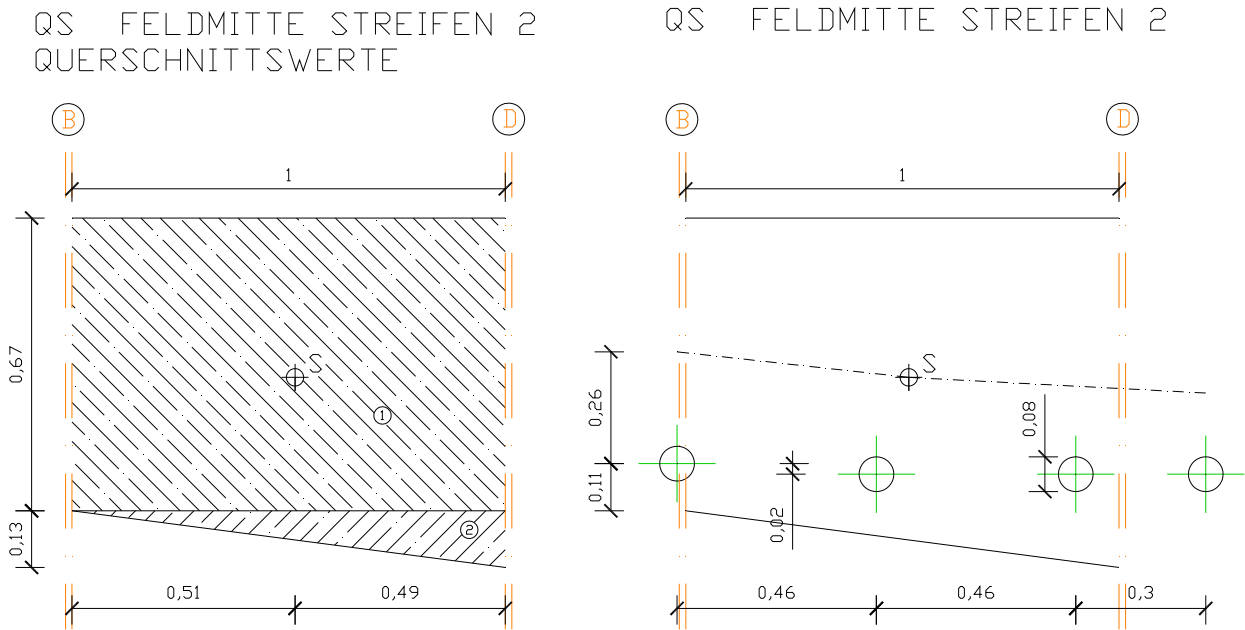


Abb. 116: Darstellung des Abschnittes von Achse B bis D

Berechnung des Trägheitsmomentes, der Widerstandsmomente und der Lage des Schwerpunktes für diesen Bereich:

	$A_i$	$z_i$	$A_i \cdot z_i$	$A_i \cdot z_i^2$	$I_{y_i}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1	0,67	0,34	0,22	0,08	0,0251
2	0,07	0,71	0,05	0,03	0,000061
	0,74		0,27	0,11	0,0252
	$A_i$	$y_i$	$A_i \cdot y_i$	$A_i \cdot y_i^2$	$I_{z_i}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1	0,67	0	0	0	0,00558
2	0,07	0,17	0,0108	0,00181	0,00361
	0,74		0,0108	0,00181	0,05941

$$z_{c,o} = \frac{\sum A \cdot z}{A} = \frac{0,27}{0,74} \rightarrow \underline{\underline{z_{c,o} = 0,37 \text{ m}}}$$

$$z_{c,u} = h - z_{c,o} = (0,67 + 0,13) - 0,37 \rightarrow \underline{\underline{z_{c,u} = 0,43 \text{ m}}}$$

$$y_s = \frac{\sum A * y}{A} = \frac{0,0108}{0,74} \rightarrow \underline{\underline{y_s = 0,015 \text{ m}}}$$

$$I_c = \sum I + \sum A * z^2 - z_{c,o} * \sum A * z$$

$$I_c = 0,0252 + 0,108 - 0,37 * 0,27 \rightarrow \underline{\underline{I_c = 0,0341 \text{ m}^4}}$$

$$W_{c,o} = \frac{I_c}{z_{c,o}} = \frac{0,0341}{0,37} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,o} = 0,09 \text{ m}^3}}$$

$$W_{c,u} = \frac{I_c}{z_{c,u}} = \frac{0,0341}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,u} = 0,08 \text{ m}^3}}$$

### 5.3.3.2.1 Moment infolge häufiger Einwirkungskombination

Der in *Abbildung 117* dargestellte Momentenverlauf ergibt sich aus der Überlagerung der Lastfälle Eigengewicht (LF 1), Verkehr-Gleichlast (LF 2) und Verkehr Achslast (LF 3). Die Angriffsflächen der Achslasten liegen bei dieser Lastfallkombination in Feldmitte. Für die Überlagerung wird die häufige Einwirkungskombination verwendet. Die Momente sind pro Laufmeter angegeben und müssen daher über den betrachteten Querschnitt aufsummiert werden.

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$\psi_{1,1} * Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr

$Q_{k,1}$  .... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$\psi_{1,1}$  .... Doppelachse:  $\psi_{1,1} = 0,75$

.... Gleichlast:  $\psi_{1,1} = 0,4$

$\sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen



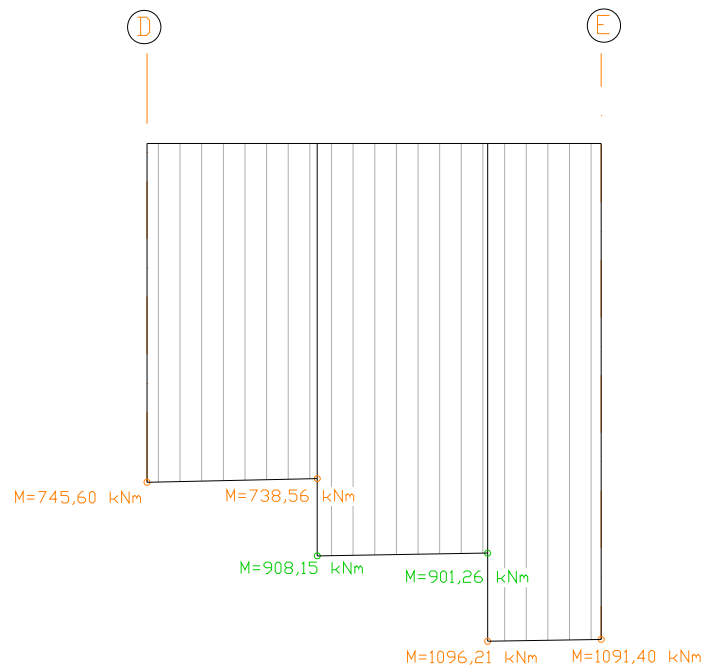


Abb. 117: Momentenverlauf von Streifen 2 infolge Lastfallkombination 1

Aufsummierung der Momente über den ein Meter breiten Streifen:

- Bereich 1:  $x = 0,97 \text{ m}$  bis  $x = 1,345 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{745,60 + 738,56}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_1 = 278,28 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 2:  $x = 1,345 \text{ m}$  bis  $x = 1,72 \text{ m}$ :

$$M_2 = \frac{908,15 + 901,26}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_2 = 339,264 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 3:  $x = 1,72 \text{ m}$  bis  $x = 1,97 \text{ m}$ :

$$M_3 = \frac{1096,21 + 1091,40}{2} * 0,25 \rightarrow \underline{\underline{M_3 = 273,45 \text{ kNm/m}}}$$

→ Für diesen Bereich ( $x = 0,97 \text{ m}$  bis  $x = 1,97 \text{ m}$ ) erhält man ein Moment von:

$$M = 278,28 \text{ kNm/m} + 339,264 \text{ kNm/m} + 273,45 \text{ kNm/m} \rightarrow \underline{\underline{M = 890,994 \text{ kNm/m}}}$$

### 5.3.3.2.2 Moment infolge Eigengewicht

Der Momentenverlauf ist in *Abbildung 95* bzw. *Abbildung 118* dargestellt.

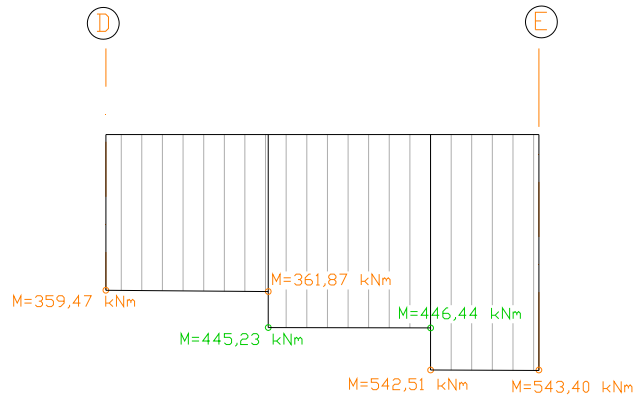


Abb. 118: Momentenverlauf von Streifen 2 infolge Eigengewicht

Aufsummierung der Momente über den ein Meter breiten Streifen:

- Bereich 1:  $x = 0,97 \text{ m}$  bis  $x = 1,345 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{359,47 + 361,87}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_1 = 135,25 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 2:  $x = 1,345 \text{ m}$  bis  $x = 1,72 \text{ m}$ :

$$M_2 = \frac{445,32 + 446,44}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_2 = 167,21 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 3:  $x = 1,72 \text{ m}$  bis  $x = 1,97 \text{ m}$ :

$$M_3 = \frac{542,51 + 543,40}{2} * 0,25 \rightarrow \underline{\underline{M_3 = 135,74 \text{ kNm/m}}}$$

→ Für diesen Abschnitt (Bereich:  $x = 0,97 \text{ m}$  bis  $x = 1,97 \text{ m}$ ) erhält man ein Moment von:

$$M = 135,25 \text{ kNm/m} + 167,21 \text{ kNm/m} + 135,74 \text{ kNm/m} \rightarrow \underline{\underline{M = 438,20 \text{ kNm/m}}}$$

### 5.3.3.2.3 Dekompressionsnachweis und Spannungsnachweise

Im gesamten Querschnitt sind 9 Spannglieder vorhanden.

Gesamtes  $P_{\infty} = 10,30 \text{ MN}$

$$\rightarrow \frac{P_{\infty}}{\text{Spannglied}} = \frac{10,30}{9} \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty} = 1,144 \text{ MN/ Spannglied}}}$$

Die ermittelte Exzentrizität für diesen Bereich beträgt:

$$\rightarrow e = 0,2195 \text{ m}$$

Vorspannkraft für diesen Abschnitt:

$$P_{\infty} = 4 * \frac{1}{1,22} * 1,144 \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty} = 3,75 \text{ MN/ m}}}$$

Nachweis der Dekompression:

$$\sigma_{\text{unten}} = -\frac{P}{A} - \frac{P * e}{W_{c,u}} + \frac{M}{W_{c,u}} = -\frac{3,75}{0,74} - \frac{3,75 * 0,2195}{0,08} + \frac{0,89}{0,08}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\text{unten}} = -4,232 \text{ N/ mm}^2}}$$

Bei dieser Spannungsberechnung erhält man Druckspannungen. Somit ist der Nachweis erfüllt.

Nachweis für den Fall, dass nur Eigengewicht wirkt:

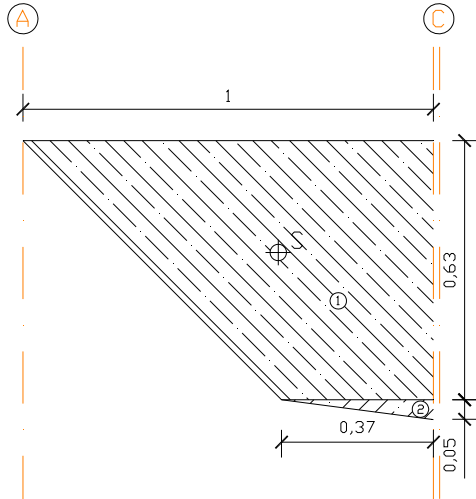
$$\sigma_{\text{oben}} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,o}} - \frac{M}{W_{c,o}} = -\frac{3,75}{0,74} + \frac{3,75 * 0,2195}{0,09} - \frac{0,438}{0,09}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\text{oben}} = -0,788 \text{ N/ mm}^2}}$$

Auch bei dieser Spannungsermittlung erhält man Druckspannungen. Daraus folgt, dass für den Fall, bei dem nur Eigengewicht wirkt, der Querschnitt dennoch überdrückt bleibt. Dieser Zustand wird angestrebt, womit der Nachweis erfüllt ist.

### 5.3.3.3 Streifen 3

QS FELDMITTE STREIFEN 3  
QUERSCHNITTSWERTE



QS FELDMITTE STREIFEN 3

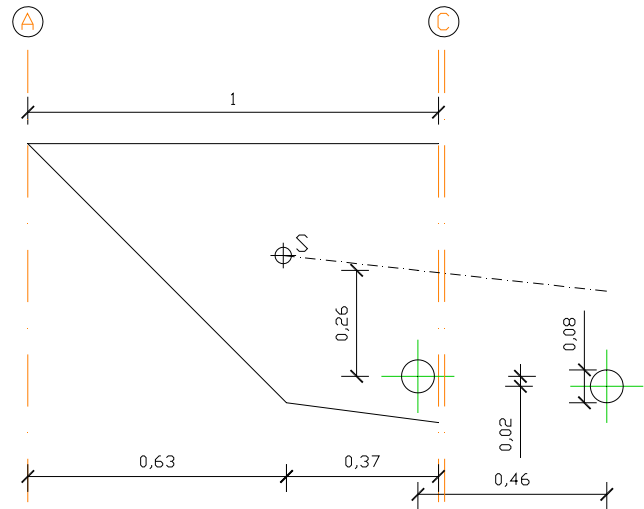


Abb. 119: Darstellung des Abschnittes von Achse A bis C

Berechnung des Trägheitsmomentes, der Widerstandsmomente und der Lage des Schwerpunktes für diesen Bereich:

	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$z_i$ [m]	$A_i \cdot z_i$ [m <sup>3</sup> ]	$A_i \cdot z_i^2$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{y_i}$ [m <sup>4</sup> ]
1	0,2	0,21	0,042	0,009	0,00438
2	0,21	0,32	0,068	0,021	0,0071
3	0,08	0,65	0,005	0,0032	0,0000026
	<u>0,42</u>		<u>0,114</u>	<u>0,033</u>	<u>0,0115</u>

	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$y_i$ [m]	$A_i \cdot y_i$ [m <sup>3</sup> ]	$A_i \cdot y_i^2$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{z_i}$ [m <sup>4</sup> ]
1	0,2	0,42	0,083	0,0035	0,00438
2	0,21	0,8	0,171	0,137	0,00206
3	0,08	0,86	0,0066	0,0056	0,000049
	<u>0,42</u>		<u>0,261</u>	<u>0,178</u>	<u>0,00649</u>

$$z_s = \frac{\sum A \cdot z}{A} = \frac{0,114}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{z_s = 0,272 \text{ m} = z_{c,o}}}$$

$$y_s = \frac{\sum A * y}{A} = \frac{0,261}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{y_s = 0,622 \text{ m}}}$$

$$z_{c,u} = h - z_{c,o} = 0,675 - 0,272 \rightarrow \underline{\underline{z_{c,u} = 0,403 \text{ m}}}$$

$$I_c = \sum I + \sum A * z^2 - z_{c,o} * \sum A * z$$

$$I_c = 0,0115 + 0,033 - 0,272 * 0,114 \rightarrow \underline{\underline{I_c = 0,0137 \text{ m}^4}}$$

$$W_{c,o} = \frac{I_c}{z_{c,o}} = \frac{0,0137}{0,272} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,o} = 0,0504 \text{ m}^3}}$$

$$W_{c,u} = \frac{I_c}{z_{c,u}} = \frac{0,0137}{0,403} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,u} = 0,034 \text{ m}^3}}$$

### 5.3.3.3.1 Moment infolge häufiger Einwirkungskombination

Der Momentenverlauf für diesen Bereich ist in *Abbildung 120* dargestellt.

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$\psi_{1,1}$  .... Verkehr - Doppelachse:  $\psi_{1,1} = 0,75$

.... Verkehr - Gleichlast:  $\psi_{1,1} = 0,4$

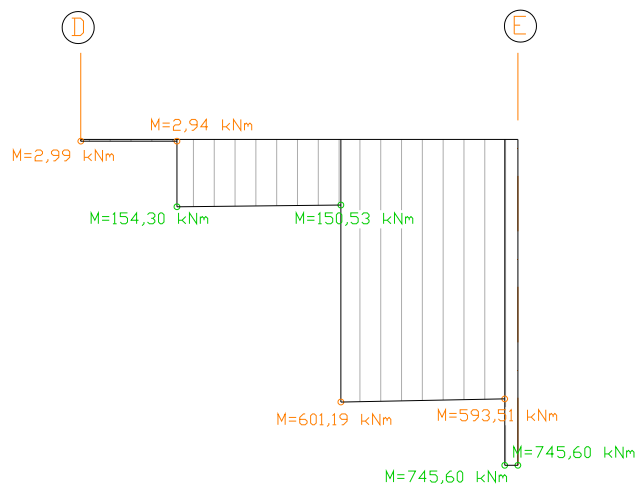


Abb. 120: Momentenverlauf von Streifen 3 infolge Lastfallkombination 1

Aufsummierung der Momente über den ein Meter breiten Streifen:

- Bereich 1:  $x = 0 \text{ m}$  bis  $x = 0,22 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{2,99 + 2,94}{2} * 0,22 \rightarrow \underline{\underline{M_1 = 0,65 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 2:  $x = 0,22 \text{ m}$  bis  $x = 0,595 \text{ m}$ :

$$M_2 = \frac{154,30 + 150,53}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_2 = 57,16 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 3:  $x = 0,595 \text{ m}$  bis  $x = 0,97 \text{ m}$ :

$$M_3 = \frac{601,19 + 593,51}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_3 = 224,01 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 4:  $x = 0,97 \text{ m}$  bis  $x = 1,00 \text{ m}$ :

$$M_4 = \frac{745,60 + 745,60}{2} * 0,03 \rightarrow \underline{\underline{M_4 = 22,37 \text{ kNm/m}}}$$

→ Für diesen Abschnitt (Bereich  $x = 0 \text{ m}$  bis  $x = 1 \text{ m}$ ) erhält man ein Moment von:

$$M = 0,65 \text{ kNm/m} + 57,16 \text{ kNm/m} + 224,01 \text{ kNm/m} + 22,37 \text{ kNm/m} \rightarrow \underline{\underline{M = 304,19 \text{ kNm/m}}}$$

### 5.3.3.3.2 Moment infolge Eigengewicht

Der Momentenverlauf für diesen Abschnitt ist der *Abbildung 95* bzw. *Abbildung 121* zu entnehmen. Die Schnittgrößen sind über den betrachteten Bereich aufzusummieren, da sie pro Laufmeter angegeben sind.

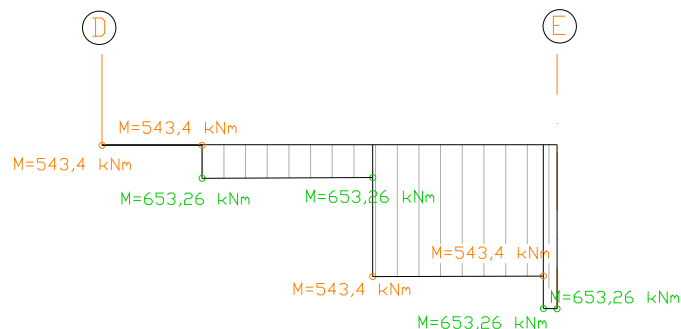


Abb. 121: Momentenverlauf von Streifen 3 infolge Eigengewicht

Aufsummierung der Momente über den ein Meter breiten Streifen:

- Bereich 1:  $x = 0 \text{ m}$  bis  $x = 0,22 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{1,4 + 1,41}{2} * 0,22 \rightarrow \underline{\underline{M_1 = 0,309 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 2:  $x = 0,22 \text{ m}$  bis  $x = 0,595 \text{ m}$ :

$$M_2 = \frac{73,48 + 72,11}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_2 = 27,30 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 3:  $x = 0,595 \text{ m}$  bis  $x = 0,97 \text{ m}$ :

$$M_3 = \frac{289,21 + 288,00}{2} * 0,375 \rightarrow \underline{\underline{M_3 = 108,23 \text{ kNm/m}}}$$

- Bereich 4:  $x = 0,97 \text{ m}$  bis  $x = 1,00 \text{ m}$ :

$$M_4 = \frac{359,47 + 359,72}{2} * 0,03 \rightarrow \underline{\underline{M_4 = 10,79 \text{ kNm/m}}}$$

→ Für den betrachteten Bereich ( $x = 0 \text{ m}$  bis  $x = 1 \text{ m}$ ) erhält man ein Moment von:

$$M = 0,309 \text{ kNm/m} + 27,30 \text{ kNm/m} + 108,23 \text{ kNm/m} + 10,79 \text{ kNm/m} \rightarrow \underline{\underline{M = 146,63 \text{ kNm/m}}}$$

### 5.3.3.3 Dekompressionsnachweis und Spannungsnachweise

Im gesamten Querschnitt sind 9 Spannglieder vorhanden.

Gesamtes  $P_\infty = 10,30 \text{ MN}$

$$\rightarrow \frac{P_\infty}{\text{Spannglied}} = \frac{10,30}{9} \rightarrow \underline{\underline{P_\infty = 1,144 \text{ MN/Spannglied}}}$$

Die ermittelte Exzentrizität für diesen Bereich beträgt:

$$\rightarrow e = 0,2576 \text{ m}$$

Vorspannkraft für diesen Abschnitt:

$$P_{\infty} = 1,144 + \frac{1,144}{2} * \frac{0,09}{0,46} \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty} = 1,26 \text{ MN/m}}}$$

Nachweis der Dekompression:

$$\sigma_{\text{unten}} = -\frac{P}{A} - \frac{P * e}{W_{c,u}} + \frac{M}{W_{c,u}} = -\frac{1,26}{0,42} - \frac{1,26 * 0,2576}{0,034} + \frac{0,304}{0,034}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\text{unten}} = -3,61 \text{ N/mm}^2}}$$

Der Nachweis auf Dekompression ist erfüllt, da sich Druckspannungen ergeben.

Nachweis für den Fall, dass nur Eigengewicht wirkt:

$$\sigma_{\text{oben}} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_{c,o}} - \frac{M}{W_{c,o}} = -\frac{1,26}{0,42} + \frac{1,26 * 0,2576}{0,0504} - \frac{0,147}{0,0504}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\text{oben}} = 0,523 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2}}$$

Die Zugspannungen sind sehr gering und liegen im zulässigen Bereich. Somit ist dieser Spannungsnachweis erfüllt.

## 6. Bemessung der Brücke am gesamten Querschnitt

### 6.1 Querschnittswerte

#### 6.1.1 Feldmitte

##### 6.1.1.1 Bruttoquerschnittswerte

$$z_{c,o} = 0,36 \text{ m}$$

$$z_{c,u} = 0,51 \text{ m}$$

$$I_c = 0,1546 \text{ m}^4; \quad A_c = 3,16 \text{ m}^2; \quad W_{c,o} = 0,43 \text{ m}^3; \quad W_{c,u} = 0,30 \text{ m}^3$$



## 6.1.1.2 Nettoquerschnittswerte

Durchmesser:  $d = 0,073 \text{ m}$ 

$$A_G = 2 * \frac{d^2 * \pi}{4} = 2 * \frac{0,073^2 * \pi}{4} \rightarrow \underline{\underline{A_G = 0,0077 \text{ m}^2}}$$

$$A_n = A_c - A_G = 3,16 - 0,0077 \rightarrow \underline{\underline{A_n = 3,15 \text{ m}^2}}$$

$$e_u = 0,28 \text{ m}$$

$$z_G = z_{c,u} - e_u = 0,51 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_G = 0,23 \text{ m}}}$$

$$z_{n,G} = \frac{A_c * z_G}{A_n} = \frac{3,16 * 0,23}{3,15} \rightarrow \underline{\underline{z_{n,G} = 0,23 \text{ m}}}$$

$$z_{n,u} = z_{n,G} + e_u = 0,23 + 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_{n,u} = 0,51 \text{ m}}}$$

$$z_{n,o} = h - z_{n,u} = 0,87 - 0,51 \rightarrow \underline{\underline{z_{n,o} = 0,36 \text{ m}}}$$

$$I_1 = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1,0 * 0,44^3}{12} \rightarrow \underline{\underline{I_1 = 0,007 \text{ m}^4}}$$

$$I_2 = \frac{b * h^3}{36} = \frac{1,0 * 0,13^3}{36} \rightarrow \underline{\underline{I_2 = 0,000061 \text{ m}^4}}$$

$$I_n = I_c - A_G * z_{n,G}^2 - A_n * (z_{n,G} - z_G)^2$$

$$I_n = 0,1546 - 0,0077 * 0,23^2 - 3,15 * (0,23 - 0,23)^2 \rightarrow \underline{\underline{I_n = 0,151 \text{ m}^4}}$$

$$W_{n,o} = \frac{I_n}{z_{n,o}} = \frac{0,151}{0,36} \rightarrow \underline{\underline{W_{n,o} = 0,42 \text{ m}^3}}$$

$$W_{n,u} = \frac{I_n}{z_{n,u}} = \frac{0,151}{0,51} \rightarrow \underline{\underline{W_{n,u} = 0,30 \text{ m}^3}}$$

### 6.1.1.3 Ideelle Querschnittswerte

Die Spannstahlfläche bei neun Spanngliedern beträgt:

$$A_p = 9 * 0,001050 \rightarrow \underline{\underline{A_p = 0,00945 \text{ m}^2}}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} = \frac{195000}{33000} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_p = 5,91}}$$

$$A_i = A_c + (\alpha_p - 1,0) * A_p = 3,16 + (5,91 - 1,0) * 0,00945 \rightarrow \underline{\underline{A_i = 3,206 \text{ m}^2}}$$

$$z_{cp} = z_{c,u} - e_u = 0,51 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_{cp} = 0,23 \text{ m}}}$$

$$z_{i,p} = \frac{A_c * z_{cp}}{A_i} = \frac{3,16 * 0,231}{3,206} \rightarrow \underline{\underline{z_{i,p} = 0,228 \text{ m}}}$$

$$e_u = 0,28 \text{ m}$$

$$z_{i,u} = z_{i,p} + e_u = 0,228 + 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_{i,u} = 0,508 \text{ m}}}$$

$$z_{i,o} = h - z_{i,u} = 0,87 - 0,508 \rightarrow \underline{\underline{z_{i,o} = 0,362 \text{ m}}}$$

$$I_i = I_c - A_c * (z_{i,p} - z_{cp})^2 + (\alpha_p - 1,0) A_p * z_{i,p}^2$$

$$I_i = 0,1546 - 3,16 * (0,228 - 0,231)^2 + (5,91 - 1,0) 0,00945 * 0,228^2 \rightarrow \underline{\underline{I_i = 0,157 \text{ m}^4}}$$

$$W_{i,o} = \frac{I_i}{z_{i,o}} = \frac{0,157}{0,362} \rightarrow \underline{\underline{W_{i,o} = 0,434 \text{ m}^3}}$$

$$W_{i,u} = \frac{I_i}{z_{i,u}} = \frac{0,157}{0,508} \rightarrow \underline{\underline{W_{i,u} = 0,309 \text{ m}^3}}$$

## 6.2 Anordnung der Spannglieder in Längsrichtung der Brücke

Die Anordnung der Spannglieder im Quer- und Längsschnitt wird in der nachfolgenden Abbildungen dargestellt. In *Abbildung 122* ist der Querschnitt am Auflager und in Feldmitte dargestellt.

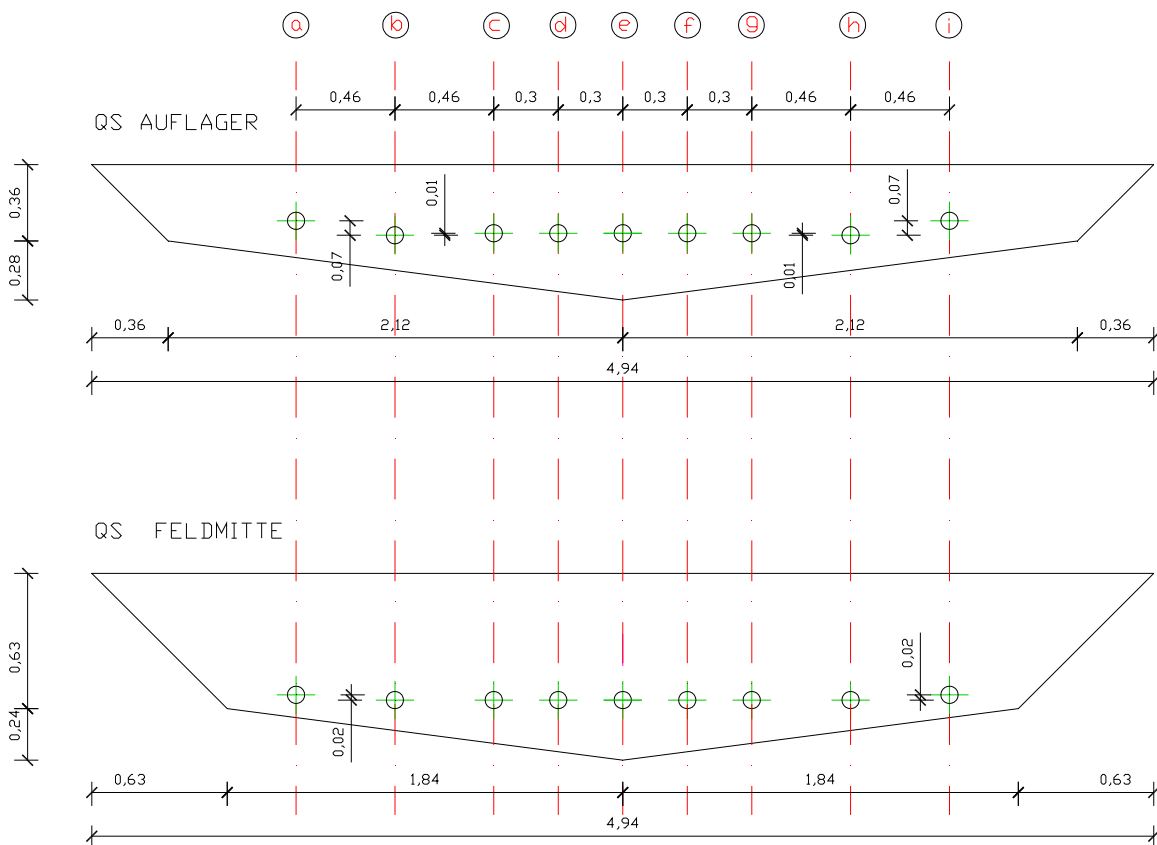


Abb. 122: Anordnung der Spannglieder im Querschnitt

In *Abbildung 123* ist der Verankerungstyp dargestellt. Die Wendelbewehrung der Verankerung besteht aus Edelstahl.

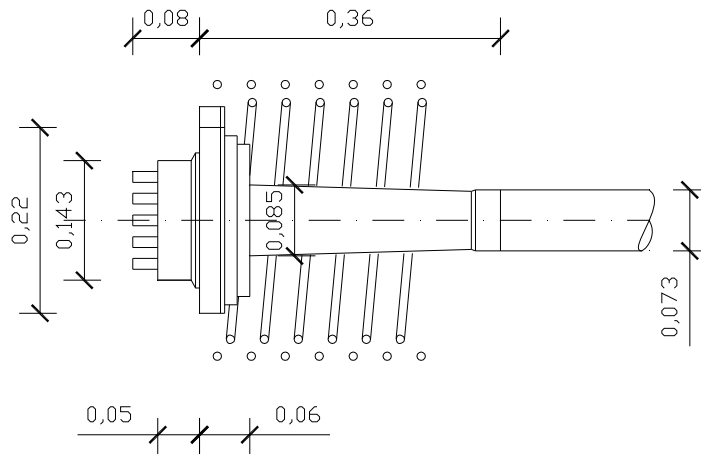


Abb. 123: VSL Verankerungstyp CS

### 6.2.1 Spaltzugbewehrung

Im Einleitungsbereich von Vorspannkraften treten Diskontinuitäten auf. Über den Ankerkopf wird die Zugkraft der Spannkabel als Druckkraft in den Beton eingeleitet. Ohne einer entsprechenden Bewehrung im Lasteinleitungsbereich, besteht die Gefahr, dass der Beton beginnt abzulätzen. Mittels eines Stabwerkmodells kann die Zugkraft  $F_{td}$  und damit die erforderliche Bewehrung ermittelt werden.

Querzugkraft:

$$F_{td} = \frac{1}{4} * \left( 1 - \frac{h_1}{h} \right) * N_{Ed}$$

$h$ ...Querschnittshöhe normal zur einwirkenden Vorspannkraft

$h_1$ ...Höhe der Ankerplatte

$N_{Ed}$ ...Vorspannkraft für ein Spannglied

$$N_{Ed} = \frac{P}{9} = \frac{11,71}{9} \rightarrow \underline{\underline{N_{Ed} = 1,30 \text{ MN}}}$$

Querzugkraft und erforderliche Bewehrungsfläche in Achse a:

$$F_{td} = \frac{1}{4} * \left( 1 - \frac{0,247}{0,4106} \right) * 1,30 \rightarrow \underline{\underline{F_{td} = 0,129 \text{ MN}}}$$

$$A_{s,erf} = \frac{F_{td}}{f_{yd}} = \frac{0,129}{478} \rightarrow \underline{\underline{A_{s,erf} = 2,71 \text{ cm}^2}}$$

Gewählt: 2 Bügel  $\phi 10$ :  $A_{s,gew} = 3,14 \text{ cm}^2$

Querzugkraft und erforderliche Bewehrungsfläche in Achse e:

$$F_{td} = \frac{1}{4} * \left( 1 - \frac{0,247}{0,6116} \right) * 1,30 \rightarrow \underline{\underline{F_{td} = 0,194 \text{ MN}}}$$

$$A_{s,erf} = \frac{F_{td}}{f_{yd}} = \frac{0,194}{478} \rightarrow \underline{\underline{A_{s,erf} = 4,05 \text{ cm}^2}}$$

Gewählt: 3 Bügel  $\phi 10$ :  $A_{s,gew} = 4,71 \text{ cm}^2$

Diese erforderliche Querzugbewehrung ist in einem Bereich von  $0,6 * h$  zu verlegen (siehe Abb. 124)

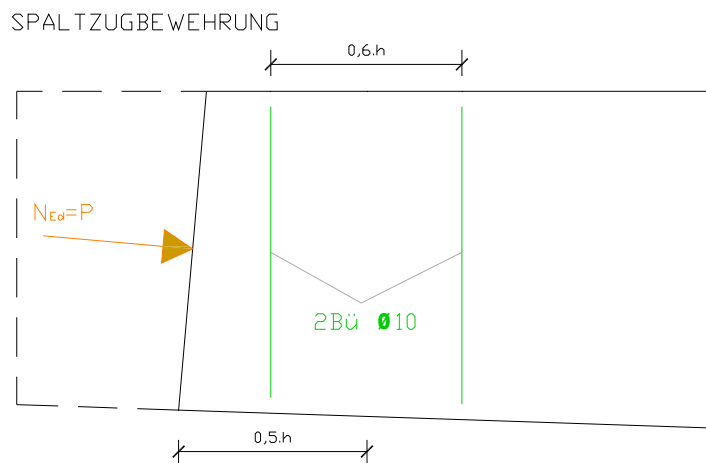


Abb. 124: Darstellung des Lasteinleitungsbereichs und des Bereichs der Spaltzugbewehrung

In Abbildung 125 wird der Spanngliedverlauf dargestellt. In Längsrichtung verlaufen die Spannglieder parallel zur Unterkante der Brücke. Im Verankerungsbereich wird die Neigung geringfügig geändert, um eine optimale Anordnung der Verankerungen zu erreichen. Die Neigungsänderungen erfolgen mit einem Ausrundungsradius von

R = 6,3 m. Am linken Auflagerrand werden die Spannglieder vorgespannt. Am anderen Brückenrand befindet sich die Festverankerung.



Abb. 125: Spanngliedverlauf

### 6.3 Verlauf der Vorspannkkräfte vor dem Verkeilen und unter Vernachlässigung der Reibung

Für den Spannvorgang wird ein Überspannen von 5 % von  $P_{m0} = 11,71 \text{ MN}$  angenommen. Somit beträgt die Vorspannkraft am Spannanker:

$$P_{a,t=0} = 1,05 * P_{m0} = 1,05 * 11,71 \rightarrow \underline{\underline{P_{a,t=0} = 12,30 \text{ MN}}}$$

$$N_{cp,a} = N_{cp,a-m} = N_{cp,b} = -P_{a,t=0} * \cos \alpha = -12,30 * \cos(1,933) \rightarrow \underline{\underline{N_{cp,a} = -12,29 \text{ MN}}}$$

$$V_{cp,a} = V_{cp,b} = P_{a,t=0} * \sin \alpha = 12,30 * \sin(1,933) \rightarrow \underline{\underline{V_{cp,a} = 0,415 \text{ MN}}}$$

$$M_{cp} = N_{cp} * z_{cp} = -12,30 * 0,231 \rightarrow \underline{\underline{M_{cp} = -2,84 \text{ MNm}}}$$

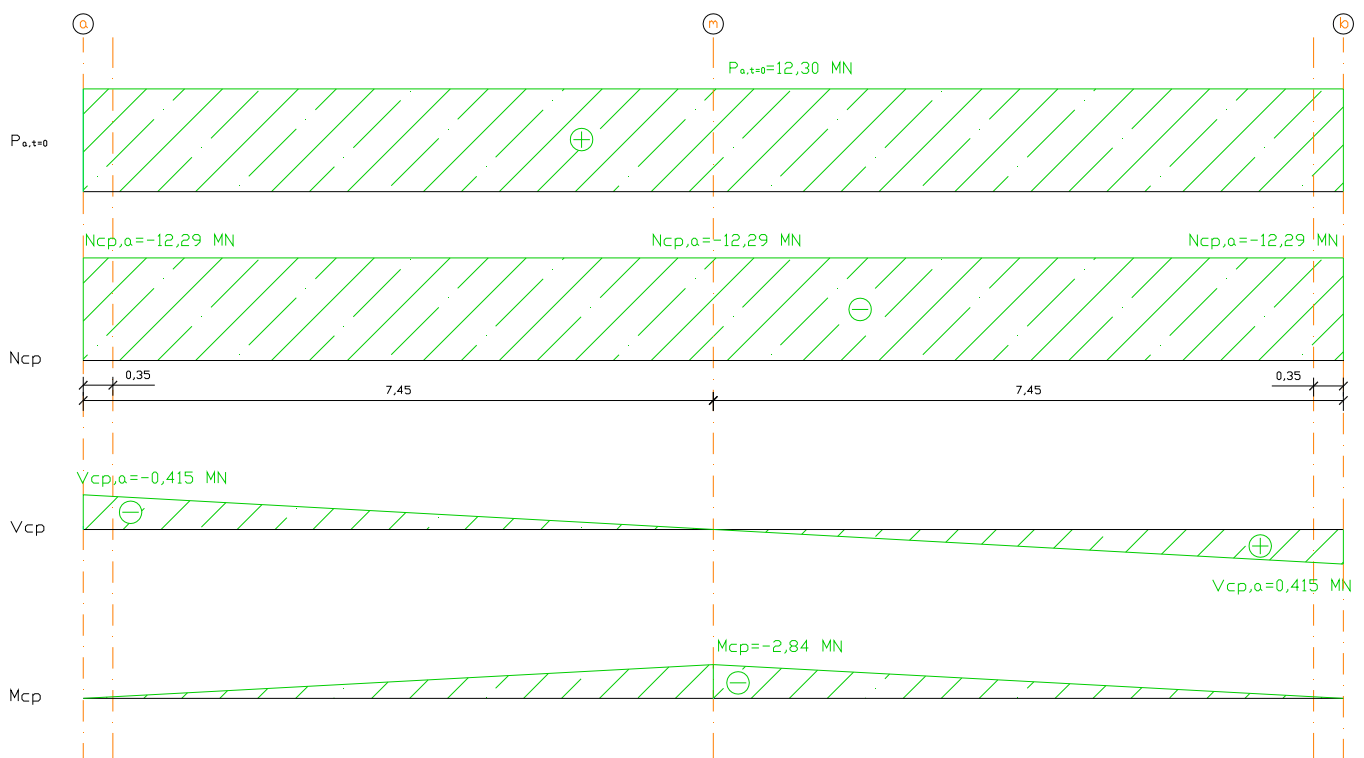


Abb. 126: Schnittgrößenverlauf für den Zustand vor dem Verkeilen und unter Vernachlässigung der Reibungsverluste

## 6.4 Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste

Aus der Zulassung ergibt sich der Reibungsbeiwert zu:

$$\mu = 0,12 \div 0,14 \rightarrow \underline{\underline{\mu_{\text{gewählt}} = 0,14}}$$

Laut Eurocode 2 gilt für den ungewollten Umlenkwinkel  $k$ :

$$0,005 \leq k \leq 0,01 \rightarrow \underline{\underline{k = 0,006 \text{ m/rad}}}$$

$$\Theta = \frac{\alpha * \pi}{180} = \frac{1,933 * \pi}{180} \rightarrow \underline{\underline{\Theta = 0,0337 \text{ rad}}}$$

Punkt a:

$$P_a = P_{a,t=0} = 12,30 \text{ MN}$$

Punkt m:

$$L = 7,45 \text{ m}$$

$$P_m = P_{a,t=0} * e^{-\mu * (\Theta + k * L)} = 12,30 * e^{-0,14 * (0,0337 + 0,006 * 7,45)} \rightarrow \underline{\underline{P_m = 12,17 \text{ MN}}}$$

Punkt b:

$$L = 2 * 7,45 \text{ m}$$

$$P_b = P_{a,t=0} * e^{-\mu * (2 * \Theta + k * L)} = 12,30 * e^{-0,14 * (2 * 0,0337 + 0,006 * 2 * 7,45)} \rightarrow \underline{\underline{P_b = 12,09 \text{ MN}}}$$

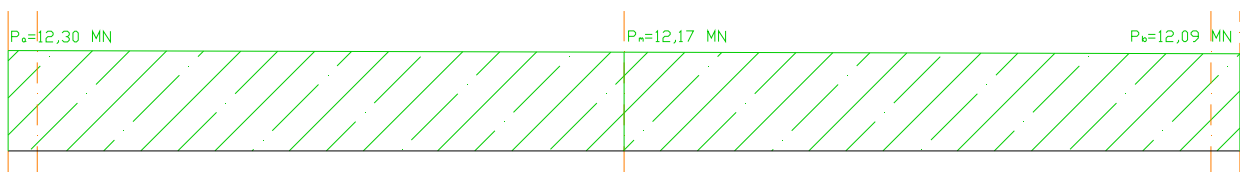


Abb. 127: Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste



## 6.5 Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste, des Keilschlupfs und einseitigem Spannen (Spannanker am Punkt a)

Durch das Umsetzen der Spanngliedkraft von der Spannpresse auf die Verankerung, werden die Keile in den Keilkonus eingedrückt. Durch eine kleine Bewegung von Litzen und Keilen gegen die Spannrichtung werden die Keile in den Konus gezogen und gewährleisten damit eine kraft- und formschlüssige Verankerung. Dieser Gleitweg wird als Keilschlupf bezeichnet ( $l_{sl}$ ). Die Größe von  $l_{sl}$  ist von Typ und Größe des Spanngliedes abhängig und wird daher durch Versuche bestimmt. Der Keilschlupf ist in der Zulassung des Spanngliedes angegeben. In den Bereichen, in denen der Keilschlupf auftritt, gleitet der Spannstahl am Hüllrohr in umgekehrter Richtung als beim Spannen, daher wirken auch die Reibungskräfte entgegen ihrer früheren Richtung.

### 6.5.1 Ermittlung der Einflusslänge ( $l_{sl}$ ) des Keilschlupfs

$$l_{sl} = \sqrt{\frac{K}{\mu * \gamma * \varepsilon}}$$

K → aus der Zulassung der Spannglieder ergibt sich der Keilschlupf:

$$K = 6 \text{ mm}$$

$\varepsilon_p$  → die spezifische Spannstahldehnung

$$\varepsilon_p = \frac{P_o}{E_p * A_p} = \frac{12,16}{195000 * 0,00945} * 1000 \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_p = 6,596}}$$

$\gamma = \Theta' + k$  → Die Summe der Umlenkwinkel aus Geometrie und ungewollter Umlenkwinkel, je Längeneinheit:

$$k = 0,006$$

$$\Theta' = \frac{2 * \alpha * \pi}{180} * \frac{1}{2 * L} = \frac{2 * 1,933 * \pi}{180} * \frac{1}{2 * 7,45} \rightarrow \underline{\underline{\Theta' = 0,00453}}$$

$$\gamma = \Theta' + k = 0,00453 + 0,006 \rightarrow \underline{\underline{\gamma = 0,0105}}$$

$$l_{sl} = \sqrt{\frac{K}{\mu * \gamma * \varepsilon}} = \sqrt{\frac{6}{0,14 * 0,0105 * 6,596}} \rightarrow \underline{\underline{l_{sl} = 24,88 \text{ m}}}$$

$l_{sl} > l \rightarrow$  Durchschlagen

In diesem Fall wirkt sich der Keilschlupf auf die Dehnung des gesamten Spannglieds aus.

### 6.5.2 Spannkraftverlauf

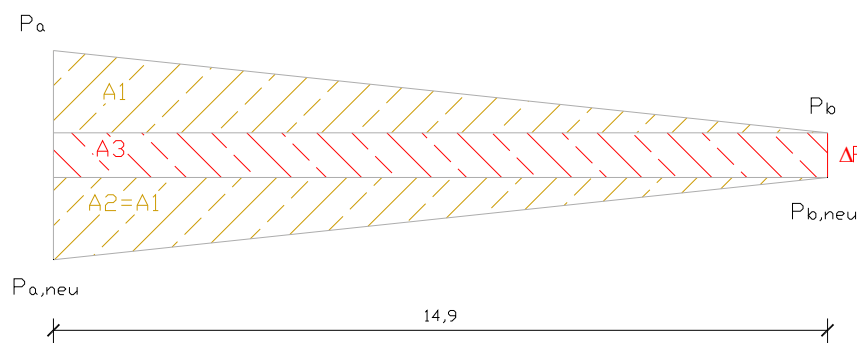


Abb. 128: Flächen für die Ermittlung der Spannungsverluste

$$k = 6 \text{ mm}$$

$$E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 0,00945 \text{ m}^2$$

$$k * E_p * A_p = 0,006 * 200 * 10^6 * 0,00945$$

$$\underline{\underline{k * E_p * A_p = 11340 \text{ kNm} = 11,34 \text{ MNm}}}$$

$$A_1 = A_2 = \frac{(P_a - P_b) * L}{2} = \frac{(12,30 - 12,09) * 14,9}{2} \rightarrow \underline{\underline{A_1 = A_2 = 1,565 \text{ MNm}}}$$

$$A_3 = \Delta P * L$$

$$A_1 + A_2 + A_3 = k * E_p * A_p$$

$$1,565 + 1,565 + \Delta P * 14,9 = 11,34 \rightarrow \underline{\underline{\Delta P = 0,551 \text{ MN}}}$$

$$P_{b,neu} = P_b - \Delta P = 12,09 - 0,551 \rightarrow \underline{\underline{P_{b,neu} = 11,539 \text{ MN}}}$$

$$P_{b,neu} = P_{a,neu} * (1,0 + \mu * \gamma * x)$$

$$11,539 = P_{a,neu} * (1,0 + 0,14 * 0,0105 * 14,9) \rightarrow \underline{\underline{P_{a,neu} = 11,292 \text{ MN}}}$$

$$P_{b,neu} = P_{m,neu} * (1,0 + \mu * \gamma * x)$$

$$11,539 = P_{m,neu} * (1,0 + 0,14 * 0,0105 * 7,45) \rightarrow \underline{\underline{P_{m,neu} = 11,414 \text{ MN}}}$$

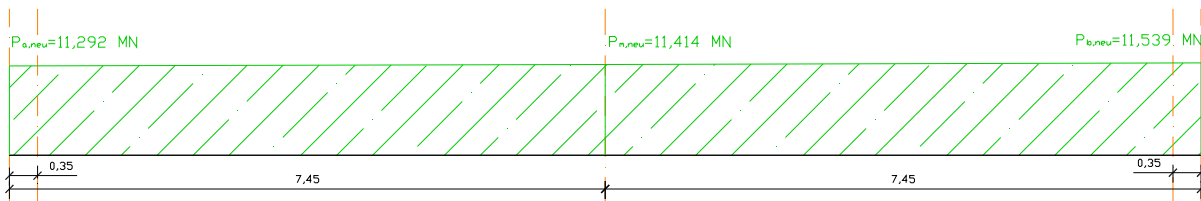


Abb. 129: Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste, des Keilschlupfes und einseitigem Spannen

## 6.6 Spannungen aus den Momenten der Belastung und der Vorspannkraft an den Querschnittsrändern der Stelle m

### 6.6.1 Spannungen aus den Momenten der Belastung

#### 6.6.1.1 Eigengewicht (g) zum Zeitpunkt t = 0

$$M_g = 1,775 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{g,o} = -\frac{M_g}{W_{n,o}} = -\frac{1,775}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,o} = -4,23 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{g,u} = \frac{M_g}{W_{n,u}} = \frac{1,775}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,u} = 5,92 \text{ N/mm}^2}}$$

6.6.2 Spannungen aus der Vorspannung zum Zeitpunkt  $t = 0$ :

$$M_{cp} = 2,84 \text{ MNm}$$

$$N_{cp} = -12,29 \text{ MN}$$

$$\sigma_{Mpo,o} = \frac{N_{cp,m}}{A_n} - \frac{M_{cp,m}}{W_{n,o}} = -\frac{12,29}{3,15} + \frac{2,84}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{Mpo,o} = 2,86 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{Mpo,u} = \frac{N_{cp,m}}{A_n} + \frac{M_{cp,m}}{W_{n,o}} = -\frac{12,29}{3,15} - \frac{2,84}{0,296} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{Mpo,u} = -13,496 \text{ N/mm}^2}}$$

6.6.3 Resultierende Spannungen an den Querschnittsrändern der Stelle m zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\sigma_{o,t=0} = \sigma_{g,o} + \sigma_{Mpo,o} = (-4,13) + 2,86 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{o,t=0} = -1,27 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{u,t=0} = \sigma_{g,u} + \sigma_{Mpo,u} = 5,92 - 13,496 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{u,t=0} = -7,576 \text{ N/mm}^2}}$$

Die Vorspannung erfolgt nach 7 Tagen  $\rightarrow t = 7 \text{ d}$

$$f_{ck(t)} = f_{cm(t)} - 8 \quad \text{für } 3 \leq t \leq 28 \text{ tage}$$

$S = 0,2$  ( Zementklasse 42,5R )

$$\beta_{cc(t)} = \exp \left\{ s * \left[ 1 - \left( \frac{28 \text{ d}}{7 \text{ d}} \right)^{1/2} \right] \right\} \rightarrow \underline{\underline{\beta_{cc(t)} = 0,818}}$$

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} * f_{cm} = 0,818 * 38 \rightarrow \underline{\underline{f_{cm(t)} = 31,11 \text{ N/mm}^2}}$$

$$f_{ck(t)} = f_{cm(t)} - 8 = 31,11 - 8 \rightarrow \underline{\underline{f_{ck(t)} = 23,11 \text{ N/mm}^2}}$$

Nachweis der Betondruckspannung:

$$\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck(t)}$$

$$0,6 * f_{ck(t)} = 0,6 * 23,11 = 13,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = |-7,41| \text{ N/mm}^2 \leq 13,86 \text{ N/mm}^2$$

→ Nachweis erfüllt!

## 6.7 Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle m zum Zeitpunkt $t = \infty$

Die gesamte Spannungsänderung im Spannstahlschwerpunkt ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

### 6.7.1 Kriechanteil nach Eurocode 2

Folgende Annahmen werden für die Berechnung getroffen:

Luftfeuchtigkeit von RH = 70 %

$f_{cm}$  → mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm<sup>2</sup> nach 28 Tagen

Der Spannvorgang erfolgt nach 7 Tagen

#### 6.7.1.1 Grundzahl des Kriechens

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 \rightarrow \underline{\underline{f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2}}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte:

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 \quad \text{für } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7} = \left[ \frac{35}{38} \right]^{-0,7} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_1 = 0,944}}$$

$$\alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[ \frac{35}{38} \right]^{0,2} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_2 = 0,984}}$$

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{35}{38} \right]^{0,5} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_3 = 0,959}}$$

$$h_0 = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 3,16}{10,43} \rightarrow \underline{\underline{h_0 = 0,606 \text{ m}}}$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 = \left[ 1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 * \sqrt[3]{0,606}} * 0,944 \right] * 0,984 \rightarrow \underline{\underline{\varphi_{RH} = 1,313}}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betonfestigkeit auf die Grundzahl:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16}{\sqrt{38}} \rightarrow \underline{\underline{\beta(f_{cm}) = 2,725}}$$

Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Belastungsbeginn:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(1 + t_0^{0,2})}$$

$$\beta(t_0 = 7) = \frac{1}{(1 + 7^{0,2})} \rightarrow \underline{\underline{\beta(t_0 = 7) = 0,4039}}$$

Alter	Belastung	$\beta(t_0)$
7	G	0,4039
7	P	-

Damit ergibt sich die Kriechzahl  $\varphi_0$ :

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\varphi_{0(t=7)} = 1,313 * 2,725 * 0,4039 \rightarrow \underline{\underline{\varphi_{0(t=7)} = 1,445}}$$

Alter	Belastung	$\varphi_0$
7	G	1,445
7	P	-

### 6.7.1.2 Kriechverluste

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

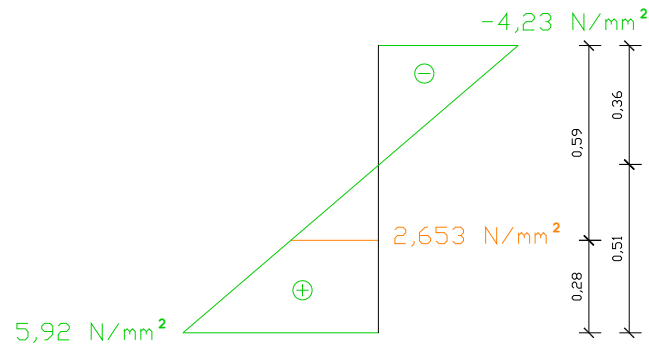
#### 6.7.1.2.1 Zeitpunkt $t = 7$ Tage

Betonspannung in Höhe der Spannglieder aus Eigengewicht und Ausgangsspannung:

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_g + \sigma_{MP}$$

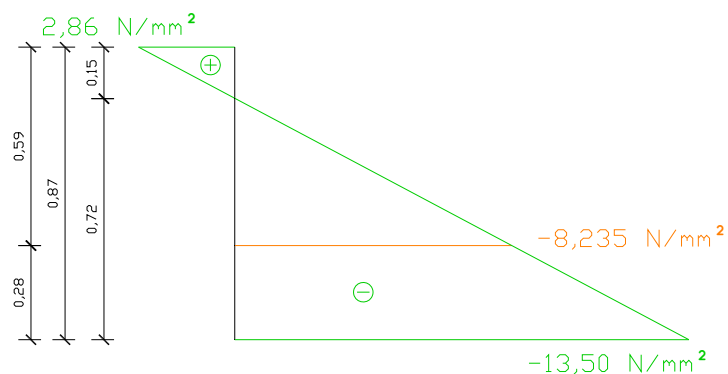
$$\sigma_{g,o} = -\frac{M_g}{W_{n,o}} = -\frac{1,775}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,o} = -4,23 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{g,u} = \frac{M_g}{W_{n,u}} = \frac{1,775}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,u} = 5,92 \text{ N/mm}^2}}$$



$$\sigma_{Mpo,o} = \frac{N_{cp,m}}{A_n} - \frac{M_{cp,m}}{W_{n,o}} = -\frac{12,30}{3,15} + \frac{2,84}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{Mpo,o} = 2,857 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{Mpo,u} = \frac{N_{cp,m}}{A_n} + \frac{M_{cp,m}}{W_{n,o}} = -\frac{12,30}{3,15} - \frac{2,84}{0,296} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{Mpo,u} = -13,50 \text{ N/mm}^2}}$$



Für die Ermittlung der Kriechverluste werden die Spannungen infolge Eigengewicht und Vorspannung in der Spannstahlachse benötigt. Diese Spannungen sind den entsprechenden Spannungsverläufen zu entnehmen:

$$\sigma_g = 2,653 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{MP} = -8,235 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_g + \sigma_{MP} = 2,653 - 8,235 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,QP} = -5,582 \text{ N/mm}^2}}$$



Folgend ergibt sich der Kriechverlust, zum Zeitpunkt  $t = 15$  Tage, mit der Formel aus dem Eurocode und den vorherig errechneten Querschnittswerten bzw. Werkstoffkennwerten:

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n} * \left(1 + \frac{A_n}{I_n} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2 \quad A_p = 0,00945 \text{ m}^2 \quad A_n = 3,15 \text{ m}^2$$

$$I_n = 0,151 \text{ m}^4 \quad \varphi_{0(t=15)} = 1,445$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{33000} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_p = 5,91}}$$

$$z_{cp} = z_{cp} - e_p = 0,51 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_{cp} = 0,231 \text{ m}}}$$

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{5,91 * 1,445 * (-5,582)}{1 + 5,91 * \frac{0,00945}{3,15} * \left(1 + \frac{3,15}{0,151} * 0,231^2\right) * [1 + 0,8 * 1,445]} \rightarrow \underline{\underline{\Delta\sigma_{p,c} = -44,107 \text{ N/mm}^2}}$$

## 6.7.2 Schwindanteil nach Eurocode 2

$$\Delta\sigma_{p,s} = \frac{\varepsilon_{cs} * E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

Die Schwinddehnung  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$  setzt sich aus zwei Komponenten zusammen:

$\varepsilon_{cd}$  → Trockenschwinddehnung des Betons, bildet sich sehr langsam aus

$\varepsilon_{ca}$  → autogene Schwinddehnung, entsteht schon in den ersten Tagen nach dem Betonieren

### 6.7.2.1 Grundwert des Trocknungsschwindens

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[ 1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3 \right] = 1,55 * \left[ 1 - \left(\frac{50}{100}\right)^3 \right] \rightarrow \underline{\underline{\beta_{RH} = 1,356}}$$

Beiwerte zur Berücksichtigung der Zementart:

Annahme:  $\alpha_{ds1} = 4$  für Zementklasse N

$\alpha_{ds2} = 0,12$  für Zementklasse N

$$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * 4) * \exp\left(-0,12 * \frac{38}{10}\right) \right] * 10^{-6} * 1,356 \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_{cd,0} = 4,82 * 10^{-4}}}$$

$$h_0 = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 3,16}{10,43} \rightarrow \underline{\underline{h_0 = 0,606 \text{ m}}} \quad \rightarrow k_h = 0,70$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{cd,0} = 0,70 * 4,82 * 10^{-4} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_{cd,\infty} = 3,374 * 10^{-4}}}$$

### 6.7.2.2 Autogene Schwinddehnung

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2,5 * (30 - 10) * 10^{-6} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_{ca(\infty)} = 5 * 10^{-5}}}$$

### 6.7.2.3 Schwinddehnung

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 3,374 * 10^{-4} + 5,0 * 10^{-5} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_{cs} = 3,874 * 10^{-4}}}$$

### 6.7.2.4 Schwindverlust

Folgend ergibt sich der Schwindverlust mit der Formel aus dem Eurocode und den zuvor errechneten Querschnittswerten bzw. Werkstoffkennwerten:

$$\Delta\sigma_{p,s} = \frac{\varepsilon_{cs} * E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n} * \left(1 + \frac{A_n}{I_n} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2 \quad A_p = 0,00945 \text{ m}^2 \quad A_n = 3,15 \text{ m}^2$$

$$I_n = 0,151 \text{ m}^4 \quad \varphi_{0(t=15)} = 1,968$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{33000} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_p = 5,91}}$$

$$z_{cp} = z_{cp} - e_p = 0,51 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_{cp} = 0,231 \text{ m}}}$$

$$\Delta\sigma_{p,s} = \frac{3,874 * 10^{-4} * 195000}{1 + 5,91 * \frac{0,00945}{3,15} * \left(1 + \frac{3,15}{0,151} * 0,231^2\right) * [1 + 0,8 * 1,968]} \rightarrow \underline{\underline{\Delta\sigma_{p,s} = 68,89 \text{ N/mm}^2}}$$

### 6.7.3 Relaxationsanteil nach Eurocode 2

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{0,8 * \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

Nach Eurocode 2 werden drei Relaxationsklassen unterschieden:

Klasse 1: Drähte oder Litzen mit normaler Relaxation →  $\rho_{1000} = 8\%$

Klasse 2: Drähte oder Litzen mit niedriger Relaxation →  $\rho_{1000} = 2,5\%$

Klasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbetion →  $\rho_{1000} = 4\%$

Laut Zulassung der Spannglieder mit siebendrähtigen Litzen gilt  $\rho_{1000} = 2,5\%$ .

Daraus ergibt sich Klasse 2 nach Eurocode.

Drähte oder Litzen mit niedriger Relaxation →  $\rho_{1000} = 2,5\%$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75*(t-\mu)} * 10^{-5}$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0} = 1239 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1239}{1770} \rightarrow \underline{\underline{\mu = 0,7}}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1239 * 10^3 * 0,66 * 2,5 * e^{9,1*0,7} * \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75*(1-0,7)} * 10^{-5}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\Delta\sigma_{pr} = 48336,96 \text{ kN/m}^2}}$$

#### 6.7.3.1 Relaxationsverlust

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{0,8 * \Delta\sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n} * \left(1 + \frac{A_n}{I_n} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2 \quad A_p = 0,00945 \text{ m}^2 \quad A_n = 3,15 \text{ m}^2$$

$$I_n = 0,151 \text{ m}^4 \quad \varphi_{0(t=15)} = 1,968$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{33000} \rightarrow \underline{\underline{\alpha_p = 5,91}}$$

$$z_{cp} = z_{cp} - e_p = 0,51 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{z_{cp} = 0,231 \text{ m}}}$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{0,8 * 48,34}{1 + 5,91 * \frac{0,00945}{3,15} * \left(1 + \frac{3,15}{0,151} * 0,231^2\right) * [1 + 0,8 * 1,968]} \rightarrow \underline{\underline{\Delta\sigma_{p,r} = 35,27 \text{ N/mm}^2}}$$

#### 6.7.4 Gesamte Spannungsverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation

$$\Delta\sigma_{p,c} = -44,107 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,s} = 68,89 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = 35,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\sum \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,r} = |-44,107 \text{ N/mm}^2| + 68,89 \text{ N/mm}^2 + 35,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sum \Delta\sigma_{p,c+s+r} = 148,267 \text{ N/mm}^2}}$$

#### 6.7.5 Verlust der Spannstahlspannung

Aus dem *Kapitel 6.4 Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste* ergibt sich die Vorspannkraft an der Stelle m:

$$P_m = 12,17 \text{ MN}$$

Folgend ergeben sich die Verluste der Spannstahlspannung:

$$\sigma_{p0} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{12,17}{0,00945} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{p0} = 1287,83 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r}}{\sigma_{p0}} = \frac{148,267}{1287,83} = 0,12 \rightarrow 12\% \text{ Verluste}$$

## 6.8 Nachweis der Dekompression

Beim Dekompressionsnachweis wird überprüft, ob die Spannglieder mindestens 25mm tief im überdrückten Beton liegen. Der Nachweis wird mit den häufigen Einwirkungskombinationen geführt.

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$\psi_{1,1} * Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr

$Q_{k,1}$  .... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$\psi_{1,1}$  .... Doppelachse:  $\psi_{1,1} = 0,75$

.... Gleichlast:  $\psi_{1,1} = 0,4$

$\sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen

Spannungen infolge Eigengewicht:

$$\sigma_{g,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = \frac{1,776}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,o} = -4,130 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{g,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{1,776}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,u} = 5,920 \text{ kN/m}^2}}$$

Spannungen infolge Verkehr - Gleichlast:

$$\sigma_{q,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} * \psi_1 = -\frac{0,7626}{0,43} * 0,4 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,o} = -0,709 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{q,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} * \psi_1 = \frac{0,7626}{0,30} * 0,4 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 1,017 \text{ N/mm}^2}}$$

Spannungen infolge Verkehr - Achlast:

$$\sigma_{q,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} * \psi_1 = -\frac{1,950}{0,43} * 0,75 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,o} = -3,401 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{q,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} * \psi_1 = \frac{1950,00}{0,30} * 0,75 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 4,875 \text{ N/mm}^2}}$$

Spannungen infolge Vorspannkraft:

Für den Dekompressionsnachweis ist der Beiwert  $r_{inf}$  zu berücksichtigen. Der Wert  $r_{inf}$  bewirkt eine Abminderung der Vorspannkraft um 95 %.  $r_{inf}$  gilt für Spannglieder mit nachträglichem Verbund und ist im Eurocode 2 angegeben.

$$r_{inf} = 0,95$$

$$\sigma_{MPo,o} = 2,857 \text{ N/mm}^2$$

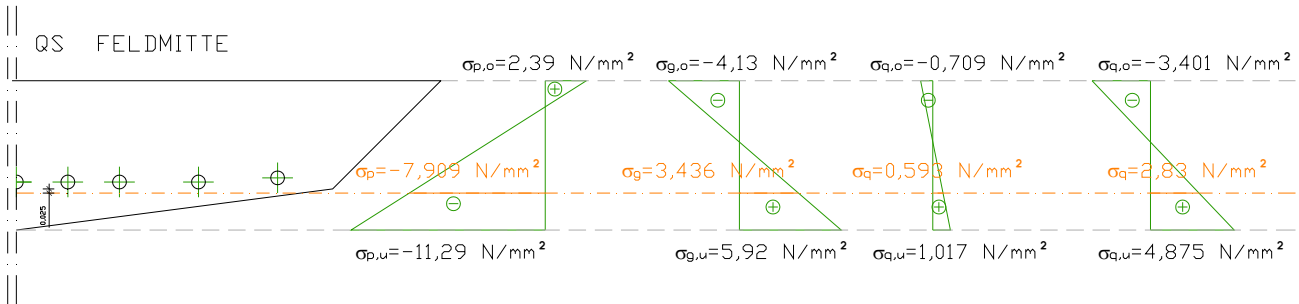
$$\sigma_{MPo,u} = -13,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{o,t=\infty} = (1 - \text{Verlust}) * \sigma_{MPo,o} * r_{inf} = (1 - 0,12) * 2,857 * 0,95 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{o,t=\infty} = 2,39 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{u,t=\infty} = (1 - \text{Verlust}) * \sigma_{MPo,u} * r_{inf} = (1 - 0,12) * (-13,50) * 0,95 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{u,t=\infty} = -11,29 \text{ N/mm}^2}}$$

Gesamtspannungen an den Querschnittsrändern an der Stelle m zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

	$\sigma_{o,t=\infty}$	$\sigma_{u,t=\infty}$
Vorspannung	2,39 N/mm <sup>2</sup>	-11,29 N/mm <sup>2</sup>
G	-4,13 N/mm <sup>2</sup>	5,92 N/mm <sup>2</sup>
Q	-(0,709+3,401)= -4,11 N/mm <sup>2</sup>	(1,017+4,875)=5,89 N/mm <sup>2</sup>
Summe	-4,35 N/mm <sup>2</sup> < 0	0,52 N/mm <sup>2</sup> > 0



Spannung in einer Entfernung von 25 mm von den Spanngliedern entfernt:

$$\sum \sigma_{x=25 \text{ mm}} = \sigma_{p,t=\infty} + \sigma_g + \sigma_q + \sigma_q$$

$$\sigma_{x=25 \text{ mm}} = -7,909 + 3,436 + 0,593 + 2,83 \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{x=25 \text{ mm}} = -1,05 \text{ N/mm}^2}}$$

Nachweis der Dekompression ist erfüllt!

## 7. Tragsicherheitsnachweis in Feldmitte

Lastkombination nach EN 1990:2002:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$G_k$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$$\gamma_G = 1,35$$

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$$\gamma_P = 1$$

$\gamma_{Q,1} * Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr

$Q_{k,1}$  .... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$$\gamma_{Q,1} = 1,35$$

$Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen



$$M_{Ed} = 1,35 * 1775,95 + 1,35 * 762,60 + 1,35 * 1950,00 \rightarrow \underline{\underline{M_{Ed} = 6,06 \text{ MNm}}}$$

$$A_p = 9 * 0,00105 \rightarrow \underline{\underline{A_p = 0,00945 \text{ m}^2}}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{1,15} = \frac{1557,60}{1,15} \rightarrow \underline{\underline{f_{pd} = 1354,43 \text{ N/mm}^2}}$$

$$F_p = A_p * f_{pd} = 0,00945 * 1354,43 \rightarrow \underline{\underline{F_p = 12,80 \text{ MN}}}$$

Verluste: 12%

$$P_\infty = P_{mo} * \text{Verluste} = 11,71 * (1 - 0,12) \rightarrow \underline{\underline{P_\infty = 10,30 \text{ MN}}}$$

$$\varepsilon_{py} = \frac{F_p - P_\infty}{A_p * E_p} = \frac{12,80 - 10,30}{0,00945 * 195000} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_{py} = 0,00136}}$$

$$d_p = h - e_1 = 0,87 - 0,28 \rightarrow \underline{\underline{d_p = 0,59 \text{ m}}}$$

$$x_{lim,p} = \frac{3,5 * d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} = \frac{3,5 * 0,59}{3,5 + 1,36} \rightarrow \underline{\underline{x_{lim,p} = 0,425 \text{ m}}}$$

$$x = \frac{A_p * f_{pd}}{0,8095 * b * f_{cd}} = \frac{0,00945 * 1354,43}{0,8095 * 4,94 * 20} \rightarrow \underline{\underline{x = 0,160 \text{ m} < x_{lim,p} = 0,425 \text{ m}}}$$

$$M_{Rd} = 0,8095 * x * b * f_{cd} * (d_p - \lambda * x) = 0,8095 * 0,160 * 4,94 * 20 * (0,59 - 0,160^2)$$

$$\rightarrow \underline{\underline{M_{Rd} = 7,22 \text{ MNm} \geq M_{Ed} = 6,06 \text{ MNm}}}$$

## 8. Querkraftnachweis am Auflagerbereich

### 8.1 Querschnittswerte

#### 8.1.1.1 Bruttoquerschnittswerte

Berechnung des Schwerpunktes:

	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$z_i$ [m]	$A_i \cdot z_i$ [m <sup>3</sup> ]	$A_i \cdot z_i^2$ [m <sup>4</sup> ]	$I_i$ [m <sup>4</sup> ]
1	1,48	0,16	0,23	0,04	0,0126
2	0,60	0,41	0,25	0,10	0,0026
	2,08		0,48	0,14	0,0152

$$z_{c,o} = \frac{\sum A \cdot z}{A} = \frac{0,48}{2,08} \rightarrow \underline{\underline{z_{c,o} = 0,231 \text{ m}}}$$

$$z_{c,u} = h - z_{c,o} = 0,60 - 0,231 \rightarrow \underline{\underline{z_{c,u} = 0,369 \text{ m}}}$$

$$I_c = \sum I + \sum A \cdot z^2 - z_{c,o} \cdot \sum A \cdot z$$

$$I_c = 0,0152 + 0,14 - 0,231 \cdot 0,48 \rightarrow \underline{\underline{I_c = 0,0433 \text{ m}^4}}$$

$$W_{c,o} = \frac{I_c}{z_{c,o}} = \frac{0,0433}{0,231} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,o} = 0,187 \text{ m}^3}}$$

$$W_{c,u} = \frac{I_c}{z_{c,u}} = \frac{0,0433}{0,369} \rightarrow \underline{\underline{W_{c,u} = 0,117 \text{ m}^3}}$$

## 8.2 Querkraftnachweis

Maximale Querkraft aus Eigengewicht:  $V_{\max,g} = 0,526 \text{ MN}$

Maximale Querkraft aus Verkehr-Achslast-Belastung:  $V_{\max,q1} = 0,246 \text{ MN}$

Maximale Querkraft aus Verkehr-Gleichlast-Belastung:  $V_{\max,q2} = 0,300 \text{ MN}$

Für den Bemessungswert der Querkraft gilt laut Eurocode 2:

$$V_{Ed} = V_{od} - V_{cd} - V_{sd} - V_{pd}$$

$V_{od}$  → Bemessungswert der Querkraft im gesamten Querschnitt unter der maßgebende Lastkombination

$$V_{od} = 1,35 * (0,526 + 0,246 + 0,300) \rightarrow \underline{\underline{V_{od} = 1,45 \text{ MN} / \text{m}}}$$

$V_{cd}$  → Querkraftkomponente der geneigten Druckgurkraft

$$V_{cd} = 0$$

$V_{sd}$  → Querkraftkomponente des geneigten Zuggurtes (Betonstahl)

$$V_{sd} = 0$$

$V_{pd}$  → Querkraftkomponente infolge der geneigten Spannkraft

$$V_{pd} = P_{\infty} * \sin \alpha = 10,31 * \sin(1,933) \rightarrow \underline{\underline{V_{pd} = 0,35 \text{ MN} / \text{m}}}$$

$$V_{Ed} = V_{od} - V_{cd} - V_{sd} - V_{pd}$$

$$V_{Ed} = 1,45 - 0 - 0 - 0,35 \rightarrow \underline{\underline{V_{Ed} = 1,10 \text{ MN} / \text{m}}}$$

Aufnehmbare Querkraft des Querschnitts:

$$V_{Rd,c} = \frac{I * b}{S_o} * \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd}}$$

Laut Eurocode 2:

$$f_{ctd} \rightarrow f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \rightarrow \underline{\underline{f_{ctd} = 1,33 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\alpha_1 \rightarrow \alpha_1 = 1,0 \text{ für andere Arten der Vorspannung}$$

$$\sigma_{cp} \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{P_{\infty} * \cos \alpha}{A_c} = \frac{10,31 * \cos(1,933)}{2,08} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{cp} = 4,95 \text{ N/mm}^2}}$$

$S_o \rightarrow$  Flächenmoment 1. Grades oberhalb der Schwerachse

$$S_o = \sum A_c * z_{c,o} + (\alpha_p - 1,0) * A_p * d_p = 2,08 * 0,231 + (5,91 - 1,0) * 0,00945 * 0,319$$

$$\rightarrow \underline{\underline{S_o = 0,495 \text{ m}^3 / \text{m}}}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{l * b}{S_o} * \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd}} = \frac{0,0433 * 4,94}{0,495} * \sqrt{(1,33)^2 + 1,0 * 4,95 * 1,33} \rightarrow \underline{\underline{V_{Rd,c} = 1,25 \text{ MN/m}}}$$

$$\underline{\underline{V_{Rd,c} = 1,25 \text{ MN/m} \geq V_{Ed} = 1,10 \text{ MN/m} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}}}$$

## 9. Gebrauchstauglichkeit

Bei der Gebrauchstauglichkeit wird das Verhalten des Tragwerks unter Gebrauchsbedingungen erfasst. Unter Gebrauchsbedingungen sind die real auftretenden Einwirkungen während der Nutzung des Tragwerks zu verstehen. Die Gebrauchstauglichkeit muss während der gesamten Lebensdauer der Konstruktion sichergestellt sein. Dafür müssen folgende Begrenzungen eingehalten werden:

- Begrenzung der Spannungen im Beton
- Begrenzung der Rissbreiten
- Begrenzung der Verformung

## 9.1 Begrenzung der Spannungen im Beton

Die Begrenzung der Spannungen im Beton ist notwendig, um die Dauerhaftigkeit gewährleisten zu können und um die starken Kriechverformungen im Beton zu begrenzen. Diese Spannungsgrenzen müssen zu jedem Zeitpunkt erfüllt sein.

### 9.1.1 Grenzwerte der Betondruckspannungen

Die Einhaltung der Spannungen muss zu jedem Zeitpunkt erfüllt sein. Die Spannungen werden zu den Zeitpunkten  $t = 0$  Tage und  $t = \infty$  nachgewiesen.

$$|\sigma_{c,k}| \leq 0,60 * f_{ck} \quad \dots \text{mit charakteristischer Einwirkungskombination}$$

$$|\sigma_{c,qs}| \leq 0,45 * f_{ck} \quad \dots \text{mit quasiständiger Einwirkungskombination}$$

#### 9.1.1.1 Spannungen

Spannungen infolge Eigengewicht:

$$\sigma_{g,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = -\frac{1,776}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,o} = -4,130 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{g,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{1,776}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{g,u} = 5,920 \text{ kN/m}^2}}$$

Spannungen infolge Verkehr - Gleichlast:

$$\sigma_{q,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = -\frac{0,7626}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,o} = -1,761 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{q,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{0,7626}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 2,530 \text{ N/mm}^2}}$$

Spannungen infolge Verkehr - Achlast:

$$\sigma_{q,o} = \frac{M_k}{W_{c,o}} = -\frac{1,950}{0,43} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,o} = -4,502 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{q,u} = \frac{M_k}{W_{c,u}} = \frac{1,950}{0,30} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{q,u} = 6,470 \text{ N/mm}^2}}$$

Spannungen infolge Vorspannkraft:

Zeitpunkt  $t = 0$ :

$$\sigma_{M_{po,o}} = \frac{N_{cp,m}}{A_n} - \frac{M_{cp,m}}{W_{n,o}} = -\frac{12,30}{3,15} + \frac{2,84}{0,42} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{M_{po,o}} = 2,857 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{M_{po,u}} = \frac{N_{cp,m}}{A_n} + \frac{M_{cp,m}}{W_{n,o}} = -\frac{12,30}{3,15} - \frac{2,84}{0,296} \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{M_{po,u}} = -13,50 \text{ N/mm}^2}}$$

Zeitpunkt  $t = \infty$ :

$$\sigma_{M_{p,t=\infty,o}} = 2,857 * (1 - 0,12) \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{M_{p,t=\infty,o}} = 2,514 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\sigma_{M_{p,t=\infty,u}} = -13,50 * (1 - 0,12) \rightarrow \underline{\underline{\sigma_{M_{p,t=\infty,u}} = -11,88 \text{ N/mm}^2}}$$

Charakteristische Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$G_k$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten

$P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft

$Q_{k,1}$  .... Ungünstigste Wirkung infolge Straßenverkehr  
 .... Gruppe von Verkehrslasten (Gleichlast, Doppelachse)

$Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen

Quasiständige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

- $G_k$  .... Charakteristischer Wert der ständigen Lasten
- $P_k$  .... Charakteristischer Wert der Vorspannkraft
- $Q_{k,i}$  .... Charakteristischer Wert anderer veränderlicher Einwirkungen
- $\psi_{2,i} = 0$

Nachweis der Spannungen in Feldmitte:

- $|\sigma_{c,k}| \leq 0,60 * f_{ck}$  ... mit charakteristischer Einwirkungskombination

Zeitpunkt  $t = 0$

Nachweis am oberen Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,k,o}| = \sigma_{g,o} + \sigma_{MP,0,o} = -4,13 + 2,857$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k,o} = -1,273 \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,60 * f_{ck} = 0,60 * 30 = \underline{\underline{18,00 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,k,o} = -1,273 \text{ N/mm}^2 \leq 18,00 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis am unteren Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,k,u}| = \sigma_{g,u} + \sigma_{MP,0,u} = 5,92 - 13,50$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k,u} = -7,58 \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,60 * f_{ck} = 0,60 * 30 = \underline{\underline{18,00 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,k,u} = -7,58 \text{ N/mm}^2 \leq 18,00 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Zeitpunkt  $t = \infty$

Zum Zeitpunkt  $t = \infty$  wird der gesamte Verlust der Vorspannkraft zufolge Kriechen, Schwinden und Relaxation berücksichtigt. Dieser beträgt 12 %.

Nachweis am oberen Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,k,o}| = \sigma_{g,o} + \sigma_{q,o} + \sigma_{MP,t=\infty,o} = -4,13 - 1,761 - 4,502 + 2,514$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k,o} = |-7,879| \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,60 * f_{ck} = 0,60 * 30 = \underline{\underline{18,00 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,k,o} = |-7,879| \text{ N/mm}^2 \leq 18,00 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis am unteren Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,k,u}| = \sigma_{g,u} + \sigma_{q,u} + \sigma_{MP,t=\infty,u} = 5,92 + 2,53 + 6,47 - 11,88$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k,u} = |3,04| \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,60 * f_{ck} = 0,60 * 30 = \underline{\underline{18,00 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,k,u} = |3,04| \text{ N/mm}^2 \leq 18,00 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

- $|\sigma_{c,qs}| \leq 0,45 * f_{ck} \dots$  mit quasiständiger Einwirkungskombination

Zeitpunkt  $t = 0$

Nachweis am oberen Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,qs,o}| = \sigma_{g,o} + \sigma_{MP,0,o} = -4,13 + 2,857$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,qs,o} = |-1,273| \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,45 * f_{ck} = 0,45 * 30 = \underline{\underline{13,50 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,qs,o} = |-1,273| \text{ N/mm}^2 \leq 13,50 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis am unteren Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,qs,u}| = \sigma_{g,u} + \sigma_{MP,0,u} = 5,92 - 13,50$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,qs,u} = |-7,58| \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,45 * f_{ck} = 0,45 * 30 = \underline{\underline{13,50 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,qs,u} = |-7,58| \text{ N/mm}^2 \leq 13,50 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$



Zeitpunkt  $t = \infty$

Zum Zeitpunkt  $t = \infty$  wird der gesamte Verlust der Vorspannkraft zufolge Kriechen, Schwinden und Relaxation berücksichtigt. Dieser beträgt 12 %.

Nachweis am oberen Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,k,o}| = \sigma_{g,o} + \sigma_{Mp,t=\infty,o} = -4,13 + 2,514$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k,o} = |-1,616| \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,45 * f_{ck} = 0,45 * 30 = \underline{\underline{13,50 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,qs,o} = |-1,616| \text{ N/mm}^2 \leq 13,50 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis am unteren Querschnittsrand:

$$|\sigma_{c,k,u}| = \sigma_{g,u} + \sigma_{MP,t=\infty,u} = 5,92 - 11,88$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k,u} = |-5,96| \text{ N/mm}^2}}$$

$$0,45 * f_{ck} = 0,45 * 30 = \underline{\underline{13,50 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c,qs,u} = |-5,96| \text{ N/mm}^2 \leq 13,50 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

## 9.2 Begrenzung der Rissbreiten

### 9.2.1 Begrenzung der Rissbreiten

Die Rissbreitenbegrenzung ist notwendig, um die Dauerhaftigkeit eines Bauteils zu gewährleisten. Weit geöffnete, breite Risse können zu Korrosion der Bewehrung führen. Solche Risse wirken zusätzlich als optisch störend und vermitteln dem Nutzer ein Gefühl von Unbehaglichkeit. Risse können durch Einflüsse unmittelbar bei der Herstellung, durch Einwirkungen während der Nutzung bzw. durch die Nutzung und durch Einwirkungen, wie Frost oder Korrosion der Bewehrung entstehen. Einen wesentlichen Einfluss auf die Rissbreiten haben die Betonzugfestigkeit, die Betondeckung, die Verbundeigenschaften, die Form und die Dicke des Bauteils, die Verteilung der Zugspannungen und die Menge der Bewehrung im Bauteil. Bei

Bauteilen aus Spannbeton ist keine Mindestbewehrung erforderlich, wenn unter charakteristischen Einwirkungen und unter der charakteristischen Vorspannung der Betonquerschnitt überdrückt ist.

Um festzustellen, ob Mindestbewehrung erforderlich ist, müssen die maßgebenden Stellen auf Zugspannungen überprüft werden. Die maßgebenden Zugspannungen können in Feldmitte am unteren Querschnittsrand und im Auflagerbereich am oberen Querschnittsrand auftreten.

### 9.2.1.1 Feldmitte

Unterer Querschnittsrand:

Charakteristische Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Charakteristisches Moment infolge äußerer Einwirkungen:

$$M_k = 1,776 + 0,7626 + 1,950 \rightarrow \underline{\underline{M_k = 4,489 \text{ MNm}}}$$

Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = \infty$ :

$$P_\infty = 10,30 \text{ MN}$$

$$r_{\text{inf}} = 0,95 \quad W_{i,u} = 0,309 \text{ m}^3 \quad z_{i,u} = 0,508 \text{ m} \quad e_u = 0,28 \text{ m} \quad A_i = 3,206 \text{ m}^2$$

$$P_{\infty,\text{inf}} = P_\infty * r_{\text{inf}} = 10,30 * 0,95 \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty,\text{inf}} = 9,79 \text{ MN}}}$$

$$\sigma_{c,k} = \frac{M_k}{W_{i,u}} - \frac{P_{\infty,\text{inf}}}{A_i} - \frac{P_{\infty,\text{inf}} * (z_{i,u} - e_u)}{W_{i,u}} = \frac{4,489}{0,309} - \frac{9,79}{3,206} - \frac{9,79 * (0,508 - 0,28)}{0,309}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k} = 4,25 \text{ N/mm}^2 > f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Nachweis ist nicht erfüllt!}$$

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ist nicht erfüllt. Für die Nachweisführung wird die charakteristische Einwirkungskombination verwendet. Diese ist im Hochbau

zutreffend, da dort die veränderlichen Lasten über längere Zeit hindurch wirken. Im Brückenbau wirken die veränderlichen Verkehrslasten aber nur kurzfristig und haben daher nicht so eine Auswirkung, wie die Bemessung nach Eurocode 2 ergibt.

Bei einer Spannung von  $\sigma_{c,k} = 4,25 \text{ N/mm}^2$  entstehen in jedem Fall Risse. Da jedoch in der Brücke keine korrosionsgefährdete Bewehrung vorhanden ist, kann die Gebrauchstauglichkeit als erfüllt betrachtet werden. Das Erscheinungsbild der Brücke wird allerdings durch Risse beeinträchtigt werden.

Oberer Querschnittsrand:

$$r_{\text{inf}} = 0,95 \quad W_{i,o} = 0,434 \text{ m}^3 \quad z_{i,u} = 0,508 \text{ m} \quad e_u = 0,28 \text{ m} \quad A_i = 3,206 \text{ m}^2$$

$$P_{\infty} = 10,30 \text{ MN}$$

$$P_{\infty,\text{inf}} = P_{\infty} * r_{\text{inf}} = 10,30 * 0,95 \rightarrow \underline{\underline{P_{\infty,\text{inf}} = 9,79 \text{ MN}}}$$

$$\sigma_{c,k} = -\frac{P_{\infty,\text{inf}}}{A_i} + \frac{P_{\infty,\text{inf}} * (z_{i,u} - e_u)}{W_{i,o}} = -\frac{9,79}{3,206} - \frac{9,79 * (0,508 - 0,28)}{0,434}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\sigma_{c,k} = -8,20 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Druck!}$$

### 9.2.2 Dekompression

Laut der EN 1992-1-1 verlangt der Nachweis der Dekompression, dass das ganze Spannglied mindestens 25 mm tief im überdrückten Bereich liegt (siehe Abb. 130). Der Nachweis der Dekompression wird mit der häufigen Einwirkungskombination in Feldmitte durchgeführt.

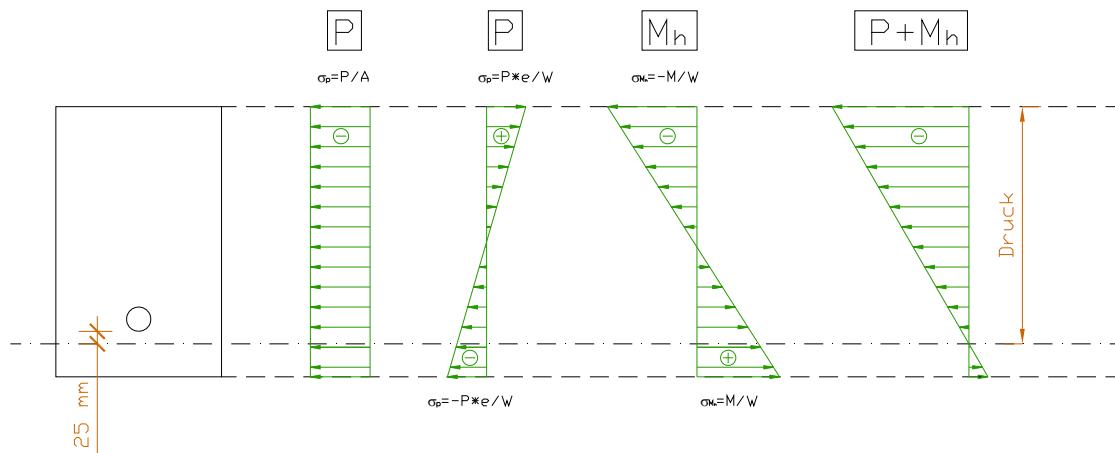


Abb. 130: Nachweis der Dekompression

$$d_D = z_{i,u} - e_u + \left( \frac{d_{\text{Hüllrohr}}}{2} + 0,025 \text{ m} \right) = 0,508 - 0,28 + \left( \frac{0,073}{2} + 0,025 \text{ m} \right)$$

$$\rightarrow \underline{\underline{d_D = 0,30 \text{ m}}}$$

Betonspannung in diesem Punkt:

$$\sigma_{c,rare} = \frac{M_h}{I_j} * d_D - \frac{P_{\infty,inf}}{A_j} - \frac{P_{\infty,inf} * (z_{i,u} - e_u)}{I_j} * d_D$$

Häufige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$$\psi_{1,1} \quad \dots \text{Doppelachse: } \psi_{1,1} = 0,75$$

$$\dots \text{Gleichlast: } \psi_{1,1} = 0,4$$

Die Schnittgrößen  $M_{g,k}$  und  $M_{q,k,1}$  ergeben sich infolge der Berechnung in *Kapitel 5.1.2 Schnittgrößen*.

$$M_h = M_{g,k} + \psi_{1,1} * M_{q,k,1} = 1,776 + 0,4 * 0,7626 + 0,75 * 1,950$$

$$\rightarrow \underline{\underline{M_h = 3,544 \text{ MNm}}}$$

$$A_i = 3,206 \text{ m}^2 \quad I_i = 0,157 \text{ m}^4 \quad P_{\infty, \text{inf}} = 9,79 \text{ MN}$$

$$\sigma_{c, \text{rare}} = \frac{M_h}{I_i} * d_D - \frac{P_{\infty, \text{inf}}}{A_i} - \frac{P_{\infty, \text{inf}} * (z_{i, u} - e_u)}{I_i} * d_D$$

$$\sigma_{c, \text{rare}} = \frac{3,544}{0,157} * 0,30 - \frac{9,79}{3,206} - \frac{9,79 * (0,508 - 0,28)}{0,157} * 0,30$$

$$\underline{\underline{\sigma_{c, \text{rare}} = -0,55 \text{ N/mm}^2}} \rightarrow \text{Druck!}$$

### 9.3 Begrenzung der Verformungen

Überschreitet der berechnete Durchhang  $l/250$  der Stützweite, kann das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks beeinträchtigt werden. Der Durchhang wird unter quasiständiger Einwirkungskombination ermittelt. Bei Tragwerken mit angrenzenden Bauteilen müssen die Verformungen begrenzt werden. Als Richtwert für die Begrenzung der Durchbiegung, nach dem Einbau und unter quasiständigen Einwirkungen, darf  $l/500$  der Stützweite angenommen werden. Durch den Rissbreitennachweis wird gezeigt, dass der gesamte Querschnitt überdrückt bleibt. Das bedeutet, dass sich die Brücke im Zustand I befindet bzw. dass keine Risse entstehen. Die Durchbiegung darf unter quasiständiger Einwirkungskombination maximal  $l/250$  betragen.

Quasiständige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum_j G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$$\psi_{2,i} = 0$$

#### 9.3.1 Maximale Durchbiegung

$$W_{\text{max}} = L / 250 = 14,2 / 250 = 56,8 \text{ mm}$$

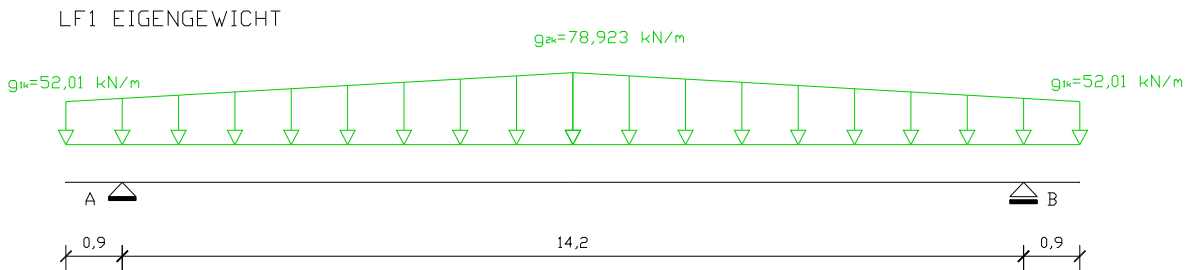
Durchbiegung infolge Eigengewicht

Die Belastung infolge Eigengewicht wird für die Ermittlung der Durchbiegung angenähert als konstant angenommen.

Aus dem Kapitel 5.1.1 Lastaufstellung ergibt sich:

$$g_1 = 52,01 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = 78,92 \text{ kN/m}$$



$$g = \frac{\left[ 52,01 * 16 + (78,92 - 52,01) * \frac{16}{2} \right]}{16} \rightarrow \underline{\underline{g = 65,47 \text{ kN/m}}}$$

Damit ergibt sich folgende Durchbiegung:

$$I_i = 0,157 \text{ m}^4 \quad L = 14,20 \text{ m} \quad E = 33000 \text{ MN/m}^2 \quad \text{Auskragung: } c = 0,90 \text{ m}$$

$$w_g = \left( \frac{L^2}{2,4} - 2 * c^2 \right) * \frac{g * L^2}{32 * E I_i}$$

$$w_g = \left( \frac{14,2^2}{2,4} - 2 * 0,9^2 \right) * \frac{0,065 * 14,2^2}{32 * 33000 * 0,157} \rightarrow \underline{\underline{w_g = 0,0065 \text{ m} = 6,5 \text{ mm} \leq w_{\max} = 56,8 \text{ mm}}}$$

➔ Nachweis erfüllt!

## 10. Lagerbemessung nach EN 1337 – 3 Elastomerlager

Für die Bemessung der Lager ist die Längenänderung zufolge Dehnung bzw. Stauchung der Brücke infolge Temperatureinwirkung, Kriechen, Schwinden und Vorspannung zu berücksichtigen. Diese bewirkt Reaktionskräfte der Lager (Verformungs-, Verdrehungs-, bzw. Roll- oder Gleitwiderstände) und Lagerstauchungen.

### 10.1 Berechnung der Längenänderung $\Delta l$

#### 10.1.1 Längenänderung $\Delta l$ in Längsrichtung

##### 10.1.1.1 Temperatur

$$\varepsilon_T = -25 * 10^{-5} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_T = -0,00025}}$$

Gesamte Länge:  $L = 16 \text{ m}$

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta l_T}{l} \rightarrow \Delta l_T = \varepsilon_T * l = 0,00025 * 16 \text{ m}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\Delta l_T = 4 * 10^{-3} \text{ m} = 4 \text{ mm}}}$$

##### 10.1.1.2 Vorspannung

$$P_{a,t=0} = 12,30 \text{ MN}$$

Gesamte Länge:  $L = 16 \text{ m}$

Auflagerfläche:  $A = 2,21 \text{ m}^2$

$$\sigma = \frac{P_{a,t=0}}{A}, \quad \sigma = E * \varepsilon$$

$$\rightarrow \varepsilon_P = \frac{\Delta l_P}{l} = \frac{P_{a,t=0}}{E * A}$$

$$\rightarrow \Delta l_P = \frac{P_{a,t=0} * L}{E * A} = \frac{12,30 * 16}{33000 * 2,21} \rightarrow \underline{\underline{\Delta l_P = 2,70 * 10^{-3} \text{ m} = 2,70 \text{ mm}}}$$

## 10.1.1.3 Schwinden

Unter Berücksichtigung der Trockenschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung ergibt sich aus dem *Kapitel 6.7.2.3 Schwinddehnung*:

$$\varepsilon_s = 3,874 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta l_s}{L} \rightarrow \Delta l_s = \varepsilon_s * L = 3,874 * 10^{-4} * 16 \text{ m} \rightarrow \underline{\underline{\Delta l_s = 6,198 * 10^{-3} \text{ m} = 6,198 \text{ mm}}}$$

## 10.1.1.4 Kriechen

Nach Eurocode 2:

$$\varepsilon_c = \varphi_0 * \varepsilon_p$$

$\varphi_0$  ... Grundkriechzahl:  $\varphi_0 = 1,967$

$$\rightarrow \varepsilon_p = \frac{\Delta l_p}{l} = \frac{P_{a,t=0}}{E * A}$$

$$\varepsilon_c = \varphi_0 * \frac{P_{a,t=0}}{E * A} = 1,967 * \frac{12,30}{33000 * 2,21} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_c = 3,32 * 10^{-4}}}$$

Längenänderung infolge Kriechen:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta l_c}{l} \rightarrow \Delta l_c = \varepsilon_c * l = 3,32 * 10^{-4} * 16 \text{ m} \rightarrow \underline{\underline{\Delta l_c = 5,31 * 10^{-3} \text{ m} = 5,31 \text{ mm}}}$$

## 10.1.1.5 Gesamte Längenänderung in Längsrichtung

$$\Delta l_{\text{gesamt}} = \Delta l_T + \Delta l_p + \Delta l_s + \Delta l_c = 4 \text{ mm} + 2,7 \text{ mm} + 6,198 \text{ mm} + 5,31 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\Delta l_{\text{gesamt}} = 18,21 \text{ mm}}}$$

$$\text{Für jedes Widerlager: } \frac{\Delta l_{\text{gesamt}}}{2} = \frac{18,21}{2} \rightarrow \underline{\underline{\Delta l = 9,10 \text{ mm}}}$$



## 10.1.2 Längenänderung $\Delta l$ in Querrichtung

### 10.1.2.1 Temperatur

$$\varepsilon_T = -25 * 10^{-5} \rightarrow \underline{\underline{\varepsilon_T = -0,00025}}$$

$$\text{Länge: } L = b/2 = 4,94/2 = 2,47 \text{ m}$$

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta l_T}{l} \rightarrow \Delta l_T = \varepsilon_T * l = 0,00025 * 2,47 \text{ m}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\Delta l_T = 6,175 * 10^{-4} \text{ m} = 0,6175 \text{ mm}}}$$

### 10.1.2.2 Schwinden

Unter Berücksichtigung der Trockenschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung ergibt sich aus dem *Kapitel 6.7.2.3 Schwinddehnung*:

$$\varepsilon_s = 3,874 * 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta l_s}{L} \rightarrow \Delta l_s = \varepsilon_s * L = 3,874 * 10^{-4} * 2,47 \text{ m} \rightarrow \underline{\underline{\Delta l_s = 9,569 * 10^{-4} \text{ m} = 0,9569 \text{ mm}}}$$

### 10.1.2.3 Gesamte Längenänderung in Querrichtung

$$\Delta l_{\text{gesamt}} = \Delta l_T + \Delta l_s = 0,6175 \text{ mm} + 0,9569 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{\Delta l_{\text{gesamt}} = 1,57 \text{ mm}}} \rightarrow \text{für jedes Widerlager}$$

### 10.1.3 Berechnung der Elastomerkissen mit einem Rechenprogramm der Firma REISNER & WOLF ENGINEERING

#### 10.1.3.1 Eingabedaten für das Rechenprogramm

Für die Bemessung des Lagers werden die maßgebenden Auflagerreaktionen benötigt.

Maximale Lagerreaktion:  $V_{\max} = 1,35 * 654,75 \rightarrow \underline{\underline{V_{\max} = 883,91 \text{ kN}}}$ .

Die maximale Lagerreaktion erhält man durch Überlagerung (mit charakteristischer Einwirkungskombination) der Lastfälle Eigengewicht (LF 1), Verkehr Gleichast (LF 2) und Verkehr Achslast (LF 4). Beim Lastfall 4 sind die Angriffsflächen der Achslast über dem Auflager angeordnet. (siehe *Kapitel 5.1.1. Lastaufstellung*)

Minimale Lagerreaktion:  $V_{\min} = 1,35 * 179,62 \rightarrow \underline{\underline{V_{\min} = 242,49 \text{ kN}}}$

Die minimale Lagerreaktion ergibt sich infolge Eigengewicht (siehe *Kapitel 5.1.1. Lastaufstellung*).

Die benötigten Längs- und Querverschiebungen zufolge Kriechen, Schwinden, Temperatur und Vorspannung sind in *Kapitel 10.1 Berechnung der Längenänderung  $\Delta l$*  nachzulesen.

Des Weiteren wird für die Bemessung ein Elastomerlager gewählt (siehe *Abb. 131*):

- Typ B, allseitig beweglich
- Abmessungen: 200 mm x 400 mm
- Nettohöhe: 53mm
- Kissenhöhe: 74 mm

Objekt: **Brücke an der Monikapforte**  
 Einbauort: **Salzburg**  
 Anzahl: **1 Stück**

Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)			
Lastfall :	Vmax	Vständig	Vmin
$F_{z,d}$ [kN]	884	242	242
$\phi_{x,d}$ [rad]	$\pm 0,010$	n/a	$\pm 0,005$
$\phi_{y,d}$ [rad]	$\pm 0,000$	n/a	$\pm 0,000$
$v_{x,d}$ [mm]	$\pm 9,1$	n/a	$\pm 9,1$
$v_{y,d}$ [mm]	$\pm 1,6$	n/a	$\pm 1,6$
Kissenform [0 = Rund, 1 = Rechteckig] 1			
schmale Seite a = 200,0 mm			
breite Seite b = 400,0 mm			
Kissenhöhe d = 74,0 mm			
Nettohöhe T = 53,0 mm			
Kissenform [1=B, 2=C, 1/2=B/C]: Typ 1			
Anzahl Elastomerschichten n = 6			
Einzelschichtdicke t = 8 mm			
Einlageblechdicke tb : 3 mm			
0,9 [N/mm <sup>2</sup> ] ... Schubmodul gemäß EN 1337-3			
idealer Emodul pro Schicht : E <sub>f</sub> ~ 386,2 N/mm <sup>2</sup>			
vertikale Federsteifigkeit : c <sub>v</sub> ~ 643710,9 N/mm			
horizontale Federsteifigkeit : c <sub>h</sub> ~ 1500,0 N/mm			

... Vertikallast  
 ... Längsverdrehung (um die Querachse)  
 ... Querverdrehung (um die Längsachse)  
 ... Längsverschiebung  
 ... Querverschiebung

**Zusammenfassung der Berechnung :**  
 Schubverformung < 1 = OK.  
 Summe  $\varepsilon$  < 7 = OK.  
 Überprüfung auf Abheben = OK.  
 Nachweis der Einlageblechdicke = OK.  
 Überprüfung der Stabilität = OK.  
 Gleitsicherheit Elastomer-Stahl = OK.  
 Gleitsicherheit Elastomer-Beton = OK.

-> keine Rutschsicherung erforderlich  
 -> keine Rutschsicherung erforderlich

Verfasser: <b>REISNER &amp; WOLFF ENGINEERING, Terminalstraße 25, A-4600 Wels</b>	Seite 1
Bauwerk: Brücke an der Monikapforte	DATUM

## Statischer Nachweis Elastomerkissen allseitig beweglich

Objekt ..... Brücke an der Monikapforte  
 Einbauort ..... Salzburg  
 Anzahl ..... 1 Stück

### 1. Lastangaben :

Lastfall :	Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)		
	Vmax	Vständig	Vmin
Fz	884	242	242
Fx	12	n/a	12
Fy	2	n/a	2
Fxy	13	n/a	13
$\Phi_x$	0,0100	n/a	0,0050
$\Phi_y$	0,0000	n/a	0,0000
$\Phi_{xy}$	0,0100	n/a	0,0050
$v_x$	± 9,1	n/a	± 9,1
$v_y$	± 1,6	n/a	± 1,6
$v_{xy}$	± 9,2	n/a	± 9,2

Fz ..... Vertikallast  
 Fx ..... Horizontalkraft in Brückenlängsrichtung [kN] (Rückstellkraft)  
 Fy ..... Horizontalkraft in Brückenquerrichtung [kN] (Rückstellkraft)  
 Fxy ..... resultierende Horizontalkraft  
 $\Phi_x$  ..... Verdrehung längs (um die Y-Achse) [mrad]  
 $\Phi_y$  ..... Verdrehung quer (um die X-Achse) [mrad]  
 $\Phi_{xy}$  ..... resultierende Verdrehung  
 $v_x$  ..... Verschiebeweg in Brückenlängsrichtung [mm]  
 $v_y$  ..... Verschiebeweg in Brückenquerrichtung [mm]  
 $v_{xy}$  ..... resultierender Verschiebeweg

### 2. Elastomerkissenabmessung

schmale Seite a = 200 mm  
 breite Seite b = 400 mm  
 Kissenhöhe d = 74 mm  
 Nettohöhe T = 53 mm  
 ssentyp [1=B, 2=C, 1/2=B/C]: Typ 1  
 Schichtanzahl n = 6  
 Einzelschicht t = 8 mm  
 Grundfläche A = 80000 mm<sup>2</sup>

### 3. Elastomer

#### 3.1 Rückstellkraft

$$F_x = \frac{G \cdot A \cdot v_x}{T} =$$

$$F_y = \frac{G \cdot A \cdot v_y}{T} =$$

Vmax	Vmin
12,4	12,4
2,1	2,1

G = Vorgabewert des Schubmoduls gemäß EN1337-3 ( 0,9 N/mm<sup>2</sup> )

Verfasser: <b>REISNER &amp; WOLFF ENGINEERING, Terminalstraße 25, A-4600 Wels</b>	Seite 2
Bauwerk: Brücke an der Monikapforte	DATUM

**3.2 Überprüfung der Kissenbemessung**

Ermittlung des Formfaktors bei rechteckigen / runden Kissen

$$S = 8,05 \quad S = \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot (a' + b') \cdot t} \quad / \quad S = \frac{D'}{4 \cdot t}$$

Ermittlung der reduzierten Seitenlängen

$$a' = 192 \text{ mm} \quad a' \cong (a - 8) \quad / \quad D' \cong D - 8$$

$$b' = 392 \text{ mm} \quad b' \cong (b - 8)$$

$$A' = 75264 \text{ mm}^2 \quad A' = a' \cdot b' \quad / \quad A' = \frac{D'^2 \cdot \pi}{4}$$

	Vmax	Vmin	
$A_r$	71395	71395	$A_r = A' \cdot \left(1 - \frac{v_x}{a'} - \frac{v_y}{b'}\right) \quad / \quad A_r = A' \cdot \left(1 - \frac{v_{xy}}{D'}\right)$

Ermittlung der Einzelbeanspruchungen

aufgrund Vertikallast  $\epsilon_{N,d} = \frac{1,5 \cdot F_{z,d}}{G_d \cdot A_r \cdot S}$

aufgrund Verschiebung  $\epsilon_{v,d} = \frac{v_{xy,d}}{n \cdot t} \leq 1,0$

aufgrund Verdrehung  $\epsilon_{\alpha,d} = \frac{(\Theta_{x,d} \cdot a'^2 + \Theta_{y,d} \cdot b'^2)}{2 \cdot n \cdot t^2} \quad / \quad \epsilon_{\alpha,d} = \frac{\Theta_{xy,d} \cdot D'^2}{2 \cdot n \cdot t^2}$

Gem. EN1337-3 Ziffer 5.3.3 Absatz 2 dürfen Deckschichten bis 2,5mm Dicke nicht berücksichtigt werden.

Summe d. Einzelbeanspruchungen  $\epsilon_{N,d} + \epsilon_{v,d} + \epsilon_{\alpha,d} < 7,0$  gemäß EN1337-3

Überprüfung auf Abheben bei rechteckigen / runden Kissen

$$v_{z,d} = \left( \frac{1}{5 \cdot G_d \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \cdot \frac{n \cdot t \cdot F_{z,d}}{A'} \geq v_{z,derf} = \frac{a' \cdot \Theta_{x,d} + b' \cdot \Theta_{y,d}}{3} \quad / \quad \frac{D' \cdot \Theta_{xy,d}}{3}$$

Überprüfung der Einlageblechdicke

$$2 \leq t_s \geq \frac{1,3 \cdot F_{z,d} \cdot 2 \cdot t \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}$$

	Vmax	Vmin	
Überprüfung der Einzelbeanspruchungen			$t_y = 355 \text{ N/mm}^2$
$\epsilon_{N,d}$	2,56	0,70	$t_s = 3 \text{ mm (Einlageblechdicke)}$
$\epsilon_{v,d}$	0,19	0,19	$\gamma_m = 1,00$
$\epsilon_{\alpha,d}$	0,48	0,24	$G_d = 0,9 \text{ N/mm}^2$
$\Sigma \epsilon$	3,23	1,13	$E_b = 2000 \text{ N/mm}^2 \text{ (rechnerisch anzusetzender Bulk-Modul)}$

$\epsilon_{v,d} / 1,0$	0,19	0,19	-> Bedingung erfüllt
$\Sigma \epsilon / \text{Grenz}$	0,46	0,16	-> Bedingung erfüllt

Überprüfung auf Abheben = Stabilität gegen Verdrehung

$v_{z,d}$	2,21	0,61	
$v_{z,derf}$	0,64	0,32	
$v_{z,derf} / v_{z,d}$	0,29	0,53	-> Bedingung erfüllt

Überprüfung der Einlageblechdicke

$t_{serf}$	2,00	2,00	-> Bedingung erfüllt
------------	------	------	----------------------

Zur Überprüfung der Stabilität im GDT muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$F_{z,d} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S \cdot A_r}{3 \cdot T}$$

	Vmax	Vmin	
$2 \cdot a' \cdot G \cdot \dots$	1250	1250	
$F_{z,d}$	884	242	-> Bedingung erfüllt

Verfasser: <b>REISNER &amp; WOLFF ENGINEERING, Terminalstraße 25, A-4600 Wels</b>	Seite 3
Bauwerk: Brücke an der Monikapforte	DATUM

### 3.3 Gleitsicherheit Elastomer-Stahl

Um sicherzustellen, daß die Horizontalkräfte zwischen Kissen und Lagerplatte reibschlüssig übertragen werden können, müssen folgende Bedingungen erfüllt sein.

$$F_{xy,d} < \left( 0,1 + \frac{1,5 \cdot 0,2}{\frac{F_z}{A_r}} \right) \cdot F_z$$

Lastfall	Vmax	Vmin	
Fz*(0,1+..)	109,8	45,6	
$F_{xy,d}$	12,5	12,5	-> Bedingung erfüllt

Die rechte Seite der Gleichung wird mit 0,3·Fz begrenzt !!

zusätzlich muss die Mindestpressung von 3N/mm<sup>2</sup> unter ständiger Last im GDT erreicht werden !!

$$p_{El\ min} = F_{Zg\ ULS} / A_r = 242000 / 71395 = 3,4 \quad N/mm^2 > 3$$

-> keine Rutschsicherung erforderlich

### 3.4 Gleitsicherheit Elastomer-Beton

Um sicherzustellen, daß die Horizontalkräfte zwischen Kissen und Lagerplatte reibschlüssig übertragen werden können, müssen folgende Bedingungen erfüllt sein.

$$F_{xy,d} < \left( 0,1 + \frac{1,5 \cdot 0,4}{\frac{F_z}{A_r}} \right) \cdot F_z$$

Lastfall	Vmax	Vmin	
Fz*(0,1+..)	131,2	67,0	
$F_{xy,d}$	12,5	12,5	-> Bedingung erfüllt

Die rechte Seite der Gleichung wird mit 0,6·Fz begrenzt !!

zusätzlich muss die Mindestpressung von 3N/mm<sup>2</sup> unter ständiger Last im GDT erreicht werden !!

$$p_{El\ min} = F_{Zg\ ULS} / A_r = 242000 / 71395 = 3,4 \quad N/mm^2 > 3$$

-> keine Rutschsicherung erforderlich

### 3.5 Federkennwerte

Die Ermittlung erfolgt nach "Lager im Bauwesen, 2.Auflage". Da in keiner Vorschrift die Ermittlung dieser Werte zwingend vorgeschrieben wird, erfolgt die Darstellung der Werte rein informativ. Für eine Überprüfung sh. Literatur.

der ideale E-Modul einer Schicht beträgt:  $E_1 = 386 \text{ N/mm}^2$

die gesamte vertikale Federsteifigkeit  $c_v = 643711 \text{ N/mm}$

die ges. horizontale Federsteifigkeit  $c_h = 1500 \text{ N/mm}$

Aufgrund  $E_1$  ergeben sich folgende Einfederungen  $v_{z,d}$  in [mm] für das Kissen.

Lastfall	Vmax	Vmin
$v_{z,d}$	1,37	0,38

Wichtig ist die Feststellung, daß die Schwankungsbreite dieser Werte gem. DIN4141-140 ±40% betragen kann.

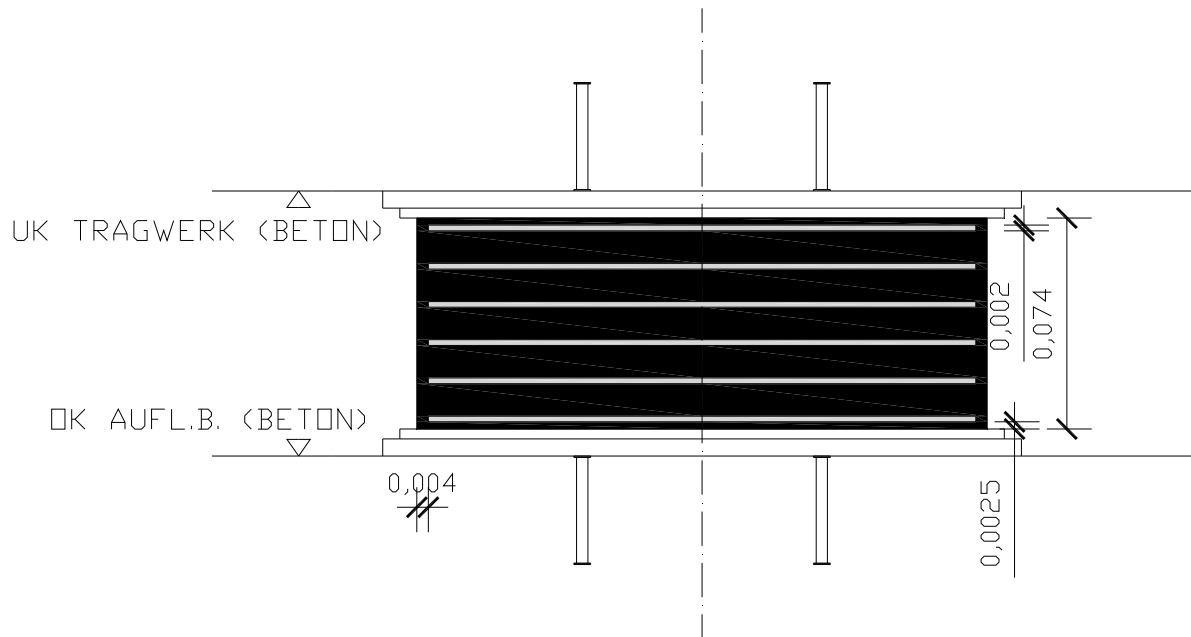


Abb. 131: Darstellung des ausgeführten Elastomerlagers

## 11. Technische Lösungsvorschläge

### 11.1 Stand der Technik

#### 11.1.1 Fahrbahnbelag

Im Folgenden Kapitel werden neue Konzepte zur Verbesserung des Betonbelagsystems auf Brücken aufgezeigt.

Im Allgemeinen haben Fahrbahnbeläge auf Brücken folgende Funktionen zu erfüllen [14]:

- eine ebene Fläche gewährleisten
- eine Verschleißschicht für die Belastungseinwirkungen des Verkehrs herstellen
- die Verteilung der Verkehrslasten auf die Konstruktion ermöglichen
- Lärmemission verringern
- Ableitung des Oberflächenwassers, um den Schutz der Konstruktion vor Korrosion zu gewährleisten

Beim Betonstraßenbau sind laufend Verbesserungen erforderlich. Durch den stark ansteigenden Verkehr, der dadurch zunehmenden Lärmbelästigung und durch die hohe Lebensdauer ist eine fortwährende Anpassung der Bauweise notwendig. Während der Nutzungszeit müssen immer wieder Erneuerungsarbeiten durchgeführt werden, die durch eine Optimierung der Bauweise verringert werden sollen [17].

In der Schweiz wurden in den 60er- und 70er-Jahren viele Brücken mit Betonbelägen gebaut. Einige von diesen Brücken gehören zum Nationalstraßennetz. Bei einer vom Bundesamt durchgeführten Überprüfung im Jahr 1996, wurde aufgezeigt, dass von 15 Brückenkonstruktionen, die Hälfte ein schlechtes bzw. ungenügendes Langzeitverhalten aufwies. Der Hauptgrund des schlechten Langzeitverhaltens ist der mangelnde Verbund zwischen Konstruktion und Betonbelag. Einige dieser Beläge wurden durch Schwarzbeläge erneuert. Weitere Objekte aus Betonbelägen mit Verbund sind, die Foppa Grande auf der A2, die Gotthard-Südrampe, das Objekt Stadtergasse auf der A3 bei Sargans, die Aarebrücke von Maillart in Aarburg und die Ländeanlage Meilen in Zürich.

In Europa ist die Bauweise, Betonbeläge auf Brücken, im Gegensatz zum klassischen System, Abdichtung und Schwarzbelag, nicht weit verbreitet. In Deutschland und in Österreich werden Betonbeläge in der Regel nur auf kurzen Brücken, mit einer Länge zwischen 10-20 m verwendet. Bei langen Brücken werden Betonbeläge eher selten angewendet. Für gewöhnlich wird die Regelbauweise, d.h. Abdichtung, Schutzschicht und Betonbelag, ohne Betonstahl, verwendet. In Schweden oder Tschechien kommen die reinen Betonbeläge auch selten zum Einsatz. Dort wird ebenfalls die Regelbauweise bevorzugt.

### 11.1.2 Neue Konzepte für Betonbeläge auf bestehenden Brücken, sowie auf neuen Brücken

#### 11.1.2.1 Betonbelag im Verbund

Bei diesem Konzept übernimmt der fugenlos, bewehrte HL-Beton die Funktion der Abdichtung, da dieser aus einem dichten Gefüge besteht. Es ist jedoch darauf zu achten, dass durch die Eigenspannungen des Betonbelags, Zwängungen und damit Risse entstehen können. Die Rissbildung kann durch gute Nachbehandlung, tiefe Frischbetontemperatur und durch die Bewehrungswahl positiv beeinflusst werden.



Für einen guten Verbund muss der Untergrund eine hohe Rauigkeit aufweisen, weshalb eine Untergrundvorbereitung erforderlich ist. Die Stärke des Betonbelags liegt zwischen 100-200 mm und wird fugenlos ausgeführt. Die Rezeptur ist den Anforderungen anzupassen. Ein Vorteil ist, dass durch den direkten Verbund der Tragwiderstand erheblich gesteigert wird. Unter anderem wird durch den Einsatz von Hochleistungsbeton die Dauerhaftigkeit, sowie die Qualität wesentlich verbessert.

#### 11.1.2.2 Unbewehrter Beton auf Abdichtung

Bei dieser Variante wird die Fahrbahn mit Dichtungsbahnen abgedichtet. Zusätzlich wird ein 30-40 mm dicker Asphaltbelag als Schutzschicht aufgetragen. Um eine Haftung zwischen Betonbelag und Asphaltbelag zu vermeiden, wird ein Geotextil als Trennschicht aufgelegt. Dieses Konzept hat bei langen Brücken eine erhebliche statische Auswirkung. Da die Belagsstärke bei großen Brücken in der Regel zwischen 24-28 cm liegt, wird dadurch eine wesentliche Erhöhung der ständigen Lasten verursacht. Aus diesem Grund ist das Konzept nur für kurze Brücken mit einer Spannweite von < 20 m geeignet.

#### 11.1.2.3 Bewehrter Betonbelag mit reduzierter Stärke auf Abdichtung

Auch hier wird die Fahrbahn klassisch mit einer Dichtungsbahn abgedichtet und mit einer Trennschicht und einer Schutzschicht versehen. Die Belagsstärke beträgt in diesem Fall ca. 160-200 mm. Wie in Konzept 2, erhöhen sich bei einer Belagsstärke von 20 cm die ständigen Lasten. In vielen Fällen ist diese Lasterhöhung ohne zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen möglich, da der Tragwiderstand etwas über dem geforderten Normalwert liegt.

#### 11.1.2.4 Kompositbelag im Verbund

Brücken mit einem Kompositbelag, bestehen aus einer durchgehend bewehrten Betonplatte, die mit oder ohne Verbund aufgebracht wird. Als Verschleißschicht wird Schwarzbelag oder Gussasphalt mit einer Dicke von 40-50 mm aufgetragen. Diese Variante wurde 1991 bei der Kantonstrasse Le Locle – Col des Roches, auf einer

Länge von 800 m angewendet. Dabei wurden ein bewehrter Betonbelag mit einer Stärke von 18 cm und ein Deckbelag aufgebracht [12].

## **11.2 Technische Lösungsvorschläge für die Brücke an der Monikapforte**

### 11.2.1 Stand der Technik

Bei dem Entwurf der Spannbetonbrücke wird, wie oben beschrieben, auf die Anwendung von Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag verzichtet. Durch das Fehlen von Bewehrung sind keine Korrosionsschutzmaßnahmen erforderlich. Dadurch ist die Aufbringung eines Belags, um Wasser abzuleiten nicht notwendig. Während der Herstellung der Brücke entstehen jedoch Unebenheiten auf der zukünftigen Fahrfläche. Diese können durch die Ausführung eines Betonbelags ausgeglichen werden. Der Betonbelag stellt zusätzlich eine Verschleißschicht dar und kann leicht abgetragen und wieder erneuert werden. Außerdem bewirkt der Belag eine großflächigere Verteilung der Verkehrslasten auf die restliche Brückenkonstruktion. Ferner wird durch den Belag die Lärmemission verringert.

Eine Ebenflächigkeit der Belagsoberfläche, die durch fachgerechte Dübel- und Ankerlagen, sowie durch gut abgedichtete Fugen gewährleistet wird, ermöglicht einen höheren Fahrkomfort. Dieser verbesserte Fahrkomfort trägt zur Dauerhaftigkeit des Belags bei, da durch die ebene Fläche die dynamischen Belastungen verringert werden. Die Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche muss eine ausreichende Rauheit aufweisen. Die dadurch entstehende Griffigkeit und die zuvor erwähnte Ebenflächigkeit verbessern bei Nässe die Verkehrssicherheit und reduzieren die Lärmbelästigung. Die Dichte und der Aufbau der Schicht richten sich nach der Verkehrsbelastung. Diese ist laut RVS (Richtlinie für Verkehr- und Straßenbau) festzulegen.

### 11.2.2 Lösungsvorschlag

Die Betondecke wird mit einer Dicke von 10 cm, ohne Betonstahl und in zwei Schichten, frisch auf frisch, hergestellt. Dieser zusätzliche Betonbelag soll alle oben aufgeführten Aufgaben erfüllen und bietet zusätzlich noch weitere Vorteile:

- wirksame Lastverteilung
- verformungsstabil, auch bei Spurfahren
- unempfindlich gegen hohe und tiefe Temperaturen
- griffig, sowohl kurz nach der Herstellung als auch nach längerer Nutzung
- verkehrssicher, besonders bei Dunkelheit und Nässe
- Lärm mindernd bei entsprechender Ausführung
- Recyclebar

[12], [13], [14], [15], [16]

### 11.2.3 Randbewehrung in Querrichtung

Bei der Ausführung einer Spannbetonbrücke ohne Betonstahlbewehrung ist auf die Krafteinwirkung in Querrichtung zu achten. Dabei kann es bei zu hohen Kräften zur Rissbildung kommen. Bei dieser Brückenkonstruktion kommt es besonders in den Randbereichen, aber auch im restlichen Querschnitt zu einer solchen Beanspruchung. Um den Auswirkungen solcher Querkräfte entgegenzuwirken, werden in Querrichtung Kunststoffhüllrohre mit schlaff eingebauten Spanngliedern oder mit Betonstahlbewehrung eingelegt. Die Kunststoffhüllrohre werden mit Zementmörtel verpresst und alle Meter verlegt. Die Ränder der Brücke werden mit nicht rostendem Edelstahl eingebunden. (*siehe Abb. 132*).

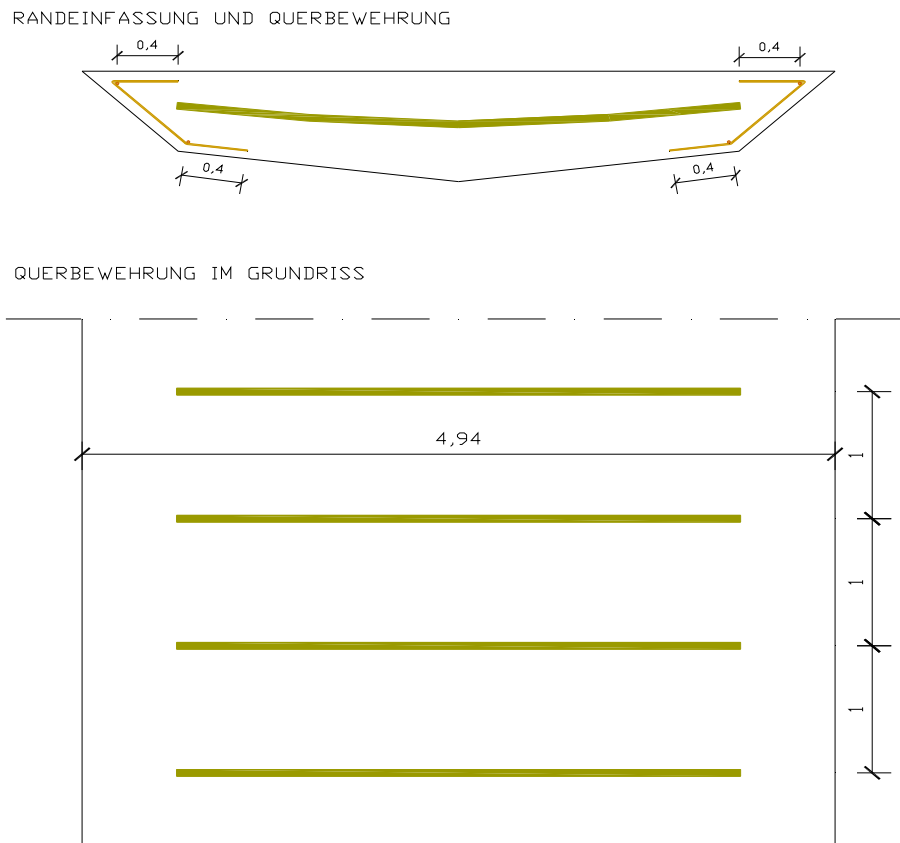


Abb. 132: Darstellung der Kunststoffhüllrohre als Querbewehrung und der Edeldastahlbewehrung als Randeinfassung

Ermittlung der Verankerungslänge:

Konstruktive Annahme:  $d_s = 10 \text{ mm}$

$$l_b * f_{bd} * d_s * \pi = F_s = \frac{d_s * \pi}{4} * f_{yd}$$

$$l_b = \frac{d_s * f_{yd}}{4 * f_{bd}}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1,0$  ..... Gute Verbundbedingungen

$\eta_2 = 1,0$  ..... Für Durchmesser  $< 32 \text{ mm}$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 478 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,33 \rightarrow \underline{\underline{f_{bd} = 2,99 \text{ N/mm}^2}}$$

$$l_b = \frac{d_s * f_{yd}}{4 * f_{bd}} = \frac{10 * 478}{4 * 2,99} \rightarrow \underline{\underline{l_b = 0,4 \text{ m}}}$$

## 12. Schlussfolgerung

Das Ziel dieser Diplomarbeit war es, eine neuartige vorgespannte Brückenkonstruktion vorzustellen, bei der auf die Anwendung von Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag verzichtet wird.

Vorteile dieser Konstruktion:

Durch das Entfallen von Betonstahl, ist die Ausführung einer Abdichtung nicht weiter notwendig. Da die Spannglieder in Kunststoffhüllrohren angeordnet werden, besteht in der Konstruktion keine Korrosionsgefahr.

Theoretisch kann auf die Ausführung eines Fahrbahnbelags auch verzichtet werden. Aufgrund einiger Vorteile, die in *Kapitel 11.2.1. Fahrbahnbelag* aufgezeigt werden, empfiehlt es sich dennoch einen Belag anzuordnen.

Der Fahrbahnbelag und vor allem die Abdichtung sind Verschleißteile, die regelmäßig und kostenintensiv erneuert werden müssen.

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurde die neue Ausführungsart bei der Bemessung einer Brücke in Salzburg angewendet. Die Brücke befindet sich am Mönchsberg und soll die Funktion einer Fußgängerbrücke erfüllen. Dennoch muss sie so bemessen sein, dass etwaige LKW's, die das Museum der Modernen beliefern, sowie in Notfällen Feuerwehrwägen, ohne weiteres die Brücke passieren können. Aus der neuen Ausführungsmethode, dem vorgegebenen Tragwerk und der geforderten Belastung resultierten spezielle Anforderungen an die Bemessung.

Die wesentlichen Merkmale dieser Brückenkonstruktion und die damit verbundenen Hürden sind:

- Ein sehr schlankes Tragwerk:

Eine Herausforderung stellte die Anordnung der Spannglieder im Querschnitt dar. Es war dafür zu sorgen, dass jeder Bereich des Querschnitts ausreichend vorgespannt ist. Besonders schlank sind jedoch die Randbereiche, weshalb, aufgrund der einzuhaltenden Betondeckung, die Anordnung der Spannglieder bis in die Ecken nicht möglich war. Um dennoch ausreichend Vorspannkraft in diesen Bereichen zu erhalten, wurden die kleinsten Hüllrohre gewählt.

- Die lineare Veränderlichkeit der Unterkante in Längs- und Querrichtung

Die Veränderlichkeit der Unterkante verlangte eine erhöhte Aufmerksamkeit bei der Anordnung der Spannglieder.

- Eine anspruchsvolle Kombination aus Einwirkungen und Tragwerk

Die Brückenkonstruktion war auf Brückenklasse 1 gemäß ÖNORM B 4002 zu bemessen. Da die ÖNORM B 4002 Ende des Jahres 2008 zurückgezogen wird und die anzusetzenden Lasten nach EC 2 höher sind wurde die Brücke nach dem Lastmodell 1 gemäß EC 2 bemessen. Auf das Tragwerk wirken, im Vergleich zum Eigengewicht, sehr hohe veränderliche Lasten. Deshalb wurden für die Bemessung folgende zwei Randbedingungen aufgestellt, die es einzuhalten galt. Im Fall reinen Eigengewichts darf die Vorspannkraft nur so groß sein, dass am oberen Querschnittsrand keine Zugspannungen entstehen. Für den Fall, dass zusätzlich Verkehr wirkt, soll hingegen die Vorspannkraft so groß sein, dass am unteren Querschnittsrand keine Zugspannungen auftreten.

- Die Belastung in Querrichtung

Die Belastung in Querrichtung ist bei diesem Bauobjekt nur sehr gering. Deshalb galt es als ausreichend, schlaffe Spannglieder oder Betonstahlbewehrung in Kunststoffhüllrohren im Querschnitt anzuordnen und in den Randbereichen eine Randbewehrung

vorzusehen. Diese wird, wie zuvor die Spaltzugbewehrung, unter der Anwendung von Edelstahl ausgeführt.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass dieses Tragwerkskonzept eine sehr interessante Alternative zu den gängigen Ausführungsarten darstellt. Dennoch verlangt sie nach weiteren Untersuchungen und Lösungsansätzen. Dies gilt vor allem für den Fall, dass hohe Belastungen in Querrichtung auftreten bzw. ein großer Unterschied zwischen ständigen und veränderlichen Lasten besteht.

## 13. Anhang

### 13.1 Literaturverzeichnis

- [1] Zement + Beton:  
Brückentragwerke aus HL – Beton ohne Abdichtung: eine Bestandsaufnahme, J. Macht, J. Steigenberger, H. Handler
- [2] Internet:  
[www.eurobau.com](http://www.eurobau.com)
- [3] Zement + Beton 1/2004:  
Hochleistungsbeton – Internationale Entwicklungen  
Bernd Hillemeier
- [4] Forschungsbericht Nr. 557:  
Einsatz von epoxidharzbeschichteten Bewehrungsstäben im Beton,  
EMPA Düsseldorf, P. Richner, J. Kürsteiner
- [5] Weißeritzbrücke:  
Langzeitmessungen zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit der ersten  
Brücke aus Hochleistungsbeton in Sachsen, G. König,  
R. Krumbach, J. Dietz
- [6] Kathodischer Korrosionsschutz:  
[www.kks.at/spektrum/korrosion/kath\\_kor.html](http://www.kks.at/spektrum/korrosion/kath_kor.html)  
[www.petrolplan.ch/was\\_ist\\_kks.html](http://www.petrolplan.ch/was_ist_kks.html)
- [7] Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB):  
Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen im Betonbau
- [8] Fachthemen:  
Vorgespannte Decken ohne schlaffe Bewehrung, J. Kollegger, S.Z.  
Ambro, S.L. Brutscher, V. Löffler



- [9] Brückenlösung – Monikapforte:  
Projektbeschreibung, Architektur Büro Halle
- [10] Zement + Beton 2/2004:  
Hochleistungsbeton im Verkehrswegebau, H. Kari
- [11] Salzburger Nachrichten:  
[www.salzburg.gv.at/themen/bw/hochbauvorhaben/laufende\\_bauvorhaben/bauvorhaben-monikapforte.htm](http://www.salzburg.gv.at/themen/bw/hochbauvorhaben/laufende_bauvorhaben/bauvorhaben-monikapforte.htm)
- [12] cem+suisse: Dokumentation, Fachtagung Betonstrassen:  
Betonbelägen auf Brücken, C. Bianchi  
Wolf, Kropf & Partner AG, Zürich
- [13] Beton + Zement 20:  
Erfahrungen mit Betondeckenoberflächen, H. Goriupp  
Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Graz
- [14] Beton + Zement 16:  
Erfahrungen mit Betondeckenoberflächen, P. Beiglböck  
Amt der NÖ Landesregierung, Abt. Großprojekte, St. Pölten
- [15] Vortrag für die Konferenz Betonfahrbahn 2002:  
Betonfahrbahn auf Brücken und Tunnel, G. Breyer  
Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie,  
Wien, Österreich
- [16] Zement – Merkblatt – Straßenbau 6.2007:  
Der Bau von Betonfahrbahndecken auf Straßen,

## 13.2 Abbildungsverzeichnis

Abb. 2: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke mit Betonstahlbewehrung,  
Abdichtung und Fahrbahnbelag

Abb. 2: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke ohne Betonstahlbewehrung,  
Abdichtung und Fahrbahnbelag

Abb. 3: Badhausbrücke Tulln Weißeritzbrücke in Dresden (1999):

[www.lindlbauer.at/badhaus.html](http://www.lindlbauer.at/badhaus.html)

Abb. 4: Weißeritzbrücke aus Hochleistungsbeton und ohne Abdichtung

[www.lindlbauer.at/badhaus.html](http://www.lindlbauer.at/badhaus.html)

Abb. 5: Bogenbrücke bei Wölkau aus Hochleistungsbeton und ohne Abdichtung

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 6: Epoxidharz beschichtete Bewehrung

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 7: Epoxidharz beschichtete Bewehrung aus einer Brücke in Colorado, USA

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 8: Nichtmetallische Bewehrung

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 9: Bridge Street Bridge

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 10: Querschnitt Bridge Street Bridge

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 11: Stonecutter Bridge, Honkong

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 12: Brücken in Progreso, Mexiko

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 13: Sherbrook Footbridge (1997), Kanada

[www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02\\_Kollegger.pdf](http://www.ovbb.at/brueckentagung/PDF/02_Kollegger.pdf)

Abb. 14: Gärtnerplatzbrücke, Deutschland

[www.gaertnerplatzbruecke.de](http://www.gaertnerplatzbruecke.de)

Abb. 15: Entpassivierung der Schutzschicht und Bildung von Rotrost

[www.kks.at/spektrum/korrosion/kath\\_kor.htm](http://www.kks.at/spektrum/korrosion/kath_kor.htm)

Abb. 16: Kathodischer Korrosionsschutz

[www.kks.at/spektrum/korrosion/kath\\_kor.htm](http://www.kks.at/spektrum/korrosion/kath_kor.htm)

Abb. 17: Vorgespannte Decke in Österreich mit großem Anteil an  
Betonstahlbewehrung

Abb. 18: Vorgespannte Decke in Australien ohne Betonstahlbewehrung in den  
Feldbereichen

Abb. 19: Querschnitte der Probekörper in Trägermitte

Abb. 20: Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Prüfkörper

Abb. 21: Müllner Schanze, Mönchsberg in Salzburg

[www.salzburg.gv.at/prn/bauvorhaben-monikapforte](http://www.salzburg.gv.at/prn/bauvorhaben-monikapforte)

Abb. 22: Monikapforte mit Behelfsbrücke

Abb. 23: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Architektenbüro HALLE 1

Architektenbüro HALLE 1: <http://www.halle1.at/>

Abb. 24: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Grundriss

Architektenbüro HALLE 1: <http://www.halle1.at/>

Abb. 25: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Querschnitt am Auflager

Architektenbüro HALLE 1: <http://www.halle1.at/>

Abb. 26: Entwurf der Brücke an der Monikapforte, Querschnitt in Feldmitte

Architektenbüro HALLE 1: <http://www.halle1.at/>

Abb.27: Brücke an der Monikapforte, Ansicht von unten

Architektenbüro HALLE 1

Abb. 28: Brücke an der Monikapforte, Querschnitt in Feldmitte und am Rand

Architektenbüro HALLE 1

Abb. 29: Abmessungen des Querschnitts in Feldmitte

Abb. 30: Abmessungen des Querschnitts am Brückenrand

Abb. 31: Belastungsverlauf: Eigengewicht in Längsrichtung

Abb. 32: Darstellung der Laststreifen nach Eurocode

Abb. 33: Tabelle für die Belastung der Fahrstreifen aus Eurocode

Abb. 34: Belastungsverteilung über den Querschnitt für den Lastfall Verkehr-  
Gleichlast

Abb. 35: Belastungsverlauf Verkehr – Gleichlast

Abb. 36: Verteilung der Achslast eines LKWs

Abb. 37: Belastungsverlauf Verkehr – Achslast

Abb. 38: Längsneigung der Brücke

Abb. 39: Aufteilung des Querschnitts in Einzelflächen zur Ermittlung der QS-Werte

Abb. 40: Darstellung der Exzentrizitäten

Abb. 41: Darstellung des PT-Plus Hüllrohres

Abb. 42: Ansicht der Brücke von unten

Abb. 43: Querschnitte, original und gemittelt

Abb. 44: Querschnitte, original und gemittelt

Abb. 45: Längsschnitte, gemittelt

Abb. 46: Brückenmodell

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 47: Brückenmodell, Querschnitt

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 48: Brückenmodell, Längsschnitt

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 49: Statisches System

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 50: Grundriss der Brücke

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 51: Verkehr, gleichmäßig verteilte Last

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 52: Querschnitt im Viertelpunkt der Brücke

Abb. 53: Lastverteilungsfläche

Abb. 54: Anordnung der Lastverteilungsflächen der vier Achslasten

Abb. 55: Maßgebende Lage der Angriffsflächen der Achslasten für den  
Tragfähigkeitsnachweis in Feldmitte

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 56: Lage der Angriffsflächen der Achslasten für den Querkraftnachweis im  
Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 57: maßgebende Lage der Angriffsflächen der Achslasten für den  
Querkraftnachweis im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 58: Momentenverlauf  $m_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 59: Querkraftverlauf  $v_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 60: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 61: Verformung infolge Eigengewicht

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb.62: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Abb.63: Lastaufstellung infolge Verkehr

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 64: Auflagerreaktionen infolge Verkehr

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 65: Momentenverlauf  $m_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 66: Querkraftverlauf  $v_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 67: Verformung infolge Verkehr

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb.68: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Abb. 69: Angriffsflächen der Achslasten in Feldmitte

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 70: Angriffsflächen der Achslasten in Feldmitte im Grundriss

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 71: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 72: Momentenverlauf  $m_x$ , Lage der Achslasten in Feldmitte

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 73: Querkraftverlauf  $v_x$ , Lage der Achslasten in Feldmitte

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 74: Verformung infolge Verkehr – Achslast

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 75: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Abb. 76: Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 77: Angriffsflächen der Achslasten im Grundriss

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 78: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 79: Auflagerreaktionen für die Überlagerung von Eigengewicht und LF 4

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 80: Momentenverlauf  $m_x$  , Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 81: Querkraftverlauf  $v_x$ , Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 82: Verformung

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 83: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Abb. 84: Angriffsflächen der Achslasten 80 cm vom Auflager entfernt

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 85: Darstellung der Angriffsflächen der Achslasten im Grundriss

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 86: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 87: Auflagerreaktionen für die Überlagerung von Eigengewicht und LF 5

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 88: Momentenverlauf, Angriffsflächen der Achslasten im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 89: Querkraftverlauf, Angriffsflächen der Achslasten, 80 cm vom Auflager entfernt

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 90: Verformung

Abbildungen aus dem RFEM

Abb. 91: Schnittgrößen infolge händischer Berechnung

Abb. 92: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 93: Momentenverlauf  $m_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 94: Querkraftverlauf  $v_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 95: Querkraft- und Momentenverlauf im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 96: Momentenverlauf in Feldmitte

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 97: Verformung

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 98: Momentenverlauf  $m_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 99: Querkraftverlauf  $v_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 100: Querkraft- und Momentenverlauf im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 101: Momentenverlauf in Feldmitte

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 102: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 103: Verformung

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 104: Auflagerreaktionen

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 105: Verformung

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 106: Momentenverlauf  $m_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 107: Querkraftverlauf  $v_x$

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 108: Querkraft- und Momentenverlauf im Auflagerbereich

Abbildungen aus dem Rechenprogramm RFEM

Abb. 109: Momentenverlauf in Feldmitte

Abb. 110: Lage der Spannglieder in Feldmitte



- Abb. 111: Lage der Spannglieder am Auflager
- Abb. 112: Darstellung der ein Meter breiten Abschnitte
- Abb. 113: Darstellung des Abschnittes D bis E
- Abb. 114: Momentenverlauf von Streifen 1 infolge Lastfallkombination 1
- Abb. 115: Momentenverlauf von Streifen 1 infolge Eigengewicht
- Abb. 116: Darstellung des Abschnittes von Achse B bis D
- Abb. 117: Momentenverlauf von Streifen 2 infolge Lastfallkombination 1
- Abb. 118: Momentenverlauf von Streifen 2 infolge Eigengewicht
- Abb. 119: Darstellung des Abschnittes von Achse A bis C
- Abb. 120: Momentenverlauf von Streifen 3 infolge Lastfallkombination 1
- Abb. 121: Momentenverlauf von Streifen 3 infolge Eigengewicht
- Abb. 122: Anordnung der Spannglieder im Querschnitt
- Abb. 123: VSL Verankerungstyp CS
- Abb. 124: Darstellung des Lasteinleitungsbereichs und Bereich der Spaltzugbewehrung
- Abb. 125: Spanngliedverlauf
- Abb. 126: Schnittgrößenverlauf für den Zustand vor dem Verkeilen und unter  
Vernachlässigung der Reibungsverluste
- Abb. 127: Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste
- Abb. 128: Flächen für die Ermittlung der Spannkraftverluste
- Abb. 129: Spannkraftverlauf unter Berücksichtigung der Reibungsverluste, des  
Keilschlupfes und einseitigem Spannen
- Abb. 130: Nachweis der Dekompression
- Abb. 131: Darstellung des ausgeführten Lagers
- Abb. 132: Darstellung der Kunststoffhüllrohre als Querbewehrung und der  
Edelstahlbewehrung als Randeinfassung