Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

# ENTWURF EINER STAHLBETONSCHALE FÜR EINE WILDBRÜCKE

ausgeführt zum Zweck der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs unter der Leitung von

**O. Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. Ing. Johann Kollegger, M.Eng.**
[E212]
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13/212
A-1040 Wien

eingerecht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Imamovic Emir**
0326634
A-1030 Wien
Hagenmüllergasse 31

**Kucharovits Markus**
0325163
A-2291 Lassee
Bahnstraße 26

Wien, im Jänner 2009 ……

# Abstract:

During this master theses, the realization of a bridge for animals with a new formwork technology was analysed.

With the help of a pneumatic formwork and tendons, the concrete was brought in his crooked shape. This variant with pneumatic formwork and tendons is much more easier to handle, than conventional formwork technology.

A 12 cm thick shell construction was designed and analyzed.

It was analysed if the construction would endure the erection-process and afterwards could carry the coverage with a second concrete layer. This process was simulated with the programe ATENA. ATENA simulates the processes in real time, meaning it uses non-linear theory II order, hence the best for the task ahead. Antecedent to ATENA calculations, the shell construction was analysed in 3D with RFEM.

# Kurzfassung

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurde die Realisierbarkeit einer Wildbrücke mit neuartigem Schalungssystem untersucht.

Durch ein Luftkissen und Spannlitzen wird der Beton in die gekrümmte Form gebracht. Im Gegensatz zur konventionellen Schalungstechnik ist die Variante mit Luftkissen um ein vielfaches einfacher.

Somit soll ein 12cm dickes Schalentragwerk erstellt und untersucht werden.

Es wurde untersucht ob die Konstruktion den Aufstellvorgang übersteht und anschließend noch zerstörungsfrei Aufbeton aufgebracht werden kann. Dies wurde mittels dem Programm ATENA simuliert. ATENA rechnet wirklichkeitsnah, sprich es wird nichtlinear nach Theorie II Ordnung gerechnet, und war daher am besten geeignet. Den Berechnungen mit ATENA ging eine Untersuchung der Konstruktion in 3D mittels RFEM voran.

# Inhaltsverzeichnis

**1 PROJEKTBESCHREIBUNG ..... 1**

1.1 GRUND DES BAUS EINER WILDBRÜCKE ..... 1

1.2 QUERSCHNITTSWAHL ..... 8

**2 STATISCHES SYSTEM ..... 10**

2.1 EINLEITUNG ..... 10

**3 HERSTELLUNGSVERFAHREN ..... 21**

**4 MOMENTEN-KRÜMMUNGS-BEZIEHUNGEN ..... 25**

4.1 MOMENTEN-KRÜMMUNGS-BEZIEHUNG ..... 25

*4.1.1 UNGERISSENER ZUSTAND [10] ..... 27*

*4.1.2 GERISSENER ZUSTAND [10] ..... 29*

*4.1.3 VORWERTE ZUR ERMITTLUNG DER MOMENTEN-KRÜMMUNGSBEZIEHUNGEN ..... 31*

4.2 BERECHNUNGEN UND ANALYSE ..... 33

*4.2.1 SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS KAPITEL 4.2 ..... 38*

4.3 OPTIMIERUNG DER BEWEHRUNG ..... 39

*4.3.1 SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS KAPITEL 4.3 ..... 43*

4.4 VORANGEGANGENE VERSUCHE [2] ..... 44

4.5 SCHLUSSFOLGERUNGEN ZU KAPITEL 4 ..... 46

**5 FINITE ELEMENT BERECHNUNG ..... 48**

5.1 EINFÜHRUNG ..... 48

5.2 BERECHNUNG MITTELS RFEM ..... 49

*5.2.1 EINGANGSPARAMETER ..... 49*

5.3 BERECHNUNGEN MIT RFEM ..... 53

*5.3.1 ALLGEMEINES ..... 53*

*5.3.2 SCHALENTRAGWERK: VOLLEINSPANNUNG UND MIT AUFGESETZTEM FACHWERK ..... 53*

*5.3.3 SCHALENTRAGWERK: GELENKIGE LAGERUNG UND MIT AUFGESETZTEM FACHWERK ..... 57*

*5.3.4 SCHALENTRAGWERK: VOLLEINSPANNUNG OHNE AUFGESETZTEM FACHWERK ..... 60*

*5.3.5 SCHALENTRAGWERK: GELENKIGE LAGERUNG UND OHNE AUFGESETZTEM FACHWERK ..... 63*

5.4 UNTERSUCHUNG DES ZYLINDERS ..... 66

*5.4.1 ZYLINDER: VOLLEINSPANNUNG UND MIT AUFGESETZTEM FACHWERK ... 66*

*5.4.2 ZYLINDER: GELENKIGE LAGERUNG UND MIT AUFGESETZTEM FACHWERK 69*

*5.4.3 ZYLINDER: VOLLEINSPANNUNG UND OHNE AUFGESETZTEM FACHWERK 70*

*5.4.4 ZYLINDER: GELENKIGE LAGERUNG UND OHNE AUFGESETZTEM FACHWERK 70*

5.5 SCHLUSSFOLGERUNG ZU KAPITEL 5 ..... 71

**6 BERECHNUNG MITTELS RSTAB UND SCIA ..... 72**

6.1 ALLGEMEINES ..... 72

*6.1.1 REDUKTION DES SCHALENTRAGWERKS AUF EIN BOGENTRAGWERK ..... 72*

6.2 BERECHNUNG MIT RSTAB ..... 73

6.3 BERECHNUNG DES ENDZUSTANDS ..... 159

6.4 SCHLUSSFOLGERUNGEN ..... 166

**7 BERECHNUNG MIT ATENA ..... 167**

7.1 ALLGEMEINES ..... 167

*7.1.1 BESCHREIBUNG DES PROGRAMMS ATENA ..... 167*

*7.1.2 GRUNDLEGENDE EINGABEN IM PROGRAMM ATENA ..... 168*

7.2 BERECHNUNG DER VORWERTE ..... 170

*7.2.1 LUFTDRUCK ..... 170*

*7.2.2 ERSTRISSBILDUNG ..... 170*

*7.2.3 VORKRÜMMUNG [9] ..... 172*

*7.2.4 KOMPENSATION DES AUFBETONS ..... 173*

7.3 BOGENTRAGWERK – AUFSTELLVORGANG MITTELS ATENA ..... 174

7.4 AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE VON ATENA ..... 178

*7.4.1 AUFLAGERVERSCHIEBUNG BIS ZUM BRUCH ..... 186*
7.5 BERECHNUNG DES ENDZUSTANDES ..... 188
7.6 SCHLUSSFOLGERUNGEN ZU KAPITEL 7 ..... 191

**8 MASSENBERECHNUNG ..... 195**
8.1 ZYLINDER: ..... 200
8.2 HALBKUGEL: ..... 202
8.3 SCHLUSSFOLGERUNGEN ZU KAPITEL 8 ..... 206

**9 VERBESSERUNGSMAßNAHMEN ..... 207**

**LITERATURVERZEICHNIS ..... 210**

**ANHANG A ..... 211**

# Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1 Übersichtskarte der Strecke [6] ..... 2

Abb. 1.2 Lärmschutzwand ..... 3

Abb. 1.3 Stützmauer ..... 4

Abb. 1.4 Steinschlagschutz ..... 4

Abb. 1.5 Wildzaun ..... 4

Abb. 1.6 Überführung ..... 5

Abb. 1.7 Unterführung ..... 5

Abb. 1.8 Wildquerung mittels Tunnel ..... 5

Abb. 1.9 Regelquerschnitt [6] ..... 8

Abb. 1.10 Zwei Hauptkriterien bei der Querschnittswahl ..... 9

Abb. 2.1 Momentenlinien verschiedener statischer Systeme ..... 11

Abb. 2.2 Verbesserungsmaßnahmen ..... 13

Abb. 2.3 Rahmentragwerk [6] ..... 14

Abb. 2.4 Schalung einer Kuppel [7] ..... 15

Abb. 2.5 Hebelsarm z und die Verteilung der Spannungen [11] ..... 16

Abb. 2.6 Grundriss der Wildbrücke [2] ..... 18

Abb. 2.7 Längsschnitt der Wildbrücke [2] ..... 19

Abb. 2.8 Querschnitt der Wildbrücke [2] ..... 20

Abb. 2.9 Querschnitt der Wildbrücke ..... 20

Abb. 3.1 Abgewickelte Kuppel am Beispiel einer Orangenschale [11] ..... 21

Abb. 3.2 Schematische Darstellung des Schalungssystems [2] ..... 23

Abb. 4.1 Momenten-Krümmungs-Beziehung [2] ..... 25

Abb. 4.2 Wirksamer Querschnitt Zustand I und Zustand II [2] ..... 26

Abb. 4.3 Querschnittselement im Zustand I [2] ..... 28

Abb. 4.4 Querschnittselement im Zustand II ..... 31

Abb. 4.5 Stahlbetonquerschnitt mit schlaffer Bewehrung ..... 33

Abb. 4.6 Stahlbetonquerschnitt mit Spannlitzen ..... 33

Abb. 4.7 C25/30: Momenten-Krümmungs-Diagramm ..... 34

Abb. 4.8 C30/37: Momenten-Krümmungs-Diagramm ..... 35

Abb. 4.9 C40/50: Momenten-Krümmungs-Diagramm ..... 36

Abb. 4.10 C50/60: Momenten-Krümmungs-Diagramm ..... 37

Abb. 4.11 C25/30: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung ..... 40

Abb. 4.12 C30/37: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung ..... 41

Abb. 4.13 C40/50: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung ..... 42

Abb. 4.14 C50/60: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung ..... 43

Abb. 4.15 Probekörper 1: schlaff bewehrt ..... 44

Abb. 4.16 Probekörper 2: mit Spannstahl ..... 44

Abb. 4.17 Vergleich erreichte Krümmung von Probekörper 1 und 2 . 46

Abb. 5.1 Schalenkonstruktion ..... 48

Abb. 5.2 Querschnitt 1 ..... 50

Abb. 5.3 Querschnitt 2 ..... 50

Abb. 5.4 Querschnitt 1 – ohne aufgesetztem Fachwerk ..... 51

Abb. 5.5 Querschnitt 2 – mit aufgesetztem Fachwerk ..... 51

Abb. 5.6 Einteilung der Schale in 3 Bereiche unterschiedlicher Steifigkeiten ..... 52

Abb. 5.7 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: eingespannt mit aufgesetztem Fachwerk ..... 53

Abb. 5.8 Grundriss der Schale: Lagertyp: eingespannt mit aufgesetztem Fachwerk ..... 54

Abb. 5.9 Abmessungen der Schale; Definition von Schnitt A-A; Definition des Koordinatensystems x,y ..... 55

Abb. 5.10 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 55

Abb. 5.11 Momentenverlauf: Mx ..... 55

Abb. 5.12 Mometenverlauf: My ..... 56

Abb. 5.13 Normalkrafverlauf: Ny ..... 56

Abb. 5.14 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: gelenkig mit aufgesetztem Fachwerk ..... 57

Abb. 5.15 Grundriss der Schale: Lagertyp: gelenkig mit aufgesetztem Fachwerk ..... 57

Abb. 5.16 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 58

Abb. 5.17 Momentenverlauf: Mx ..... 58

Abb. 5.18 Momentenverlauf: My ..... 58

Abb. 5.19 Normalkraftverlauf: Ny ..... 59

Abb. 5.20 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: eingespannt ohne aufgesetztem Fachwerk ..... 60

Abb. 5.21 Grundriss der Schale: Lagertyp: eingespannt ohne aufgesetztem Fachwerk ..... 60

Abb. 5.22 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 61

Abb. 5.23 Momentenverlauf: Mx ..... 61

Abb. 5.24 Momentenverlauf: My ..... 62

Abb. 5.25 Normalkraftverlauf: Ny ..... 62

Abb. 5.26 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: gelenkig gelagert ohne aufgesetztem Fachwerk ..... 63

Abb. 5.27 Grundriss der Schale: Lagertyp: gelenkig gelagert ohne aufgesetztem Fachwerk ..... 63

Abb. 5.28 Durchbiegung in z-Rchtung: u-z ..... 64

Abb. 5.29 Momentenverlauf: Mx ..... 64

Abb. 5.30 Momentenverlauf: My ..... 65

Abb. 5.31 Normalkraftverlauf: Ny ..... 65

Abb. 5.32 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: eingespannt mit aufgesetztem Fachwerk ..... 66

Abb. 5.33 Grundriss des Zylinders: Lagertyp: eingespannt ohne aufgesetztem Fachwerk ..... 67

Abb. 5.34 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 67

Abb. 5.35 Momentenverlauf: Mx ..... 68

Abb. 5.36 Momentenverlauf: My ..... 68

Abb. 5.37 Normalkraftverlauf: Ny ..... 68

Abb. 5.38 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 69

Abb. 5.39 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 70

Abb. 5.40 Durchbiegung in z-Richtung: u-z ..... 70

Abb. 6.1 Geometrie des Bogens ..... 73

Abb. 6.2 cosh-Bogen unter Gleichlast ..... 74

Abb. 6.3 Auflagerreaktionen: a)Gelenkig; b)Eingespannt ..... 75

Abb. 6.4 Einteilung der Betonierabschnitte ..... 76

Abb. 6.5 Verformung unter Eigengewicht: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk ..... 76

Abb. 6.6 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk; 1 und 2 betoniert ..... 77

Abb. 6.7 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk; 11 und 12 betoniert, 1 und 2 hart ..... 78

Abb. 6.8 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk 1,2,11,12 betoniert ..... 79

Abb. 6.9 a)Schematisch Verformung: Eingespannt-mit Fachwerk; b)3,10 betoniert; c)4,9 betoniert; d)5,8 betoniert…….... 80

Abb. 6.10 Verformung unter EG: Gelenkig-mit Fachwerk…….. 81

Abb. 6.11 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk 1,2,11,12 betoniert…….. 82

Abb. 6.12 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk 5,8 betoniert……..... 83

Abb. 6.13 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk; 1,12 betoniert…… 83

Abb. 6.14 a)Schematisch: Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk b)2,11; c)3,10; d)4,9……..... 84

Abb. 6.15 a)Schematisch: Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk b)2,11; c)3,10; d)5,8……..... 86

Abb. 6.16 a)Schematisch: Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk b)3,10; c)4,9; d)6,7..... 88

Abb. 6.17 a)Schematisch; Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk; b)2,11; c)3,10; d)5,8……... 89

Abb. 6.18 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk; b)6,7……..... 90

Abb. 6.19 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 5,8 betoniert…..... 90

Abb. 6.20 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 3,10 betoniert..... 91

Abb. 6.21 a)Schematisch; b)Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 1,2,11,12..... 92

Abb. 6.22 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 1,2,11,12..... 92

Abb. 6.23 Verformung: a)Schematisch;b) Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 3,10 betoniert..... 93

Abb. 6.24 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 3,10 betonier..... 93

Abb. 6.25 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 4,9 betoniert..... 94

Abb. 6.26 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 4,9 betoniert..... 94

Abb. 6.27 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 5,8 betoniert..... 95

Abb. 6.28 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 5,8 betoniert..... 95

Abb. 6.29 Verformung:-Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 6,7 betoniert..... 96

Abb. 6.30 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 6,7 betoniert..... 97

Abb. 6.31 Verformung unter Eigengewicht-Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk..... 98

Abb. 6.32 Verformung unter Eigengewicht-Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk..... 99

Abb. 6.33 a)Schematisch b)Verformung-Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 1,2,11,12 betoniert..... 99

Abb. 6.34 Verformung-Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 1,2,11,12 betoniert..... 100

Abb. 6.35 a)Schematisch; Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, b)4,9 c)5,8 d)6,7..... 101

Abb. 6.36 Verformung: Gelenkig-mit Fachwerk; 5,8 betoniert..... 102

Abb. 6.37 a)Schematisch; Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, b)4,9 c)6,7..... 103

Abb. 6.38 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 4,9 betoniert..... 103

Abb. 6.39 Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 6,7 betoniert..... 104

Abb. 6.40 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 6,7 betoniert..... 104

Abb. 6.41 Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10 betoniert..... 105

Abb. 6.42 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10 betoniert..... 105

Abb. 6.43 a)Schematisch, Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk b)5,8 c)6,7 betoniert..... 106

Abb. 6.44 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 6,7 betoniert..... 107

Abb. 6.45 a)Schematisch, b)Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 5,8..... 107

Abb. 6.46 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 5,8 betoniert..... 108

Abb. 6.47 a)Schematisch, b)Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 4,9..... 109

Abb. 6.48 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 4,9 betoniert..... 109

Abb. 6.49 a)Schematisch, b)Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10..... 109

Abb. 6.50 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10 betoniert..... 110

Abb. 6.51 a)Schematisch, b)Verformung Bogen-Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 1,2,11,12..... 110

Abb. 6.52 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk; 1,2,11,12 betoniert..... 111

Abb. 6.53 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen mit aufgesetztem Fachwerk und Eingespannt..... 112

Abb. 6.54 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen mit aufgesetztem Fachwerk und Gelenkig..... 113

Abb. 6.55 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen ohne aufgesetztes Fachwerk und Eingespannt..... 113

Abb. 6.56 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen ohne aufgesetztes Fachwerk und Gelenkig..... 114

Abb. 6.57 Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert..... 115

Abb. 6.58 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert..... 117

Abb. 6.59 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8..... 119

Abb. 6.60 Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8..... 121

Abb. 6.61 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9..... 124

Abb. 6,62 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9..... 126

Abb. 6.63 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert..... 128

Abb. 6.64 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert..... 130

Abb. 6.65 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10..... 132

Abb. 6.66 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10 betoniert.....135

Abb. 6.67 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert..... 138

Abb. 6.68 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert..... 140

Abb. 6.69 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10 betoniert..... 142

Abb. 6.70 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10 betoniert..... 144

Abb. 6.71 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9 betoniert.....146

Abb. 6.72 Bogen: Gelenkig-mit aufgestztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9 betoniert..... 148

Abb. 6.73 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8 betoniert..... 150

Abb. 6.74 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8 betoniert t, 3,10 betoniert..... 152

Abb. 6.75 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert..... 154

Abb. 6.76 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert..... 156

Abb. 6.77 Bogen: Erdlast und Nutzlast..... 150

Abb. 6.78 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast..... 161

Abb. 6.79 Bogen-Gelenkig-mit aufgestztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast..... 163

Abb. 7.1 Benutzeroberfläche des Programms ATENA..... 167

Abb. 7.2 Lage der Bewehrung..... 169

Abb. 7.3 Tragwerk vor dem Vorkrümmen..... 174

Abb. 7.4 Tragwerk mit Luftdruck von unten..... 174

Abb. 7.5 Tragwerk nach dem Vorkrümmen mit angesetzter Auflagerverschiebung..... 175

Abb. 7.6 Bogen nach dem Aufstellvorgang ..... 175

Abb. 7.7 Bogen mit Aufbeton ..... 177

Abb. 7.8 Bogen mit Aufbeton und von unten mit Luftdruck gestützt 177

Abb. 7.9 Bogen mit zu untersuchenden Bereichen ..... 178

Abb. 7.10 Last-Verschiebungs-Diagramm ..... 179

Abb. 7.11 Spanungen im Bewehrungsstahl: Mitte ..... 180

Abb. 7.12 Spannungen im Bewehrungsstahl: Mitte, load step 110 . 181

Abb. 7.13 Spanngen im Beton ..... 181

Abb. 7.14 Stauchungen im Beton ..... 181

Abb. 7.15 Rissweiten im Beton ..... 182

Abb. 7.16 a) Rissverteilung b) Rissweiten beim Versuchsbogen [2] ..... 183

Abb. 7.17 Spannungen im Bewehrungsstahl: seitlich links ..... 184

Abb. 7.18 Spannungen im Beton ..... 184

Abb. 7.19 Stauchungen im Beton ..... 185

Abb. 7.20 Rissweiten im Beton ..... 185

Abb. 7.21b Last-Verschiebungs-Diagramm bis zum Bruch ..... 187

Abb. 7.22 Bogen-Eingespannt-mit Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast aus ATENA ..... 188

Abb. 7.23 Bogen-Gelenkig-mit Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast aus ATENA ..... 189

Abb. 7.24Lichtraumprofil unterhalb des ATENA Bogens ..... 192

Abb. 7.25 Gegenüberstellung ATENA Bogen – ideelle Geometrie . 193

Abb. 7.26 Gegenüberstellung der Schnittgrößenverläufe ATENA Bogen – ideelle Geometrie; gelenkig gelagert ..... 188

Abb. 8.1 Rohbau der Wildbrücke mit Holzschalung [6] ..... 196

Abb. 8.2 Querschnitt [6] ..... 197

Abb. 8.3 Grundriss [6] ..... 198

Abb. 8.4 Schalentragwerk ..... 199

Abb. 8.5 Aufbeton ..... 199

Abb. 8.6 Verlegte Bewehrung ..... 200

Abb. 8.7 Kantenlänge und Umfang einer Halbkugel ..... 202

Abb. 8.8 Anordnung der Styroporkerne ..... 205

Abb. 8.9 Massenvergleich: konvetionelle Schalung - Luftkissen ..... 206

Abb. 9.1 Aufbringen des Betons ..... 208

Abb. 9.2 Luftkissen in einzelne Kammern geteilt ..... 208

# Tabellenverzeichnis

Tab. 4.1 Betongüten charakteristische Eigenschaften [2] ..... 32

Tab. 4.2 Stahleinlagen ..... 32

Tab. 4.3 geänderte Stahleinlagen, charakteristische Werte ..... 39

Tab. 4.4 Rechenergebnisse für Querschnitt mit Betonstahl ..... 45

Tab. 4.5 Rechenergebnisse für Querschnitt mit Spannstahl ..... 45

Tab. 5.1 Steifigkeiten für einen 0,64m breiten Probekörper [2] ..... 51

Tab. 5.2 E-Moduli der Probekörper ..... 52

Tab. 6.1 Verformungen aller Knoten: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk..... 97

Tab. 6.2 Verformungen aller Knoten: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk..... 98

Tab. 6.3 Verformungen aller Knoten: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk..... 111

Tab. 6.4 Verformungen aller Knoten: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk..... 112

Tab. 6.5 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12..... 116

Tab. 6.6 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12..... 118

Tab. 6.7 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8..... 121

Tab. 6.8 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8..... 123

Tab. 6.9 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9..... 126

Tab. 6.10 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9..... 128

Tab. 6.11 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7..... 130

Tab. 6.12 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7..... 132

Tab. 6.13 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10..... 134

Tab. 6.14 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10..... 128

Tab. 6.15 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12..... 139

Tab. 6.16 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12..... 142

Tab. 6.17 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10..... 144

Tab. 6.18 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10..... 146

Tab. 6.19 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9..... 148

Tab. 6.20 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9..... 149

Tab. 6.21 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8..... 151

Tab. 6.22 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8..... 154

Tab. 6.23 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7..... 157

Tab. 6.24 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7..... 158

Tab. 6.25 Bogen-Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge Erdlast und Nutzlast..... 163

Tab. 6.26 Bogen-Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge Erdlast und Nutzlast..... 165

Tab. 7.1 Farbskala [N/mm$^2$] zu Abb. 7.14..... 180

Tab. 7.2 Farbskala zu Abb. 7.15..... 181

Tab. 7.3 Farbskala [N/mm$^2$] zu Abb. 7.18..... 183

Tab. 7.4 Farbskala zu Abb. 7.20..... 184

Tab. 8.1 Styroporkerne..... 204

# 1 Projektbeschreibung

## 1.1 Grund des Baus einer Wildbrücke

Um den Menschen eine bessere Lebensqualität zu gewährleisten werden die Bahnstrecken immer wieder ausgebaut. Bei der Realisierung zahlreicher Projekte wird auch immer mehr auf die Natur geachtet. Dies rührt von dem Wachsen des menschlichen Bewusstseins, dass ein Eingriff in die Natur das globale Gleichgewicht, von dem wir auch ein Teil sind, stört. Damit die Interaktion zwischen Mensch und Natur verbessert wird, hat die ÖBB bei der neuen Koralmbahnstrecke von Klagenfurt nach Graz auch einige Wildquerungen eingeplant. Damit das Projekt die Umweltverträglichkeitsprüfung besteht, mussten zahlreiche zusätzliche Bauwerke eingeplant werden. Eine Gattung dieser Bauwerke stellen Wildquerungen dar. Diese sind sehr wichtig, da die Wildtiere ständig unterwegs sind um Nahrung für sich und ihre Jungen zu finden. Diese Anlagen sollen einen reibungslosen Ablauf des Wildwechsels ermöglichen, sie sollen vor Allem sicher sein und sollen das Landschaftsbild in keinem Sinn negativ beeinflussen. Wildquerungen werden im Allgemeinen auch als Wildwechseleinrichtungen bezeichnet. An der ganzen Strecke wurden mehrere Anlagen eingeplant.

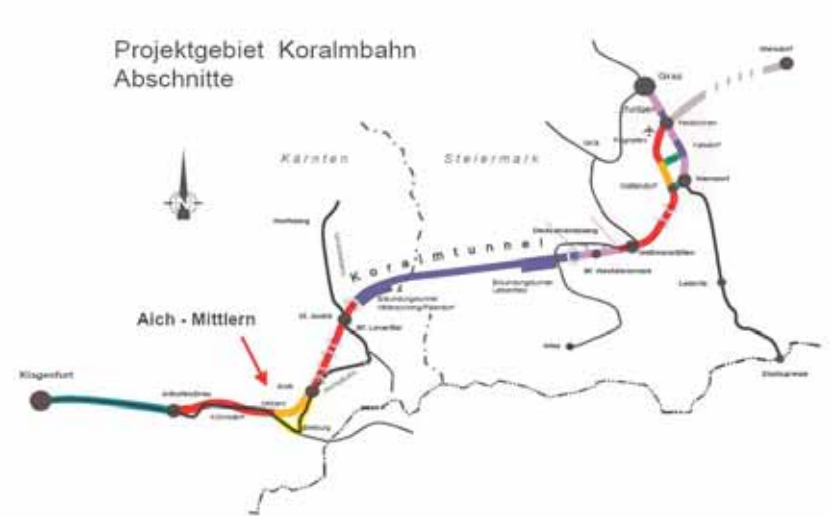



***Abb. 1.1 Übersichtskarte der Strecke [6]***

Es gibt mehrere negative Auswirkungen wenn sich ein Tier auf die Bahngleise verirrt. Zu einem ist es möglich, dass der Lokführer das Tier zu spät, oder überhaupt nicht sieht und das Tier überfahren wird und zum anderen ist es möglich, dass der Lokführer eine Notbremsung einleitet und damit die Passagiere einen unangenehmen Ruck erleiden bzw. sich verletzen. Die sekundären Folgen wären natürlich die Verspätungen die wegen der Notbremsung auftreten würden. Diese Verspätungen, würden sich dann durch den ganzen Fahrplan durchziehen und somit den Fahrkomfort negativ beeinflussen. Wenn alle diese negativen Einflüsse berücksichtigt werden ist es selbstverständlich, dass Maßnahmen getroffen werden müssen, um das Eintreten der oben erwähnten Ereignisse zu verhindern. Es hat sich herausgestellt, dass Kunstbauten, primär sehr nützlich für die Tiere sind, aber sekundär betrachtet, auch für die Menschen eine große Hilfe darstellen. Damit der Wildwechsel ohne Probleme ablaufen kann reicht es nicht nur eine Wildquerung aufzustellen, weil die Tiere immer den kürzesten Weg gehen wollen. Das System besteht also aus Wildquereinrichtungen und Wildsperreinrichtungen. Die Wildsperreinrichtungen dienen dazu die Tiere am Überqueren der Gleise an beliebiger Stelle zu hindern und die Wildquereinrichtungen dienen dazu den Tieren an bestimmten Stellen das Queren der Gleise zu ermöglichen. Diese Stellen werden sorgfältig ausgesucht und den Bedürfnissen der Tiere angepasst. Es ist also sinnlos Wildquereinrichtungen zu bauen wenn keine Wildsperreinrichtungen vorhanden sind. Es kann aber sehr wohl sein,

dass die geomorphologischen Randbedingungen so sind, das keine Wildsperreinrichtungen notwendig sind, sondern nur Wildquereinrichtungen notwendig sind. Wenn ein Fluss in der Nähe ist, und somit das Wild nicht auf die Gleise gehen kann, werden keine Wildsperreinrichtungen benötigt. Biegt der Fluss aber ab, und das Wild hat wieder die Möglichkeit auf die Gleise zu kommen, so sollten wieder Wildsperreinrichtungen, und Wildquereinrichtungen vorgesehen werden. Die wichtigsten Wildsperreinrichtungen sind:

- Lärmschutzwände
- Stützmauern
- Steinschlagschutz
- Wildzäune

Diese Einrichtungen sind keine Seltenheit in der heutigen Zeit. Jedes Bauwerk muss heutzutage eine Umweltverträglichkeitsprüfung bestehen, diese versichert, dass Eingriffe in die Natur keine negativen Nebenwirkungen auf die Flora und Fauna verursachen. Es ist sehr wichtig, dass die Bauwerke in die Natur integriert werden, und keine Fremdkörper darstellen. Vor Allem in der offenen Landschaft, ist es wichtig die Umwelt so wenig wie möglich zu stören.

***Abb. 1.2 Lärmschutzwand***

***Abb. 1.3 Stützmauer***

***Abb. 1.4 Steinschlagschutz***

***Abb. 1.5 Wildzaun***

Zu den wichtigsten Wildquereinrichtungen gehören:

- Wildüberführungen
- Wildunterführungen
- Wildquerungen mittels Tunnels

***Abb. 1.6 Überführung***

***Abb. 1.7 Unterführung***

***Abb. 1.8 Wildquerung mittels Tunnel***

Der Typ der Wildsperreinrichtung bzw. der Wildquereinrichtung hängt von mehreren Faktoren ab. Die wichtigsten sind die topographischen sowie hydrographischen Gegebenheiten. Befindet sich die Gleisanlage in einem Damm, so ist eine Wildunterführung sinnvoll. Eine Wildunterführung wird meistens folgendermaßen hergestellt: Es wird ein Tragwerk erstellt, welches dann von zwei Seiten mit Erde zugeschüttet wird. Die Öffnung, unter den Schienen nutzen dann die Tiere, um auf die andere Seite zu kommen. Der Zug nutzt das Tragwerk um darüber zu fahren. Die andere Variante entsteht wenn sich die Gleisanlage in einem Einschnitt befindet, in diesem Fall sollte eine Wildüberführung vorgesehen werden. Die Überführung ermöglicht den Tieren einen Übergang über die Gleise, der Zug fährt unter der Brücke. Es gibt grundsätzlich zwei Möglichkeiten eine Überführung herzustellen:

- Tunnel in offener Bauweise
- Wildbrücke

Welche von den beiden Bauwerksarten hergestellt wird hängt von mehreren Faktoren ab, die wichtigsten sind jedoch der Kostenrahmen sowie die Funktion. Falls die Brücke neben der Überführungsfunktion auch noch die Lärmschutzfunktion übernehmen soll, wird meistens ein Tunnel vorgesehen, in Allen anderen Fällen ist eine Wildbrücke anzustreben, weil das die Kostengünstigere Variante darstellt. Der Tunnel hat mehr Vorteile als die Wildbrücke, aber der wirtschaftliche Vorteil der Wildbrücke überschattet meistens alle Vorteile des Tunnels.

Auf der Strecke der neuen Koralmbahn sind mehrere Wildüberführungen vorgesehen, eine davon ist die im Abschnitt Aich – Mittlern (Abb. 1.1). Die TU Wien (Institut für Tragkonstruktionen) hat den Auftrag bekommen Voruntersuchungen für eine Wildüberführung durchzuführen. Wenn man die Bauwerke der Gegenwart genauer betrachtet, kommt man zum Entschluss, dass die Interaktion zwischen der Tragkonstruktion selbst und den ästhetischen Anforderungen nicht optimal gelöst ist. Es kommt häufig vor, dass Bauwerke eine perfekte Tragstruktur aufweisen, diese aber für den Passanten selbst keinen bleibenden Eindruck hinterlassen, oder sogar übersehen werden und in Extremfällen muss auch weggeschaut werden. Zu solchen Konstruktionen kommt es sehr oft wenn der Kostenrahmen sehr eng ist oder nur statische und funktionale Aspekte berücksichtigt werden. Sehr häufig wird vernachlässigt dass das menschliche Auge eins der

fünf Sinnesorgane ist, das als einziges ein Bauwerk wahrnehmen kann. Es bleibt aber zu betonen dass ein nicht ästhetisch geprägtes Bauwerk mit einem guten Tragwerk sehr wohl seine Funktion erfüllen kann, es nützt aber nichts einen Augenfang zu entwerfen wenn das Bauwerk nicht gebaut werden kann. Außerdem ist es sehr wichtig, dass das Bauwerk in seine Umgebung passt, und nicht als Fremdkörper angesehen wird. Vor Allem bei diesem Projekt ist es wichtig, dass das Bauwerk mit der Natur im Einklang ist, weil es eigentlich von der Natur selbst hauptsächlich benutzt wird. Das Hauptmotiv ist aber trotz Allem, ein sehr günstiges Bauwerk herzustellen, das die geforderten Eigenschaften aufweist. Mit diesen Überlegungen wurde der Entwurf für die Überführung erstellt. Als statisches System wurde ein Schalentragwerk ausgewählt. Dieses Schalentragwerk soll aber nicht mit den herkömmlichen Verfahren hergestellt werden, es soll mittels eines neuen Verfahrens der TU Wien errichtet werden. Dieses Verfahren wurde an der TU Wien entwickelt und wird später näher erläutert (siehe Kapitel 3).

In dem erwähnten Abschnitt befindet sich die Gleisanlage in einem Einschnitt, also wird eine Wildüberführung vorgesehen. Ob eine Wildbrücke oder ein Tunnel gebaut wird ist auch leicht zu entscheiden, weil sich der genannte Abschnitt nicht in einem besiedelten Gebiet befindet wird wegen der niedrigen Lärmschutzanforderungen kein Tunnel vorgesehen. Wegen diesen Umständen wird eine Wildbrücke vorgesehen.

## 1.2 Querschnittswahl

Die Neubaustrecke der Koralmbahn soll als zweigleisige Eisenbahnstrecke errichtet werden. Zweigleisige Strecken haben grundsätzlich einen Mindestquerschnitt der frei bleiben muss. Dieser berücksichtigt die Lichtraumprofile der Züge, außerdem sind noch weitere sicherheitstechnische, sowie akustische Überlegungen maßgebend. Wenn nur das theoretische Lichtraumprofil berücksichtigt wird, muss ein Querschnitt im Ausmaß von 79 $m^2$ vorhanden sein.

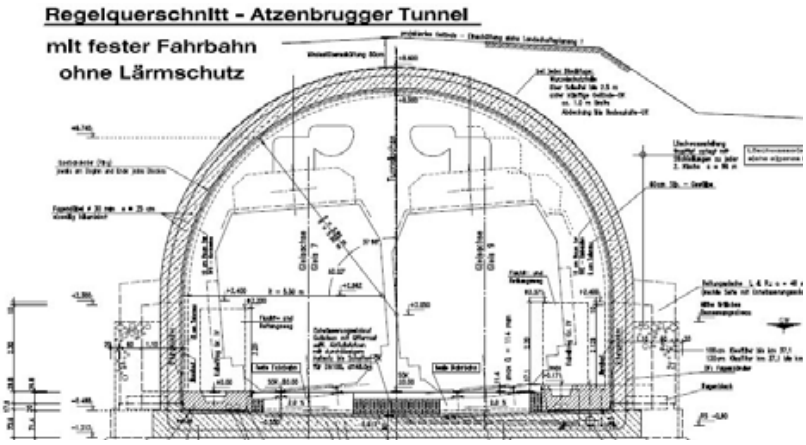


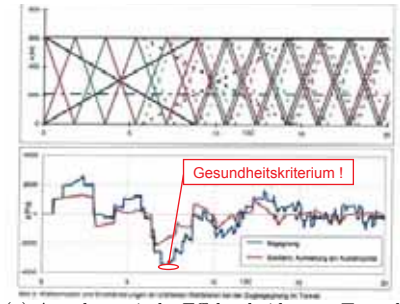

***Abb. 1.9 Regelquerschnitt [6]***

Diese Anforderung reicht aber nicht aus um die sicherheitstechnischen Vorgaben zu erfüllen. Laut dem UIC-Kodex 777-2E müssen bestimmte Abstände der Gleisachse zum Widerlager eingehalten werden, falls sich in der Nähe der Überführung eine Weichenanlage befindet. Dieser Mindestabstand beträgt in der Regel:

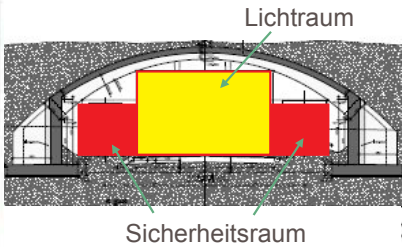
$$d = \frac{v_{\max}^2}{80} \qquad (2.1)$$

Im gegebenen Abschnitt befindet sich eine Weichenanlage. Die Projektierungsgeschwindigkeit beträgt 200 km/h und somit muss ein Abstand im Ausmaß von a>9m eingehalten werden. Unter Berücksichtigung dieser Überlegungen sollte ein entgleister Zug nicht an das Tunnelportal anfahren. Außer den sicherheitstechnischen Voraussetzungen gibt es noch einen weiteren Aspekt der bei der

Wahl des Querschnitts berücksichtigt werden muss. Es handelt sich um die Aerodynamik. Begegnen sich zwei Züge im Tunnel bzw. unter der Wildbrücke, kann es zur Überlagerung der Schallwellen kommen. Dies führt bei älteren Zugsmodellen, die nicht luftdicht sind zum Entstehen eines lauten Geräusches im Inneren des Zuges. Neben der Tatsache, dass dieses Geräusch sehr unangenehm für die Fahrgäste ist, kann es sogar Gesundheitsschädigend sein.




(a) Aerodynamische Effekte bei kurzen Tunnel




(b) Sicherheitsaspekt

***Abb. 1.10 Zwei Hauptkriterien bei der Querschnittswahl [6]***

Nach dem alle Einflussfaktoren gut durchdacht wurden, wurde ein geeigneter Querschnitt ausgewählt. Dieser beträgt 120 $m^2$.

Abb. 1.1 Übersichtskarte der Strecke [6] ..... 2

Abb. 1.2 Lärmschutzwand ..... 3

Abb. 1.3 Stützmauer ..... 4

Abb. 1.4 Lärmschutzwand ..... 4

Abb. 1.5 Wildzaun ..... 4

Abb. 1.6 Überführung ..... 5

Abb. 1.7 Unterführung ..... 5

Abb. 1.8 Wildquerung mittels Tunnel ..... 5

Abb. 1.9 Regelquerschnitt [6] ..... 8

Abb. 1.10 Zwei Hauptkriterien bei der Querschnittswahl [6] ..... 9

# 2 Statisches System

## 2.1 Einleitung

Es gibt mehrere Möglichkeiten für die statische Umsetzung dieser Brücke. Grundsätzlich könnte man das Tragwerk als Balken, als Rahmen oder als Bogen verwirklichen, wobei es für jede Ausführungsart wiederum mehrere Umsetzungsmöglichkeiten gibt.

Wird die Brücke als Balkenbrücke ausgeführt können beide Enden gelenkig gelagert werden bzw. biegesteif verbunden werden. Bei der gelenkigen Lagerung können keine Momente übertragen werden, wo hingegen bei einer biegesteifen Verbindung die vollen Biegemomente übertragen werden können. Im Zuge der Momentenübertragung, an den Auflagern, kommt es zu kleineren Durchbiegungen. Bei voller Einspannung fällt ebenfalls das Feldmoment geringer aus, als jenes bei einem Balken mit gelenkiger Lagerung. Die volle Einspannung erweist sich zwar aus vorher genannten Gründen als vorteilhaft, ist jedoch baulich sehr schwer umsetzbar. Jedoch ist es sinnvoll zumindest eine Teileinspannung einzuplanen. Sollte als statisches System ein Rahmen gewählt werden, besteht die Möglichkeit an diversen Stellen ein Gelenk einzufügen. Dieses Gelenk dient dann zur Unterbrechung des Systems. An diesen Stellen werden dann keine Biegemomente übertragen. Die Stiele des Rahmens können biegesteif oder gelenkig mit dem Untergrund verbunden werden, wobei die biegesteife Verbindung, ähnliche Vorteile bei der Momententragfähigkeit und der Durchbiegung aufweist, wie der zuvor beschriebene Balken. Der Dreigelenksrahmen hat neben Gelenken an den beiden Stielen, zusätzlich noch ein Gelenk im Riegel. Der sich hier ergebende Vorteil liegt in der statischen Bestimmtheit des Systems. Bevor leistungsfähige Berechnungsprogramme eingeführt wurden, war der Dreigelenksrahmen eine übliche Lösungsvariante für ein solches Tragwerk. Jedoch können aufgrund des zusätzlichen Gelenks im Riegel die Systemreserven nicht aktiviert werden. Weiters

kommt es zu größeren Schnittgrößen und Durchbiegungen, im Vergleich zu einem Rahmen ohne Gelenk.

Wird als statisches System ein Bogen gewählt, besteht wie beim Rahmen die Möglichkeit an unterschiedlichen Stellen gelenkige, oder biegesteife Verbindungen einzuführen. Des Weiteren kann man die Form des Bogens variieren. Die Tragkonstruktion kann als Parabel oder als Kreissegment projektiert werden. Es ist auch möglich einen Halbkreis auszuführen. Handelt es sich um einen Kreisabschnitt, ruft eine vertikal wirkende Gleichlast neben einer vertikal wirkenden Auflagerkraft zusätzlich noch einen Horizontalschub hervor. Bei einem Halbkreis ist die horizontal wirkende Auflagerkraft, wie in Abb. 2.1 gezeigt wird, deutlich geringer als bei einem Kreissegment.

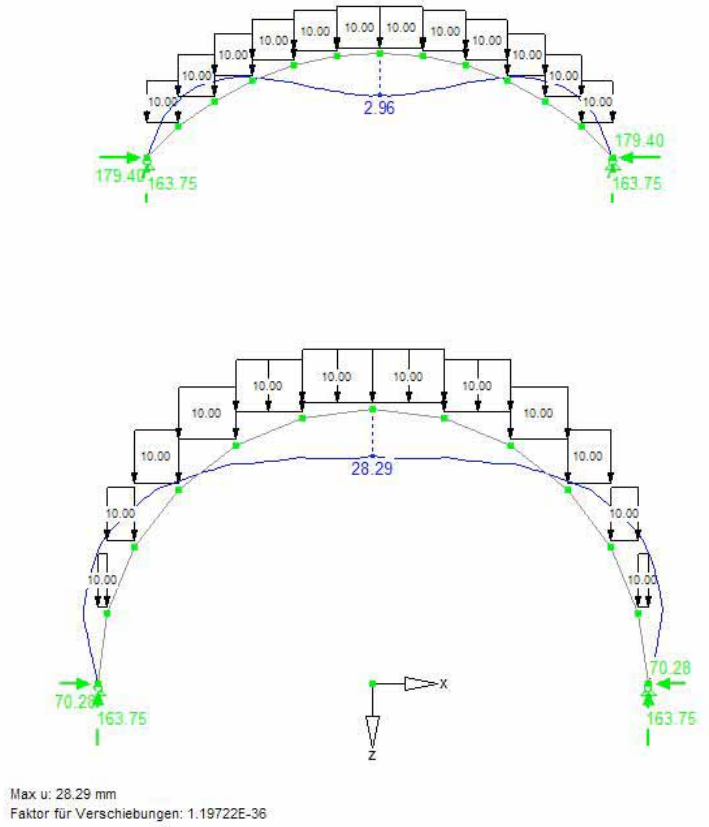
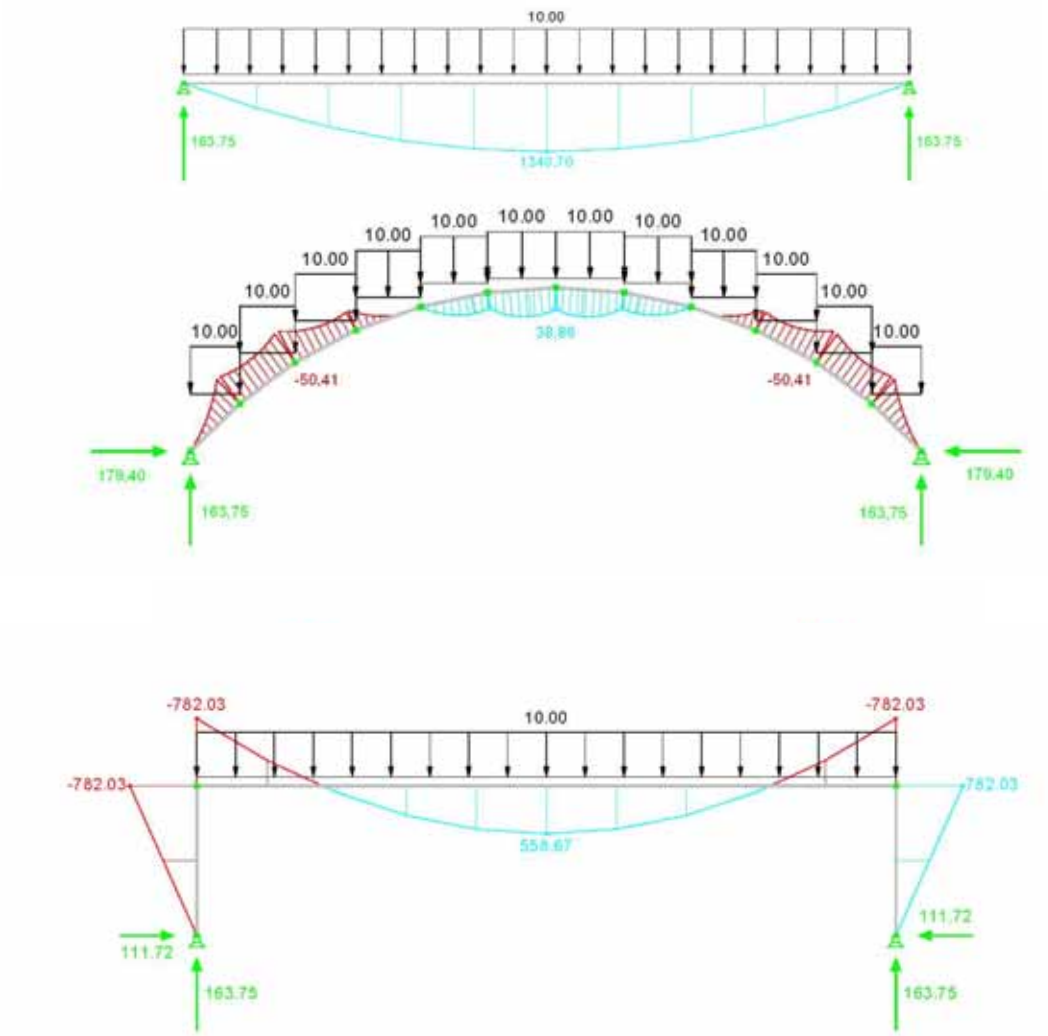
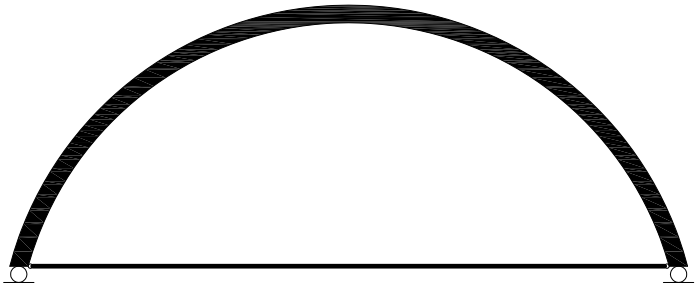


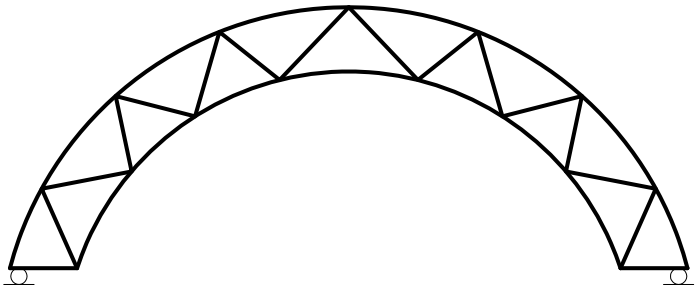

***Abb. 2.1 Momentenlinien verschiedener statischer Systeme***




***ad Abb. 2.1 Momentenlinien verschiedener statischer Systeme***



a) Bogen mit Zugband



b) Bogen mit Fachwerk

***Abb. 2.2 Verbesserungsmaßnahmen***

Um die auftretenden Verformungen klein zu halten werden von uns folgende Verbesserungsmaßnahmen vorgeschlagen: (dargestellt in Abbildung 2.2)

a) Es könnte ein horizontales Zugband eingefügt werden. Dieses Zugband würde die horizontalen Kräfte kurz schließen. In unserem Fall ist jedoch kein Einbau unter den Gleisen erwünscht.

b) Oder es könnte ein Fachwerkbogen eingefügt werden. Die Biegesteifigkeit dieses Systems ist viel größer als vom ursprünglichen Bogen. Außerdem sind die Verformungen auch sehr klein. Der Nachteil ist jedoch der erhöhte Arbeitsaufwand, und den daraus resultierenden höheren Kosten.

Neben dem Radius eines Kreissegments ist der Stich ein wichtiger Parameter. Der Stich ist gleichbedeutend mit der Höhe des Bogens. Je geringer der Stich ist, desto größer wird die horizontale

Auflagerkraft. Theoretisch geht der Horizontalschub bei einem unendlich kleinen Stich ins Unendliche. Aus statischer Sicht ist ein idealer Bogen nichts anderes als eine gespiegelte Seillinie. Hierbei handelt es sich um die Form, die ein Seil nur aufgrund seines Eigengewichts annimmt. Ein Seil mit Gleichlast belastet, überträgt ausschließlich Zugkräfte, und eine Stützlinie (Bogen) überträgt im Idealfall lediglich Druckkräfte. Der Bogen muss in diesem Fall einer Parabel angenähert sein. Da Beton eine hohe Druckfestigkeit aufweist, ist er ein geeigneter Baustoff für einen Bogen.

Abbildung 2.1 zeigt anhand der Momentenlinie, dass eine Bogenbrücke gegenüber einer Balkenbrücke und einer Rahmenbrücke statische Vorteile aufweist. Neben den Momenten werden auch die Durchbiegungen bei einer Bogenbrücke minimiert.

Im Westabschnitt der Strecke Wien - St. Pölten wurde im Jahr 2005 eine Wildbrücke mit ähnlichen Abmessungen realisiert, wie jene die von der TU-Wien zu entwerfen ist. Das bereits errichtete Objekt hat eine Spannweite von 22,70 m und als statisches System ist ein Rahmentragwerk mit einem gebogenen Riegel gewählt worden. Es wurden 14 Wochen benötigt um den Rohbau fertig zu stellen.

***Abb. 2.3 Rahmentragwerk [6]***

Abbildung 2.3 zeigt, dass Rahmentragwerke allgemein eine sehr massive Ausführungsvariante für eine derartige Wildbrücke darstellt. Ein weiterer Nachteil ist der große Schalungsaufwand. Die Schalung besteht meistens aus genormten Platten oder einfachen Brettern, woraus einfach gekrümmte Schalungen hergestellt werden können.

Der Schalungsaufwand für zweifach gekrümmte Betontragwerke ist jedoch sehr viel größer.

Abb. 2.4 veranschaulicht den erhöhten Schalungsaufwand bei einer Kuppel.

***Abb. 2.4 Schalung einer Kuppel [7]***

Aufgrund des erhöhten Schalungsaufwandes ist es kaum möglich, ein doppelt gekrümmtes Schalentragwerk wirtschaftlich zu bauen. Um den Materialaufwand und den Schalungsaufwand zu minimieren, wird die neu zu errichtende Brücke mit dem in Kapitel 3 beschriebenen Verfahren hergestellt. Es wird eine Schale als statisches System herangezogen [6]. Das besondere an Schalentragwerken ist, dass die Festigkeit, bzw. besonders die gute Tragfähigkeit nicht alleine von der Festigkeit des Werkstoffs selber herrührt, sondern von der Anordnung des Baustoffs abhängt.

Die folgende Beschreibung eines Versuchs mit einem Blatt Papier basiert an die Versuchsdurchführung von Rabich aus seinem 3. Lehrbrief [11]. Wenn wir ein Blatt Papier nehmen, und es in der Hand halten, dann simulieren wir eine am Rand eingespannte Platte. Das Blatt Papier, hängt dann wegen seiner geringen Steifigkeit wie ein Tuch herunter. Wird das Blatt aber an zwei Stellen festgehalten, so entsteht die Tragwirkung einer Scheibe auf zwei Stützen. Wegen der größeren Dehnsteifigkeit, ist nur eine geringe Formänderung unter Eigengewicht ersichtlich. Rollen wir aber das Blatt jetzt in die Form eines Zylinders, und halten es am Rand fest, so ist ersichtlich das sich das Blatt überhaupt nicht verformt, es kann sogar noch eine zusätzliche Last aufgebracht werden, ohne dass ersichtliche Formänderungen auftreten. Da das Material, sowie die Abmessungen gleich geblieben sind, kann dieses erhöhte Tragverhalten nur von

einer erhöhten Dehnsteifigkeit herrühren, diese ist also direkt proportional zur Form des Werkstoffs. Der visuelle Effekt, kann natürlich auch durch einen statischen Hintergrund gerechtfertigt werden. Wenn wir die inneren Kräfte betrachten, sehen wir das bei dem glatten Blatt Papier, der Hebelarm “z“ der inneren Kräfte kleiner als die Plattendicke selbst ist (Abb. 2.5 a). Somit sind die Randspannungen $\sigma_p$ sehr groß. Weil die Formänderung proportional zu den Spannungen ist, sind auch entsprechend große Verformungen sichtbar. Wird das Modell in senkrechter Richtung beansprucht, ist der innere Hebelarm “z“ um einiges größer als die Plattendicke “h“, somit sind die Randspannungen, und damit auch die Verformungen sehr klein (Abb. 2.5 b). Bei einer Schale (Abb. 2.5 c) sind die Spannungen in der Mitte ähnlich denen bei einer Scheibe. Wegen ihrer räumlichen Anordnung, ist der Hebelarm “z“ auch viel größer als die Schalendicke “h“, aus diesem Zusammenhang schließen wir, dass auch in diesem Fall die Spannungen, bzw. Verformungen sehr klein sind. Die gute Tragfähigkeit rührt also von der räumlichen Verteilung der Dehnungsspannungen, die den großen Hebelarm der inneren Kräfte bewirken.

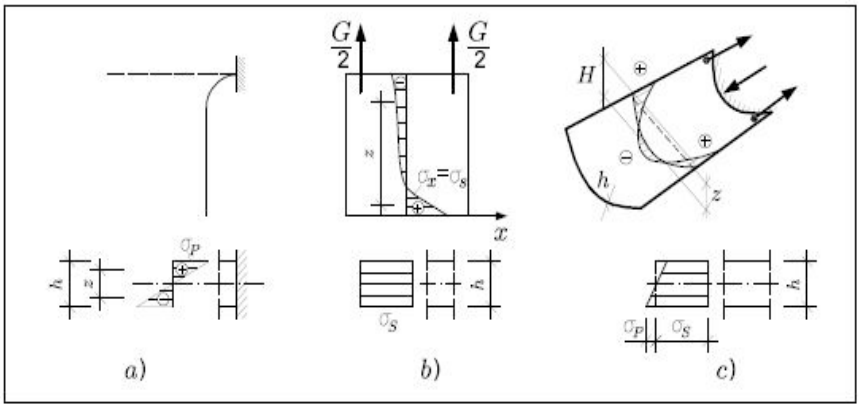



***Abb. 2.5 Hebelsarm z und die Verteilung der Spannungen [11]***

Die Schale hat über die Dicke h eine trapezförmige Spannungsverteilung. Diese Verteilung besteht aus der konstanten Dehnungsspannung $\sigma_s$ und der linearen Biegespannung $\sigma_p$. Jede Schale hat einen Spannungszustand, der aus einer Platten- und einer Scheibenwirkung zusammengesetzt ist. Es wird immer dazu geneigt, dass die Biegespannungen klein gegenüber den Dehnungsspannungen sind, und somit zum vernachlässigbaren Anteil werden. Auf diese Weise entsteht ein reiner Dehnungsspannungszustand, der auch Membranspannungszustand genannt wird.

Rotationsschalen sind spezielle Schalen, die geometrisch durch das Drehen einer ebenen Kurve, der sogenannten Meridiankurve um eine in ihrer Ebene liegende Rotationsachse entstehen. Zu den Rotationsschalen gehören:

- Zylinderschale; bei welcher die Meridiankurve eine Parallele zur Rotationsachse ist
- Kugelschale; wo die Meridiankurve ein Halbkreis mit dem Mittelpunkt auf der Rotationsachse ist
- Kegelschale; hier ist die Meridiankurve eine Gerade, welche die Rotationsachse schneidet

Häufig werden unterschiedliche Rotationsschalen miteinander kombiniert, z. B. eine (endlich lange) Zylinderschale mit Halbkugelschalen an den Enden. Genau diese Form hat unsere Wildbrücke im Bauzustand. Im Endzustand werden die Portale ausgebrochen, somit entsteht ein Durchlass.

In den folgenden Abbildungen 2.6 bis 2.8 werden der Grundriss, der Längenschnitt und der Querschnitt der geplanten Wildbrücke dargestellt.

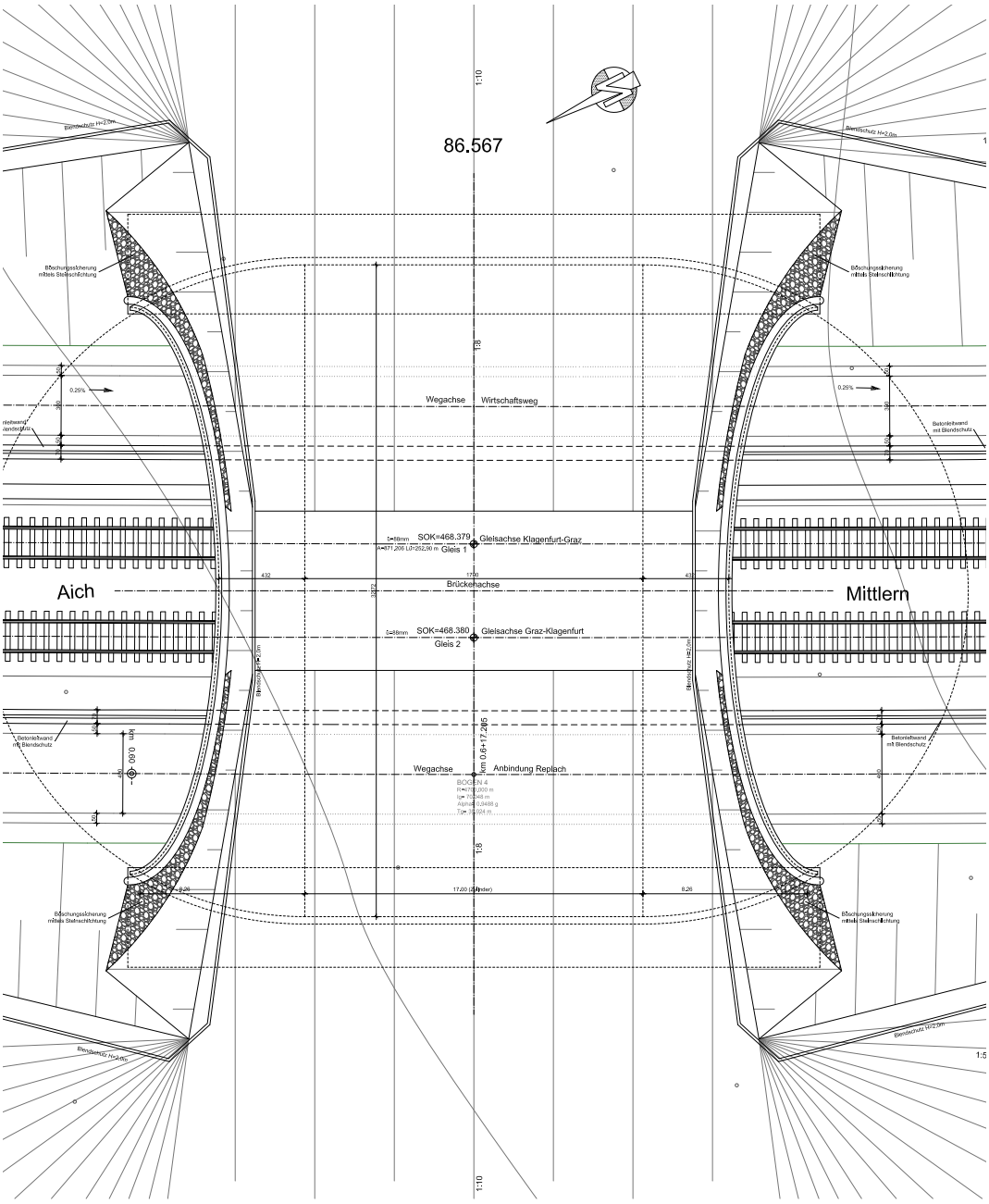



***Abb. 2.6 Grundriss der Wildbrücke [2]***

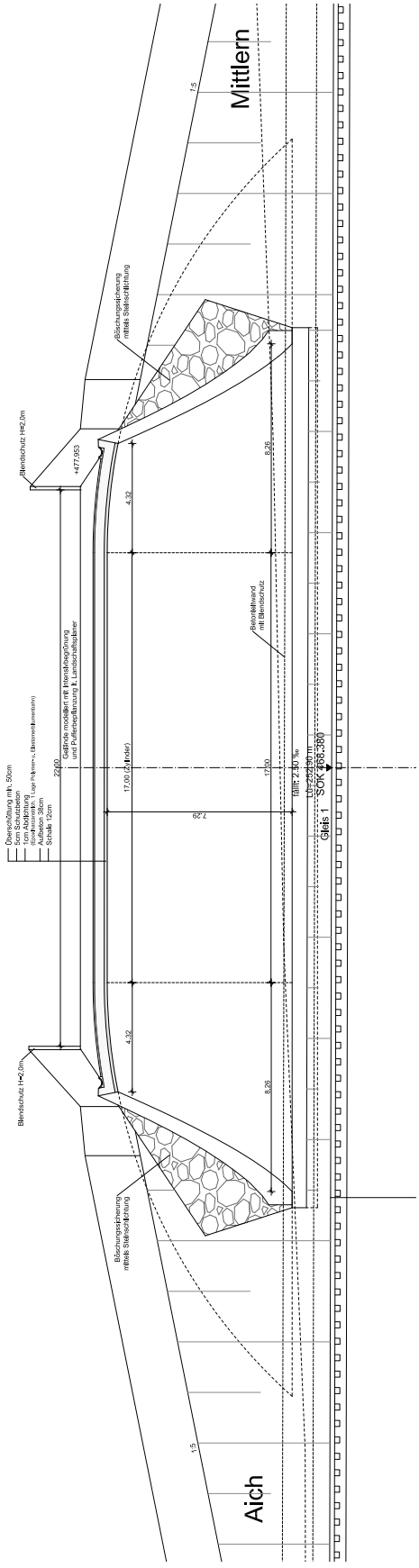



***Abb. 2.7 Längsschnitt der Wildbrücke [2]***

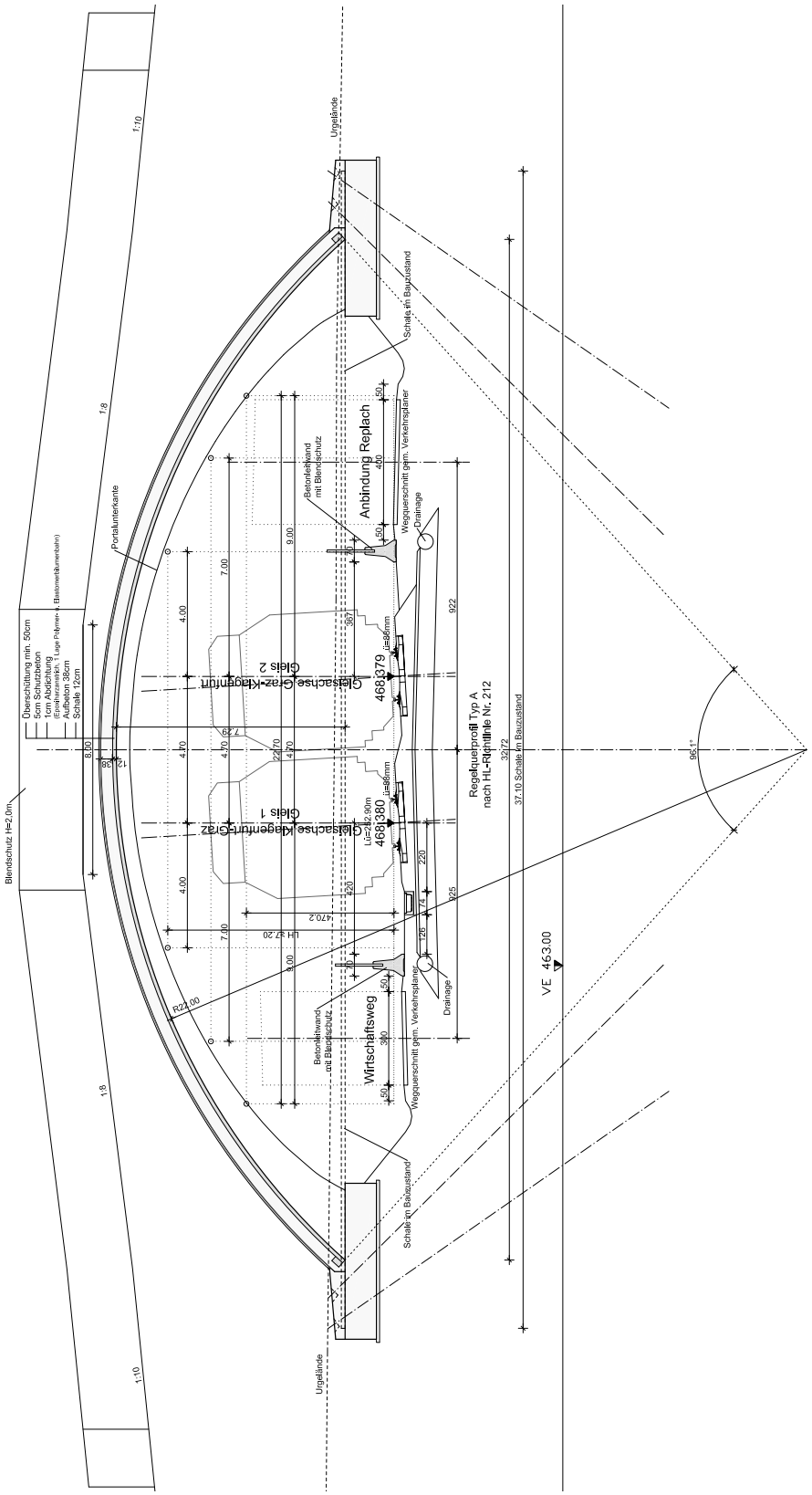



***Abb. 2.8 Querschnitt der Wildbrücke [2]***

# 3 Herstellungsverfahren

Im folgenden Kapitel wird kurz die neuartige Schalungstechnik von Kollegger und Preisinger erläutert (TU-Wien). [3], [5]

Wie zuvor erwähnt sind zweifach gekrümmte Schalen aus Beton aufgrund ihrer Form schwierig herzustellen. Das Problem liegt bei den aufwendigen Schalungsarbeiten. Es wurde sich zum Ziel des Verfahrens gesetzt eine Kuppel ohne Schalung zu errichten. Die am günstigsten zu schalende Form ist eine ebene Platte. Im Modell geht man davon aus, eine Kuppel aus einer Platte zu formen. Hieraus resultieren nun folgende Probleme:

• man muss den Beton verkrümmen, um aus einer Platte eine Kuppel zu formen

• Eine Kuppel ist, wie jede doppelt gekrümmte Form, eine nicht abwickelbare Form.

Das heißt, dass dreidimensionale Gebilde kann nicht in eine zweidimensionale Ebene gebracht werden.

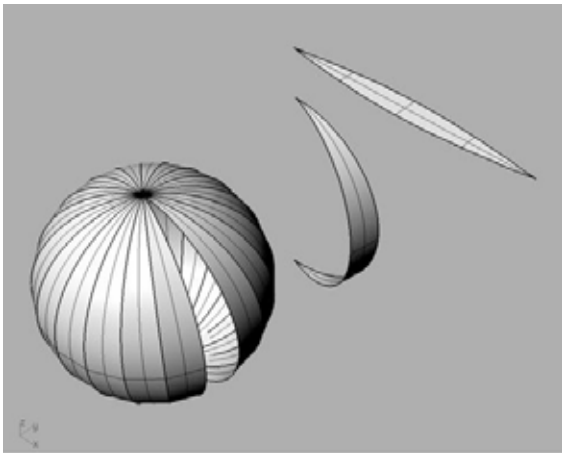


***Abb. 3.1 Abgewickelte Kuppel am Beispiel einer Orangenschale [11]***

Abbildung 3.1, verdeutlicht das Problem anhand einer Sphäre, und zeigt, dass eine Kreisscheibe eine größere Oberfläche hat als eine Kuppel. Will man eine gleich große Oberfläche bekommen, ist es nötig, Teile aus der Kreisplatte herauszuschneiden. Das wird mit Hilfe von Einschnitten, welche in radialer Richtung vorgenommen werden realisiert. Dadurch wird die nicht abwickelbare, doppelt gekrümmte Form abschnittsweise in einfach gekrümmte und abwickelbare Bereiche unterteilt. Die so entstandenen Leerstellen werden während des Aufstellvorganges wieder geschlossen. Es ist erforderlich die Endform plangerecht sicherzustellen wodurch es notwendig wird die Einschnitte mit Material zu verfüllen. Jenes Material sollte folgende Eigenschaften aufweisen:

- Es muss über ausreichende plastische Verformbarkeit verfügen.
- Im Gegensatz zum Primärmaterial, in unserem Fall Beton, muss es eine niedrige Fließgrenze aufweisen. Das Material in den Fugen soll nicht ausknicken, sondern gestaucht werden. Aufgrund der geringen Fließgrenze des Fugenmaterials sinkt ebenfalls der Widerstand beim Formgebungsprozess.

Prinzipiell ist jede denkbare Form herstellbar, je nach Wahl der Stauchungsfugen.

Im Kapitel 2 wurde bereits erwähnt, dass der Horizontalschub abhängig vom jeweiligen Stich ist, und somit am Anfang des Aufstellvorgangs theoretisch unendlich groß ist. Um den Horizontalschub zu minimieren, muss man das Eigengewicht des Betons minimieren. Dies wird mittels eines Luftkissens erreicht. Das Luftkissen wird auf die Sauberkeitsschicht gelegt, und dient als Untergrund für die Platte. Auf das luftleere Luftkissen werden zunächst die Bewehrung und die Stauchungsfugen verlegt, und anschließend wird betoniert. Nachdem der Beton erhärtet ist, wird das Luftkissen aufgeblasen. Die Randzone wird beschwert, wodurch das Abheben der Ränder verhindert wird, und bewirkt, dass der Mittelpunkt der Platte angehoben wird. Ein Kreis hat jedoch eine größere horizontale Fläche als eine Kuppel, daher ist eine Auflagerverschiebung notwendig. Diese wird mittels Pressen und einem kreisförmigen Spannglied realisiert. Das Spannglied erzeugt einen annähernd hydrostatischen Spannungszustand, bis die Fließgrenze des Fugenmaterials erreicht wird. Durch die Kombination von Luftkissen und Spannglied wird der Beton in seine neue Form

gebracht und es entsteht eine Kuppel. Abbildung 3.2 zeigt schematisch den Ablauf des neuen Schalungssystems. Die Grundlage, um einen Betonkörper verbiegen zu können, ist ein ausgehärteter Beton. Es treten während des Umformungsprozesses auf der Oberseite der Platte Zugspannungen auf, welche von der eingelegten Bewehrung aufgenommen werden. Zur Aktivierung der Bewehrung ist ein Mitwirken des Betons zwischen den Rissen notwendig.

Die auf der Unterseite der Platte entstehenden Druckspannungen müssen vom Beton aufgenommen werden. Um das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen und das Aufnehmen der Druckspannungen gewährleisten zu können, ist eine ausreichende Festigkeit des Betons notwendig.

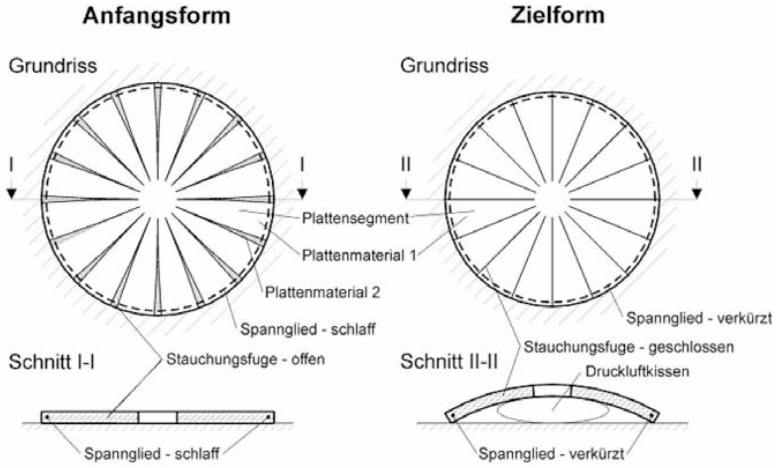



***Abb. 3.2 Schematische Darstellung des Schalungssystems [2]***

Es wurde die oben beschriebene Schalungsmethode bereits an verschiedenen Versuchsschalen getestet, wobei neben Beton auch schon Eis zum Einsatz gekommen ist. Da Eis ähnliche Eigenschaften wie Beton hat, darunter geringe Zugfestigkeit bei einer vergleichsweise hohen Druckfestigkeit, ist es daher für dieses Verfahren ebenfalls gut geeignet. Hier werden Anstelle der Bewehrungseisen, in Kombination mit Eis, Glasfasergewebematten eingelegt.

Neben der Festigkeitseigenschaft die vom Baustoff gefordert wird, müssen ebenfalls Stauchungen und Dehnungen aufgenommen werden können. Das Bauwerk erfährt eine Krümmung um die Schwerachse, daher dehnt sich die Oberseite der Platte, und die

Unterseite der Platte wird gestaucht. Die Dehnung soll von der eingelegten Bewehrung aufgenommen werden, die Stauchung muss vom Beton aufgenommen werden.

# 4 Momenten-Krümmungs-Beziehungen

## 4.1 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die Krümmung eines Bogens errechnet sich mittels folgender Formel

$\kappa$ ... die Krümmung, und

$R$ ... der Radius des Kreises

$$\kappa = \frac{1}{R} \qquad (3.1)$$

Bei der geplanten Wildbrücke ist bereits die Krümmung durch die vorgegebene Geometrie, und der damit verbundene Radius bekannt.

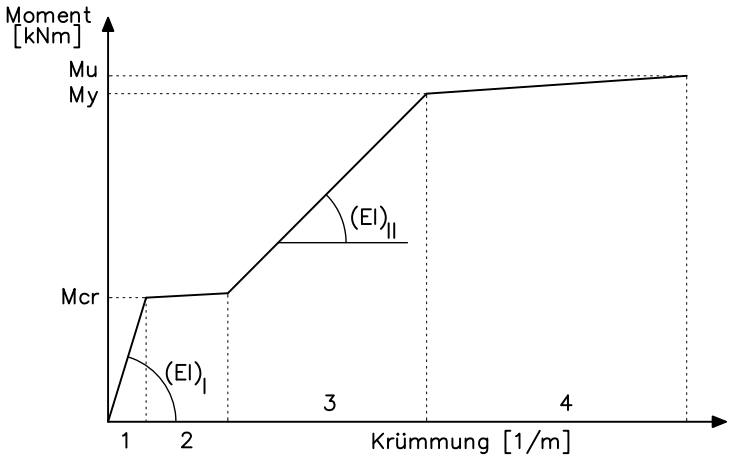



***Abb. 4.1 Momenten-Krümmungs-Beziehung [2]***

Die Steifigkeit EI kann über die bekannte Krümmung des Querschnitts berechnet werden. Im ungerissenen Zustand hängt die Steifigkeit von den Querschnittsabmessungen ab, siehe Kapitel 4.1.1, im gerissenen Zustand vom Abstand d-x und der eingelegten Bewehrung, siehe Kapitel 4.1.2. Ist der Beton erst einmal gerissen, wird nur mehr en Bruchteil der Steifigkeit aus dem ungerissenen Zustand angesetzt. Somit wird nur noch mit einem reduzierten Querschnitt gerechnet, siehe Abbildung 4.2.

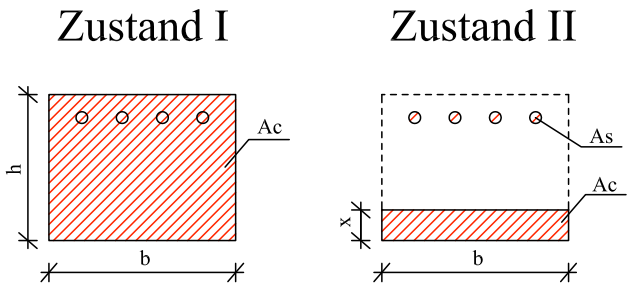



***Abb. 4.2 Wirksamer Querschnitt Zustand I und Zustand II [2]***

Bis zu seinem Versagen kann der Querschnitt, wie in Abbildung 4.1 gezeigt wird, in vier Abschnitte unterteilt werden:

1. Im ersten Teilbereich liegt ungerissener Beton mit der Biegesteifigkeit $(EI)_I$ vor (Zustand I). Die erforderliche Zugkraft wird vom Beton aufgenommen.
2. Im zweiten Teilabschnitt kommt es zur Rissbildung. Wenn das Rissmoment $M_{cr}$, bei dem die Zugfestigkeit des Betons erreicht ist überschritten wird, kommt es zur Rissbildung. Der zweite Teilabschnitt endet mit einer vollkommen gerissenen Zugzone.
3. Im dritten Abschnitt liegt der Zustand II vor, dass bedeutet es handelt sich um einen vollständig gerissenen Querschnitt, welcher die Biegesteifigkeit $(EI)_{II}$ besitzt. Die Biegesteifigkeit ist im Vergleich zum ersten Teilabschnitt aufgrund des kleineren werdenden wirksamen Querschnitts geringer. Dieser Bereich endet mit dem Fließmoment $M_y$.
4. Nach dem Fließen der Zugbewehrung wird die Betondruckzone aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen kleiner. Der Querschnitt versagt bei $M_u$ durch Betonzerstauchung in der Druckzone.

Um die Schalungstechnik, welche im Kapitel 3 beschrieben wird, einsetzen zu können ist ein Überschreiten des Rissmoments nötig, d.h. der Betonquerschnitt befindet sich im Zustand II.

Im nachfolgenden werden die Begriffe “Ungerissener Zustand” und “Gerissener Zustand” behandelt.

### 4.1.1 Ungerissener Zustand [10]

Liegt ein ungerissener Zustand bei einem Stahlbetonträger vor, so fällt bei reiner Biegebeanspruchung die Dehnungsnulllinie mit der Schwerlinie zusammen. Des weiteren, steigen die auftretenden Druck- und Zugspannungen proportional dem Abstand zur Schwerachse an. Diese Druck- und Zugspannungen werden aus den Verzerrungen, unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens ermittelt. Wenn die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wird, kann die Spannungen σ mit nachstehender Formel berechnet werden:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = \frac{M}{W} = \frac{M}{I} \cdot z \qquad (3.2)$$

Hierin bedeuten:
E ... der Elastizitätsmodul des Betons
I ... das Trägheitsmoment
M ... einwirkendes Moment
z ... Abstand zur Schwerachse
ε ... die Dehnung

Bevor sich die ersten Risse bilden ist die Stauchung auf der Druckseite $\varepsilon_{c2}$ und die Dehnung auf der Zugseite $\varepsilon_{c1}$ gleich groß. Die Krümmung $\kappa$ errechnet sich dann wie folgt:

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{c1}}{h} = \frac{M}{EI} \qquad (3.3)$$

h ... Querschnittshöhe

Werden die Betonspannungen nun über die Querschnittsfläche integriert erhält man daraus die resultierende Druckkraft $F_2$ und die Zugkraft $F_1$. Aus den Gleichgewichtsbedingungen folgt dann das

zughörige Moment mittels Multiplikation der Kraft mit dem zugehörigen Abstand zur Schwerachse z

$$M = F_2 \cdot z = F_1 \cdot z$$

Wird der Einflusses der Bewehrung auf die Biegesteifigkeit im Zustand I $(EI)_I$ vernachlässigt, so ist diese gleich der Biegesteifigkeit des reinen Betonquerschnitts EI.

$$(EI)_I = E_c I_c \qquad (3.5)$$

$E_c$ ... Elastizitätsmodul des Betons - eine materialspezifische Größe

Das Trägheitsmoment I ergibt sich für einen Rechtecksquerschnitt mit

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad (3.6)$$

b ... Breite

h ... Querschnittshöhe

In Abbildung 4.3 sind alle Variablen, die für die Berechnung der Biegesteifigkeit erforderlich sind, graphisch dargestellt.

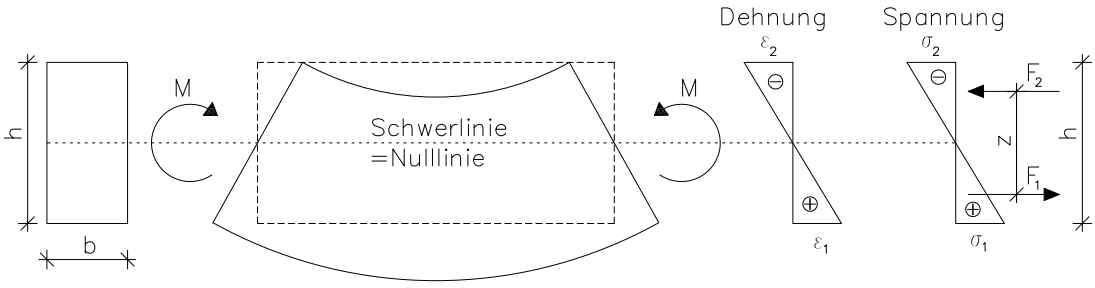



***Abb. 4.3 Querschnittselement im Zustand I [2]***

### 4.1.2 Gerissener Zustand [10]

Um Beton effektiv zu nutzen, muss man, um die Zugkräfte aufnehmen zu können, Bewehrungseisen in die Zugzone einlegen. Bei einem Stahlbetonquerschnitt treten die ersten Risse dann auf, wenn das aufgebrachte äußere Moment soweit ansteigt, dass die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Danach werden die Zugspannungen im Riss vom Stahl aufgenommen. Somit ergibt sich der statische Querschnitt im Riss, bestehend aus der Betondruckzone mit der Druckzonenhöhe x und der eingelegten Zugbewehrung mit der Fläche $A_s$, siehe Abbildung 4.2.

Auch beim gerissenen Querschnitt wird von einem Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen, dadurch muss die Bewehrung die gesamte Zugkraft aufnehmen können. Die Dehnsteifigkeit der Bewehrung $E_sA_s$ ist um ein Vielfaches kleiner als die Dehnsteifigkeit der Betonzugzone $E_cA_{c,Zugzone}$, daher kommt es bei der Spannungsumlagerung zu einer sprunghaften Zunahme der Dehnungen in der Zugzone.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen folgt, dass die resultierende Druckkraft in der Betondruckzone $F_c$ gleich der Zugkraft im Stahl $F_s$ sein muss. Dadurch verschiebt sich die Dehnungsnulllinie, auf Grund der unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten, wodurch der Abstand zur Schwerachse z vergrößert wird.

$$F_s - F_c = 0 \tag{3.7}$$

$$M = F_c \cdot z \tag{3.8}$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen lässt sich die Krümmung eines Betonquerschnitts in Zustand II herleiten.

$$M = F_s \cdot z = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s1} \cdot z \tag{3.9}$$

Durch Umformen erhält man

$$\varepsilon_{s1} = \frac{M}{E_s \cdot A_s \cdot z} \tag{3.10}$$

Mittels der geometrischen Beziehung

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{c1}}{d} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x} \qquad (3.11)$$

erhält man die Krümmung $\kappa$

$$\kappa = \frac{M}{z \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d - x)} \qquad (3.12)$$

Das Trägheitsmoment $I_{II}$ für einen gerissenen Stahlbetonquerschnitt errechnet sich unter Vernachlässigung des Eigenträgheitsmoments der Bewehrung wie folgt:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (d - x)^2 \qquad (3.13)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (d - x)^2 \qquad (3.14)$$

Die Biegesteifigkeit eines gerissenen Stahlbetonquerschnitts ergibt sich demnach wie folgt:

$$B_{II} = E_c \cdot I_{II} \qquad (3.15)$$

Die Statischen Momente der Betondruckzone und der Bewehrung um die Nulllinie müssen identisch sein.

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 = \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \cdot (d - x) \qquad (3.16)$$

Durch Umformen und Auflösen erhält man die Druckzonenhöhe x wie folgt:

$$x = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot E_c \cdot d}{A_s \cdot E_s}} - 1\right) \qquad (3.17)$$

In den oben beschriebenen Formeln gelten dieselben Abkürzungen der Variablen wie in Kapitel 4.1.1.

Des Weiteren bedeuten

$A_s$ ... Querschnittsfläche der Bewehrung

$E_s$ ... Elastizitätsmodul des Stahls

$\varepsilon_{s1}$ ... Dehnung des Stahls

Zur näheren Erläuterung werden in Abb. 4.4 alle notwendigen Variablen graphisch dargestellt.

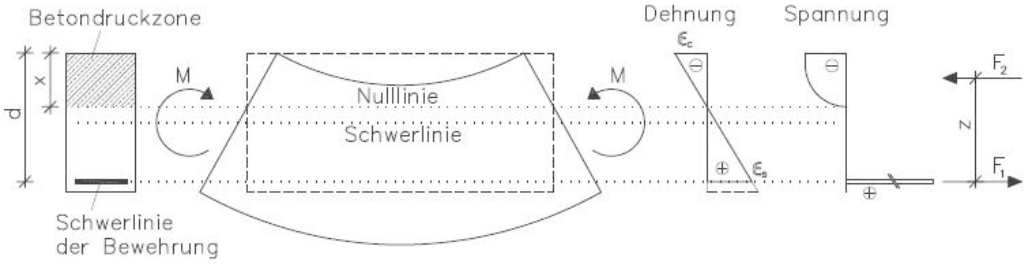



***Abb. 4.4 Querschnittselement im Zustand II***

### 4.1.3 Vorwerte zur Ermittlung der Momenten-Krümmungsbeziehungen

Mittels der Momenten-Krümmungsbeziehung soll die benötigte Bewehrung abgeschätzt werden. Der Radius R ist aus der Planung mit 22m vorgegeben, um ein gefordertes Lichtraumprofil einhalten zu können. Somit ergibt sich die erforderliche Krümmung $\kappa$ mit

$$\kappa = \frac{1}{R} = \frac{1}{22} = 0,0455\left[\frac{1}{m}\right] \qquad (3.18)$$

Will man den Beton nun verkrümmen, ist es notwendig das kritische Rissmoment $M_{cr}$ zu überschreiten. Es wurde ein Betonquerschnitt mit Breite b = 1 m und Höhe h = 0, 12 m gewählt. Daraus wurde dann das benötigte Rissmoment $M_{cr}$, wie nachfolgend beschrieben, berechnet:

$$M_{cr} = \sigma \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = f_{ctm} \cdot \frac{1,00 \cdot 0,12^2}{6} = f_{ctm} \cdot 0,0024\left[Nm\right] \qquad (3.19)$$

$f_{ctm}$ ... Zugfestigkeit des Betons [N/m2]

Im Kapitel 4.1.4 werden Momenten-Krümmungs-Beziehungen von verschiedenen Beton- und Stahlgüten gegenübergestellt. Die überprüften Betonklassen und Stahleinlagen mit den jeweiligen charakteristischen Eigenschaften sind in Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2 dargestellt. [1]

| Betongüte | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit | Zugfestigkeit | Elastizitätsmodul |
|---|---|---|---|
| | $f_{ck}$ [N/mm²] | $f_{ctm}$ [N/mm²] | $E_{cm}$ [N/mm²] |
| **C25/30** | 25 | 2,6 | 31000 |
| **C30/37** | 30 | 2,9 | 33000 |
| **C40/50** | 40 | 3,5 | 35000 |
| **C50/60** | 50 | 4,1 | 37000 |

***Tab. 4.1 Betongüten charakteristische Eigenschaften [2]***

| Stahlgüte | Zugfestigkeit | Eslatizitätsmodul | Stabdurchmesser | Querschnittsfläche eines Stabes bzw. einer Litzen | Anzahl der Stäbe bzw. Litzen | Gesamtquerschnittsfläche |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $f_{ym}$ [N/mm²] | $E_s$ [N/mm²] | Ø [mm] | $A_{Stab}$ [mm²] | n [Stk] | $A_s$ [mm²] |
| **Betonstahl Bst 550** | 594 | 200000 | 8 | 50,3 | 9 | 452 |
| **Betonstahl Bst 550** | 594 | 200000 | 10 | 78,5 | 9 | 707 |
| **Betonstahl Bst 550** | 594 | 200000 | 12 | 113,0 | 9 | 1017 |
| **Spannstahl 1570/1770** | 1728 | 200000 | - | 150,0 | 2 | 300 |

***Tab. 4.2 Stahleinlagen***

Den nachfolgenden Berechnungen wird der Einfachheit halber ein linearelastisches Materialverhalten zugrunde gelegt. Daher wird die Druckzone mit einem Dreieck (siehe Abb. 4.3), und nicht wie sonst üblich mit einem Parabel-Rechteck-Diagramm beziehungsweise dem Blockdiagramm modelliert.

Die Abbildungen 4.5 und 4.6 zeigen die Lage der Bewehrungseisen bei einem 1m breiten und 0,12m hohen Stahlbetonquerschnitt. Es wird exemplarisch in Abbildung 4.6 die Verlegung für schlaffe Bewehrung mit ∅10 dargestellt. Abbildung 4.7 zeigt den Stahlbetonquerschnitt mit Spannlitzen.

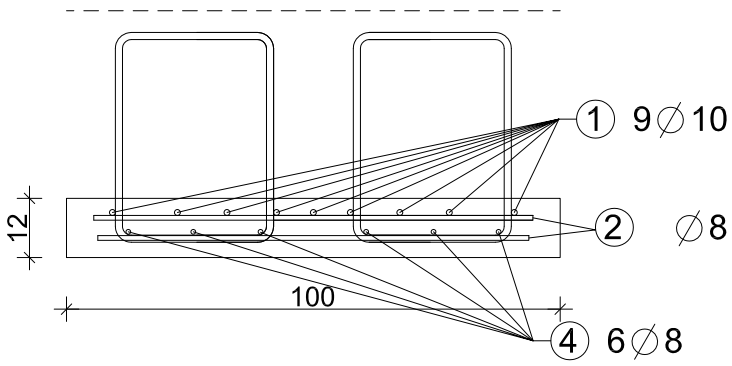



***Abb. 4.5 Stahlbetonquerschnitt mit schlaffer Bewehrung***

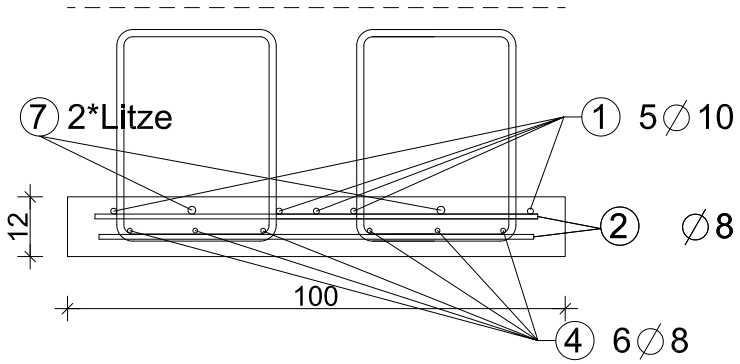



***Abb. 4.6 Stahlbetonquerschnitt mit Spannlitzen***

## 4.2 Berechnungen und Analyse

Für die nachfolgenden Momenten-Krümmungs-Diagramme wurde jeweils der Beton variiert. Es wurde hierbei das Stahl- bzw Betonversagen untersucht, bevor die benötigte Krümmung erreicht wurde. In den Diagrammen wurde neben den Momenten-Krümmungsverläufen noch das Rissmoment eingetragen, was eine wichtige Voraussetzung für dieses Schalungssystem ist. Es wurde ebenfalls die erforderliche Krümmung für die Errichtung der Wildbrücke eingezeichnet. An dieser Stelle sei noch erwähnt, dass für die zulässige charakteristische Stahlspannung der Wert $f_{yk}$ mit 1,08 multipliziert wurde [1]. Somit ergibt sich ein $f_{ym}$ von 594N/mm$^2$. Das Rissmoment kann von allen Varianten aufgenommen werden, was in

den Abbildung 4.7 bis Abbildung 4.10 ersichtlich wird. Die eingetragenen Punkte in Abbildung 4.7 bis Abbildung 4.10 sind die kritischen Momente, die einerseits von der Bewehrung und andererseits vom Beton aufgenommen werden können.

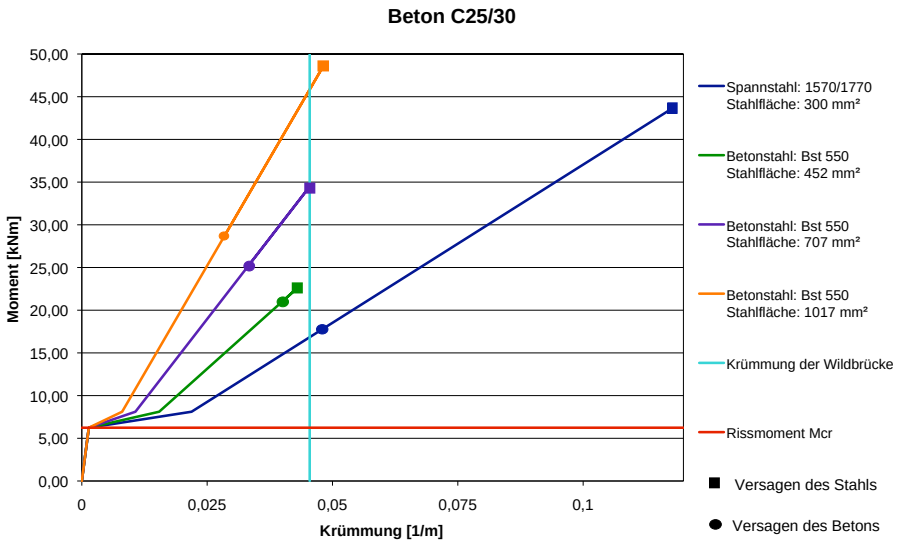



***Abb. 4.7 C25/30: Momenten-Krümmungs-Diagramm***

Abbildung 4.7 zeigt das Verhalten eines Betons C25/30. Dieser besitz von den untersuchten Varianten die geringsten Festigkeitswerte. Der Beton kann die erforderliche Krümmung bei den schlaff bewehrten Stahlbetonquerschnitten nicht aufnehmen. Der Betonstahl könnte theoretisch die geforderte Krümmung ab einer Bewehrungsfläche von $A_S$=707mm$^2$ aufnehmen. Bei der Variante mit Spannstahl erreichen sowohl der Stahlanteil, sowie der Betonanteil die erforderliche Krümmung. Somit wäre eine Ausführung mit dieser Konfiguration realisierbar.

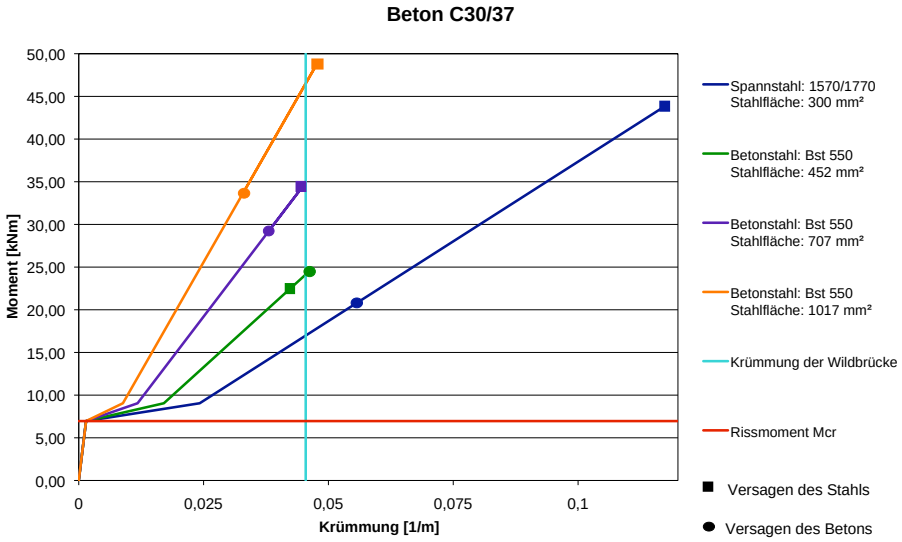



***Abb. 4.8 C30/37: Momenten-Krümmungs-Diagramm***

Der Stahlbetonquerschnitt mit Beton C30/37, dargestellt in Abbildung 4.8 verhält sich ähnlich dem Stahlbetonquerschnitt mit Beton C25/30. Nur der Beton des Stahlbetonquerschnitts mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=452mm$^2$ kann die erforderliche Krümmung aufnehmen. Bei den Querschnitten mit einem höheren Bewehrungsgrad kann lediglich der Bewehrungsstahl die geforderte Krümmung aufnehmen, der Beton jedoch nicht. Für den Stahlbetonquerschnitt mit den Spannlitzen gilt das gleiche wie für eine Betongüte C25/30. Die benötigte Krümmung kann sowohl vom Beton als auch vom Spannstahl aufgenommen werden.

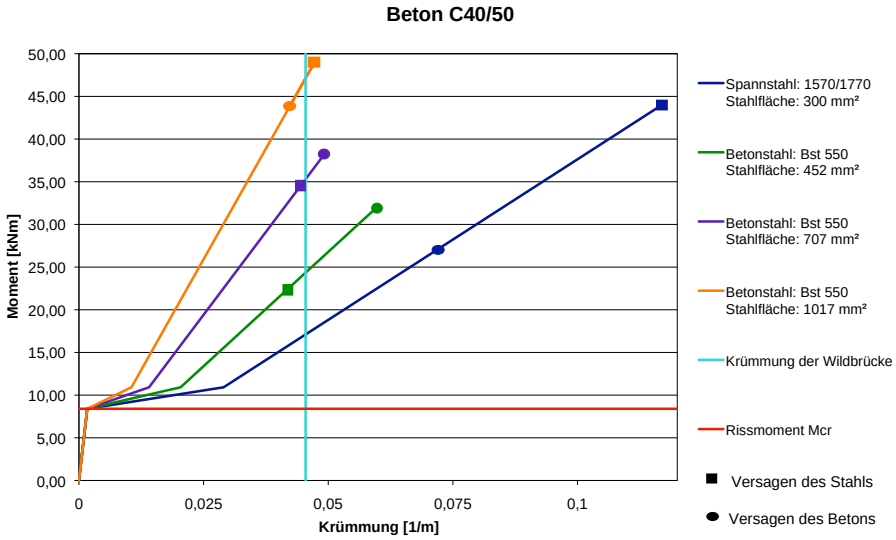



***Abb. 4.9 C40/50: Momenten-Krümmungs-Diagramm***

In Abbildung 4.9 wird das Momenten-Krümmungs-Diagramm für einen Beton mit Güte C40/50 dargestellt. Darin wird gezeigt, dass der Beton vom Stahlbetonquerschnitt mit Bewehrungsstahlfläche $A_S$=452mm$^2$ und dem Querschnitt mit $A_S$=707mm$^2$ die geforderte Krümmung aufnehmen kann. Der Stahlbetonquerschnitt mit einer Bewehrungsfläche von $A_S$=707mm$^2$ erreicht nur knapp nicht die Vorgaben, da der Stahl die benötigte Krümmung nicht aufnehmen kann. Beim am höchst bewehrten Stahlbetonquerschnitt mit einer Bewehrungsfläche von $A_S$=1017mm$^2$ kann zwar der Stahl die erforderliche Krümmung aufnehmen, jedoch nicht der Beton. Somit kann auch bei einer Betongüte von C40/50 nur die Ausführung mit Spannlitzen die Vorgaben erfüllen. Auch hier liegen sowohl der Beton, als auch der Spannstahl weit über der geforderten Krümmung.

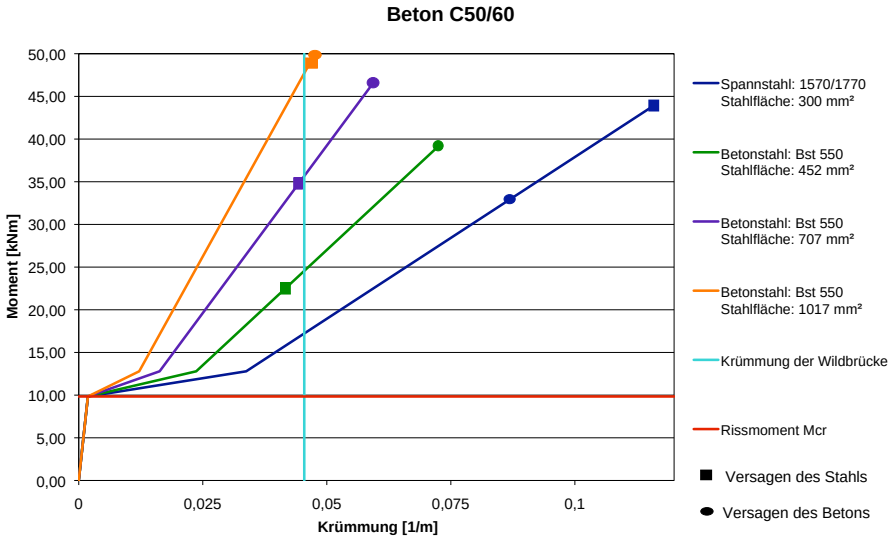



***Abb. 4.10 C50/60: Momenten-Krümmungs-Diagramm***

Abbildung 4.10 zeigt das Momenten-Krümmungs-Diagramm für eine Betongüte C50/60. Hier fällt auf, dass bei allen untersuchten Querschnitten die erforderliche Krümmung vom Beton aufgenommen werden kann. Ebenfalls wird hier zum ersten Mal die geforderte Krümmung von einem schlaff bewehrten Stahlbetonquerschnitt sowohl vom Beton als auch vom Stahl aufgenommen. Somit wäre eine Ausführung mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=1017mm$^2$ und einem Beton C50/60 realisierbar. Der Querschnitt mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=707mm$^2$ erfüllt nur knapp die geforderten Vorgaben nicht. Der am schwächsten armierte Querschnitt mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=452mm$^2$, liegt auch knapp unter der erforderlichen Krümmung. Der Stahlbetonquerschnitt erfüllt, wie bei den zuvor analysierten Betongüten die Anforderungen. Sowohl der Beton, als auch der Spannstahl kann die benötige Krümmung aufnehmen.

### 4.2.1 Schlussfolgerungen aus Kapitel 4.2

Wie im vorangegangen Kapitel gezeigt wurde, wird die geforderte Krümmung in jedem Fall von der Ausführung mit Spannlitzen erreicht. Lediglich bei der, hier untersuchten, höchsten Betongüte C50/60 konnte die Krümmung in Kombination mit schlaffer Bewehrung aufgenommen werden. Dies war aber erst mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=1017mm$^2$ möglich. Vergleicht man die benötigte schlaffe Bewehrungsstahlfläche und die Ausführungsvariante mit Spannlitzen, so wird man feststellen, dass beim Spannstahl lediglich ein Drittel der Fläche benötigt wird. Diese Tatsache wirkt sich auf die Wirtschaftlichkeit aus.

Weiters ist aus den Abbildungen 4.7 bis 4.10 ersichtlich:

- Je höher der Bewehrungsgrad gewählt wird, umso größer ist die Momententragfähigkeit und umso geringer die errechnete Krümmung
- Je größer die Druckfestigkeit des Betons ist, desto größer ist die Momententragfähigkeit und umso größere Krümmungen können realisiert werden

Neben der Wirtschaftlichkeit sprechen auch die oberhalb angeführten Punkte gegen einen hochbewehrten Querschnitt. Somit erweist sich die Ausführung mit Spannlitzen als sinnvollste.

Obwohl die Variante mit Spannlitzen für jede untersuchte Betongüte die Anforderungen erfüllt, ist es aus baupraktischer Sicht dennoch sinnvoll eine höhere Betongüte im Bereich C40/50 und C50/60 zu wählen. Da hier die Anfangsfestigkeiten höher sind als bei niedrigeren Betongüten. Dies wirkt sich vor allem auf der Baustelle, auf die Ausführungszeiten aus. Im Normalfall wird man einem rascheren Bauforschritt, im Gegensatz zu den Ersparnissen einer geringeren Betongüte den Vorzug geben.

Im nächsten Kapitel soll nun untersucht werden, wie man die benötigte Bewehrung optimieren kann.

## 4.3 Optimierung der Bewehrung

Es soll untersucht werden ob und wie man die benötigte Bewehrung optimieren kann. Hierzu wurden die Eingangsparameter geändert. Die Bewehrungsflächen aus Tabelle 4.2 sind hier nicht mehr gültig. Anstelle der dort angeführten Bewehrung gelten im Folgenden die Werte aus Tabelle 4.3.

| Stahlgüte | Zugfestigkeit | Eslatizitätsmodul | Stabdurchmesser | Querschnittsfläche eines Stabes bzw. einer Litzen | Anzahl der Stäbe bzw. Litzen | Gesamtquerschnittsfläche |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $f_{ym}$ [N/mm²] | $E_s$ [N/mm²] | Ø [mm] | $A_{Stab}$ [mm²] | n [Stk] | $A_s$ [mm²] |
| **Betonstahl Bst 550** | 594 | 200000 | 8 | 50,3 | 6 | 302 |
| **Betonstahl Bst 550** | 594 | 200000 | 10 | 78,5 | 6 | 471 |
| **Betonstahl Bst 550** | 594 | 200000 | 12 | 113,0 | 6 | 678 |
| **Spannstahl 1570/1770** | 1570 | 200000 | - | 100,0 | 2 | 200 |

***Tab. 4.3 geänderte Stahleinlagen, charakteristische Werte***

Untersucht wird im Nachfolgenden, welchen Einfluss es hat, wenn man die Bewehrungsfläche verringert. In Kapitel 4.1.5 wurde bereits festgestellt, dass es nicht sinnvoll ist einen zu hohen Bewehrungsgrad zu wählen. In den Abbildungen 4.11 bis 4.14 werden die Momenten-Krümmungs-Diagramme für die abgeminderte Bewehrung dargestellt.

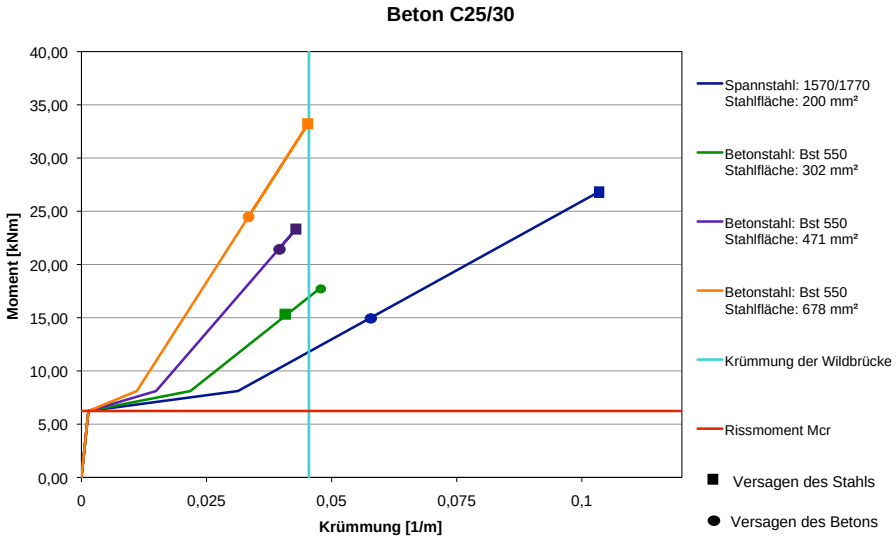



***Abb. 4.11 C25/30: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung***

Abbildung 4.12 zeigt das Verhalten eines Betons mit Güte C25/30. Dieser besitz von den untersuchten Varianten die geringsten Festigkeitswerte. Lediglich der Querschnitt mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=302mm$^2$, kann vom Beton her, die geforderte Krümmung erreichen. Der Stahlbetonquerschnitt mit $A_S$=471mm$^2$ würde, weder seitens des Stahls noch vom Beton her die erforderliche Krümmung erreichen. Beim Querschnitt mit der meisten Bewehrung, würde wiederum nur der Stahl die benötigte Krümmung einhalten. Einzig bei der Variante mit Spannstahl erreichen der Stahl sowie der Beton die erforderliche Krümmung, bei einer Betongüte von C25/30.

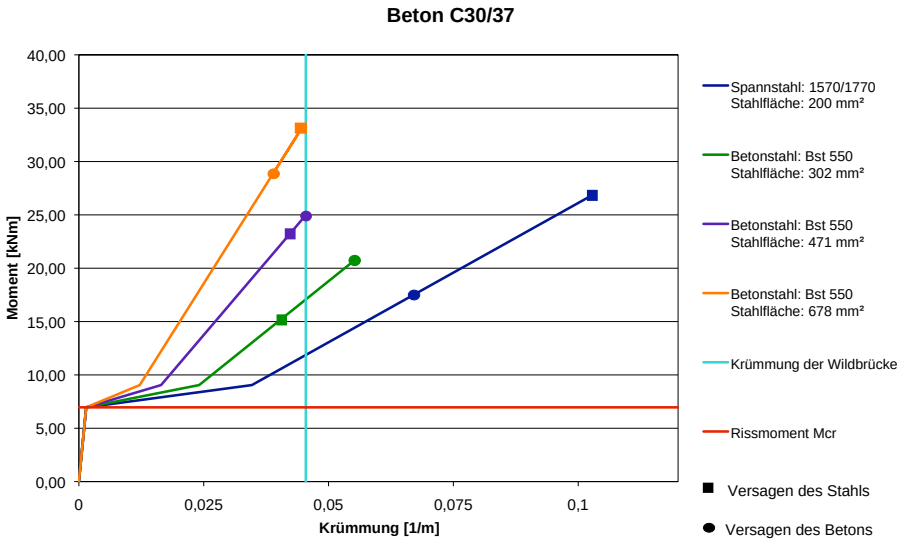



***Abb. 4.12 C30/37: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung***

Ähnlich verhält sich der Beton C30/37 welcher in Abbildung 4.12 dargestellt ist. Lediglich der Querschnitt mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=678mm$^2$ erreicht weder mit dem Beton, noch vom Stahl her, die erforderliche Krümmung. Die beiden Stahlbetonquerschnitte mit einer Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=302mm$^2$ und $A_S$=471mm$^2$ erreichen nur seitens des Betons die geforderte Krümmung. Der Stahlbetonquerschnitt mit Spannlitzen würde die notwendige Krümmung sowohl vom Beton, als auch vom Stahl her aufnehmen können.

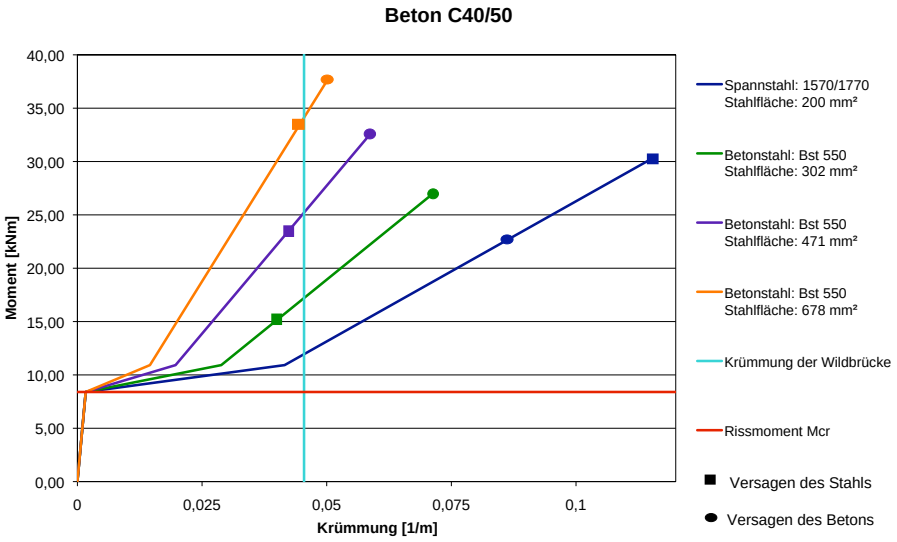



***Abb. 4.13 C40/50: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung***

In Abbildung 4.13 wird ein Beton mit Güte C40/50 dargestellt, welcher eine Druckfestigkeit von $f_{ck}$ = 40 N/mm$^2$ aufweist. Somit können nun alle Querschnitte mit schlaffer Bewehrung, von Seiten des Betons, die geforderte Krümmung einhalten. Das heißt der Beton kann die nötigen Druckspannungen aufnehmen, jedoch würde der Stahl versagen. Wiederum kann nur der Stahlbetonquerschnitt mit einer Litzenfläche von $A_S$=200mm$^2$ die benötigte Krümmung aufnehmen.

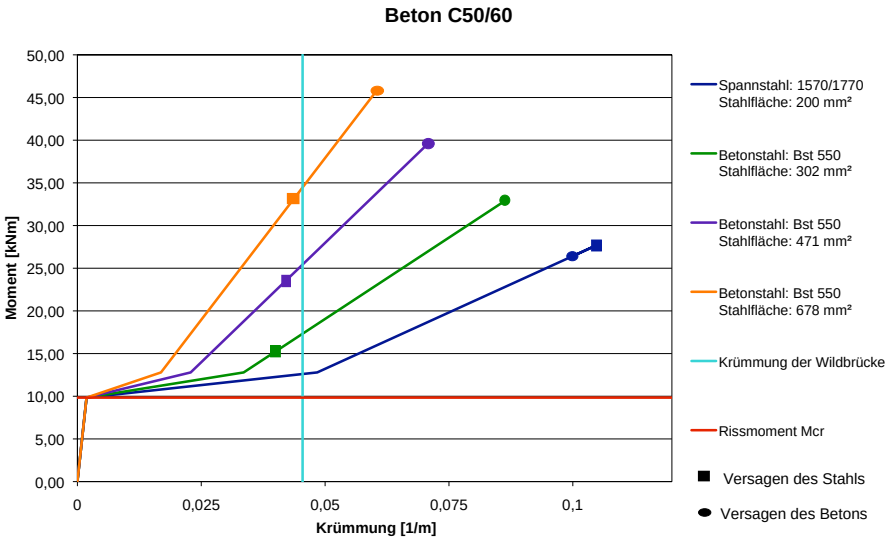



***Abb. 4.14 C50/60: Momenten-Krümmungs-Diagramm abgeminderte Bewehrung***

Hier gelten die gleichen Aussagen wie bei Betongüte C40/50. Allerdings wird in Abbildung 4.14 noch deutlicher gezeigt, dass zwar der Beton große Krümmungen aufnehmen könnte. Unterdessen der schlaffe Bewehrung nicht einmal die geforderte Krümmung erreicht. Die erforderliche Krümmung kann nur beim Stahlbetonquerschnitt mit einer Litzenfläche von $A_S$=200mm$^2$, von Stahl und Beton aufgenommen werden.

### 4.3.1 Schlussfolgerungen aus Kapitel 4.3

Wie im vorangegangen Kapitel gezeigt wurde, kann die erforderliche Krümmung nur mit Spannlitzen sinnvoll erreicht werden.

Genau wie im Kapitel 4.1.4 lieferten die Stahlbetonquerschnitte mit schlaffer Bewehrung, nur unzureichende Ergebnisse. Lediglich der Querschnitt mit einer schlaffen Bewehrungsstahlfläche von $A_S$=1017mm$^2$ konnte das Kriterium der Krümmung, sowohl von Seiten des Stahls, als auch vom Beton her, erfüllen. Es ist jedoch nicht zielführend einen hohen Bewehrungsgrad anzustreben, siehe Kapitel 4.1.5.

Bei der Querschnittsausführung mit Litzen wurden bewusst zwei Stück angeordnet, um den Litzenabstand einzuschränken. Aus

baupraktischer Sicht macht es keinen Sinn, nur eine Litze auf einen Meter zu verlegen.

## 4.4 Vorangegangene Versuche [2]

Zum Erstellungszeitpunkt dieser Arbeit lagen bereits Untersuchungen zur maximal erreichbaren Krümmung bei einem Bogen, welcher mittels Luftkissen in seine Form gebracht wurde vor. Im folgenden werden die Ergebnisse für einen 1m breiten Bogenstreifen angeführt.

Für die durchgeführten Versuche wurden Stahlbetonquerschnitte, wie sie in den Abbildungen 4.15 und 4.16 dargestellt werden, verwendet.

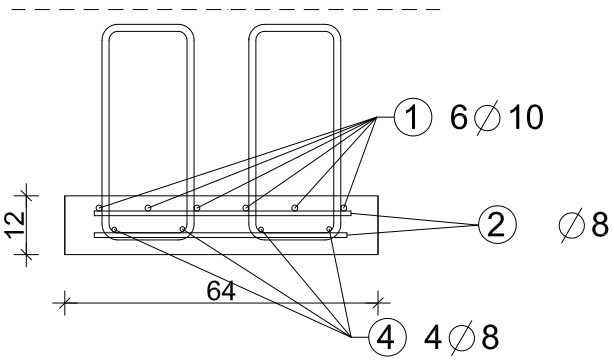



***Abb. 4.15 Probekörper 1: schlaff bewehrt***

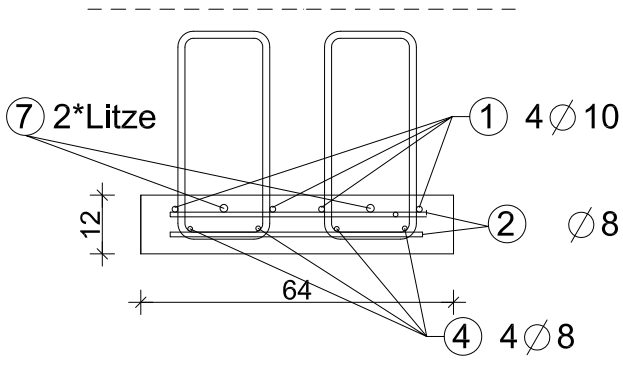



***Abb. 4.16 Probekörper 2: mit Spannstahl***

- Probekörper 1 weist eine Betongüte der Klasse C50/60 auf und ist mit 471mm$^2$ Betonstahl BSt550 bewehrt.
- Probekörper 2 wird, damit sich beide Querschnitte vergleichen lassen, ebenfalls mit einer Betongüte C50/60 ausgeführt. Er besitzt jedoch als Zugbewehrung zwei schlaff eingelegt Spannlitzen der Güte 1570/1770, mit einem Querschnitt von je 150mm$^2$.

Die für beide Querschnitte erhalten Rechenergebnisse werden in den Tabellen 4.4 und 4.5 zusammengefasst.

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Eingangsdaten | Stahl | $A_s$ | $E_s$ | $f_{ym}$ | | | |
| | | [mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] | | | |
| | | 471 | 200000 | 594 | | | |
| | Beton | b | h | $E_c$ | $f_{ctm}$ | $f_{ck}$ | |
| | | [mm] | [mm] | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] | |
| | | 1000 | 120 | 37000 | 4,1 | 50 | |
| | System | R | $\kappa_{erf}$ | | | | |
| | | [m] | [1/m] | | | | |
| | | 22 | 0,0455 | | | | |
| Querschnittsergebnisse | | d | x | z | $EI_I$ | $EI_{II}$ | $I_{II}$ |
| | | [mm] | [mm] | [mm] | [Nmm²] | [Nmm²] | [mm^4] |
| | | 90 | 23,08 | 82,31 | 34,1 x 10^11 | 5,2 x 10^11 | 14,0 x 10^6 |
| | | M | $\sigma_s$ | $\sigma_c$ | $\varepsilon_s$ | $\varepsilon_c$ | $\kappa$ |
| | | [kNm] | [N/mm²] | [N/mm²] | [%] | [%] | [1/m] |
| Erstrissbildung | | 6,30 | - | 4,10 | - | 0,01 | 0,0018 |
| Abgeschlossene Rissbildung | | 8,19 | 211,18 | 13,47 | 0,11 | 0,04 | 0,0158 |
| Versagen Betonstahl | | 21,32 | 594,00 | 35,08 | 0,28 | 0,09 | 0,0411 |
| Versagen Beton | | 30,39 | 783,87 | 50,00 | 0,39 | 0,14 | 0,0586 |

***Tab. 4.4 Rechenergebnisse für Querschnitt mit Betonstahl***

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Eingangsdaten | Stahl | $A_s$ | $E_s$ | $f_{yk}$ | | | |
| | | [mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] | | | |
| | | 300 | 200000 | 1728 | | | |
| | Beton | b | h | $E_c$ | $f_{ctm}$ | $f_{ck}$ | |
| | | [mm] | [mm] | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] | |
| | | 1000 | 120 | 37000 | 4,1 | 50 | |
| | System | R | $\kappa_{erf}$ | | | | |
| | | [m] | [1/m] | | | | |
| | | 22 | 0,0455 | | | | |
| Querschnittsergebnisse | | d | x | z | $EI_I$ | $EI_{II}$ | $I_{II}$ |
| | | [mm] | [mm] | [mm] | [Nmm²] | [Nmm²] | [mm^4] |
| | | 90 | 18,97 | 83,68 | 34,1 x 10^11 | 3,6 x 10^11 | 9,6 x 10^6 |
| | | M | $\sigma_s$ | $\sigma_c$ | $\varepsilon_s$ | $\varepsilon_c$ | $\kappa$ |
| | | [kNm] | [N/mm²] | [N/mm²] | [%] | [%] | [1/m] |
| Erstrissbildung | | 6,30 | - | 4,10 | - | 0,01 | 0,0018 |
| Abgeschlossene Rissbildung | | 8,19 | 326,13 | 16,12 | 0,16 | 0,04 | 0,0230 |
| Versagen Beton | | 25,40 | 1011,84 | 50,00 | 0,51 | 0,14 | 0,0712 |
| Versagen Spannstahl | | 39,41 | 1728,00 | 77,58 | 0,79 | 0,21 | 0,1105 |

***Tab. 4.5 Rechenergebnisse für Querschnitt mit Spannstahl***

In Abbildung 4.17 werden beide Probekörper gegenübergestellt. Es wird hier die aus dem Versuch erreichte Krümmung dargestellt. Man sieht, dass die rechnerische Krümmung viel kleiner ist als die im Versuch erreichte. Dies bedeutet, dass noch sehr viele Querschnittsreserven bei den schlaff bewehrten Ausführungen vorhanden sind. Die Versuche haben gezeigt, dass Krümmungsradien von R=12,9m bei einem schlaff bewehrten Querschnitt, und R=12,7m bei einem Stahlbetonquerschnitt mit Spannstahl möglich sind.

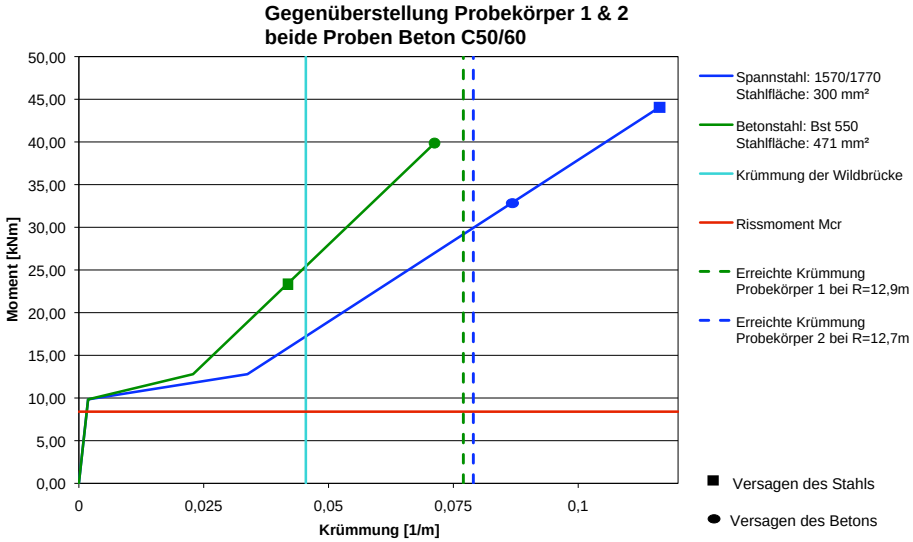



***Abb. 4.17 Vergleich erreichte Krümmung von Probekörper 1 und 2***

## 4.5 Schlussfolgerungen zu Kapitel 4

Es wurde in Kapitel 4 gezeigt, dass rein rechnerisch nur eine Ausführung mit Litzen sinnvoll ist. Genauso wurde aber gezeigt, dass in Versuchen, selbst mit schlaffer Bewehrung höhere Krümmungen als die geforderte erreicht werden. Das bedeutet, dass noch sehr viel Reserve in den Querschnitten vorhanden ist. Die Aussage, Litzen zu verwenden wurde anhand der in Kapitel 4.2 und 4.3 angeführten Moment-Krümmungs-Diagramme getroffen. Somit liegen besagte Querschnitte auf jeden Fall auf der sicheren Seite. Wie die Versuche aus Kapitel 4.4 gezeigt haben, wäre jedoch auch eine Ausführung mit

schlaffer Bewehrung möglich. Dennoch wird an dieser Stelle, der Variante mit Litzen den Vorzug gegeben, um die theoretisch benötigte Bewehrungsfläche klein zu halten. Es werden Litzen mit einer Gesamtfläche von $A_S$=300mm$^2$/m vorgeschlagen.

Als Beton wird ein C50/60 vorgeschlagen, da dieser eine relativ hohe Anfangsfestigkeit besitz, was sich wiederum positiv auf den Bauablauf auswirkt. Es ist jedoch, bei der Ausführungsvariante mit Litzen, jede in Kapitel 4.2 und 4.3 untersuchte Betongüte realisierbar.

# 5 Finite Element Berechnung

## 5.1 Einführung

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurde die Schalenform, dargestellt in Abbildung 5.1, mittels einem Finite Elemente Programm simuliert. Ziel war es zu untersuchen in wie weit sich die beiden gekrümmten Flächen auf den verbindenden Zylinder auswirken.

***Abb. 5.1 Schalenkonstruktion***

Die Wahl des Programms war freigestellt. Da eine händische Kontrolle bei dem vorliegenden Schalentragwerk nicht in vernünftigem Sinne durchgeführt werden kann, werden die Plausibilitätskontrollen anhand eines Bogens durchgeführt. Näheres zum 2D Bogensystem wird im Kapitel 6 erläutert.

Wir haben uns für das Programm RFEM aus dem Hause Dlubal entschieden. Unserer Meinung nach war dieses Programm bei der Strukturdateneingabe am benutzerfreundlichsten, und die Rechenzeit, welche benötigt wurde um die Belastung auf die Schale zu simulieren, hielt sich in Grenzen.

Das Programm RFEM ermöglicht die direkte Struktureingabe über eine CAD-ähnliche Oberfläche, was die Koordinateneingabe sehr veranschaulicht. Weiters stehen im Programm mehrere Möglichkeiten der Flächengenierung zur Verfügung ohne diese die Simulation der Schale bedeutend erschwert worden wäre; für uns ein weiteres Kriterium um RFEM zu verwenden.

Die Werte für die Steifigkeiten der einzelnen Schalenabschnitte sind aus Versuchen hervorgegangen. [2] Diese Werte wurden auf unser System umgerechnet, da sich die vorliegenden Werte auf einen 0,64m breiten Bogen bezogen haben. Die zugehörigen Rechenoperationen werden im Kapitel 5.2.1 angeführt.

## 5.2 Berechnung mittels RFEM

### 5.2.1 Eingangsparameter

Für die Berechnung mit RFEM wurde die Struktur der Schale in 3D modelliert. Die Abmessungen waren uns bereits aus dem vorliegenden Projekt bekannt, jedoch mussten die Koordinaten der Kugelabschnitte von uns erst eingerechnet werden. Die Dicke der Schale beträgt 12 cm. Der gerissene Stahlbetonquerschnitt wird über die Variation des E-Moduls berücksichtigt. Die Dicke der Schale wurde von uns bewusst nicht variiert, da sich mit der Dicke auch die Steifigkeiten des Systems ändern. Die Steifigkeiten wurden aus bereits durchgeführten Versuchen entnommen [2].

Wir wollen mit dem Programm RFEM nun den Betoniervorgang simulieren, und untersuchen in wie weit sich die Kugelabschnitte auf die Verformung des Zylinders auswirken. Von Interesse ist, ob man diese Vernachlässigen kann. Somit würde sich die Struktur auf ein zwei dimensionales Problem, sprich einen Bogen, reduzieren lassen.

Es wurde untersucht wie sich die Durchbiegungen bei einem gelenkigen und einem eingespannten System verhalten. Da in der Praxis nie eine 100%tige Einspannung erreicht wird, jedoch auch ein ideales Gelenk Wunschvorstellung bleibt, erschien es notwendig diese beiden Grenzfälle näher zu betrachten.

Es lagen die Steifigkeiten für einen Bogen mit 12cm Dicke vor [2]. Querschnitt 1 (siehe Abbildung 5.2) und Querschnitt 2 (siehe Abbildung 5.3) wurden bereits auf einen Meter Breite extrudiert, da die

vorangegangen Versuchsbögen eine Breite von nur 0,64m hatten. Beim Querschnitt 1 handelt es sich um einen Stahlbetonquerschnitt ohne aufgesetzten Fachwerk. Im Gegensatz dazu besitzt Querschnitt 2 ein aufgesetztes Fachwerk. Dieses dient dazu die Steifigkeit des Querschnitts 2 zu erhöhen.

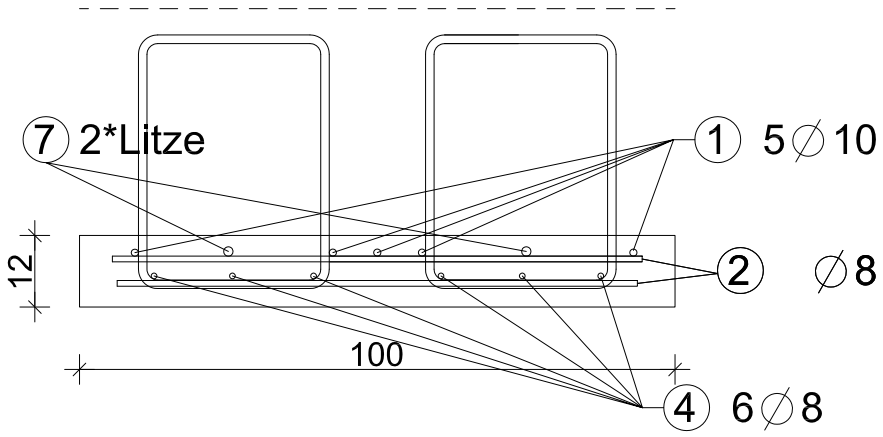



***Abb. 5.2 Querschnitt 1***

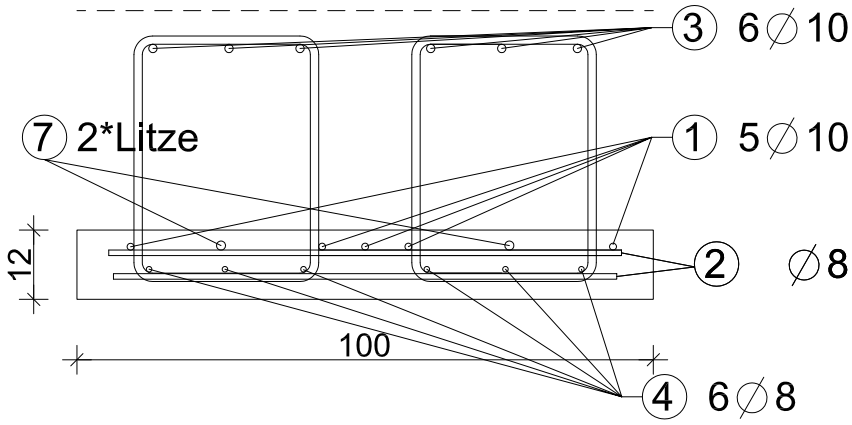



***Abb. 5.3 Querschnitt 2***

In den Abbildungen 5.4 und 5.5 werden Bilder der Bewehrungsführung bei den Versuchskörpern dargestellt.

***Abb. 5.4 Querschnitt 1 – ohne aufgesetztem Fachwerk***

***Abb. 5.5 Querschnitt 2 – mit aufgesetztem Fachwerk***

In der nachfolgenden Tabelle (Tab. 5.1) sind die Steifigkeitswerte aus den Versuchen zusammengefasst [2]. Diese gelten jedoch für einen 0,64m breiten Probekörper.

| Stationierung | 0,0 - 2,0 [m] | 2,0 - 2,5 [m] | 2,5 - 3,0 [m] | 3,0 - 3,5 [m] | 3,5 - 4,0 [m] | 4,0 - 11,0 [m] | 11,0 - 11,5 [m] | 11,5 - 12,0 [m] | 12,0 - 12,5 [m] | 12,5 - 13,0 [m] | 13,0 - 15,0 [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Biegesteifigkeit (EI) | | | | | | | | | | |
| | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] | [Nmm²] |
| System 1 (Stahlbeton-querschnitt) | 3,41 * 10^12 | 2,77 * 10^12 | 2,22 * 10^12 | 1,75 * 10^12 | 1,34 * 10^12 | 1,01 * 10^12 | 1,34 * 10^12 | 1,75 * 10^12 | 2,22 * 10^12 | 2,77 * 10^12 | 3,41 * 10^12 |
| System 2 (Stahlbeton-querschnitt mit aufgesetzten Fachwerk) | 9,69 * 10^12 | 8,70 * 10^12 | 7,78 * 10^12 | 6,14 * 10^12 | 6,14 * 10^12 | 5,41 * 10^12 | 6,14 * 10^12 | 6,14 * 10^12 | 7,78 * 10^12 | 8,70 * 10^12 | 9,69 * 10^12 |

***Tab. 5.1 Steifigkeiten für einen 0,64m breiten Probekörper [2]***

Aufgrund dessen werden folgende Operationen ausgeführt um diese Werte für einen 1m breiten Körper zu adaptieren:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{640 \cdot 120^3}{12} = 92160000 mm^4 \qquad (5.1)$$

Die Werte für die Biegesteifigkeiten aus Tabelle 5.1 werden durch Gleichung (5.1) dividiert. Somit bekommt man den E-Modul, welcher

für die Eingabe im FE Programm benötigt wird. Die Werte für die reduzierten E-Moduli sind in Tabelle 5.2 dargestellt.

| Elastizitätsmodule [N/mm$^2$] | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Stationierung [m] | 0,00 - 0,20 | 2,00 - 2,50 | 2,50 - 3,00 | 3,00 - 3,50 | 3,50 - 4,00 | 4,00 - 11,00 | 11,00 - 11,50 | 11,50 - 12,00 | 12,00 - 12,50 | 12,50 - 13,00 | 13,00 - 15,00 |
| Abschnitte | Ring 1 | | Ring 2 | | Ring 3 | | | Ring 2 | | Ring 1 | |
| System 1 (STB) | 37000,87 | 30056,54 | 24088,54 | 18988,70 | 14539,90 | 10959,20 | 14539,90 | 18988,70 | 24088,54 | 30056,54 | 37000,87 |
| System 2 (STB mit aufgesetztem Fachwerk) | 105143,23 | 94401,04 | 84418,40 | 66623,26 | 66623,26 | 58702,26 | 66623,26 | 66623,26 | 84418,40 | 94401,04 | 105143,23 |

***Tab. 5.2 E-Moduli der Probekörper***

Für die Generierung des FE Modells wurden farbig hinterlegte Werte gemittelt. was schließlich zu einer Einteilung des Systems in drei Ringe führte – siehe Abbildung 5.6. Anhand dieser Aufteilung wurden später dann die Betonierabschnitte definiert.

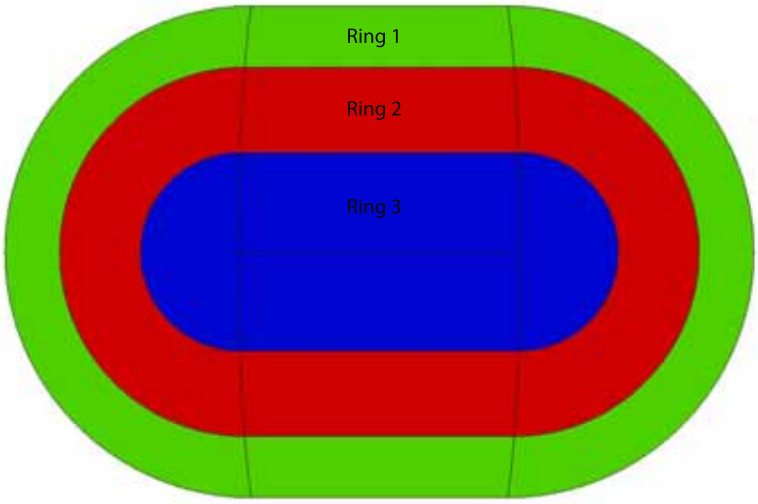



***Abb. 5.6 Einteilung der Schale in 3 Bereiche unterschiedlicher Steifigkeiten***

## 5.3 Berechnungen mit RFEM

### 5.3.1 Allgemeines

Im nachfolgenden werden nun die Schalensysteme untersucht. Es werden hierbei die Steifigkeiten, sowie die Lagerbedingungen variiert. Die Geometrie der Schale wird nicht verändert. Als Belastung wird das Eigengewicht der Schale gewählt. Es soll untersucht werden, wie sich die Lagerung und die Steifigkeiten auf das Schalentragwerk auswirken. Die Unterschiede werden anhand der Durchbiegungen, der Momente und der Normalkräfte verdeutlicht.

### 5.3.2 Schalentragwerk: Volleinspannung und mit aufgesetztem Fachwerk

Abbildung 5.7 zeigt die Durchbiegungen bei einem Schalensystem mit aufgesetztem Fachwerk, und Volleinspannung in isometrischer Ansicht.

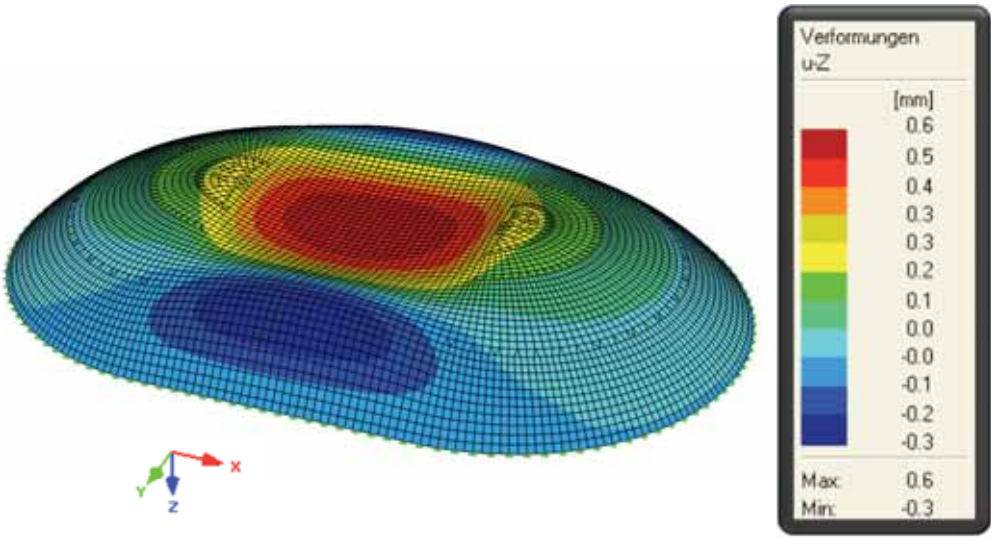



***Abb. 5.7 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: eingespannt mit aufgesetztem Fachwerk***

Die Beträge der Durchbiegungen sind in Abbildung 5.7 farblich dargestellt. Abbildung 5.8 stellt das Schalentragwerk im Grundriss dar. Wie zu sehen ist sind die Verschiebungen in z-Richtung symmetrisch.

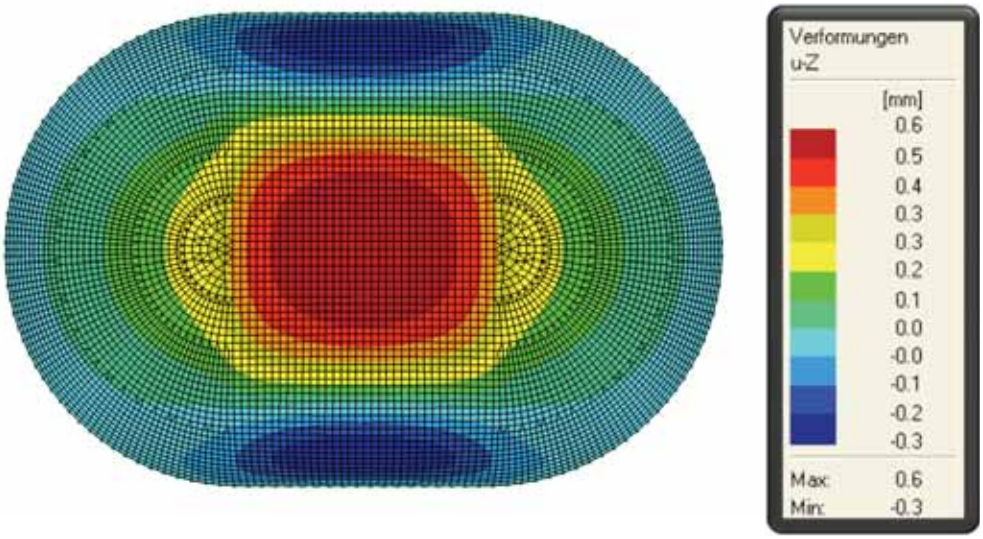



***Abb. 5.8 Grundriss der Schale: Lagertyp: eingespannt mit aufgesetztem Fachwerk***

Im Folgenden werden nun die Schnittgrößenverläufe für das vorliegende Schalensystem angegeben. In den Abbildungen 5.10 bis 5.13 werden die Durchbiegung, das Moment in x-Richtung, das Moment in y-Richtung und die Normalkraft dargestellt. Diese Abbildungen beziehen sich auf den Schnitt A-A und das Koordinatensystem, welche in Abbildung 5.9 definiert werden.

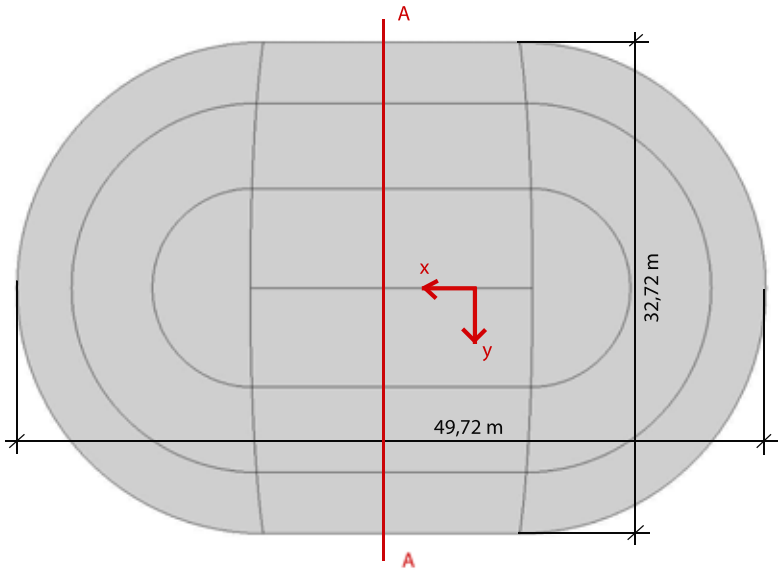



***Abb. 5.9 Abmessungen der Schale; Definition von Schnitt A-A; Definition des Koordinatensystems x,y***

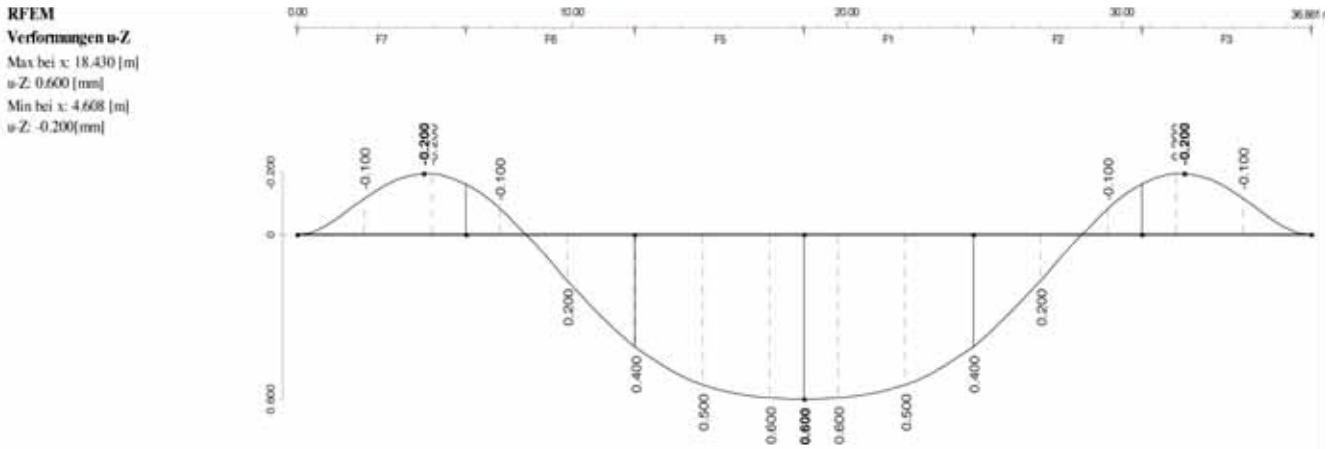



***Abb. 5.10 Durchbiegung in z-Richtung: u-z***

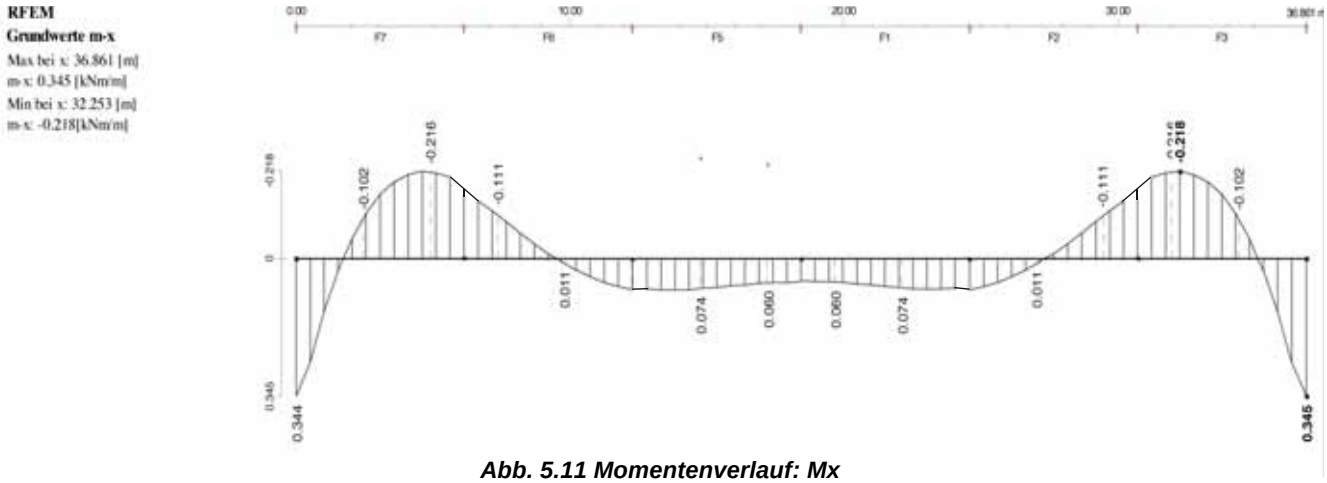



***Abb. 5.11 Momentenverlauf: Mx***

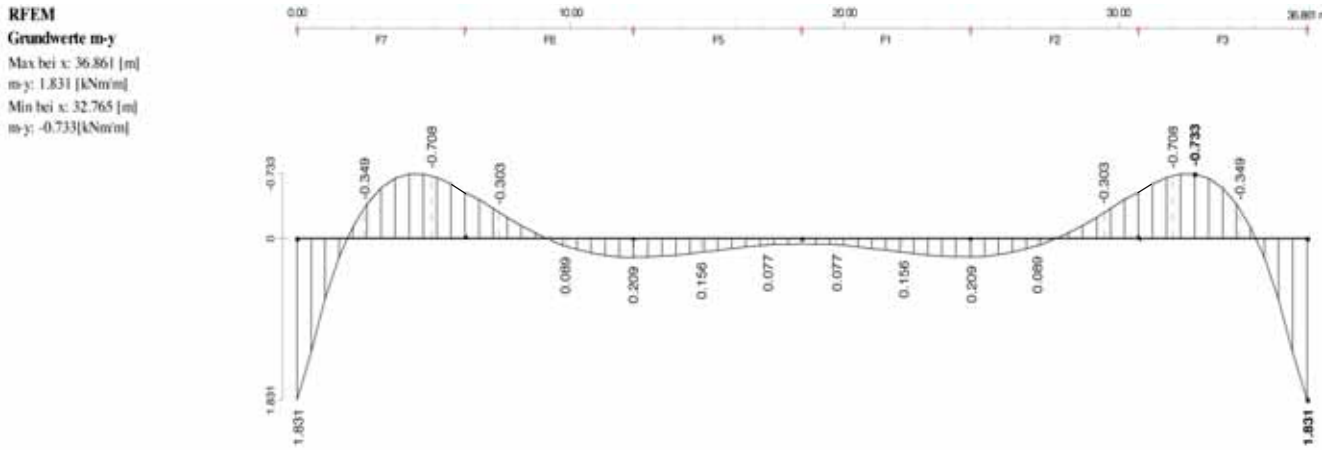



***Abb. 5.12 Mometenverlauf: My***

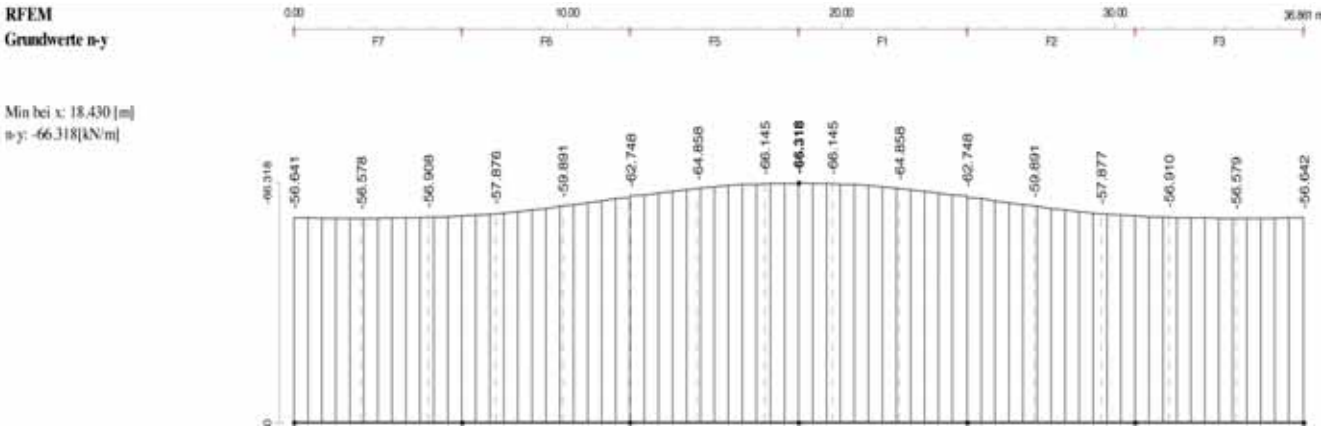



***Abb. 5.13 Normalkrafverlauf: Ny***

Wie aus den Verläufen in den Abbildungen 5.10 bis 5.13 ersichtlich ist, befindet sich die Größte Durchbiegung in der Mitte und beträgt 0,6mm. Die größten Momente treten, wie erwartet an der Einspannstelle auf – max My beträgt 1,831kNm. Die größte Normalkraft ist in Systemmitte zu erwarten, und beträgt 66,318kN.

### 5.3.3 Schalentragwerk: gelenkige Lagerung und mit aufgesetztem Fachwerk

Abbildung 5.14 zeigt die Durchbiegungen bei einem Schalensystem mit aufgesetztem Fachwerk, und gelenkiger Lagerung in isometrischer Ansicht.

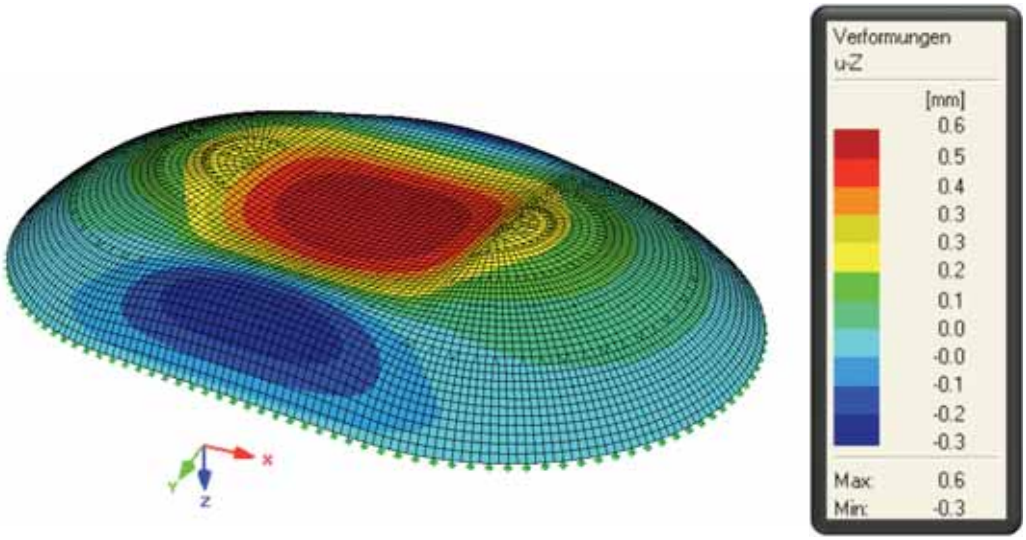



***Abb. 5.14 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: gelenkig mit aufgesetztem Fachwerk***

Die Beträge der Durchbiegungen sind in Abbildung 5.14 farblich dargestellt. Abbildung 5.15 stellt das Schalentragwerk im Grundriss dar. Wie zu sehen ist sind die Verschiebungen in z-Richtung symmetrisch.

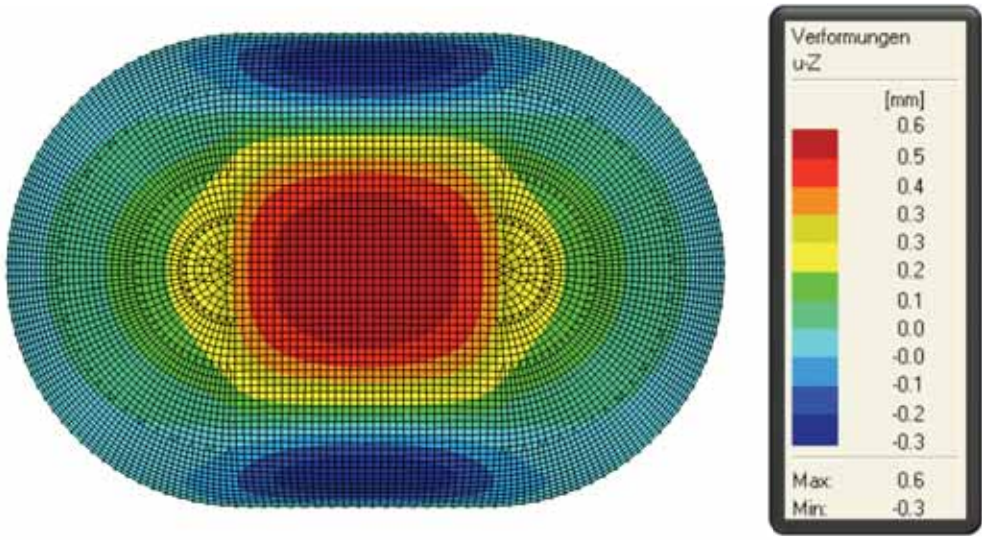



***Abb. 5.15 Grundriss der Schale: Lagertyp: gelenkig mit aufgesetztem Fachwerk***

Im Folgenden werden nun die Schnittgrößenverläufe für das vorliegende Schalensystem angegeben. In den Abbildungen 5.16 bis 5.19 werden die Durchbiegung, das Moment in x-Richtung, das Moment in y-Richtung und die Normalkraft dargestellt. Diese Abbildungen beziehen sich auf den Schnitt A-A und das Koordinatensystem, welche in Abbildung 5.9 definiert werden.

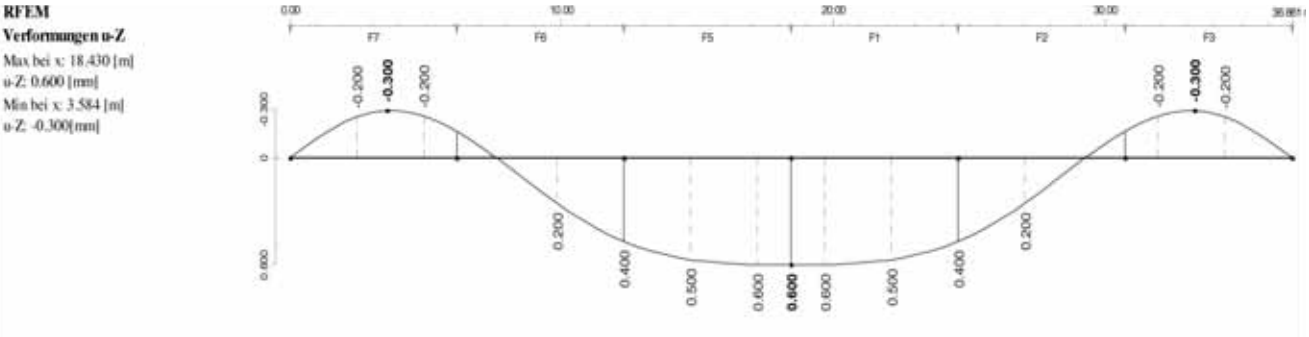



***Abb. 5.16 Durchbiegung in z-Richtung: u-z***

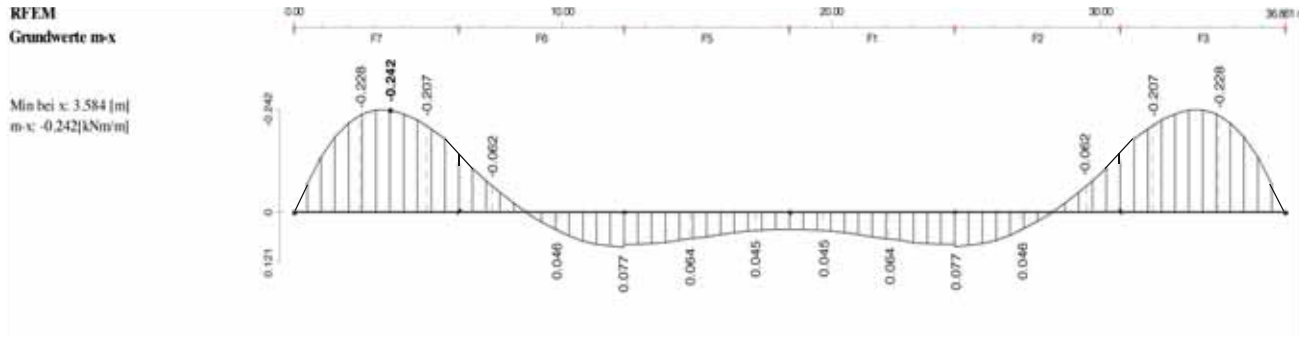



***Abb. 5.17 Momentenverlauf: Mx***

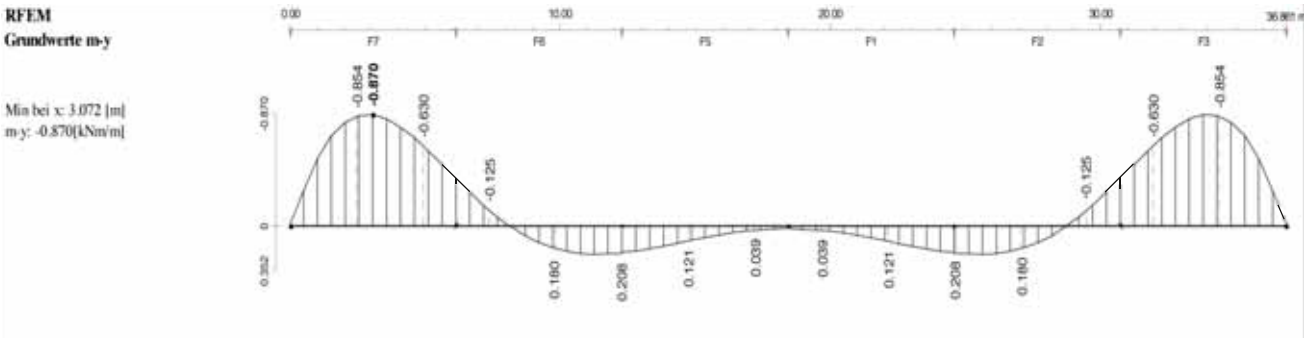



***Abb. 5.18 Momentenverlauf: My***

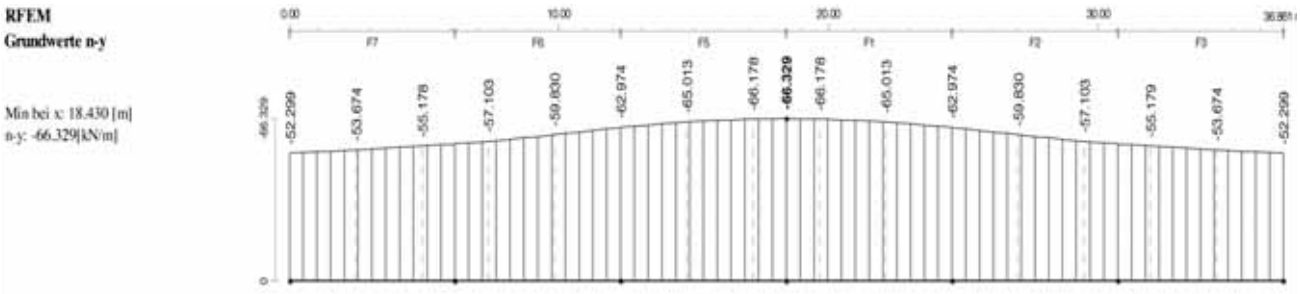



***Abb. 5.19 Normalkraftverlauf: Ny***

Wie aus den Verläufen in den Abbildungen 5.16 bis 5.19 ersichtlich ist, befindet sich die Größte Durchbiegung in der Mitte und beträgt 0,6mm. Dies ist mit dem Ergebnis für ein Schalentragwerk mit Einspannung identisch. Die größten Momente treten, an den Seitenflächen auf – max My beträgt -0,870kNm. Die größte Normalkraft ist in Systemmitte zu erwarten, und beträgt 66,329kN.

### 5.3.4 Schalentragwerk: Volleinspannung ohne aufgesetztem Fachwerk

Abbildung 5.20 zeigt die Durchbiegungen bei einem Schalensystem ohne aufgesetztem Fachwerk, und Volleinspannung in isometrischer Ansicht.

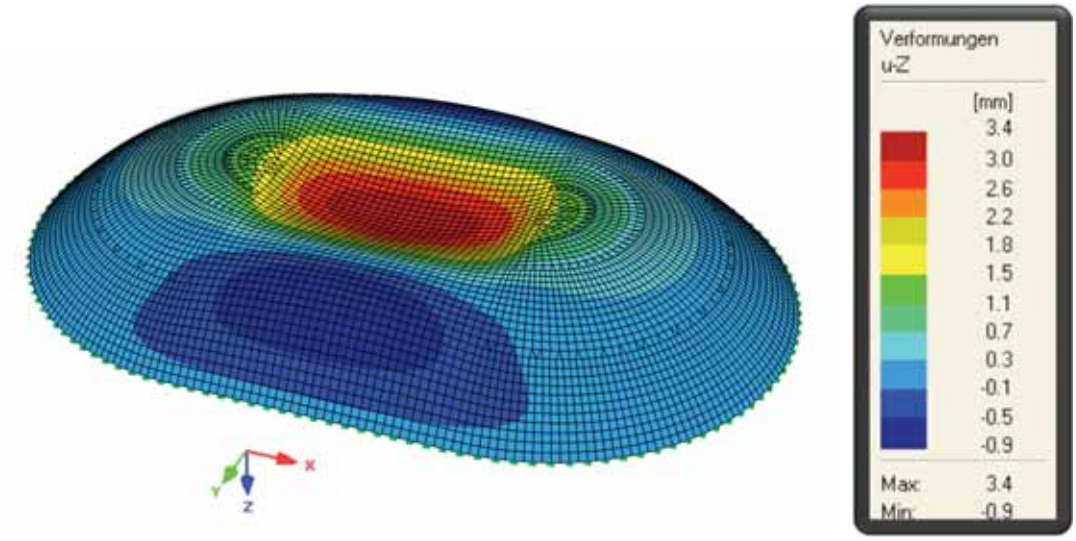



***Abb. 5.20 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: eingespannt ohne aufgesetztem Fachwerk***

Die Beträge der Durchbiegungen sind in Abbildung 5.20 farblich dargestellt. Abbildung 5.21 stellt das Schalentragwerk im Grundriss dar. Wie zu sehen ist sind die Verschiebungen in z-Richtung symmetrisch.

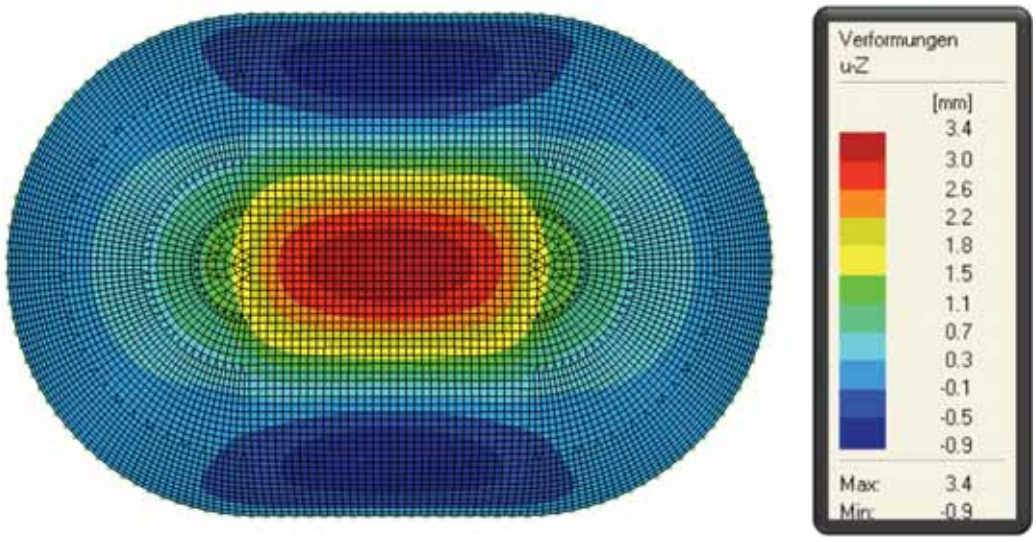



***Abb. 5.21 Grundriss der Schale: Lagertyp: eingespannt ohne aufgesetztem Fachwerk***

Im Folgenden werden nun die Schnittgrößenverläufe für das vorliegende Schalensystem angegeben. In den Abbildungen 5.22 bis 5.25 werden die Durchbiegung, das Moment in x-Richtung, das Moment in y-Richtung und die Normalkraft dargestellt. Diese Abbildungen beziehen sich auf den Schnitt A-A und das Koordinatensystem, welche in Abbildung 5.9 definiert werden.

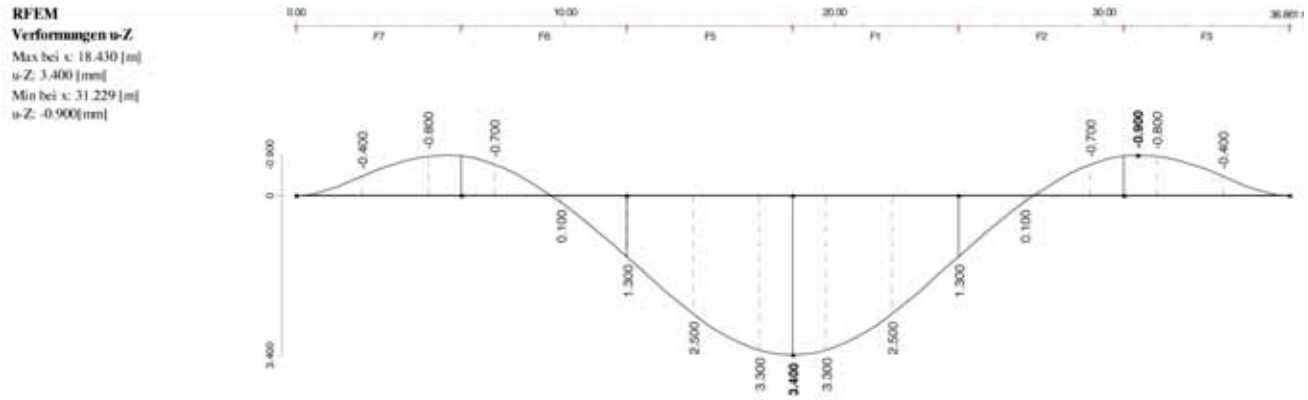



***Abb. 5.22 Durchbiegung in z-Richtung: u-z***

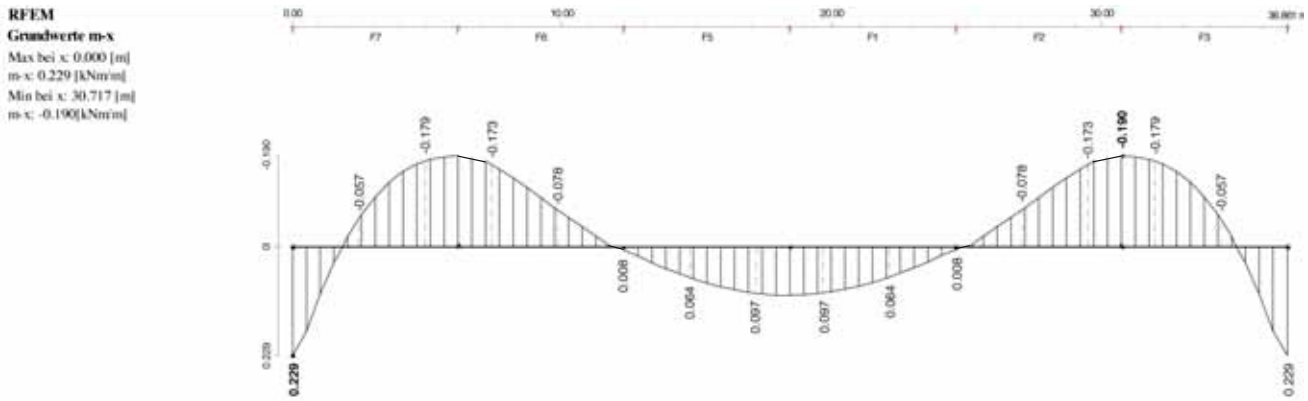



***Abb. 5.23 Momentenverlauf: Mx***

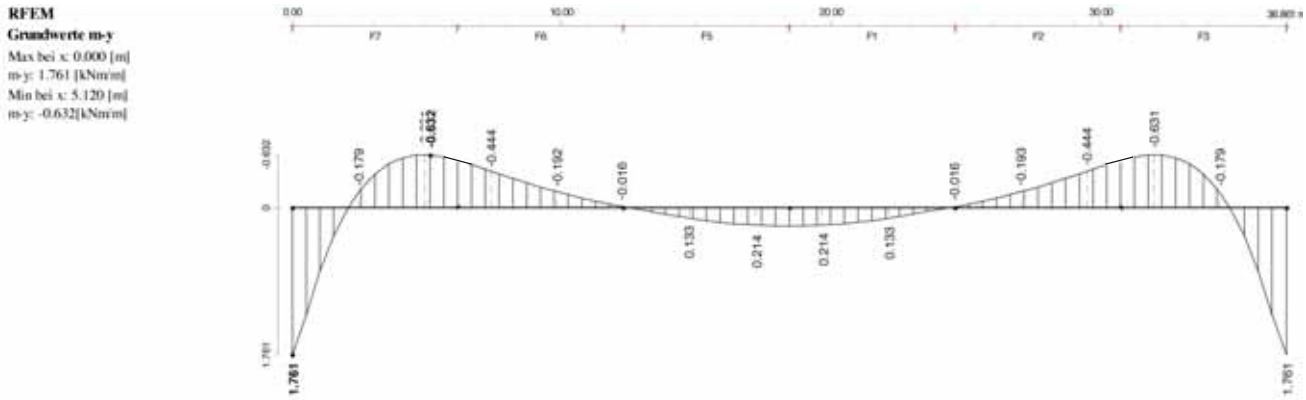



***Abb. 5.24 Momentenverlauf: My***

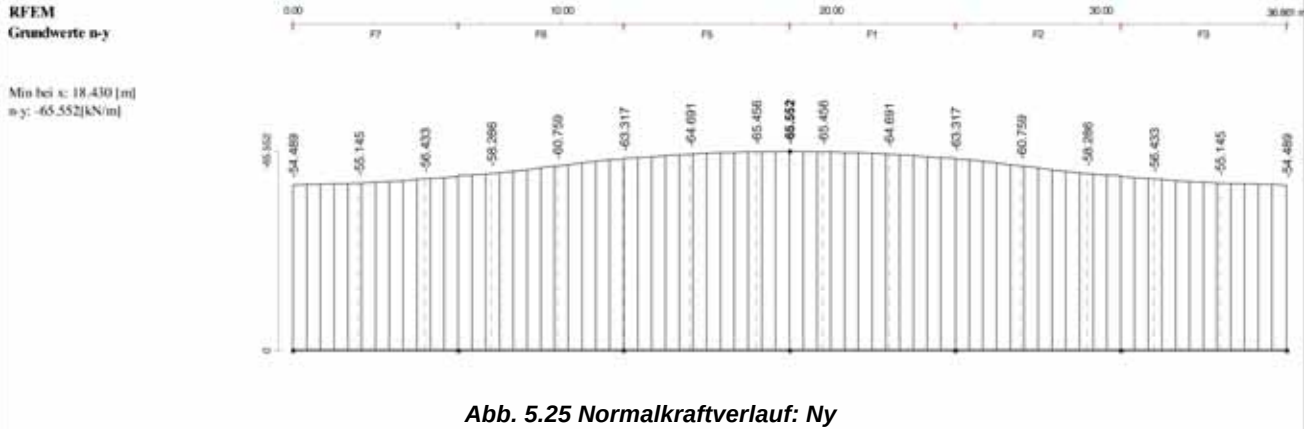



***Abb. 5.25 Normalkraftverlauf: Ny***

Wie aus den Verläufen in den Abbildungen 5.22 bis 5.25 ersichtlich ist, befindet sich die Größte Durchbiegung in der Mitte und beträgt 3,4mm. Die größten Momente treten, wie erwartet an der Einspannstelle auf – max My beträgt 1,761kNm. Die größte Normalkraft ist in Systemmitte zu erwarten, und beträgt 65,552kN.

### 5.3.5 Schalentragwerk: gelenkige Lagerung und ohne aufgesetztem Fachwerk

Abbildung 5.26 zeigt die Durchbiegungen bei einem Schalensystem ohne aufgesetztem Fachwerk, und gelenkiger Lagerung in isometrischer Ansicht.

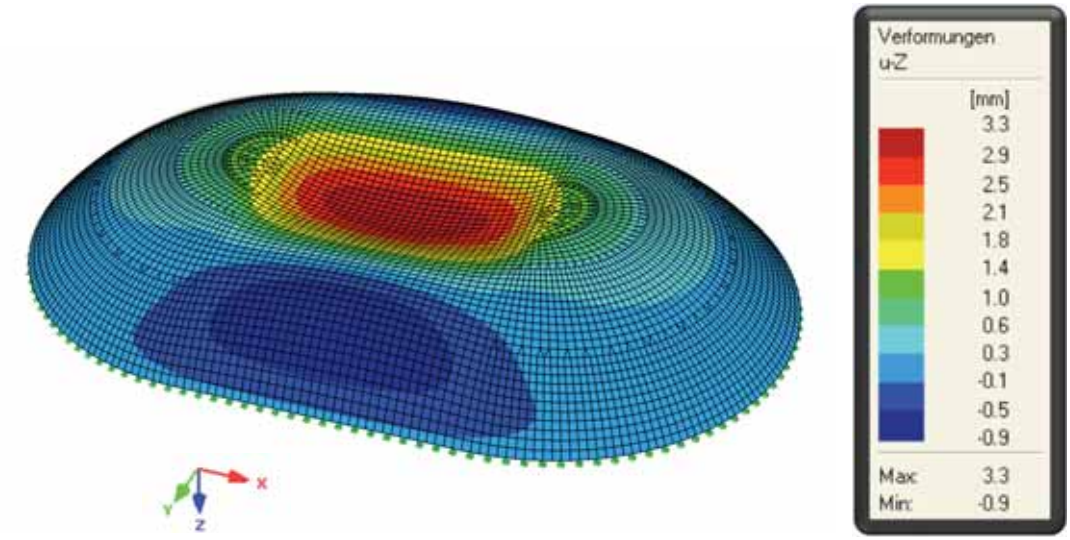



***Abb. 5.26 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: gelenkig gelagert ohne aufgesetztem Fachwerk***

Die Beträge der Durchbiegungen sind in Abbildung 5.20 farblich dargestellt. Abbildung 5.21 stellt das Schalentragwerk im Grundriss dar. Wie zu sehen ist sind die Verschiebungen in z-Richtung symmetrisch.

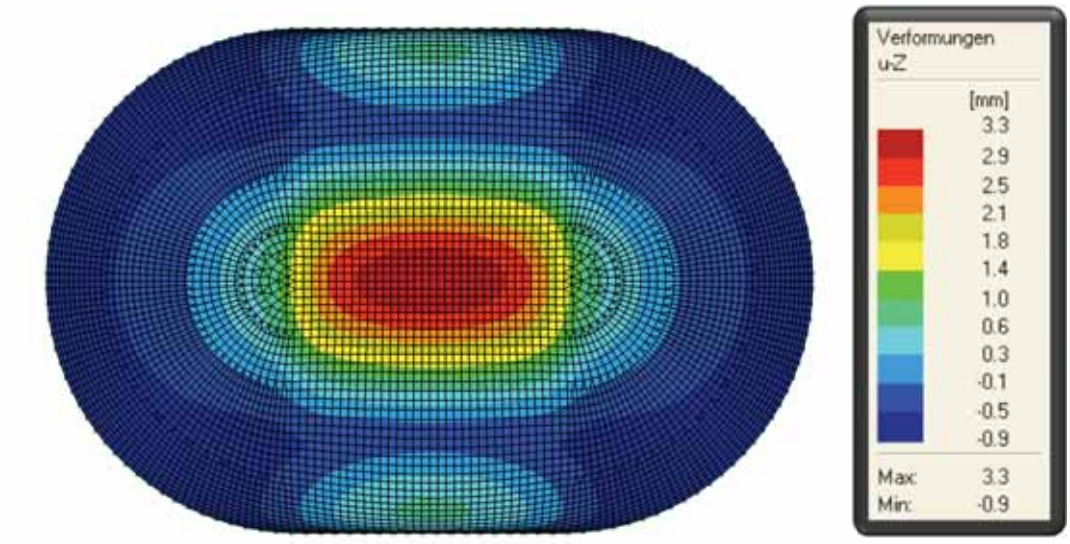



***Abb. 5.27 Grundriss der Schale: Lagertyp: gelenkig gelagert ohne aufgesetztem Fachwerk***

Im Folgenden werden nun die Schnittgrößenverläufe für das vorliegende Schalensystem angegeben. In den Abbildungen 5.28 bis 5.31 werden die Durchbiegung, das Moment in x-Richtung, das Moment in y-Richtung und die Normalkraft dargestellt. Diese Abbildungen beziehen sich auf den Schnitt A-A und das Koordinatensystem, welche in Abbildung 5.9 definiert werden.

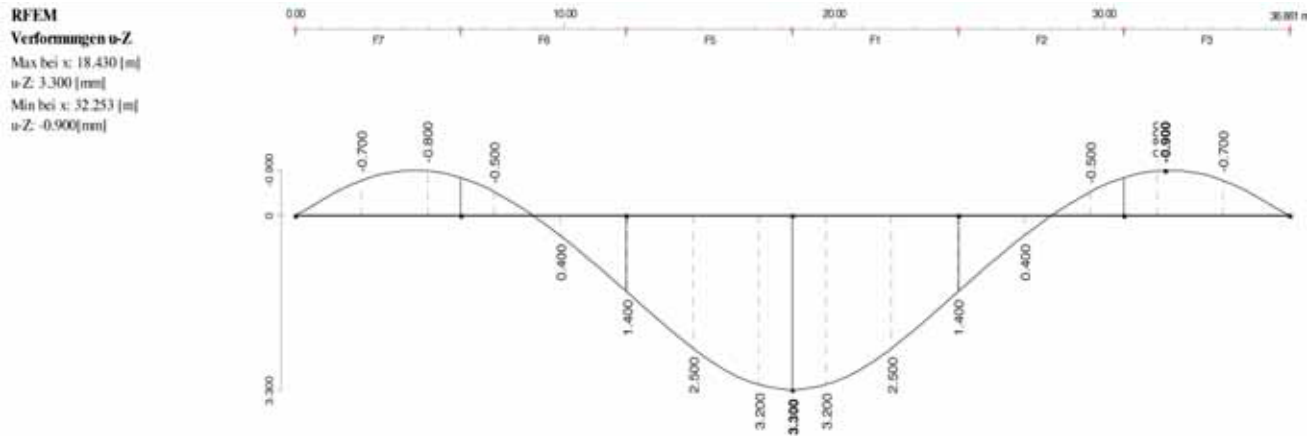



***Abb. 5.28 Durchbiegung in z-Rchtung: u-z***

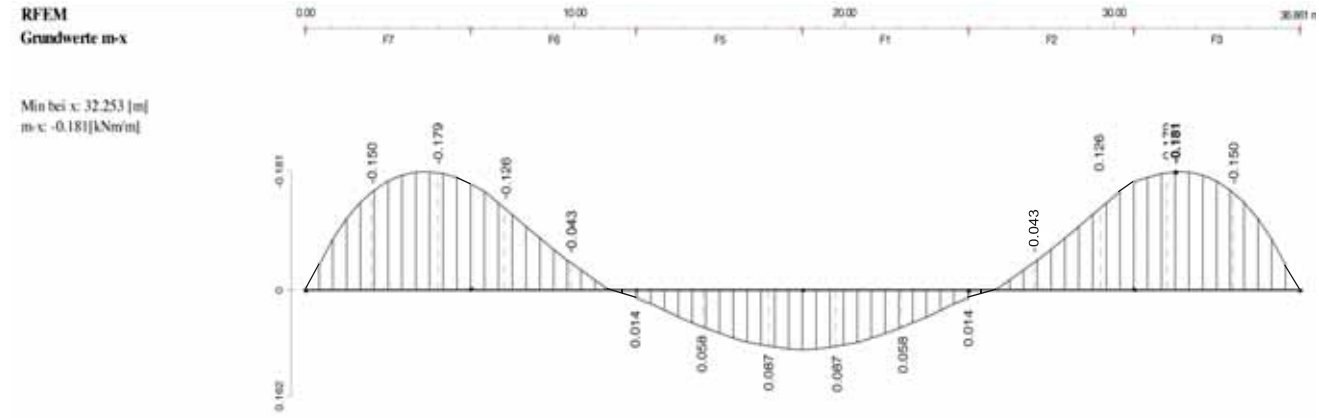



***Abb. 5.29 Momentenverlauf: Mx***

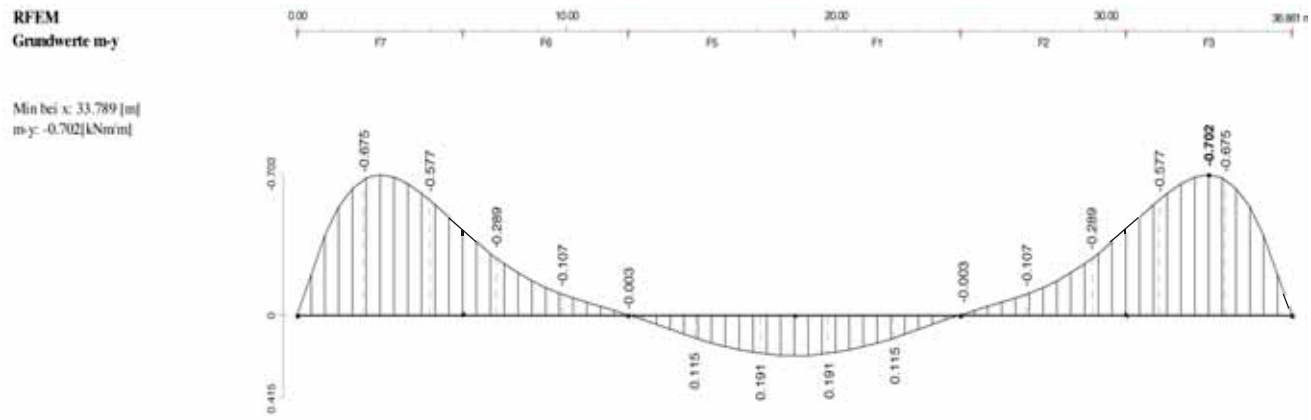



***Abb. 5.30 Momentenverlauf: My***

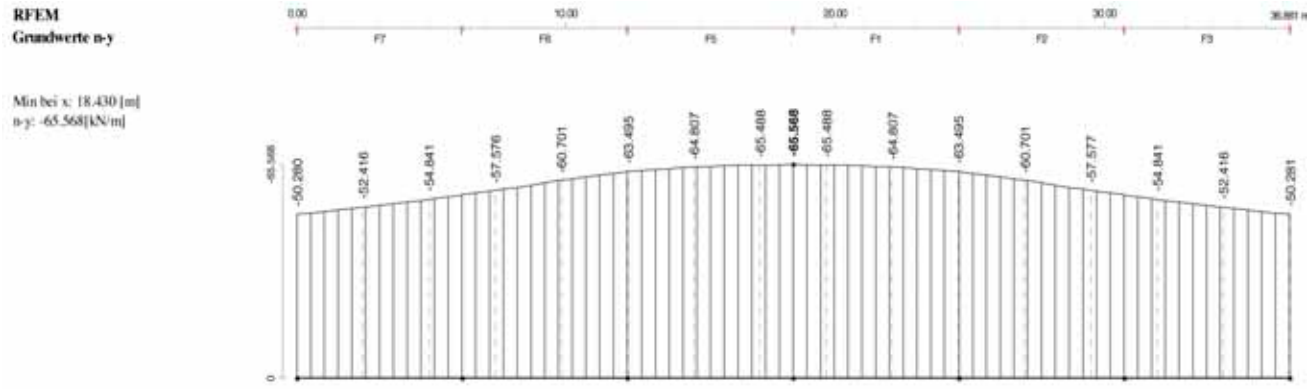



***Abb. 5.31 Normalkraftverlauf: Ny***

Wie aus den Verläufen in den Abbildungen 5.28 bis 5.31 ersichtlich ist, befindet sich die Größte Durchbiegung in der Mitte und beträgt 3,3mm. Die größten Momente treten, an den Seitenflächen auf – max My beträgt -0,702kNm. Die größte Normalkraft ist in Systemmitte zu erwarten, und beträgt 65,568kN.

Im nachfolgenden Kapitel soll nun untersucht werden, wie sich das Weglassen der beiden Kuppeln auf die Durchbiegung, sowie die Momente in x und y Richtung, als auch auf die Normalkraft auswirkt.

## 5.4 Untersuchung des Zylinders

Als Belastung, dient im Folgenden wieder nur das Eigengewicht der 12cm dicken Betonschale.

### 5.4.1 Zylinder: Volleinspannung und mit aufgesetztem Fachwerk

Abbildung 5.32 zeigt die Durchbiegungen bei einem 17m langen Zylinder ohne aufgesetztem Fachwerk, und Volleinspannung in isometrischer Ansicht.

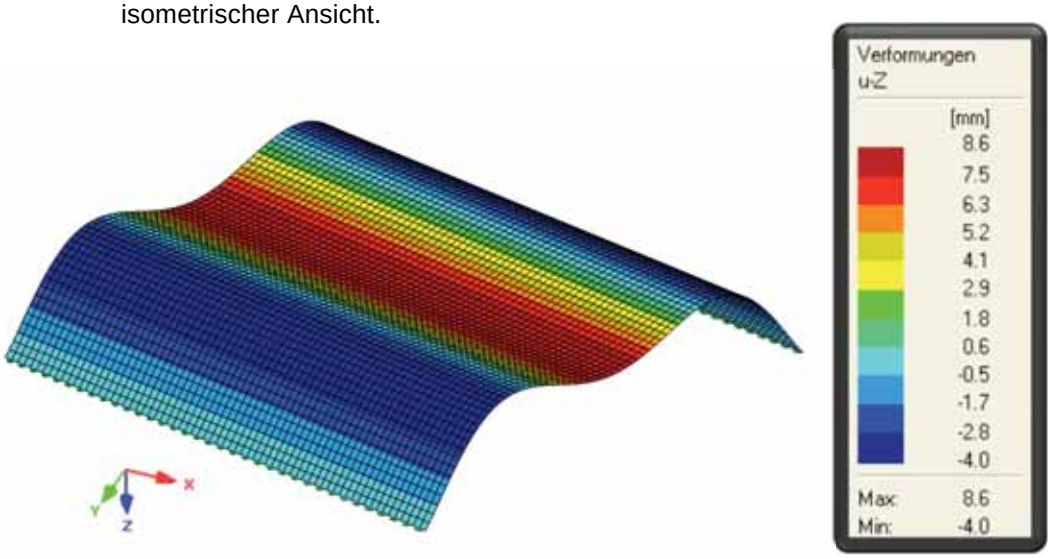



***Abb. 5.32 Isometrische Ansicht der Schale: Lagertyp: eingespannt mit aufgesetztem Fachwerk***

Die Beträge der Durchbiegungen sind in Abbildung 5.32 farblich dargestellt. Abbildung 5.33 stellt den Zylinder im Grundriss dar. Wie zu sehen ist, sind die Verschiebungen in z-Richtung symmetrisch.

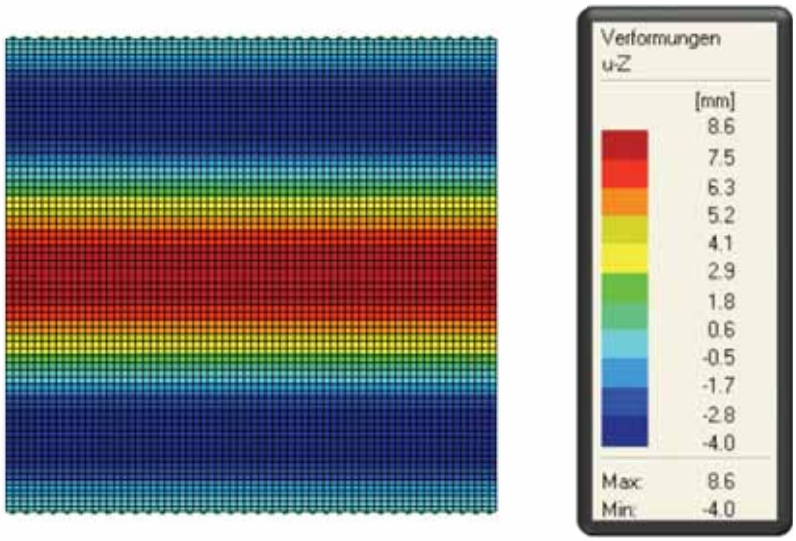



***Abb. 5.33 Grundriss des Zylinders: Lagertyp: eingespannt ohne aufgesetztem Fachwerk***

Im Folgenden werden nun die Schnittgrößenverläufe für den vorliegenden Zylinder angegeben. In den Abbildungen 5.34 bis 5.37 werden die Durchbiegung, das Moment in x-Richtung, das Moment in y-Richtung und die Normalkraft dargestellt. Diese Abbildungen beziehen sich auf den Schnitt A-A und das Koordinatensystem, welche in Abbildung 5.9 definiert werden.

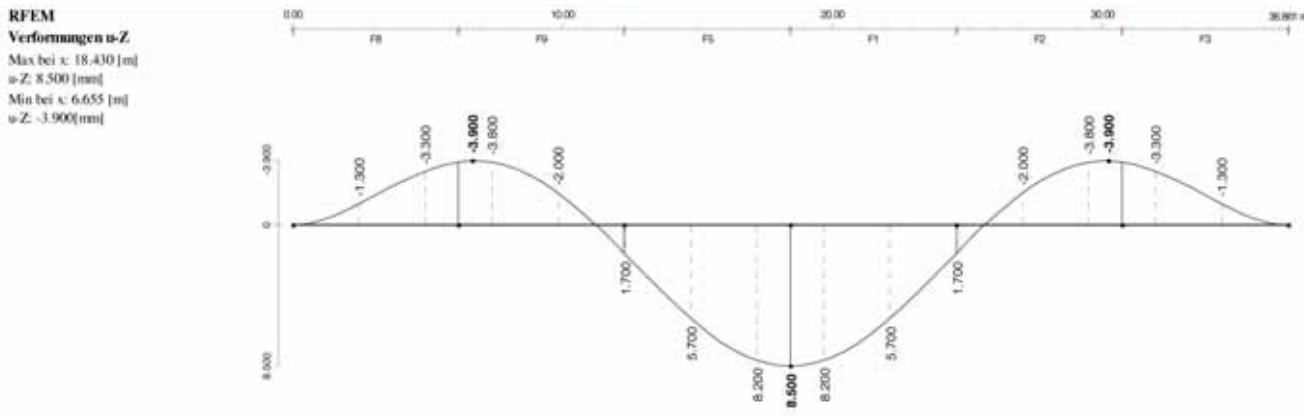



***Abb. 5.34 Durchbiegung in z-Richtung: u-z***

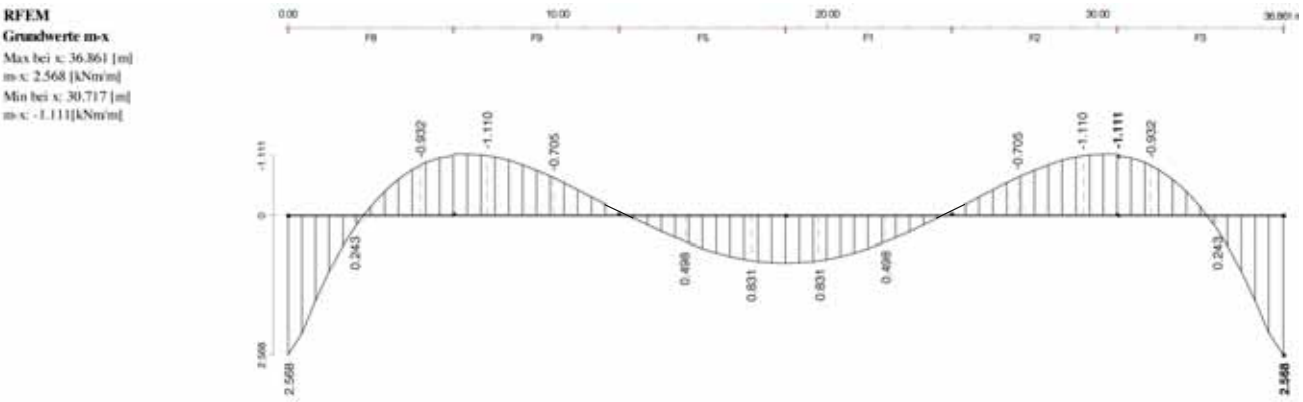



***Abb. 5.35 Momentenverlauf: Mx***

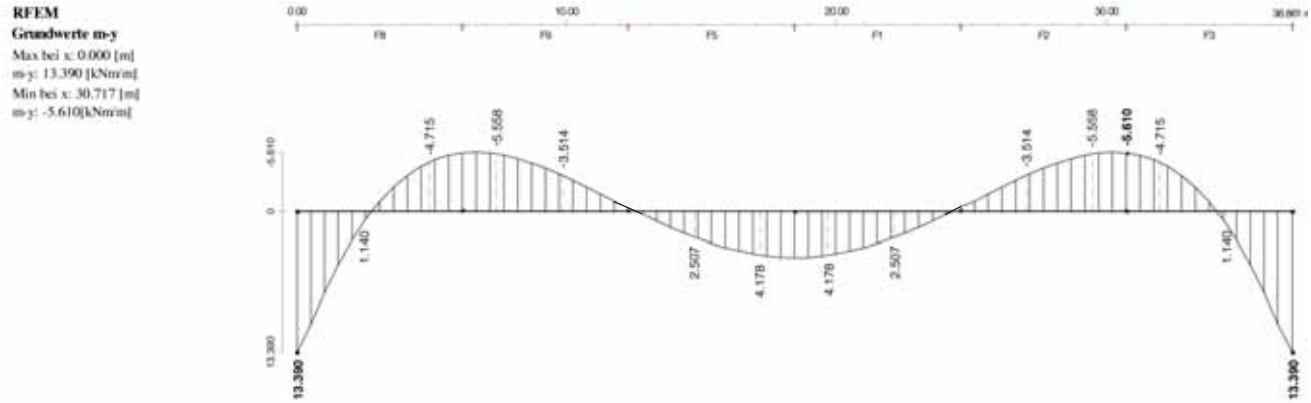



***Abb. 5.36 Momentenverlauf: My***

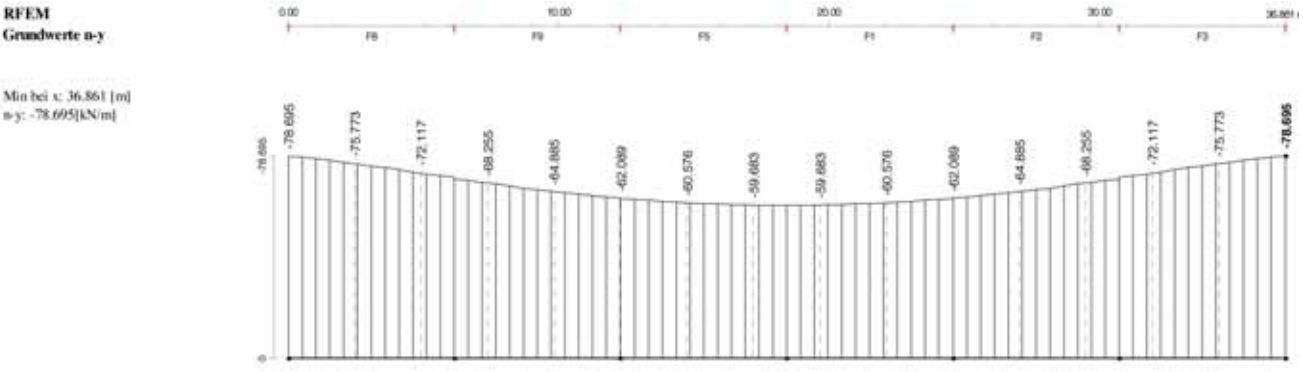



***Abb. 5.37 Normalkraftverlauf: Ny***

Wie aus den Verläufen in den Abbildungen 5.34 bis 5.37 ersichtlich ist, befindet sich die Größte Durchbiegung in der Mitte und beträgt 8,5mm. Die größten Momente treten, wie erwartet an der Einspannstelle auf – max My beträgt 13,390kNm. Die größte Normalkraft ist am Rand zu erwarten und beträgt 78,695kN.

Man kann schon an diesem Fall erkennen, dass sich die Kuppeln sehr wohl auf die Durchbiegungen, sowie die Schnittgrößen auswirken. Im Nachfolgenden wird für das betrachtete System, der Einfachheit halber, nur noch die Durchbiegung dargestellt. Hierbei handelt es sich jeweils um die Durchbiegung im Schnitt A-A, welcher in Abbildung 5.9 definiert ist.

### 5.4.2 Zylinder: gelenkige Lagerung und mit aufgesetztem Fachwerk

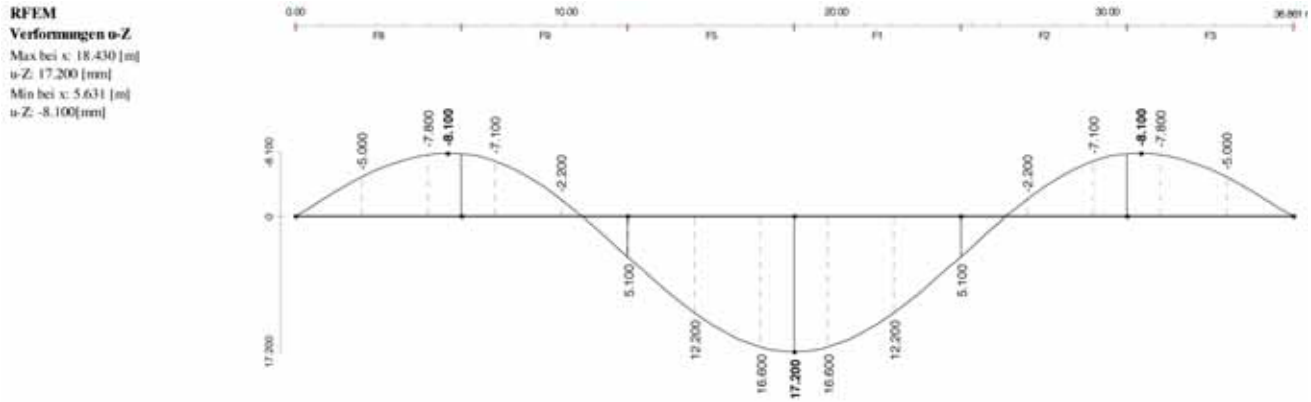



***Abb. 5.38 Durchbiegung in z-Richtung: u-z***

Im Vergleich zum Schalensystem ($u_z$=0,6mm) beträgt die Durchbiegung beim Zylinder 17,2mm. Dieser Wert beträgt fast das 29fache des Schalensystems.

### 5.4.3 Zylinder: Volleinspannung und ohne aufgesetztem Fachwerk

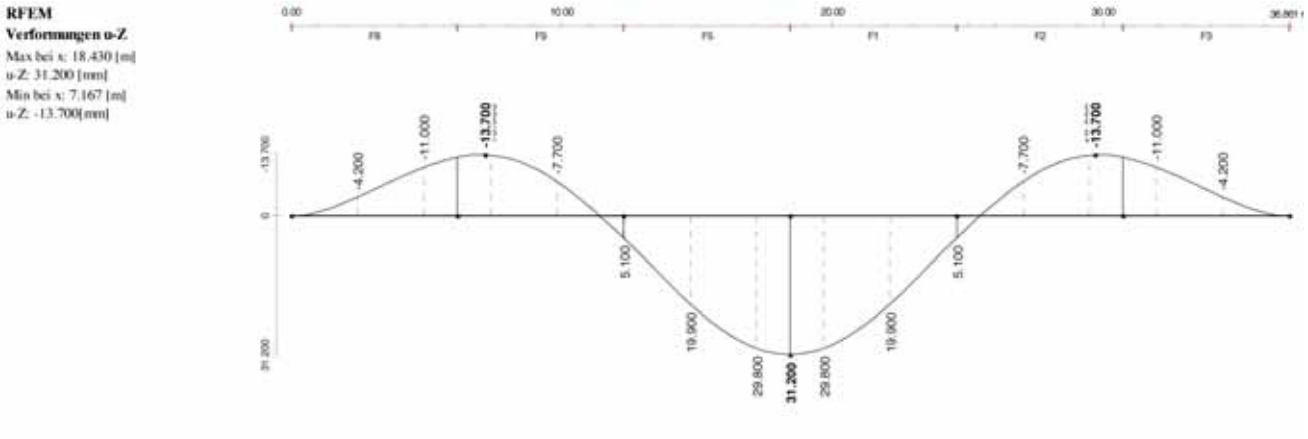



*Abb. 5.39 Durchbiegung in z-Richtung: u-z*

### 5.4.4 Zylinder: gelenkige Lagerung und ohne aufgesetztem Fachwerk

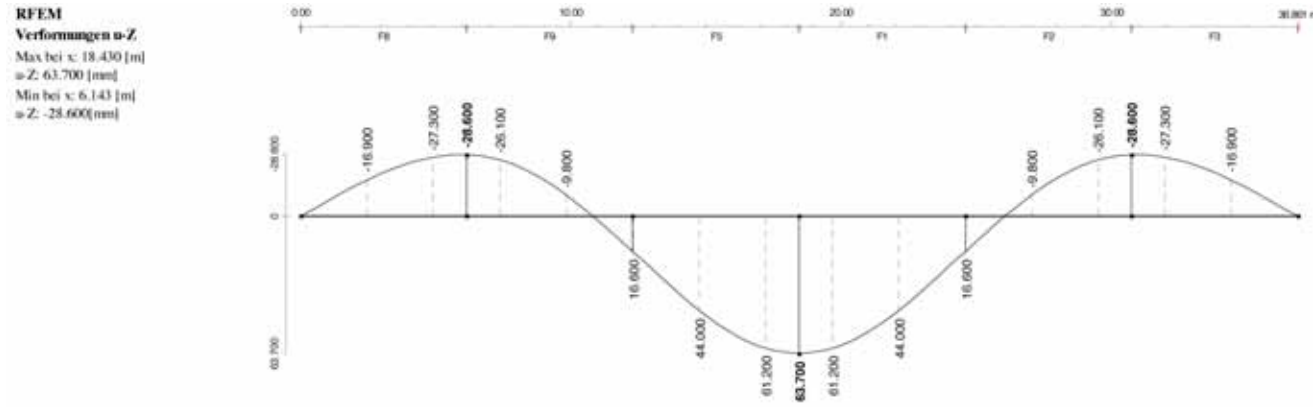



*Abb. 5.40 Durchbiegung in z-Richtung: u-z*

## 5.5 Schlussfolgerung zu Kapitel 5

Wie in Kapitel 5.4 gezeigt wurde, haben die beiden Kuppeln sehr wohl einen positven Einfluss, auf die Durchbiegung und die Schnittgrößen des Schalentragwerks. Der Zylinder weist die 10fache bis fast 30fache Verformung des Schalentragwerks auf. Die Momente werden ungefähr um den Faktor 8 erhöht, beim Übergang vom Schalentragwerk zum Zylinder.

Weiters kann, aufgrund der Untersuchungen aus Kapitel 5.3, die Aussage getroffen werden, dass die maßgebende Verformung, als auch die maßgebenden Schnittgrößen in Systemmitte auftreten. Diese verlaufen entlang, dem in Abbildung 5.9 definierten Schnitt A-A.

Es wurde in diesem Kapitel bewusst auf die Festlegung der Betonierabschnitte verzichtet. Da zufolge der einzelnen Betonierabschnitte Eigenverformungen des Systems entstehen würden, welche mit der von uns verwendete Version von RFEM nicht mitberücksichtigt werden konnten. Aus diesem Grund wird die Wahl der Reihenfolge der Betonierabschnitte auf das Kapitel 6 verlegt.

Eine Möglichkeit die Verformung unter Eigengewicht zu neutralisieren wäre, dass Eigengewicht der Schale mit einem Luftkissen zu kompensieren. Für den Aufstellvorgang wird sowieso ein Luftkissen benötigt, daher wird man es auch nach dem Aufstellvorgang stehen lassen. Der benötigte Luftdruck um das Eigengewicht einer 12cm dicken Schale zu kompensieren wird anschließend in Kapitel 7 berechnet.

# 6 Berechnung mittels RSTAB und SCIA

## 6.1 Allgemeines

Im Kapitel 5 wurde die 12cm dicke Schale mittels RFEM untersucht. Diese Schale entspricht nicht dem Endzustand, damit das Tragwerk seine volle Funktion erfüllen kann, muss noch eine zusätzliche Schicht aufgebracht werden. Diese zusätzliche Schicht im Ausmaß von 31cm, kann nicht auf einmal aufgebracht werden. Im Laufe des Betonierens der zweiten Schicht, verformt sich die Schale nach jedem Betonierabschnitt. Um diese Verformungen zu berücksichtigen, müsste das System nach jedem Betonierabschnitt neu generiert werden, außerdem müsste die Änderung der Materialparameter des Betons, nach jedem Abschnitt mitberücksichtigt werden. Diese Vorgangsweise wäre sehr komplex und nicht überschaubar, weil die Ergebnisse nicht nachgeprüft werden können. Deshalb wurde entschieden, dass 3-D Schalenproblem, auf ein 2-D Bogenproblem zu reduzieren.

### 6.1.1 Reduktion des Schalentragwerks auf ein Bogentragwerk

Der Bogen wurde mit dem Programm RSTAB berechnet. Das eingegebene System hatte drei verschiedene Steifigkeiten, hierbei wurden die sechs, aus [2] ermittelten Steifigkeiten gemittelt und eingegeben. Das Programm RSTAB dient zur Ermittlung von Schnittgrößen, Auflagerkräften sowie Verformungen beliebiger ebener und räumlicher Stabwerke. Um diese Berechnung zu prüfen, wurde noch ein Software Programm herangezogen. Es handelt sich dabei um das Programm SCIA, welches ebenfalls für die Berechnung der Schnittgrößen dient. Mit diesen Programmen, wurde der Betoniervorgang simuliert. Es wurde abschnittsweise betoniert, und danach die neuen Koordinaten ermittelt, mit diesen neuen Koordinaten wurde ein neues System generiert, bei welchem die Steifigkeit, mittels Variation der E-Moduli geändert wurde, somit wurde berücksichtigt, dass der Beton.

## 6.2 Berechnung mit RSTAB

Im RSTAB wurde der Bogen mittels der Option Struktur generieren erstellt, wobei von der Unteroption “Bogen erstellen“ Gebrauch gemacht wurde. Der Bogen hat einen Radius von rund 22m und einen Öffnungswinkel von 96,1°.

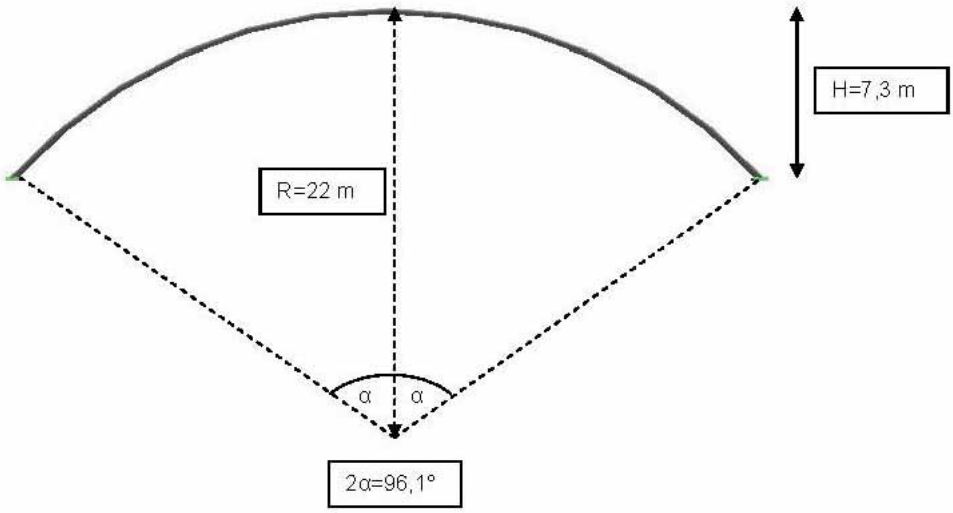



***Abb. 6.1 Geometrie des Bogens***

Diesem Bogen, wurde als Material der Beton B 30/37 zugewiesen, damit eine Plausibilitätskontrolle durchgeführt werden konnte. Zuerst wurden die vertikalen Auflagerkräfte bestimmt:

$$V = 36{,}91\ m \cdot 0{,}12\ m \cdot 1\ m \cdot 25\ \frac{kN}{m^3}/2 = 55{,}37\ kN$$

Um die Horizontalen Auflagerreaktion zu bekommen, wurde ein cosh-Bogen herangezogen, und durch diesen wurden drei Punkte Durchgezogen. Der untersuchte Bogen liegt im Scheitelbereich des cosh-Bogens, deshalb ist die Abweichung vernachlässigbar klein. Siehe Anhang B.

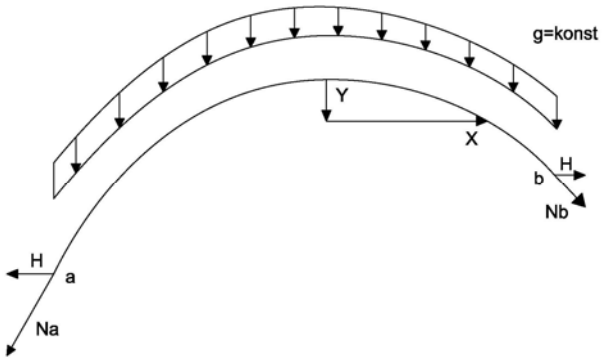



***Abb. 6.2 cosh-Bogen unter Gleichlast***

$$H = -\frac{g}{c} \qquad\qquad g = 25\frac{kN}{m^3} \cdot 0{,}12\ m \cdot 1\ m = 3\ \frac{kN}{m}$$

Der Parameter c wird nach der iterativen Formel nach Newton bestimmt [12].

$$c = 2 \cdot \frac{Ya}{Xa^2} = 2 \cdot \frac{7{,}3\ m}{(16{,}36\ m)^2} = 0{,}0545$$

$$H = -\frac{3\frac{kN}{m}}{0{,}0545\ \frac{1}{m}} = 55{,}05\ kN$$

$$c = c + \frac{c \cdot Ya + 1 - \cosh(c \cdot Xa)}{Xa \cdot \sinh(c \cdot Xa) - Ya} = 0{,}0545 + \frac{0{,}0545 \cdot 7{,}3 + 1 - \cosh(0{,}0545 \cdot 16{,}36)}{16{,}36 \cdot \sinh(0{,}0545 \cdot 16{,}36) - 7{,}3} = 0{,}0516$$

$$H = -\frac{3\frac{kN}{m}}{0{,}0516\ \frac{1}{m}} = 58{,}14\ kN$$

$$c = c + \frac{c \cdot Ya + 1 - \cosh(c \cdot Xa)}{Xa \cdot \sinh(c \cdot Xa) - Ya} = 0{,}0516 + \frac{0{,}0516 \cdot 7{,}3 + 1 - \cosh(0{,}0516 \cdot 16{,}36)}{16{,}36 \cdot \sinh(0{,}0516 \cdot 16{,}36) - 7{,}3} = 0{,}0514$$

$$H = -\frac{3\frac{kN}{m}}{0{,}0514\ \frac{1}{m}} = 58{,}37\ kN$$

Mit RSTAB wurden die in Abb. 6.3 ersichtlichen Auflagerreaktionen bekommen.

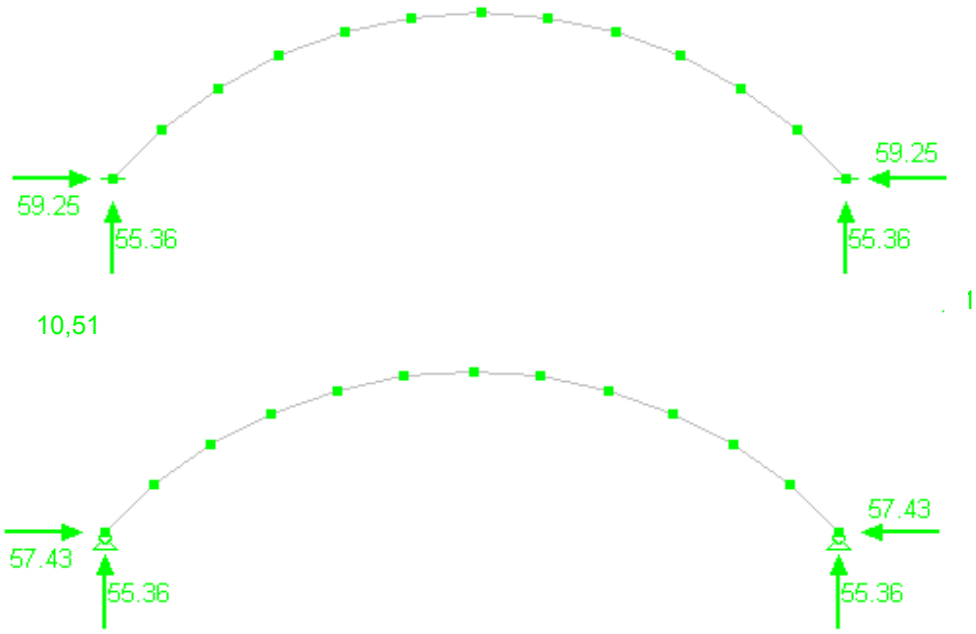



***Abb. 6.3 Auflagerreaktionen: a)Gelenkig; b)Eingespannt [kN]***

Nach der Kontrolle, wurde dieser Geometrie der Beton zugewiesen, dessen E-Moduli wir aus [2] übernommen haben. Weil der Beton beim Aufstellvorgang reißt, verändert sich die Steifigkeit. Die unterschiedlichen Steifigkeiten wurden vereinfacht über die Variation der E-Moduli erreicht. Damit die verschiedenen Steifigkeiten berücksichtigt werden konnten, die sich infolge Rissbildung einstellen, wurde der Bogen in 12 Abschnitte geteilt, wobei jeweils zwei Abschnitten pro Seite, der gleiche varierte E-Modul zugewiesen wurde. Die Abschnitte 1,2,11 und 12 haben die gleichen E-Moduli, dieser ist in Abb. 5.6 als Ring 1 ersichtlich. Die Abschnitte 3,4,9 und 10 haben auch die gleichen E-Moduli, der in Abb. 5.6 als Ring 2 definiert wurde. Somit haben auch die Abschnitte 5,6,7 und 8 gleiche E-Moduli, diese Abschnitte sind in Abb. 5.6 als Ring 3 definiert.

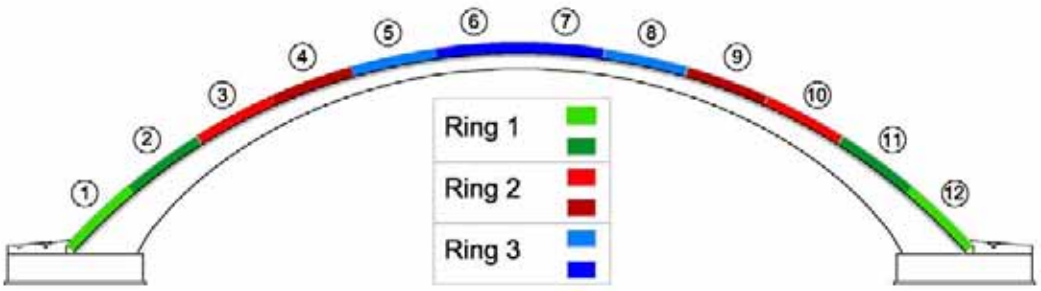



***Abb. 6.4 Einteilung der Betonierabschnitte***

Die Unterteilung ist in Abbildung 6.4 ersichtlich. Es wurden wieder die beiden Grenzfälle der Lagerung, einerseits eingespannt, andererseits gelenkig untersucht. Somit erfassen wir die ganze Bandbreite, in der sich die Ergebnisse in der Praxis befinden können. Nachdem als Dicke d=12cm, sowie als Breite b=1,0 m eingegeben wurde, wurde die Berechnung unter Eigengewicht vollzogen. In diesem Fall sollte geprüft werden, wie sich das System verhält, wenn kein Luftkissen vorhanden ist. Zuerst wird das eingespannte System näher erläutert.

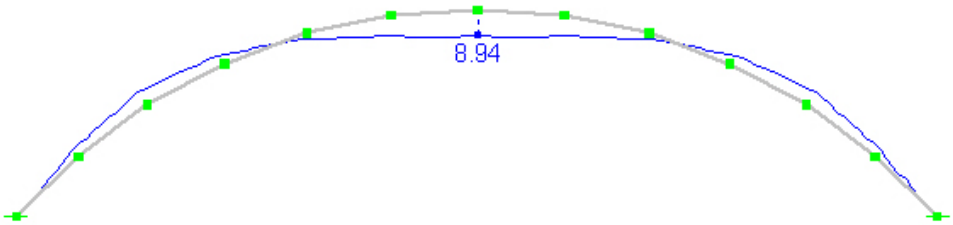



***Abb. 6.5 Verformung unter Eigengewicht: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk***

Aus der Berechnung sehen wir, dass die maximale Verformung in die positive Z-Richtung, unter Eigengewicht w=8,94 mm beträgt. Ein Bogen ist bekanntlich sehr empfindlich auf Verformungen, sobald das System, von der ideellen Bogenform abweicht, nehmen die Verformung sehr rasch zu, und die Vorteile des Bogentragwerks werden nicht im vollen Ausmaß ausgeschöpft. Deshalb war es sehr wichtig, bei allen weiteren Betonierabschnitten, sehr kleine

Verformungen zu bekommen. Nachdem die Abschnitte 1 und 2 auf einer Seite betoniert wurden, hat sich das System unsymmetrisch verformt, Es wurde eine 19cm dicke Schicht aufbetoniert, dies entspricht einer Belastung g=4,75 kN/m, und kommt aus folgender Überlegung:

$$0{,}19m \cdot 1m \cdot 25\frac{kN}{m^3} = 4{,}75 = g$$

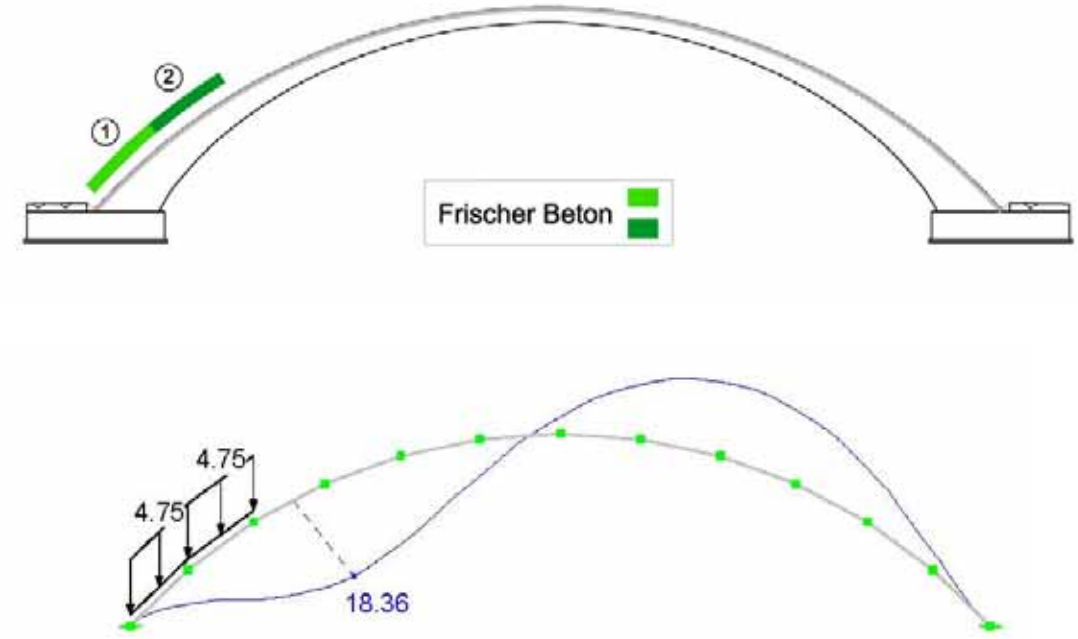



***Abb. 6.6 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk; 1 und 2 betoniert***

Nachdem die Verformungen ersichtlich waren, siehe Abb. 6.6, wurden intuitiv auch die Abschnitte 11 und 12 betoniert. Das System hat sich aber nicht in eine symmetrische Verformungslage zurück verformt, weil sich die Steifigkeit des Systems verändert hat, dies rührt von der Tatsache, dass angenommen wurde, dass die erste Aufbeton Schicht schon ausgehärtet ist. Die Dicke der Betonierschicht wurde mit 19cm gewählt um die Schnittgrößen, sowie Verformungen zu reduzieren.

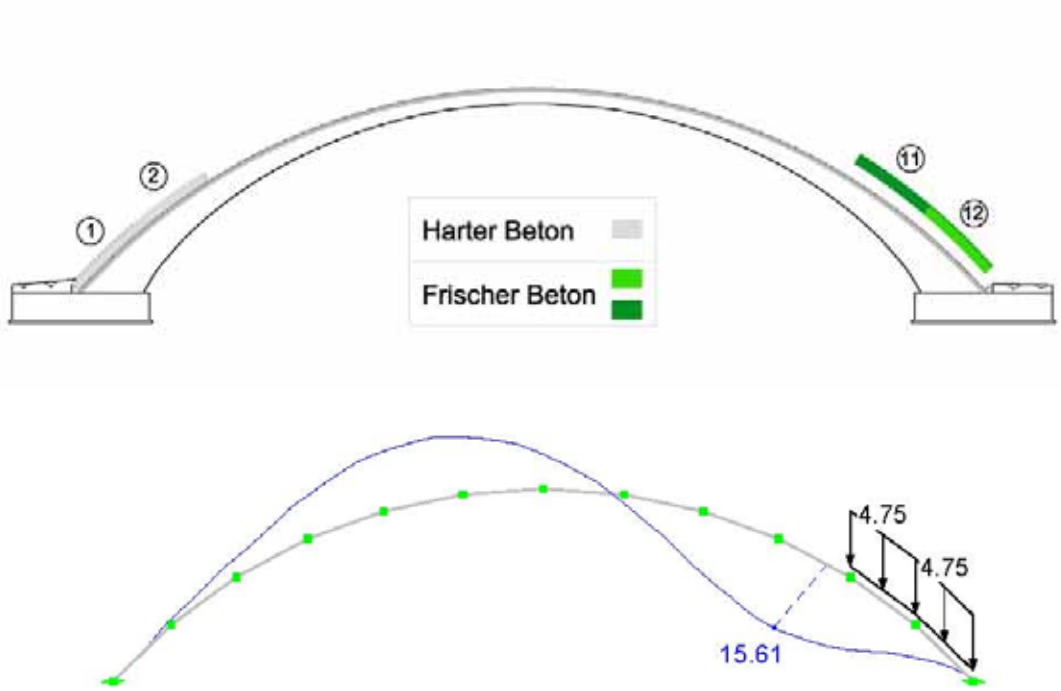



***Abb. 6.7 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 11 und 12 betoniert 1 und 2 hart***

Aus dieser Berechnung haben wir gesehen, dass es für das System am besten wäre, das Betonieren der einzelnen Abschnitte, symmetrisch durchzuführen. Nachdem die Abschnitte 1 und 12 betoniert wurden, hatten wir immer noch, nach unten gerichtete Verformungen im Bereich des Scheitels, also sind wir zum Entschluss gekommen, dass es am besten wäre die Abschnitte 1,2,11 und 12 gleichzeitig zu betonieren, um die unter Eigengewicht entstehenden Vorverformungen zu neutralisieren. Nachdem diese Abschnitte betoniert wurden betrug die Verformung in Feldmitte nun

$$w = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm = -5{,}03\ mm$$

wenn als Bezugssystem, der Ideelle Bogen herangezogen wird, sonst beträgt die Verformung Δw=-13,97 mm, wenn als Referenzsystem, das unter Eigengewicht vorverformte System herangezogen wird.

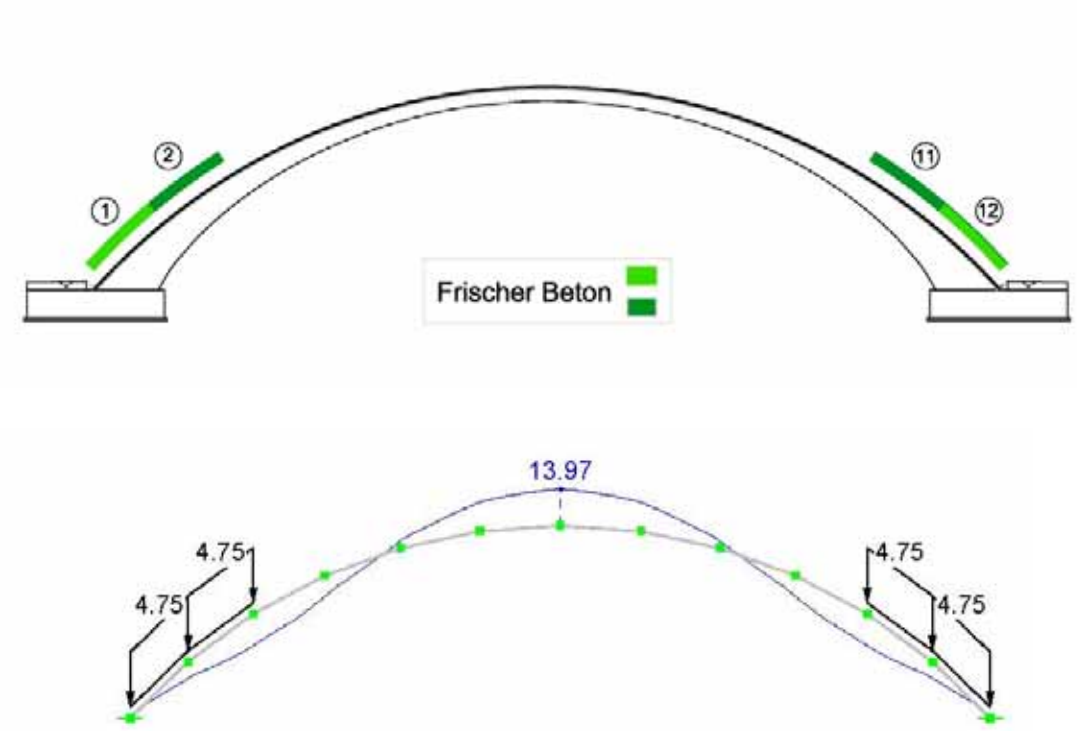



***Abb. 6.8 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk 1,2,11,12 betoniert***

Um Missverständnisse zu vermeiden, werden die Verformungen im weiteren Text, im Bezug auf den ideellen Bogen mit “w“ bezeichnet, die Verformungen, bezogen auf den vorherigen Betonierabschnitt werden mit “Δw“ bezeichnet. Nachdem die neuen Koordinaten ermittelt wurden, die sich durch den Lastfall “betonieren von den Abschnitten 1,2,11,12“ ergaben, wurde das neue System generiert. Bei diesem neuen System, wurde die Höhe des Querschnitts auf 31 cm, bei den genannten Abschnitten umgeändert, weil jetzt der Beton ausgehärtet ist, und nicht nur als Belastung agiert. Außerdem, wurde die Steifigkeit eines ungerissenen, 31 cm hohen Querschnitts eingegeben. Nun stellte sich die Frage wie weiter betoniert wird. Es sind drei Möglichkeiten geblieben:

- Betonieren der Abschnitte 3 und 10,
- Betonieren der Abschnitte 4 und 9 und
- Betonieren der Abschnitte 5 und 8

Als Auswahlkriterium, diente nicht nur die Verformung im Eingespannten System, es wurde parallel dazu auch das gelenkig

gelagerte System analysiert, denn es musste die ideale Betonierreihenfolge ermittelt werden, die für beide Grenzfälle kleine Verformungen ergibt. Aus der Berechnung geht hervor, dass die Abschnitte 5 und 8 günstiger für das Verformungsverhalten sind.

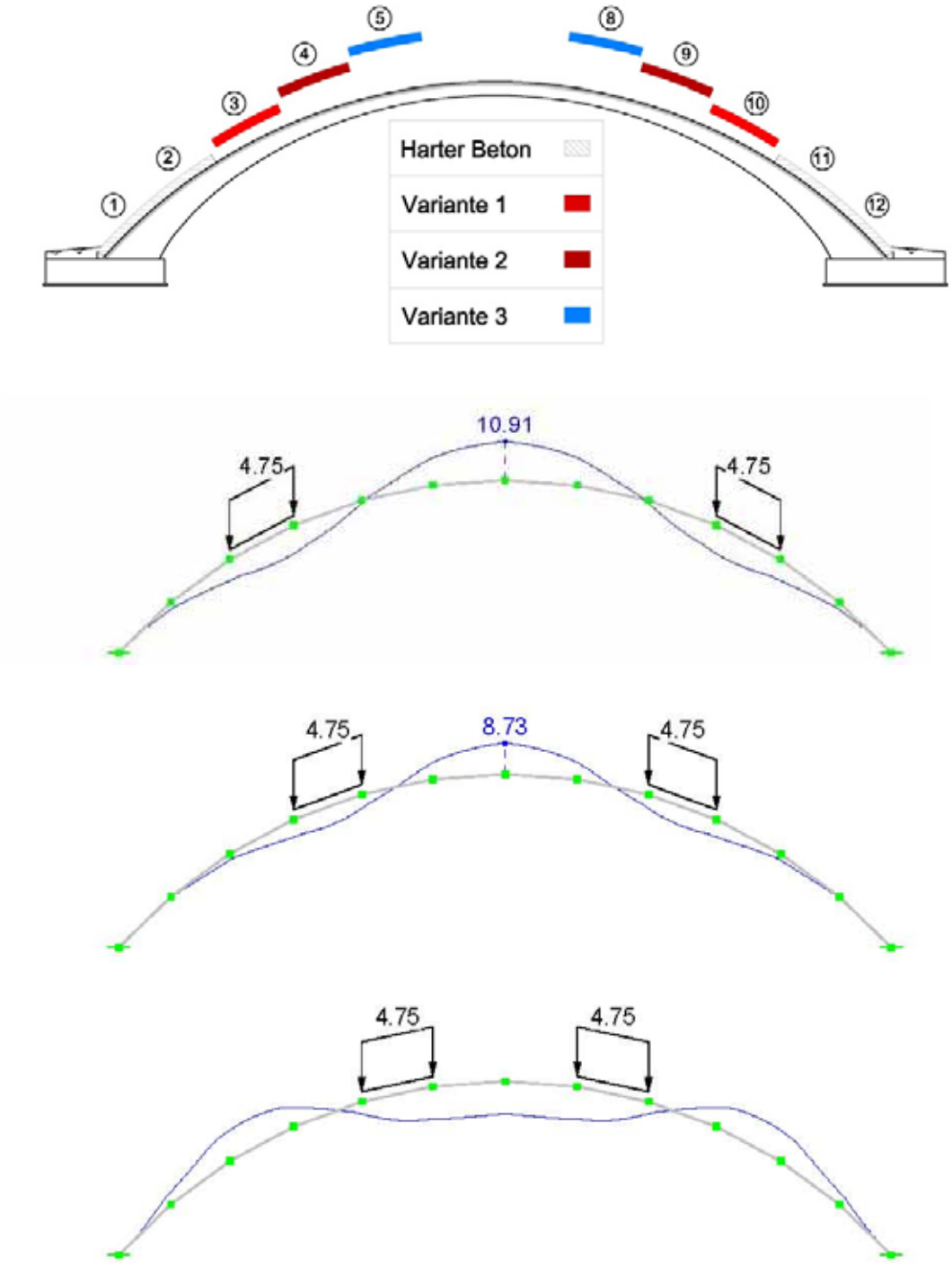



***Abb. 6.9 a)Schematisch Verformung: Eingespannt-mit Fachwerk; b)3,10 betoniert; c)4,9 betoniert; d)5,8 betoniert***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=10,91 mm bekommen, daraus folgte:

$$w_1 = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm\ + 10{,}91\ mm = -15{,}94\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=-8,73 mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm - 8{,}73\ mm = -13{,}76\ mm$$

Aus Variante 3 ging eine Durchbiegung Δw=-13,97 mm hervor, daraus folgte:

$$w_3 = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm\ + 6{,}85\ mm = 1{,}8\ mm$$

Nun wurde parallel auch das gelenkig gelagerte System analysiert. Nach dem ersten Lastfall, bestätigte sich die Annahme, dass das gelenkig gelagerte System empfindlicher ist.

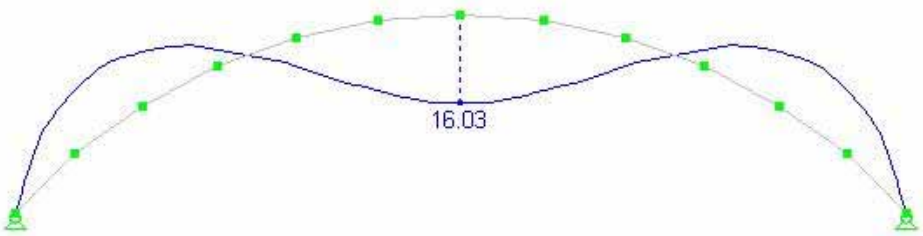



***Abb. 6.10 Verformung unter Eigengewicht: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk***

Es wurden nur die Auflagerbedingungen geändert, und damit gingen gleich doppelt so große Durchbiegungen in Scheitelmitte, zufolge Eigengewicht hervor. Es wurden jetzt, analog zum Betonieren beim eingespannten System, zuerst die Abschnitte 1,2,11 und 12 betoniert. Die Ergebnisse sind in der Abb. 6.11 sichtbar. Das gelenkig gelagerte System ist nicht so steif wie das eingespannte System, somit treten auch größere Verformungen auf.

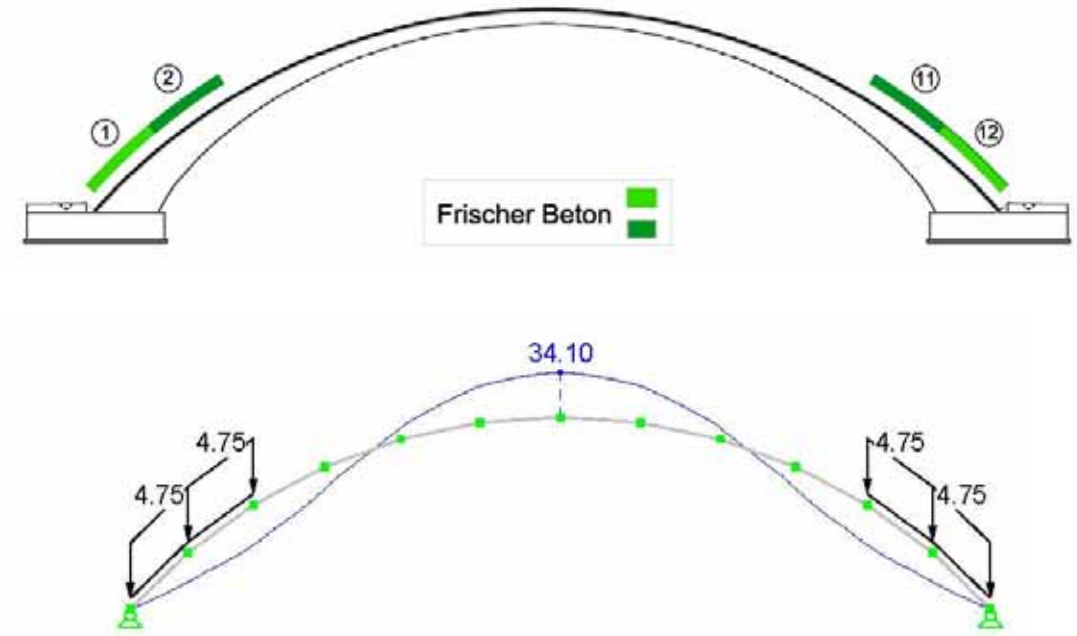
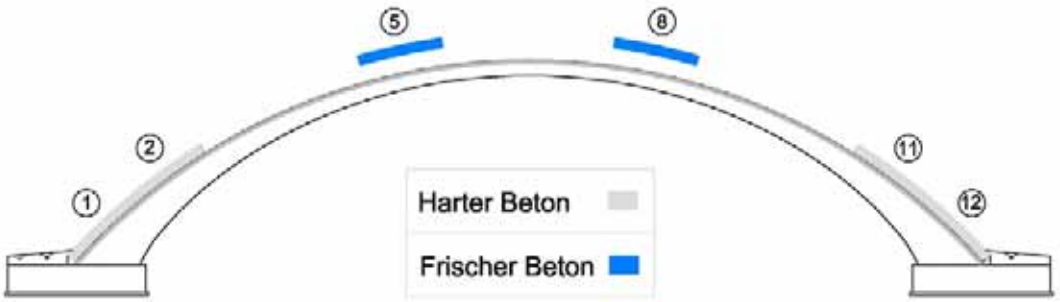



***Abb. 6.11 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk 1,2,11,12 betoniert***

$$w_1 = 16{,}03\ mm - 34{,}1\ mm\ = -18{,}07\ mm$$

Die Veformungen sind groß im Vergleich zum eingespannten System, trotzdem wird noch eine Schicht betoniert, damit das Verhalten des Systems besser eingeschätzt werden kann. Als nächstes wurden die Abschnitte 5 und 8 betoniert.



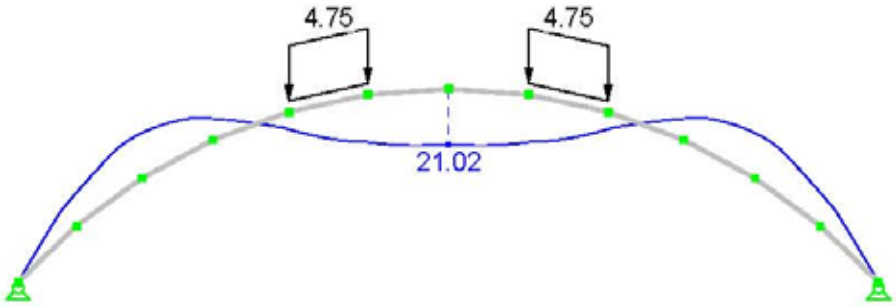



***Abb. 6.12 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk 5,8 betoniert***

$$w_1 = 16{,}03\ mm - 34{,}1\ mm + 21{,}02\ mm = 2{,}95\ mm$$

Die Verformungen, nach dem gleichzeitigen betonieren von 1,2,11 und 12 waren im Vergleich zum eingespannten System sehr groß, deshalb wurde entschieden, als nächstes den Fall zu untersuchen, wenn nur die Abschnitte 1 und 2 betoniert werden, dies entsprach nicht der ideellen Betonierreihenfolge des eingespannten Systems, aber wenn die Durchbiegungen Δw, sowie die Durchbiegung w in der gleichen Größenordnung, beim Betonieren der restlichen Abschnitte auftreten, dann kann in der gleichen Reihenfolge, wie bei dem eingespanntem System betoniert werden. Diese Vorgangsweise ergab dann folgende Ergebnisse:

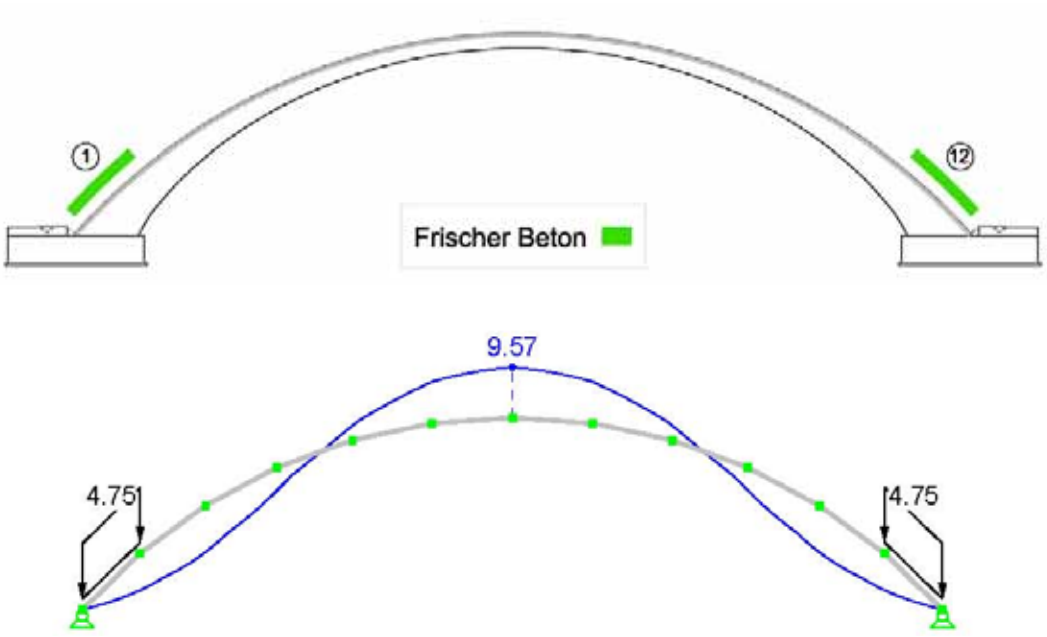



***Abb. 6.13 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk; 1,12 betoniert***

Es sind jetzt wieder drei Möglichkeiten vorhanden, um den Betoniervorgang fortzusetzen:

- Betonieren der Abschnitte 2 und 11,
- Betonieren der Abschnitte 3 und 10 und
- Betonieren der Abschnitte 4 und 9

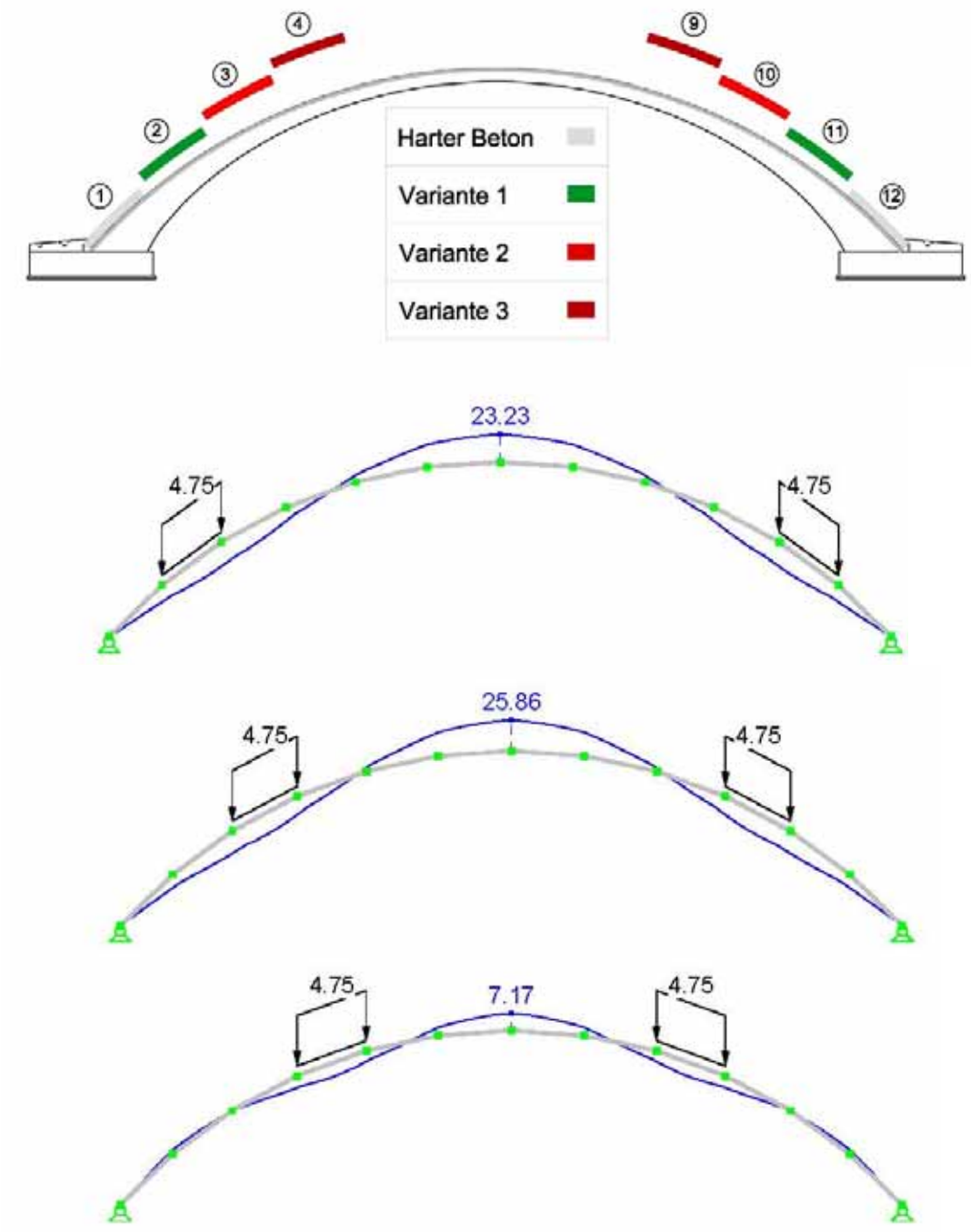



***Abb. 6.14 a)Schematisch: Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk b)2,11; c)3,10; d)4,9***

Bei der Variante 1 ergab sich eine Durchbiegung Δw=-23,23 mm, daraus folgte:

$$w_1 = 16{,}03\ mm - 9{,}57\ mm - 23{,}23\ mm = -16{,}77\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=-25,86 mm ermittelt, daraus folgte:

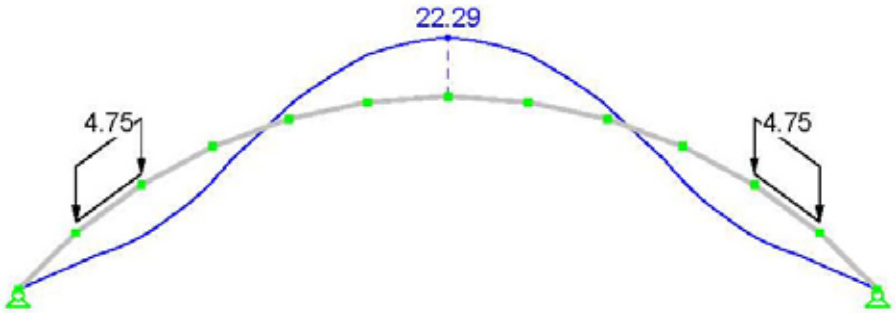
$$w_2 = 16{,}03\ mm - 9{,}57\ mm - 25{,}86\ mm = -19{,}40\ mm$$

Aus Variante 3 ging eine Durchbiegung Δw=-7,17 mm hervor, daraus folgte:

$$w_3 = 16{,}03\ mm - 9{,}57\ mm - 7{,}17\ mm = -0{,}71\ mm$$

Diese Berechnung hat gezeigt, dass es für das gelenkig gelagerte System am besten wäre, die Abschnitte 4 und 9 zu betonieren. Es wurde nun noch ein weiterer Schritt untersucht. Es standen wieder drei sinnvolle Möglichkeiten zur Verfügung:

- Betonieren der Abschnitte 2 und 11,
- Betonieren der Abschnitte 3 und 10 und
- Betonieren der Abschnitte 5 und 8



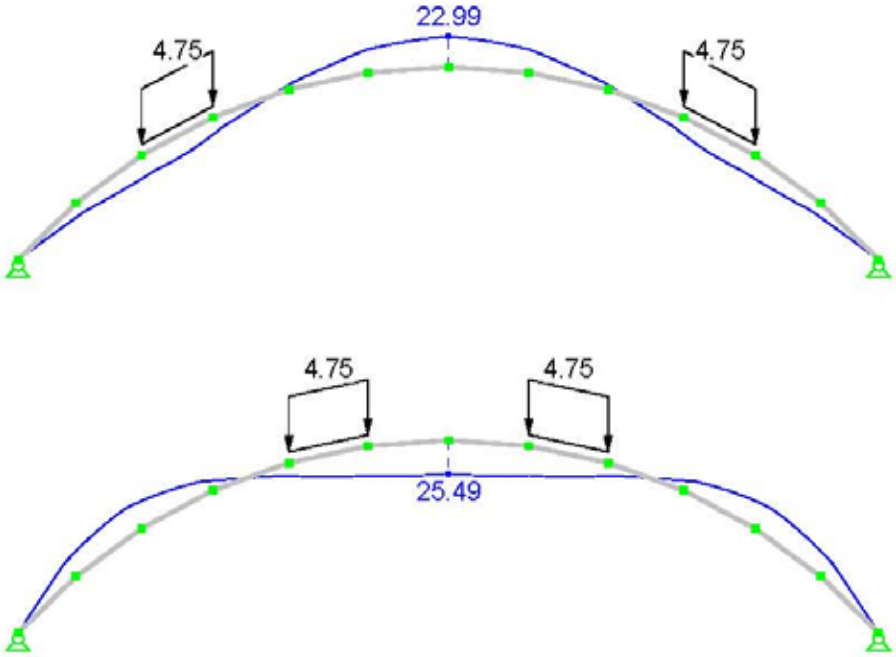



***Abb. 6.15 a)Schematisch: Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk b)2,11; c)3,10; d)5,8***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=-22,3 mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_1 = 16{,}03\ mm - 9{,}57\ mm - 7{,}17\ mm - 22{,}3\ mm = -23{,}01\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=-23 mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = 16{,}03\ mm - 9{,}57\ mm - 7{,}17\ mm - 23\ mm = -23{,}71\ mm$$

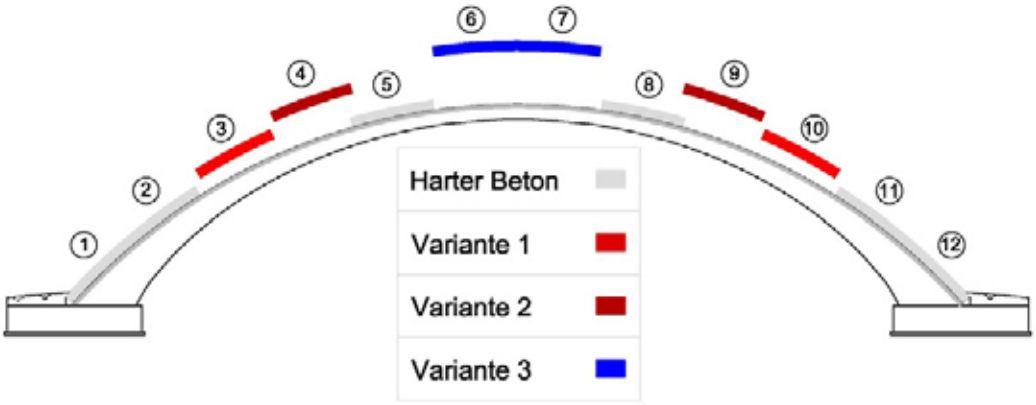
Aus Variante 3 ging eine Durchbiegung Δw=25,49 mm hervor, daraus folgte:

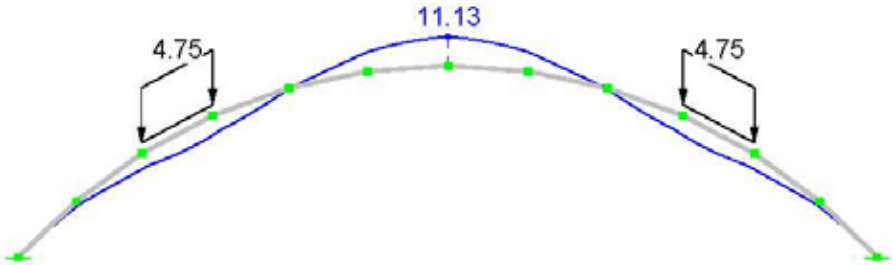
$$w_3 = 16{,}03\ mm - 9{,}57\ mm - 7{,}17\ mm + 25{,}49\ mm = 24{,}78\ mm$$

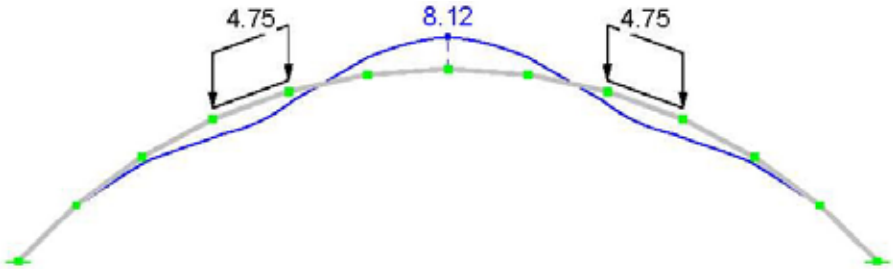
Aus dieser Berechnung folgt, dass die Durchbiegung nach dem Betonieren von 6 Abschnitten bei oben angeführter Reihenfolge, beim günstigsten Fall, mit w=-22,3 mm sogar größer ist, als nach dem Betonieren von 6 Abschnitten in folgender Reihenfolge: 1,2,11 und 12 gleichzeitig und danach 5 und 8, wo eine Durchbiegung von w=2,95 mm berechnet wurde. Das bedeutet, dass auch anfangs, scheinbar ungünstig erscheinende Durchbiegungen im Laufe des

Betoniervorgangs, zur günstigeren Endverformung führen. Außerdem sieht man, dass die Verformungen Δw in der gleichen Größenordnung, im Laufe des Beronierens auftreten. In der Praxis kann eine 100% Einspannung nicht erreicht werden. Unter der Berücksichtigung der oben angeführten Gründe wurde entschieden den ideellen Betoniervorgang für das eingespannte System zu ermitteln, und diesen auch für das gelenkig gelagerte System zu übernehmen. Nach dem die Betonierabschnitte 1,2,5,8,11, und 12 ausgehärtet waren, bestanden drei Mögllichkeiten, weiter zu betonieren:

- Betonieren der Abschnitte 3 und 10,
- Betonieren der Abschnitte 4 und 9 und
- Betonieren der Abschnitte 6 und 7



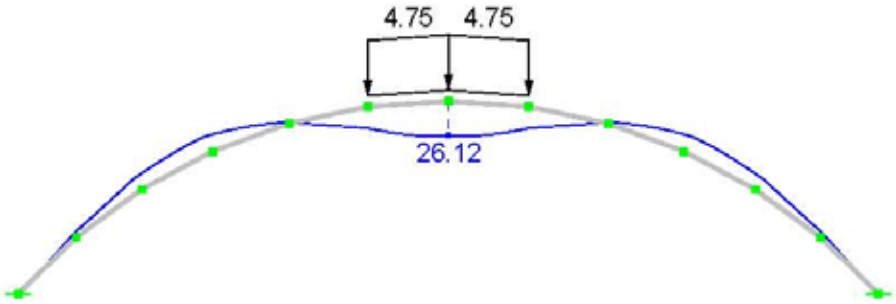



***Abb. 6.16 a)Schematisch: Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk b)3,10; c)4,9; d)6,7***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=-11,13 mm erreicht, daraus folgte:

$$w_1 = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm + 6{,}85\ mm - 11{,}13\ mm = -9{,}3\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=-8,1 mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm + 6{,}85\ mm - 8{,}1\ mm = -6{,}3\ mm$$

Aus Variante 3 ging eine Durchbiegung Δw=26,11 mm hervor, daraus folgte:

$$w_3 = 8{,}94\ mm - 13{,}97\ mm + 6{,}85\ mm + 26{,}11\ mm = 27{,}93\ mm$$

Somit sehen wir, dass es für das System am besten ist, die Abschnitte 4 und 9 zu betonieren. Beim gelenkig gelagerten System, bekommen wir die in Abb. 6.14 gezeigte Durchbiegung. Um Mit dem Betonieren fortzufahren, waren zwei Möglichkeiten naheliegend:

- Betonieren der Abschnitte 3 und 10 und
- Betonieren der Abschnitte 6 und 7

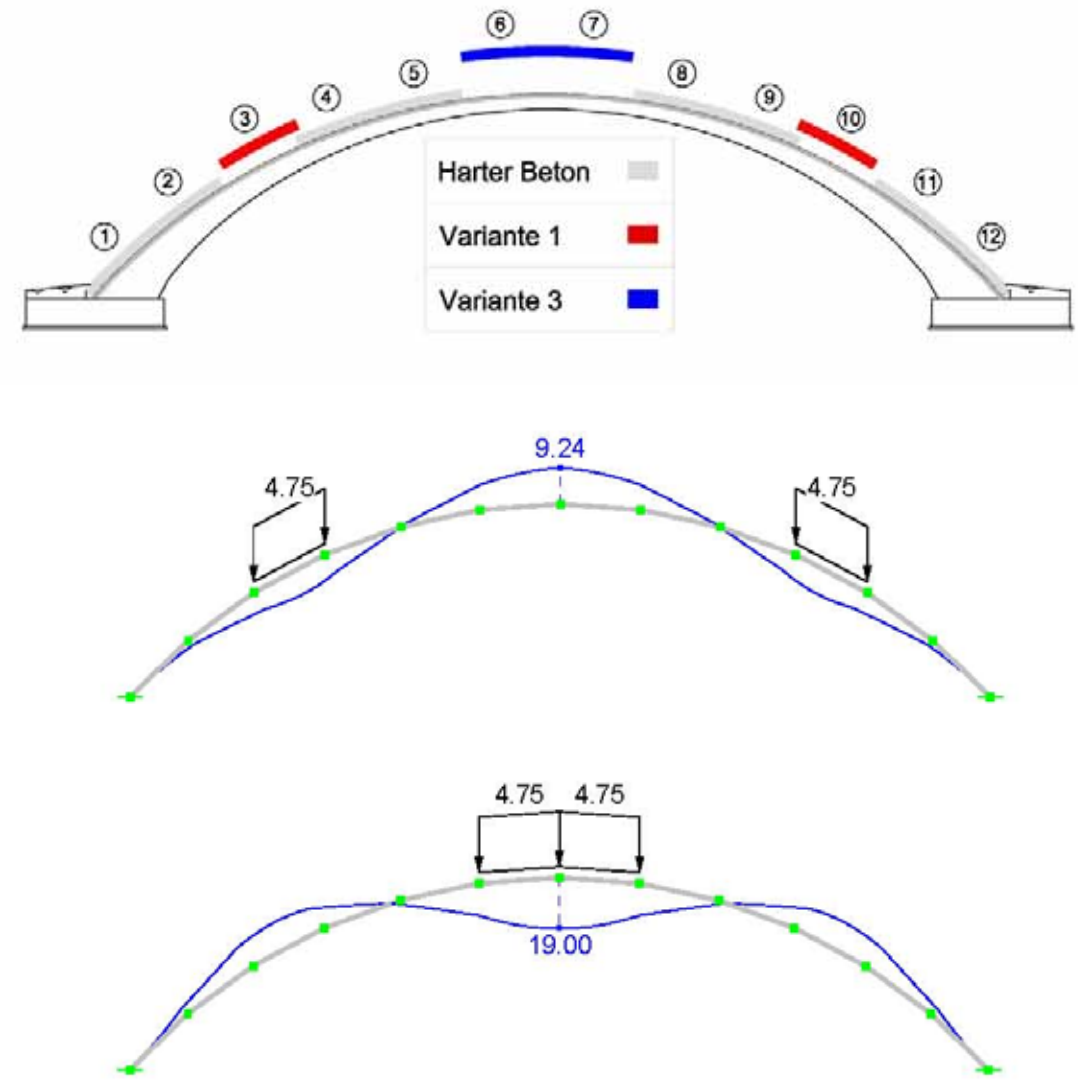



***Abb. 6.17 a)Schematisch; Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk; b)2,11; c)3,10; d)5,8***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=9,24mm erreicht, daraus folgte:

$$w_1 = -6{,}3\ mm - 9{,}24\ mm = -15{,}52\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=19mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = -6{,}3\ mm + 19\ mm = 12{,}7\ mm$$

Die Ergebnisse rechtfertigen die Entscheidung, die Abschnitte 6 und 7 zu betonieren, bei dem gelenkig gelagerten System wurden folgende Durchbiegungen ermittelt:

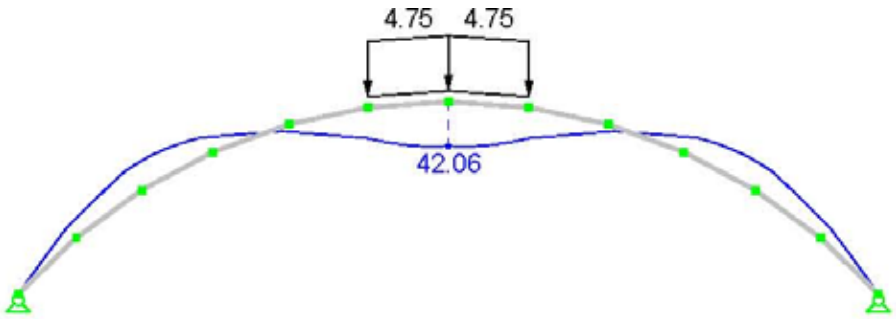



***Abb. 6.18 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk; b)6,7***

$$w_1 = -6{,}02\ mm + 42{,}06\ mm = 36{,}04\ mm$$

Als letzte Betonierabschnitte der ersten Schicht, bleiben noch 3 und 10.

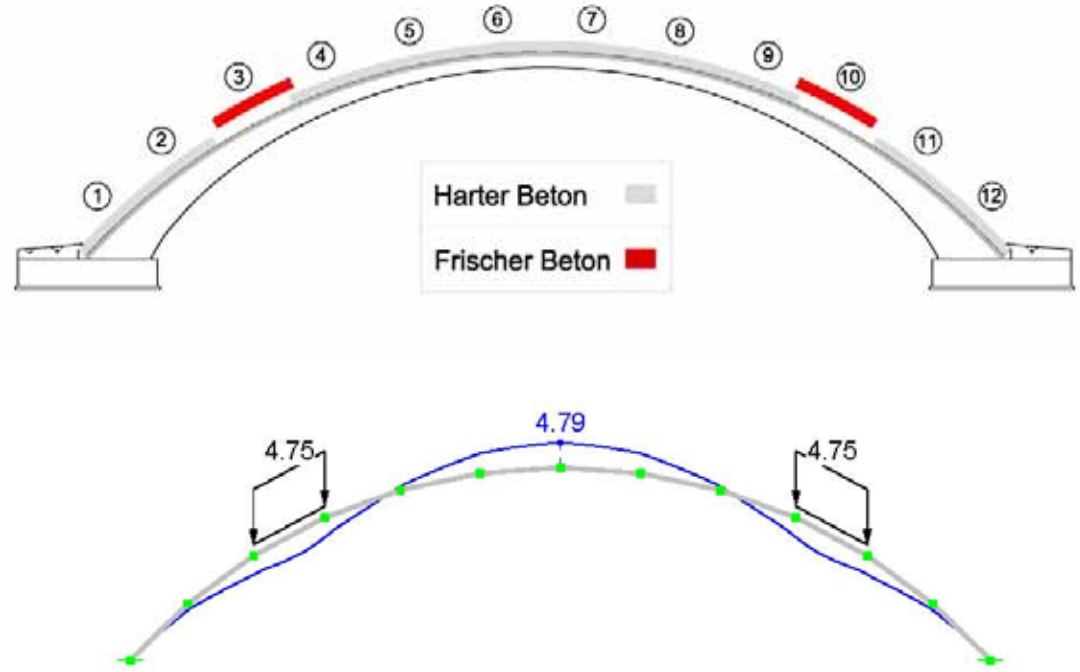



***Abb. 6.19 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 5,8 betoniert***

Für das eingespannte System wurden die in Abb. 6.19 ersichtlichen Verformungen erhalten.

$$w_1 = 12{,}72\ mm - 4{,}79\ mm = 7{,}93\ mm$$

Für das gelenkig gelagerte System bekommen wir die, in der Abb. 6.20 ersichtlichen Verformungen.

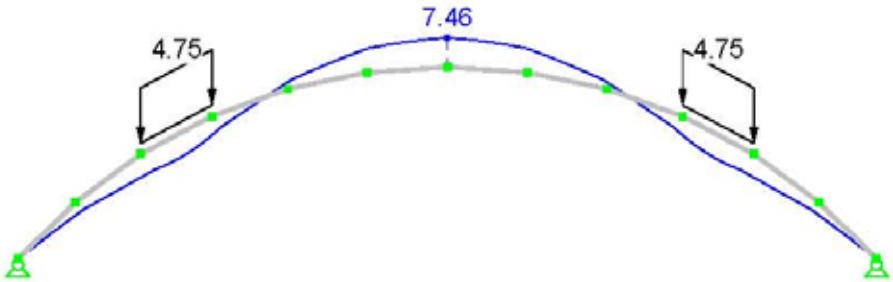
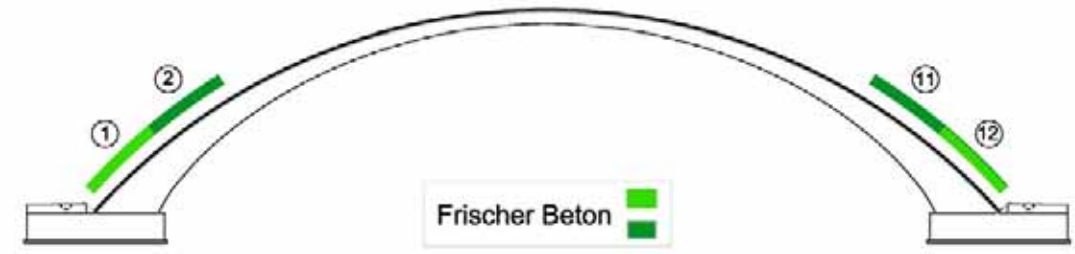



***Abb. 6.20 Verformung: Gelenkign-mit aufgesetztem Fachwerk, 3,10 betoniert***

$$w_1 = 36{,}04\ \ mm - 7{,}455\ mm = 28{,}59\ mm$$

Bei der Betonierreihenfolge der zweiten Schicht, gab es keine Varianten mehr. Wie die Berechnungen zeigen, ist das System jetzt deutlich steifer, weil der Stahlbetonquerschnitt jetzt ungerissen ist, und eine Höhe von 31cm aufweist. Es wird wieder eine 19cm dicke Schicht aufbetoniert. Als erstes werden wieder die Schichten 1,2,11 und 12 betoniert



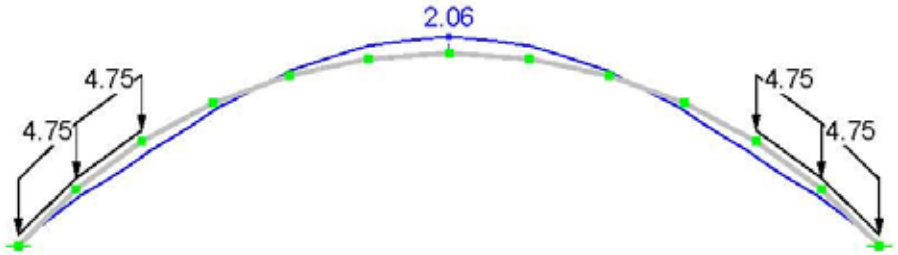



***Abb. 6.21 a)Schematisch; b)Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 1,2,11,12***

$$w_1 = 7{,}93\ mm - 2{,}04\ mm = 5{,}89\ mm$$

Aus dieser Berechnung sieht man, dass das System deutlich steifer ist, weil der Querschnitt nun ungerissen ist. In der Abb. 6.22 sieht man die Verformungen eines gelenkig gelagerten Systems.

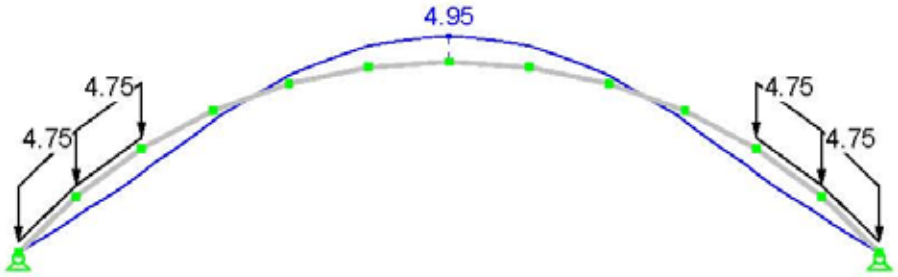



***Abb. 6.22 a)Schematisch; b)Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 1,2,11,12***

$$w_1 = 28{,}59\ mm - 4{,}95\ mm = 23{,}64\ mm$$

Man sieht, dass die Verformungen noch immer nach unten gerichtet sind, es ist also naheliegen, als nächstes die Abschnitte 3 und 10 zu betonieren. Das Betonieren dieser Abschnitte, ergab wie erwartet, nach oben gerichtete Verformungen. Diese waren aber nicht ausreichend groß, um die, nach unten gerichteten Verformungen, zu neutralisieren.

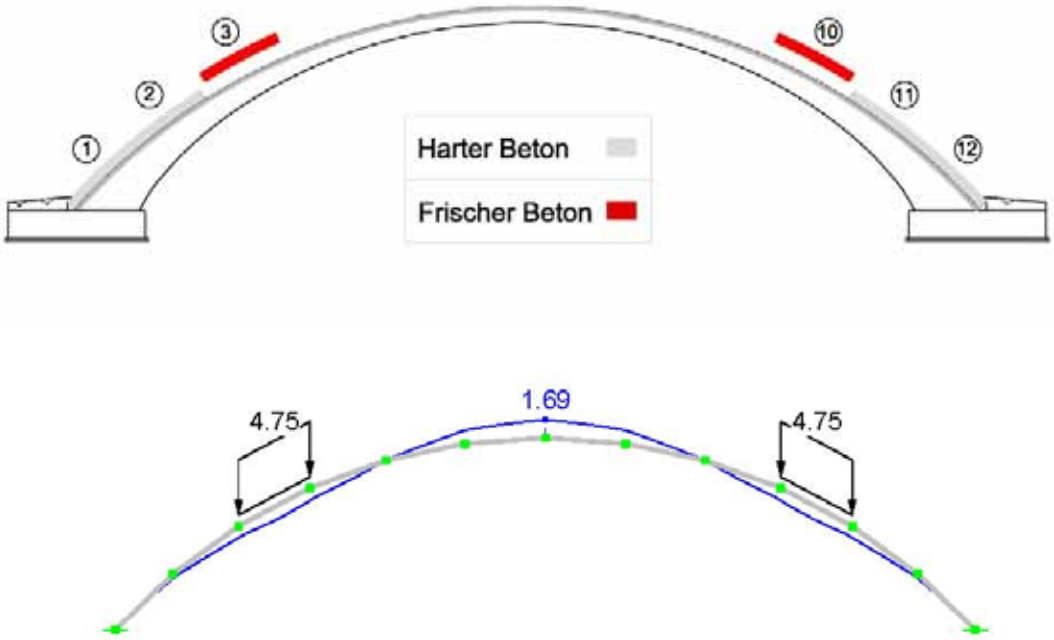



***Abb. 6.23 Verformung: a)Schematisch;b) Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 3,10 betoniert***

$$w_1 = 5{,}89\ mm - 1{,}69\ mm = 4{,}2\ mm$$

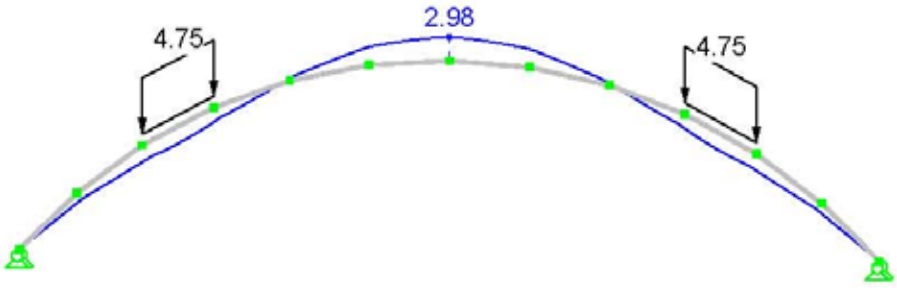



***Abb. 6.24 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 3,10 betoniert***

$$w_1 = 23{,}64\ mm - 2{,}98\ mm = 20{,}66\ mm$$

Die Verformungen sind noch immer nach unten gerichtet, deshalb werden die Abschnitte 4 und 9 betoniert. Für das eingespannte System, bekommen wir die in der Abb. 6.25 dargestellten Verformungen.

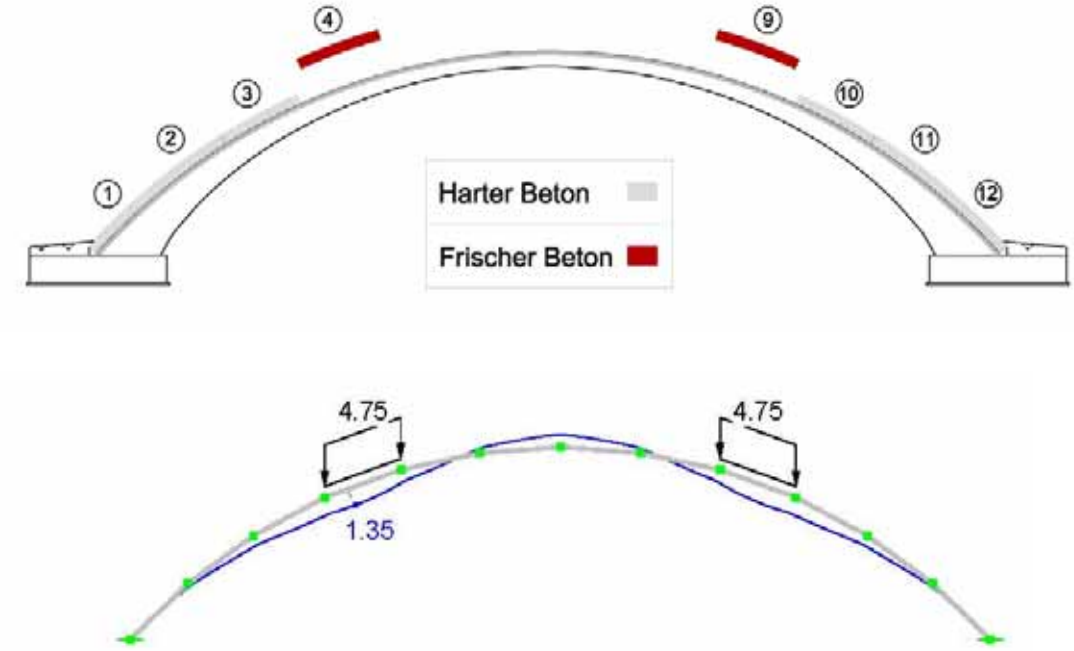



***Abb. 6.25 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 4,9 betoniert***

$$w_1 = 4{,}2\ mm - 1{,}08\ mm = 3{,}12\ mm$$

Für das gelenkige System wurden die in Abb. 6.26 dargestellten Verformungen bekommen. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verformungen jetzt kleiner sind als am Anfang des Betonierens. Der Bogen ist steifer, deshalb nehmen die Verformungen von Betonierabschnitt, zu Betonierabschnitt stetig ab.

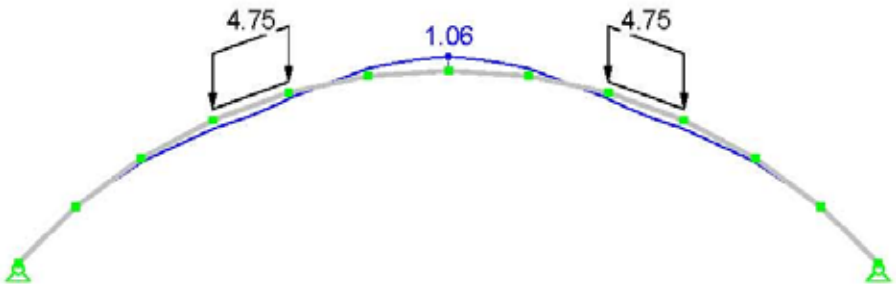



***Abb. 6.26 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 4,9 betoniert***

$$w_1 = 20{,}66\ mm - 1{,}06\ mm = 19{,}6\ mm$$

Nach dieser Berechnung war es naheliegend, dass als nächstes, die Abschnitte 5 und 8 betoniert wurden. Bei dem eingespannten System gingen die in Abb. 6.27 dargestellten Verformungen hervor.

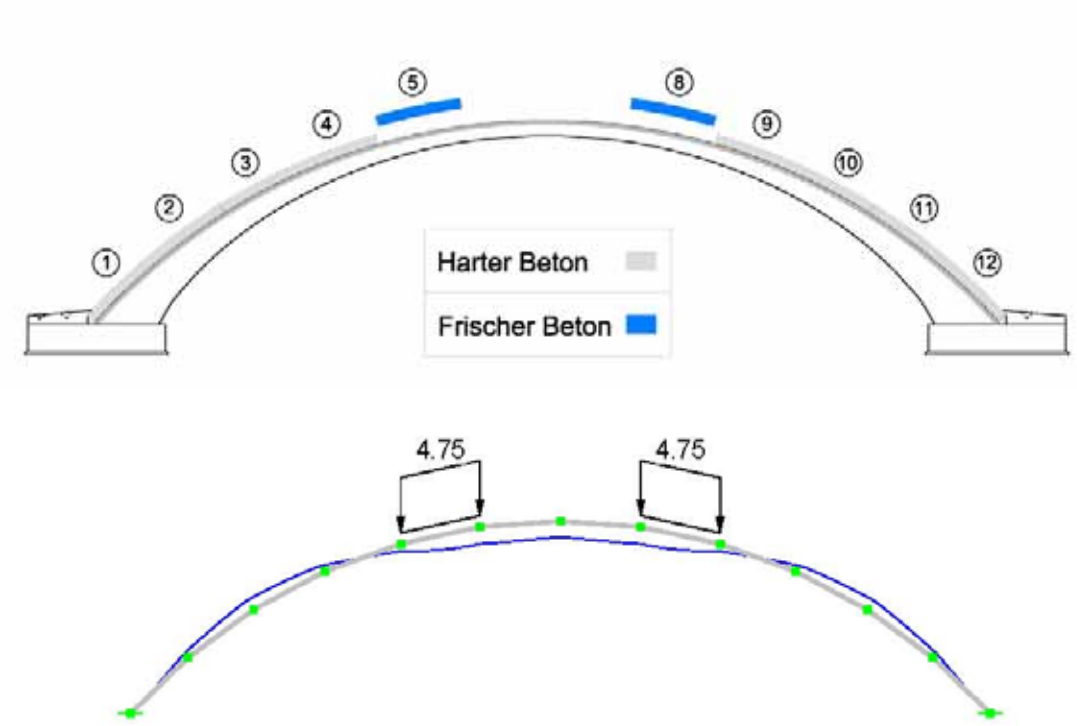



***Abb. 6.27 Verformung: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 5,8 betoniert***

$$w_1 = 3{,}12\ mm + 0{,}97\ mm = 4{,}09\ mm$$

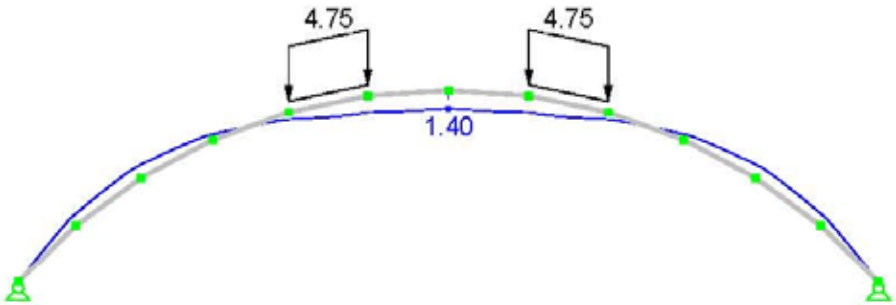



***Abb. 6.28 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 5,8 betoniert***

$$w_1 = 19{,}6\ mm - 1{,}4\ mm = 21\ mm$$

Es sind nur noch die Abschnitte 6 und 7 mit einer Dicke d=31cm geblieben. Damit die ganze zweite Schicht fertig betoniert ist, müssen auch diese Abschnitte betoniert wwerden. Die Verformungen zufolge des Betonierens, sind in der Abb. 6.29 zu sehen.

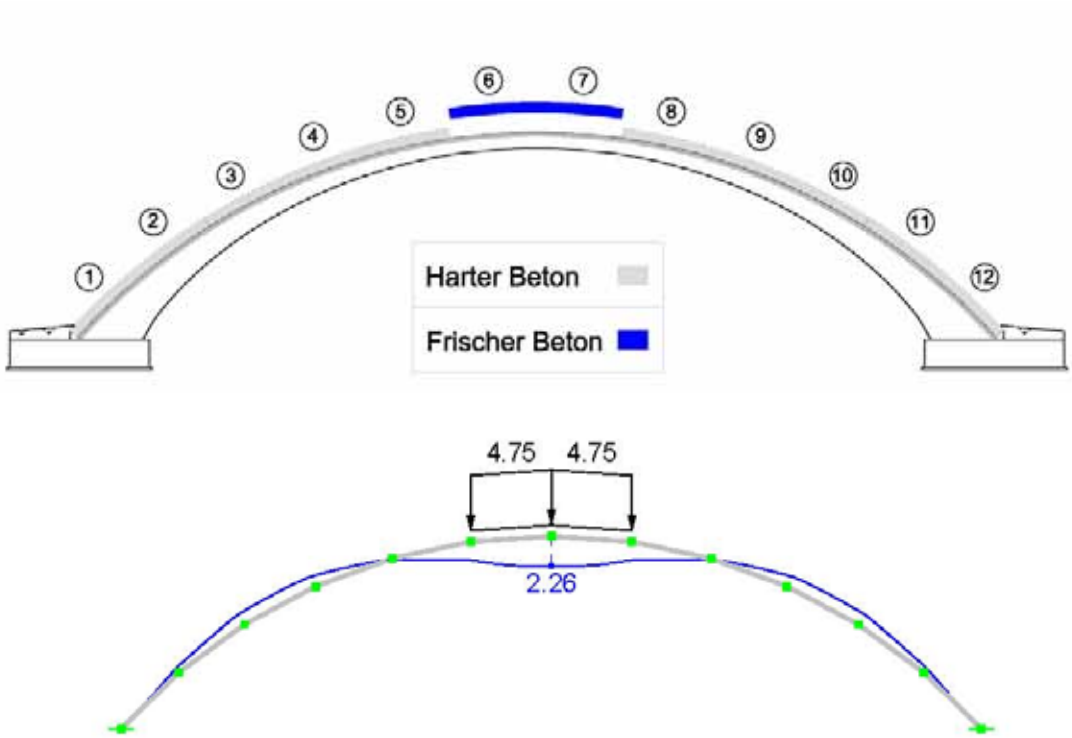



***Abb. 6.29 Verformung:-Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk, 6,7 betoniert***

$$w_1 = 4{,}09\ mm + 2{,}26\ mm = 6{,}26\ mm$$

Für das gelenkig gelagerte System bekommen wir die in der Abb. 6.30 dargestellten Verformungen. Hier ist ersichtlich, dass die Verformungen sehr klein sind im Vergleich zu der 12cm dicken Schale. Das System ist um einiges steifer, und das spiegelt sich direkt in den auftretenden Verformungen wieder. Es ist außerdem ersichtlich, dass die Lagerung in diesem Fall, nur einen kleinen Einfluss hat. Der Unterschied bei den Verformungen beträgt nur 1,35 mm.

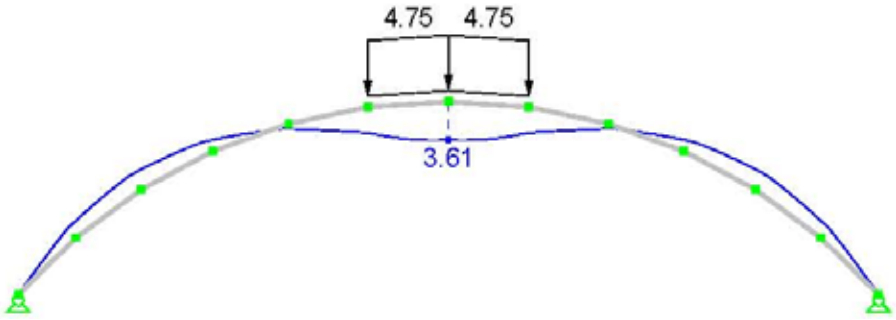



***Abb. 6.30 Verformung: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk, 6,7 betoniert***

$$w_1 = 21\ mm - 3{,}6\ mm = 24{,}6\ mm$$

Aus der ganzen Berechnung sieht man, dass im Fall des Systems mit aufgesetztem Fachwerk, die Verformung im Scheitel zwischen 6,26 mm und 24,6 mm liegt. Der Unterschied der restlichen Verformungen ist in Tab. 6.1 für das eingespannte System, und in der Tab. 6.2 für das gelenkig gelagerte System ersichtlich.

| Verformungen beim eingespannten Bogen mit aufgesetztem Fachwerk | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| RSTAB | Ursprüngliche Koordinaten | | Neue Koordinaten | | Verformungen | |
| | [m] | | [m] | | [mm] | |
| | x | z | x | z | x | z |
| 1 | -16,3750 | -14,6920 | -16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |
| 2 | -14,1660 | -16,8320 | -14,1660 | -16,8319 | 0,0106 | -0,0986 |
| 3 | -11,6800 | -18,6430 | -11,6821 | -18,6457 | 2,1493 | 2,7215 |
| 4 | -8,9660 | -20,0900 | -8,9685 | -20,0932 | 2,4751 | 3,1624 |
| 5 | -6,0760 | -21,1440 | -6,0766 | -21,1418 | 0,5788 | -2,1838 |
| 6 | -3,0680 | -21,7850 | -3,0680 | -21,7799 | 0,0015 | -5,0948 |
| 7 | 0,0000 | -22,0000 | 0,0000 | -21,9937 | -0,0003 | -6,2853 |
| 8 | 3,0680 | -21,7850 | 3,0680 | -21,7799 | -0,0022 | -5,0945 |
| 9 | 6,0760 | -21,1440 | 6,0766 | -21,1418 | -0,5795 | -2,1831 |
| 10 | 8,9660 | -20,0900 | 8,9685 | -20,0932 | -2,4759 | 3,1632 |
| 11 | 11,6800 | -18,6430 | 11,6822 | -18,6457 | -2,1501 | 2,7224 |
| 12 | 14,1660 | -16,8320 | 14,1660 | -16,8319 | -0,0111 | -0,0982 |
| 13 | 16,3750 | -14,6920 | 16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |

***Tab. 6.1 Verformungen aller Knoten: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk***

| Verformungen beim gelenkigen Bogen mit aufgesetztem Fachwerk | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| RSTAB | Ursprüngliche Koordinaten | | Neue Koordinaten | | Verformungen | |
| | [m] | | [m] | | [mm] | |
| | x | z | x | z | x | z |
| 1 | -16,3750 | -14,6920 | -16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |
| 2 | -14,1660 | -16,8320 | -14,1687 | -16,8348 | 2,6986 | 2,8281 |
| 3 | -11,6800 | -18,6430 | -11,6891 | -18,6545 | 9,1242 | 11,5396 |
| 4 | -8,9660 | -20,0900 | -8,9749 | -20,1009 | 8,8576 | 10,9427 |
| 5 | -6,0760 | -21,1440 | -6,0795 | -21,1404 | 3,4651 | -3,6226 |
| 6 | -3,0680 | -21,7850 | -3,0684 | -21,7675 | 0,4394 | -17,5165 |
| 7 | 0,0000 | -22,0000 | 0,0000 | -21,9754 | 0,0000 | -24,6027 |
| 8 | 3,0680 | -21,7850 | 3,0684 | -21,7675 | -0,4394 | -17,5165 |
| 9 | 6,0760 | -21,1440 | 6,0795 | -21,1404 | -3,4651 | -3,6226 |
| 10 | 8,9660 | -20,0900 | 8,9749 | -20,1009 | -8,8576 | 10,9427 |
| 11 | 11,6800 | -18,6430 | 11,6891 | -18,6545 | -9,1242 | 11,5396 |
| 12 | 14,1660 | -16,8320 | 14,1687 | -16,8348 | -2,6986 | 2,8281 |
| 13 | 16,3750 | -14,6920 | 16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |

***Tab. 6.2 Verformungen aller Knoten: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk***

Als nächstes wird das System ohne das aufgesetzte Fachwerk näher untersucht. In Abb. 6.31 sehen wir, dass die Verformung in Feldmitte beim eingespannten System, unter Eigengewicht vier Mal so groß ist, als beim eingespannten System.

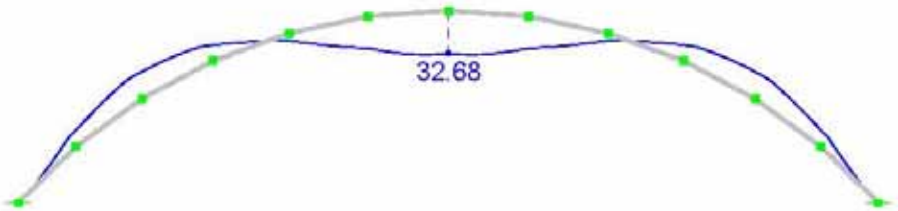



***Abb. 6.31 Verformung unter Eigengewicht-Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk***

Beim gelenkigen System wurden doppelt so große Werte erreicht als beim eingespannten System, siehe Abb. 6.32

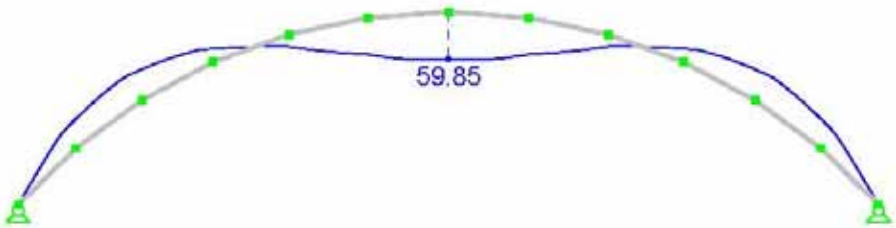



***Abb. 6.32 Verformung unter Eigengewicht-Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk***

Auch hier wurde das eingespannte System als Maßgebend für die Bestimmung der Betonierreihenfolge ausgewählt. Die Verformungen sind im Verhältnis zu den Verformungen des Bogens mit aufgesetztem Fachwerk, sehr groß. Deshalb sollte der Bogen mit dem aufgesetzten Fachwerk errichtet werden. Wegen diesen Überlegungen, wurde später nur das System mit aufgesetztem Fachwerk, genauer untersucht. Zuerst wird aber dass System ohne aufgesetztes Fachwerk, auf Verformungsverhalten untersucht. Als erstes wurden wieder die Abschnitte 1,2,11 und 12 betoniert.

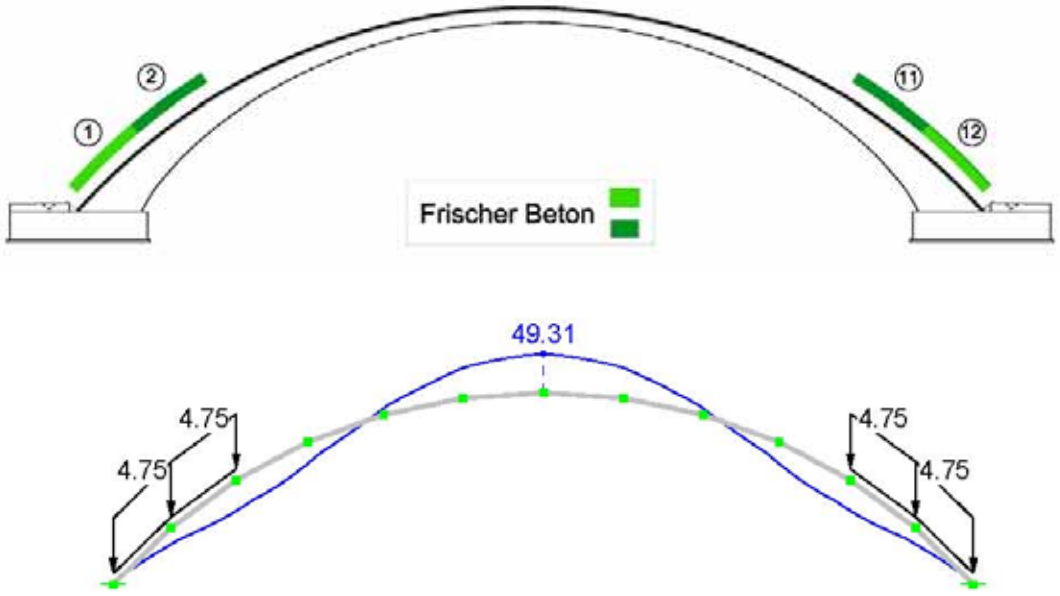



***Abb. 6.33 a)Schematisch b)Verformung-Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 1,2,11,12 betoniert***

$$w_1 = 32{,}68\ mm - 49{,}3\ mm = -16{,}62\ mm$$

Bei dem gelenkigen System wurden die in der Abb. 6.34 ersichtlichen Verformungen erhalten. Sie sind im Vergleich zum eingespannten System um das 2,5-fache größer.

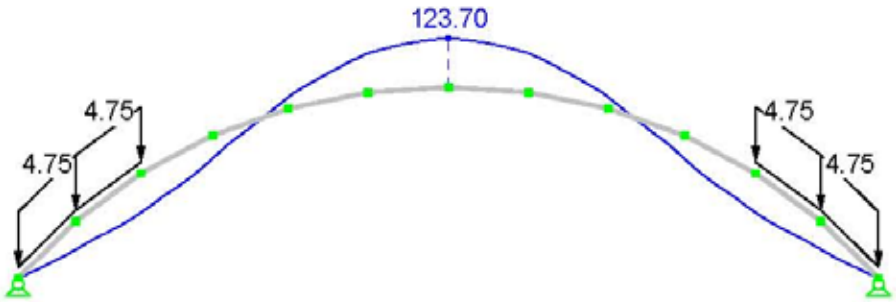
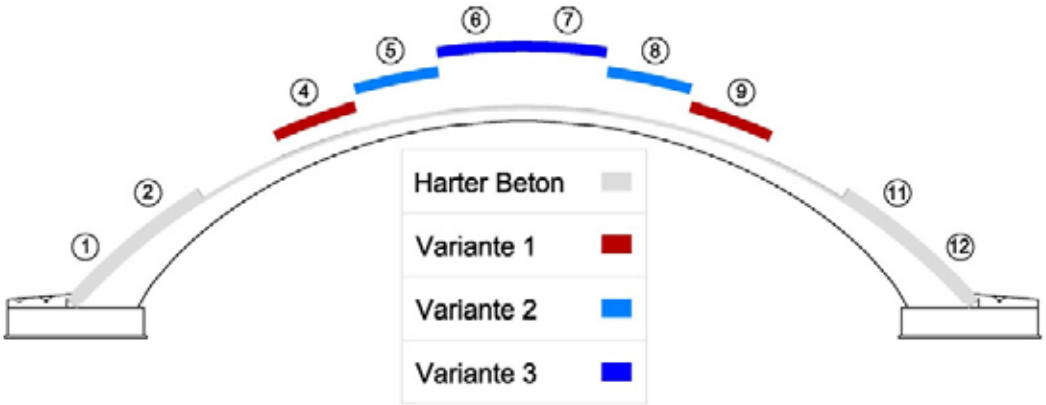



***Abb. 6.34 Verformung-Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 1,2,11,12 betoniert***

$$w_1 = 59{,}85\ mm - 123{,}7\ mm = -63{,}85\ mm$$

Es fällt auf, dass die Verformungen im Vergleich zu dem System mit aufgesetztem Fachwerk sehr groß sind, deshalb sollte dieses System nicht gebaut werden. Die Analyse wurde, der Vollständigkeit wegen, trotzdem fortgesetzt. Es standen nun drei Möglichkeiten, um mit dem Betonieren fort zu fahren:

- Betonieren der Abschnitte 4 und 9,
- Betonieren der Abschnitte 5 und 8 und
- Betonieren der Abschnitte 6 und 7



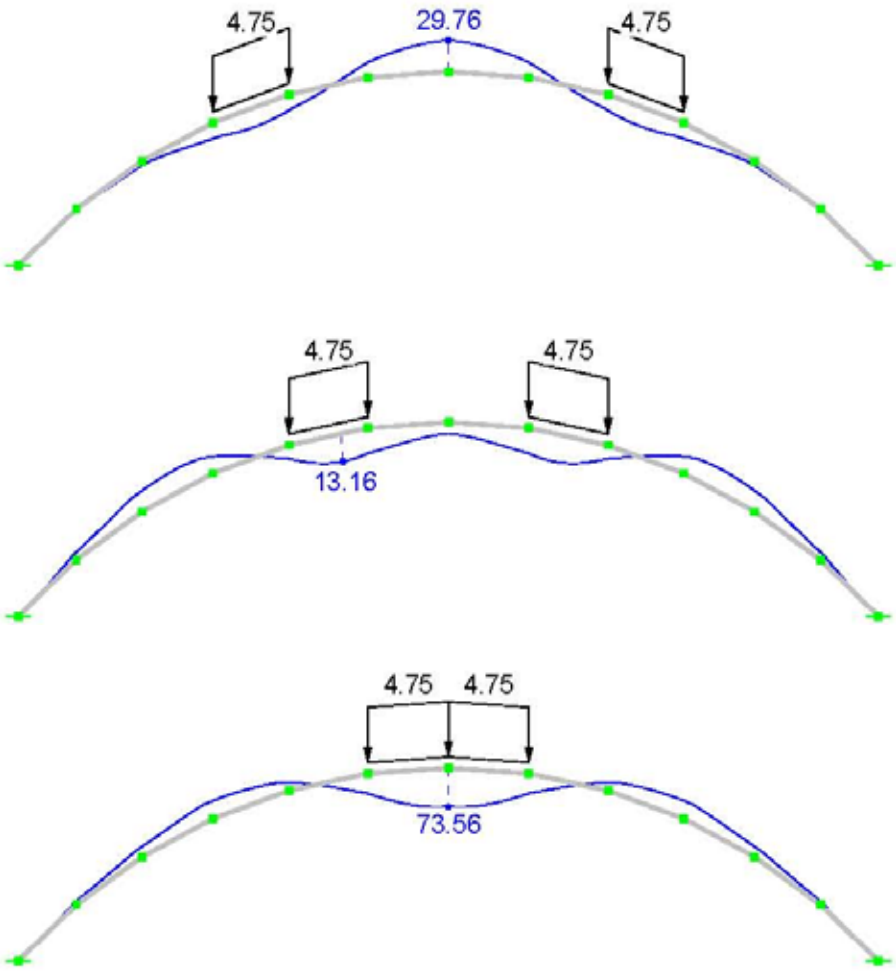



***Abb. 6.35 a)Schematisch; Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, b)4,9 c)5,8 d)6,7***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=-29,76 mm erreicht, daraus folgte:

$$w_1 = 32{,}68\ mm - 49{,}3\ mm - 29{,}76\ mm = -46{,}38\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=-5,4 mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = 32{,}68\ mm - 49{,}3\ mm - 5{,}4\ mm = -11{,}22\ mm$$

Aus Variante 3 ging eine Durchbiegung Δw=73,56 mm hervor, daraus folgte:

$$w_3 = 32{,}68\ mm - 49{,}3\ mm + 73{,}56\ mm = -56{,}4\ mm$$

Das Betonieren der Abschnitte 5 und 8 ergibt die kleinsten Verformungen beim eingespannten System. Die Verformungen bei dem gelenkigen System, die nach dem Betonieren der Abschnitte 5 und 8 auftreten, sind in Abb. 6.36 ersichtlich.

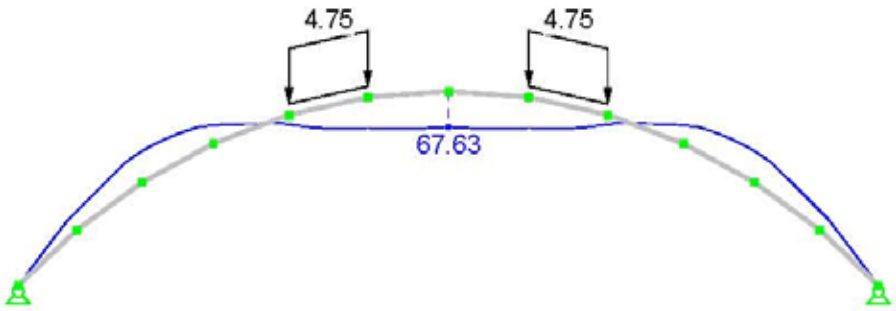
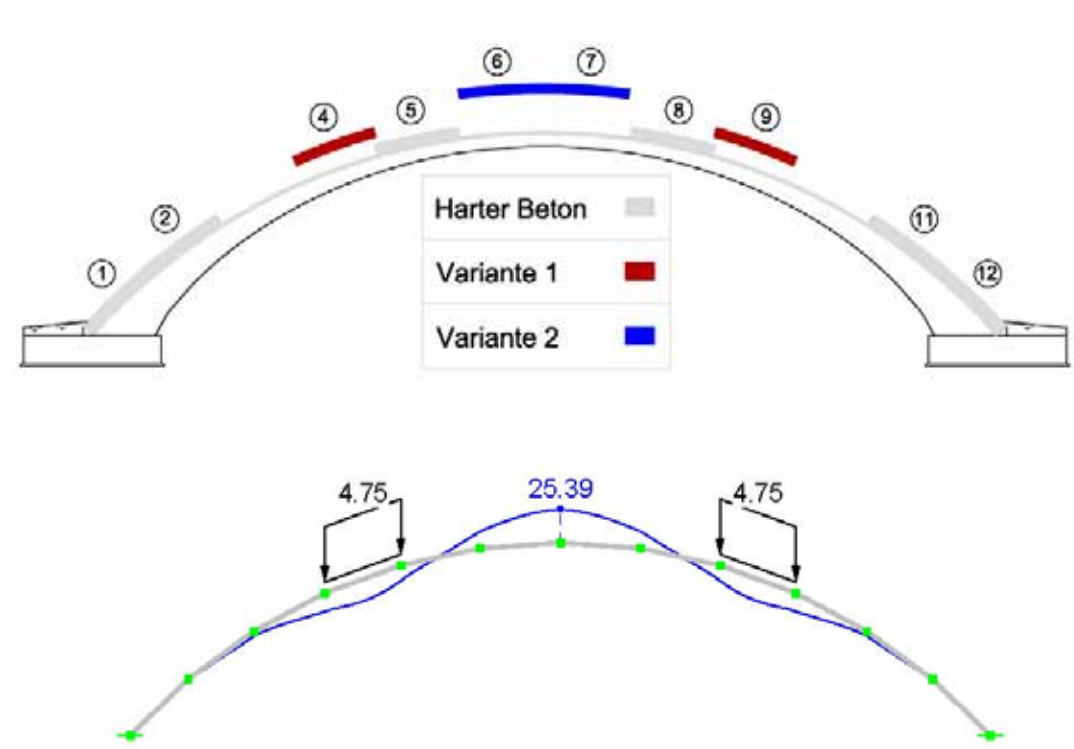



***Abb. 6.36 Verformung: Gelenkig-mit Fachwerk, 5 und 8 betoniert***

$$w_1 = 59{,}85\ mm - 123{,}7\ mm - 67{,}63\ mm = 3{,}78\ mm$$

Für die weitere Betonierreihenfolge standen zwei Möglichkeiten offen:

- Betonieren der Abschnitte 4 und 9 und
- Betonieren der Abschnitte 6 und 7



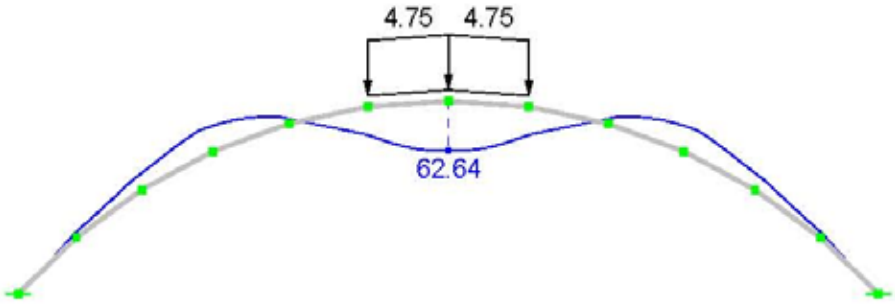



***Abb. 6.37 a)Schematisch; Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, b)4,9 c)6,7***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=-25,39 mm erreicht, daraus folgte:

$$w_1 = -11{,}22\ mm - 25{,}39\ mm = -36{,}6\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=62,6mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = -11{,}22\ mm + 62{,}6\ mm = 51{,}38\ mm$$

Aus der Berechnung geht hervor, dass das Betonieren der Abschnitte 4 und 9 günstiger ist. Die Verformung des gelenkig gelagerten System ist in Abb. 6.38 ersichtlich.

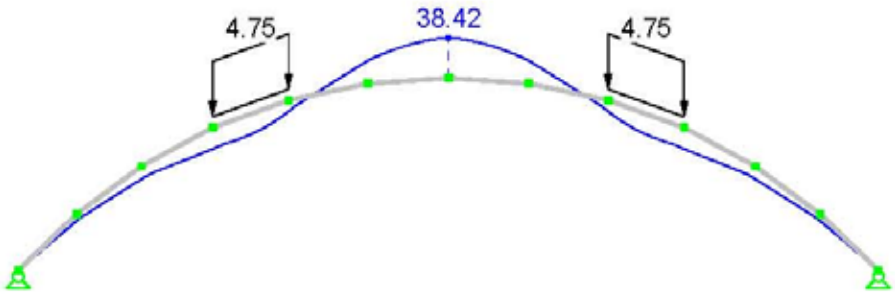



***Abb. 6.38 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 4,9 betoniert***

$$w_2 = 3{,}78\ mm - 38{,}42\ mm = -34{,}64\ mm$$

Als nächstes wurden die Abschnitte 6 und 7 betoniert, damit die nach oben gerichteten Verformungen, neutralisiert werden. Für das

eingespannte System können die Verformungen in Abb. 6.39 gesehen werden.

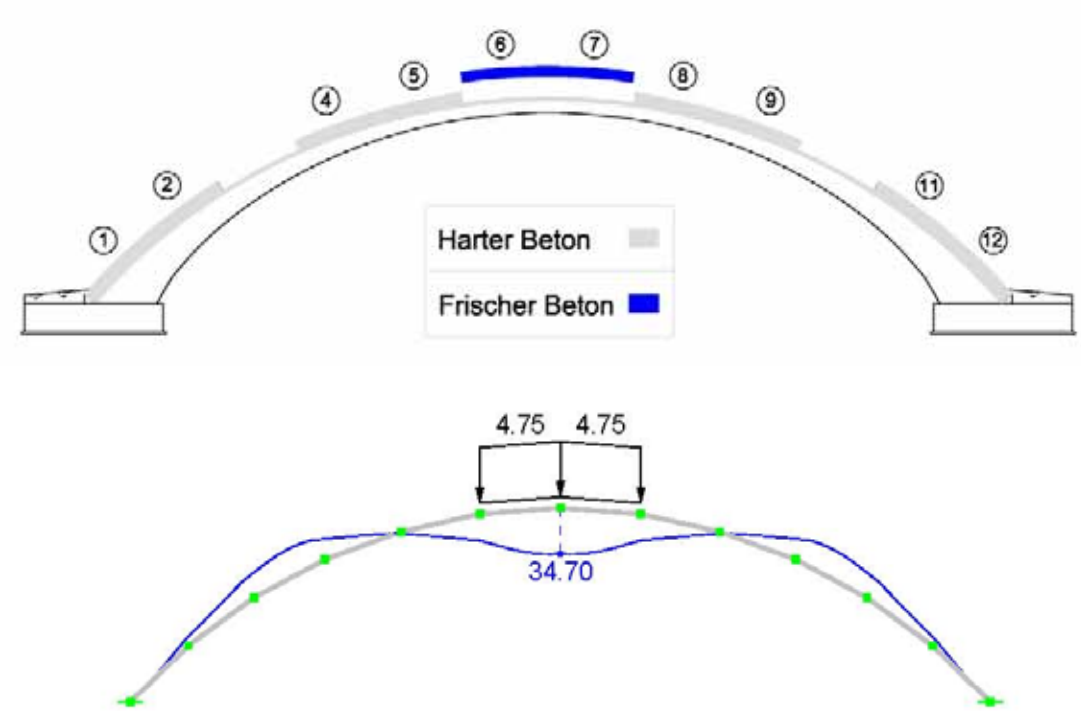



***Abb. 6.39 Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 6,7 betoniert***

$$w_1 = -36{,}6\ mm + 34{,}7\ mm = -1{,}9\ mm$$

Für das gelenkig gelagerte System ergaben sich die, in der Abb. 6.40 dargestellten Verformungen.

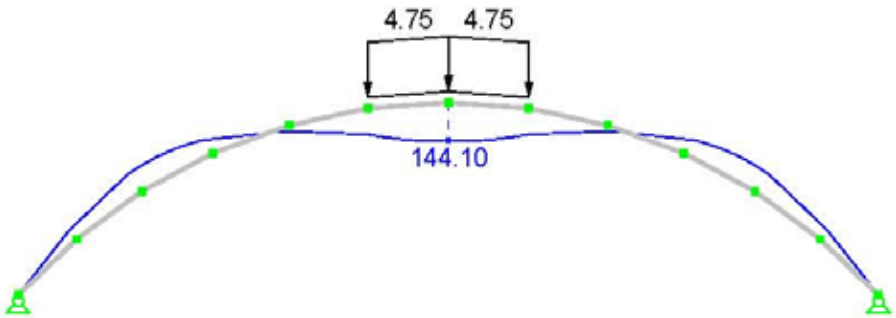



***Abb. 6.40 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 6,7 betoniert***

$$w_1 = -34{,}64\ mm + 144{,}1\ mm = 109{,}5\ mm$$

Um die erste Schicht komplett zu betonieren, ist es noch nötig die Abschnitte 3 und 10 zu betonieren, Die Berechnung ergab die in Abb. 6.41 ersichtlichen Verformungen.

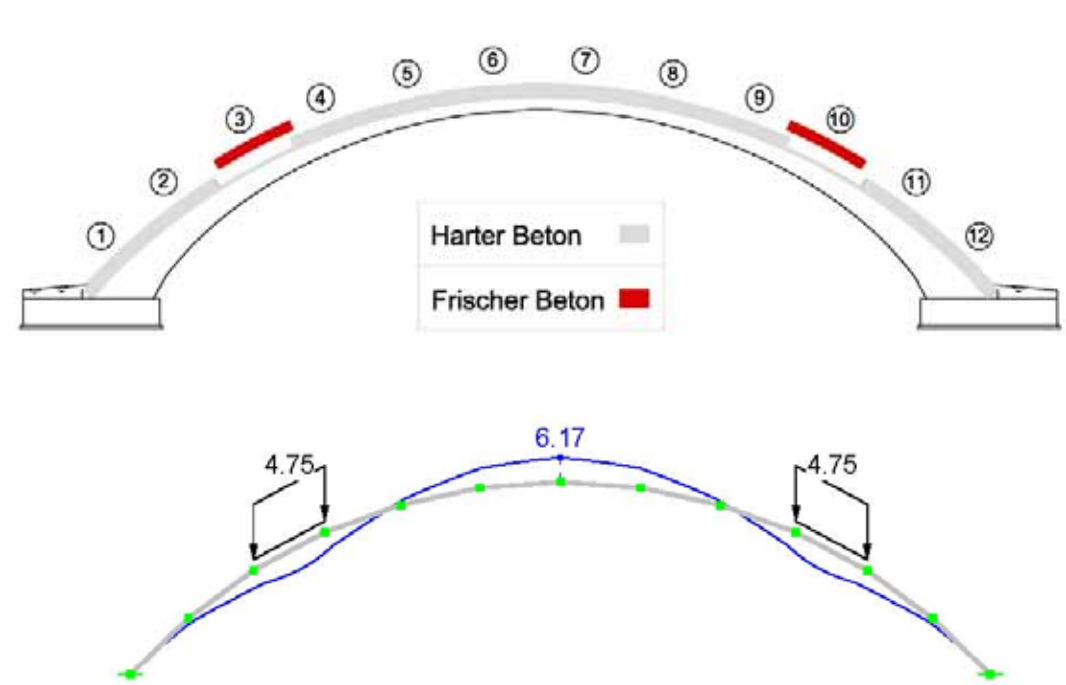



***Abb. 6.41 Verformung: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10 betoniert***

$$w_1 = -1{,}9\ mm - 6{,}17\ mm = -8{,}07\ mm$$

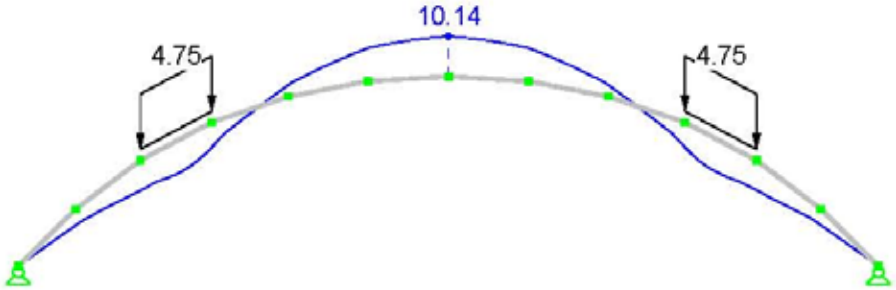



***Abb. 6.42 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10 betoniert***

$$w_1 = 109{,}5\ mm - 10{,}14\ mm = 99{,}32\ mm$$

Nach dem Betonieren des ersten Abschnitts, mussten wieder mehrere Varianten untersucht werden, um die ideelle Betonierreihenfolge zu ermitteln. Es waren drei Möglichkeiten naheliegend, um den Betoniervorgang fortzusetzten:

- Betonieren der Abschnitte 5 und 8 und
- Betonieren der Abschnitte 6 und 7

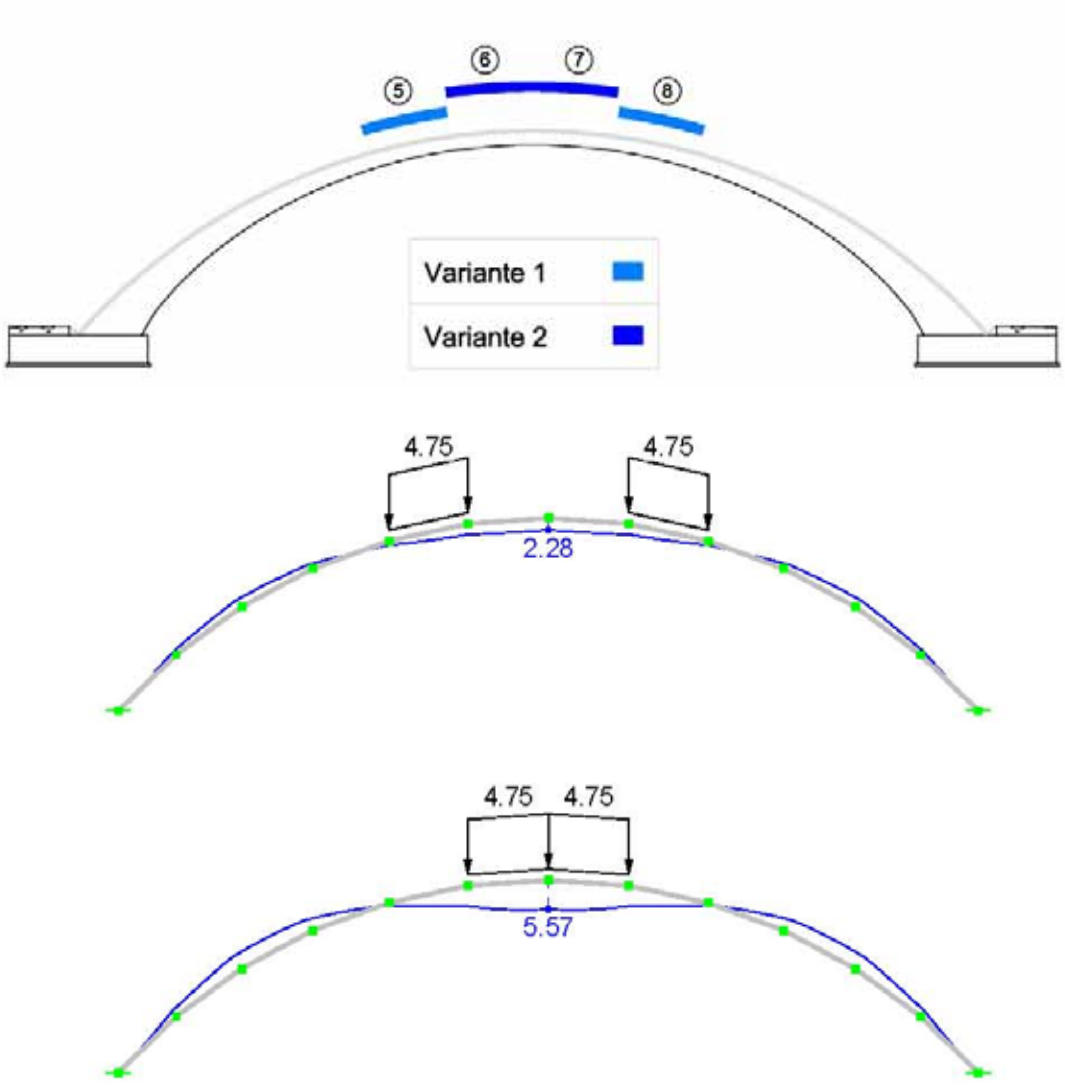



***Abb. 6.43 a)Schematisch, Verformung Eingespannt- ohne aufgesetztes Fachwerk b)5,8 c)6,7 betoniert***

Bei der Variante 1 wurde eine Durchbiegung Δw=2,275 mm erreicht, daraus folgte:

$$w_1 = -8{,}07\ mm + 2{,}275\ mm = -5{,}8\ mm$$

Bei der Variante 2 wurde eine Durchbiegung Δw=5,57 mm ermittelt, daraus folgte:

$$w_2 = -8{,}07\ mm + 5{,}57\ mm = -2{,}5\ mm$$

Aus dieser Berechnung, sieht man, dass es günstiger ist, die Abschnnitte 6 und 7 zu betonieren. Deshalb wird auch dieser Fall für das gelenkige System angewendet.

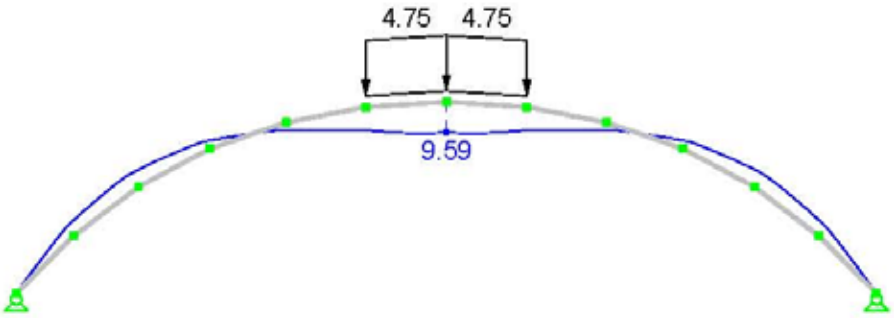



***Abb. 6.44 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 6,7 betoniert***

$$w_1 = 99{,}32\ mm + 9{,}59\ mm = 108{,}9\ mm$$

Als nächstes wurden die Abschnitte 5 und 8 betoniert.

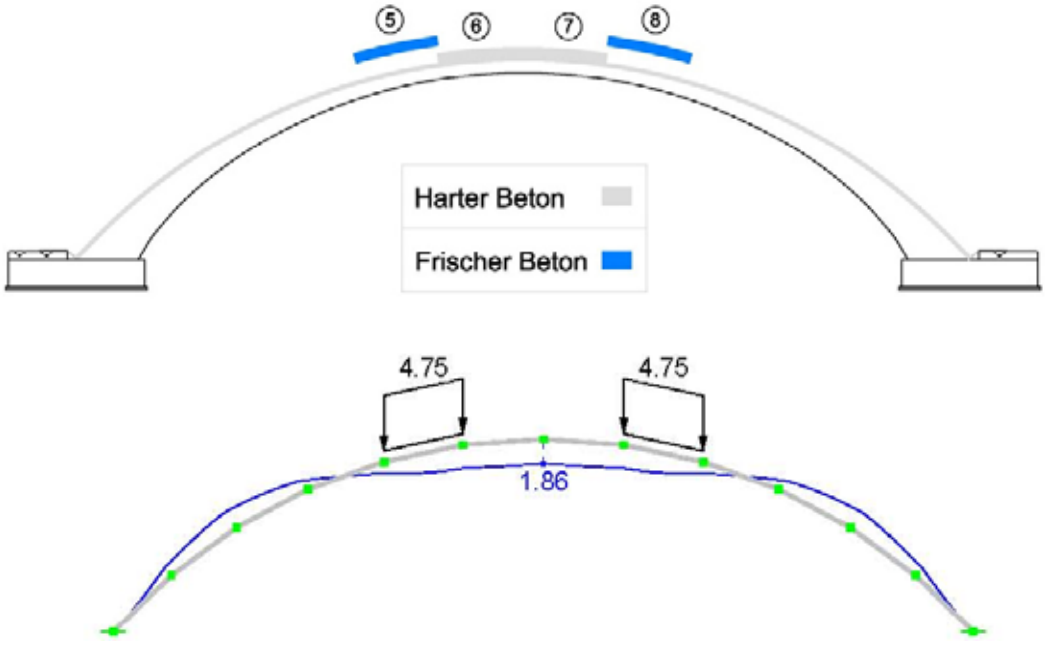



***Abb. 6.45 a)Schematisch, b)Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 5,8***

$$w_2 = -2{,}5\ mm + 1{,}86\ mm = -0{,}64\ mm$$

Bei dem gelenkig gelagerten System ergeben sich die in der Abb. 6.46 dargestellten Verformungen.

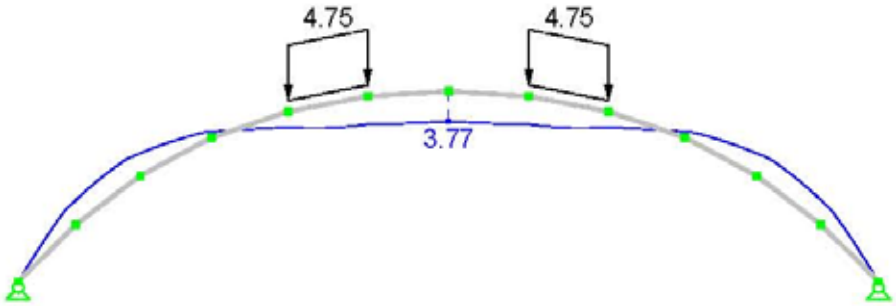



***Abb. 6.46 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 5,8 betoniert***

$$w_1 = 108{,}9\ mm + 3{,}77\ mm = 112{,}7\ mm$$

Nach dem Betonieren der Abschnitte 5 und 8 wurden die Abschnitte 4 und 9 betoniert.

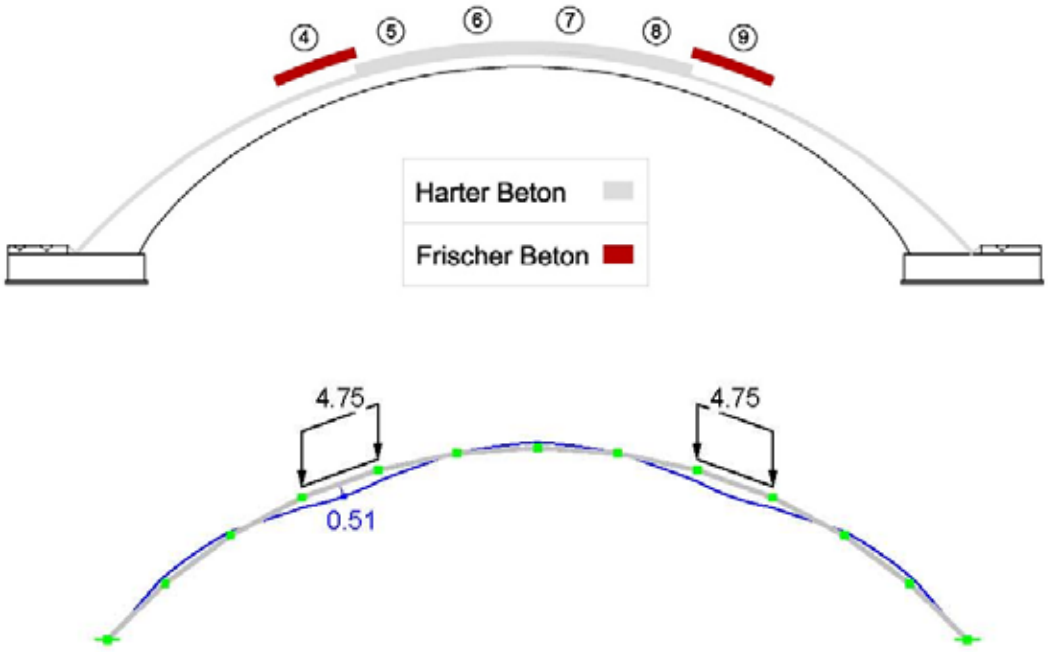



***Abb. 6.47 a)Schematisch, b)Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 4,9***

$$w_1 = -0{,}64\ mm - 0{,}2\ mm = -0{,}84\ mm$$

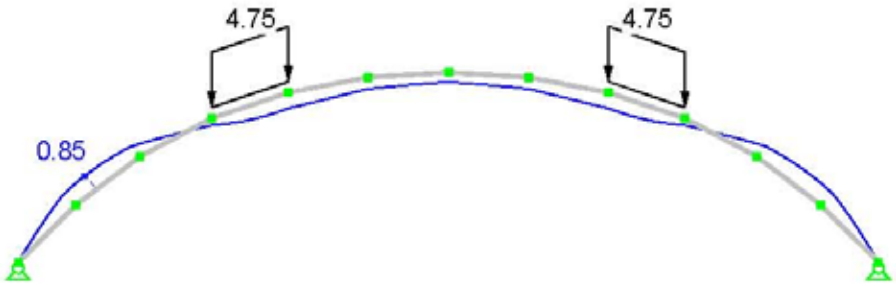



***Abb. 6.48 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 4,9 betoniert***

$$w_1 = 112{,}7\ mm + 0{,}45\ mm = 113\ mm$$

Als nächstes, wurden die Abschnitte 3 und 10 betoniert. Aus der Berechnung sieht man, dass die Verformungen abgenommen haben. Auch das System ohne das aufgesetzte Fachwerk, hat eine hohe Steifigkeit erreicht, das beweisen die kleinen Verformungen.

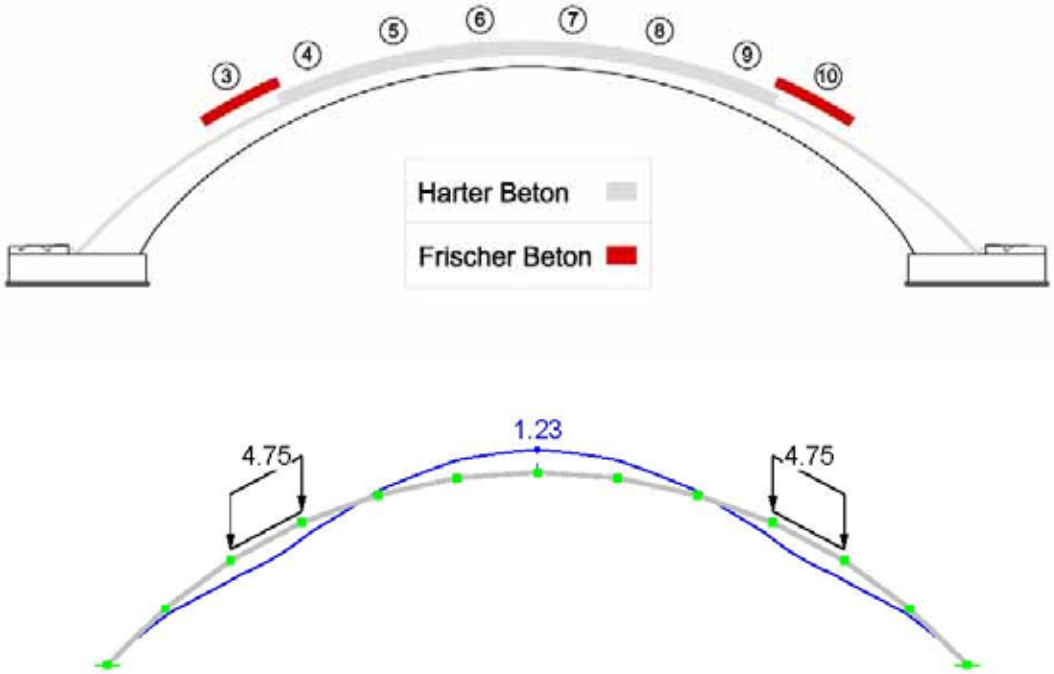



***Abb. 6.49 a)Schematisch, b)Verformung Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10***

$$w_1 = -0{,}84\ mm - 1{,}23\ mm = -2{,}07\ mm$$

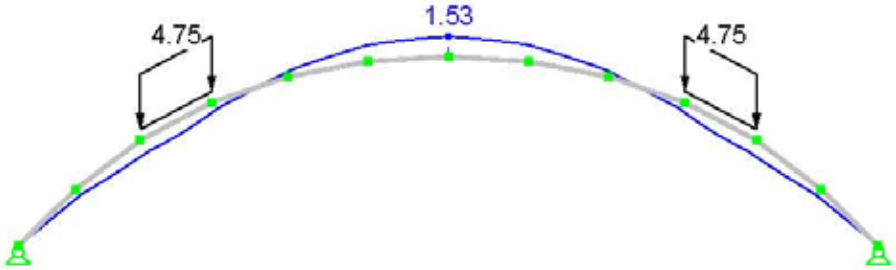



***Abb. 6.50 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk, 3,10 betoniert***

$$w_1 = 113\ mm - 1{,}53\ mm = 111{,}6\ mm$$

Um auch die zweite Schicht fertig zu betonieren, fehlen nur noch die Abschnitte 1,2,11 und 12. Diese werden gleichzeitig aufgetragen.

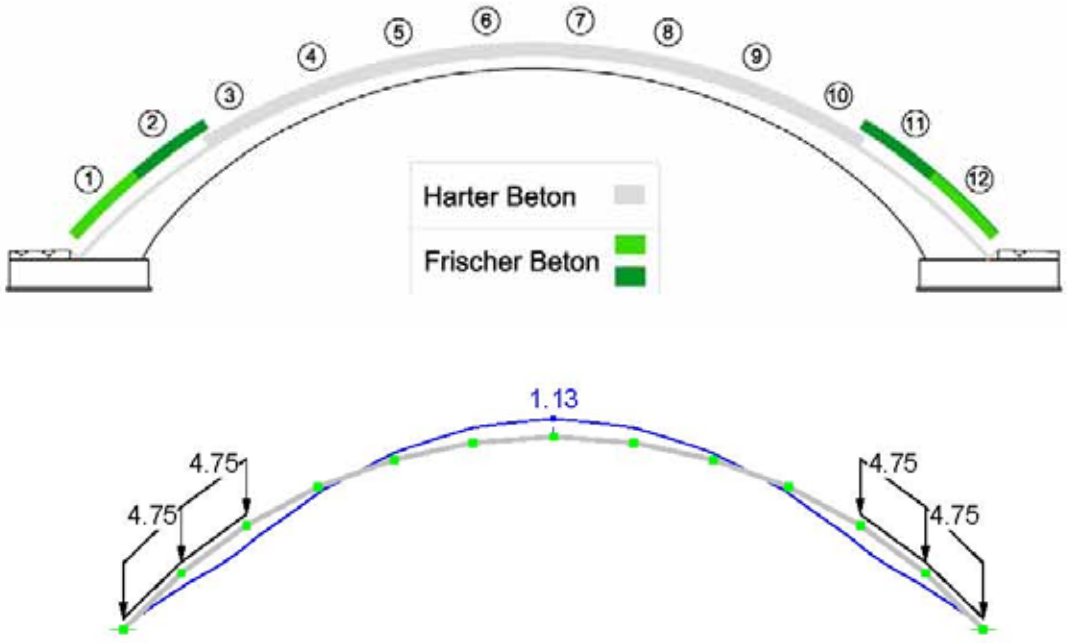



***Abb. 6.51 a)Schematisch, b)Verformung Bogen-Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk, 1,2,11,12***

$$w_1 = -2{,}07\ mm - 1{,}13\ mm = -3{,}2\ mm$$

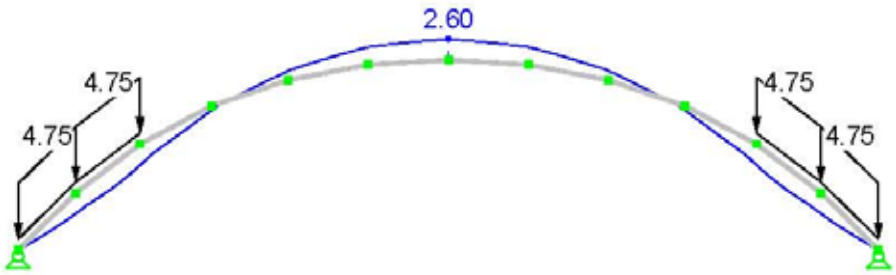



***Abb. 6.52 Verformung: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwer; 1,2,11,12 betoniert***

$$w_1 = 111{,}6\ mm - 2{,}6\ mm = 109\ mm$$

Aus der ganzen Berechnung sieht man, dass im Fall des Systems mit aufgesetztem Fachwerk, die Verformung im Scheitel zwischen -3,2 mm und 109 mm liegt. Die restlichen Verformungen des eingespannten, und des gelenkig gelagerten Systems sind in den Tab. 6.3 und Tab. 6.4 ersichtlich.

| Verformungen beim eingespannten Bogen ohne aufgesetztes Fachwerk | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| RSTAB | Ursprüngliche Koordinaten | | Neue Koordinaten | | Verformungen | |
| | [m] | | [m] | | [mm] | |
| | x | z | x | z | x | z |
| 1 | -16,3750 | -14,6920 | -16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |
| 2 | -14,1660 | -16,8320 | -14,1640 | -16,8299 | -1,9520 | -2,1296 |
| 3 | -11,6800 | -18,6430 | -11,6816 | -18,6457 | 1,6226 | 2,6702 |
| 4 | -8,9660 | -20,0900 | -8,9688 | -20,0945 | 2,8347 | 4,4959 |
| 5 | -6,0760 | -21,1440 | -6,0744 | -21,1366 | -1,5615 | -7,4184 |
| 6 | -3,0680 | -21,7850 | -3,0673 | -21,7822 | -0,6508 | -2,7759 |
| 7 | 0,0000 | -22,0000 | 0,0000 | -22,0032 | 0,0000 | 3,1911 |
| 8 | 3,0680 | -21,7850 | 3,0673 | -21,7822 | 0,6508 | -2,7759 |
| 9 | 6,0760 | -21,1440 | 6,0744 | -21,1366 | 1,5615 | -7,4184 |
| 10 | 8,9660 | -20,0900 | 8,9688 | -20,0945 | -2,8347 | 4,4959 |
| 11 | 11,6800 | -18,6430 | 11,6816 | -18,6457 | -1,6226 | 2,6702 |
| 12 | 14,1660 | -16,8320 | 14,1640 | -16,8299 | 1,9520 | -2,1296 |
| 13 | 16,3750 | -14,6920 | 16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |

***Tab. 6.3 Verformungen aller Knoten: Eingespannt-ohne aufgesetztes Fachwerk***

| Verformungen beim gelenkigen Bogen ohne aufgesetztes Fachwerk | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| RSTAB | Ursprüngliche Koordinaten | | Neue Koordinaten | | Verformungen | |
| | [m] | | [m] | | [mm] | |
| | x | z | x | z | x | z |
| 1 | -16,3750 | -14,6920 | -16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |
| 2 | -14,1660 | -16,8320 | -14,1843 | -16,8522 | 18,2948 | 20,2065 |
| 3 | -11,6800 | -18,6430 | -11,7281 | -18,7039 | 48,0884 | 60,9189 |
| 4 | -8,9660 | -20,0900 | -9,0103 | -20,1441 | 44,3318 | 54,0866 |
| 5 | -6,0760 | -21,1440 | -6,0927 | -21,1257 | 16,6986 | -18,3227 |
| 6 | -3,0680 | -21,7850 | -3,0701 | -21,7044 | 2,0860 | -80,5647 |
| 7 | 0,0000 | -22,0000 | 0,0000 | -21,8910 | 0,0000 | -109,0127 |
| 8 | 3,0680 | -21,7850 | 3,0701 | -21,7044 | -2,0860 | -80,5647 |
| 9 | 6,0760 | -21,1440 | 6,0927 | -21,1257 | -16,6986 | -18,3227 |
| 10 | 8,9660 | -20,0900 | 9,0103 | -20,1441 | -44,3318 | 54,0866 |
| 11 | 11,6800 | -18,6430 | 11,7281 | -18,7039 | -48,0884 | 60,9189 |
| 12 | 14,1660 | -16,8320 | 14,1843 | -16,8522 | -18,2948 | 20,2065 |
| 13 | 16,3750 | -14,6920 | 16,3750 | -14,6920 | 0,0000 | 0,0000 |

***Tab. 6.4 Verformungen aller Knoten: Gelenkig-ohne aufgesetztes Fachwerk***

Um die Berechnungen zu prüfen wurde der ganze Betoniervorgang noch mit dem Programm SCIA Engineer berechnet. Die Ergebnisse sind in Abb. 6.53 zu sehen.

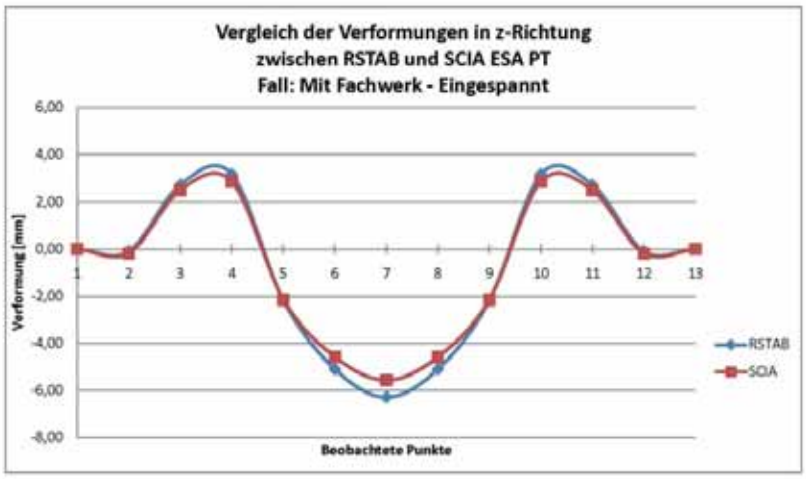



***Abb. 6.53 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen mit aufgesetztem Fachwerk und Eingespannt***

***Abb. 6.54 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen mit aufgesetztem Fachwerk und Gelenkig***

***Abb. 6.55 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen ohne aufgesetztes Fachwerk und Eingespannt***

Aus den Diagramen sieht man, dass die Ergebnisse sehr gut übereinstimmen, was die Richtigkeit der Berechnung bestätigt.

***Abb. 6.56 Vergleich der Koordinaten für den Fall Bogen ohne aufgesetztes Fachwerk und Gelenkig***

Die Betonierreihenfolge wurde festgelegt, jetzt können die Spannungen analysiert werden. Dazu wurden die zugehörigen Momente und Normalkräfte in den einzelnen Knotenpunkten miteinander überlagert. Bei diesem Fall wurde davon ausgegangen, dass das Luftkissen, das Eigengewicht auskompensiert, es wurde also auf die ideellen Koordinaten die erste Aufbetonschicht aufgebracht. Die Betonierreihenfolge, ist die gleiche wie oben, es wurde der Fall “mit aufgesetztem Fachwerk“ wieder mit den zwei Grenzfällen, einer gelenkigen, sowie eingespannten Lagerung betrachtet, weil dieser viel günstiger ist als der Fall ohne das aufgesetzte Fachwerk. Im Folgenden werden erst die Verformungen, und dann die Momenten- und Normalkraftverläufe für das eingespannte System, für die einzelnen Betonierabschnitte gezeigt. Danach werden die Ergebnisse aus EXCEL in tabelarischer Form aufgelistet. Nach jedem Betonierabschnitt, wird auch das gelagerte System auf gleiche Weise dargestellt. Im EXCEL wurden die maßgebenden Kombinationen aus Moment und Normalkraft gebildet, und so wurden Spannungen in der obersten, und untersten Faser des Querschnitts erhalten. Die Spannungen in der obersten Faser, wurden mit σo und die Spannungen in der untersten Faser, wurden mit σu bezeichnet. Es wurden als erstes die Abschnitte 1,2,11 und 12 betoniert, siehe Abb. 6.56

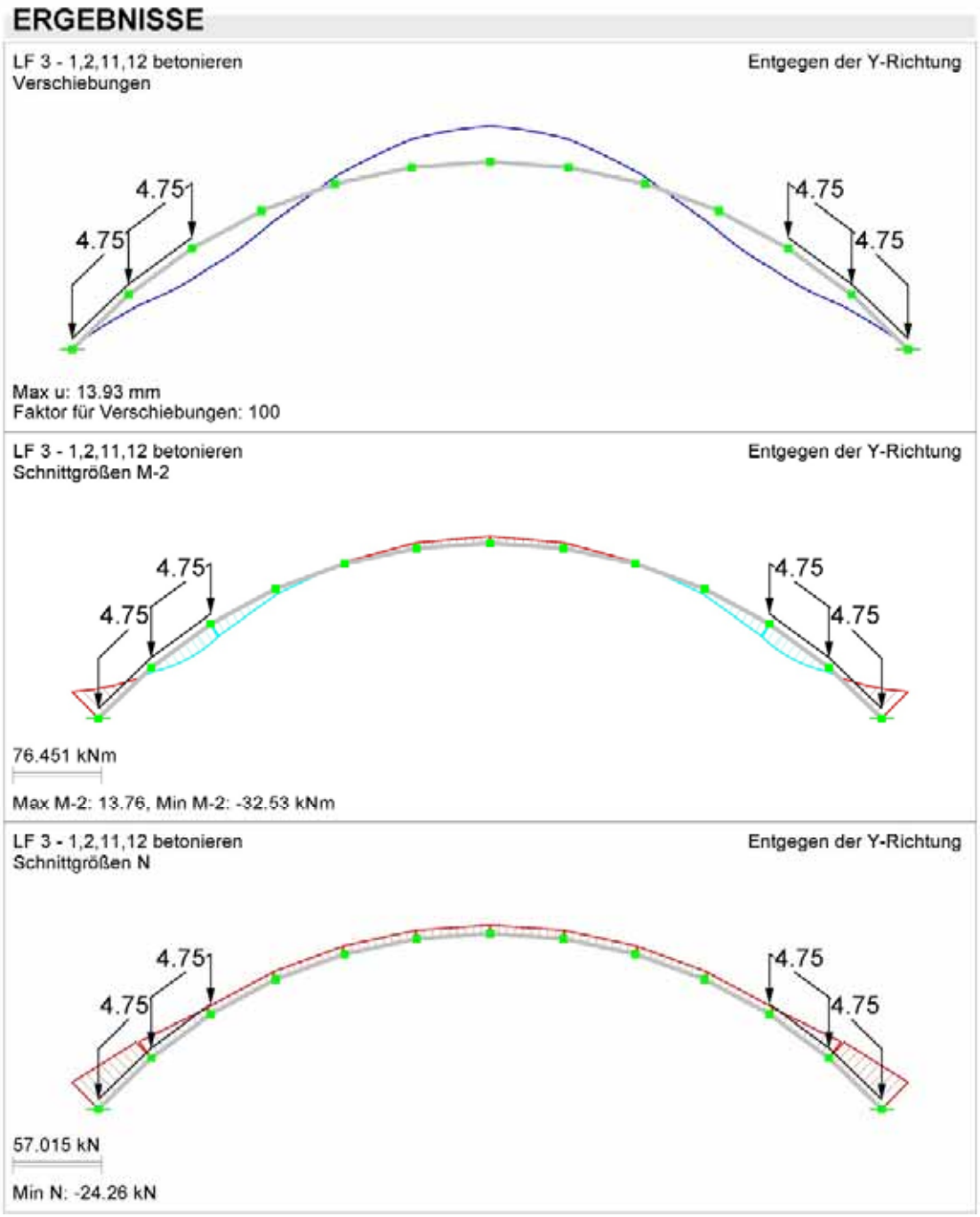



***Abb. 6.57 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert***

Mit diesen Schnittgrößen, wurden dann die auftretenden Spannungen, in den einzelnen Knoten mittels EXCEL berechnet, wegen der Symmetrie, wurde nur das halbe System betrachtet.

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

| Betonieren von 1,2,11,12 auf 12cm Schale | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -14,1 | 4,17 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -1,855 | 1,620 |
| | Min N | -24,26 | -32,53 | | | | | 13,352 | -13,756 |
| | Max M-2 | -14,1 | 4,17 | | | | | | |
| | Min M-2 | -24,26 | -32,53 | | | | | | |
| 2 | Max N | -4,42 | 12,41 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,788 | 5,679 |
| | Min N | -13,03 | 4,17 | | | | | -1,846 | 1,629 |
| | Max M-2 | -6,58 | 13,76 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,03 | 4,17 | | | | | | |
| 3 | Max N | -4,83 | 12,41 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,211 | 5,131 |
| | Min N | -4,83 | 12,41 | | | | | -1,911 | 1,831 |
| | Max M-2 | -4,83 | 12,41 | | | | | | |
| | Min M-2 | -4,83 | 4,49 | | | | | | |
| 4 | Max N | -5,14 | 4,49 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -1,914 | 1,828 |
| | Min N | -5,14 | 4,49 | | | | | 0,491 | -0,576 |
| | Max M-2 | -5,14 | 4,49 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,14 | -1,28 | | | | | | |
| 5 | Max N | -5,35 | -1,28 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 0,489 | -0,578 |
| | Min N | -5,35 | -1,28 | | | | | 1,951 | -2,040 |
| | Max M-2 | -5,35 | -1,28 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,35 | -4,79 | | | | | | |
| 6 | Max N | -5,46 | -5,97 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 1,950 | -2,041 |
| | Min N | -5,46 | -4,79 | | | | | 2,442 | -2,533 |
| | Max M-2 | -5,46 | -4,79 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,46 | -5,97 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,11,12 | |
|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -1,86 | 1,62 |
| | 13,35 | -13,76 |
| 2 | -5,79 | 5,68 |
| | -1,85 | 1,63 |
| 3 | -5,21 | 5,13 |
| | -1,91 | 1,83 |
| 4 | -1,91 | 1,83 |
| | 0,49 | -0,58 |
| 5 | 0,49 | -0,58 |
| | 1,95 | -2,04 |
| 6 | 1,95 | -2,04 |
| | 2,44 | -2,53 |

***Tab. 6.5 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12***

Für den Grenzfall der gelenkigen Lagerung, bekommen wir neue Verläufe der Schnittgrößen, diese sind in Abb. 6.57 ersichtlich.

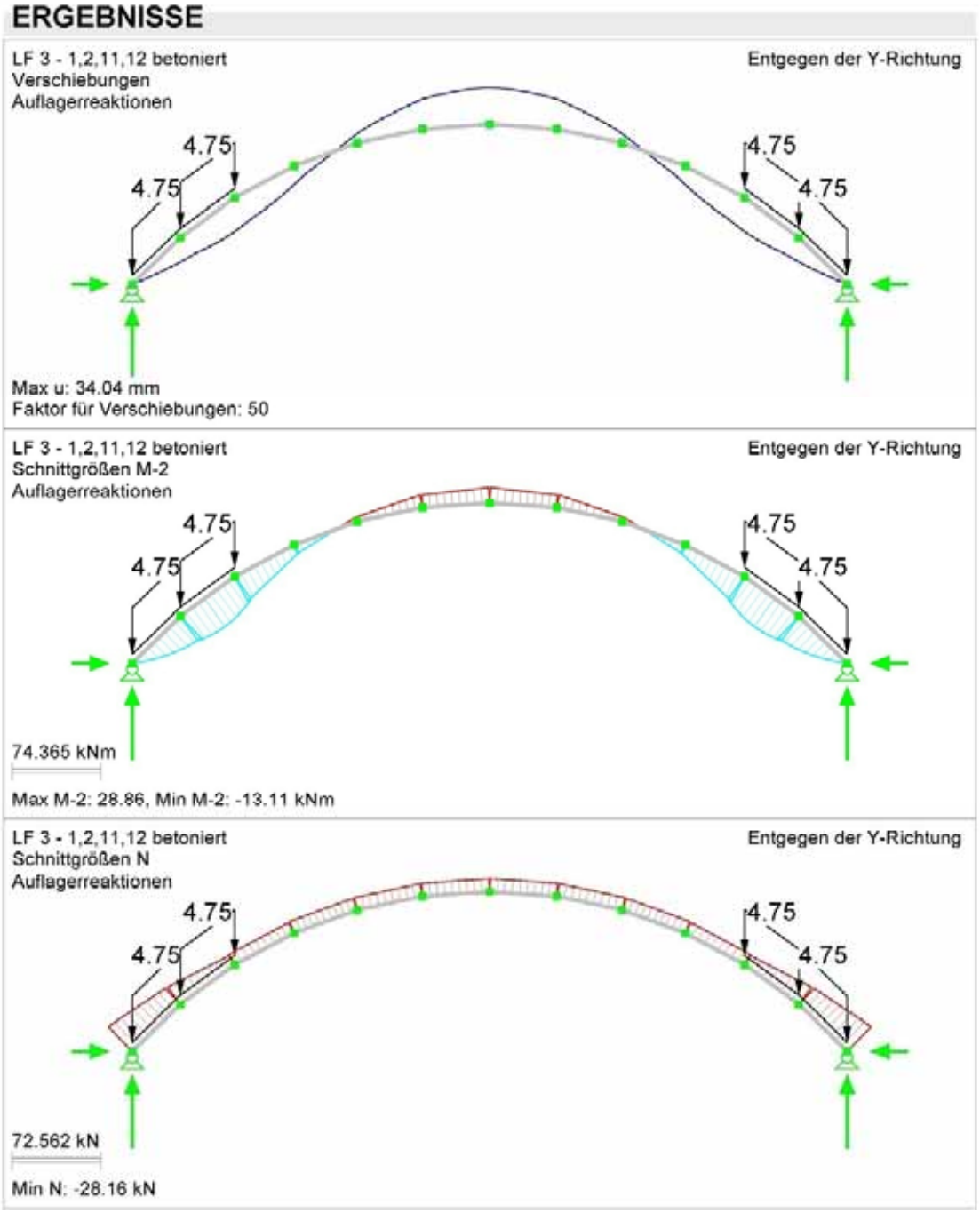



***Abb. 6.58 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert***

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

| Betonieren von 1,2,11,12 auf 12cm Schale | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -14,1 | 4,17 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -1,855 | 1,620 |
| | Min N | -24,26 | -32,53 | | | | | 13,352 | -13,756 |
| | Max M-2 | -14,1 | 4,17 | | | | | | |
| | Min M-2 | -24,26 | -32,53 | | | | | | |
| 2 | Max N | -4,42 | 12,41 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,788 | 5,679 |
| | Min N | -13,03 | 4,17 | | | | | -1,846 | 1,629 |
| | Max M-2 | -6,58 | 13,76 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,03 | 4,17 | | | | | | |
| 3 | Max N | -4,83 | 12,41 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,211 | 5,131 |
| | Min N | -4,83 | 12,41 | | | | | -1,911 | 1,831 |
| | Max M-2 | -4,83 | 12,41 | | | | | | |
| | Min M-2 | -4,83 | 4,49 | | | | | | |
| 4 | Max N | -5,14 | 4,49 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -1,914 | 1,828 |
| | Min N | -5,14 | 4,49 | | | | | 0,491 | -0,576 |
| | Max M-2 | -5,14 | 4,49 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,14 | -1,28 | | | | | | |
| 5 | Max N | -5,35 | -1,28 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 0,489 | -0,578 |
| | Min N | -5,35 | -1,28 | | | | | 1,951 | -2,040 |
| | Max M-2 | -5,35 | -1,28 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,35 | -4,79 | | | | | | |
| 6 | Max N | -5,46 | -5,97 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 1,950 | -2,041 |
| | Min N | -5,46 | -4,79 | | | | | 2,442 | -2,533 |
| | Max M-2 | -5,46 | -4,79 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,46 | -5,97 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,11,12 | |
|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -10,60 | 10,30 |
| | -0,23 | -0,23 |
| 2 | -12,14 | 11,91 |
| | -9,86 | 9,71 |
| 3 | -9,87 | 9,71 |
| | -3,29 | 3,13 |
| 4 | -3,30 | 3,13 |
| | 1,49 | -1,66 |
| 5 | 1,49 | -1,66 |
| | 4,40 | -4,58 |
| 6 | 4,40 | -4,58 |
| | 5,37 | -5,55 |

***Tab. 6.6 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12***

Nach dieser Berechnung sieht man, dass die Spannungen im Auflagerbereich sehr groß sind, dies kommt vom gleichzeitigen betonieren der Abschnitte 1,2,11 und 12. Daraus kann geschlossen werden, dass die genannten Abschnitte nicht gleichzeitig betoniert werden sollten. Der Beton ist zu diesem Zeitpunkt im Zustand II, deshalb ist die Größe der Spannungen noch unbedeutend. Die Größe der Spannungen, wird erst ab dem vollständigen Betonieren der ersten Schicht, bis zum Endzustand wichtig. Damit die Spannungen vom Endzustand berechnet werden konnten, mussten nach jedem Schritt die zugehörigen Spannungen in den einzelnen Knoten ermittelt, und am Ende überlagert werden. Zu diesem Zweck wurde ein EXCEL-Berechnungssheet entwickelt, in welchem, unter Berücksichtigung der Querschnittsänderung, die Spannungen, nach jedem Schritt berechnet wurden. Somit wurden die minimalen und maximalen Spannungen ermittelt, und nach jeder Aufbetonschicht aufsummiert. Die Ergebnisse aus diesem Berechnungssheet werden Tabellarisch dargestellt. Als nächstes, wurden die Abschnitte 5 und 8 betoniert.

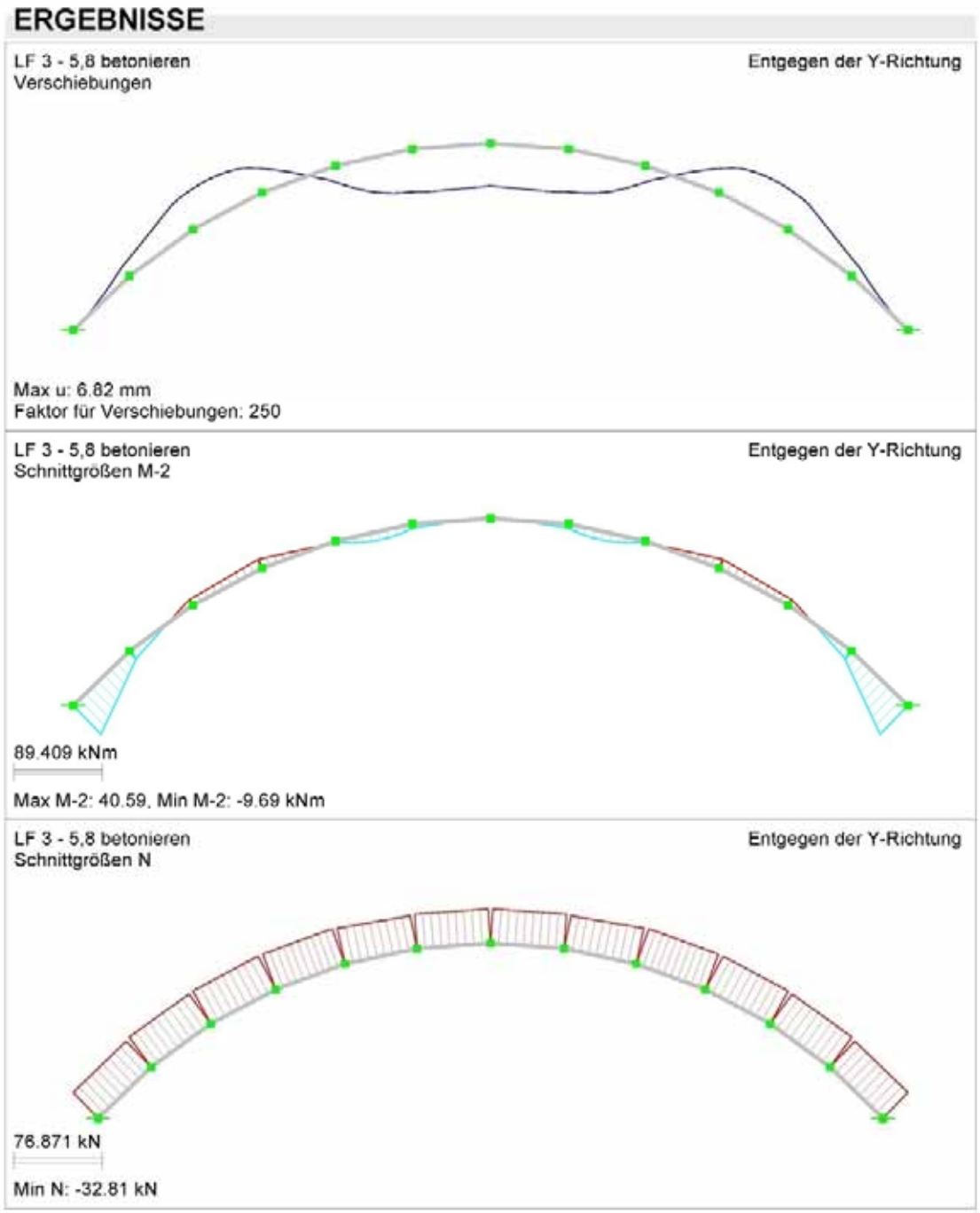



***Abb. 6.59 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8 betoniert***

| Betonieren von 5,8 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -31,3 | 40,59 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -2,635 | 2,433 |
| | Min N | -31,3 | 40,59 | | | | | -0,733 | 0,531 |
| | Max M-2 | -31,3 | 40,59 | | | | | | |
| | Min M-2 | -31,3 | 10,13 | | | | | | |
| 2 | Max N | -32,37 | 10,13 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,737 | 0,528 |
| | Min N | -32,37 | 10,13 | | | | | 0,311 | -0,520 |
| | Max M-2 | -32,37 | 10,13 | | | | | | |
| | Min M-2 | -32,37 | -6,66 | | | | | | |
| 3 | Max N | -32,81 | -6,66 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 2,502 | -3,048 |
| | Min N | -32,81 | -6,66 | | | | | 3,764 | -4,311 |
| | Max M-2 | -32,81 | -6,66 | | | | | | |
| | Min M-2 | -32,81 | -9,69 | | | | | | |
| 4 | Max N | -32,64 | -9,69 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -0,801 | 0,257 |
| | Min N | -32,64 | -9,69 | | | | | 3,766 | -4,310 |
| | Max M-2 | -32,64 | 1,27 | | | | | | |
| | Min M-2 | -32,64 | -9,69 | | | | | | |
| 5 | Max N | -28,74 | 4,17 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -3,709 | 3,207 |
| | Min N | -31,82 | 1,27 | | | | | -0,794 | 0,264 |
| | Max M-2 | -30,11 | 8,3 | | | | | | |
| | Min M-2 | -31,82 | 1,27 | | | | | | |
| 6 | Max N | -29,33 | -2,23 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -1,982 | 1,493 |
| | Min N | -29,33 | 4,17 | | | | | 0,685 | -1,174 |
| | Max M-2 | -29,33 | 4,17 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,33 | -2,23 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,11,12 | | 5,8 | | 1,2,5,8,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -1,86 | 1,62 | -2,64 | 2,43 | -4,49 | 4,05 |
| | 13,35 | -13,76 | -0,73 | 0,53 | 12,62 | -13,22 |
| 2 | -5,79 | 5,68 | -0,74 | 0,53 | -6,53 | 6,21 |
| | -1,85 | 1,63 | 0,31 | -0,52 | -1,53 | 1,11 |
| 3 | -5,21 | 5,13 | 2,50 | -3,05 | -2,71 | 2,08 |
| | -1,91 | 1,83 | 3,76 | -4,31 | 1,85 | -2,48 |
| 4 | -1,91 | 1,83 | -0,80 | 0,26 | -2,71 | 2,09 |
| | 0,49 | -0,58 | 3,77 | -4,31 | 4,26 | -4,89 |
| 5 | 0,49 | -0,58 | -3,71 | 3,21 | -3,22 | 2,63 |
| | 1,95 | -2,04 | -0,79 | 0,26 | 1,16 | -1,78 |
| 6 | 1,95 | -2,04 | -1,98 | 1,49 | -0,03 | -0,55 |
| | 2,44 | -2,53 | 0,68 | -1,17 | 3,13 | -3,71 |

***Tab. 6.7 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8***

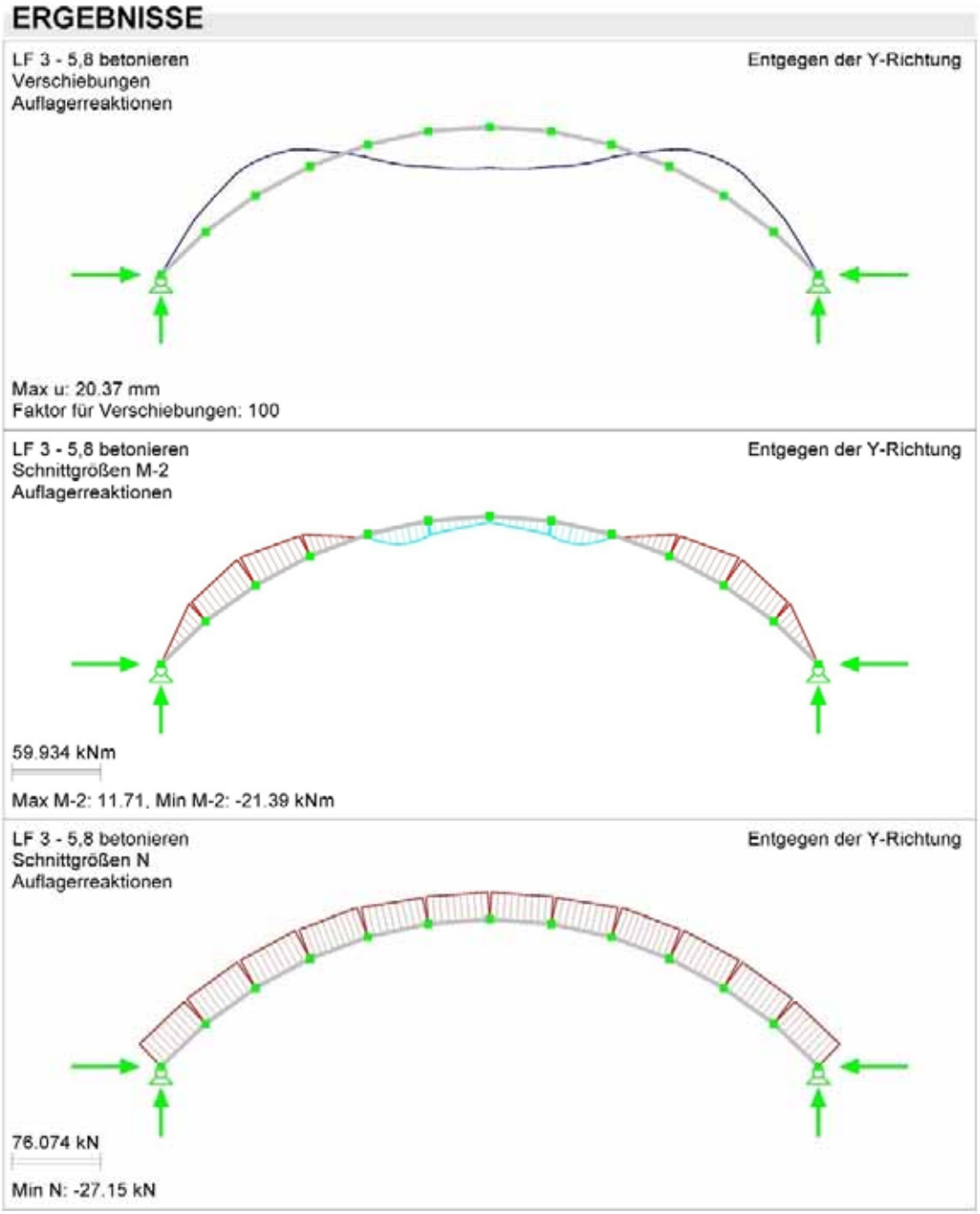



***Abb. 6.60 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8***

| Betonieren von 5,8 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -26,68 | -16,29 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,086 | -0,086 |
| | Min N | -26,68 | 0 | | | | | 0,931 | -1,103 |
| | Max M-2 | -26,68 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -26,68 | -16,29 | | | | | | |
| 2 | Max N | -27,15 | -21,39 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,929 | -1,105 |
| | Min N | -27,15 | -16,29 | | | | | 1,248 | -1,423 |
| | Max M-2 | -27,15 | -16,29 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,15 | -21,39 | | | | | | |
| 3 | Max N | -27,12 | -21,39 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 6,137 | -6,589 |
| | Min N | -27,12 | -21,39 | | | | | 8,687 | -9,139 |
| | Max M-2 | -27,12 | -15,27 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,12 | -21,39 | | | | | | |
| 4 | Max N | -26,59 | 2,25 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -1,159 | 0,716 |
| | Min N | -26,59 | -15,27 | | | | | 6,141 | -6,584 |
| | Max M-2 | -26,59 | 2,25 | | | | | | |
| | Min M-2 | -26,59 | -15,27 | | | | | | |
| 5 | Max N | -22,41 | 9,12 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,075 | 4,683 |
| | Min N | -25,53 | 2,25 | | | | | -1,150 | 0,725 |
| | Max M-2 | -23,5 | 11,71 | | | | | | |
| | Min M-2 | -25,53 | 2,25 | | | | | | |
| 6 | Max N | -22,88 | 9,12 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -3,991 | 3,609 |
| | Min N | -22,88 | 9,12 | | | | | -1,874 | 1,493 |
| | Max M-2 | -22,88 | 9,12 | | | | | | |
| | Min M-2 | -22,88 | 4,04 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,11,12 | | 5,8 | | 1,2,5,8,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -10,60 | 10,30 | -0,09 | -0,09 | -10,69 | 10,21 |
| | -0,23 | -0,23 | 0,93 | -1,10 | 0,70 | -1,34 |
| 2 | -12,14 | 11,91 | 0,93 | -1,10 | -11,21 | 10,81 |
| | -9,86 | 9,71 | 1,25 | -1,42 | -8,61 | 8,29 |
| 3 | -9,87 | 9,71 | 6,14 | -6,59 | -3,73 | 3,12 |
| | -3,29 | 3,13 | 8,69 | -9,14 | 5,39 | -6,01 |
| 4 | -3,30 | 3,13 | -1,16 | 0,72 | -4,46 | 3,84 |
| | 1,49 | -1,66 | 6,14 | -6,58 | 7,63 | -8,24 |
| 5 | 1,49 | -1,66 | -5,08 | 4,68 | -3,59 | 3,02 |
| | 4,40 | -4,58 | -1,15 | 0,72 | 3,25 | -3,85 |
| 6 | 4,40 | -4,58 | -3,99 | 3,61 | 0,41 | -0,97 |
| | 5,37 | -5,55 | -1,87 | 1,49 | 3,50 | -4,06 |

***Tab. 6.8 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8***

Nach dem die Spannungen zufolge des Betonierens der Abschnitte 1,2,11 und 12 bekannt waren, wurden diese mit den neu ermittelten Spannungen zufolge des Betonierens der Abschnitte 5 und 8 überlagert, Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Spannungen reduzieren, weil der Aufbeton jetzt entgegengesetzte Momente hervorruft, und somit auch die Spannungen kleiner werden. Sie konnten leider nicht zur Gänze reduziert werden, weil die Abschnitte 1,2,11 und 12 gleichzeitig betoniert wurden. Nach den Abschnitten 5 und 8 wurden die Abschnitte 4 und 9 betoniert.

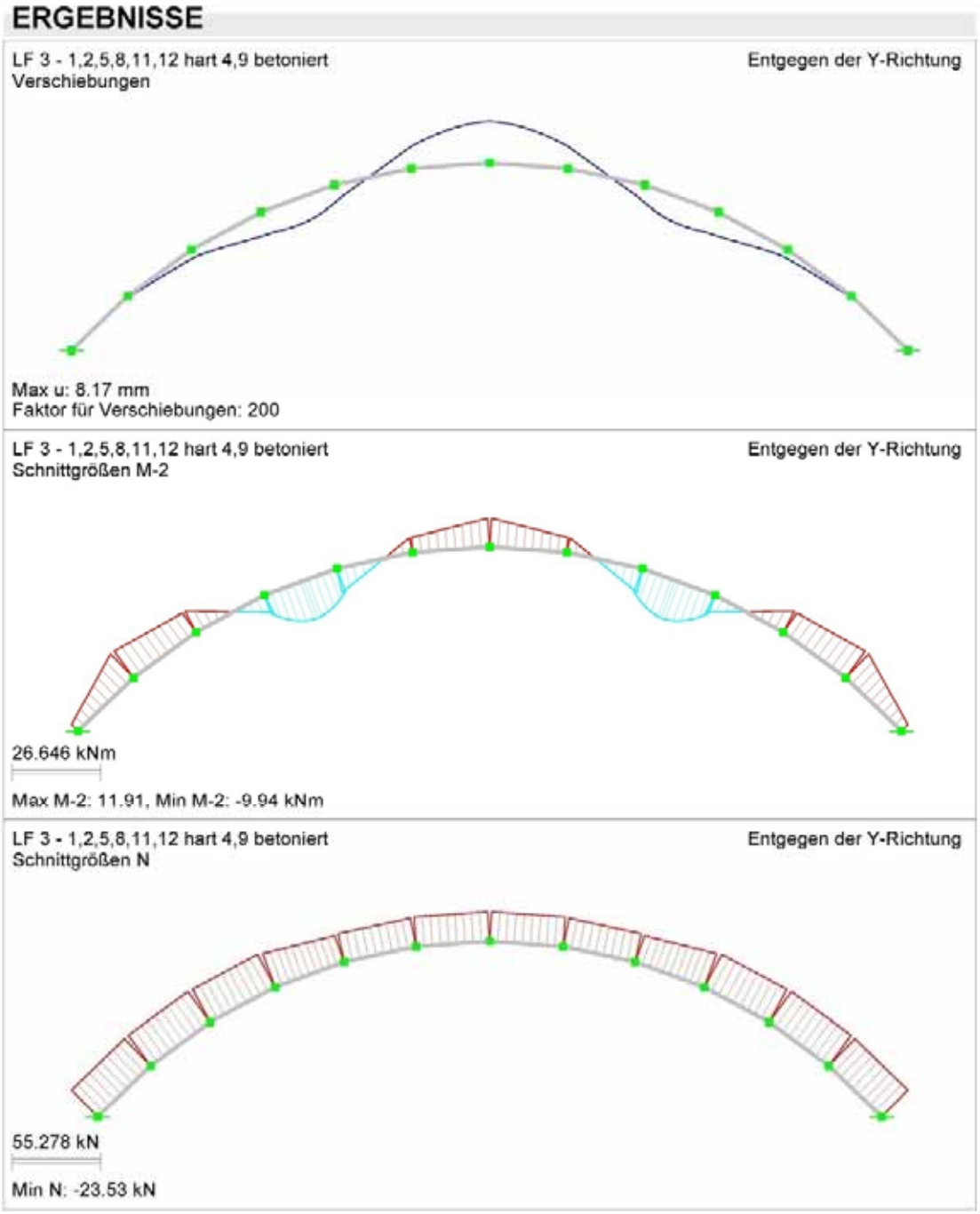



***Abb. 6.61 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9 betoniert***

Mit den Momenten und Normalkräften wurden nun die Spannungen in den einzelnen Punkten berechnet.

| Betonieren von 4,9 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -23,43 | -2,79 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,099 | -0,250 |
| | Min N | -23,43 | -2,79 | | | | | 0,545 | -0,696 |
| | Max M-2 | -23,43 | -2,79 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,43 | -9,94 | | | | | | |
| 2 | Max N | -23,53 | -9,94 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,364 | -0,515 |
| | Min N | -23,53 | -9,94 | | | | | 0,545 | -0,697 |
| | Max M-2 | -23,53 | -7,04 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,53 | -9,94 | | | | | | |
| 3 | Max N | -23,18 | 5,8 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -2,610 | 2,224 |
| | Min N | -23,18 | -7,04 | | | | | 2,740 | -3,127 |
| | Max M-2 | -23,18 | 5,8 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,18 | -7,04 | | | | | | |
| 4 | Max N | -17,35 | 7,41 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,126 | 4,799 |
| | Min N | -22,36 | 5,8 | | | | | -2,603 | 2,230 |
| | Max M-2 | -19,6 | 11,91 | | | | | | |
| | Min M-2 | -22,36 | 5,8 | | | | | | |
| 5 | Max N | -18,06 | -4,48 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,521 | 0,404 |
| | Min N | -18,06 | 7,41 | | | | | 0,221 | -0,338 |
| | Max M-2 | -18,06 | 7,41 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,06 | -4,48 | | | | | | |
| 6 | Max N | -18,42 | -4,48 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 1,713 | -2,020 |
| | Min N | -18,42 | -4,48 | | | | | 3,392 | -3,699 |
| | Max M-2 | -18,42 | -4,48 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,42 | -8,51 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,5,8,11,12 | | 4,9 | | 1,2,4,5,8,9,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -4,49 | 4,05 | 0,10 | -0,25 | -4,39 | 3,80 |
| | 12,62 | -13,22 | 0,55 | -0,70 | 13,16 | -13,92 |
| 2 | -6,53 | 6,21 | 0,36 | -0,52 | -6,16 | 5,69 |
| | -1,53 | 1,11 | 0,54 | -0,70 | -0,99 | 0,41 |
| 3 | -2,71 | 2,08 | -2,61 | 2,22 | -5,32 | 4,31 |
| | 1,85 | -2,48 | 2,74 | -3,13 | 4,59 | -5,61 |
| 4 | -2,71 | 2,09 | -5,13 | 4,80 | -7,84 | 6,88 |
| | 4,26 | -4,89 | -2,60 | 2,23 | 1,65 | -2,66 |
| 5 | -3,22 | 2,63 | -0,52 | 0,40 | -3,74 | 3,03 |
| | 1,16 | -1,78 | 0,22 | -0,34 | 1,38 | -2,11 |
| 6 | -0,03 | -0,55 | 1,71 | -2,02 | 1,68 | -2,57 |
| | 3,13 | -3,71 | 3,39 | -3,70 | 6,52 | -7,41 |

***Tab. 6.9 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9***

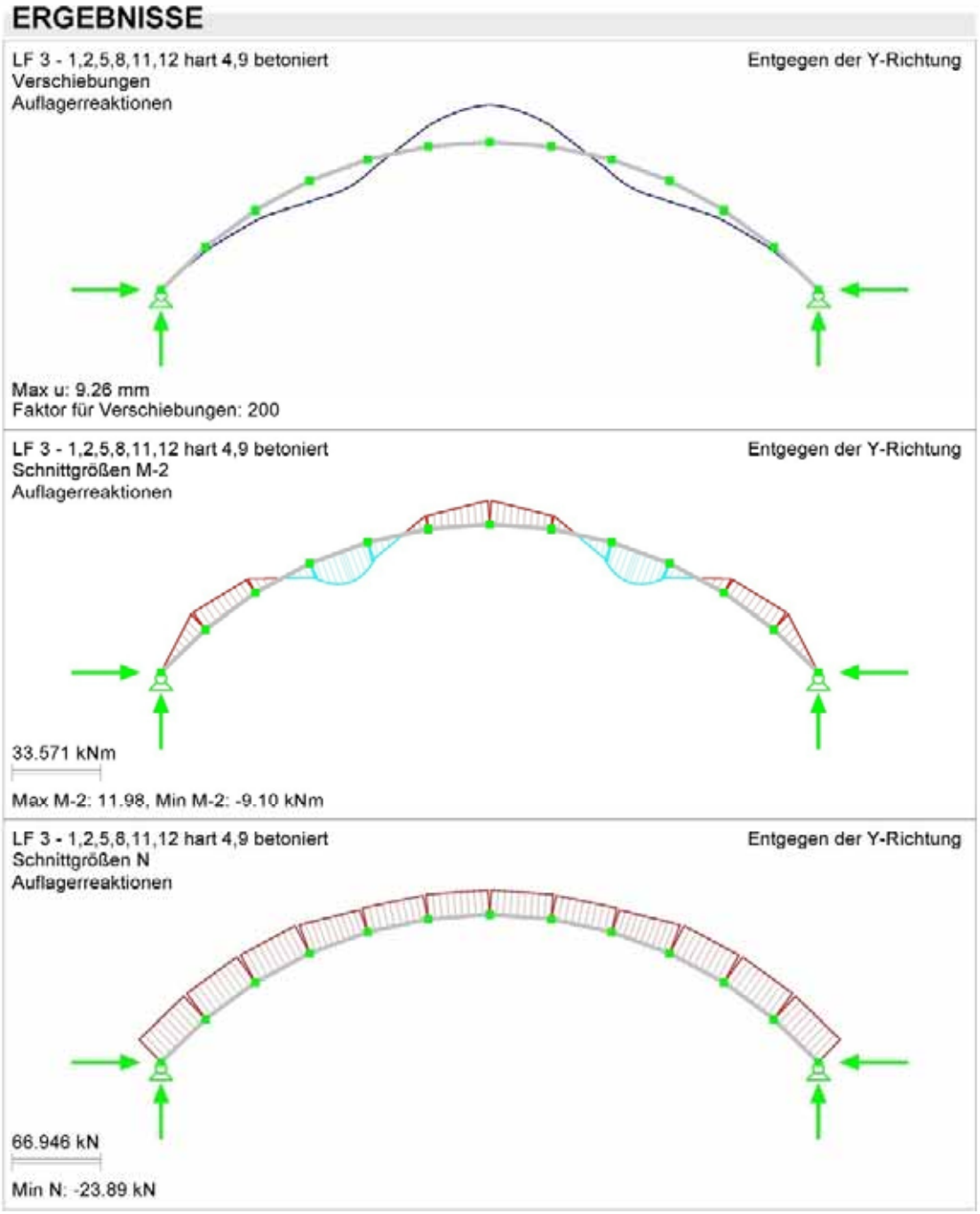



***Abb. 6.62 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9***

Auch für das gelenkig gelagerte System, wurden die Spannungen ermittelt und mit den vorherigen überlagert.

| Betonieren von 4,9 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -23,76 | 0 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,077 | -0,077 |
| | Min N | -23,76 | 0 | | | | | 0,418 | -0,572 |
| | Max M-2 | -23,76 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,76 | -7,93 | | | | | | |
| 2 | Max N | -23,89 | -5,9 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,291 | -0,445 |
| | Min N | -23,89 | -7,93 | | | | | 0,418 | -0,572 |
| | Max M-2 | -23,89 | -5,9 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,89 | -7,93 | | | | | | |
| 3 | Max N | -23,58 | -5,9 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -2,763 | 2,370 |
| | Min N | -23,58 | -5,9 | | | | | 2,262 | -2,655 |
| | Max M-2 | -23,58 | 6,16 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,58 | -5,9 | | | | | | |
| 4 | Max N | -17,76 | 7,24 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -5,159 | 4,825 |
| | Min N | -22,79 | 6,16 | | | | | -2,757 | 2,377 |
| | Max M-2 | -20,02 | 11,98 | | | | | | |
| | Min M-2 | -22,79 | 6,16 | | | | | | |
| 5 | Max N | -18,5 | 7,24 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,512 | 0,392 |
| | Min N | -18,5 | 7,24 | | | | | 0,251 | -0,370 |
| | Max M-2 | -18,5 | 7,24 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,5 | -4,97 | | | | | | |
| 6 | Max N | -18,87 | -4,97 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 1,914 | -2,228 |
| | Min N | -18,87 | -4,97 | | | | | 3,634 | -3,949 |
| | Max M-2 | -18,87 | -4,97 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,87 | -9,1 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,5,8,11,12 | | 4,9 | | 1,2,4,5,8,9,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -10,69 | 10,21 | -0,08 | -0,08 | -10,76 | 10,14 |
| | 0,70 | -1,34 | 0,42 | -0,57 | 1,11 | -1,91 |
| 2 | -11,21 | 10,81 | 0,29 | -0,45 | -10,92 | 10,36 |
| | -8,61 | 8,29 | 0,42 | -0,57 | -8,19 | 7,72 |
| 3 | -3,73 | 3,12 | -2,76 | 2,37 | -6,49 | 5,49 |
| | 5,39 | -6,01 | 2,26 | -2,65 | 7,66 | -8,66 |
| 4 | -4,46 | 3,84 | -5,16 | 4,82 | -9,62 | 8,67 |
| | 7,63 | -8,24 | -2,76 | 2,38 | 4,87 | -5,87 |
| 5 | -3,59 | 3,02 | -0,51 | 0,39 | -4,10 | 3,41 |
| | 3,25 | -3,85 | 0,25 | -0,37 | 3,50 | -4,22 |
| 6 | 0,41 | -0,97 | 1,91 | -2,23 | 2,32 | -3,20 |
| | 3,50 | -4,06 | 3,63 | -3,95 | 7,13 | -8,01 |

***Tab. 6.10 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9***

Es wurde wieder eine Momentenlinie erhalten, die entgegensetzte Vorzeichen hat im Vergleich zum Betonieren der Abschnitte 1,2,11 und 12. Aber auch dieses Mal, wurden die Spanungen nicht neutralisiert, und somit entstanden wieder große Spannungen in der Nähe des Auflagerbereiches. Als nächstes wurden die Abschnitte 6 und 7 betoniert.

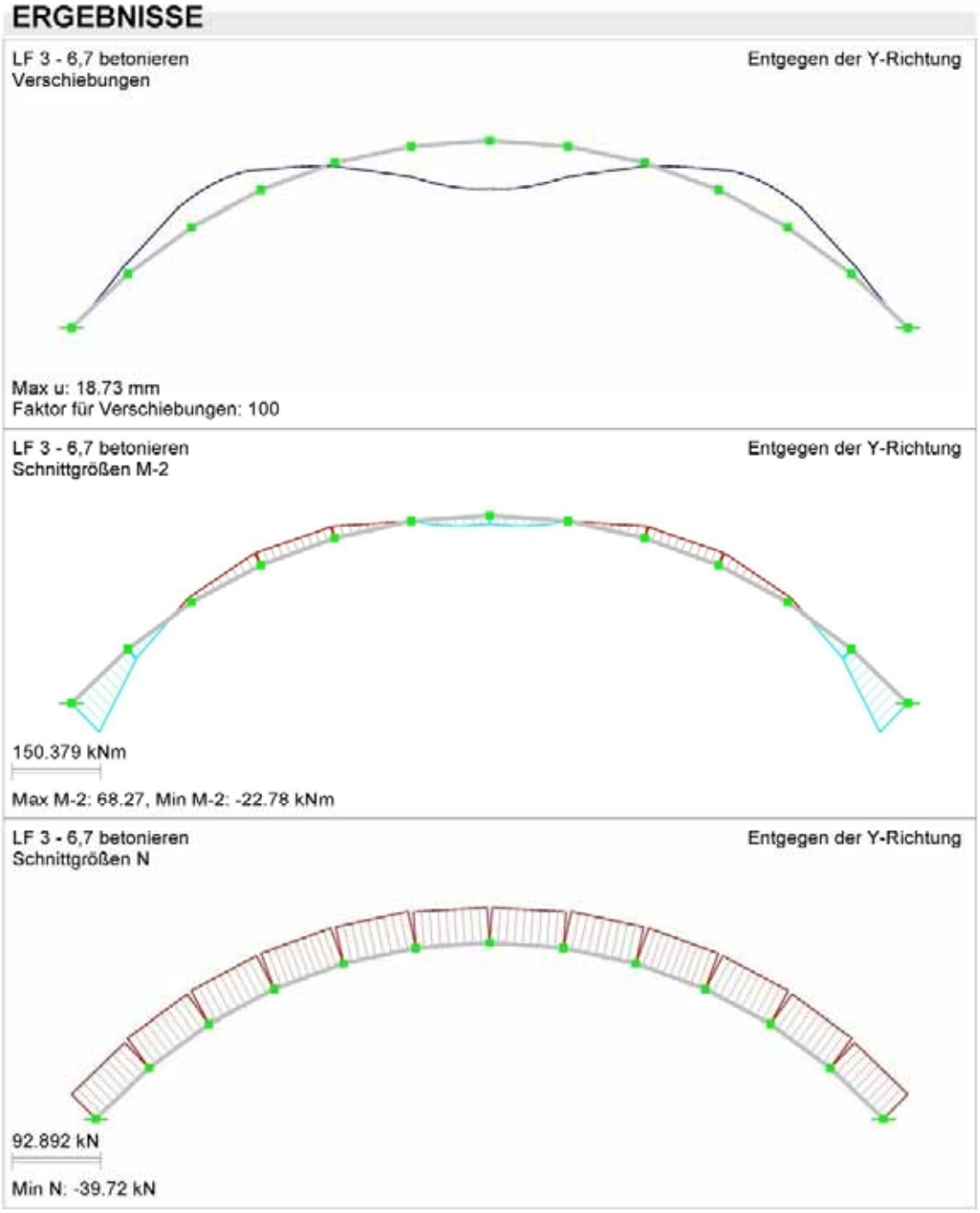



***Abb. 6.63 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert***

| Betonieren von 6,7 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -36,73 | 21,61 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -4,381 | 4,144 |
| | Min N | -36,73 | 68,27 | | | | | -1,468 | 1,231 |
| | Max M-2 | -36,73 | 68,27 | | | | | | |
| | Min M-2 | -36,73 | 21,61 | | | | | | |
| 2 | Max N | -38,48 | -8,91 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -1,473 | 1,225 |
| | Min N | -38,48 | 21,61 | | | | | 0,432 | -0,680 |
| | Max M-2 | -38,48 | 21,61 | | | | | | |
| | Min M-2 | -38,48 | -8,91 | | | | | | |
| 3 | Max N | -39,48 | -8,91 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 3,384 | -4,042 |
| | Min N | -39,48 | -8,91 | | | | | 9,163 | -9,821 |
| | Max M-2 | -39,48 | -8,91 | | | | | | |
| | Min M-2 | -39,48 | -22,78 | | | | | | |
| 4 | Max N | -39,72 | -19,66 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 1,099 | -1,356 |
| | Min N | -39,72 | -22,78 | | | | | 1,294 | -1,550 |
| | Max M-2 | -39,72 | -19,66 | | | | | | |
| | Min M-2 | -39,72 | -22,78 | | | | | | |
| 5 | Max N | -39,21 | -19,66 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,140 | -0,113 |
| | Min N | -39,21 | -19,66 | | | | | 1,101 | -1,354 |
| | Max M-2 | -39,21 | 0,22 | | | | | | |
| | Min M-2 | -39,21 | -19,66 | | | | | | |
| 6 | Max N | -36,86 | 14,44 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -6,634 | 6,016 |
| | Min N | -37,91 | 0,22 | | | | | -0,408 | -0,224 |
| | Max M-2 | -37,07 | 15,18 | | | | | | |
| | Min M-2 | -37,91 | 0,22 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,4,5,8,9,11,12 | | 6,7 | | 1,2,4,5,6,7,8,9,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -4,39 | 3,80 | -4,38 | 4,14 | -8,77 | 7,95 |
| | 13,16 | -13,92 | -1,47 | 1,23 | 11,70 | -12,69 |
| 2 | -6,16 | 5,69 | -1,47 | 1,23 | -7,63 | 6,92 |
| | -0,99 | 0,41 | 0,43 | -0,68 | -0,56 | -0,27 |
| 3 | -5,32 | 4,31 | 3,38 | -4,04 | -1,94 | 0,26 |
| | 4,59 | -5,61 | 9,16 | -9,82 | 13,76 | -15,43 |
| 4 | -7,84 | 6,88 | 1,10 | -1,36 | -6,74 | 5,53 |
| | 1,65 | -2,66 | 1,29 | -1,55 | 2,95 | -4,21 |
| 5 | -3,74 | 3,03 | -0,14 | -0,11 | -3,88 | 2,92 |
| | 1,38 | -2,11 | 1,10 | -1,35 | 2,48 | -3,47 |
| 6 | 1,68 | -2,57 | -6,63 | 6,02 | -4,95 | 3,45 |
| | 6,52 | -7,41 | -0,41 | -0,22 | 6,11 | -7,63 |

***Tab. 6.11 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7***

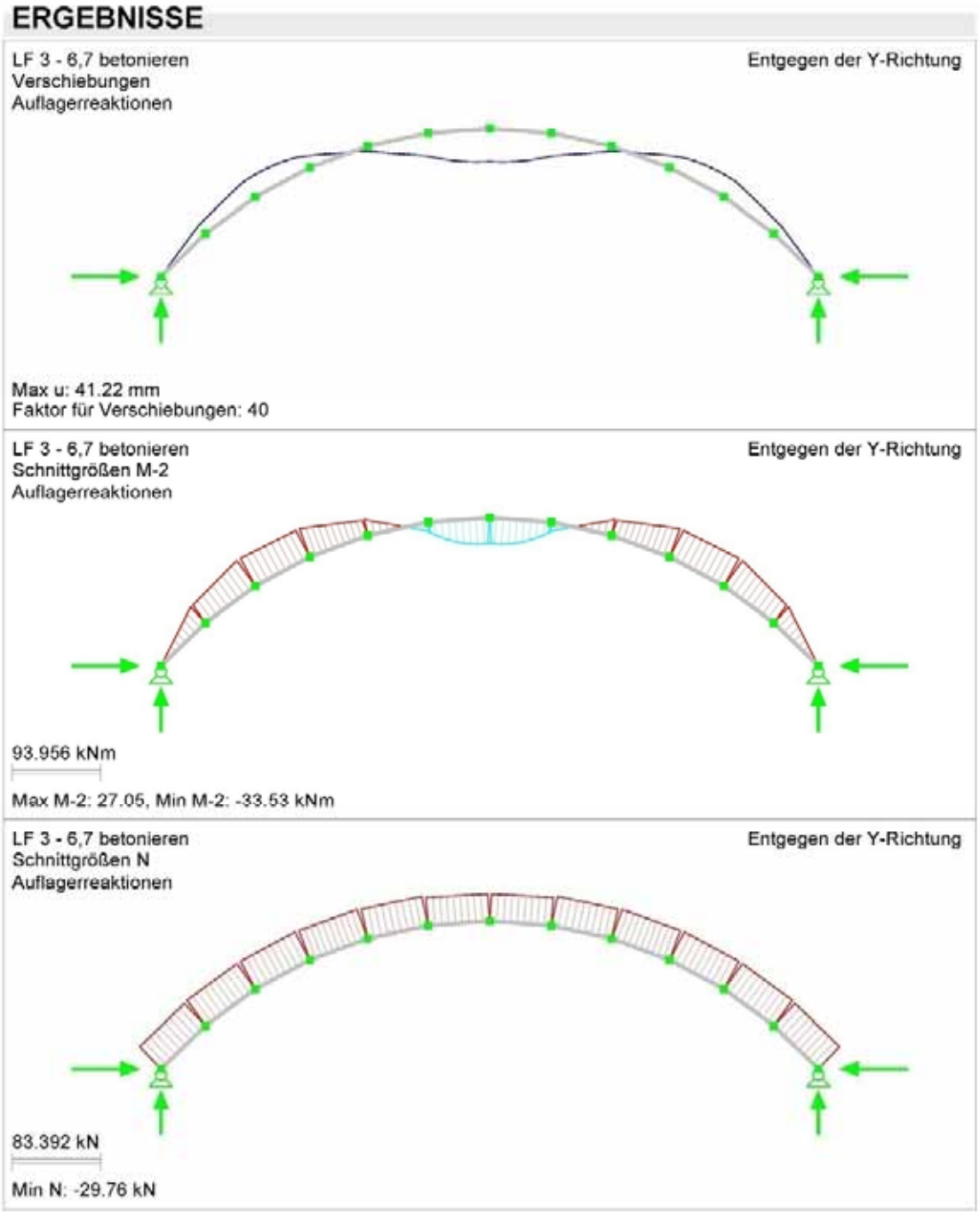



***Abb. 6.64 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert***

| Betonieren von 6,7 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -28,82 | -22,87 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,093 | -0,093 |
| | Min N | -28,82 | 0 | | | | | 1,335 | -1,521 |
| | Max M-2 | -28,82 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -28,82 | -22,87 | | | | | | |
| 2 | Max N | -29,56 | -22,87 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 1,333 | -1,523 |
| | Min N | -29,56 | -22,87 | | | | | 1,998 | -2,189 |
| | Max M-2 | -29,56 | -22,87 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,56 | -33,53 | | | | | | |
| 3 | Max N | -29,76 | -31,61 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 12,923 | -13,419 |
| | Min N | -29,76 | -33,53 | | | | | 13,723 | -14,219 |
| | Max M-2 | -29,76 | -31,61 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,76 | -33,53 | | | | | | |
| 4 | Max N | -29,38 | -16,94 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,963 | -1,152 |
| | Min N | -29,38 | -31,61 | | | | | 1,879 | -2,068 |
| | Max M-2 | -29,38 | -16,94 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,38 | -31,61 | | | | | | |
| 5 | Max N | -28,44 | 10,05 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,719 | 0,536 |
| | Min N | -28,44 | -16,94 | | | | | 0,966 | -1,149 |
| | Max M-2 | -28,44 | 10,05 | | | | | | |
| | Min M-2 | -28,44 | -16,94 | | | | | | |
| 6 | Max N | -25,87 | 26,69 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -11,487 | 11,054 |
| | Min N | -26,92 | 10,05 | | | | | -4,412 | 3,963 |
| | Max M-2 | -25,98 | 27,05 | | | | | | |
| | Min M-2 | -26,92 | 10,05 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,4,5,8,9,11,12 | | 6,7 | | 1,2,4,5,6,7,8,9,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -10,76 | 10,14 | -0,09 | -0,09 | -10,86 | 10,04 |
| | 1,11 | -1,91 | 1,33 | -1,52 | 2,45 | -3,43 |
| 2 | -10,92 | 10,36 | 1,33 | -1,52 | -9,58 | 8,84 |
| | -8,19 | 7,72 | 2,00 | -2,19 | -6,20 | 5,53 |
| 3 | -6,49 | 5,49 | 12,92 | -13,42 | 6,43 | -7,93 |
| | 7,66 | -8,66 | 13,72 | -14,22 | 21,38 | -22,88 |
| 4 | -9,62 | 8,67 | 0,96 | -1,15 | -8,65 | 7,52 |
| | 4,87 | -5,87 | 1,88 | -2,07 | 6,75 | -7,94 |
| 5 | -4,10 | 3,41 | -0,72 | 0,54 | -4,82 | 3,95 |
| | 3,50 | -4,22 | 0,97 | -1,15 | 4,46 | -5,37 |
| 6 | 2,32 | -3,20 | -11,49 | 11,05 | -9,17 | 7,86 |
| | 7,13 | -8,01 | -4,41 | 3,96 | 2,72 | -4,05 |

***Tab. 6.12 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7***

Die letzten Betonierabschnitte, der ersten Schicht, sind Abschnitte 3 und 10.

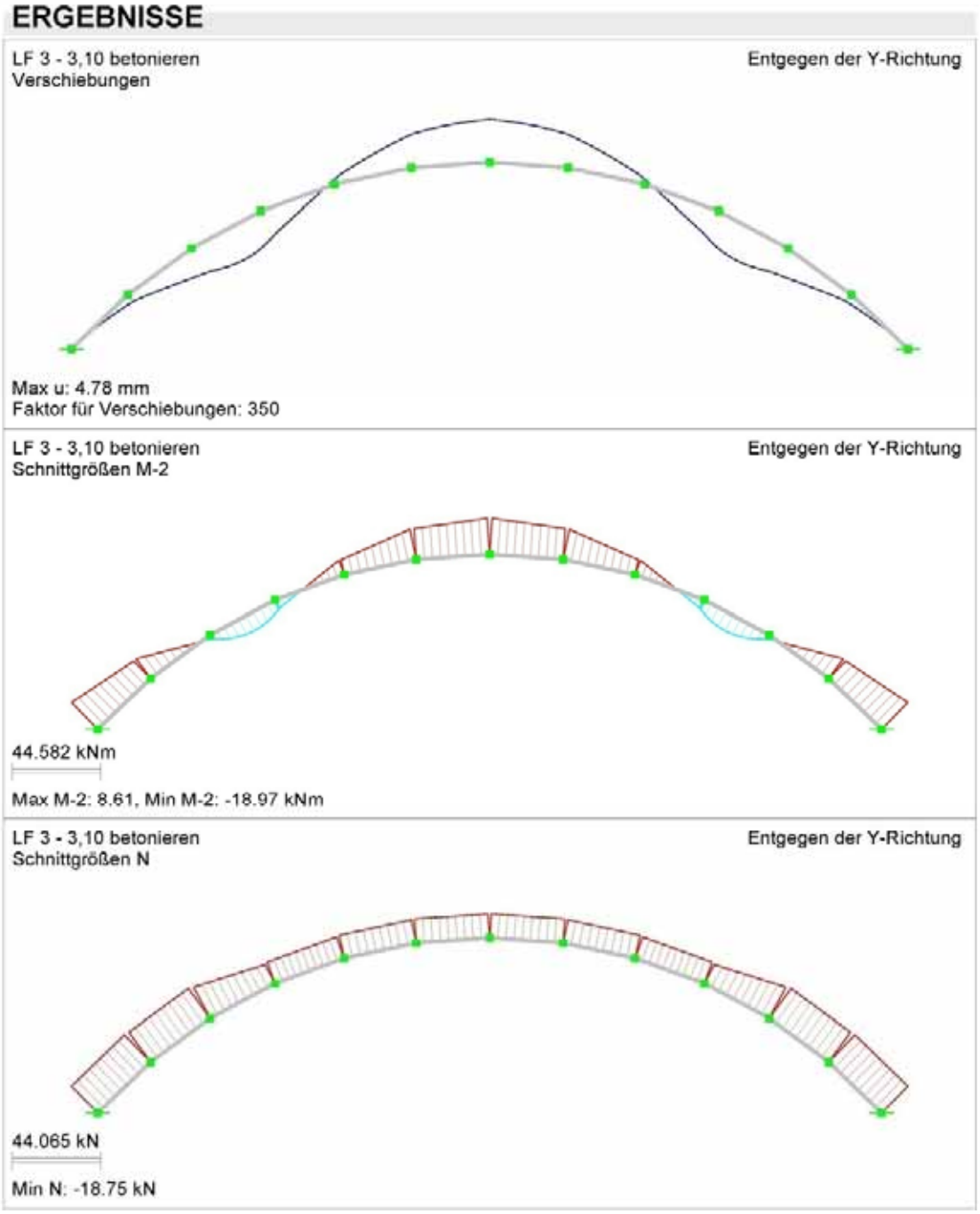



***Abb. 6.65 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10***

| Betonieren von 3,10 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -18,75 | -12,27 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,706 | -0,827 |
| | Min N | -18,75 | -18,97 | | | | | 1,124 | -1,245 |
| | Max M-2 | -18,75 | -12,27 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,75 | -18,97 | | | | | | |
| 2 | Max N | -18,27 | 2,32 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,204 | 0,086 |
| | Min N | -18,27 | -12,27 | | | | | 0,707 | -0,825 |
| | Max M-2 | -18,27 | 2,32 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,27 | -12,27 | | | | | | |
| 3 | Max N | -10,55 | 4,83 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -3,701 | 3,474 |
| | Min N | -17,43 | 2,32 | | | | | -1,112 | 0,821 |
| | Max M-2 | -13,61 | 8,61 | | | | | | |
| | Min M-2 | -17,43 | 2,32 | | | | | | |
| 4 | Max N | -11,24 | 4,83 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,338 | 0,265 |
| | Min N | -11,24 | 4,83 | | | | | 0,446 | -0,518 |
| | Max M-2 | -11,24 | 4,83 | | | | | | |
| | Min M-2 | -11,24 | -7,72 | | | | | | |
| 5 | Max N | -11,7 | -15,37 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,444 | -0,520 |
| | Min N | -11,7 | -7,72 | | | | | 0,922 | -0,997 |
| | Max M-2 | -11,7 | -7,72 | | | | | | |
| | Min M-2 | -11,7 | -15,37 | | | | | | |
| 6 | Max N | -11,93 | -15,37 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,921 | -0,998 |
| | Min N | -11,93 | -15,37 | | | | | 1,082 | -1,159 |
| | Max M-2 | -11,93 | -15,37 | | | | | | |
| | Min M-2 | -11,93 | -17,94 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,4,5,6,7,8,9,11,12 | | 3,10 | | 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -8,77 | 7,95 | 0,71 | -0,83 | -8,07 | 7,12 |
| | 11,70 | -12,69 | 1,12 | -1,24 | 12,82 | -13,94 |
| 2 | -7,63 | 6,92 | -0,20 | 0,09 | -7,84 | 7,00 |
| | -0,56 | -0,27 | 0,71 | -0,83 | 0,15 | -1,09 |
| 3 | -1,94 | 0,26 | -3,70 | 3,47 | -5,64 | 3,74 |
| | 13,76 | -15,43 | -1,11 | 0,82 | 12,64 | -14,61 |
| 4 | -6,74 | 5,53 | -0,34 | 0,27 | -7,08 | 5,79 |
| | 2,95 | -4,21 | 0,45 | -0,52 | 3,39 | -4,72 |
| 5 | -3,88 | 2,92 | 0,44 | -0,52 | -3,44 | 2,40 |
| | 2,48 | -3,47 | 0,92 | -1,00 | 3,40 | -4,47 |
| 6 | -4,95 | 3,45 | 0,92 | -1,00 | -4,03 | 2,45 |
| | 6,11 | -7,63 | 1,08 | -1,16 | 7,19 | -8,79 |

***Tab. 6.13 Bogen:Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10***

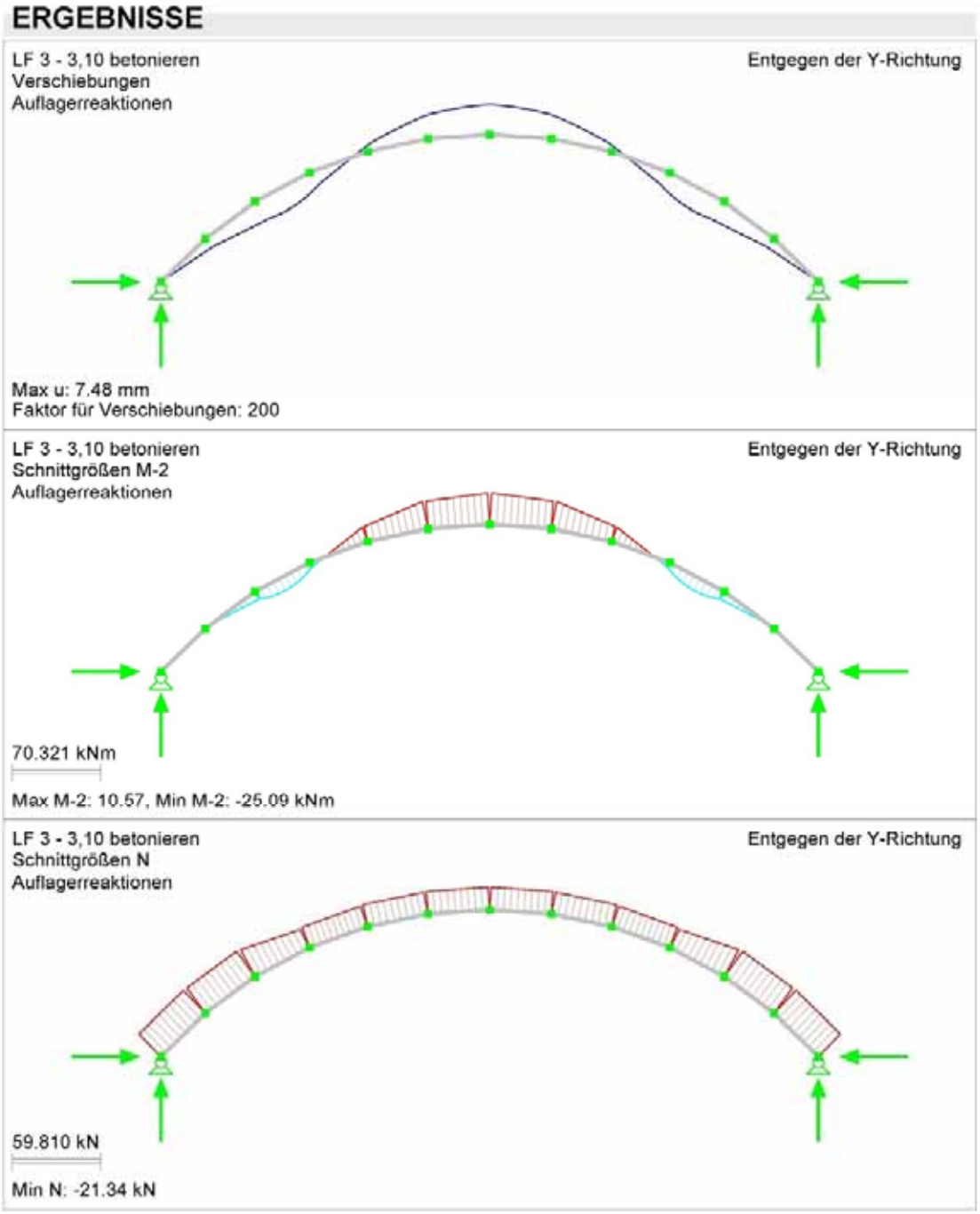



***Abb. 6.66 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10 betoniert***

| Betonieren von 3,10 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -21,34 | -1,03 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,069 | -0,069 |
| | Min N | -21,34 | 0 | | | | | -0,005 | -0,133 |
| | Max M-2 | -21,34 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -21,34 | -1,03 | | | | | | |
| 2 | Max N | -21,19 | 6,88 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,498 | 0,361 |
| | Min N | -21,19 | -1,03 | | | | | -0,004 | -0,133 |
| | Max M-2 | -21,19 | 6,88 | | | | | | |
| | Min M-2 | -21,19 | -1,03 | | | | | | |
| 3 | Max N | -13,72 | 4,17 | 1 | 0,12 | 0,12 | 0,0024 | -4,550 | 4,258 |
| | Min N | -20,6 | 6,88 | | | | | -1,852 | 1,623 |
| | Max M-2 | -17,55 | 10,57 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,72 | 4,17 | | | | | | |
| 4 | Max N | -14,64 | -12,03 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,308 | 0,213 |
| | Min N | -14,64 | 4,17 | | | | | 0,704 | -0,798 |
| | Max M-2 | -14,64 | 4,17 | | | | | | |
| | Min M-2 | -14,64 | -12,03 | | | | | | |
| 5 | Max N | -15,23 | -12,03 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,702 | -0,800 |
| | Min N | -15,23 | -12,03 | | | | | 1,314 | -1,412 |
| | Max M-2 | -15,23 | -12,03 | | | | | | |
| | Min M-2 | -15,23 | -21,83 | | | | | | |
| 6 | Max N | -15,52 | -21,83 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 1,313 | -1,413 |
| | Min N | -15,52 | -21,83 | | | | | 1,516 | -1,617 |
| | Max M-2 | -15,52 | -21,83 | | | | | | |
| | Min M-2 | -15,52 | -25,09 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,4,5,6,7,8,9,11,12 | | 3,10 | | 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -10,86 | 10,04 | -0,07 | -0,07 | -10,92 | 9,98 |
| | 2,45 | -3,43 | 0,00 | -0,13 | 2,45 | -3,56 |
| 2 | -9,58 | 8,84 | -0,50 | 0,36 | -10,08 | 9,20 |
| | -6,20 | 5,53 | 0,00 | -0,13 | -6,20 | 5,40 |
| 3 | 6,43 | -7,93 | -4,55 | 4,26 | 1,88 | -3,67 |
| | 21,38 | -22,88 | -1,85 | 1,62 | 19,53 | -21,26 |
| 4 | -8,65 | 7,52 | -0,31 | 0,21 | -8,96 | 7,73 |
| | 6,75 | -7,94 | 0,70 | -0,80 | 7,46 | -8,73 |
| 5 | -4,82 | 3,95 | 0,70 | -0,80 | -4,12 | 3,15 |
| | 4,46 | -5,37 | 1,31 | -1,41 | 5,78 | -6,78 |
| 6 | -9,17 | 7,86 | 1,31 | -1,41 | -7,85 | 6,44 |
| | 2,72 | -4,05 | 1,52 | -1,62 | 4,24 | -5,66 |

***Tab. 6.14 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10***

Betrachtet man die Momentenlinie, so erkennt man sofort, dass dieser Lastfall die Zugspannungen in den Auflagerbereichen nicht mehr reduzieren wird, sondern im Gegenteil, zu ihrer Vergrößerung führt. Erst nach dem erhärten der Abschnitte 3 und 10 befindet sich das System in Zustand I. Bisher war das System im Zustand II, weil der Stahlbeton nach dem aufstellen gerissen ist. Nach dem Betonieren der Abschnitte 3 und 10, konnte die zweite Schicht betoniert werden. Wieder wurden die Abschnitte 1,2,11 und 12 als erstes betoniert

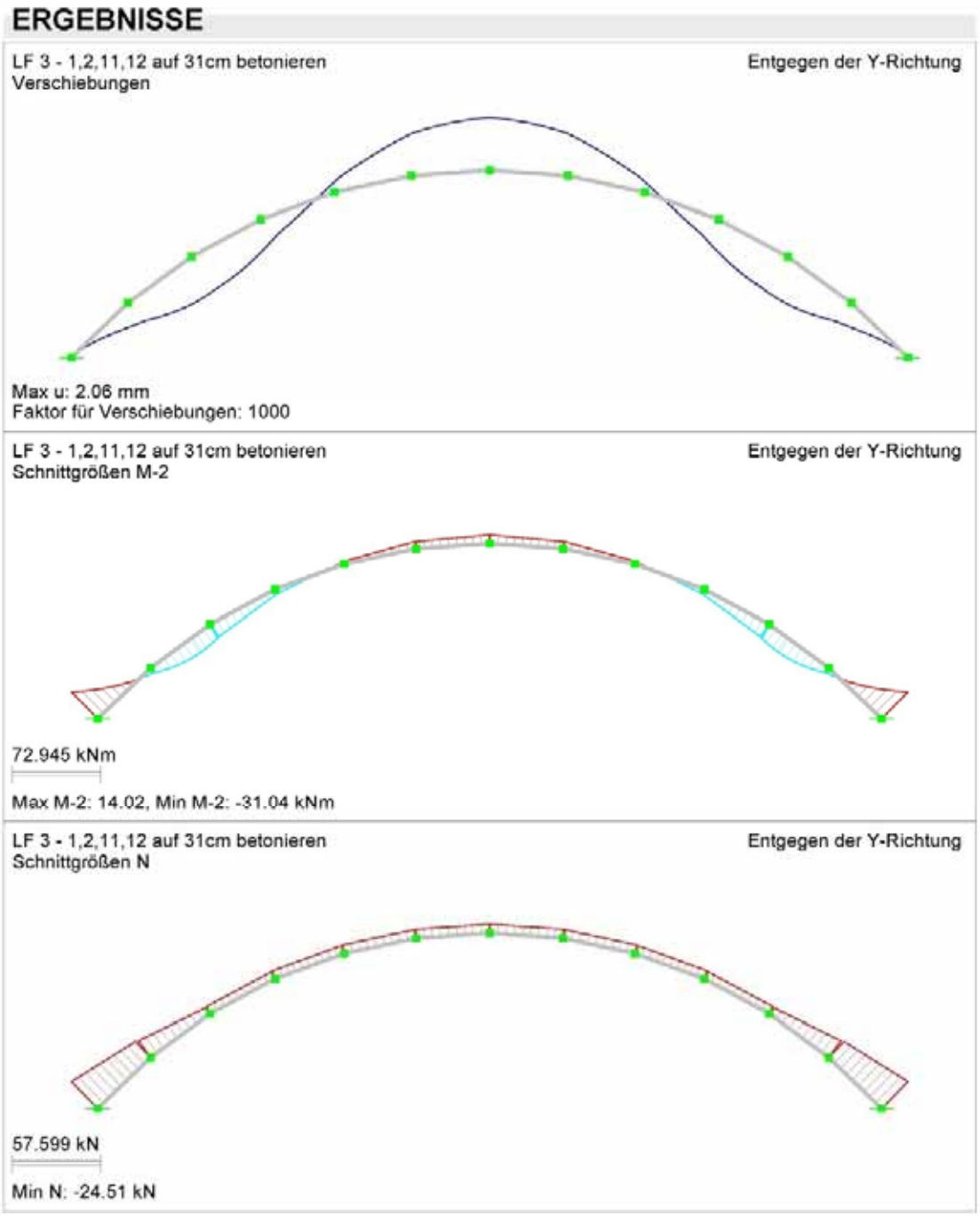



***Abb. 6.67 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert***

| Betonieren von 1,2,11,12 auf 31cm | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -14,36 | 4,91 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,353 | 0,260 |
| | Min N | -24,51 | -31,04 | | | | | 1,859 | -2,017 |
| | Max M-2 | -14,36 | 4,91 | | | | | | |
| | Min M-2 | -24,51 | -31,04 | | | | | | |
| 2 | Max N | -4,72 | 12,48 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,899 | 0,852 |
| | Min N | -13,33 | 4,91 | | | | | -0,350 | 0,264 |
| | Max M-2 | -7,3 | 14,02 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,33 | 4,91 | | | | | | |
| 3 | Max N | -5,15 | 12,48 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,796 | 0,763 |
| | Min N | -5,15 | 12,48 | | | | | -0,267 | 0,234 |
| | Max M-2 | -5,15 | 12,48 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,15 | 4,01 | | | | | | |
| 4 | Max N | -5,49 | 4,01 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,268 | 0,233 |
| | Min N | -5,49 | 4,01 | | | | | 0,116 | -0,151 |
| | Max M-2 | -5,49 | 4,01 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,49 | -2,14 | | | | | | |
| 5 | Max N | -5,71 | -5,89 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,115 | -0,152 |
| | Min N | -5,71 | -2,14 | | | | | 0,349 | -0,386 |
| | Max M-2 | -5,71 | -2,14 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,71 | -5,89 | | | | | | |
| 6 | Max N | -5,83 | -7,15 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,349 | -0,387 |
| | Min N | -5,83 | -5,89 | | | | | 0,428 | -0,465 |
| | Max M-2 | -5,83 | -5,89 | | | | | | |
| | Min M-2 | -5,83 | -7,15 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | | 1,2,11,12 | | 1,2,11,12 auf 31cm | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -8,07 | 7,12 | -0,35 | 0,26 | -8,42 | 7,38 |
| | 12,82 | -13,94 | 1,86 | -2,02 | 14,68 | -15,95 |
| 2 | -7,84 | 7,00 | -0,90 | 0,85 | -8,74 | 7,85 |
| | 0,15 | -1,09 | -0,35 | 0,26 | -0,20 | -0,83 |
| 3 | -5,64 | 3,74 | -0,80 | 0,76 | -6,43 | 4,50 |
| | 12,64 | -14,61 | -0,27 | 0,23 | 12,38 | -14,37 |
| 4 | -7,08 | 5,79 | -0,27 | 0,23 | -7,35 | 6,03 |
| | 3,39 | -4,72 | 0,12 | -0,15 | 3,51 | -4,88 |
| 5 | -3,44 | 2,40 | 0,12 | -0,15 | -3,32 | 2,25 |
| | 3,40 | -4,47 | 0,35 | -0,39 | 3,75 | -4,85 |
| 6 | -4,03 | 2,45 | 0,35 | -0,39 | -3,68 | 2,06 |
| | 7,19 | -8,79 | 0,43 | -0,47 | 7,62 | -9,25 |

***Tab. 6.15 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12***

Die zweite Schicht hat eine dicke von 19 cm, somit wird das System im Endzustand 50 cm dick. Bei der Momentenlinie erkennt man im zweiten Abschnitt etwas größere Momente, diese entstanden wieder durch das gleichzeitige Betonieren der Abschnitte 1,2,11 und 12. Die größeren Werte haben einen direkten Einfluß auf die Spannungen, die hier wieder sprunghaft ansteigen. Um das System zu schonen, und ein günstigeres Tragverhalten zu erhalten, sollten die oben angeführten Abschnitte nicht gleichzeitig betoniert werden. In der Tabelle 6.15 sieht man, dass die zulässigen Betonzugspannungen für einen B 30/37 mit $f_{ctm}$ =2,9 N/mm$^2$, nicht eingehalten werden.

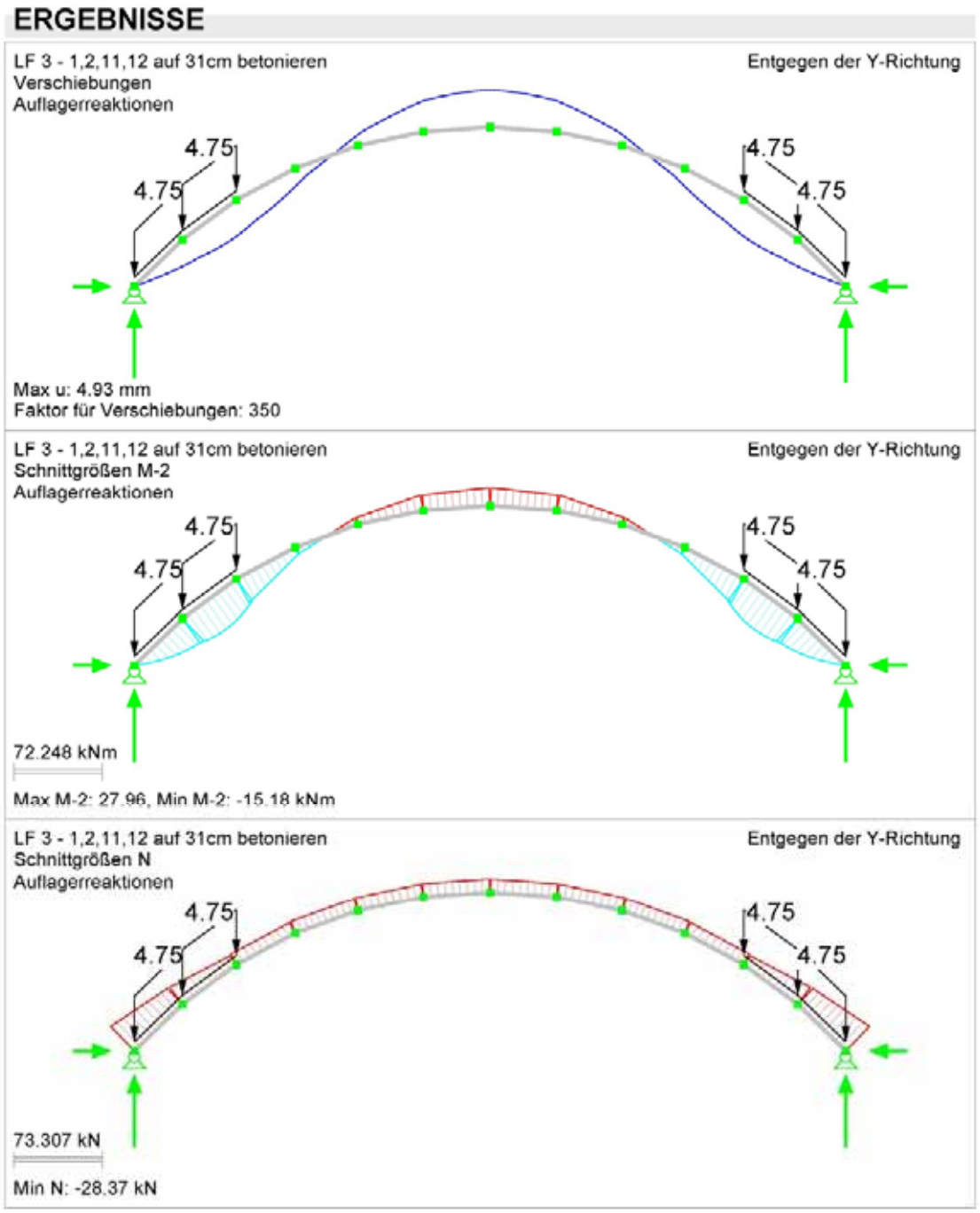



***Abb. 6.68 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 1,2,11,12 betoniert***

| Betonieren von 1,2,11,12 auf 31cm | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -18,21 | 24,48 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -1,587 | 1,470 |
| | Min N | -28,37 | 0 | | | | | -0,092 | -0,092 |
| | Max M-2 | -18,21 | 24,48 | | | | | | |
| | Min M-2 | -28,37 | 0 | | | | | | |
| 2 | Max N | -9,04 | 22,24 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -1,790 | 1,701 |
| | Min N | -17,67 | 24,48 | | | | | -1,418 | 1,359 |
| | Max M-2 | -13,83 | 27,96 | | | | | | |
| | Min M-2 | -9,04 | 22,24 | | | | | | |
| 3 | Max N | -9,88 | 6 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -1,420 | 1,357 |
| | Min N | -9,88 | 22,24 | | | | | -0,406 | 0,343 |
| | Max M-2 | -9,88 | 22,24 | | | | | | |
| | Min M-2 | -9,88 | 6 | | | | | | |
| 4 | Max N | -10,54 | 6 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,409 | 0,341 |
| | Min N | -10,54 | 6 | | | | | 0,323 | -0,391 |
| | Max M-2 | -10,54 | 6 | | | | | | |
| | Min M-2 | -10,54 | -5,72 | | | | | | |
| 5 | Max N | -10,96 | -5,72 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,322 | -0,392 |
| | Min N | -10,96 | -5,72 | | | | | 0,765 | -0,836 |
| | Max M-2 | -10,96 | -5,72 | | | | | | |
| | Min M-2 | -10,96 | -12,82 | | | | | | |
| 6 | Max N | -11,18 | -12,82 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,764 | -0,836 |
| | Min N | -11,18 | -12,82 | | | | | 0,912 | -0,984 |
| | Max M-2 | -11,18 | -12,82 | | | | | | |
| | Min M-2 | -11,18 | -15,18 | | | | | | |

| Nr. | ,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | | 1,2,11,12 | | 1,2,11,12 auf 31cm | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -10,92 | 9,98 | -1,59 | 1,47 | -12,51 | 11,45 |
| | 2,45 | -3,56 | -0,09 | -0,09 | 2,35 | -3,66 |
| 2 | -10,08 | 9,20 | -1,79 | 1,70 | -11,87 | 10,90 |
| | -6,20 | 5,40 | -1,42 | 1,36 | -7,62 | 6,76 |
| 3 | 1,88 | -3,67 | -1,42 | 1,36 | 0,46 | -2,32 |
| | 19,53 | -21,26 | -0,41 | 0,34 | 19,12 | -20,91 |
| 4 | -8,96 | 7,73 | -0,41 | 0,34 | -9,37 | 8,07 |
| | 7,46 | -8,73 | 0,32 | -0,39 | 7,78 | -9,13 |
| 5 | -4,12 | 3,15 | 0,32 | -0,39 | -3,80 | 2,75 |
| | 5,78 | -6,78 | 0,77 | -0,84 | 6,54 | -7,62 |
| 6 | -7,85 | 6,44 | 0,76 | -0,84 | -7,09 | 5,61 |
| | 4,24 | -5,66 | 0,91 | -0,98 | 5,15 | -6,65 |

***Tab. 6.16 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 1,2,11,12***

Bei dem Grenzfall einer gelenkigen Lagerung, bekommen wir Spannungen in der gleichen Größenordnung wie beim eingespannten Bogen. Hier werden auch die zulässigen Betonzugspannungen überschritten. Als nächstes wurden die Abschnitte 3 und 10 betoniert.

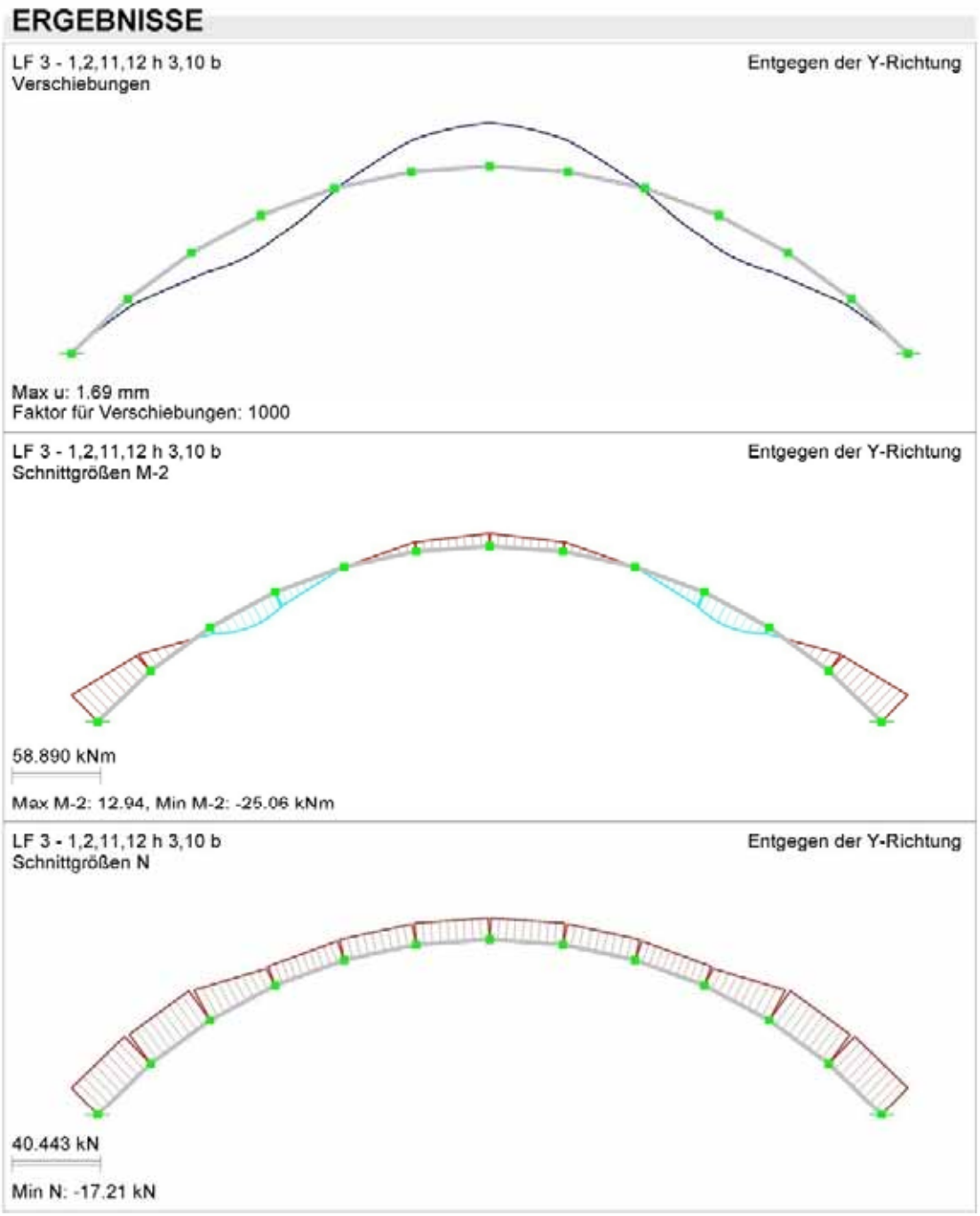



***Abb. 6.69 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10 betoniert***

| Betonieren von 3,10 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -17,21 | -13,74 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | 0,295 | -0,364 |
| | Min N | -17,21 | -25,06 | | | | | 0,567 | -0,636 |
| | Max M-2 | -17,21 | -13,74 | | | | | | |
| | Min M-2 | -17,21 | -25,06 | | | | | | |
| 2 | Max N | -16,54 | 4,79 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,148 | 0,082 |
| | Min N | -16,54 | -13,74 | | | | | 0,297 | -0,363 |
| | Max M-2 | -16,54 | 4,79 | | | | | | |
| | Min M-2 | -16,54 | -13,74 | | | | | | |
| 3 | Max N | -8,66 | 10,39 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,844 | 0,772 |
| | Min N | -15,54 | 4,79 | | | | | -0,349 | 0,249 |
| | Max M-2 | -11,06 | 12,94 | | | | | | |
| | Min M-2 | -15,54 | 4,79 | | | | | | |
| 4 | Max N | -9,22 | 10,39 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,678 | 0,619 |
| | Min N | -9,22 | 10,39 | | | | | -0,033 | -0,027 |
| | Max M-2 | -9,22 | 10,39 | | | | | | |
| | Min M-2 | -9,22 | 0,05 | | | | | | |
| 5 | Max N | -9,6 | -6,26 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,034 | -0,028 |
| | Min N | -9,6 | 0,05 | | | | | 0,360 | -0,422 |
| | Max M-2 | -9,6 | 0,05 | | | | | | |
| | Min M-2 | -9,6 | -6,26 | | | | | | |
| 6 | Max N | -9,79 | -8,38 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,359 | -0,422 |
| | Min N | -9,79 | -6,26 | | | | | 0,492 | -0,555 |
| | Max M-2 | -9,79 | -6,26 | | | | | | |
| | Min M-2 | -9,79 | -8,38 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,11,12 auf 31cm | | 3,10 | | 1,2,3,10,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -8,42 | 7,38 | 0,30 | -0,36 | -8,12 | 7,02 |
| | 14,68 | -15,95 | 0,57 | -0,64 | 15,25 | -16,59 |
| 2 | -8,74 | 7,85 | -0,15 | 0,08 | -8,89 | 7,94 |
| | -0,20 | -0,83 | 0,30 | -0,36 | 0,10 | -1,19 |
| 3 | -6,43 | 4,50 | -0,84 | 0,77 | -7,28 | 5,27 |
| | 12,38 | -14,37 | -0,35 | 0,25 | 12,03 | -14,12 |
| 4 | -7,35 | 6,03 | -0,68 | 0,62 | -8,03 | 6,65 |
| | 3,51 | -4,88 | -0,03 | -0,03 | 3,48 | -4,90 |
| 5 | -3,32 | 2,25 | -0,03 | -0,03 | -3,36 | 2,22 |
| | 3,75 | -4,85 | 0,36 | -0,42 | 4,11 | -5,27 |
| 6 | -3,68 | 2,06 | 0,36 | -0,42 | -3,32 | 1,64 |
| | 7,62 | -9,25 | 0,49 | -0,55 | 8,11 | -9,81 |

***Tab. 6.17 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10***

Nach dem Betonieren der Abschnitte 3 und 10 werden die Zugspannungen reduziert. Diese Reduktion ist jedoch nicht ausreichend, um die Zugspannungen signifikant zu beeinträchtigen.

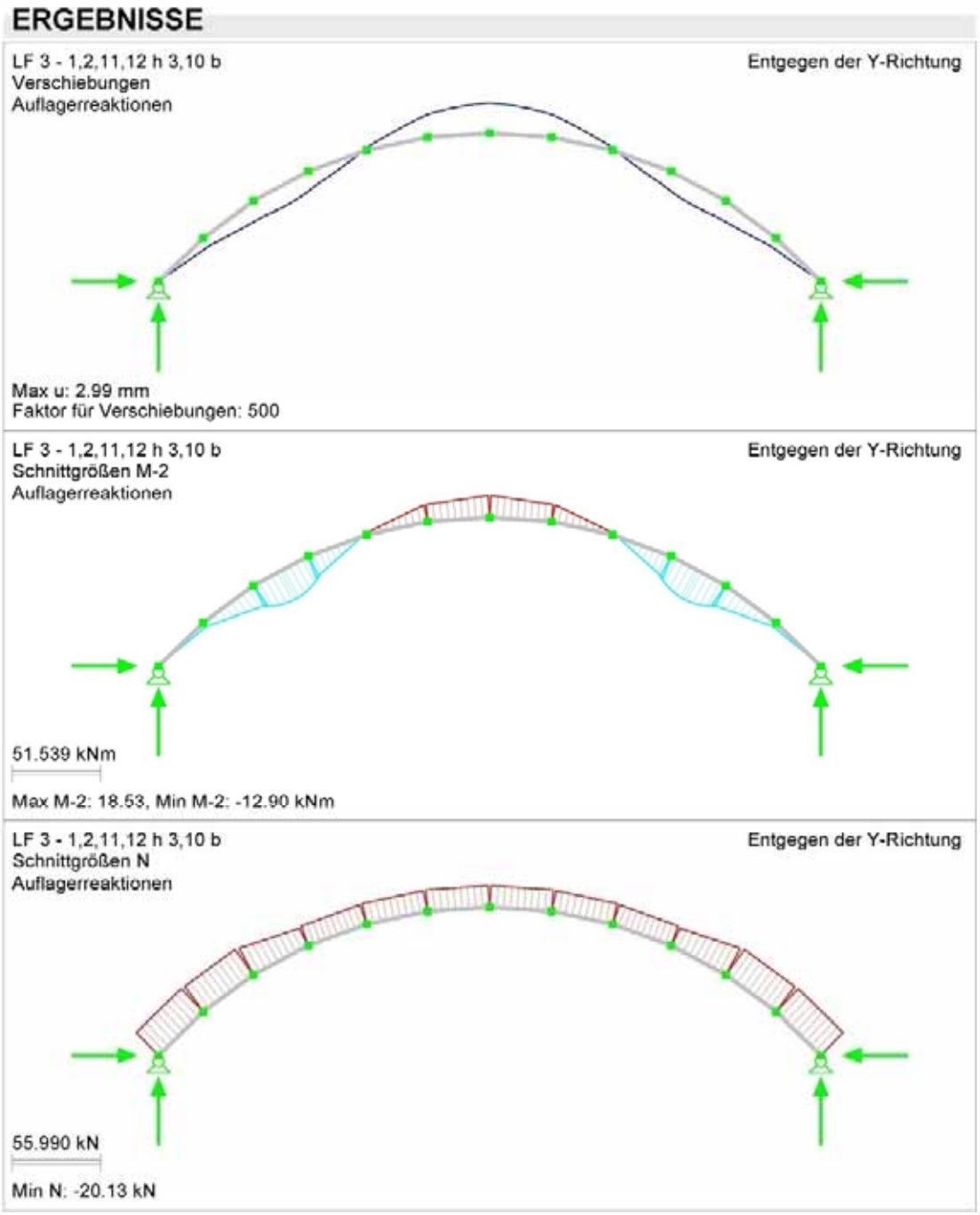



***Abb. 6.70 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 3,10 betoniert***

| Betonieren von 3,10 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -20,13 | 0 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,105 | 0,025 |
| | Min N | -20,13 | 0 | | | | | -0,040 | -0,040 |
| | Max M-2 | -20,13 | 2,7 | | | | | | |
| | Min M-2 | -20,13 | 0 | | | | | | |
| 2 | Max N | -19,82 | 2,7 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,369 | 0,290 |
| | Min N | -19,82 | 2,7 | | | | | -0,104 | 0,025 |
| | Max M-2 | -19,82 | 13,74 | | | | | | |
| | Min M-2 | -19,82 | 2,7 | | | | | | |
| 3 | Max N | -12,23 | 13,42 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -1,208 | 1,106 |
| | Min N | -19,12 | 13,74 | | | | | -0,877 | 0,798 |
| | Max M-2 | -15,68 | 18,53 | | | | | | |
| | Min M-2 | -12,23 | 13,42 | | | | | | |
| 4 | Max N | -13,04 | -1,13 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,880 | 0,796 |
| | Min N | -13,04 | 13,42 | | | | | 0,028 | -0,113 |
| | Max M-2 | -13,04 | 13,42 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,04 | -1,13 | | | | | | |
| 5 | Max N | -13,57 | -9,96 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,027 | -0,114 |
| | Min N | -13,57 | -1,13 | | | | | 0,578 | -0,666 |
| | Max M-2 | -13,57 | -1,13 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,57 | -9,96 | | | | | | |
| 6 | Max N | -13,84 | -12,9 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,577 | -0,666 |
| | Min N | -13,84 | -9,96 | | | | | 0,761 | -0,850 |
| | Max M-2 | -13,84 | -9,96 | | | | | | |
| | Min M-2 | -13,84 | -12,9 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,11,12 auf 31cm | | 3,10 | | 1,2,3,10,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -12,51 | 11,45 | -0,11 | 0,02 | -12,62 | 11,47 |
| | 2,35 | -3,66 | -0,04 | -0,04 | 2,31 | -3,70 |
| 2 | -11,87 | 10,90 | -0,37 | 0,29 | -12,24 | 11,19 |
| | -7,62 | 6,76 | -0,10 | 0,03 | -7,72 | 6,78 |
| 3 | 0,46 | -2,32 | -1,21 | 1,11 | -0,75 | -1,21 |
| | 19,12 | -20,91 | -0,88 | 0,80 | 18,24 | -20,12 |
| 4 | -9,37 | 8,07 | -0,88 | 0,80 | -10,25 | 8,87 |
| | 7,78 | -9,13 | 0,03 | -0,11 | 7,81 | -9,24 |
| 5 | -3,80 | 2,75 | 0,03 | -0,11 | -3,77 | 2,64 |
| | 6,54 | -7,62 | 0,58 | -0,67 | 7,12 | -8,28 |
| 6 | -7,09 | 5,61 | 0,58 | -0,67 | -6,51 | 4,94 |
| | 5,15 | -6,65 | 0,76 | -0,85 | 5,91 | -7,50 |

***Tab. 6.18 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 3,10***

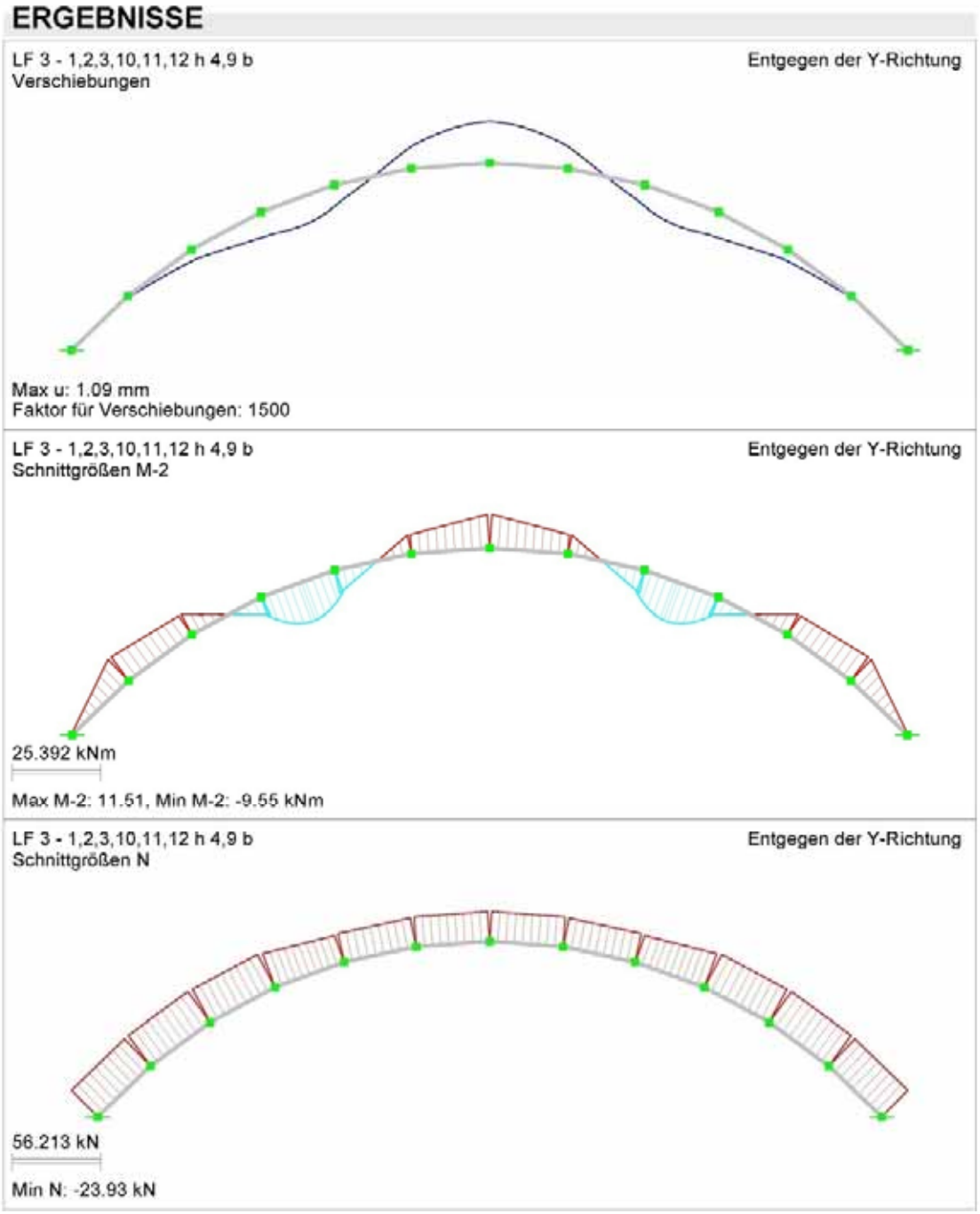



***Abb. 6.71 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9 betoniert***

| Betonieren von 4,9 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -23,79 | -8,47 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,042 | -0,054 |
| | Min N | -23,79 | -0,25 | | | | | 0,156 | -0,251 |
| | Max M-2 | -23,79 | -0,25 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,79 | -8,47 | | | | | | |
| 2 | Max N | -23,93 | -8,47 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | 0,108 | -0,204 |
| | Min N | -23,93 | -8,47 | | | | | 0,155 | -0,251 |
| | Max M-2 | -23,93 | -6,5 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,93 | -8,47 | | | | | | |
| 3 | Max N | -23,61 | 5,67 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,183 | 0,089 |
| | Min N | -23,61 | -6,5 | | | | | 0,109 | -0,203 |
| | Max M-2 | -23,61 | 5,67 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,61 | -6,5 | | | | | | |
| 4 | Max N | -17,81 | 6,78 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,783 | 0,654 |
| | Min N | -22,82 | 5,67 | | | | | -0,428 | 0,280 |
| | Max M-2 | -20,07 | 11,51 | | | | | | |
| | Min M-2 | -22,82 | 5,67 | | | | | | |
| 5 | Max N | -18,54 | -5,44 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,483 | 0,364 |
| | Min N | -18,54 | 6,78 | | | | | 0,280 | -0,399 |
| | Max M-2 | -18,54 | 6,78 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,54 | -5,44 | | | | | | |
| 6 | Max N | -18,92 | -9,55 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | 0,279 | -0,401 |
| | Min N | -18,92 | -5,44 | | | | | 0,535 | -0,657 |
| | Max M-2 | -18,92 | -5,44 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,92 | -9,55 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,10,11,12 | | 4,9 | | 1,2,3,4,9,10,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -8,12 | 7,02 | -0,04 | -0,05 | -8,17 | 6,96 |
| | 15,25 | -16,59 | 0,16 | -0,25 | 15,40 | -16,84 |
| 2 | -8,89 | 7,94 | 0,11 | -0,20 | -8,78 | 7,73 |
| | 0,10 | -1,19 | 0,16 | -0,25 | 0,25 | -1,44 |
| 3 | -7,28 | 5,27 | -0,18 | 0,09 | -7,46 | 5,36 |
| | 12,03 | -14,12 | 0,11 | -0,20 | 12,14 | -14,33 |
| 4 | -8,03 | 6,65 | -0,78 | 0,65 | -8,81 | 7,30 |
| | 3,48 | -4,90 | -0,43 | 0,28 | 3,05 | -4,62 |
| 5 | -3,36 | 2,22 | -0,48 | 0,36 | -3,84 | 2,59 |
| | 4,11 | -5,27 | 0,28 | -0,40 | 4,39 | -5,67 |
| 6 | -3,32 | 1,64 | 0,28 | -0,40 | -3,04 | 1,24 |
| | 8,11 | -9,81 | 0,54 | -0,66 | 8,65 | -10,47 |

***Tab. 6.19 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9***

Das Betonieren der Abschnitte 4 und 9 trägt zur Reduktion der Zugspannungen bei, reicht aber nicht aus, um sie zu neutralisieren.

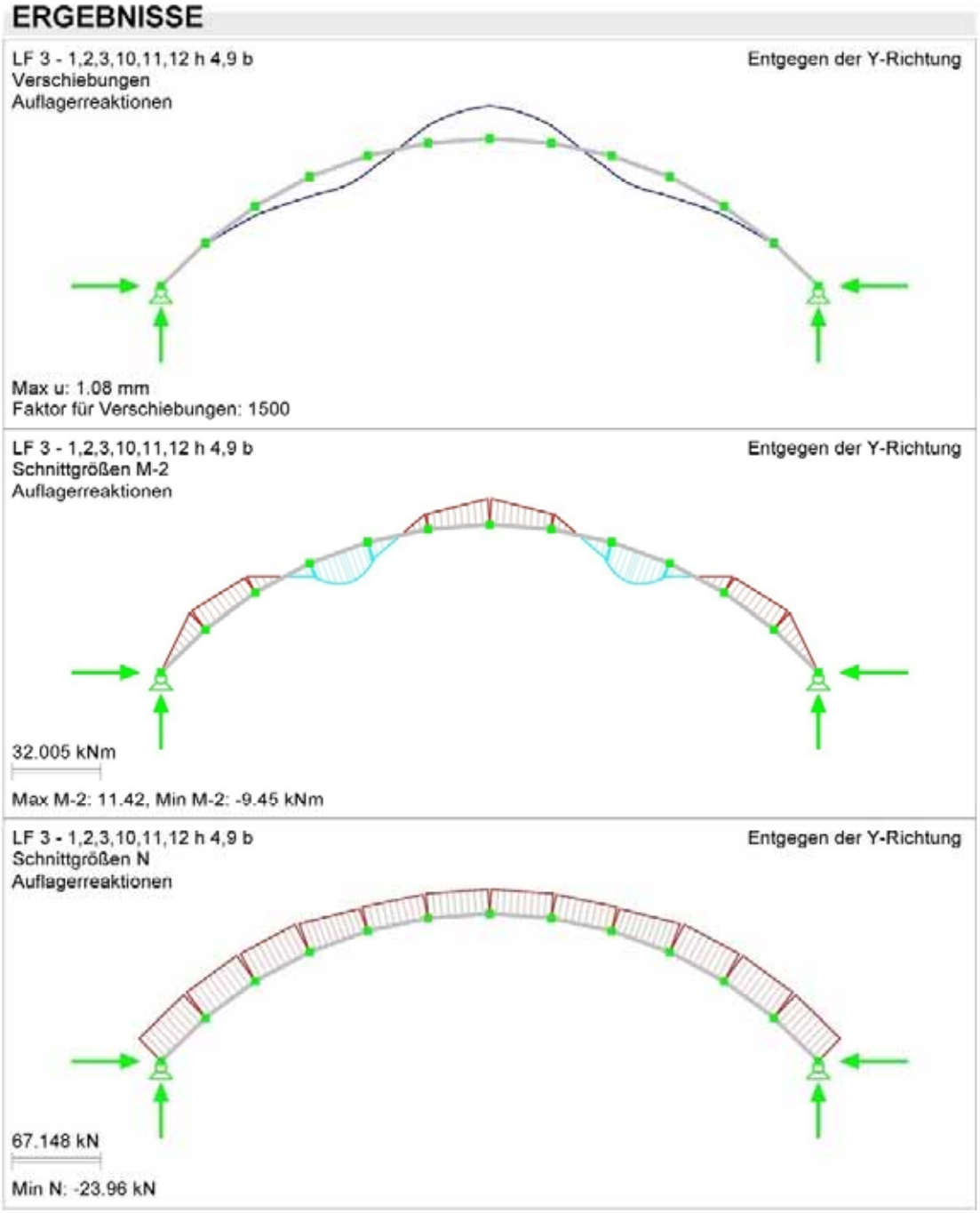



***Abb. 6.72 Bogen: Gelenkig-mit aufgestztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 4,9 betoniert***

| Betonieren von 4,9 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -23,82 | 0 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,048 | -0,048 |
| | Min N | -23,82 | 0 | | | | | 0,150 | -0,245 |
| | Max M-2 | -23,82 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,82 | -8,24 | | | | | | |
| 2 | Max N | -23,96 | -8,24 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,108 | -0,204 |
| | Min N | -23,96 | -8,24 | | | | | 0,150 | -0,246 |
| | Max M-2 | -23,96 | -6,49 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,96 | -8,24 | | | | | | |
| 3 | Max N | -23,65 | 5,55 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,181 | 0,086 |
| | Min N | -23,65 | -6,49 | | | | | 0,108 | -0,203 |
| | Max M-2 | -23,65 | 5,55 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,65 | -6,49 | | | | | | |
| 4 | Max N | -17,86 | 6,71 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,778 | 0,648 |
| | Min N | -22,85 | 5,55 | | | | | -0,420 | 0,273 |
| | Max M-2 | -20,1 | 11,42 | | | | | | |
| | Min M-2 | -22,85 | 5,55 | | | | | | |
| 5 | Max N | -18,59 | -5,41 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,479 | 0,359 |
| | Min N | -18,59 | 6,71 | | | | | 0,278 | -0,398 |
| | Max M-2 | -18,59 | 6,71 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,59 | -5,41 | | | | | | |
| 6 | Max N | -18,96 | -9,45 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | 0,277 | -0,399 |
| | Min N | -18,96 | -5,41 | | | | | 0,529 | -0,651 |
| | Max M-2 | -18,96 | -5,41 | | | | | | |
| | Min M-2 | -18,96 | -9,45 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,10,11,12 | | 4,9 | | 1,2,3,4,9,10,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -12,62 | 11,47 | -0,05 | -0,05 | -12,66 | 11,42 |
| | 2,31 | -3,70 | 0,15 | -0,25 | 2,46 | -3,94 |
| 2 | -12,24 | 11,19 | 0,11 | -0,20 | -12,13 | 10,99 |
| | -7,72 | 6,78 | 0,15 | -0,25 | -7,57 | 6,54 |
| 3 | -0,75 | -1,21 | -0,18 | 0,09 | -0,93 | -1,12 |
| | 18,24 | -20,12 | 0,11 | -0,20 | 18,35 | -20,32 |
| 4 | -10,25 | 8,87 | -0,78 | 0,65 | -11,03 | 9,51 |
| | 7,81 | -9,24 | -0,42 | 0,27 | 7,39 | -8,97 |
| 5 | -3,77 | 2,64 | -0,48 | 0,36 | -4,25 | 3,00 |
| | 7,12 | -8,28 | 0,28 | -0,40 | 7,40 | -8,68 |
| 6 | -6,51 | 4,94 | 0,28 | -0,40 | -6,24 | 4,54 |
| | 5,91 | -7,50 | 0,53 | -0,65 | 6,44 | -8,15 |

***Tab. 6.20 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 4,9***

Beim gelenkig gelagerten Bogen, treten nach dem Betonieren der Abschnitte 4 und 9 nur sehr kleine Schnittgrößen auf, deshalb hat dieser Lastfall nur einen kleinen Einfluß auf die Spannungen im Endzustand. Als nächstes wurden die Abschnitte 5und 8 betoniert.

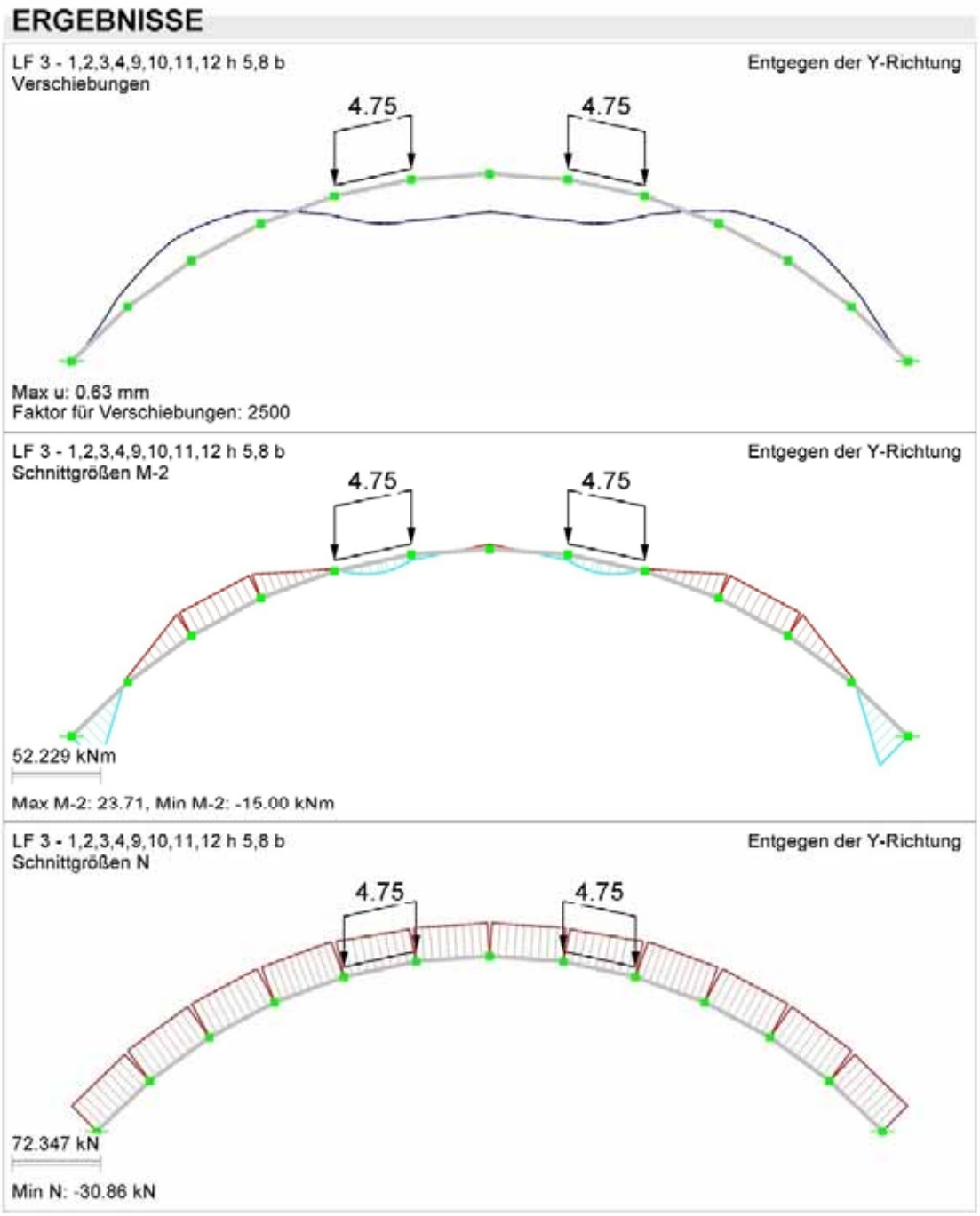



***Abb. 6.73 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8 betoniert***

| Betonieren von 5,8 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -29,7 | -2,09 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,628 | 0,510 |
| | Min N | -29,7 | 23,71 | | | | | -0,009 | -0,110 |
| | Max M-2 | -29,7 | 23,71 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,7 | -2,09 | | | | | | |
| 2 | Max N | -30,58 | -2,09 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,011 | -0,111 |
| | Min N | -30,58 | -2,09 | | | | | 0,299 | -0,421 |
| | Max M-2 | -30,58 | -2,09 | | | | | | |
| | Min M-2 | -30,58 | -15 | | | | | | |
| 3 | Max N | -30,86 | -15 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | 0,292 | -0,416 |
| | Min N | -30,86 | -15 | | | | | 0,298 | -0,422 |
| | Max M-2 | -30,86 | -14,75 | | | | | | |
| | Min M-2 | -30,86 | -15 | | | | | | |
| 4 | Max N | -30,55 | -14,75 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,032 | -0,090 |
| | Min N | -30,55 | -14,75 | | | | | 0,293 | -0,415 |
| | Max M-2 | -30,55 | -1,21 | | | | | | |
| | Min M-2 | -30,55 | -14,75 | | | | | | |
| 5 | Max N | -26,58 | 3,2 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,509 | 0,329 |
| | Min N | -29,65 | -1,21 | | | | | -0,020 | -0,171 |
| | Max M-2 | -27,81 | 6,71 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,65 | -1,21 | | | | | | |
| 6 | Max N | -27,12 | -2,7 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -0,287 | 0,112 |
| | Min N | -27,12 | 3,2 | | | | | 0,081 | -0,256 |
| | Max M-2 | -27,12 | 3,2 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,12 | -2,7 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,4,9,10,11,12 | | 5,8 | | 1,2,3,4,5,8,9,10,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -8,17 | 6,96 | -0,63 | 0,51 | -8,79 | 7,47 |
| | 15,40 | -16,84 | -0,01 | -0,11 | 15,39 | -16,95 |
| 2 | -8,78 | 7,73 | -0,01 | -0,11 | -8,79 | 7,62 |
| | 0,25 | -1,44 | 0,30 | -0,42 | 0,55 | -1,86 |
| 3 | -7,46 | 5,36 | 0,29 | -0,42 | -7,17 | 4,95 |
| | 12,14 | -14,33 | 0,30 | -0,42 | 12,43 | -14,75 |
| 4 | -8,81 | 7,30 | -0,03 | -0,09 | -8,84 | 7,21 |
| | 3,05 | -4,62 | 0,29 | -0,42 | 3,34 | -5,04 |
| 5 | -3,84 | 2,59 | -0,51 | 0,33 | -4,35 | 2,91 |
| | 4,39 | -5,67 | -0,02 | -0,17 | 4,37 | -5,84 |
| 6 | -3,04 | 1,24 | -0,29 | 0,11 | -3,33 | 1,35 |
| | 8,65 | -10,47 | 0,08 | -0,26 | 8,73 | -10,72 |

***Tab. 6.21 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8***

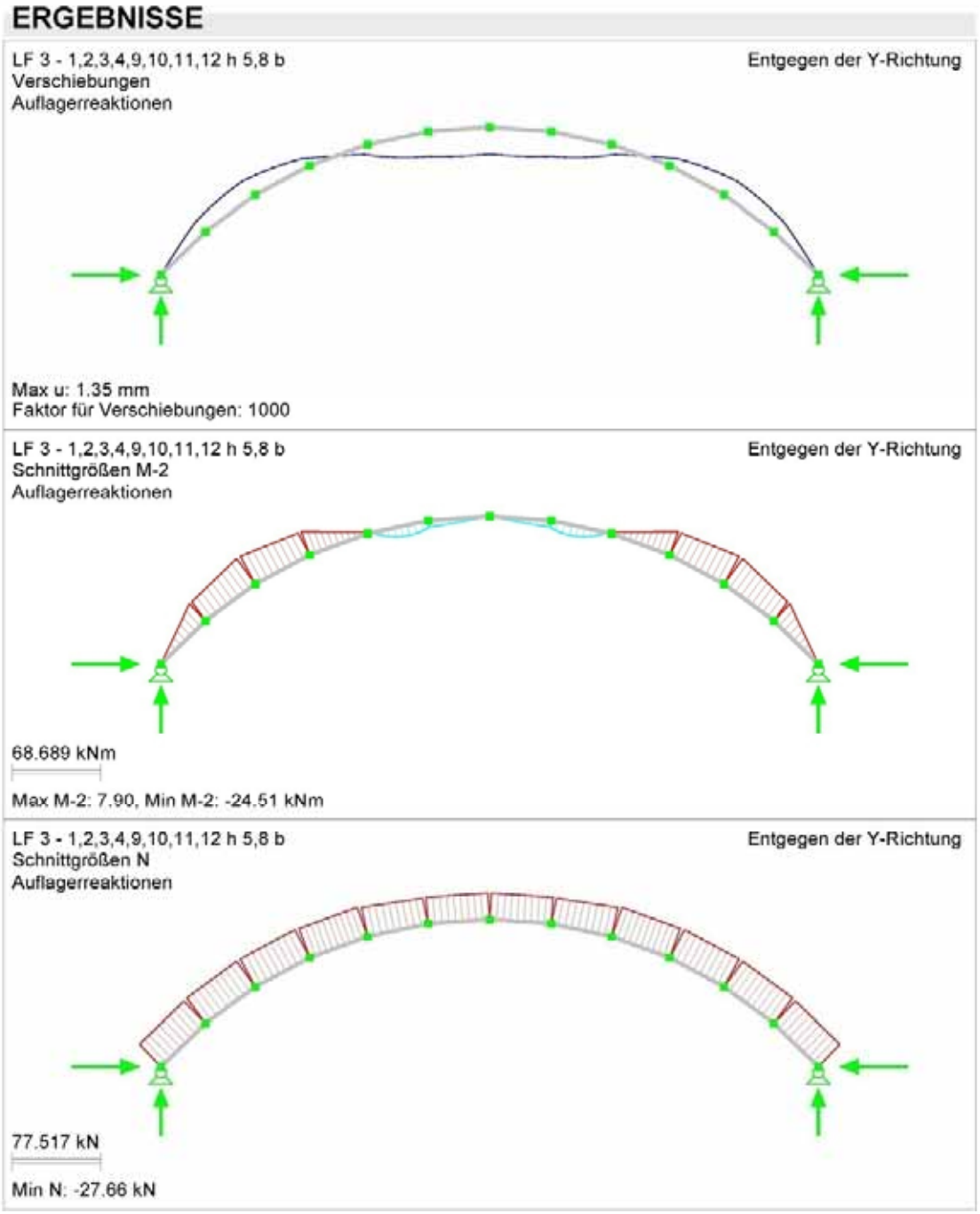



***Abb. 6.74 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 5,8 betoniert***

| Betonieren von 5,8 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -27,1 | 0 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,054 | -0,054 |
| | Min N | -27,1 | 0 | | | | | 0,377 | -0,485 |
| | Max M-2 | -27,1 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,1 | -17,97 | | | | | | |
| 2 | Max N | -27,64 | -17,97 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,376 | -0,487 |
| | Min N | -27,64 | -17,97 | | | | | 0,533 | -0,644 |
| | Max M-2 | -27,64 | -17,97 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,64 | -24,51 | | | | | | |
| 3 | Max N | -27,66 | -24,51 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,403 | -0,513 |
| | Min N | -27,66 | -24,51 | | | | | 0,533 | -0,644 |
| | Max M-2 | -27,66 | -19,08 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,66 | -24,51 | | | | | | |
| 4 | Max N | -27,13 | -19,08 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,016 | -0,093 |
| | Min N | -27,13 | -19,08 | | | | | 0,404 | -0,512 |
| | Max M-2 | -27,13 | -1,6 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,13 | -19,08 | | | | | | |
| 5 | Max N | -23,05 | 5,32 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,571 | 0,415 |
| | Min N | -26,08 | -1,6 | | | | | 0,016 | -0,184 |
| | Max M-2 | -24,11 | 7,9 | | | | | | |
| | Min M-2 | -26,08 | -1,6 | | | | | | |
| 6 | Max N | -23,5 | 5,32 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -0,408 | 0,256 |
| | Min N | -23,5 | 5,32 | | | | | -0,095 | -0,057 |
| | Max M-2 | -23,5 | 5,32 | | | | | | |
| | Min M-2 | -23,5 | 0,3 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,4,9,10,11,12 | | 5,8 | | 1,2,3,4,5,8,9,10,11,12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -12,66 | 11,42 | -0,05 | -0,05 | -12,72 | 11,37 |
| | 2,46 | -3,94 | 0,38 | -0,49 | 2,84 | -4,43 |
| 2 | -12,13 | 10,99 | 0,38 | -0,49 | -11,76 | 10,50 |
| | -7,57 | 6,54 | 0,53 | -0,64 | -7,04 | 5,89 |
| 3 | -0,93 | -1,12 | 0,40 | -0,51 | -0,53 | -1,64 |
| | 18,35 | -20,32 | 0,53 | -0,64 | 18,88 | -20,96 |
| 4 | -11,03 | 9,51 | -0,02 | -0,09 | -11,04 | 9,42 |
| | 7,39 | -8,97 | 0,40 | -0,51 | 7,79 | -9,48 |
| 5 | -4,25 | 3,00 | -0,57 | 0,42 | -4,82 | 3,41 |
| | 7,40 | -8,68 | 0,02 | -0,18 | 7,42 | -8,87 |
| 6 | -6,24 | 4,54 | -0,41 | 0,26 | -6,64 | 4,80 |
| | 6,44 | -8,15 | -0,09 | -0,06 | 6,34 | -8,20 |

***Tab. 6.22 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 5,8***

Beim Betonieren der Abschnitte 5 und 8 treten überwiegend Druckspannungen auf, diese neutralisieren einen Teil der großen Zugspannungen im Bereich der Auflager. Als nächstes wurden die Abschnitte 6 und 7 betoniert.

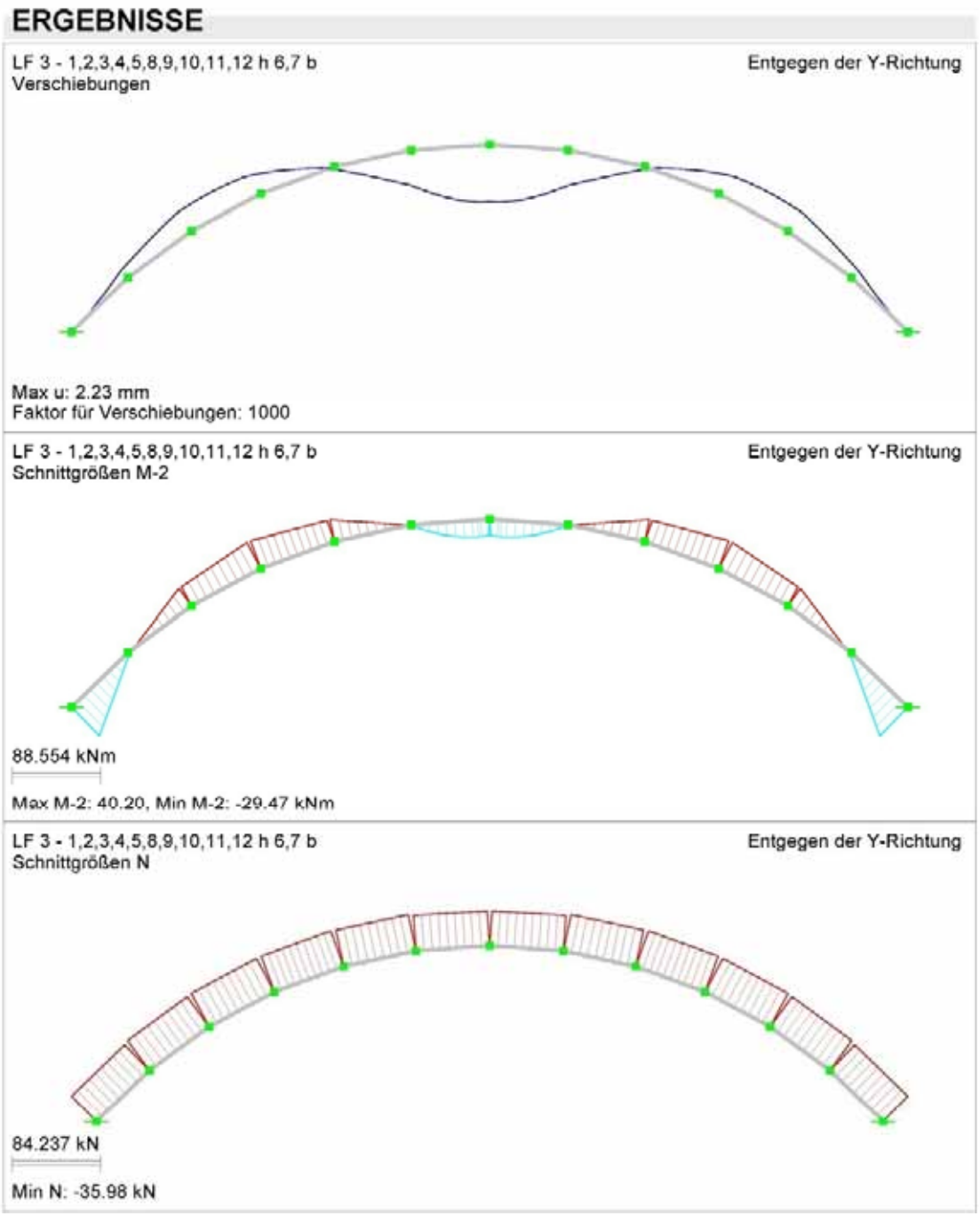



***Abb. 6.75 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert***

| Betonieren von 6,7 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -33,85 | 40,2 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -1,033 | 0,897 |
| | Min N | -33,85 | 40,2 | | | | | -0,116 | -0,019 |
| | Max M-2 | -33,85 | 40,2 | | | | | | |
| | Min M-2 | -33,85 | 2,03 | | | | | | |
| 2 | Max N | -35,25 | -21,36 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,119 | -0,022 |
| | Min N | -35,25 | 2,03 | | | | | 0,442 | -0,583 |
| | Max M-2 | -35,25 | 2,03 | | | | | | |
| | Min M-2 | -35,25 | -21,36 | | | | | | |
| 3 | Max N | -35,96 | -29,47 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | 0,441 | -0,585 |
| | Min N | -35,96 | -21,36 | | | | | 0,635 | -0,779 |
| | Max M-2 | -35,96 | -21,36 | | | | | | |
| | Min M-2 | -35,96 | -29,47 | | | | | | |
| 4 | Max N | -35,98 | -29,47 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | 0,457 | -0,600 |
| | Min N | -35,98 | -29,47 | | | | | 0,635 | -0,779 |
| | Max M-2 | -35,98 | -22,02 | | | | | | |
| | Min M-2 | -35,98 | -29,47 | | | | | | |
| 5 | Max N | -35,3 | 0,65 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,086 | -0,055 |
| | Min N | -35,3 | -22,02 | | | | | 0,458 | -0,599 |
| | Max M-2 | -35,3 | 0,65 | | | | | | |
| | Min M-2 | -35,3 | -22,02 | | | | | | |
| 6 | Max N | -32,88 | 15,9 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,01601667 | -1,135 | 0,922 |
| | Min N | -33,91 | 0,65 | | | | | -0,150 | -0,069 |
| | Max M-2 | -33,04 | 16,47 | | | | | | |
| | Min M-2 | -33,91 | 0,65 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,4,5,8,9,10,11,12 | | 6,7 | | ,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -8,79 | 7,47 | -1,03 | 0,90 | -9,83 | 8,37 |
| | 15,39 | -16,95 | -0,12 | -0,02 | 15,28 | -16,97 |
| 2 | -8,79 | 7,62 | -0,12 | -0,02 | -8,91 | 7,60 |
| | 0,55 | -1,86 | 0,44 | -0,58 | 0,99 | -2,45 |
| 3 | -7,17 | 4,95 | 0,44 | -0,58 | -6,73 | 4,36 |
| | 12,43 | -14,75 | 0,64 | -0,78 | 13,07 | -15,53 |
| 4 | -8,84 | 7,21 | 0,46 | -0,60 | -8,38 | 6,61 |
| | 3,34 | -5,04 | 0,64 | -0,78 | 3,98 | -5,82 |
| 5 | -4,35 | 2,91 | -0,09 | -0,06 | -4,43 | 2,86 |
| | 4,37 | -5,84 | 0,46 | -0,60 | 4,83 | -6,44 |
| 6 | -3,33 | 1,35 | -1,13 | 0,92 | -4,47 | 2,27 |
| | 8,73 | -10,72 | -0,15 | -0,07 | 8,58 | -10,79 |

***Tab. 6.23 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7***

In Tabelle 6.23 sind die Spannungen, nach dem Betonieren der Abschnitte 6 und 7 ersichtlich. Es ist eindeutig, dass die Spannungen immer kleiner werden, weil der Bogen, durch das Abschnittsweise Betonieren immer steifer wird. Daraus kann man schließen, dass die am Anfang auftretenden, großen Zugspannungen, zufolge des gleichzeitigen Betonierens der Abschnitte 1,2,11 und 12 nicht neutralisiert werden können.

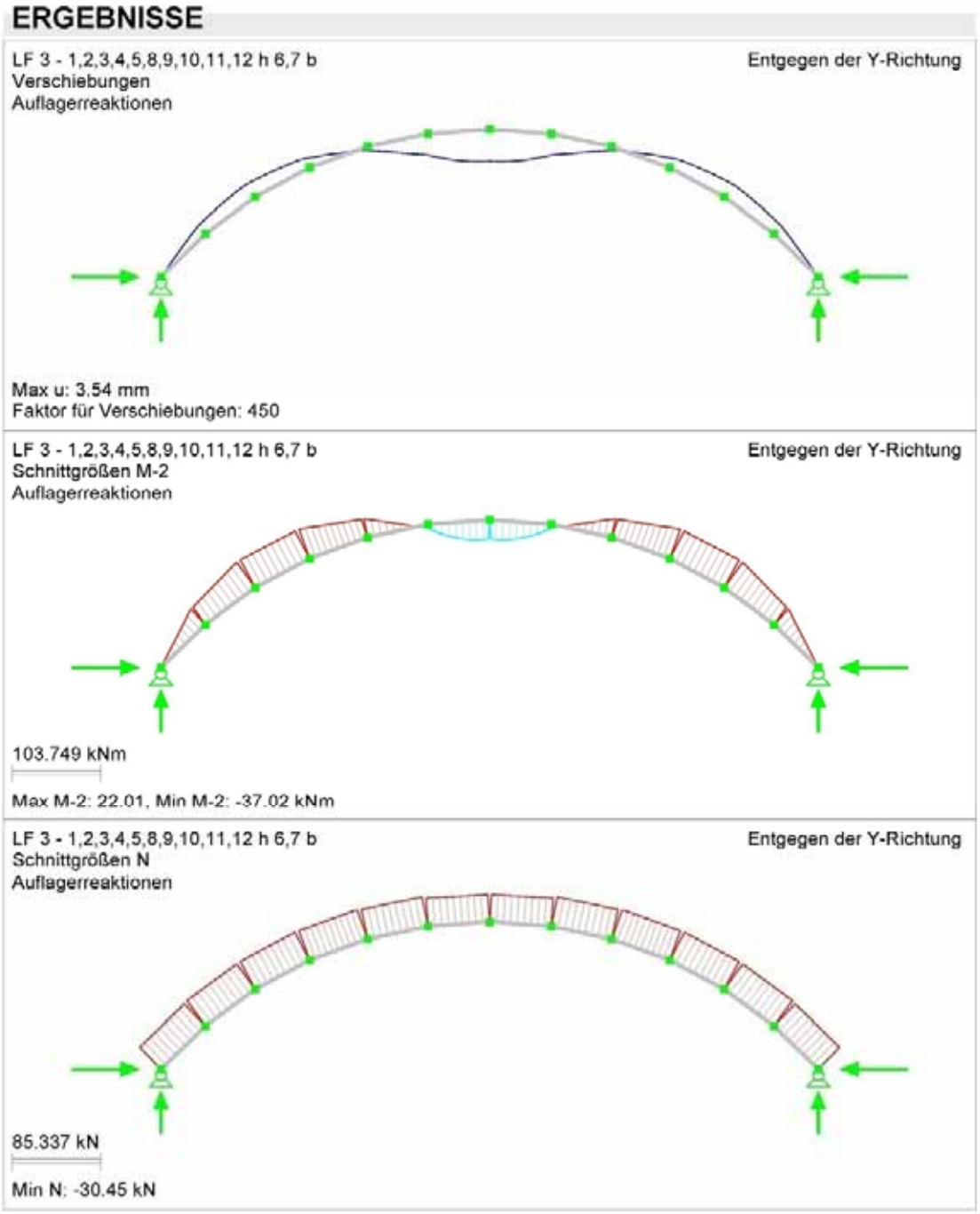



***Abb. 6.76 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, 6,7 betoniert***

| Betonieren von 6,7 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | Max N | -29,37 | -24,74 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,059 | -0,059 |
| | Min N | -29,37 | 0 | | | | | 0,535 | -0,653 |
| | Max M-2 | -29,37 | 0 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,37 | -24,74 | | | | | | |
| 2 | Max N | -30,19 | -24,74 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,533 | -0,654 |
| | Min N | -30,19 | -24,74 | | | | | 0,828 | -0,949 |
| | Max M-2 | -30,19 | -24,74 | | | | | | |
| | Min M-2 | -30,19 | -37,02 | | | | | | |
| 3 | Max N | -30,45 | -36,16 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,807 | -0,929 |
| | Min N | -30,45 | -37,02 | | | | | 0,828 | -0,949 |
| | Max M-2 | -30,45 | -36,16 | | | | | | |
| | Min M-2 | -30,45 | -37,02 | | | | | | |
| 4 | Max N | -30,1 | -36,16 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,467 | -0,587 |
| | Min N | -30,1 | -36,16 | | | | | 0,808 | -0,928 |
| | Max M-2 | -30,1 | -21,97 | | | | | | |
| | Min M-2 | -30,1 | -36,16 | | | | | | |
| 5 | Max N | -29,17 | 4,93 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -0,177 | 0,060 |
| | Min N | -29,17 | -21,97 | | | | | 0,469 | -0,586 |
| | Max M-2 | -29,17 | 4,93 | | | | | | |
| | Min M-2 | -29,17 | -21,97 | | | | | | |
| 6 | Max N | -26,65 | 21,65 | 1 | 0,31 | 0,31 | 0,016016667 | -1,461 | 1,288 |
| | Min N | -27,66 | 4,93 | | | | | -0,397 | 0,219 |
| | Max M-2 | -26,76 | 22,01 | | | | | | |
| | Min M-2 | -27,66 | 4,93 | | | | | | |

| Nr. | 1,2,3,4,5,8,9,10,11,12 | | 6,7 | | ,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -12,72 | 11,37 | -0,06 | -0,06 | -12,78 | 11,31 |
| | 2,84 | -4,43 | 0,54 | -0,65 | 3,38 | -5,08 |
| 2 | -11,76 | 10,50 | 0,53 | -0,65 | -11,22 | 9,85 |
| | -7,04 | 5,89 | 0,83 | -0,95 | -6,21 | 4,94 |
| 3 | -0,53 | -1,64 | 0,81 | -0,93 | 0,28 | -2,56 |
| | 18,88 | -20,96 | 0,83 | -0,95 | 19,71 | -21,91 |
| 4 | -11,04 | 9,42 | 0,47 | -0,59 | -10,58 | 8,83 |
| | 7,79 | -9,48 | 0,81 | -0,93 | 8,60 | -10,41 |
| 5 | -4,82 | 3,41 | -0,18 | 0,06 | -5,00 | 3,47 |
| | 7,42 | -8,87 | 0,47 | -0,59 | 7,88 | -9,45 |
| 6 | -6,64 | 4,80 | -1,46 | 1,29 | -8,10 | 6,09 |
| | 6,34 | -8,20 | -0,40 | 0,22 | 5,95 | -7,99 |

***Tab. 6.24 Bogen: Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge betonieren von 6,7***

Bei beiden Systemen erkennt man erhöhte Werte der aufsummierten Spannungen in Auflagernähe, somit hat das gleichzeitige Betonieren der Abschnitte 1,2,11 und 12 bei Schicht 1, sowie bei Schicht zwei einen großen Einfluss, der plötzliche Sprung, kann durch das Betonieren der restlichen Schichten nicht auskompensiert werden. Nach dem Betonieren der einzelnen Abschnitte, verändert sich der Querschnitt, und weil dieser indirekt proportional zu den auftretenden Spannungen ist, werden die Spannungen immer kleiner.

## 6.3 Berechnung des Endzustands

Nach dem die Schale mit einer Dicke d=50cm steht, wird die ganze Schale mit Erde zugeschüttet. Bei der Berechnung des Endzustandes, wurden drei verschiedene Lastfälle berücksichtigt. Als horizontale Einwirkung, wurde der Erdruhedruck angesetzt, um die vertikalen Einwirkungen zu berücksichtigen, wurden der vertikale Erddruck, sowie die Nutzlast als Lastfälle herangezogen. Der horizontale Erdruhedruck, wurde vereinfacht als trapezförmig angenommen, weil die Schale auch in der Mitte mit der Erde bedeckt ist. Der Erdruhedruck wird mit folgender Formel bestimmt:

$$e_a = \gamma \cdot h \cdot \lambda_o \qquad \text{wobei} \qquad \lambda_0 = 1 - \sin\,\varphi$$

Er hängt also von dem Reibungswinkel $\varphi$, der Höhe h und dem Erdruhedruckbeiwert $\lambda_o$ ab. Der Reibungswinkel wurde mit 30° angenommen, da wir als Schüttmaterial, Schotter vorgesehen haben [10]. Somit ergibt sich für den Erdruhedruckbeiwert:

$$\lambda_0 = 1 - \sin\,(30°) = 0{,}5$$

Für den Erdruhedruck am Fußpunkt bekommen wir somit:

$$e_a = 14\ kN/m^3 \cdot 6{,}096m \cdot 0{,}5 = 42{,}672kN/m^2$$

Zusätzlich wird noch eine Auflast berücksichtigt, diese wird über die Ersatzhöhe h‘ berechnet

$$h' = \frac{q}{\gamma}$$

Es ist eine Nutzung der Wildbrücke als Güterweg vorgesehen, deshalb wurde noch eine zusätzlich Auflast q=5 kN/m$^2$ vorgesehen.

$$h' = \frac{5\ kN/m^2}{14\ kN/m^3} = 0{,}357m$$

Somit muss zu dem Erdruhedruck, noch ein Anteil mitberücksichtigt werden:

$$e_{ah'} = \gamma \cdot h \cdot \lambda_o = 14\ kN/m^3 \cdot 0{,}357m \cdot 0{,}333 = 1{,}66kN/m^2$$

Für den gesamten Erdruhedruck ergibt sich dann:

$$e_{a_g} = e_{a+}e_{ah'} = 42{,}672\ kN/m^2 + 1{,}66\ kN/m^2 = 44{,}34\ kN/m^2$$

Weil der Verlauf des Erddrucks linear ist, konnten die restlichen Spannungen leicht abgelesen werden. Für den vertikalen Erddruck ergibt sich mit:

$$e_{av} = \gamma \cdot h \cdot \lambda_a$$

Wobei $\lambda_a$ der Erdruckbeiwert ist und nach folgender Formel ermittelt wird:

$$\lambda_a = tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = tan^2\ (45 - \frac{30}{2}) = 0{,}333$$

Mit der Variation der Höhe, haben wir die vertikalen Erddruckordinaten bekommen.

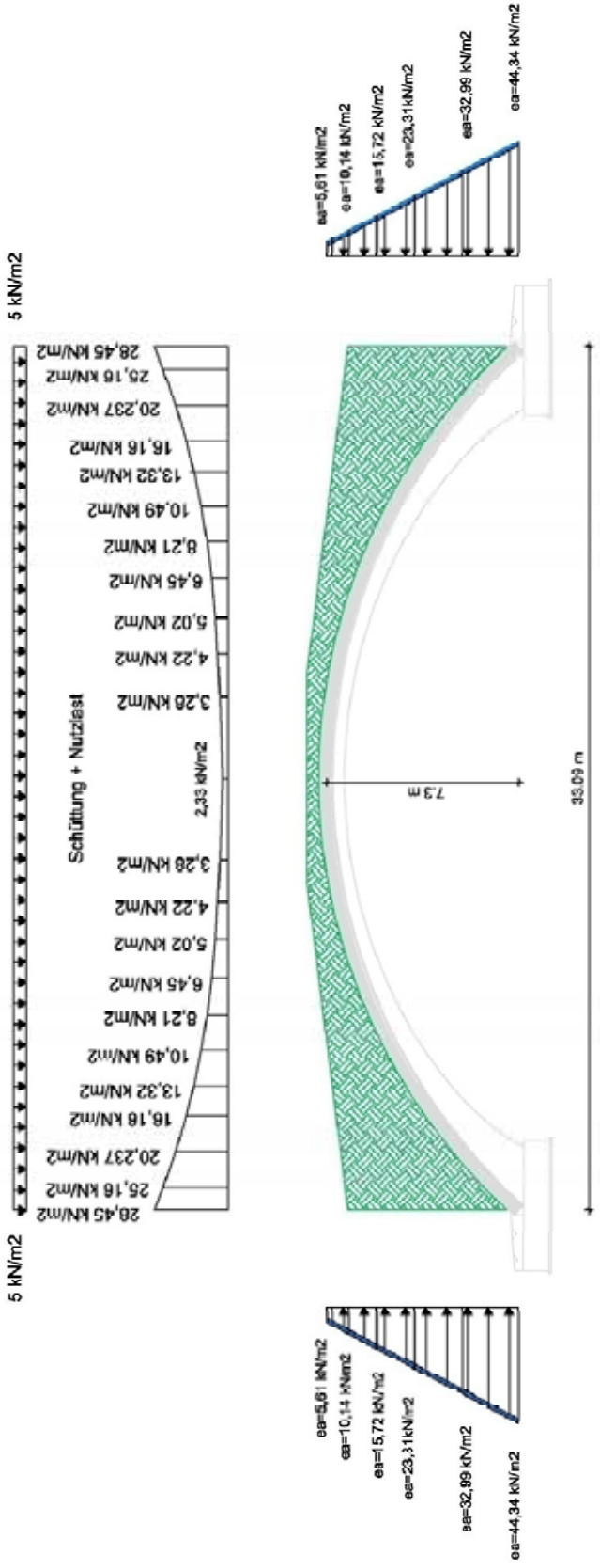



***Abb. 6.77 Bogen: Erdlast und Nutzlast***

Für das eingespannte System bekommen wir die unten angeführten Verformungen und Schnittgrößen. Mit diesen Schnittgrößen, wurden dann die zugehörigen Spannungen in den einzelnen Knoten ermittelt, und mit dem letztem Lastfall des Betonierens überlagert. Die Ergebnise sind in Tab. 6.24 und Tab. 6.23 ersichtlich.

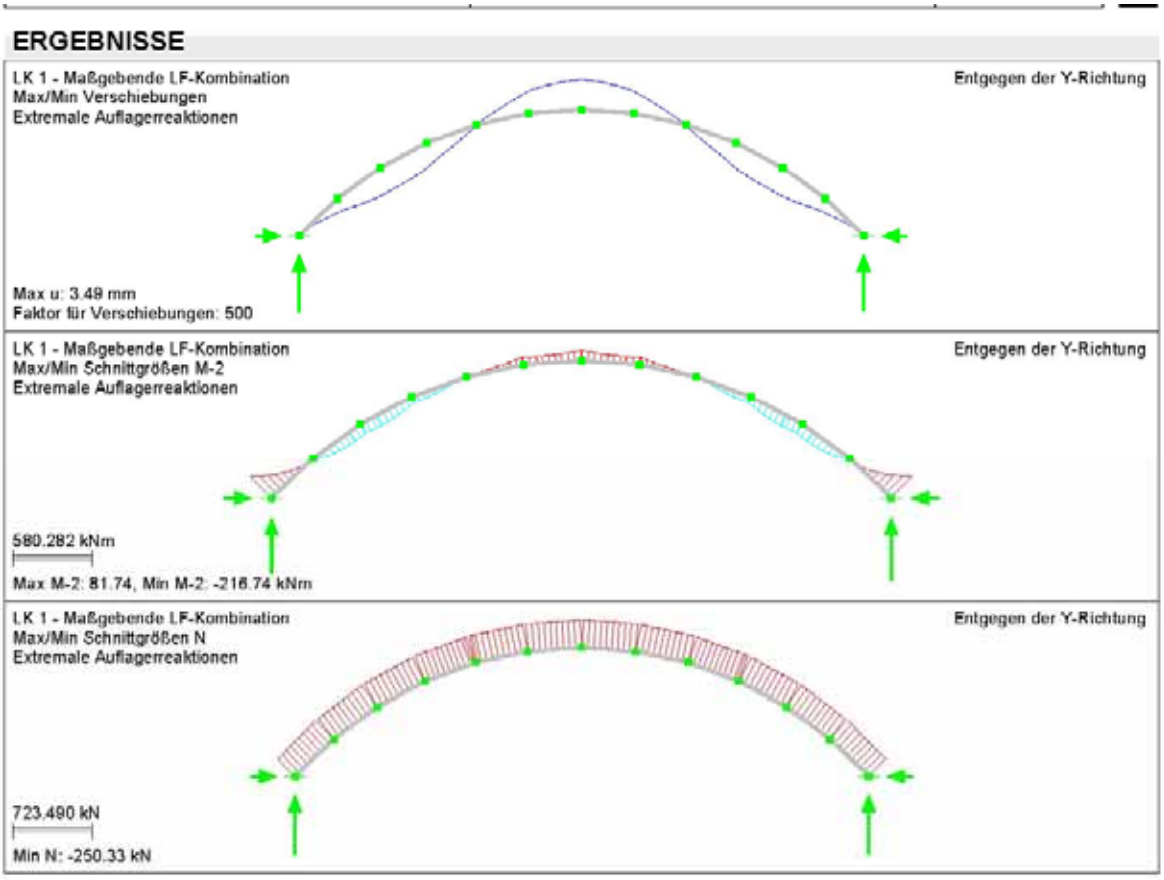



***Abb. 6.78 Bogen: Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast***

| Endzustand | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | MAX N | -220,7 | -216,74 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,826 | -0,115 |
| | MIN N | -235,17 | 14,82 | | | | | 4,760 | -5,643 |
| | MAX M-2 | -235,17 | 14,82 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -220,7 | -216,74 | | | | | | |
| 2 | MAX N | -229,35 | 14,82 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -2,383 | 1,436 |
| | MIN N | -238,7 | 73,57 | | | | | -0,814 | -0,103 |
| | MAX M-2 | -236,73 | 79,58 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -229,35 | 14,82 | | | | | | |
| 3 | MAX N | -238,58 | 73,57 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -2,442 | 1,481 |
| | MIN N | -243,27 | 44,62 | | | | | -1,557 | 0,584 |
| | MAX M-2 | -240,34 | 81,74 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -243,27 | 44,62 | | | | | | |
| 4 | MAX N | -245,56 | 44,62 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -1,562 | 0,580 |
| | MIN N | -246,83 | -5,43 | | | | | -0,236 | -0,751 |
| | MAX M-2 | -245,56 | 44,62 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -246,76 | -10,72 | | | | | | |
| 5 | MAX N | -248,76 | -57,47 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | -0,241 | -0,756 |
| | MIN N | -249,25 | -10,95 | | | | | 0,882 | -1,877 |
| | MAX M-2 | -249,25 | -10,72 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -248,76 | -57,47 | | | | | | |
| 6 | MAX N | -249,99 | -75,52 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,04166667 | 0,820 | -1,821 |
| | MIN N | -250,33 | -57,47 | | | | | 1,313 | -2,312 |
| | MAX M-2 | -250,25 | -55 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -249,99 | -75,52 | | | | | | |

| Nr. | ,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | | Erde + Nutzlast | | Endzustand | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -9,83 | 8,37 | -0,83 | -0,11 | -10,65 | 8,26 |
| | 15,28 | -16,97 | 4,76 | -5,64 | 20,04 | -22,61 |
| 2 | -8,91 | 7,60 | -2,38 | 1,44 | -11,29 | 9,04 |
| | 0,99 | -2,45 | -0,81 | -0,10 | 0,18 | -2,55 |
| 3 | -6,73 | 4,36 | -2,44 | 1,48 | -9,17 | 5,84 |
| | 13,07 | -15,53 | -1,56 | 0,58 | 11,51 | -14,94 |
| 4 | -8,38 | 6,61 | -1,56 | 0,58 | -9,95 | 7,19 |
| | 3,98 | -5,82 | -0,24 | -0,75 | 3,74 | -6,57 |
| 5 | -4,43 | 2,86 | -0,24 | -0,76 | -4,68 | 2,10 |
| | 4,83 | -6,44 | 0,88 | -1,88 | 5,71 | -8,32 |
| 6 | -4,47 | 2,27 | 0,82 | -1,82 | -3,65 | 0,45 |
| | 8,58 | -10,79 | 1,31 | -2,31 | 9,89 | -13,10 |

***Tab. 6.25 Bogen-Eingespannt-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge Erdlast und Nutllast***

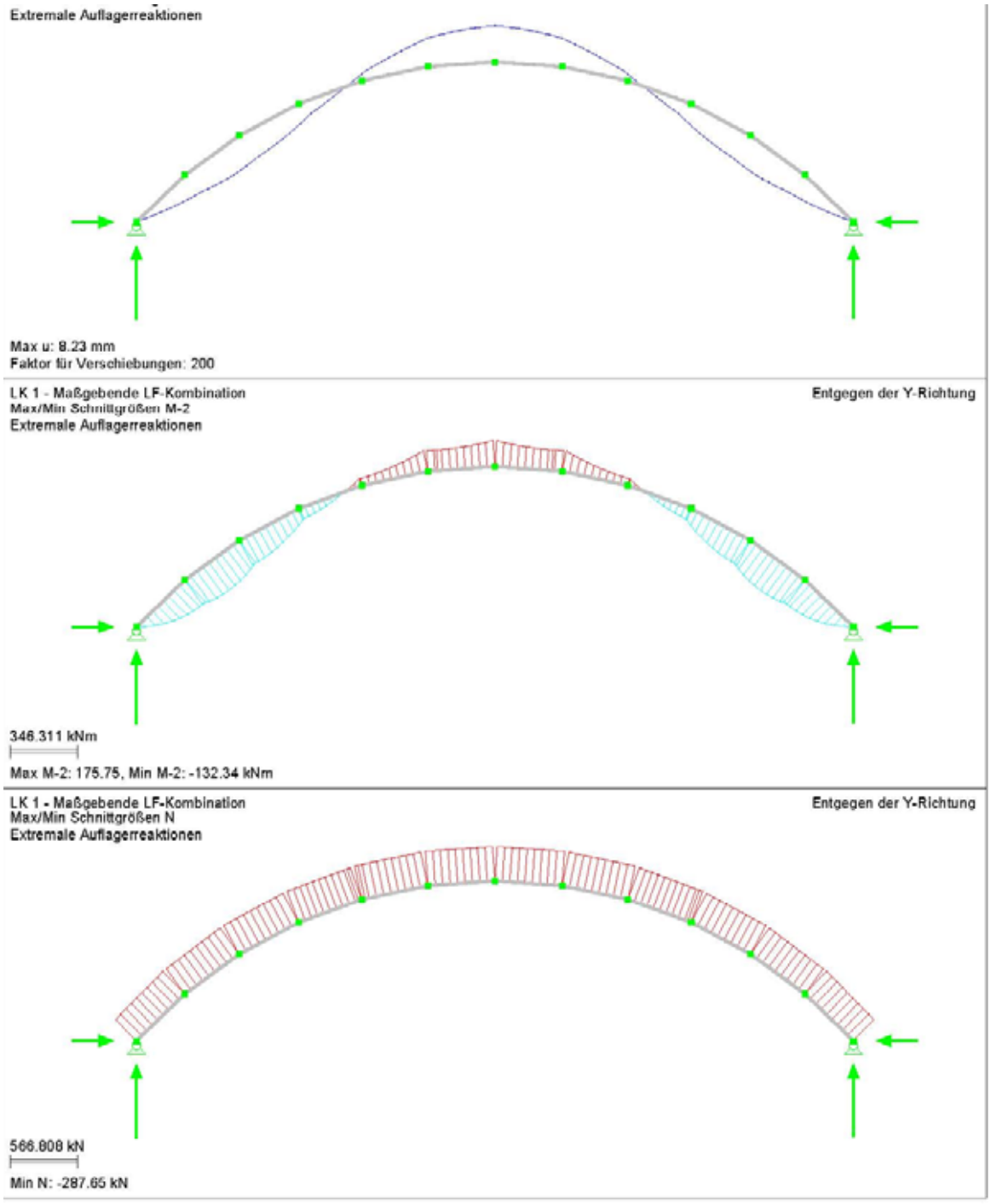



***Abb. 6.79 Bogen-Gelenkig-mit aufgesztem Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast***

Aus den Tab. 6.25 und 6.26 sieht man erhöhte Werte für die Zugspannungen im Auflagerbereich. Würde die Brücke als ein

Bogentragwerk ausgeführt werden, dann müssten die Auflagerbereiche zusätzlich verstärkt werden.

| Endzustand | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Stab** | **Extrem** | **N** [kN] | **M** [kNm] | **b** [m] | **h** [m] | **A** [m²] | **W** [m³] | **σ-min** [N/mm²] | **σ-max** [N/mm²] |
| 1 | MAX N | -247,57 | 0 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -4,170 | 3,121 |
| | MIN N | -262,09 | 151,9 | | | | | -0,495 | -0,495 |
| | MAX M-2 | -262,09 | 151,9 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -247,57 | 0 | | | | | | |
| 2 | MAX N | -259,7 | 151,9 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -4,734 | 3,676 |
| | MIN N | -268,89 | 140,89 | | | | | -3,919 | 2,844 |
| | MAX M-2 | -264,34 | 175,21 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -268,89 | 140,89 | | | | | | |
| 3 | MAX N | -271,62 | 140,89 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -3,925 | 2,838 |
| | MIN N | -276,29 | 57,13 | | | | | -1,924 | 0,819 |
| | MAX M-2 | -271,62 | 140,89 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -276,29 | 57,13 | | | | | | |
| 4 | MAX N | -280,78 | 57,13 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | -1,933 | 0,810 |
| | MIN N | -282,05 | -28,91 | | | | | 0,302 | -1,430 |
| | MAX M-2 | -280,78 | 57,13 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -282,03 | -36,1 | | | | | | |
| 5 | MAX N | -285,47 | -104,76 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 0,295 | -1,438 |
| | MIN N | -285,9 | -37,42 | | | | | 1,943 | -3,085 |
| | MAX M-2 | -285,9 | -36,1 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -285,47 | -104,76 | | | | | | |
| 6 | MAX N | -287,36 | -126,67 | 1 | 0,5 | 0,5 | 0,041666667 | 1,914 | -3,065 |
| | MIN N | -287,68 | -104,76 | | | | | 2,536 | -3,686 |
| | MAX M-2 | -287,63 | -103,72 | | | | | | |
| | MIN M-2 | -287,37 | -129,63 | | | | | | |

| Nr. | ,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,1 | | Erde + Nutzlast | | Endzustand | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] | **σ-oben** [N/mm²] | **σ-unten** [N/mm²] |
| 1 | -12,78 | 11,31 | -4,17 | 3,12 | -16,95 | 14,43 |
| | 3,38 | -5,08 | -0,50 | -0,50 | 2,88 | -5,57 |
| 2 | -11,22 | 9,85 | -4,73 | 3,68 | -15,96 | 13,52 |
| | -6,21 | 4,94 | -3,92 | 2,84 | -10,13 | 7,79 |
| 3 | 0,28 | -2,56 | -3,92 | 2,84 | -3,65 | 0,27 |
| | 19,71 | -21,91 | -1,92 | 0,82 | 17,79 | -21,09 |
| 4 | -10,58 | 8,83 | -1,93 | 0,81 | -12,51 | 9,64 |
| | 8,60 | -10,41 | 0,30 | -1,43 | 8,90 | -11,84 |
| 5 | -5,00 | 3,47 | 0,29 | -1,44 | -4,70 | 2,04 |
| | 7,88 | -9,45 | 1,94 | -3,09 | 9,83 | -12,54 |
| 6 | -8,10 | 6,09 | 1,91 | -3,06 | -6,19 | 3,02 |
| | 5,95 | -7,99 | 2,54 | -3,69 | 8,48 | -11,67 |

***Tab. 6.26 Bogen-Gelenkig-mit aufgesetztem Fachwerk: Spannungen zufolge Erdlast und Nutzllast***

## 6.4 Schlussfolgerungen

Nach den umfangreichen Untersuchengen, wurde gesehen, dass die ersten Betonierabschnitte maßgebend sind. Nachdem die Abschnitte 1,2,11 und 12 gleichzeitig betoniert wurden, entstanden Schnittgrößen, und damit auch Spannungen, die durch den weiteren Betoniervorgang nicht mehr ausgeglichen werden konnten. Daraus kann man schließen, dass das System am Anfang eine kleine Steifigkeit hat, und sehr empfindlich ist. Deshalb würde ein optimierter Betoniervorgang mit dünneren Schichten beginnen. Diese Schichten könnten im Laufe des Betonierens immer dicker werden, weil das System auch immer steifer wird, somit wird der wirtschaftliche Aspekt abgedeckt. Es sollte immer abwechselnd, ein Betonierabschnitt im oberen Bereich des Bogens, und ein Abschnitt im unteren Bereich des Bogens betoniert werden. Somit entstehen Momente mit verschiedenen Vorzeichen, die die auftretenden Spannungen neutralisieren. Außerdem wurde gezeigt, dass das unsymmetrische Betonieren zu unsymmetrischen Verformungen führt, die durch das weitere Betonieren nicht mehr neutralisiert werden können. Wie erwartet, war das eingespannte System resistenter auf Verformungen, als das gelenkig gelagerte System, deshalb sollte bei der Ausführung auch versucht werden, eine maximale Einspannung zu erreichen. Das System mit dem aufgesetzten Fachwerk ist steifer als das System ohne das aufgesetzte Fachwerk, deshalb wird empfohlen, dieses auch in der Praxis ein zu setzten. Bei der Analyse, sind auch die großen horizontalen Kräfte aufgefallen, diese sind geometriebedingt, sie entstehen durch den kleinen Stich. Die projizierte Länge des halben Bogens ist doppelt so groß wie der Stich, somit entstehen Horizontalkräfte, die in der gleichen Größenordnung sind, wie die vertikalen Kräfte. Weil unsere Geometrie, durch die Randbedingungen festgelegt ist, muss für die großen horizontalen Auflager eine Lösung gefunden werden. Es können entweder große Fundamente angefertigt werden, oder das System kann verankert werden. Weiter ist noch zu erwähnen, dass die Reduktion auf einen Bogen auf der sicheren Seite liegt, weil die Schale, wie im Kapitel 5 gezeigt wurde, deutlich kleinere Schnittgrößen aufwies.

# 7 Berechnung mit ATENA

## 7.1 Allgemeines

### 7.1.1 Beschreibung des Programms ATENA

Für die wirklichkeitsnahe Rechnersimulation von Stahlbetontragwerke wurde das Programm ATENA entwickelt, das auf der nichtlinearen Methode der finiten Elemente basiert. Es wird bei der Analyse von Tragwerken, Plattenstrukturen, Brückenbauten, Tunneln, Talsperren, Verbundstrukturen, für die Beurteilung von Verstärkungen, Befestigungselementen, konstruktiven Details, Strukturen von Faserbeton oder Holz usw. angewendet.

Das Programm ATENA besteht aus einem Berechnungskern, der für die nichtlineare numerische Analyse des Strukturmodells sorgt, und einer anwenderfreundlichen Schnittstelle, die eine effektive Kommunikation zwischen Programmkern und Benutzer gewährleistet.

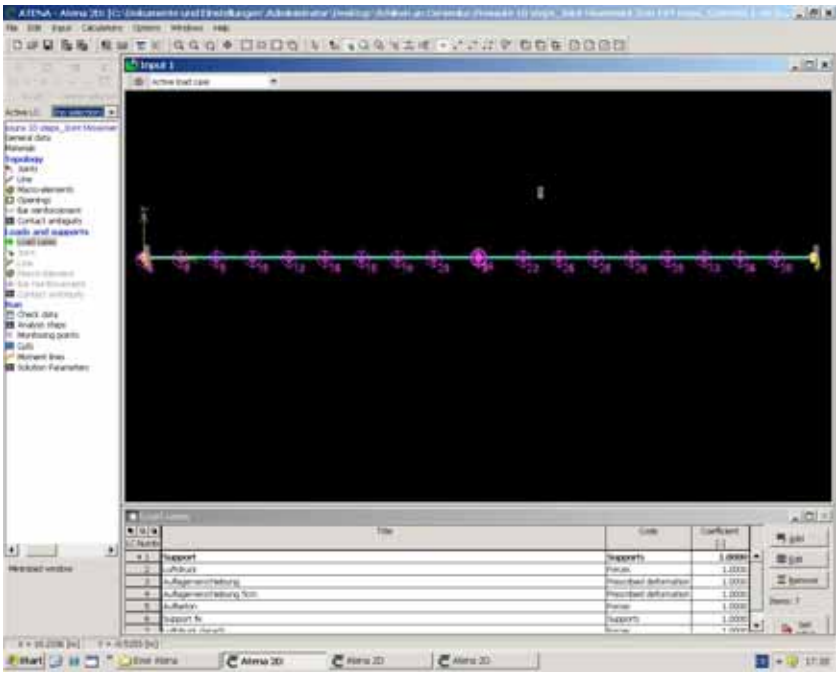


***Abb. 7.1 Benutzeroberfläche des Programms ATENA***

### 7.1.2 Grundlegende Eingaben im Programm ATENA

Um mit ATENA rechnen zu können, ist es notwendig bestimmte Voreinstellungen durchzuführen. Zu Beginn wurden die verwendeten Materialien definiert. Es wurde ein C50/60 definiert, wobei bei der Eingabe die mittlere Betondruckfestigkeit $f_{cm}$ verlangt wurde. Für die schlaffe Bewehrung wurde ein Bewehrungselement mit $f_{ym}$ = 594 N/mm$^2$ [1] erstellt. Zudem musste noch ein Bewehrungselement für die von uns eingelegten Spannkabel mit $f_y$ = 1728 N/mm$^2$ definiert werden.

Somit wurden die vier verschiedene Materialtypen definiert, welche im Laufe der Berechnung verwendet wurden.

Nach diesen grundlegenden Eingaben, folgte die Eingabe der Trägergeometrie. Diese wurde koordinativ ins Programm eingegeben. Schließlich mussten noch die einzelnen Teilflächen definiert, und mit den Materialparametern versehen werden, da zuvor nur einzelne Punkte und Linien vorhanden waren.

Anschließend mussten noch Belastung und Lagerbedingung festgelegt werden. Dies geschieht bei ATENA mittels Load Cases – zu Deutsch Lastfällen. Als erstes wurden die Lager definiert – links horizontal verschieblich und in der vertikalen Richtung gehalten, und rechts horizontal und vertikal gehalten. Das war der erste Load Case. Als zweiten Load Case wurde der Luftdruck definiert. Die Berechnung des Eingegebenen Luftdrucks wird in Kapitel 7.2 durchgeführt. Es wurde ein Luftdruck von $p_{maß}$ = 0,06 kN/m$^2$ in zehn Lastschritten aufgebracht. Deshalb musste $p_{maß}$ bei der Eingabe durch zehn dividiert werden. Der Luftdruck wurde als Gleichlast von unten wirkend angesetzt. Load Case Nummer drei ist die dem Luftdruck folgende Auflagerverschiebung. Die Verschiebung wurde als definierte Vorverformung mit 2cm Lastschritten eingegeben. Sie wirkt am linken Trägerende, von links nach rechts positiv. Diese wurde benötigt um den Bogen in die endgültige Form mit einer Höhe von 7,4 m zu bringen. Als vierten Load Case wurde der Aufbeton festgelegt. Die Ermittliung der Einwirkenden Last wird in Kapitel 7.2.4 vorgeführt. Dieser wurde als Auflast, global nach unten wirkend, mit q = 0,25 kN/m$^2$ eingegeben. Der Wert für q entspricht einer 1cm dicken Betonschicht. Eigentlich würden sich die Systemsteifigkeiten nach jeder Aufbetonschicht ändern, da der neue Beton die beim Aufstellvorgang entstanden Risse in der 12 cm dicken Schale verkittet

und mittragen würde. Diese Änderung des Systems ist aber mit ATENA nicht mitberücksichtigbar. Daher wurde von uns nur untersucht, wie sich der Bogen unter der durch den Aufbeton entstandenen Last verhalten wird. Es wurde ebenfalls das Verhaltens eines Bogens untersucht, welcher nicht von unten gestützt wir. Die Berechnung mit ATENA hat aber gezeigt, dass der Bogen unter der Auflast versagen würde. Im Normalfall befindet sich aber, dass für den Aufstellvorgang benötigte Luftkissen darunter. Deshalb wurde im Programm ATENA an der Trägerunterseite ein Luftdruck angeordnet der die Auflast kompensieren soll. Dieser Luftdruck ist als Load Case Nummer fünf bezeichnet. Die Ergebnisse die wir mit diesen Load Cases erhalten haben, werden dann im Kapitel 7.3 dargestellt und erläutert.

Als Bewehrung wurden 6∅8 in der unteren Lage, 7∅10 und 2 Spannlitzen mit $A_S$ = 300 mm$^2$ angeordnet. Unten und oben wurden je 3 cm Betondeckung gewählt. Der Querschnitt wird in Abbildung 7.2 dargestellt. Bei der schlaffen Bewehrung handelt es sich um einen Baustahl der Güte BSt 550, und bei den Spannlitzen um St1570/1770.

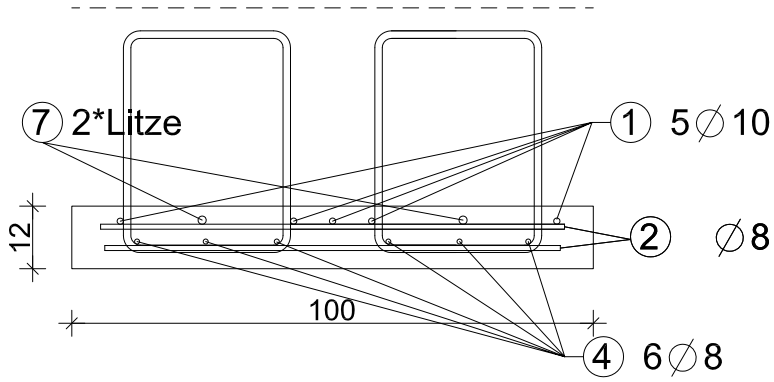



***Abb. 7.2 Lage der Bewehrung***

In Kapitel 5 hat sich gezeigt, dass die Ausführung mit Spannlitzen sinnvoller ist. Deshalb wurde der Bogen in ATENA mit oben genannter Bewehrung simuliert.

## 7.2 Berechnung der Vorwerte

### 7.2.1 Luftdruck

Für das Aufstellen der Betonschale wird ein Luftkissen benötigt. Um die Wirkung des Luftkissens in ATENA zu simulieren, wird eine Kraft – nach oben positiv wirkend – in der Höhe des Luftdrucks definiert.

Das Luftkissen wird als erstes dazu benötigt eine Vorverformung zu erzeugen.

Für das von uns gewählte Schalungssystem sind folgende Randbedingungen zur Ermittlung des Luftdrucks einzuhalten.

- Um eine Verwölbung des Trägers zu erreichen, ist es notwendig die Ränder zu beschweren. Die Verformung wird dann mittels Auflagerverschiebung – in Schritten von 1 cm in x-Richtung – bis zur benötigten Höhe von 7,4 m erzeugt.

Im Folgenden wird nun der erforderliche Luftdruck ermittelt um oben genannte Punkte erfüllen zu können. Der Luftdruck wird in [bar] bzw. [mbar] angegeben, hingegen werden Einwirkungen üblicherweise in $kN/m^2$ angeführt. Um diese Einheiten vergleichen zu können, ist es notwendig beide Werte in der gleichen Einheit zu haben. Es gilt

$$10 mbar = 1 kN / m^2 \qquad (7.1)$$

### 7.2.2 Erstrissbildung

Es wird hierbei von einem linear elastischen Materialverhalten ausgegangen. Für die Schale wird ein Beton C50/60 verwendet, welcher eine Zugfestigkeit von $f_{ctm}$ = 4,10 $N/mm^2$ aufweist.

Damit der Beton reißt, muss diese Zugfestigkeit überschritten werden.

Im Folgenden, bezeichnet $p_R$ den Überdruck nach der Kompensation des Eigengewichts.

Ist das einwirkende Moment auf das System bekannt, und es soll die Spannung ermittelt werden, gilt folgendes

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \qquad (7.2)$$

$\sigma$ ... entstehende Spannung
M ... einwirkendes Moment
b ... Querschnittsbreite
h ... Querschnittshöhe

Im Nachfolgenden wird die Formel (6.2) nach M aufgelöst. Somit errechnet sich das benötigte Moment um die Zugfestigkeit überwinden zu können.

$$M = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \sigma \qquad (7.3)$$

Der von uns untersuchte Bogen weist eine Breite von b = 1,00 m und eine Höhe von h = 0,12 m auf.

Die Spannung $\sigma$ wird mit der Zugfestigkeit $f_{ctm}$ = 4100 kN/m$^2$ gleichgesetzt.
Somit ergibt sich dass zu berechnende Moment zu

$$M = \frac{1{,}00 \cdot 0{,}12^2}{6} \cdot 4100 = 9{,}84 kNm \qquad (7.4)$$

Für uns ist jedoch die mit dem Moment verbundene Gleichlast $p_R$ von Interesse. Für einen Einfeldträger ergibt sich das maximale Moment wie folgt

$$M = \frac{p_R \cdot l^2}{8} \qquad (7.5)$$

l ... Länge des Bogens l = 36,91m

Löst man nun diese Gleichung nach $p_R$ auf und setzt die Werte für das Moment M und der Länge l ein, erhält man als Ergebnis

$$p_R = \frac{M \cdot 8}{l^2} = \frac{9{,}84 \cdot 8}{36{,}91^2} = 0{,}058 kN/m^2 \qquad (7.6)$$

$$p_R = 0{,}6 mbar \qquad (7.7)$$

### 7.2.3 Vorkrümmung [9]

Mittels Luftkissen wird über den Luftdruck eine bestimmte Vorverformung erzielt. Diese soll eine gleichmäßige Verkrümmung ermöglichen.

Außerdem wird zusätzlich noch eine 25cm große Durchbiegung gefordert. Diese ist neben der Belastung noch von der Form des Querschnitts und dem verwendeten Material abhängig.

Es gibt mehrere statische Verfahren um die Durchbiegung zu bestimmen. Eine davon ist das Kraftgrößenverfahren. Hierin wird das Material über den E-Modul berücksichtigt und der Querschnitt über das Trägheitsmoment I.

Bei einem Beton C50/60 beträgt der E-Modul $E_{cm}$ = 37000 N/mm$^2$.

Das Trägheitsmoment wiederum ist abhängig von der Breite b und der Höhe h des betrachteten Querschnitts.

Die Breite beträgt in unserem Fall b =1,00 m und die Höhe h =0,12 m. Somit ergibt sich das Trägheitsmoment zu

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,12^3}{12} = 1,44 \cdot 10^{-4}\, m^4 \quad (7.8)$$

Ausgewertete Formeln für statische Systeme mit variabler Belastung, auf dem Kraftgrößenverfahren aufbauend sind bereits vorhanden.

Für einen Einfeldträger unter Gleichlast lautet die Formel für die Durchbiegung

$$w = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (7.9)$$

Wird diese Gleichung nach p aufgelöst erhält man

$$p = \frac{w \cdot 384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot l^4} \quad (7.10)$$

Hierin bedeutet

w ... Durchbiegung
l ... Länge des Trägers
E ... Elastizitätsmodul des Materials
I ... Trägheitsmoment des Querschnitts

In unserem Fall wird w = 25 cm, l = 36,91 m als auch die für E und I berechneten Werte eingesetzt. Somit ergibt sich der Luftdruck zu

$$p_V = \frac{0{,}25 \cdot 384 \cdot 37000000 \cdot 1{,}44E-4}{5 \cdot 36{,}91^4} = 0{,}055 kN/m^2 \quad (7.11)$$

$$p_V = 0{,}6 mbar \quad (7.12)$$

Der größere der beiden errechneten Luftdrücke, von $p_R$ und $p_V$ ist maßgebend. Daher wird bei uns zum Vorkrümmen ein Luftdruck von $p_{maß}$ = 0,06 kN/m$^2$ angenommen.

Dieser Luftdruck wurde von uns in 10 load-steps aufgetragen, um die benötigte Vorverformung zu simulieren. Nach dem 10ten load step reißt dann der Beton.

### 7.2.4 Kompensation des Aufbetons

Um dem Versagen während des Aufbetonierens entgegenzuwirken, wird das Luftkissen als Unterstützung herangezogen. Der dazu benötigte Luftdruck muss äquivalent der Last des aufzubringenden Beton sein.

In unserem Fall belasten wir den aufgestellten Bogen in ATENA mit 1cm starken Aufbetonschichten, welche je eine Last von

$$q = \gamma_{Beton} \cdot h_{Schicht} = 25 kN/m^3 \cdot 0{,}01 m = 0{,}25 kN/m^2 \quad (7.13)$$

aufweist. Dieser Last soll nun der Luftdruck entgegen wirken. Der Luftdruck wird wie in Abbildung 5.7 dargestellt, von unten auf den Bogen wirkend angesetzt. Er hat die Größe $p_{Luft} = q = 0{,}25 kN/m^2$.

## 7.3 Bogentragwerk – Aufstellvorgang mittels ATENA

In ATENA wurde von uns der Aufstellvorgang der Wildbrücke untersucht. Vereinfacht wurde ein Bogen mit 1m Breite berechnet. Anschließend sollte der aufgestellte Bogen mit Aufbetonschichten belastet werden. Es soll damit gezeigt werden wie sich der Bogen beim Aufstellen verhält und ob er im aufgestellten Zustand noch belastet werden kann. Zum Anderen, soll vor allem die Geometrie nach dem Aufstellvorgang untersucht werden, da Bögen sehr sensibel auf Abweichungen von der ideellen Bogenform reagieren.

Zu Beginn wurde von uns im Programm ATENA ein Betonstreifen mit einer Länge von l = 36,91m eingegeben, und die Lagerbedingungen, links verschieblich und rechts gehalten, eingestellt – siehe Abbildung 7.3.

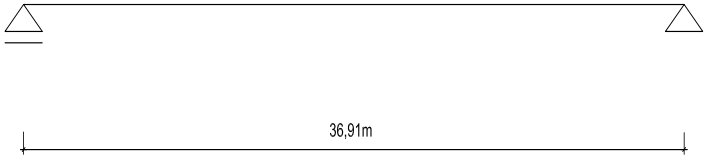



***Abb. 7.3 Tragwerk vor dem Vorkrümmen***

Anschließend musste der geraden Träger vorgekrümmt werden. Dies geschah mit Luftdruck, von unten auf den Träger wirkend – siehe Abbildung 7.4. Die Größe des benötigten Luftdrucks wird in Kapitel 7.2 berechnet.

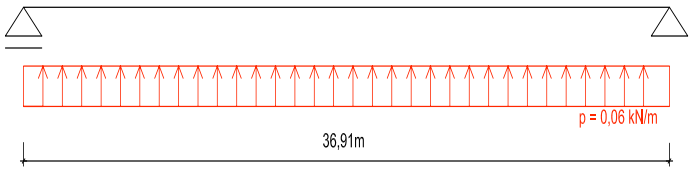



***Abb. 7.4 Tragwerk mit Luftdruck von unten***

Bei der Berechnung wurde das Eigengewicht des Betontragwerks nicht mitberücksichtigt. Daher musste nicht zusätzlich ein Luftdruck von unten angesetzt werden der dieses kompensiert. Mit einem Luftdruck von $p_{maß}$ = 0,06 kN/m$^2$ wurde von uns eine Vorverfomrung von 29 cm erreicht. Der Luftdruck wurde in 10 Schritten, mit jeweils einem Zehntel von $p_{maß}$ aufgetragen. Dies geschah deshalb um abschnittsweise kontrollieren zu können ab wann nun der Beton reißen würde.

Im Kapitel 7.2 wurde von uns eine Durchbiegung von 25 cm gefordert. Ist diese Durchbiegung erreicht, reißt der Beton, geht also in Zustand II über.

Der Aufstellvorgang wird wie in Kapitel 3 beschrieben, hier vereinfacht wiedergegeben:

Um den Bogen in seine endgültige Form zu bringen ist es notwendige die nötige Verformung mittels Auflagerverschiebung sicherzustellen – siehe Abbildung 7.5. Wie sich gezeigt hat werden 187 Lastschritte zu je 2cm benötigt. Damit wird das linke Auflager um 3,75m verschoben, um mit dem Bogen eine Höhe von 7,40m zu erreichen. Dies deckt sich jedoch nicht mehr mit der idealen Geometrie eines Boges.

***Abb. 7.5 Tragwerk nach dem Vorkrümmen mit angesetzter Auflagerverschiebung***

Der so erhaltene Bogen wird in Abbildung 7.6 farblich dargestellt.

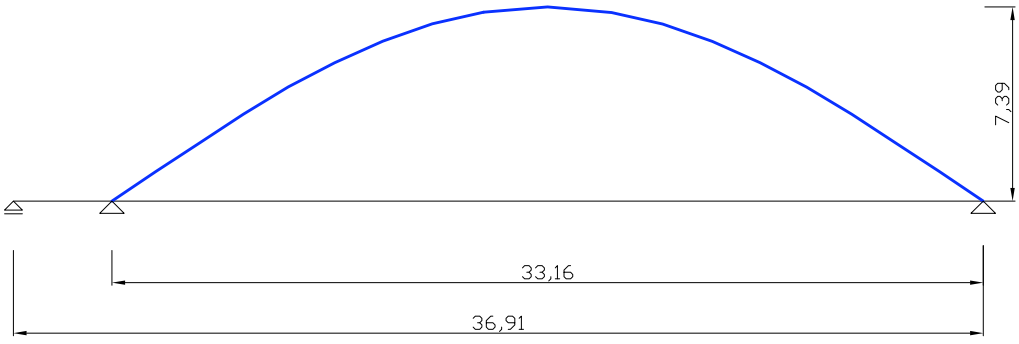



***Abb. 7.6 Bogen nach dem Aufstellvorgang***

Ergänzend zur Abbildung 7.6, werden in Abbildung 7.6a bis 7.6b der Aufstellvorgang genauer dargestellt. In Abbildung 7.6c wird die erreichte Krümmung angeführt.

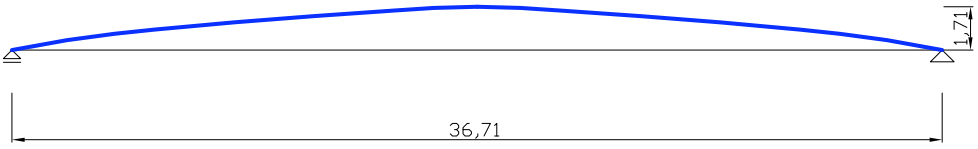



***Abb. 7.6a Aufstellvorgang nach 20 cm Auflagerverschiebung***

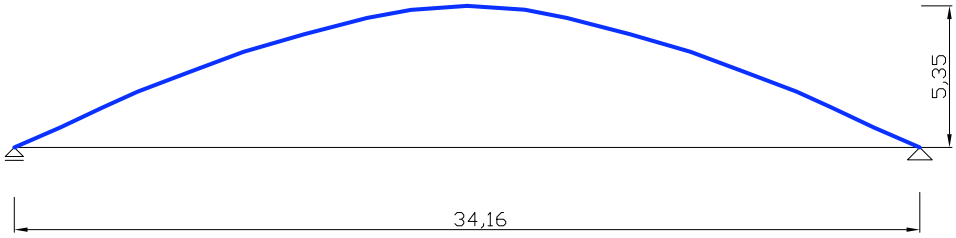



***Abb. 7.6b Aufstellvorgang nach 174 cm Auflagerverschiebung***

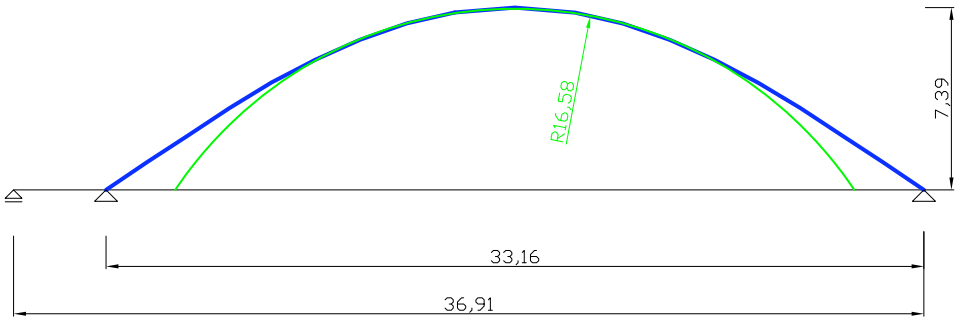



***Abb. 7.6c Erreichte Krümmung nach dem Aufstellvorgang***

Mittels der ATENA Berechung hat sich ein Krümmungsradius von 16,58m ergeben. Im Vergleich dazu, wurden mit einem 15,00m langen und 0,64m breiten Bogen, ein Krümmungsradius von 16,00m erreicht [2].

Nun war noch das Verhalten des Bogens unter Last von Interesse – siehe Abbildung 7.7. Es sollte erstens, beobachtet werden wie sich das Tragwerk verhält wenn es von oben belastet wird. Wie in Abbildung 7.6 ersichtlich, weicht der Bogen von der ideellen Geometrie deutlich ab, und Bögen sehr sensibel auf Formänderungen reagieren. Zweitens, nachdem mit ATENA gezeigt wurde, dass ein Bogen der von unten nicht mittels Luftkissen gestützt wird versagt, eine Variante mit Luftdruck von unten – dargestellt in Abbildung 7.8. Der Luftdruck soll die von oben wirkende Last kompensieren, daher wird der Luftdruck schrittweise und gleichzeitig mit der Belastung erhöht.Die Ermittlung des hierfür benötigten Luftdrucks ist in Kapitel 7.2 beschrieben.

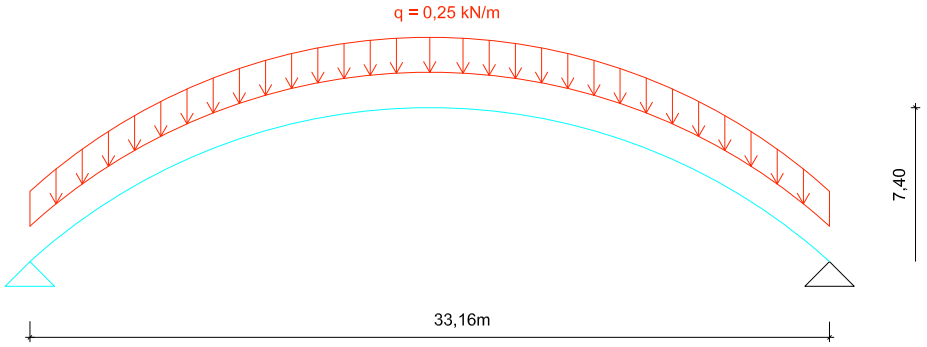



***Abb. 7.7 Bogen mit Aufbeton***

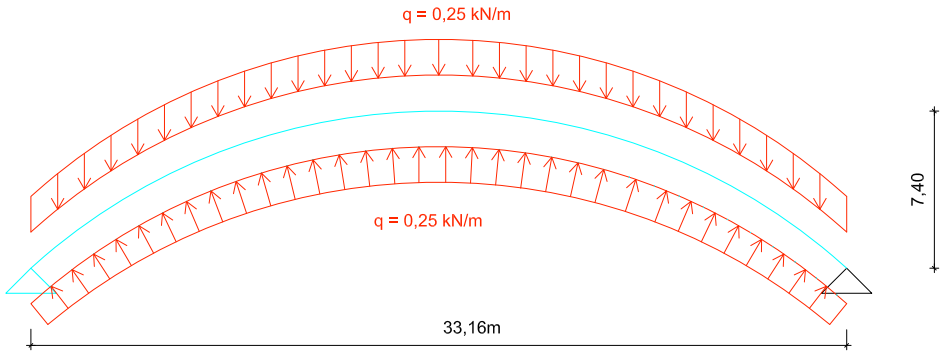



***Abb. 7.8 Bogen mit Aufbeton und von unten mit Luftdruck gestützt***

## 7.4 Auswertung der Ergebnisse von ATENA

Die Auswertung der Ergebnisse konnte erst nach dem 235ten Lastschritt vorgenommen werden, dies entspricht einer Auflagerverschiebung von 3,75m. Es ist notwendig gewesen, alles durchrechnen zu lassen, jedoch kann jeder berechnete Lastschritt einzeln betrachtet werden. Der Aufstellvorgang war nach einer Auflagerverschiebung von 3,75m, und einem erreichten Stich von 7,44m abgeschlossen (197 step – siehe Abbildung 7.10). Die restlichen 38 Rechenschritte dienten der Simulation des Aufbetons. Die hier angeführten Ergebnisse beziehen sich auf den den fertigen Bogen samt Aufbeton.

In Abbildung 7.9 wird übersichtshalber der Bogen dargestellt. Die für die Auswertung herangezogenen Bereiche sind in Abbildung 7.9 eingekreist. Die Bogenmitte wurde gewählt, da hier die größten Spannungen und Krümmungen zu erwarten sind. Representativ werden auch die Ergebnisse für den Seitenteilangeführt. In diesen Ausschnitten werden jeweils die vorhandene Spannung im Stahl und im Betonquerschnitt, sowie die Dehnungen im Beton und die Rissweiten untersucht.

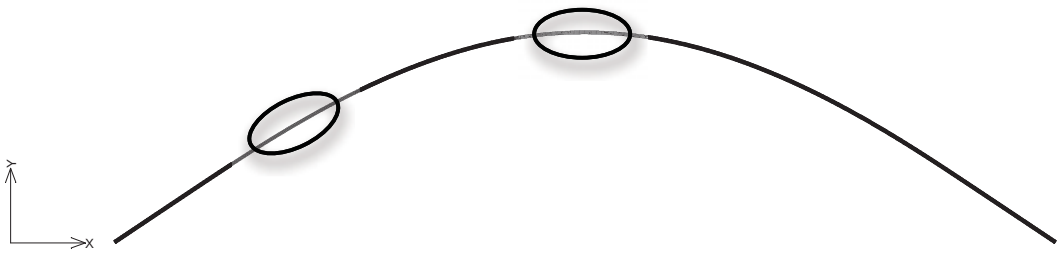



***Abb. 7.9 Bogen mit zu untersuchenden Bereichen***

Abbildung 7.10 zeigt das zum Aufstellvorgang zugehörige Last-Verschiebungsdiagramm. In dem Diagramm wird gezeigt, dass nach dem zehnten load step, der Beton schon gerissen ist. Die restlichen Verschiebungen, ab dem zehnten load step wurden mittels 2cm Auflagerverschiebung durchgeführt.

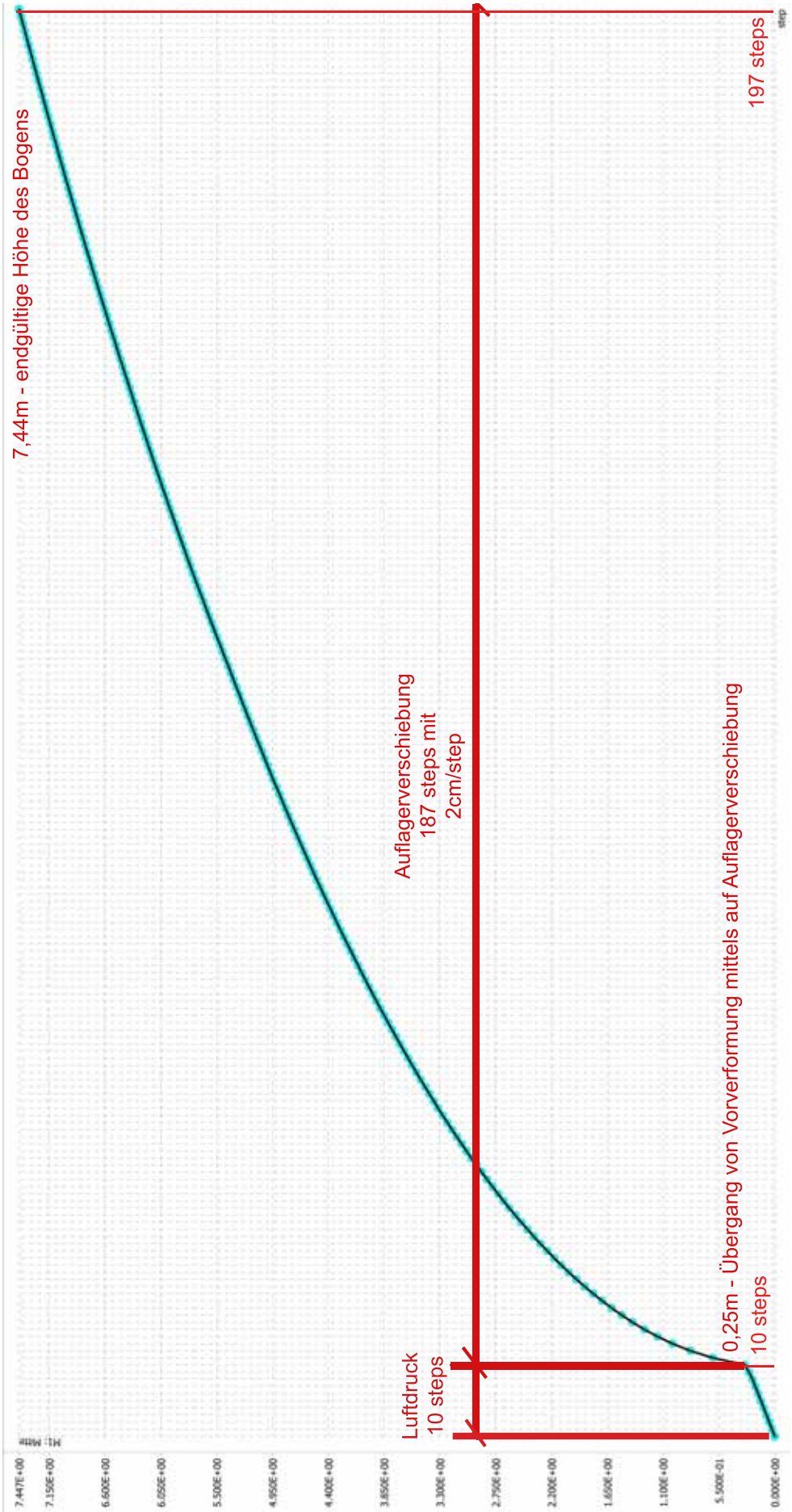



*Abb. 7.10 Step-Verformungs-Diagramm*

Zuerst wird die Stelle oben in der Mitte des Bogens betrachtet. Hier liegen die maßgebenden Werte der Spannungen und Dehnungen, wie auch die größten Rissweiten. Abbildung 7.11 zeigt die Spannung im Stahl. Wie hier zu sehen ist wird die untere Bewehrungslage – 6∅8 – kaum ausgelastet. Genauso haben in der oberen Lage, die Spannlitzen noch Reserven über. Lediglich die schlaffe Bewehrung in der oberen Lage, es handelt sich dabei um die 5∅10 fließen bereits. Die obere Lage kommt ab einer Auflagerverschiebung von 1,98m ins Fließen. Die Spannung in der Bewehrung bei einer Auflagerverschiebung von 1,98m wird in Abbildung 7.12 dargestellt.

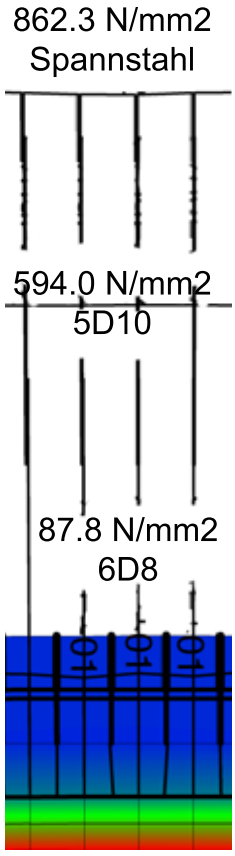



***Abb. 7.11 Spanungen im Bewehrungsstahl: Mitte***

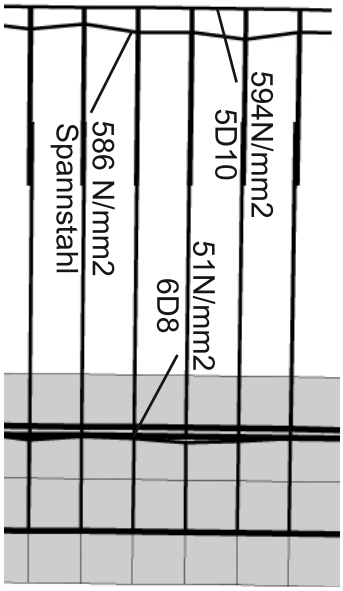



***Abb. 7.12 Spannungen im Bewehrungsstahl: Mitte, load step 110***

In Abbildung 7.13 werden die Spannungen und in Abbildung 6.11 die Stauchungen des Betons dargestellt. Wie auf den Bildern zu sehen ist befindet sich der Beton im Zustand II. Die jeweiligen Zahlenwerte sind den Tabellen 7.1 und 7.2 zu entnehmen, in denen die Spannungen bzw. Dehnungen farblich dargestellt werden.

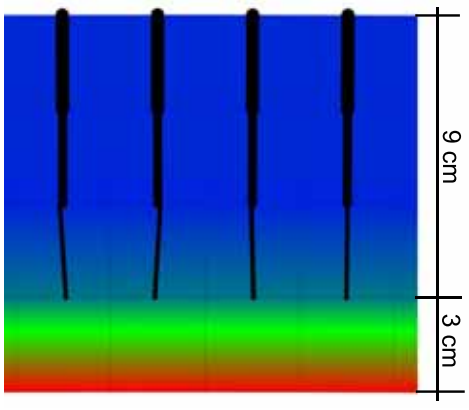



***Abb. 7.13 Spanngen im Beton***

***Tab. 7.1 Farbskala [N/mm$^2$] zu Abb. 7.14***

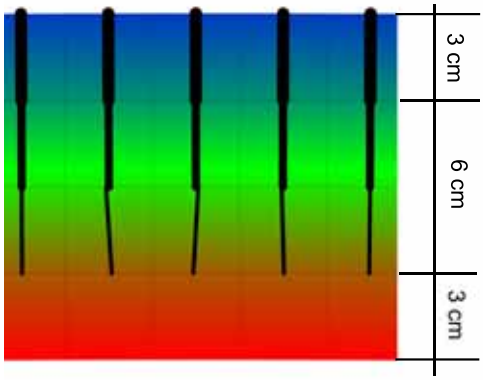



*Abb. 7.14 Stauchungen im Beton*

*Tab. 7.2 Farbskala zu Abb. 7.15*

In Abbildung 7.13 ist zu erkennen, dass der Beton in der Druckzone noch Reserven hat. Es treten dort Spannungen in der Höhe von -23,44N/mm$^2$ auf. Das bedeutet, dass der gewählte Beton C50/60 noch 53% Reserve hat, da seine charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck}$=50N/mm$^2$ beträgt. In der Zugzone ist der Beton gerissen.

Weiters waren noch die Rissweiten von Interesse. Diese werden in Abbildung 7.15 mit den zugehörigen Werten dargestellt. Ebenso wird die Normalspannung [N/mm$^2$] mit *n* [mm] bezeichnet, und die Schubspannung *t* [N/mm$^2$] dargestellt. Abbildung 7.16 zeigt die Risse, die beim Versuchsbogen aufgetreten sind.

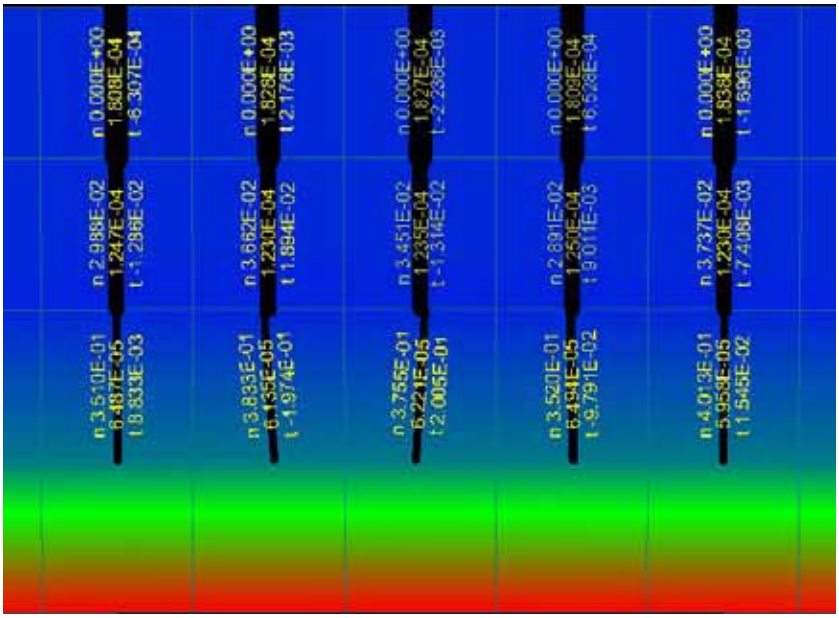


*Abb. 7.15 Rissweiten im Beton*

| | 2,00 m | 2,00 m | 1,50 m | 1,50 m | 1,00 m | 1,50 m | 1,50 m | 2,00 m | 2,00 m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Durchschnittliche Rissbreite | - | 0,10 mm | 0,20 mm | 0,27 mm | 0,23 mm | 0,23 mm | 0,20 mm | 0,10 mm | - |
| Durchschnittlicher Rissabstand | - | 11,0 cm | 8,7 cm | 7,2 cm | 7,1 cm | 7,2 cm | 7,4 cm | 11,0 cm | - |

a)

b)

***Abb. 7.16 a) Rissverteilung***

***b) Rissweiten beim Versuchsbogen [2]***

Die Rissbreiten waren beim Versuchsbogen aus Abbildung 7.16 größer, als jene, die mittels ATENA ermittelt wurden. In ATENA sind die größten Risse, in Bogenmitte, mit einer Weite von 0,18mm. Beim Versuchsbogen wurden Rissbreiten von 0,23mm bis 0,27mm gemessen. Vergleicht man jedoch die Rissabstände, so erkennt man, dass diese im Versuchsbogen viel größer sind, als in der ATENA Simulation. Das erklärt auch, warum die Rissbreiten beim Versuchsbogen größer, als beim ATENA Bogen sind.

Im Nachfolgenden werden die vorhandene Spannung im Stahl und im Betonquerschnitt, sowie die Dehnungen im Beton und die Rissweiten für den seitlich eingekreisten Bereich, in Abbildung 7.9 dargestellt, untersucht.

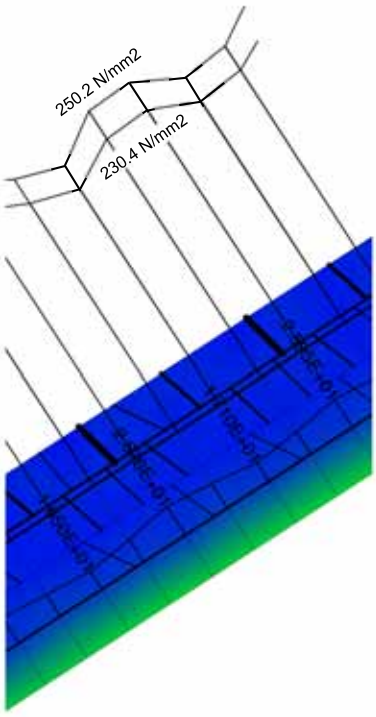



***Abb. 7.17 Spannungen im Bewehrungsstahl: seitlich links***

In Abbildung 7.18 werden die Spannungen und in Abbildung 7.19 die Stauchungen des Betons dargestellt. Wie auf den Bildern zu sehen ist befindet sich der Beton im Zustand II. Die jeweiligen Zahlenwerte sind den Tabellen 7.3 und 7.4 zu entnehmen, in denen die Spannungen bzw. Dehnungen farblich dargestellt werden.

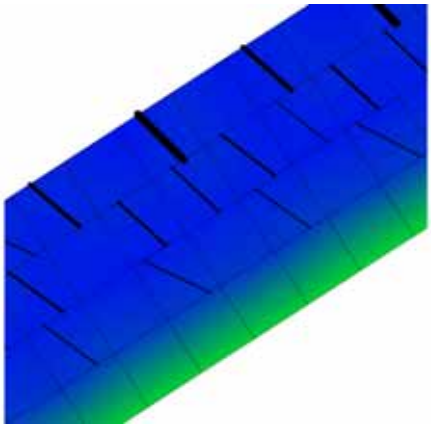


***Abb. 7.18 Spannungen im Beton***

***Tab. 7.3 Farbskala [N/mm$^2$] zu Abb. 7.18***

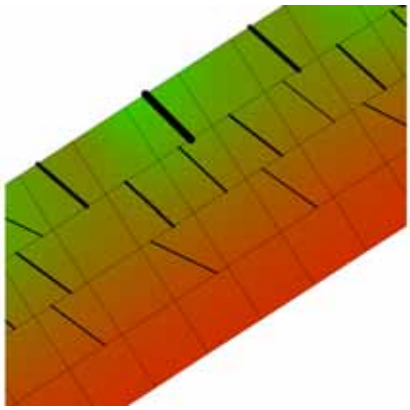
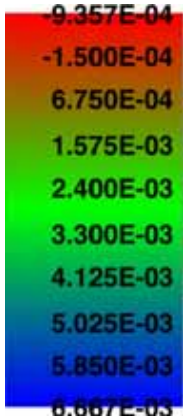


*Abb. 7.19 Stauchungen im Beton*




*Tab. 7.4 Farbskala zu Abb. 7.20*

Weiters waren noch die Rissweiten von Interesse. Diese werden in Abbildung 7.20 mit den zugehörigen Werten dargestellt. Ebenso wird die Normalspannung [N/mm$^2$] mit *n* [mm] bezeichnet, und die Schubspannung *t* [N/mm$^2$] dargestellt.

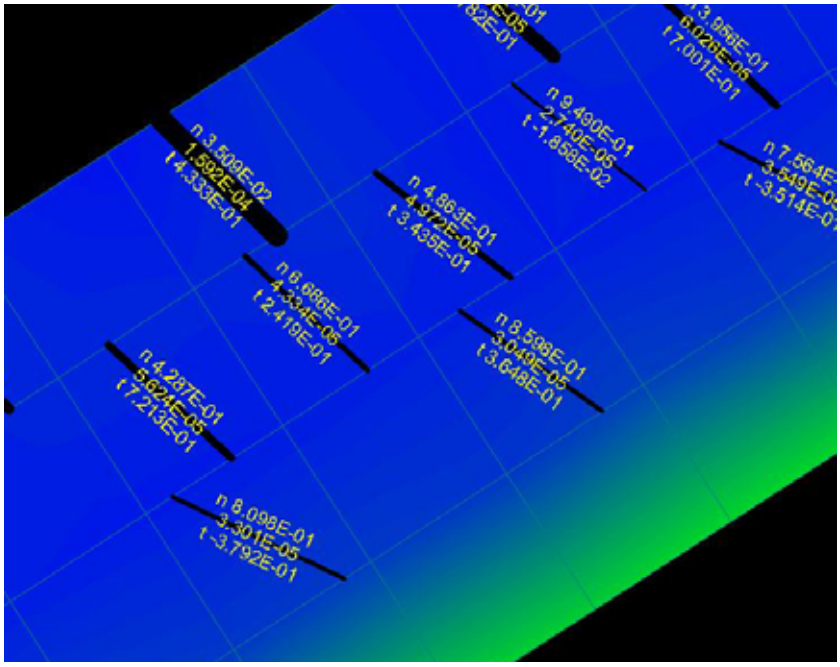



*Abb. 7.20 Rissweiten im Beton*

In Abbildung 7.18 erkennt man, dass der Beton nur Druckspannungen in der Höhe von -9,25N/mm$^2$ aufnehmen muss. Das bedeutet, dass der verwendete Beton, ein C50/60, noch 81% Reserven hat.

Im Vergleich zu Abbildung 7.13 treten an den Bogenseiten, aufgrund geringerer Krümmungen, kleinere Spannungen als in Bogenmitte auf.

### 7.4.1 Auflagerverschiebung bis zum Bruch

Mittels dem Programm ATENA wurde simuliert, um wie viele cm man das linke Auflager verschieben kann, bis der Bogen zu Bruch geht. Abbildung 7.21b zeigt das Step-Verformungs-Diagramm dazu. Es gelten die selben Aussagen, die zuvor bei Abbildung 7.10 getroffen wurden. Der zweite Sprung im Last-Verschiebungs-Diagramm rührt daher, dass ab dem 197ten load step, also nachdem der Bogen in die gewünschte Form gebracht wurde, mit einer Auflagerverschiebung von 5cm/loadstep weitersimuliert wurde. Bis zum Bruch wurde mittels Auflagerverschiebung eine Höhe von 10,1m erreicht. Diese Höhe wird nach dem 277ten load step erreicht. Das linke Auflager kann also insgesamt vom Beginn des Aufstellvorgangs, um 7,75m verschoben werden, bis der Bogen zu Bruch geht. In Abbildung 7.21a wird die erreichte Krümmung beim Bruch dargestellt. Im Versuchsbogen wurde eine Krümmung von 12,9m erreicht. Im ATENA Bogen hingegen ein Krümmungsradius von 8,23m erhalten.

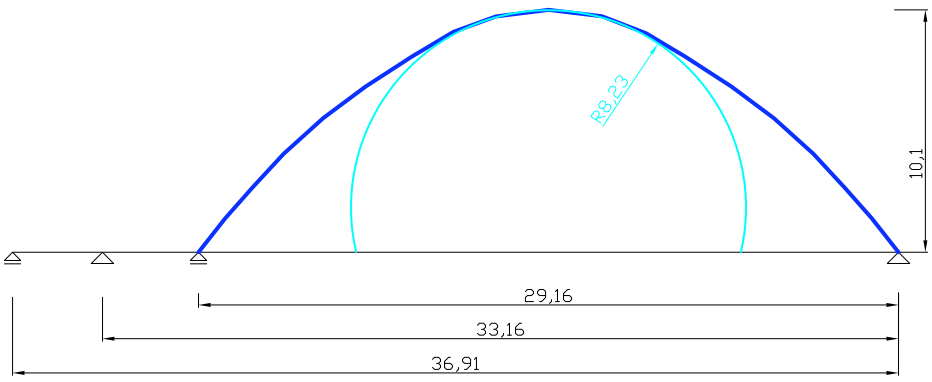



***Abb. 7.21a Erreichte Krümmung nach dem Aufstellvorgang***

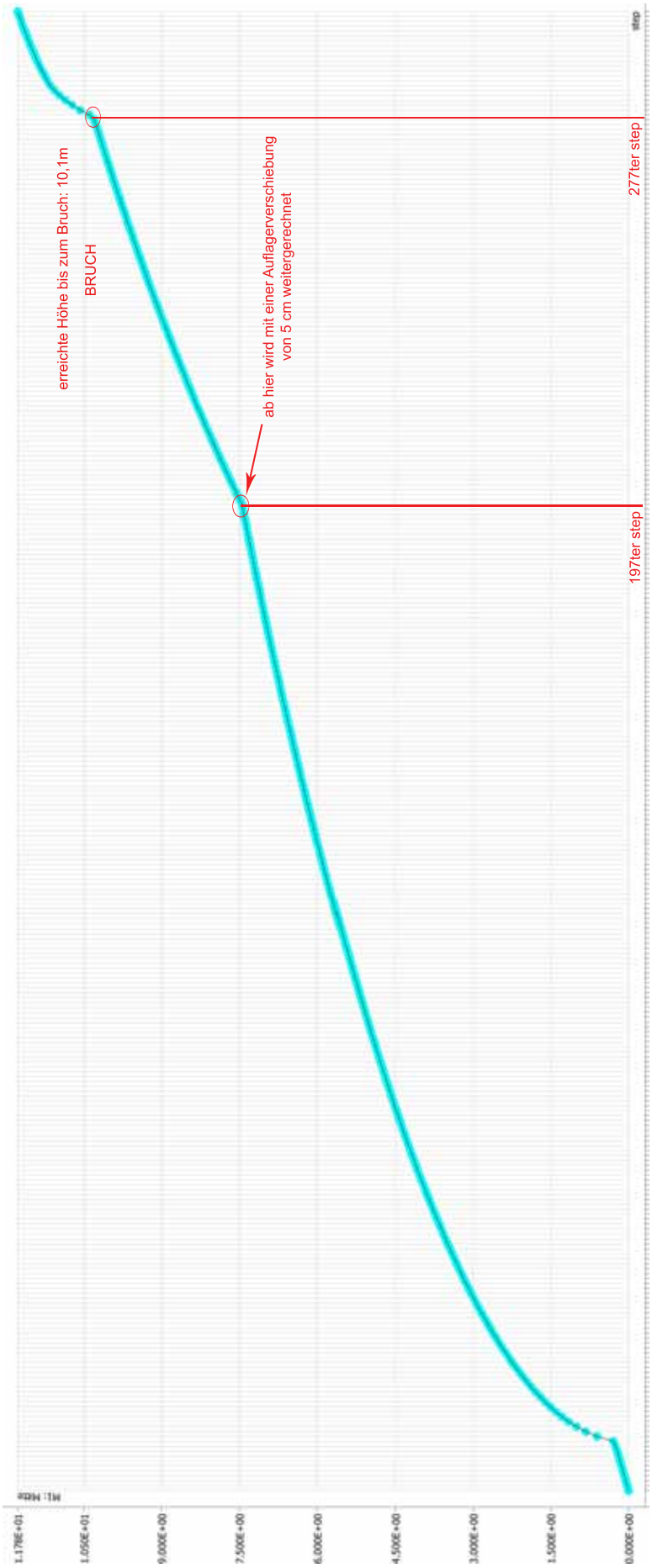



***Abb. 7.21b Step-Verformungs-Diagramm bis zum Bruch***

## 7.5 Berechnung des Endzustandes

Der Aufstellvorgang wurde mittels ATENA simuliert. Nach dem Aufstellen waren neue Koordinaten bekannt, die von der ideellen Bogenform abweichen. Diese neuen Koordinaten werden vorweg genommen, und für die Berechnung des Endzustandes verwendet. Mit den Koordinaten aus ATENA wurde ein neues System generiert und der Endzustand berechnet. Die Belastungssituation wird in Abbildung 6.77 dargestellt.

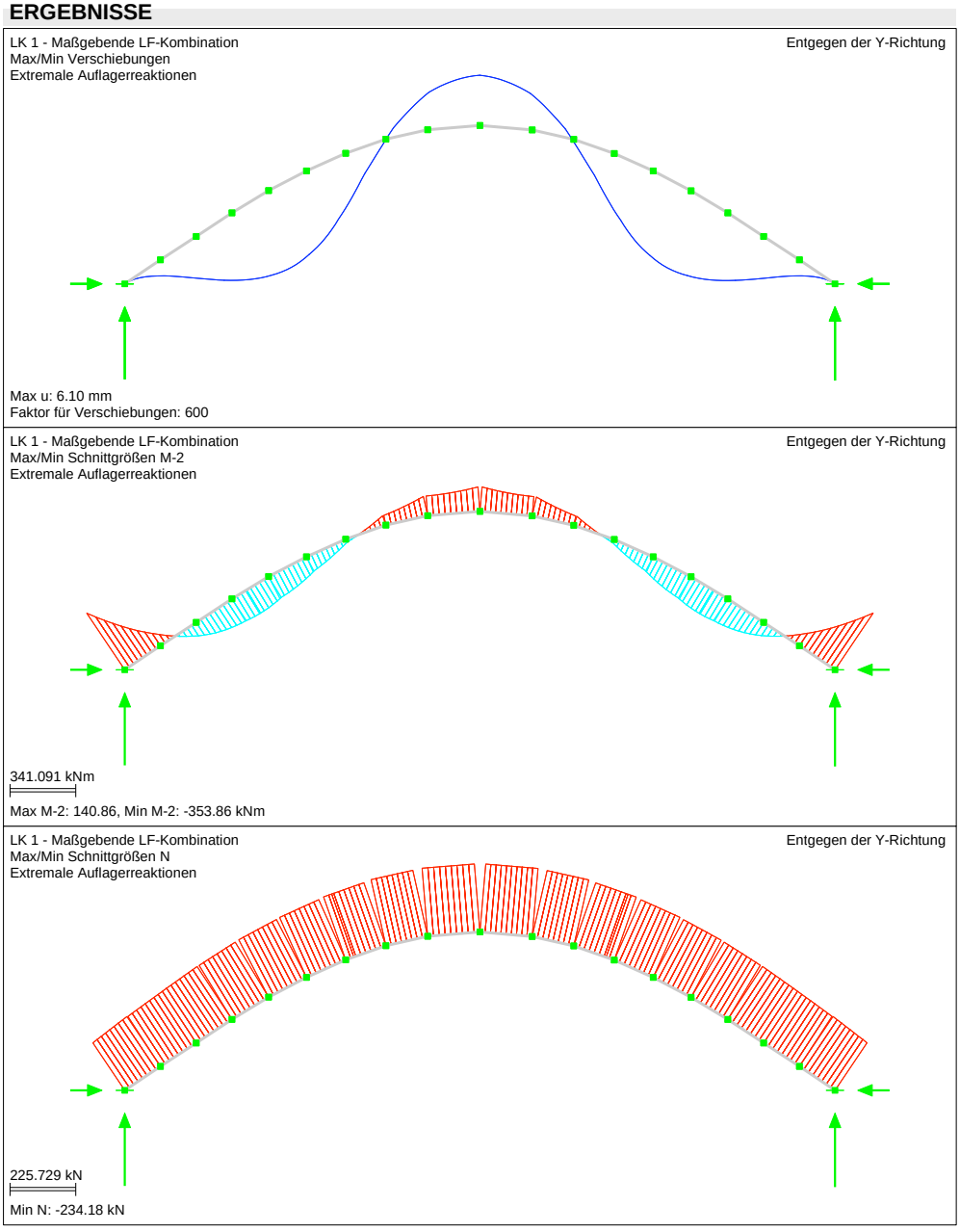



***Abb. 7.22 Bogen-Eingespannt-mit Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast aus ATENA***

$$\sigma_{oben} = -\frac{N}{A} - \frac{M}{W} = -\frac{225,73}{0,5} - \frac{-353,86}{\frac{1 \cdot 0,5^2}{6}} = 8041,18 kN/m^2 = 8,04 N/mm^2 \quad (7.14)$$

$$\sigma_{unten} = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = -\frac{225,73}{0,5} + \frac{-353,86}{\frac{1 \cdot 0,5^2}{6}} = -8944,09 kN/m^2 = -8,94 N/mm^2 \quad (7.15)$$

Wir sehen, dass die zulässigen Betonzugspannungen nicht eingehalten werden, weil 8,04 N/mm$^2$ > $f_{ctm}$ = 4,1 N/mm$^2$.

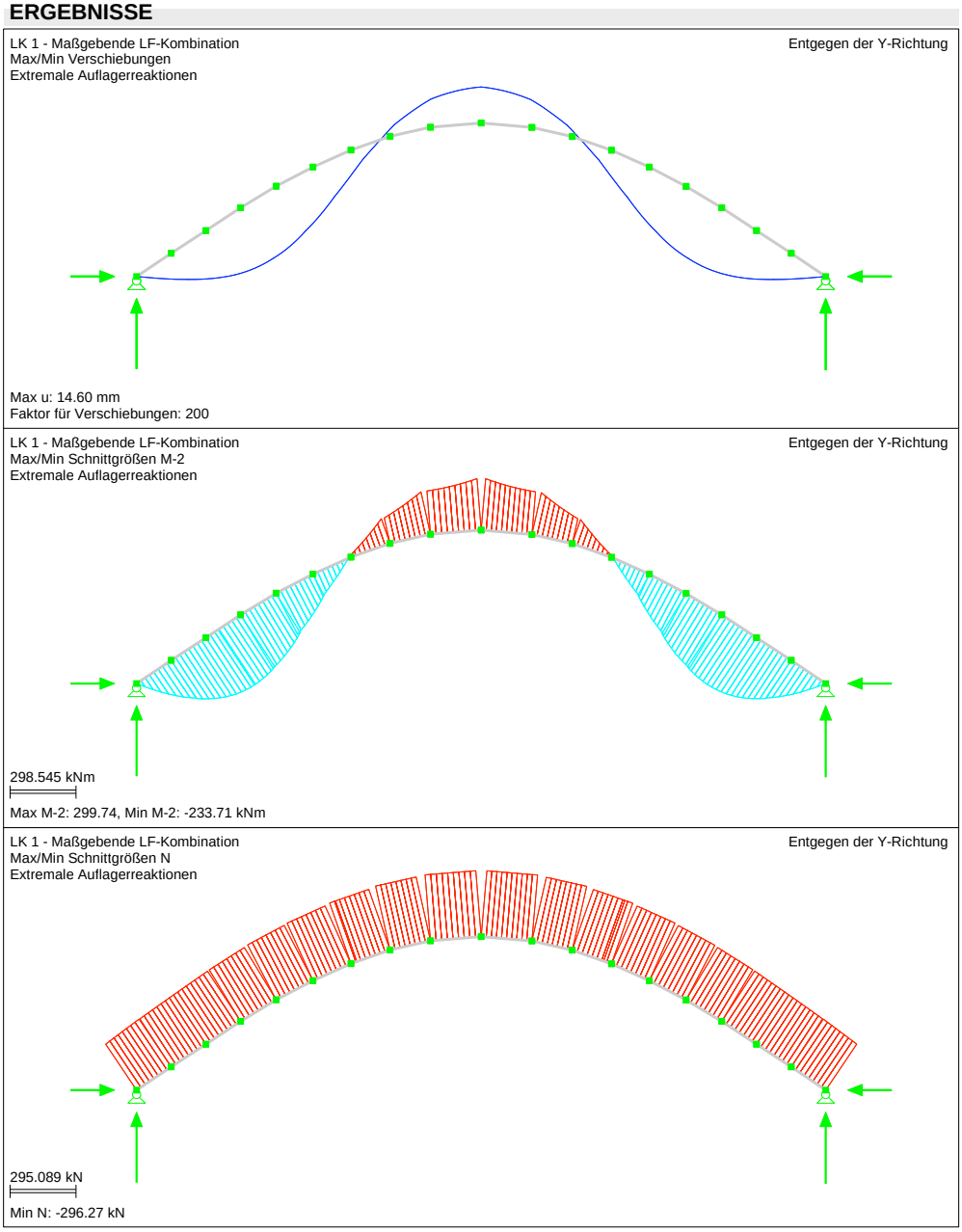



***Abb. 7.23 Bogen-Gelenkig-mit Fachwerk:a)Verformung; b)Momentenlinie; c)Normalkraft, Erdlast und Nutzlast aus ATENA***

$$\sigma_{oben} = -\frac{N}{A} - \frac{M}{W} = -\frac{295,10}{0,5} - \frac{299,74}{\frac{1 \cdot 0,5^2}{6}} = -7783,96 kN/m^2 = -7,78 N/mm^2 \quad (7.16)$$

$$\sigma_{unten} = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = -\frac{295,10}{0,5} + \frac{299,74}{\frac{1 \cdot 0,5^2}{6}} = 6603,56 kN/m^2 = 6,60 N/mm^2 \quad (7.17)$$

Aus der Berechnung sehen wir, dass der Beton reißt

Vergleicht man den Bogen, der nach dem Betonieren entstand, mit dem Bogen, dessen Aufstellvorgang mittels ATENA simuliert wurde, so ist ein eindeutiger Unterschied bei den Schnittgrößen zu erkennen. Der Unterschied kommt allein durch die Geometrie zustande. Der Bogen aus ATENA weicht von einem idealisierten Bogen ab, und hat somit ein anderes Tragverhalten, als ein ideeller Bogen. Dieser Bogen ist auch nicht symmetrisch. Die Schnittgrößen verteilen sich ganz anders, und man kann die Aussage treffen, dass die Form des Bogens, einen großen Einfluss auf den Schnittgroßenverlauf hat. Möglicher Lösungsansatz für dieses Problem wäre es, vor dem Aufstellen des Bogens, Sollbruchstellen ein zu fräsen. Mit dieser Maßnahme könnte eine bessere Form im aufgestellten Zustand erzielt werden.

## 7.6 Schlussfolgerungen zu Kapitel 7

Im vorangegangen Kapitel, wurde der Aufstellvorgang mit dem Programm ATENA untersucht. Durch die Simulation wurden die Steifigkeiten, welche sich während des Aufstellvorgangs angenommen werden, automatisch generiert. Dies ist eine Verbesserung im Vergleich zu den gemittelten Werten aus Kapitel 6.

Doch ist es nun von entscheidender Bedeutung, ob das Lichtraumprofil für den Gleisbetrieb untergebracht werden kann. Abbildung 7.24 gibt Aufschluss darüber. Hierin wird gezeigt, dass das Lichtraumprofil ohne Probleme Platz findet unterhalb des Bogens.

In Abbildung 7.25 wird zum Abschluss, die mit ATENA ermittelte Bogengeometrie mit der ideellen Bogenform verglichen. Es ist deutlich zu erkennen, dass der ATENA Bogen im Seitenbereich deutlich von der ideellen Geometrie abweicht. Aus dieser Tatsache, resultieren auch die größeren Schnittkräfte beim ATENA Bogen. Die Erhaltenen Momente beim ATENA Bogen sind daher um einen Faktor 2 größer, als die Momente, die mittels der ideellen Bogenform erhalten wurden. Im konkreten Fall wurden beim ATENA Bogen, im eingespannten Fall beträgt das Einspannmoment -353,86kNm. Beim Bogen mit ideeller Geometrie beträgt das Moment hier nur -215,74kNm. Im Falle einer gelenkigen Lagerung wäre das maximale Moment, welches beim ATENA Bogen auftritt, 299,74kNm. Dieser Wert wird dem aus der ideellen Bogenform erhaltenen 151,90kNm gegenübergestellt. Das zeigt, wie groß der Einfluss der Bogengeometrie auf die Schnittgrößen ist. Alle Werte der Schnittgrößen, für die ideelle Bogenform sind aus dem Kapitel 6 entnommen. Um die Unterschiede bei den Schnittgrößen zu verdeutlichen, wurden die Schnittgrößenverläufe des ATENA Bogens und der ideellen Bogenform in Abbildung 7.26 gegenübergestellt. Dies wurde repräsentativ für den gelenkig gelagerten Fall dargestellt.

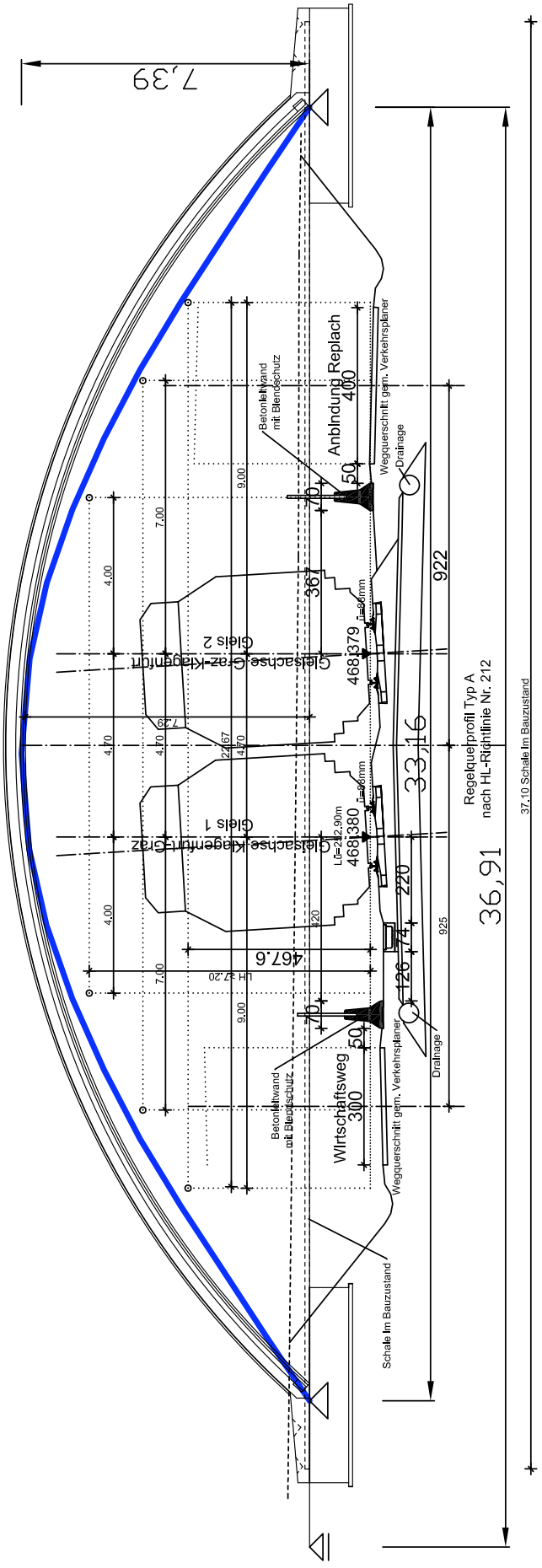



***Abb. 7.24Lichtraumprofil unterhalb des ATENA Bogens***

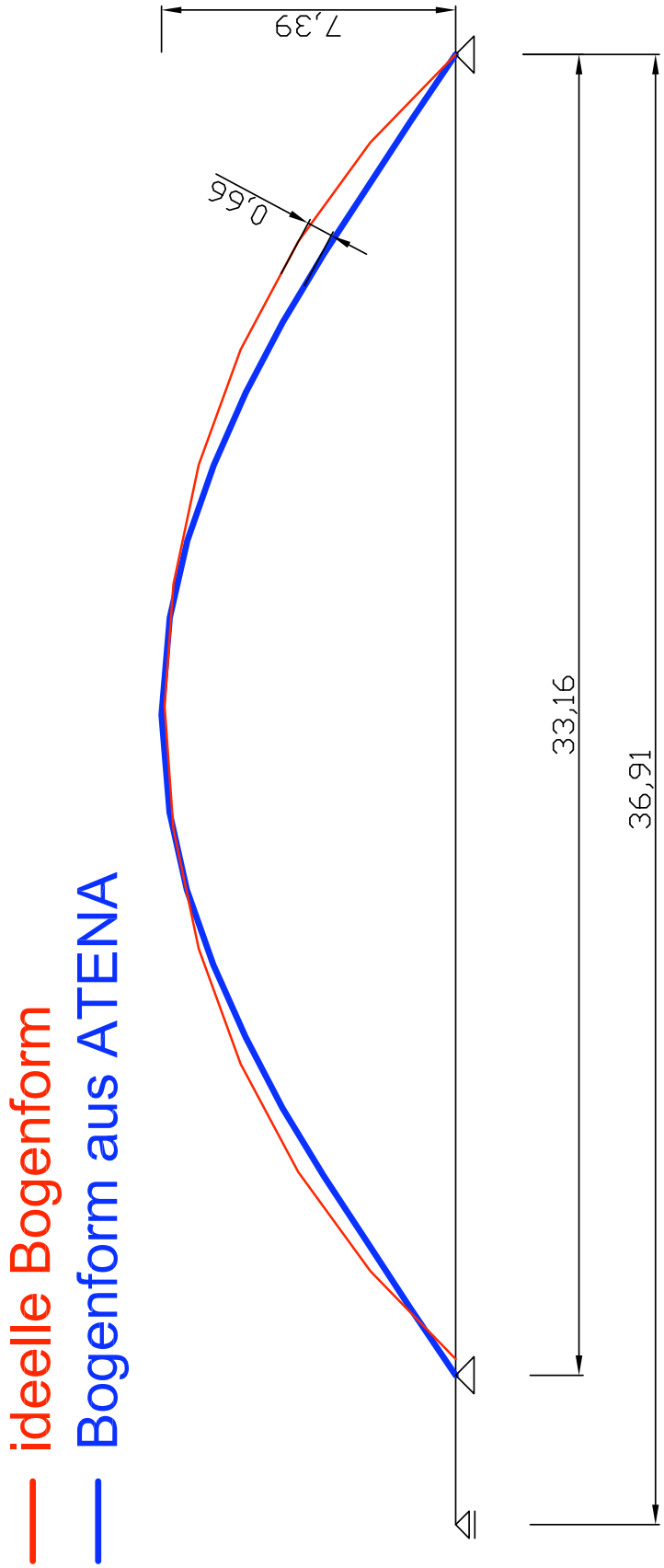



*Abb. 7.25 Gegenüberstellung ATENA Bogen – ideelle Geometrie*

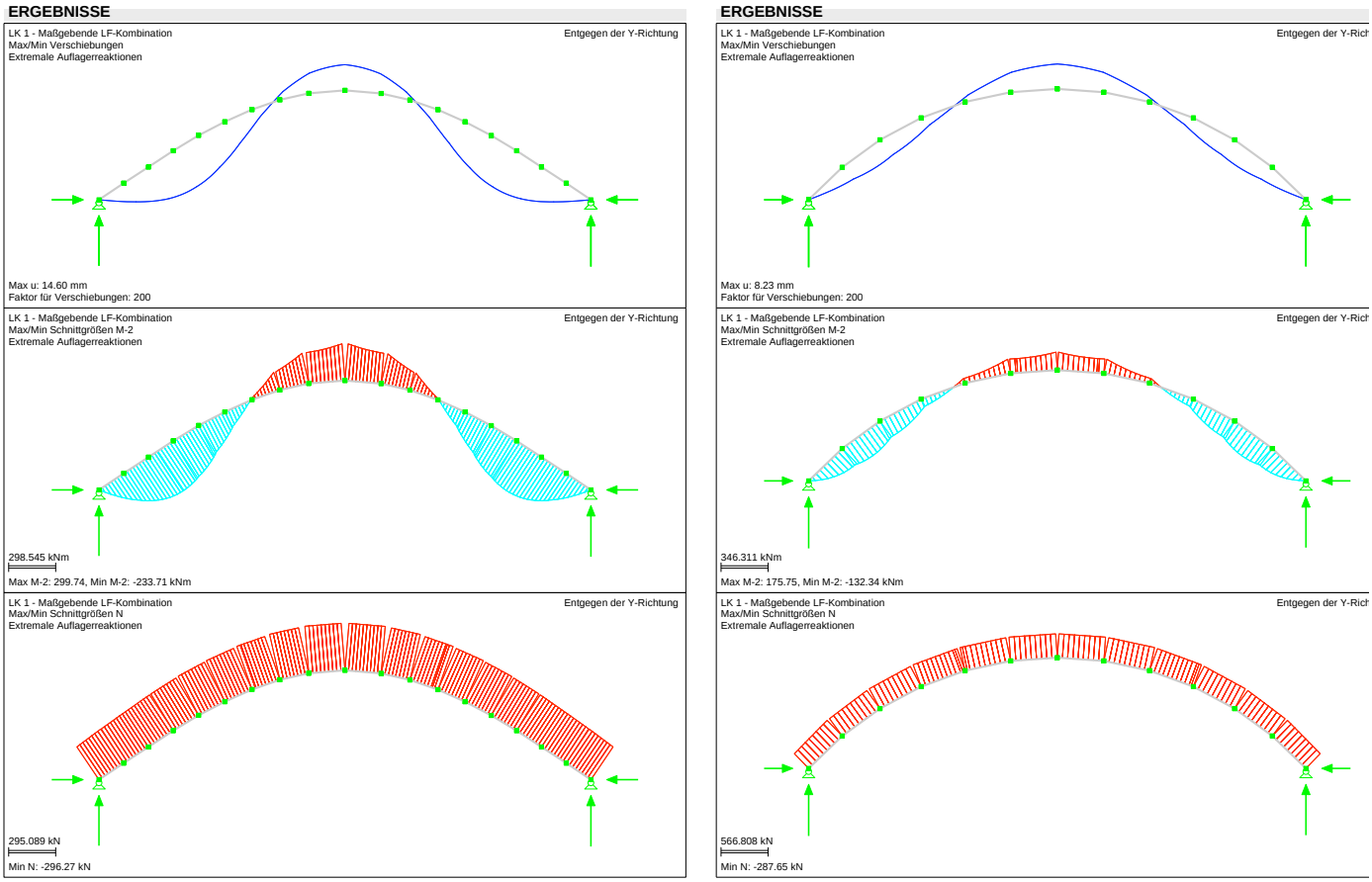



***Abb. 7.26 Gegenüberstellung der Schnittgrößenverläufe***

***ATENA Bogen – ideelle Geometrie; gelenkig gelagert***

# 8 Massenberechnung

Wir haben als nächstes die Massen von unserer Wildbrücke berechnet. Diese Massen haben wir dann, mit einer bestehenden Wildbrücke verglichen. Die bestehende Wildbrücke wurde mit einem konventionellen Verfahren hergestellt. Die bereits gebaute Wildbrücke hat ähnliche Abmessungen wie unsere. Bei der Errichtung der Wildbrücke mit dem konventionellen Verfahren wurden folgende Materialien verbaut:

- Beton:
  - Aufgehendes 1257 $m^3$
  - Tragwerk 803 $m^3$
  - Gesimse 125 $m^3$
- Stahl: 378 t
- Schalung:
  - Gründung 238 $m^2$
  - Aufgehendes 2626 $m^2$
  - Tragwerk 1718 $m^2$
  - Gesimse 441 $m^2$
    davon Rundschalung 1410 $m^2$

Wir haben nur diese drei Positionen detaillierter betrachtet, weil diese den wesentlichen Anteil der Errichtungskosten ausmachen. Die Erdarbeiten, Gründung, sowie die Ausrüstung wurden nicht berücksichtigt, weil diese für beide Verfahren ident sind. Die größten Probleme gab es laut dem Bauleiter in der Herstellung der Leergerüste, dadurch ist es auch zu Verzögerungen gekommen. Der Wind hat zu vielen Stillstandtagen geführt, da der Autokran nicht eingesetzt werden konnte. Die Rundschalung war auch ein Problem, weil sie wegen der Rundung und starken Neigung zu höheren Aufwandswerten führt als normale Schalung. Wegen der großen Höhe war auch die Arbeitssicherheit ein besonderes Thema, die Arbeiter mussten sehr aufpassen, was sich auf die Aufwandswerte wieder niedergeschlagen hat.

***Abb. 8.1 Rohbau der Wildbrücke mit Holzschalung [6]***

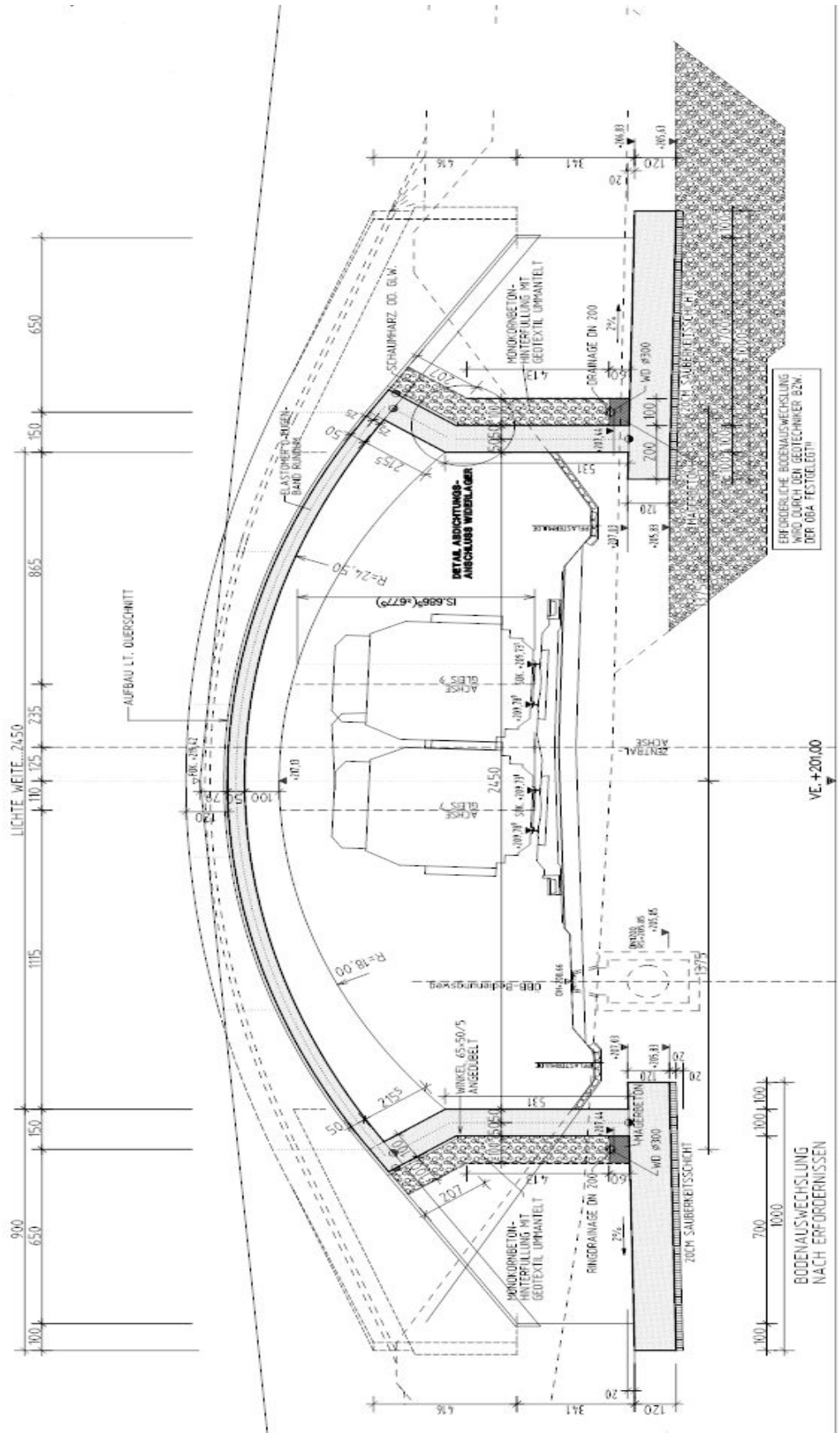



***Abb. 8.2 Querschnitt [6]***

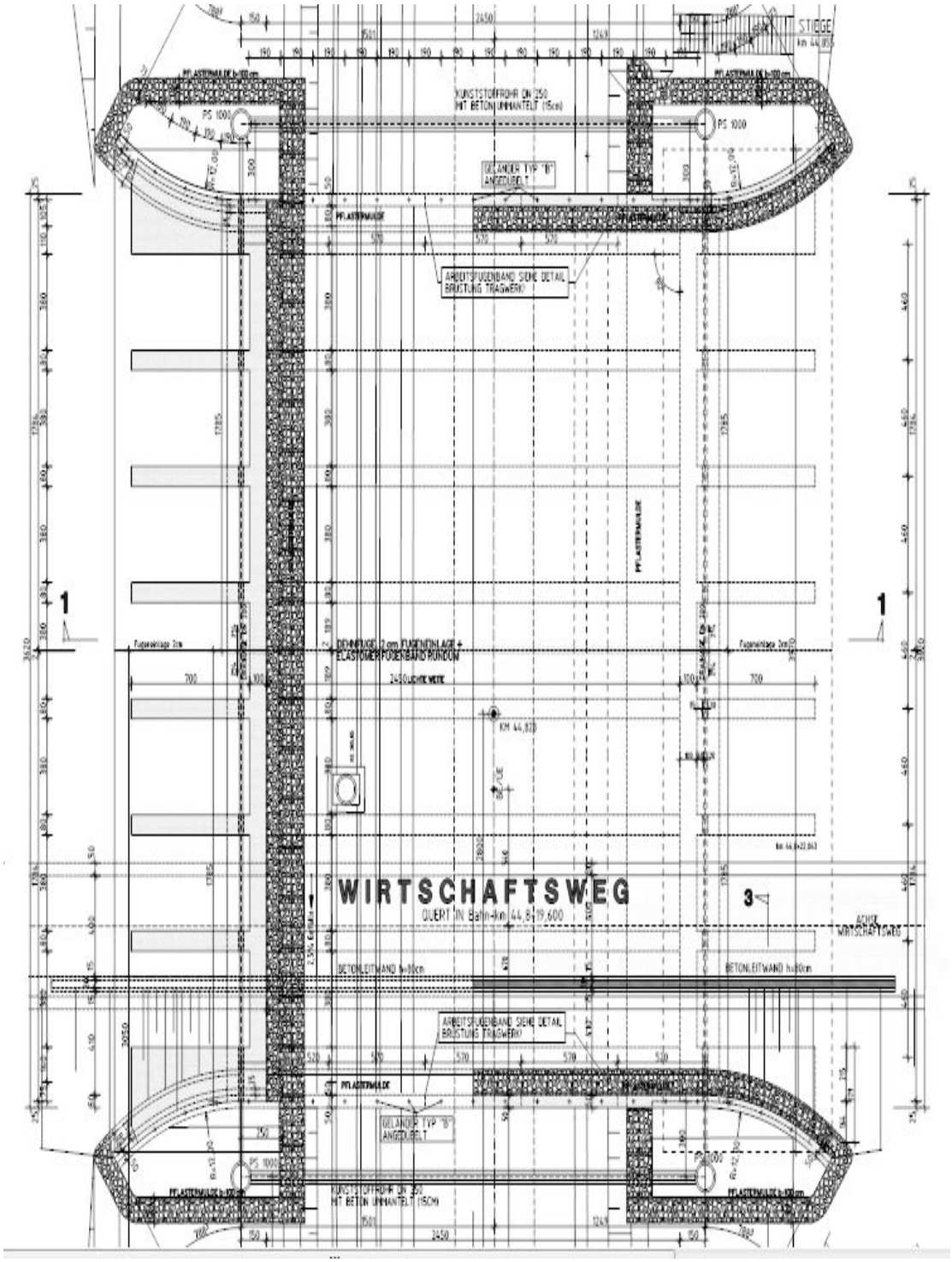



***Abb. 8.3 Grundriss [6]***

Die Geometrie der 12cm dicken Schale ist gerade noch überschaubar, weil die Brücke eigentlich aus einem Zylinder und zwei Halbkugeln besteht, die auf einer bestimmten Höhe geschnitten wurden, sodass, das erforderliche Lichtraumprofil eingehalten wird. Schwierigkeiten entstehen dann, wenn der Aufbeton noch dazu kommt, deshalb haben wir uns entschieden das System in AutoCad 3D zu modellieren, um so genauere Daten zu bekommen.

Die 12cm dicke Schale hat laut ACAD eine Masse von V=168m$^3$ und ist in Abbildung 8.3 dargestellt.

***Abb. 8.4 Schalentragwerk***

Der Aufbeton hat eine Dicke d=38 cm und laut AutoCad eine Masse von V=367m$^3$, und wird in Abbildung 8.4 gezeigt.

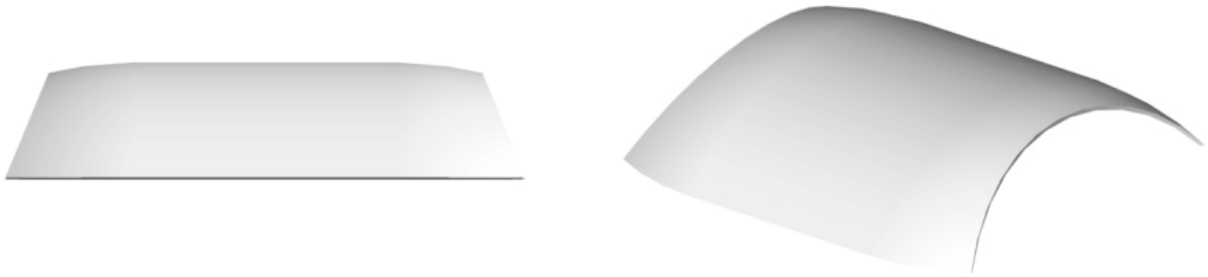
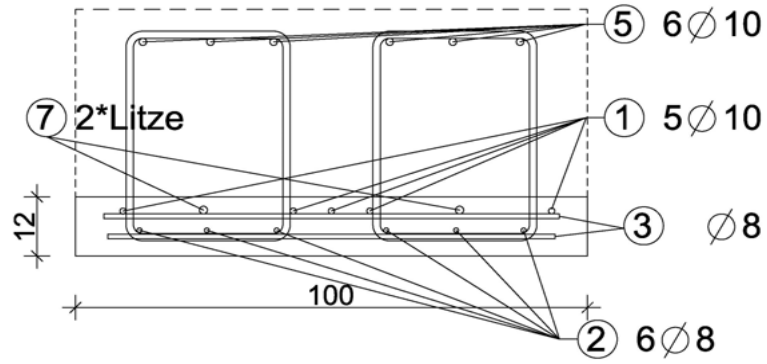


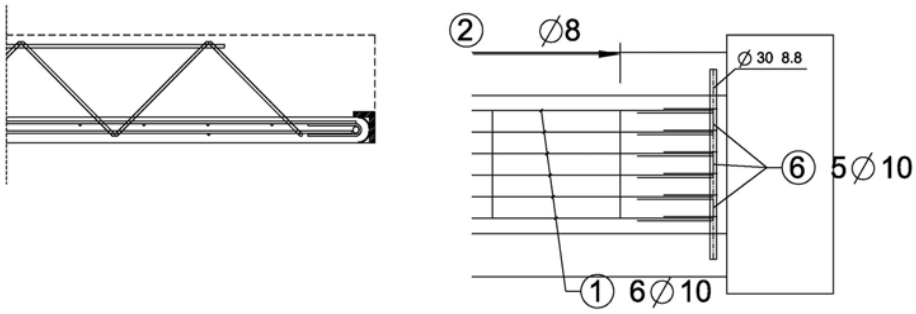
***Abb. 8.5 Aufbeton***

Somit kommen wir auf ein Gesamtvolumen von V=535 m$^3$

Nachdem wir die Massen des Betons hatten, haben wir begonnen die Massen der Bewehrung zu ermitteln. Dazu haben wir den 17m langen Zylinder, sowie die zwei Halbkugeln separat betrachtet.

## 8.1 Zylinder:




Zylinder

① 5∅10 lg=37,09m
37,09

② 6∅8 lg=36,89m
36,89

③ 92∅8 lg=1m
1

④ 180 ∅12 lg=1,4m

⑤ 6∅10 lg=37,7m
37,7

⑥ 10∅10 lg=0,8m

⑦ 2∅150 lg=37,09m
37,09

Zylinder

① 5∅10 lg=37,09m
37,09

② 6∅8 lg=18,45m
18,45

③ 79∅8 lg=1m
1

④ 36 ∅12 lg=2,09m

⑤ 6∅10 lg=18,45
18,45

⑥ 10∅10 lg=0,8m

⑦ 2∅150 lg=18,45m
18,45

***Abb. 8.2 Verlegte Bewehrung***

Der Zylinder ist in Längsrichtung 17m lang, und die Länge der Bogenkante beträgt ungefähr 37m, abhängig von der Höhe in welcher die Bewehrung liegt. Es wurde ein 1m Streifen untersucht, und mit den jeweiligen Längen multipliziert. Die Ergebnisse wurden in Tonen angeführt, damit ein besserer Vergleich mit dem Referenzprojekt gemacht werden kann.

**Position 1:** 5 Ø 10/m auf 17m -> A=5 x 17m x 7,85E-05 $m^2$/m= 6,673E-03$m^2$

V=6,673E-03 $m^2$x 37,09m=0,247$m^3$ ->
Gewicht=0,247$m^3$ x 7,85t/$m^3$=1,94t

**Position 2:** 6 Ø 8/m auf 17m -> A=6 x 17m x 5,03E-05 $m^2$/m= 5,13E-03$m^2$

V=5,13E-03 $m^2$x 36,89m=0,189$m^3$ ->
Gewicht=0,189$m^3$ x 7,85t/$m^3$=1,49t

**Position 3:** Ø 8/0,4m auf 37m -> n=37m/0,4m=92,5 Annahme 92 Stück A=5,03E-05 $m^2$

V=92 x 17m x 5,03E-05 $m^2$= 7,86E-02$m^3$ ->
Gewicht=0,189$m^3$ x 7,85t/$m^3$=0,617t

**Position 4:** Auf einem m -> 2 Bügel, wir haben 17 m -> 34 Bügel in Längsrichtung, für die Bogenrichtung bekommt man n=37,7m/0,85m=88,7 Stück, gewählt 90 Stück. Somit bekommen wir insgesamt n=34 x 90=3060 Stück

A=1,13E-04$m^2$ L=1,4m V=1,58E-04$m^3$

Gewicht=1,58E-04$m^3$ x 7,85t/$m^3$ x 3060=3,80t

**Position 5:** 6 Ø 10/m auf 17m -> A=6 x 17m x 7,85E-05 $m^2$/m = 8,01E-03$m^2$

V=8,01E-03$m^2$x 37,7m=0,302$m^3$ ->
Gewicht=0,302$m^3$ x 7,85t/$m^3$=2,37t

**Position 6:** 5 Ø 10/m auf 17m -> 85Ø 10 A=7,85E-05 $m^2$

V=7,85E-05 $m^2$ x 0,8m x 85=0,005$m^3$ ->
Gewicht=0,005$m^3$ x 7,85t/$m^3$=0,042t auf einer Seite, für beide Seiten sind es 0,084t

**Position 7:** 2 Ø 150 auf 17m -> A=2 x 17m x 1,5E-04 $m^2$/m= 5,1E-03$m^2$

V=5,1E-03$m^2$ x 37,09m=0,189$m^3$ ->

Gewicht=0,189$m^3$ x 7,85t/$m^3$=1,49t

Zylinder gesamt: 1,94t+1,49t+0,617t+3,8t+2,37t+0,084+1,4=11,79t

## 8.2 Halbkugelabschnitt:

Die Halbkugelabschnitte wurden in 1m breite Keile geteilt, es gibt also insgesamt 43 Keile, weil die zwei Halbkugeln einen Umfang von 43 m haben. Die Kantenlänge beträgt 18,45m. Dies wird in Abbildung 8.5 veranschaulicht.

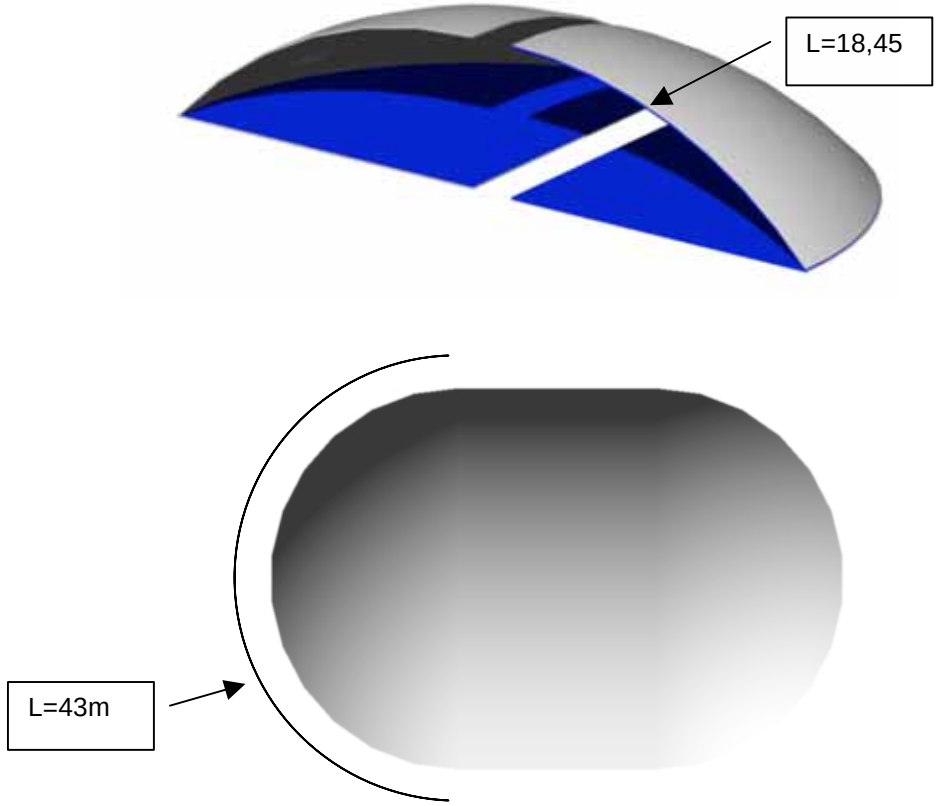



***Abb. 8.7 Kantenlänge und Umfang einer Halbkugel***

Bei der Berechnung der Bewehrung, wurde immer mit dem Faktor 0,5 multipliziert, dies kommt von der Tatsache, dass sich die Bewehrung nach oben hin abgestuft wird. Im Anschluss werden noch die einzelnen Positionen näher erläutert. Die Bewehrung wird in Abbildung 8.6 dargestellt.

**Position 1:** 5 Ø 10/m auf 18,45m -> V=5 x 7,85E-05 $m^2$ x 18,45/2= 3,62E-03$m^2$

Gewicht=3,62E-03$m^2$ x 7,85t/$m^3$ x 43m=1,22t

**Position 2:** 6 Ø 8/m auf 18,45m -> V=6 x 5,03E-05 $m^2$ x 18,45/2= 2,78E-03$m^2$

Gewicht=2,78E-03$m^2$ x 7,85t/$m^3$ x 43m =0,946t

**Position 3:** Der Bewehrungsgrad, wird wie beim Zylinder angenommen, deshalb reicht es eine Proportion aufzustellen um das Gewicht zu bestimmen:

0,617t/2,04$m^2$=X/2,214$m^2$ ->X=0,67t

**Position 4:** V=1,58E-04 $m^3$ Auf 1m länge befinden sich 4 Bügel, bei 18m/2 sind es somit 36 Bügel/1 m Streifen -> Insgesamt sind es also 43 x 36=1548 Bügel. Das Gewicht beträgt:

Gewicht= 1,58E-04 $m^3$ x 7,85t/$m^3$ x 1548=1,92t

**Position 5:** 6 Ø 10/m auf 18,45m -> V=6 x 7,85E-05 $m^2$ x 18,45/2= 4,34E-03$m^2$

Gewicht=4,34E-03$m^2$ x 7,85t/$m^3$ x 43m =1,47t

Gewicht=2,77E-03$m^2$x 7,85t/$m^3$ x 43m =0,933t

**Position 6:** 5 Ø 10/m auf 43m -> 215Ø 10 A=7,85E-05 $m^2$

V=7,85E-05 $m^2$ x 0,8m x 215=0,0135$m^3$ -> Gewicht=0,0135$m^3$ x 7,85t/$m^3$=0,106t auf einer Seite, für beide Seiten sind es 0,21t

**Position 7:** 2 Ø 150/m auf 18,45m -> V=2 x 1,5E-04 $m^2$ x 18,45/2= 2,77E-03$m^{2'}$ V=2,77E-03$m^2$ x 37,09m=0,103$m^3$ ->

Gewicht=0,103$m^3$ x 7,85t/$m^3$=0,8t

Halbkugelabschnitte gesamt:

1,22t+0,946t+0,67t+1,92t+0,933t+0,21t+0,8t=6,7t

Bewehrung gesamt, zwei Halbkugeln+Zylinder:

6,7t+11,79t+6,7t=29,86t

Nachdem der Beton und die Bewehrungsmengen ermittelt wurden, haben wir die Styroporkeile berechnet, die erforderlich sind um den Aufstellvorgang auszuführen. Wir sind davon ausgegangen, dass die Keile erst nach 6m, ausgehend vom Zentrum der Halbkugel angeordnet werden. Weil die Keile sonst zu klein werden.

| **Styroporkeile:** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| x | α | a | ∅ | Keilbreite | Fläche |
| [mm] | [°] | [mm] | [mm] | [mm] | [m²] |
| 6000 | 16,9946 | 5912,4 | 550,36 | 12,3 | |
| 7000 | 19,8270 | 6861,1 | 872,56 | 19,5 | 0,01588076 |
| 8000 | 22,6594 | 7793,1 | 1300,09 | 29,0 | 0,02424834 |
| 9000 | 25,4919 | 8706,0 | 1847,27 | 41,2 | 0,03512676 |
| 10000 | 28,3243 | 9597,6 | 2528,09 | 56,4 | 0,04883212 |
| 11000 | 31,1567 | 10465,8 | 3356,26 | 74,9 | 0,06567361 |
| 12000 | 33,9891 | 11308,5 | 4345,10 | 97,0 | 0,08595275 |
| 13000 | 36,8216 | 12123,4 | 5507,55 | 122,9 | 0,10996267 |
| 14000 | 39,6540 | 12908,8 | 6856,12 | 153,0 | 0,13798739 |
| 15000 | 42,4864 | 13662,6 | 8402,86 | 187,6 | 0,17030111 |
| 16000 | 45,3189 | 14383,1 | 10159,35 | 226,8 | 0,20716755 |
| 17000 | 48,1513 | 15068,4 | 12136,65 | 270,9 | 0,24883932 |
| 18000 | 50,9837 | 15716,9 | 14345,28 | 320,2 | 0,29555728 |
| 18500 | 52,3999 | 16026,8 | 15539,48 | 346,9 | 0,33353525 |
| | | | | **Gesamt:** | **1,779 m²** |

***Tab. 8.1 Kantenlänge und Umfang einer Halbkugel***

Ein Styroporkeil hat eine Fläche von 1,8m$^2$, wir haben 64 Keile, also bekommen wir insgesamt eine Fläche von 115m$^2$. Für die Erläuterung der Faktoren aus der Tabelle 8.1, siehe Abbildung 8.7.

In Abbildung 8.7 kann man eine schematische Darstellung der Styroporkeile sehen. Die Keile gehen nicht bis in die Spitze der Halbkugel, weil die Breite dann zum Schluss sehr schmal ist, und in der Praxis wäre es sehr schwer diese Keile einzulegen.Der Abstand beträgt 6m.

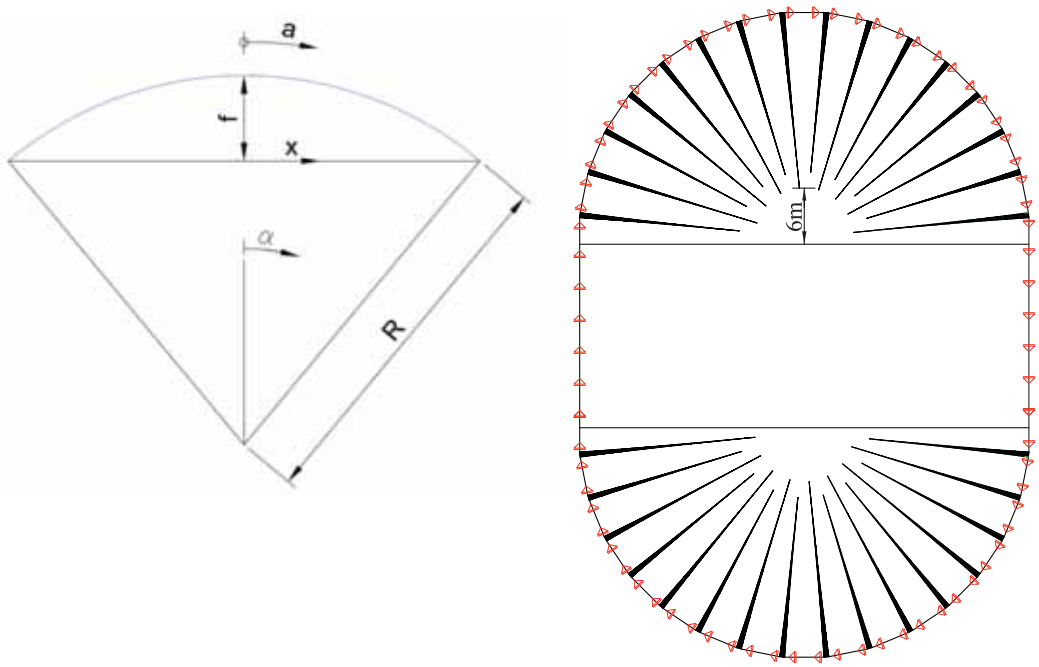



***Abb. 8.8 Schematische Anordnung der Styroporkerne***

Eine wichtige Kostenposition ist auch das Luftkissen. Dazu haben wir die Oberfläche des Luftkissens berechnet. Das Luftkissen wird mit einer Kammer ausgeführt, weil wir die Betonschichten sehr dünn halten. Würden wir die Betonschichten mit d=19 cm betonieren, so wäre ein Luftkissen aus mehren Kammern erforderlich. Diese Variante würde aber zu einem erhöhtem Aufwand bei der Herstellung des Kissens führen, deshalb haben wir uns für die kleineren, und gleichmäßigen Betonierschichten entschieden.

Für eine Halbkugel:

Oberfläche: $A=\pi \times R \times h = \pi \times 22m \times 7,3m = 505m^2$

Boden: $A=\pi \times R^2 \times 0,5 = \pi \times (22m)^2 \times 0,5 = 760m^2$

Gesamt: $A=(504,5m^2 + 760,3m^2) \times 2 = 2530m^2$

Für den Zylinder:

Oberfläche: $A=L \times B = 17m \times 37m = 505m^2$

Boden: $A=L \times B = 17m \times 32,72m = 556m^2$

Gesamt: $A=505m^2 + 556m^2 = 1061m^2$

Gesamt: $A=2530m^2 + 1061m^2 = 3591m^2$

Nach der Berechnung der wesentlichen Positionen, wurde noch ein Diagramm erstellt, in welchem die Massen des Betons und der Bewehrung, für die zwei Wildbrücken gezeigt wird.

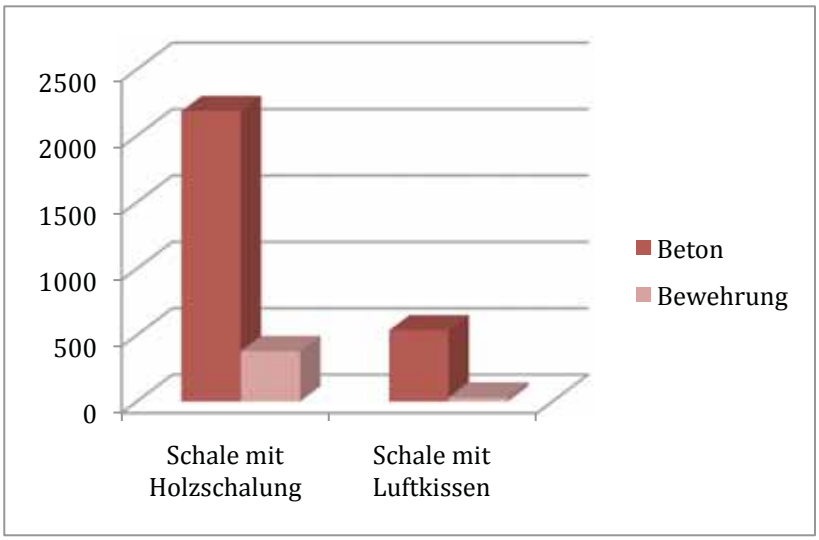



***Abb. 8.9 Massenvergleich: konvetionelle Schalung - Luftkissen***

## 8.3 Schlussfolgerungen zu Kapitel 8

Aus den Diagrammen ist ersichtlich, dass bei dem konventionellen Verfahren, mit Holzschalung, 1650 $m^3$ mehr Beton verbaut wird. Die Gründung wurde hier nicht mitberücksichtigt. Bei der Bewehrung beträgt der Unterschied ungefähr 348t. Beim Verfahren mit Luftkissen wird also, ungefähr ein zehntel der Bewehrung benötigt. An dieser Stelle kann keine Aussage getroffen werden, welches Verfahren Kostengünstiger ist, weil das Herstellen mit Luftkissen, noch nicht durchgeführt wurde. Es fehlen die Aufwandswerte für die Herstellung des Luftkissens, sowie für die Herstellung generell. Bei der Herstellung der Wildbrücke mit Holzschalung, gibt es kein Verbesserungspotential, die Aufwandswerte bleiben immer die gleichen, die Rundschalung, war immer, und wird auch immer ein Problem bleiben. Bei der Wildbrücke mit Luftkissen ist aber ein großes Verbesserungspotential vorhanden, denn wird einmal so eine Brücke hergestellt, wird somit die Herstellung des Luftkissens genau bekannt sein, und beim nächsten Bauvorhaben, kann es dann viel schneller Hergestellt werden. Grundsätzlich, kann die Aussage getroffen werden, dass beim Verfahren mit Luftkissen, bei einer Serienherstellung, der Aufwand reduziert werden kann.

# 9 Verbesserungsmaßnahmen

Zusammenfassend werden hier noch einmal die möglichen Verbesserungsvorschläge aufgezählt:

- Aufbringen dünner Betonschichten
- Unterstützung während des Betoniervorganges mit Luftdruck
- Warten bis die erste Schicht eine gewisse Festigkeit erreicht hat (Erhöhung der Steifigkeit)
- Beton mit hoher Frühfestigkeit verwenden
- Vor dem Aufstellvorgang, Sollbruchstellen einfügen

Die Aufgabe bestand darin, die Momente so klein wie möglich zu halten, damit auch die Spannungen klein bleiben. Es muss entweder eine stützende Einwirkung vorhanden sein, oder es muss eine kleinere Last aufgebracht werden, die nicht so große Momente auslöst. Es hat keinen Sinn den Beton durch Zusätze leichter zu machen, weil damit ein Tragfähigkeitsverlust eintritt. Deswegen war es naheliegend, den Beton in mehreren Schichten aufzutragen. Diese Überlegungen führten zu einigen Verbesserungsvorschlägen.

Die erste Möglichkeit wäre es den Beton kontinuierlich aufzubringen. Wenn der Beton ganz dünn verteilt wird, ruft die Belastung kleine Momente hervor, diese haben einen direkten Einfluss auf die Spannungen, deren Minimierung ein wichtiger Punkt ist. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die nachträglichen Betonierabschnitte immer kleinere Verformungen, und Schnittgrößen hervorrufen, deshalb kann die Dicke des Betons im Laufe des

Betoniervorgangs gesteigert werden, In Abbildung 9.1 wird gezeigt, wie der Betoniervorgang ablaufen könnte. Ein Betonmischer, würde den Beton zur Baustelle bringen, und eine Betonpumpe könnte den Beton dann auf die aufgestellte Schale, in dünnen Schichten aufbringen, wobei auch eine Hebebühne vorgesehen werden muss, um den Schlauch aus der Luft führen zu können, weil das besteigen der Schale nicht vorgesehen ist.

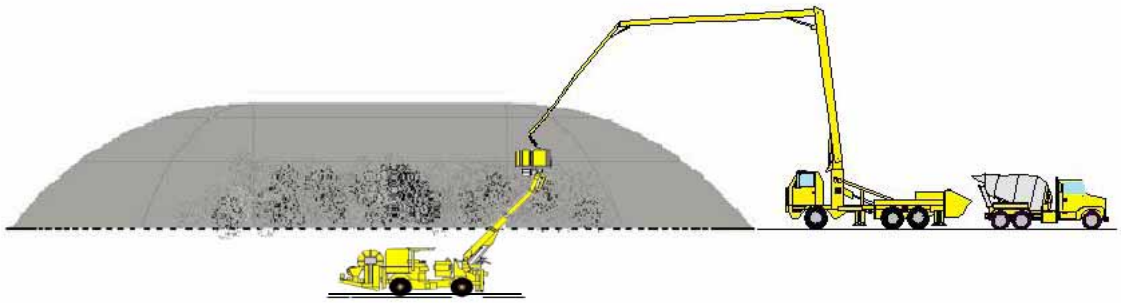


***Abb. 9.1 Aufbringen des Betons***

Die zweite Möglichkeit ist um einiges komplizierter und beruht auf der Idee, dass die aufgebrachte Last (der Aufbeton) durch einen erhöhten Luftdruck kompensiert wird. Eine interessante Möglichkeit wäre es, das Luftkissen in einzelne Teilkammern zu unterteilen. Somit könnten die Zellen, die sich unterhalb des gerade betonierten Abschnittes mit einem größeren Luftdruck beschickt werden. Dieses Luftkissen kann das Eigengewicht des Betons kompensieren, und somit würden kleinere Schnittgrößen und Verformungen entstehen.

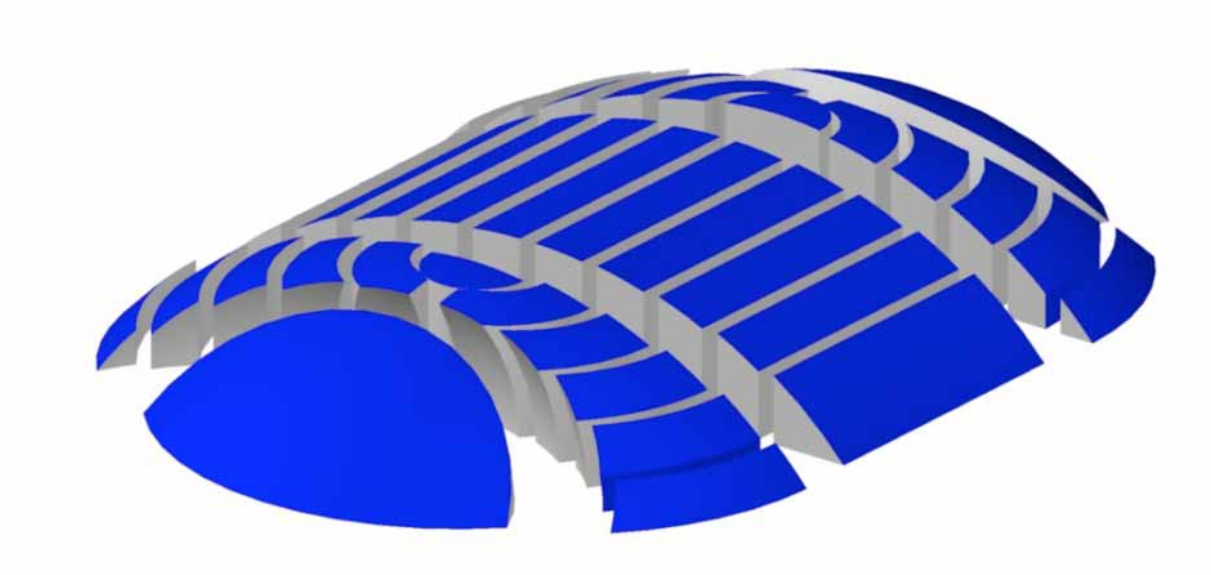


***Abb. 9.2 Luftkissen in einzelne Kammern geteilt***

Die Simulation mittels ATENA ergab Koordinaten, die von den ideellen Bogenkoordinaten abweichen, diese Abweichung der Geometrie hatte direkten Einfluss auf die Schnittgrößen des Systems, die Vorteile des Bogens gingen somit zum Teil verloren. Um diese Abweichungen kleiner zu machen, könnten Sollbruchstellen in der Nähe der Auflagerbereiche eingefräst werden. Der Beton sollte eine hohe Frühfestigkeit besitzen, somit gewinnt das System schneller an Steifigkeit, und die dicke der Betonschicht kann schneller erhöht werden.

# Literaturverzeichnis

[1] Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. 2005.

[2] Bernd Schneider. Ermittlung der Biegesteifigkeit und der Verformbarkeit von Gerissenen, TU Wien, April 2008.

[3] Johann Kollegger Bernd Köberl, Anton Schweighofer. Stahlbetonschalen und Schalen aus Eis - Numerische Simulation. Austria User Conference, Wien 2006.

[4] Günter Hofstetter Herbert Mang. Festigkeitslehre. Springer-Verlag/Wien, 2000.

[5] Clemens Preisinger Johann Kolleger. Verfahren zur Herstel lung von zweifach gekrümmte Schalen aus Scheiben. Massivbau in ganzer Breite, 2005.

[6] Dipl.-Ing. Dr. Hannes Kari. Herstellung von Wildbrücken ohne Schalung und Traggerüst. Brückenbautagung, Wien 2008.

[7] Johann Kollegger. Verfahren zur Herstellung von Schalen aus Beton und Eis. Zement, Beton; 1, 2005.

[8] Leicher. Tragwerkslehre. Werner Verlag, 2006.

[9] Thomas Krapfenbauer Robert Krapfenbauer. Bautabellen. Jugend & Volk Ges.m.b.H, 2004.

[10] Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger u.a. Betonbau 1, Stahlbeton, Skriptum zur Vorlesung. März 2001.

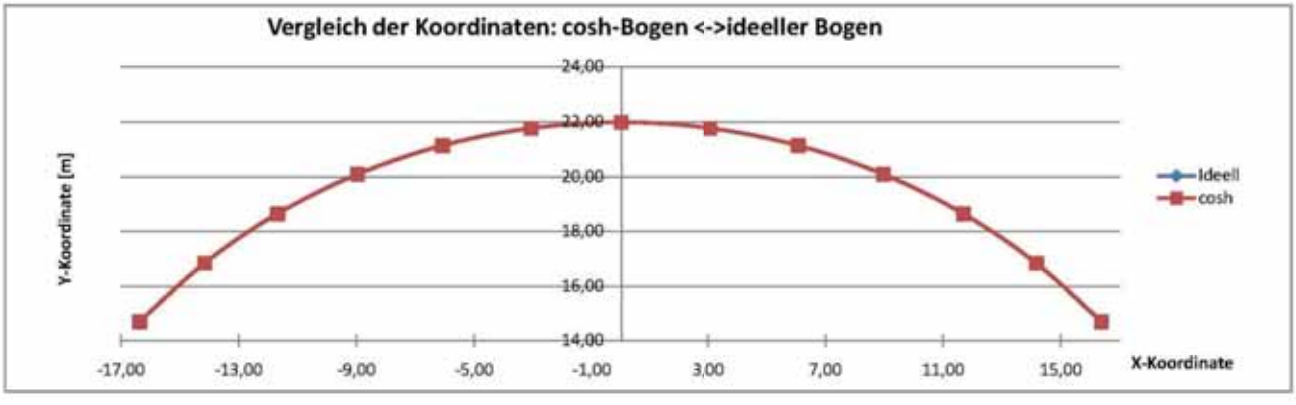
[11] Rabich, R.: Theorie der Flächentragwerke, Lehrbriefe 1 bis 4. Verlag Technik Berlin, 1969.

[12] Rubin/Schneider, Baustatik: Theorie I. und II. Ordnung, 4. Auflage, Werner Verlag 2002

# Anhang A



| Knoten | cosh-Bogen | | Ideelle Bogen | |
|---|---|---|---|---|
| | [m] | | [m] | |
| | x | z | x | z |
| 1 | -16,3750 | 14,6922 | -16,3750 | 14,6920 |
| 2 | -14,1660 | 16,6107 | -14,1660 | 16,8319 |
| 3 | -11,6800 | 18,3874 | -11,6821 | 18,6457 |
| 4 | -8,9660 | 19,8972 | -8,9685 | 20,0932 |
| 5 | -6,0760 | 21,0435 | -6,0766 | 21,1418 |
| 6 | -3,0680 | 21,7576 | -3,0680 | 21,7799 |
| 7 | 0,0000 | 22,0000 | 0,0000 | 21,9937 |
| 8 | 3,0680 | 21,7576 | 3,0680 | 21,7799 |
| 9 | 6,0760 | 21,0435 | 6,0766 | 21,1418 |
| 10 | 8,9660 | 19,8972 | 8,9685 | 20,0932 |
| 11 | 11,6800 | 18,3874 | 11,6822 | 18,6457 |
| 12 | 14,1660 | 16,6107 | 14,1660 | 16,8319 |
| 13 | 16,3750 | 14,6922 | 16,3750 | 14,6920 |




$$c = 2 \cdot \frac{Ya}{Xa^2} = 2 \cdot \frac{7{,}3\ m}{(16{,}36\ m)^2} = 0{,}0545$$

$$c = c + \frac{c \cdot Ya + 1 - \cosh(c \cdot Xa)}{Xa \cdot \sinh(c \cdot Xa) - Ya} = 0{,}0545 + \frac{0{,}0545 \cdot 7{,}3 + 1 - \cosh(0{,}0545 \cdot 16{,}36)}{16{,}36 \cdot \sinh(0{,}0545 \cdot 16{,}36) - 7{,}3} = 0{,}0516$$

$$c = c + \frac{c \cdot Ya + 1 - \cosh(c \cdot Xa)}{Xa \cdot \sinh(c \cdot Xa) - Ya} = 0{,}0516 + \frac{0{,}0516 \cdot 7{,}3 + 1 - \cosh(0{,}0516 \cdot 16{,}36)}{16{,}36 \cdot \sinh(0{,}0516 \cdot 16{,}36) - 7{,}3} = 0{,}0514$$

$$y = \frac{1}{c}(\cosh(xc) - 1)$$