

Technische Universität Hamburg

Bau- und Umweltingenieurwesen

Institute of Metal and Composite Structures

Bachelorarbeit

Statische Berechnung und Bemessung einer
Schrägseilbrücke für Fußgänger

Verfasser: Lennart Salijevic

Matrikelnummer: 54439

Erstprüfer: Prof. Dr. Marcus Rutner
Zweitprüfer: Dr.-Ing. Nikolay Lalkovski

Abgabedatum: 10. Juni 2024

Einleitung

Eine Schrägseilbrücke für Fußgänger mit den in Abbildung 1 gezeigten Abmessungen wird mittels der Finite-Elemente-Methode statisch berechnet und analysiert. Die Einwirkungen auf das Tragwerk werden im fertiggestellten Bauzustand, sowie in der Grundkombination des Grenzzustandes der Tragfähigkeit berechnet. Anschließend werden die Querschnitte für die jeweiligen Bauteile ausgewählt. Die gesamte Brücke wird in Stahl ausgeführt. Der Hauptträger ist mit drei und der Nebenträger mit zwei angeschlossenen Kabeln ausgestattet. Der Pylon ist so mit dem Brückebalken verbunden, dass dieser Kräfte in alle Raumrichtungen überträgt. Nicht betrachtet werden die Anschlüsse der einzelnen Bauteile, die Brückendynamik, horizontale Lasten aus Verkehr, die iterative Bestimmung schlanker Querschnitte, sowie der Teil des Pylons unterhalb des Balkens. Der Standort der Brücke wurde offen gelassen, weshalb die Entscheidung auf den Standort im Süden der Region Iskele in Zyperns fiel, mit der Geländekategorie 2 und der Windzone 2. Für diese Region ist die Berechnung von Schneelasten nach europäischer Norm nicht gefordert.

Maßstab 1:500

Angaben in [m]

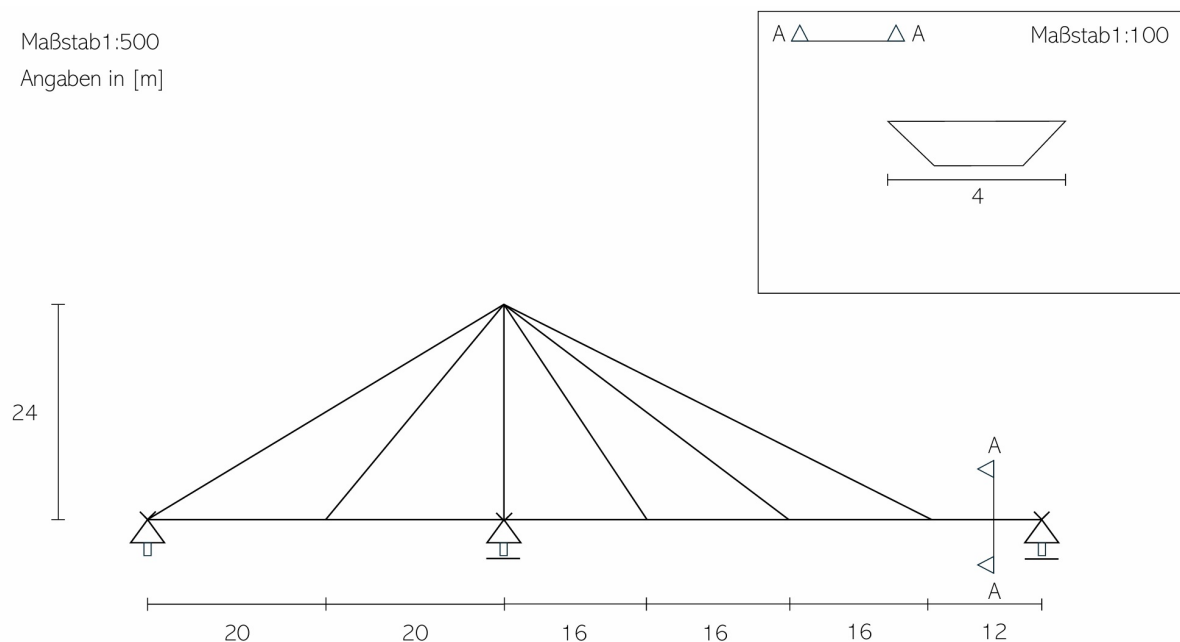


Abbildung 1: Statisches System der Schrägseilbrücke

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, Lennart Salijevic, dass ich die vorliegende Bachelorarbeit selbstständig und ohne unerlaubte Hilfe angefertigt, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch nicht veröffentlicht.

Ort, Datum

Unterschrift

Inhaltsverzeichnis

1 Ergebniskombinationen auf Fußgängerbrücken	1
2 Eigengewicht	1
3 Berechnung der Verkehrslast	2
3.1 Vertikale Verkehrslast	2
3.2 Horizontale Verkehrslast	2
4 Auftretende Windlasten	2
5 Windlastberechnungen der Brückenbauteile	3
5.1 Allgemeine Daten und Berechnungen für Windlasten	3
5.2 Windlast auf den Brückenbalken in x-Richtung	4
5.3 Windlast auf den Brückenbalken in z-Richtung	5
5.4 Windlast auf den Brückenpylon in x-Richtung	5
5.5 Windlasten auf Brückenseile in x-Richtung	6
5.6 Zusammenfassung der Windlasten	8
5.6.1 Horizontale Windlasten	8
5.6.2 Vertikale Windlasten	8
6 Brückenaufleger	9
7 Analyse mit Statiksoftware RFEM5	11
7.1 Ergebniskombination	12
8 Berechnung der Seilvorspannung	13
8.1 Kabel im Modell	13
8.2 Momentenumhüllende	13
8.3 Berechnung der Mittelwerte zwischen $M_{y,max.}$ und $M_{y,min.}$	14
8.4 Querkraftverlauf aus gespiegelter Biegelinie	15
8.5 Seilkräfte	17
8.6 Kabelvorspannung und Auflagerverschiebung	18
8.7 Kabelvorspannen oder -nachlassen im Modell	19
8.8 Auswirkung der Seilvorspannung auf Biegemomente	20
9 Bemessung des Brückenbalkens	21
9.1 Querschnittsnachweis nach Theorie II. Ordnung	22
10 Bemessung der Seile	31
10.1 Normalkräfte in den Seilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	31
10.2 Elastischer Querschnittsnachweis auf Zug	32
10.3 Seilauslastung- und Durchhang	32
11 Bemessung des Pylons	34

Tabellenverzeichnis

1	Eigengewichte als Streckenlasten berechnet	1
2	Tabelle der Fahrbahnschutzeinrichtungen	4
3	Auflager Festhaltungen	9
4	Normalkraftlager Verschiebung	20
5	Maßtablette für Balkenquerschnitt	21
6	Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 0,9$ mit vorherrschendem Wind	28
7	Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 0,9$ mit vorherrschendem Verkehr	28
8	Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 1,1$ und vorherrschendem Wind	28
9	Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 1,1$ und vorherrschendem Verkehr	28
10	Seileigenschaften [1]	32
11	Berechnung der Normalspannungen	33

Abbildungsverzeichnis

1	Statisches System der Schrägseilbrücke	I
2	Koordinatenrichtungen am Balken für Windlasten aus DIN EN 1991-1-4[2] . . .	3
3	Darstellung der Lagerung in RFEM5	9
4	Koordinatensystem dargestellt am Brückenbalken	9
5	Draufsicht auf Brückenaufleger in der Realität	10
6	Darstellung kleiner Verdrehung zweier Brückenaufleger	10
7	Brückenmodell in RFEM5	11
8	Abschnittsweise Belastung für Ergebniskombination	12
9	Biegemomentenverlauf unter Eigengewicht	13
10	Momentenumhüllende	14
11	Gemittelttes Biegemoment	15
12	Querkraftverlauf	16
13	Seilkräfte am Pylonkopf	19
14	Verformungsfigur infolge Seil- und Auflagerlast	19
15	Min. und Max. Biegemomentenlinie nach Vorspannung-/ verlängern der Seile und Auflagerverschiebung	20
16	Orthotrope Platte[3]	21
17	Balkenquerschnitt	22
18	Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 0,9$ und Verkehr vorherrschend	23
19	Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 0,9$ und Wind vorherrschend	24
20	Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 1,1$ und Verkehr vorherrschend	25
21	Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 1,1$ und Wind vorherrschend	26
22	Knickfiguren aus RF-Stabil-Stabilitätsanalyse	27
23	Eulerfall 2 des Pylons	34
24	Momentenbeiwerte [4]	36
25	Momentenverläufe am Pylon	36

Formelzeichen

g_k	Gewichtskraft als Streckenlast des Kabels
g_b	Gewichtskraft als Streckenlast des Balkens
g_p	Gewichtskraft als Streckenlast des Pylons
g_{ge}	Gewichtskraft als Streckenlast des Geländers
g_{gu}	Gewichtskraft als Streckenlast des Gummis
A_1	Auflager Nr.1
A_2	Auflager Nr.2
A_3	Auflager Nr.3
S_1	Seil Nr.1
S_2	Seil Nr.2
S_3	Seil Nr.3
S_4	Seil Nr.4
S_5	Seil Nr.5
G_k	Eigengewicht
Q_k	Verkehrslast
P_k	Vorspannkraft
W_k	Windlast
q_{fk}	Gleichmäßig verteilte Verkehrslast
Q_{fwk}	Konzentrierte Einzellast
v_b	Basiswindgeschwindigkeit
z	Höhe über dem Boden
L	Länge der Brücke
b_1	Breite oben
b_2	Breite unten
h	Höhe des Trapezquerschnitts
ρ	Luftdicke
z_0	Rauhigkeitslänge
c_d	Aerodynamischer Koeffizient
q	Dynamischer Druck
$c_r(z)$	Rauhigkeitsfaktor
$v_m(z)$	Mittlere Windgeschwindigkeit
q_b	Geschwindigkeitsdruck
$I_v(z)$	Turbulenzintensität
q_p	Spitzengeschwindigkeitsdruck
$A_{ref,x}$	Referenzfläche in x-Richtung
C	Windlastfaktor
F_w	Windkraft
N	Normalkraft
M_y	Biegemoment um die y-Achse
σ_N	Spannung durch Normalkraft
σ_{My}	Spannung durch Biegemoment
α	Vergrößerungsfaktor
σ_{gesamt}	Gesamte Spannung
σ_{Rd}	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit
E_0	Anfangs-Elastizitätsmodul

L_k	Spannlänge
γ	Wichte
E_{eff}	Effektives Elastizitätsmodul
χ	Abminderungsfaktor
$N_{b,Rd}$	Bemessungswert der Druckkraft
λ	Schlankheitsgrad
N_{Ed}	Bemessungswert der Normalkraft
N_{cr}	Kritische Normalkraft
N_{Rk}	Charakteristischer Wert der Druckkraft
M_{Rk}	Charakteristischer Wert des Biegemoments
c_{my}	Momentenbeiwert in y-Richtung
c_{mz}	Momentenbeiwert in z-Richtung
k_{yy}	Interaktionsbeiwert in y-Richtung
k_{zz}	Interaktionsbeiwert in z-Richtung

1 Ergebniskombinationen auf Fußgängerbrücken

Die Verkehrslasten wurden abschnittsweise auf das System aufgebracht, wie in Abschnitt 7.1 erklärt. Der Übersichtlichkeit wegen wurde jede Last lediglich ein Mal in den nachfolgenden Kombinationen beschrieben.

EK1 Berechnung der charakteristischen Last für die Vorspannkkräfte

$$1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot Q_k$$

EK2 Berechnung der charakteristischen Last mit Vorspannung

$$1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot Q_k + P_k$$

EK3 Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mit Verkehr vorherrschend und verringerter Vorspannung

$$1,35 \cdot G_k + 0,9 \cdot P_k + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_k$$

EK4 Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mit Wind vorherrschend und verringerter Vorspannung

$$1,35 \cdot G_k + 0,9 \cdot P_k + 1,5 \cdot W_k + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_k$$

EK5 Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mit Verkehr vorherrschend und erhöhter Vorspannung

$$1,35 \cdot G_k + 1,1 \cdot P_k + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_k$$

EK6 Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mit Wind vorherrschend und erhöhter Vorspannung

$$1,35 \cdot G_k + 1,1 \cdot P_k + 1,5 \cdot W_k + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_k$$

2 Eigengewicht

Das Eigengewicht der einzelnen Bauteile ist in der Tabelle 1 dargestellt. Diese zeigt die Eigenschaften der vorausgewählten Bauteile für die statischen Berechnungen. Diese sind überdimensioniert, da keine Erfahrungswerte für die Vorauswahl der einzelnen Materialstärken existieren. Im Anschluss würden in iterativen Prozessen werden schlankere Querschnitte ausgewählt werden. Die Iteration der einzelnen Bemessungen übersteigt den zeitlichen Rahmen und wird nicht durchgeführt.

Tabelle 1: Eigengewichte als Streckenlasten berechnet

Bauteil	Wichte γ (kN/m ³)	Querschnitt (cm ²)	Streckenlast (kN/m)
Kabel	78,5	19,63	$g_k = 78,5 \cdot 19,63 \cdot 10^{-4} = 0,154$
Balken	78,5	1036,88	$g_h = 78,5 \cdot 1036,88 \cdot 10^{-4} = 8,14$
Pylon	78,5	1108,35	$g_p = 78,5 \cdot 1108,35 \cdot 10^{-4} = 8,70$
Geländer			$g_{ge} = 0,5$
Gummibelag			$g_{gu} = 1,0$

3 Berechnung der Verkehrslast

Für den Entwurf einer Fußgängerbrücke müssen die gleichmäßig verteilte Last q_{fk} und die konzentrierte Einzellast Q_{fwk} berechnet werden. Berücksichtigt werden Fußgänger- und Fahrradverkehr [5].

3.1 Vertikale Verkehrslast

Die Lastmodelle werden stets ungünstig angesetzt. Die Berechnung der gleichmäßig verteilten Last q_{fk} wie nachstehend gezeigt erfolgt nach den Vorgaben der DIN EN 1991-2. Die Last muss nur auf die ungünstigen Teile der Einflussfläche der Fußgängerbrücke platziert werden. Der ungünstigste Lastfall tritt ein, wenn die Verkehrslast auf dem Hauptträger mit einer Spannweite von 60m platziert wird.[5]

3.2 Horizontale Verkehrslast

Eine Berechnung von horizontalen Lasten ausgelöst durch Fahrzeuge wird nicht berücksichtigt, da die Brückeneinfahrt das Befahren der Brücke behindert, durch einen mittig eingebauten Poller. [5]

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2$$

L = Länge des ungünstigsten Teils der Einflussfläche

$$q_{fk} \geq 2.5 \text{ kN/m}^2; \quad q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{60 + 30} = 3,333 \text{ kN/m}^2$$

Bei einer Breite von 4m ergibt sich eine Streckenlast von 13,333 kN/m. In dieser Arbeit berechnen wir die Verkehrsbelastung mit dem empfohlenen Wert von 5 kN/m². [5]

4 Auftretende Windlasten

Nachfolgend ist beschrieben, welche Windlasten für die statische Berechnung an den Brückenbauteilen angesetzt werden müssen. In Abbildung 2 sind die Belastungsrichtungen des Windes am Beispiel eines Brückenbalkens verdeutlicht.[2]

Windlasten für Pylon

- **x-Richtung (horizontal, Windrichtung):** Diese Last muss immer berücksichtigt werden.

Windlasten für Brückenbalken

- **x-Richtung (horizontal, Windrichtung):** Diese Last muss immer berücksichtigt werden.
- **y-Richtung (quer zur Windrichtung):** Diese Windlast ist nur relevant, wenn sie explizit gefordert wird. Dies ist hier nicht der Fall.
- **z-Richtung (vertikal):** Diese Last kann vernachlässigt werden, wenn das Eigengewicht des Brückenbalkens signifikant höher ist als die vertikale Windlast. In Absatz 5.3 ist gezeigt, dass die Belastung aus Wind in dieser Richtung in einer ähnlichen Größenordnung wie die Last in x-Richtung ist und somit berücksichtigt werden muss.

Windlasten für Seile

- **x-Richtung (horizontal, Windrichtung):** Diese Last muss immer berücksichtigt werden.
- **y-Richtung (quer zur Windrichtung):** Diese Last kann in der Regel vernachlässigt werden, wie in dieser Arbeit.
- **z-Richtung (vertikal):** Diese Last kann ebenfalls vernachlässigt werden, da vertikale Windlasten für Seile selten relevant sind.

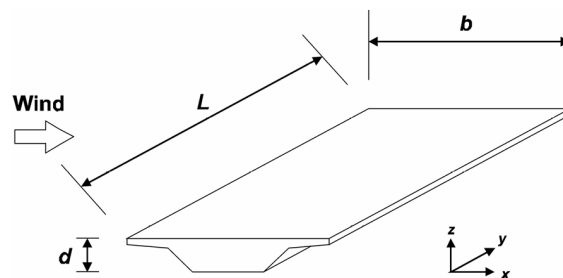


Abbildung 2: Koordinatenrichtungen am Balken für Windlasten aus DIN EN 1991-1-4[2]

5 Windlastberechnungen der Brückenbauteile

5.1 Allgemeine Daten und Berechnungen für Windlasten

- Basiswindgeschwindigkeit: $v_{b,0} = 24 \text{ m s}^{-1}$
- Höhe der Brücke über dem Boden: $z = 10 \text{ m}$
- Länge der Brücke: $L = 100 \text{ m}$
- Breite oben: $b_1 = 4 \text{ m}$
- Breite unten: $b_2 = 1.5 \text{ m}$
- Höhe des Trapezquerschnitts: $h = 0.8 \text{ m}$

- Luftdichte: $\rho = 1.25 \text{ kg m}^{-3}$
- Geländekategorie II: Rauigkeitslänge $z_0 = 0.05 \text{ m}$
- Aerodynamischer Koeffizient: $c_d = 1.5$
- Höhe des Geländers: $d = 1 \text{ m}$

5.2 Windlast auf den Brückenbalken in x-Richtung

Rauhigkeitsfaktor

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{10}{0,05} \right) \approx 1,007$$

Mittlere Windgeschwindigkeit

$$v_m(z) = v_{b,0} \cdot c_r(z) \cdot c_0(z) = 24 \cdot 1 \cdot 1,007 \approx 24,168 \text{ m s}^{-1}$$

Geschwindigkeitsdruck

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (24,168)^2 \approx 365,058 \text{ N m}^{-2}$$

Spitzengeschwindigkeitsdruck

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln(10/0.05)} \approx 0,1887$$

$$q_p = q_b \cdot (1 + 7 \cdot I_v(z)) = 365,058 \cdot (1 + 7 \cdot 0.1887) \approx 847,262 \text{ N m}^{-2}$$

Referenzfläche

$$A_{ref,x} = (0,8 + 1,0) \cdot 100 = 1,8 \cdot 100 = 180 \text{ m}^2$$

Tabelle 2: Tabelle der Fahrbahnschutzeinrichtungen

Fahrbahnschutzeinrichtung	an einer Seite	an beiden Seiten
offenes Gelände oder offene Schutzplanken	$d + 0,3 \text{ m}$	d + 0,6
geschlossenes Gelände oder geschlossene Schutzwände	$d + d_1$	$d + 2d_1$
offenes Gelände und offene Schutzplanken	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Windlastfaktor

$$C = \frac{q_p}{q_b} \cdot c_{f,x} = \frac{847,262}{365,058} \cdot 1,3 \approx 3,017$$

Berechnung der Windkraft

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b,0}^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 24^2 \cdot 3,017 \cdot 180 \approx 195501,6 \text{ N}$$

$$F_w \approx 195,5 \text{ kN}$$

5.3 Windlast auf den Brückenbalken in z-Richtung**Gegebene Daten**

- Breite der Brücke: $B = 4 \text{ m}$
- Länge der Brücke: 100 m
- Geschwindigkeitsdruck: $q_b = 553,54$
- Spitzengeschwindigkeitsdruck: $q_p = 1146,38$
- Kraftbeiwert: $c_f(z) = 0,9$

Windlastfaktor

$$C = \frac{q_p}{q_b} \cdot c_{f,z} = \frac{847,262}{365,058} \cdot 0,9 \approx 2,089$$

Referenzfläche

$$A_{ref,x} = 4 \cdot 100 = 400 \text{ m}^2$$

Berechnung der Windkraft

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b,0}^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24^2 \cdot 2,089 \cdot 400 = 300816 \text{ N}$$

$$F_w \approx 300,82 \text{ kN}$$

5.4 Windlast auf den Brückenpylon in x-Richtung**Gegebene Daten**

- Höhe des Pylons: $h = 24 \text{ m}$
- Durchmesser des Pylons: $d = 1,016 \text{ m}$

Rauhigkeitsfaktor

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{24 + 10}{0,05} \right) \approx 1,24$$

Mittlere Windgeschwindigkeit

$$v_m(z) = v_{b,0} \cdot c_r(z) = 24 \cdot 1,24 \approx 29,76 \text{ m s}^{-1}$$

Geschwindigkeitsdruck

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (29,76)^2 \approx 553,54 \text{ N m}^{-2}$$

Spitzengeschwindigkeitsdruck

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln(24 + 10/0.05)} \approx 0,153$$

$$q_p = q_b \cdot (1 + 7 \cdot I_v(z)) = 553,54 \cdot (1 + 7 \cdot 0.153) \approx 1146,38 \text{ N m}^{-2}$$

Referenzfläche

$$A_{ref} = d \cdot z = 1,016 \cdot 24 = 24,384 \text{ m}^2$$

Kraftbeiwert

$$C = \frac{q_p}{q_b} \cdot c_{f,x} = \frac{1146,38}{553,54} \cdot 1,3 \approx 2,69$$

Berechnung der Windkraft

$$F_w = q_p \cdot C \cdot A_{ref}$$

$$F_w = 1146,38 \cdot 2,69 \cdot 24,384 \approx 75194,46 \text{ N}$$

$$F_w \approx 75,2 \text{ kN}$$

5.5 Windlasten auf Brückenseile in x-Richtung**Gegebene Daten**

- Höhe der Seile über dem Boden: $z = 24 \text{ m}$
- Luftdichte: $\rho = 1,25 \text{ kg m}^{-3}$
- Geländekategorie II: Rauigkeitslänge $z_0 = 0,05 \text{ m}$
- Rauigkeitsfaktor: $c_r(z) = 1,24$
- Mittlere Windgeschwindigkeit: $v_m(z) = 29,76$
- Geschwindigkeitsdruck: $q_b = 553,54$
- Spitzengeschwindigkeitsdruck: $q_p = 1146,38$
- Kraftbeiwert: $c_f = 1,2$

Seil 1

- Durchmesser: $d = 100 \text{ mm} = 0,1 \text{ m}$
- Länge: $l = 46,648 \text{ m}$
- Referenzfläche: $A_{ref} = d \cdot l = 0,1 \cdot 46,648 = 4,6648 \text{ m}^2$

$$F_{w1} = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} = 1146,38 \cdot 1,2 \cdot 4,6648 \approx 6417,16 \text{ N}$$

$$F_{w1} \approx 6,42 \text{ kN}$$

Seil 2

- Durchmesser: $d = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$
- Länge: $l = 31,241 \text{ m}$
- Referenzfläche: $A_{ref} = d \cdot l = 0,05 \cdot 31,241 = 1,56205 \text{ m}^2$

$$F_{w2} = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} = 1146,38 \cdot 1,2 \cdot 1,56205 \approx 2148,843 \text{ N}$$

$$F_{w2} \approx 2,15 \text{ kN}$$

Seil 3

- Durchmesser: $d = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$
- Länge: $l = 28,844 \text{ m}$
- Referenzfläche: $A_{ref} = d \cdot l = 0,05 \cdot 28,844 = 1,4422 \text{ m}^2$

$$F_{w3} = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} = 1146,38 \cdot 1,2 \cdot 1,4422 \approx 1574,053 \text{ N}$$

$$F_{w3} \approx 1,57 \text{ kN}$$

Seil 4

- Durchmesser: $d = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$
- Länge: $l = 40 \text{ m}$
- Referenzfläche: $A_{ref} = d \cdot l = 0,05 \cdot 40 = 2 \text{ m}^2$

$$F_{w4} = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} = 1146,38 \cdot 1,2 \cdot 2 \approx 2751,312 \text{ N}$$

$$F_{w4} \approx 2,75 \text{ kN}$$

Seil 5

- Durchmesser: $d = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$
- Länge: $l = 53,666 \text{ m}$
- Referenzfläche: $A_{ref} = d \cdot l = 0,05 \cdot 53,666 = 2,6833 \text{ m}^2$

$$F_{w5} = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} = 1146,38 \cdot 1,2 \cdot 2,6833 \approx 3691,298 \text{ N}$$

$$F_{w5} \approx 3,70 \text{ kN}$$

5.6 Zusammenfassung der Windlasten

5.6.1 Horizontale Windlasten

- Windlast auf den Pylon: $F_{wpylon} \approx 75,2 \text{ kN}$
- Windlast auf die Seile: $F_{wseile} \approx 16,59 \text{ kN}$
- Windlast auf den Brückenbalken: $F_{wbalken, horizontal} \approx 195,5 \text{ kN}$

Gesamte horizontale Windlast:

$$F_{wtotal, horizontal} = F_{wpylon} + F_{wseile} + F_{wbalken, horizontal}$$

$$F_{wtotal, horizontal} \approx 75,2 + 16,59 + 195,5 = 287,29 \text{ kN}$$

5.6.2 Vertikale Windlasten

- Vertikale Windlast auf den Brückenbalken: $F_{wbalken, vertikal} \approx 300,82 \text{ kN}$

6 Brückenauflager

Die Auflager der Brücke sind so gestaltet, dass sie die in der nachfolgenden Tabelle 3 aufgeführte Verschiebungen und Verdrehungen blockieren. Lager zwei und drei sind in x-Richtung beweglich, um Temperaturdehnungen zu ermöglichen. Zudem sind sie um die y-Achse frei drehbar, um Belastungen aus Biegung nicht durch die Lager abzutragen, sondern über den Brückenbalken. Der Balken der Brücke besitzt in y-Richtung die längsten Bleche seines Querschnitts und ist so gegen Biegung in y-Richtung besonders belastungsfähig. Lager eins hingegen ist zusätzlich in x-Richtung festgehalten, um eine Längsbewegung der Brücke zu verhindern. In Abbildung 3 sind die Lager dargestellt, wie in RFEM5. Für eine bessere Vorstellung in welcher Richtung der Brückenbalken gelagert ist, wird in Abbildung 4 dieser noch einmal mit den Koordinatenrichtungen dargestellt.

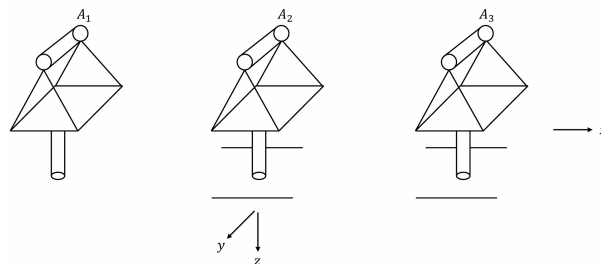


Abbildung 3: Darstellung der Lagerung in RFEM5

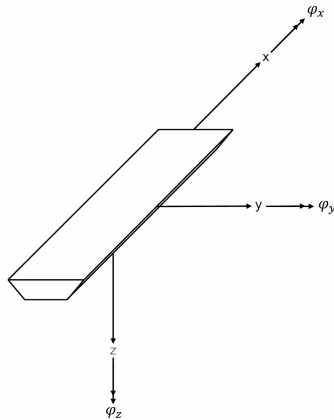


Abbildung 4: Koordinatensystem dargestellt am Brückenbalken

Tabelle 3: Auflager Festhaltungen

	A ₁	A ₂	A ₃
x	X		
y	X	X	X
z	X	X	X
ϕ_x	X	X	X
ϕ_y			
ϕ_z			

Um die Umsetzung dieser Lagerungsmethode in die Praxis zu veranschaulichen, wird auf Abbildung 5 verwiesen. Dort ist ersichtlich, dass an jedem Auflagerpunkt sich eine Kombination aus zwei Auflagern befindet. Im Grunde ist die Funktion der Lagerung die gleiche, wie die Lagerung in RFEM5. Was im ersten Moment nicht intuitiv zu erkennen ist, dass die Verdrehung um die Z-Achse an den Auflagerpunkten nicht möglich scheint. Ein Blick auf Abbildung 6 zeigt, dass entlang der Tangente des Kreises bei geringen gegensätzlichen Verschiebungen der Auflagerpaare in Längsrichtung geringe Verdrehungen um den Winkel Alpha möglich sind. Aufgrund der Kombination zweier Auflager sind die Verdrehungen um die x-Achse blockiert.

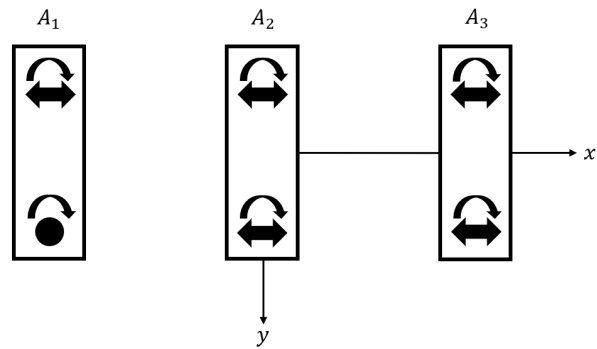


Abbildung 5: Draufsicht auf Brückenaufleger in der Realität

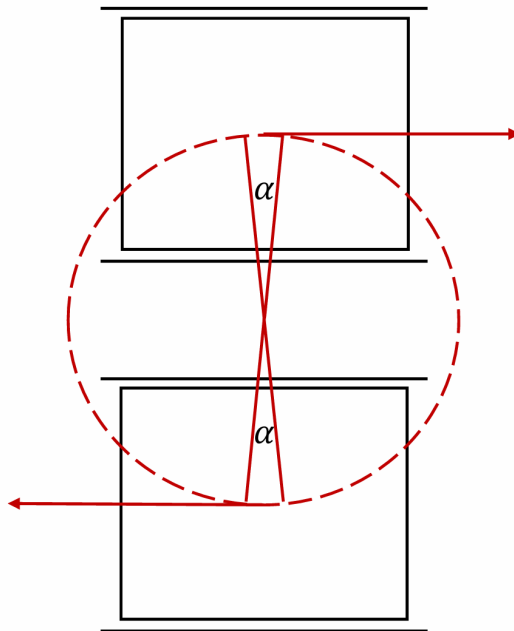


Abbildung 6: Darstellung kleiner Verdrehung zweier Brückenaufleger

7 Analyse mit Statiksoftware RFEM5

Die Statiksoftware RFEM5 wird von Tragwerksplanern und Statikern genutzt, um komplizierte Tragwerke oder einfache Systeme digital zu erstellen und berechnen zu lassen. Unter anderem können mit diesem Programm statische Berechnungen, Eigenfrequenzen, Wärmeübertragungen etc. analysiert werden. In diesem Projekt werden die Funktionen der statischen Berechnung einer Schrägseilbrücke unter Eigengewicht, Wind- und Verkehrslast genutzt. Im weiteren Verlauf wird das System so modifiziert, dass aus Verformungen und Verschiebungen Seillängenänderungen berechnet werden können, die für das System einen geeigneteren Biegemomentenverlauf hervorbringen. Für die Bemessung des Brückenbalkens werden Knickfiguren analysiert, um mit den dazugehörigen Vergrößerungsfaktoren den Nachweis der Stabilität zu erbringen. Die entstandenen Spannungen in den Bauteilen werden mit der Spannungsanalyse von RFEM5 berechnet und in Abbildung 7 ist das Brückenmodell aus RFEM5 dargestellt. [6]

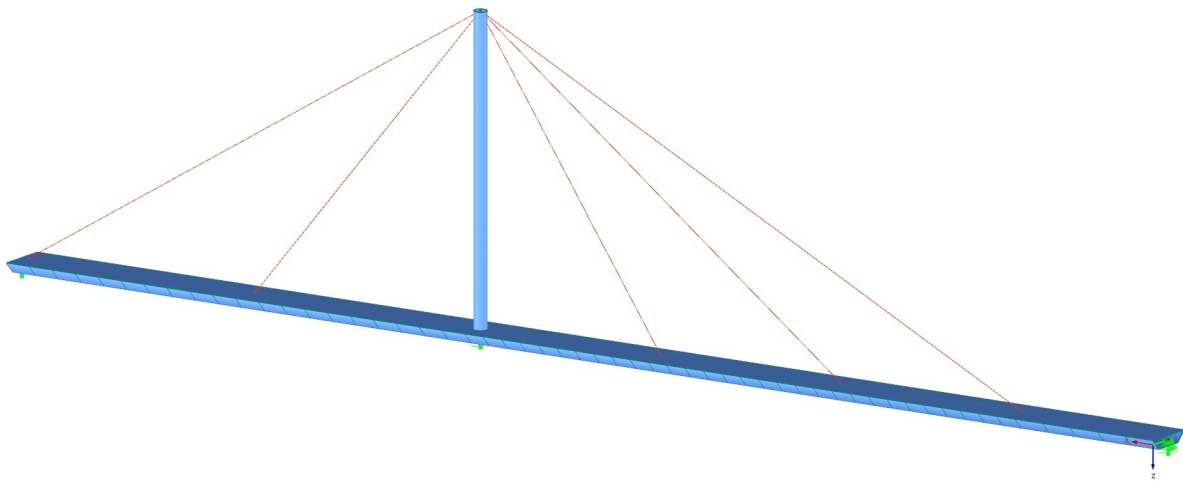


Abbildung 7: Brückenmodell in RFEM5

7.1 Ergebniskombination

In dieser Arbeit werden die Analysen und statischen Berechnungen auf Grundlage von Ergebniskombinationen durchgeführt. Eine Ergebniskombination fasst die Ergebnisse aus verschiedenen Lastfällen zusammen, um die Gesamtauswirkungen auf eine Struktur zu bewerten. Um ein möglichst detailliertes Bild der minimalen und maximalen möglichen Belastung zu erhalten, sind die Verkehrslasten abschnittsweise auf den Brückenbalken aufgebracht. Das Eigengewicht sowie die Windlast sind dabei standardmäßig für jeden Lastfall voll angesetzt. Für jeden Punkt im System, werden für die einzelnen Lastfälle die maximalen und minimalen Biegemomente berechnet. Dabei werden an jedem Punkt einmal die positiven Momente kombiniert und einmal die negativen Momente kombiniert, um dadurch eine minimale und maximale Biegelinie zu berechnen. In Abbildung 8 ist die abschnittsweise Belastung und Kombination beispielhaft dargestellt.[6]

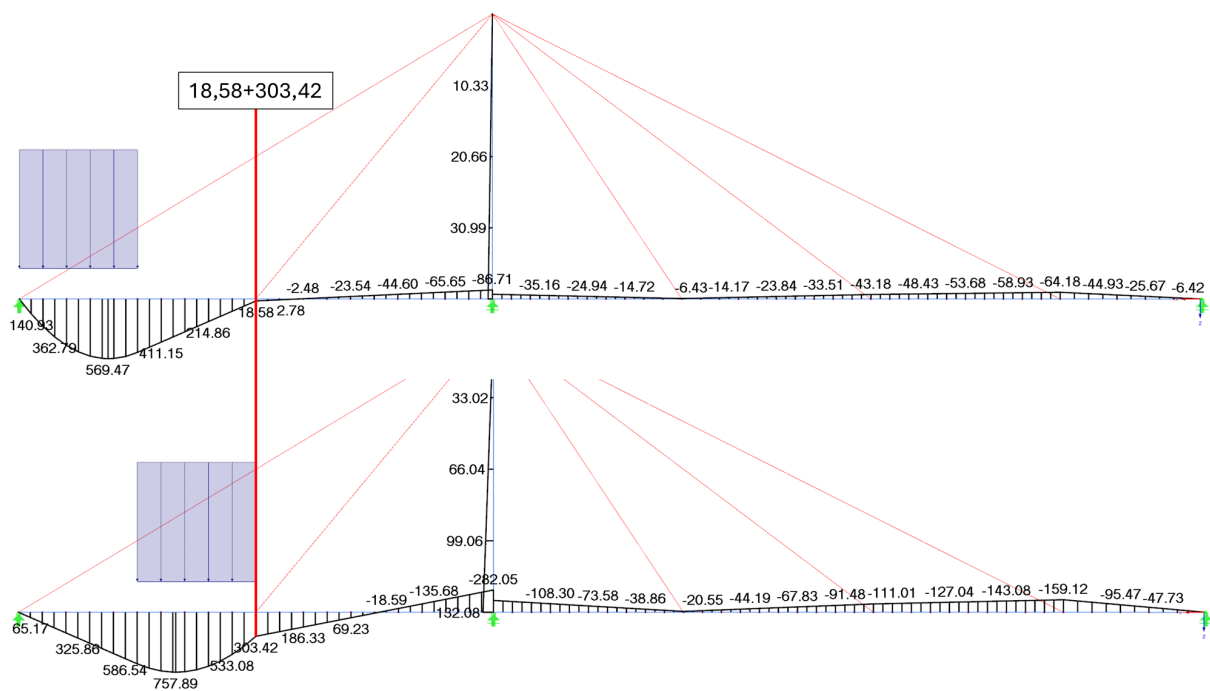


Abbildung 8: Abschnittsweise Belastung für Ergebniskombination

8 Berechnung der Seilvorspannung

8.1 Kabel im Modell

Die Brückenkabel werden im Modell als Fachwerkstab gewählt, die nur Normalkraft aufnehmen. Dadurch leitet das Kabel lediglich die Normalkräfte weiter und berücksichtigt dabei nicht das Eigengewicht. Die Eigenlast des Kabels ist so gering, dass diese keinen relevanten Unterschied für die weiteren Berechnungen erbringen. In der folgenden Abbildung 9 ist der Unterschied der Biegemomentenverläufe unter Eigengewicht dargestellt, mit und ohne Seileigengewicht. Die Seillasten sind als Einzellasten an den Verankerungspunkten auf den Brückebalken aufgebracht. Der Unterschied der Biegemomente beläuft sich auf wenige Prozent und ist somit vernachlässigbar. Zusammen mit den anderen Lasten, würde dies sogar noch geringer ausfallen.

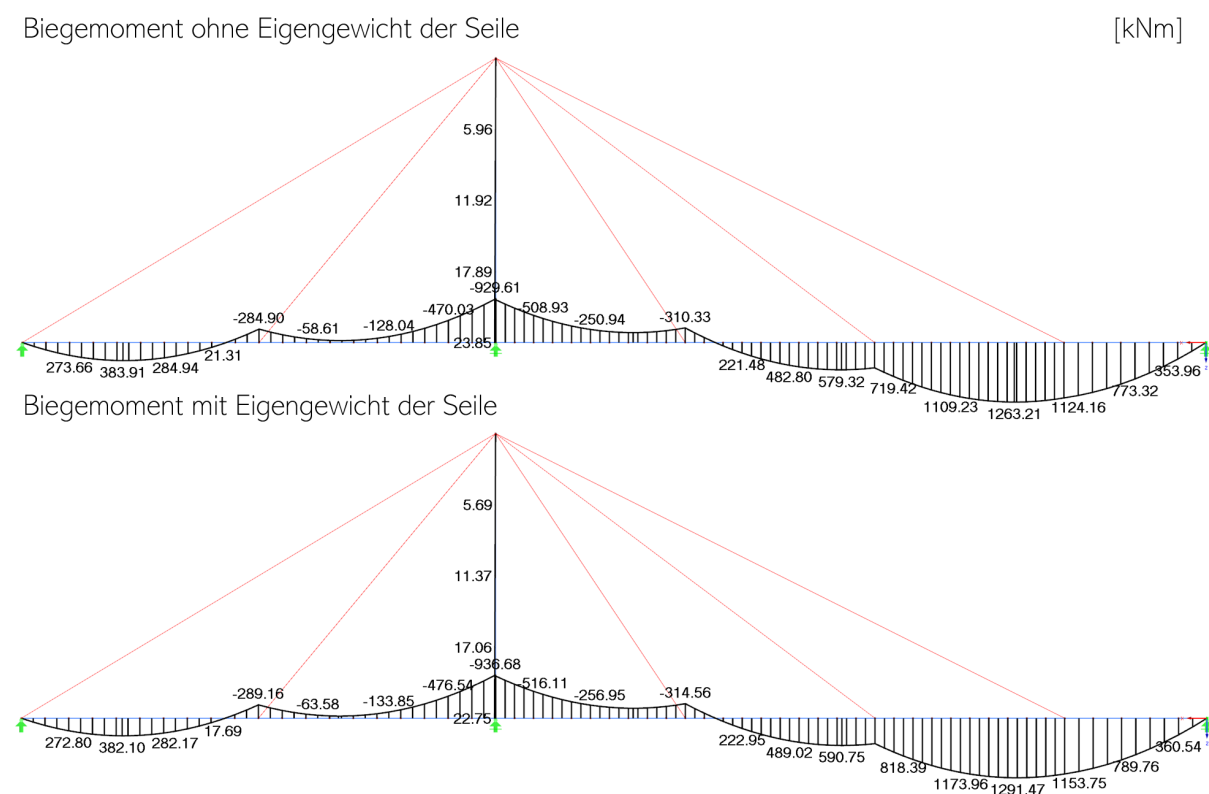


Abbildung 9: Biegemomentenverlauf unter Eigengewicht

8.2 Momentenumhüllende

Aus den berechneten Extrema $M_{y,min.}$ und $M_{y,max.}$ der Ergebniskombination werden im Folgenden die daraus resultierende Momentenumhüllende in Abb.10 dargestellt, die aus zwei Biegelinien besteht. Die Werte, die sich zwischen den beiden Extrema befinden, werden im folgenden berechnet. Diese Werte werden für die weitere Berechnung benötigt, um daraus anschließend einen Querkraftverlauf zu erstellen. [3]

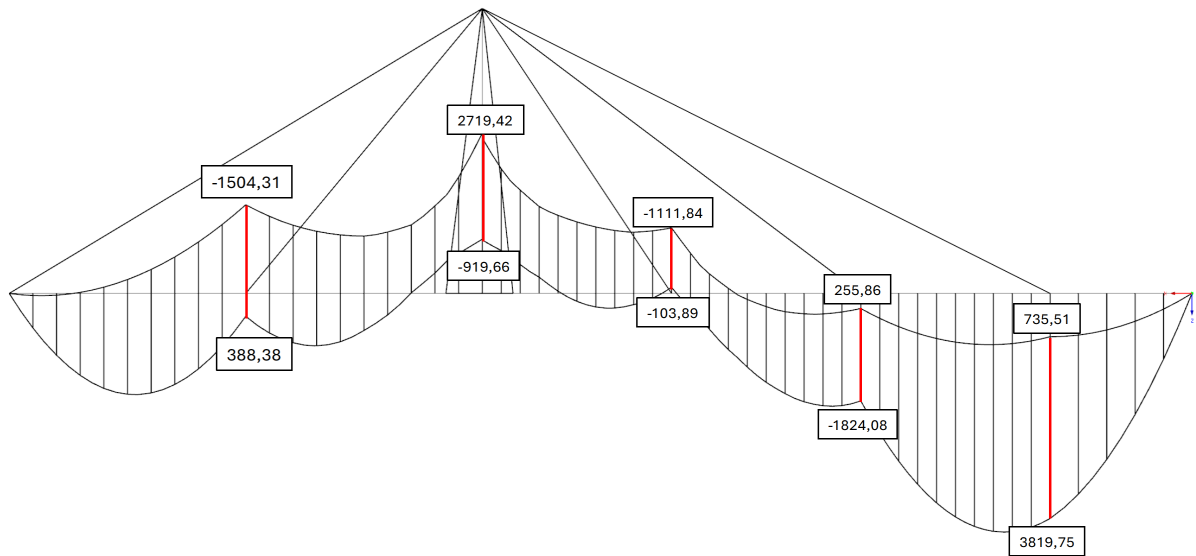


Abbildung 10: Momentenumhüllende

8.3 Berechnung der Mittelwerte zwischen $M_{y,\max.}$ und $M_{y,\min.}$

$$M_0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_1 = \frac{-1504,31 + 388,33}{2} = -557,99 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{-2719,42 - 919,66}{2} = -1819,54 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \frac{-1111,84 + 103,89}{2} = -607,865 \text{ kNm}$$

$$M_4 = \frac{1824,08 + 255,86}{2} = 1039,97 \text{ kNm}$$

$$M_5 = \frac{735,51 + 3819,75}{2} = 2277,63 \text{ kNm}$$

$$M_6 = 0 \text{ kNm}$$

Die in Abbildung 11 rot gestrichelte Linie bildet die Werte der gemittelten Biegemomente ab. Diese wird an der x-Achse gespiegelt, um die gegensätzliche schwarze Biegelinie zu erzeugen. Aus den Steigungen der gespiegelten Biegelinie wird der dazugehörige Querkraftverlauf in Kapitel 8.4 berechnet.

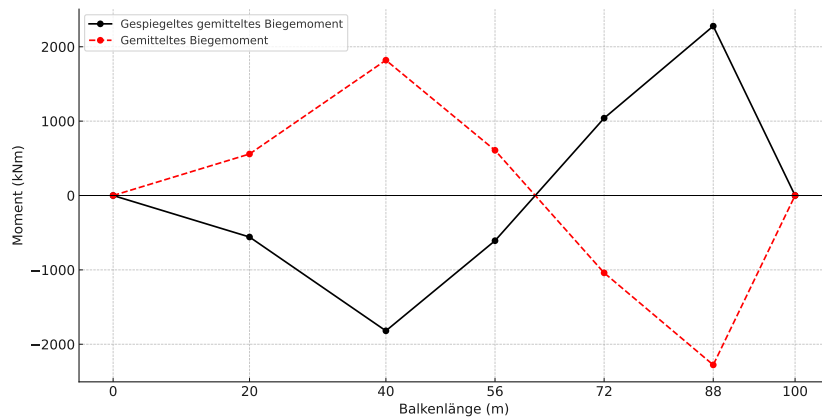


Abbildung 11: Gemitteltes Biegemoment

8.4 Querkraftverlauf aus gespiegelter Biegelinie

Berechnung des Querkraftverlaufes

$$Q_1 = \frac{M_n - M_{n-1}}{L}$$

$$Q_1 = \frac{M_1 - 0}{20m} = \frac{-557,99 \text{ kNm}}{20m} = -27,8995 \text{ kN}$$

$$Q_2 = \frac{M_2 - M_1}{20m} = \frac{-1819 \text{ kNm} - (-557,99 \text{ kNm})}{20m} = -63,0775 \text{ kN}$$

$$Q_3 = \frac{M_3 - M_2}{16m} = \frac{-607,915 \text{ kNm} - (-1819,54 \text{ kNm})}{16m} = 75,7266 \text{ kN}$$

$$Q_4 = \frac{M_4 - M_3}{16m} = \frac{1039,97 \text{ kNm} - (-607,865 \text{ kNm})}{16m} = 102,9897 \text{ kN}$$

$$Q_5 = \frac{M_5 - M_4}{16m} = \frac{-2277,63 - 1039,97 \text{ kNm}}{16m} = -77,35375 \text{ kN}$$

$$Q_6 = \frac{0 - M_5}{16m} = \frac{0 - 2277,63 \text{ kNm}}{12m} = -189,8025 \text{ kN}$$

Aus dem Querkraftverlauf (Abb.12) berechnen wir nun die Sprünge. Das Ergebnis ist die berechnete Last, die an den Normalkraftlagern der einzelnen Seile einwirken muss, um das Vorspannen und Verlängern der Seile zu berechnen. Darauf wird genauer im nächsten Kapitel 8.5 eingegangen. [3]

$$Q_{y,sprung,1} = 0 - 27,8995 = -27,8995 \text{ kN}$$

$$Q_{y,sprung,2} = -63,0775 - 27,8995 = -35,176 \text{ kN}$$

$$Q_{y,sprung,3} = 63,0775 + 75,7266 = 138,8052 \text{ kN}$$

$$Q_{y,sprung,4} = 102,9897 - 75,7266 = 27,26 \text{ kN}$$

$$Q_{y,sprung,5} = -102,9897 + 77,35375 = -25,63595 \text{ kN}$$

$$Q_{y,sprung,6} = -77,35375 - 189,8025 = -267,15625 \text{ kN}$$

$$Q_{y,sprung,7} = 189,8025 - 0 = 189,8025 \text{ kN}$$

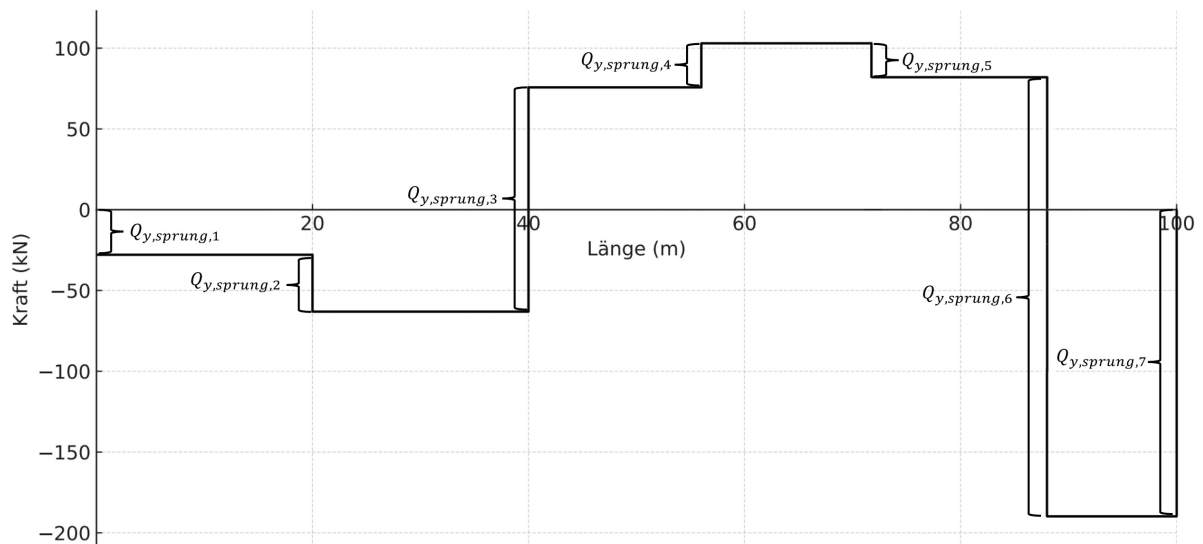


Abbildung 12: Querkraftverlauf

8.5 Seilkräfte

Damit die Brückenkabel, die in Abschnitt 3.4 berechneten Kräfte $Q_{y,\text{sprung},i}$ auf die Brücke einwirken, muss die dazu nötige Kraft in den Kabeln berechnet werden. Diese Kräfte berechnen wir mittels Neigungswinkels der Kabel trigonometrisch. Da die Auflagerkraft orthogonal zur Fahrbahnfläche steht, geht der Sprung $Q_{y,\text{sprung},7}$ vollständig ein und nicht anteilig.

Berechnung der Neigungswinkel der Kabel

$$\alpha_{s_i} = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Pylonhöhe oberhalb des Brückenbalkens}}{\text{Abstand der Seilverankerung zum Pylon}} \right)$$

$$\alpha_{s_1} = \tan^{-1} \left(\frac{24m}{40m} \right) = 30.963^\circ$$

$$\alpha_{s_2} = \tan^{-1} \left(\frac{24m}{20m} \right) = 50.1944^\circ$$

$$\alpha_{s_3} = \tan^{-1} \left(\frac{24m}{16m} \right) = 56.3099^\circ$$

$$\alpha_{s_4} = \tan^{-1} \left(\frac{24m}{32m} \right) = 36.8699^\circ$$

$$\alpha_{s_5} = \tan^{-1} \left(\frac{24m}{48m} \right) = 26.565^\circ$$

Berechnung der Seilkräfte und Auflagerkraft

$$S_{N,i} = \frac{Q_{y,\text{sprung},S_i}}{\sin(\alpha_{S_i})}$$

$$S_{N_2} = \frac{-35,176}{\sin(50.1944^\circ)} = -45,78891 \text{ kN}$$

$$S_{N_3} = \frac{27,26}{\sin(56.3099^\circ)} = 32,76245 \text{ kN}$$

$$S_{N_4} = \frac{-25,63595}{\sin(36.8699^\circ)} = -42,726581 \text{ kN}$$

$$S_{N_5} = \frac{-267,15625}{\sin(26,5650^\circ)} = -597,3806 \text{ kN}$$

$$A_3 = -375,293 \text{ kN}$$

8.6 Kabelvorspannung und Auflagerverschiebung

Ziel der Kabelvorspannung ist es, die durch Verkehrslast und Eigengewicht ausgelösten Biegemomente der Ergebniskombination im Brückenbalken so zu beeinflussen, dass die Extrema abgemindert werden. Dies geschieht, indem der Mittelwert der beiden Extrema zur Nulllinie verschoben wird. Für die Bemessung der Kabelvorspannung sind lediglich vier von fünf Kabeln geeignet, da die Zugkräfte des Rückhaltekebels vollständig vom Brückenaufleger aufgenommen werden und somit keinen Einfluss haben. Dies bringt ein Problem hervor, denn die restlichen Biegemomente dürfen nicht vernachlässigt werden und müssen ebenfalls beeinflusst werden. Erzielt werden kann dies mit der Verschiebung des Pylons orthogonal zur Fahrbahnoberfläche, was theoretisch möglich ist, aber praktisch viel zu aufwendig. Eine einfachere Möglichkeit ist, die Verschiebung eines der Auflager äquivalent zum Vorgehen beim Pylon. Gewählt für die Verschiebung ist hier das Auflager Nr.3. Somit können nun alle berechneten Kräfte aus den Querkraftsprüngen untergebracht werden, bis auf $Q_{y,\text{sprung},1}$ am Auflager Nr.1 und $Q_{y,\text{sprung},4}$ am Pylon. Dafür wird das Kräftegleichgewicht an der Pylonspitze, berechnet um die restlichen Kräfte so über das Rückhalteseil S_1 auszuwirken. In Abbildung 13 ist das Kräftegleichgewicht dargestellt.

$$Fx: 0 = -S_1 \cdot \cos(\alpha_1) - S_2 \cdot \cos(\alpha_2) + S_3 \cdot \cos(\alpha_3) + S_4 \cdot \cos(\alpha_4) + S_5 \cdot \cos(\alpha_5)$$

$$Fx: 0 = -S_1 \cdot \cos(30.963^\circ) + 45.78891 \cdot \cos(50.1944^\circ) + 32.76245 \cdot \cos(56.3099^\circ) - 42.726581 \cdot \cos(36.8699^\circ) - 597.3806 \cdot \cos(26.560^\circ)$$

$$Fx: S_1 = -607.6172$$

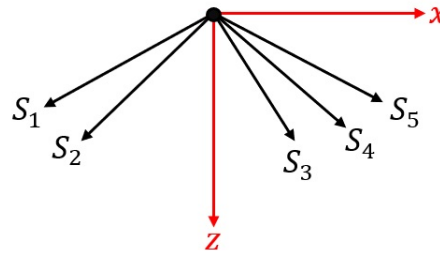


Abbildung 13: Seilkräfte am Pylonkopf

8.7 Kabelvorspannen oder -nachlassen im Modell

Das Vorspannen oder Nachlassen der Kabel erfolgt durch Verkürzung oder Verlängerung der Kabel. Dafür müssen im Modell einige Veränderungen vorgenommen werden. Alle Kabel werden nun als Balken und nicht als Fachwerkstab ausgeführt. An den Verankerungspunkten am Pylon und am Balken werden die Stäbe gelenkig für Verdrehungen um die y- und z-Achse des örtlichen Koordinatensystems der Seile (die x-Achse ist die jeweilige Längsrichtung) gelenkig ausgeführt, damit keine Momente infolge Gelenkverdrehung in nicht-axialer Richtung auftreten. Dies würde sonst dazu führen, den Biegeradius der Seile stark zu verringern und somit einen höheren Biegemomentenverlauf innerhalb des Seils zu erzeugen. In der Mitte der Kabel werden Normalkraftlager angebracht und an den Seilhälften werden Einzellasten als Normalkraft in Höhe der unter den Abschnitten 8.5 und 8.6 berechneten Seilkräfte auf die Seile aufgebracht. Am Auflager Nr. 3 wird eine Punktlast angesetzt. Im Modell sind diese nun die einzigen wirkenden Kräfte auf das gesamte System. Anschließend wird die Verformung des gesamten Systems berechnet (Abb.14). Das Eigengewicht und die Verkehrslasten sind hierbei deaktiviert. Überlappen sich die Kabelhälften, muss das Seil verkürzt werden und entfernen sie sich voneinander, müssen sie verlängert werden. Das Auflager Nr. 3 muss entsprechend der resultierenden Verschiebung nach oben verschoben werden.

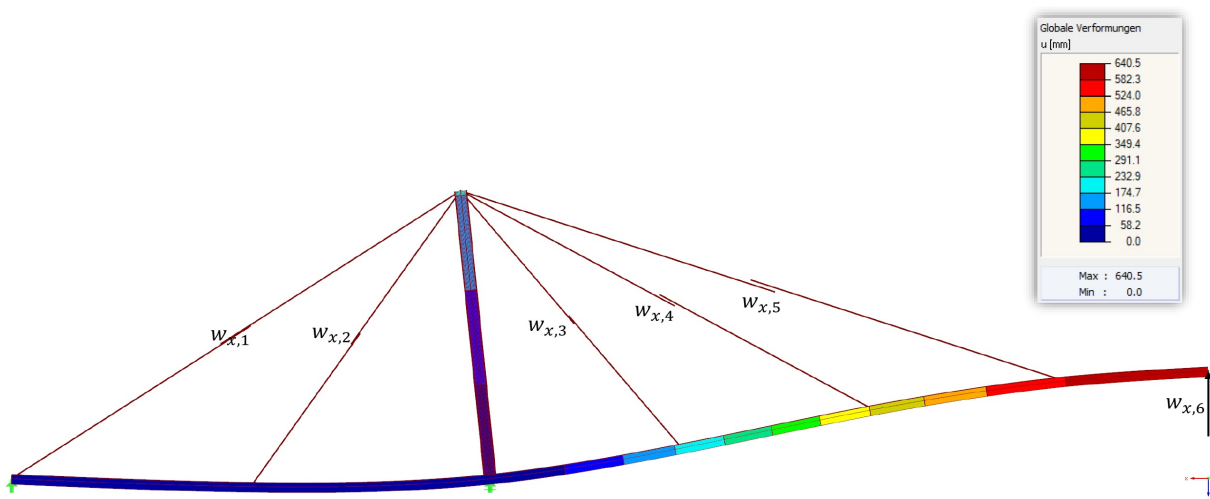


Abbildung 14: Verformungsfigur infolge Seil- und Auflagerlast

8.8 Auswirkung der Seilvorspannung auf Biegemomente

Nach Einstellung der Seile und Verschiebung des Auflagers Nr. 3 in Höhe der in Tabelle 4 angegebenen Werte ist in Abbildung 15 zu erkennen, dass sich der Mittelwert der Biegemomente an den Seilverankerungspunkten und am Pylon zur Nulllinie hin verschoben hat. Dies sorgt für niedrigere Extrema, die die Belastung der Querschnitte verringern und somit eine schlankere Bemessung ermöglichen.

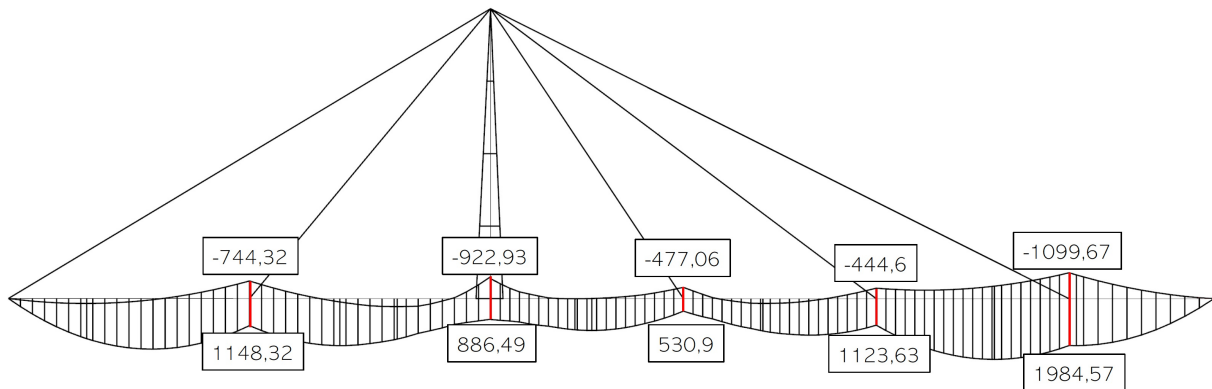


Abbildung 15: Min. und Max. Biegemomentenlinie nach Vorspannung-/ verlängern der Seile und Auflagerverschiebung

Tabelle 4: Normalkraftlager Verschiebung

Verschiebung [mm]	$ w_{x,1} $	$ w_{x,2} $	$ w_{x,3} $	$ w_{x,4} $	$ w_{x,5} $	$ w_{x,6} $
	216,9	76,8	50,3	106,7	171,7	-640,5

9 Bemessung des Brückenbalkens

Die Fahrbahnplatte wird als orthotrope Platte hergestellt (siehe Abb. 16). Das bedeutet, dass im Balkenquerschnitt Längsrippen und Querträger verbaut werden, die für eine verbesserte Aussteifung sorgen [3]. Im Modell wird dies dadurch berücksichtigt, dass diese Bauteile über die Wanddicke im oberen und unteren Blech des Querschnitts verschmiert werden und deshalb 4 mm dicker als die Stege im RFEM-Modell sind.

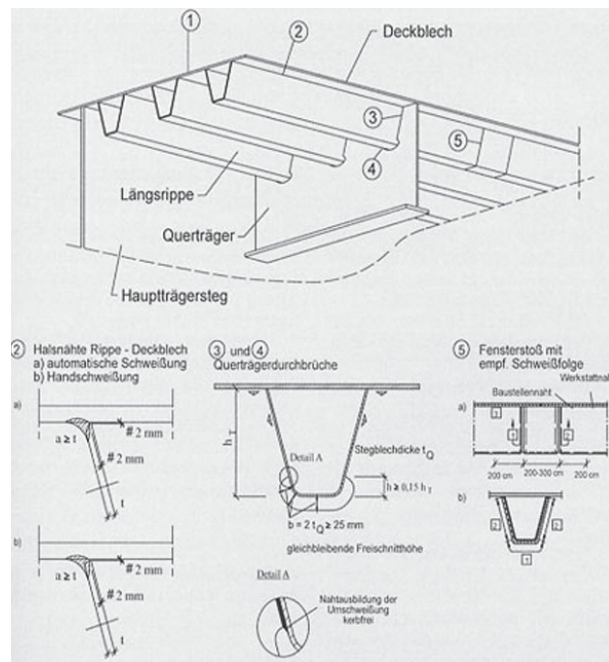


Abbildung 16: Orthotrope Platte[3]

Die Abmessungen des Balkenquerschnitts werden in Abbildung 17 dargestellt und können aus Tabelle 5 entnommen werden. Die Vorauswahl der Blechstärken wurde geschätzt, um mit der Berechnung des Systems zu beginnen und im Nachgang iterativ zu einem effizienteren Querschnitt zu kommen. Da die Querkkräfte durch die Stege abgetragen werden, sind diese in einem Winkel von über 45° angeordnet. Die schräge Anordnung der Stege ist ebenfalls wichtig für die Ästhetik und Aerodynamik [3][7].

Tabelle 5: Maßtabelle für Balkenquerschnitt

Abmessungen	Wert	Einheit
b_o	4000.0	mm
t_o	14.0	mm
s	10.0	mm
h	800.0	mm
b_u	2500.0	mm
t_u	14.0	mm

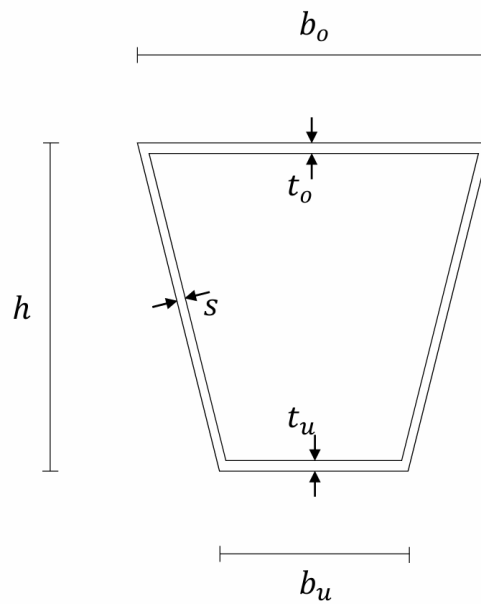
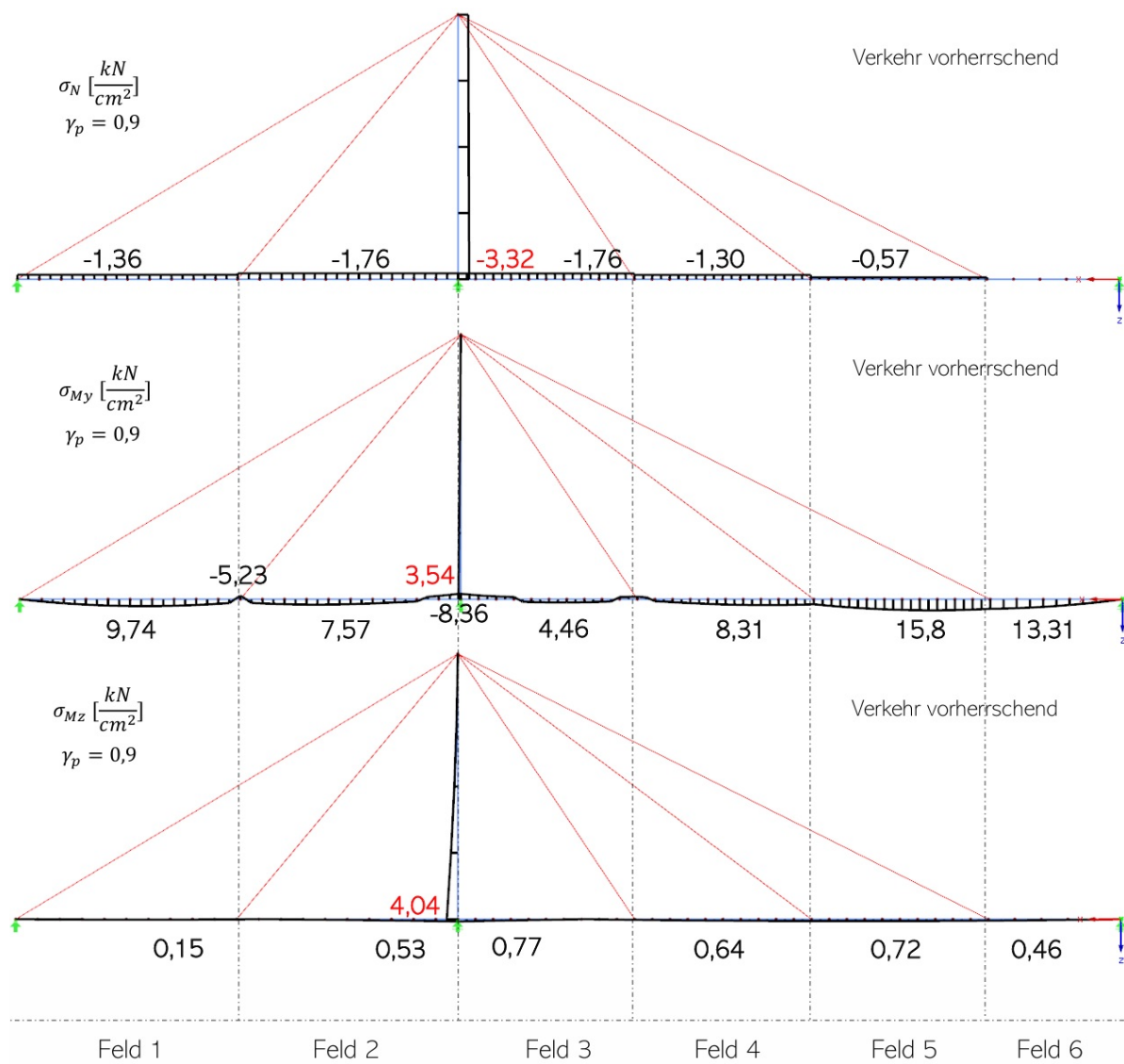
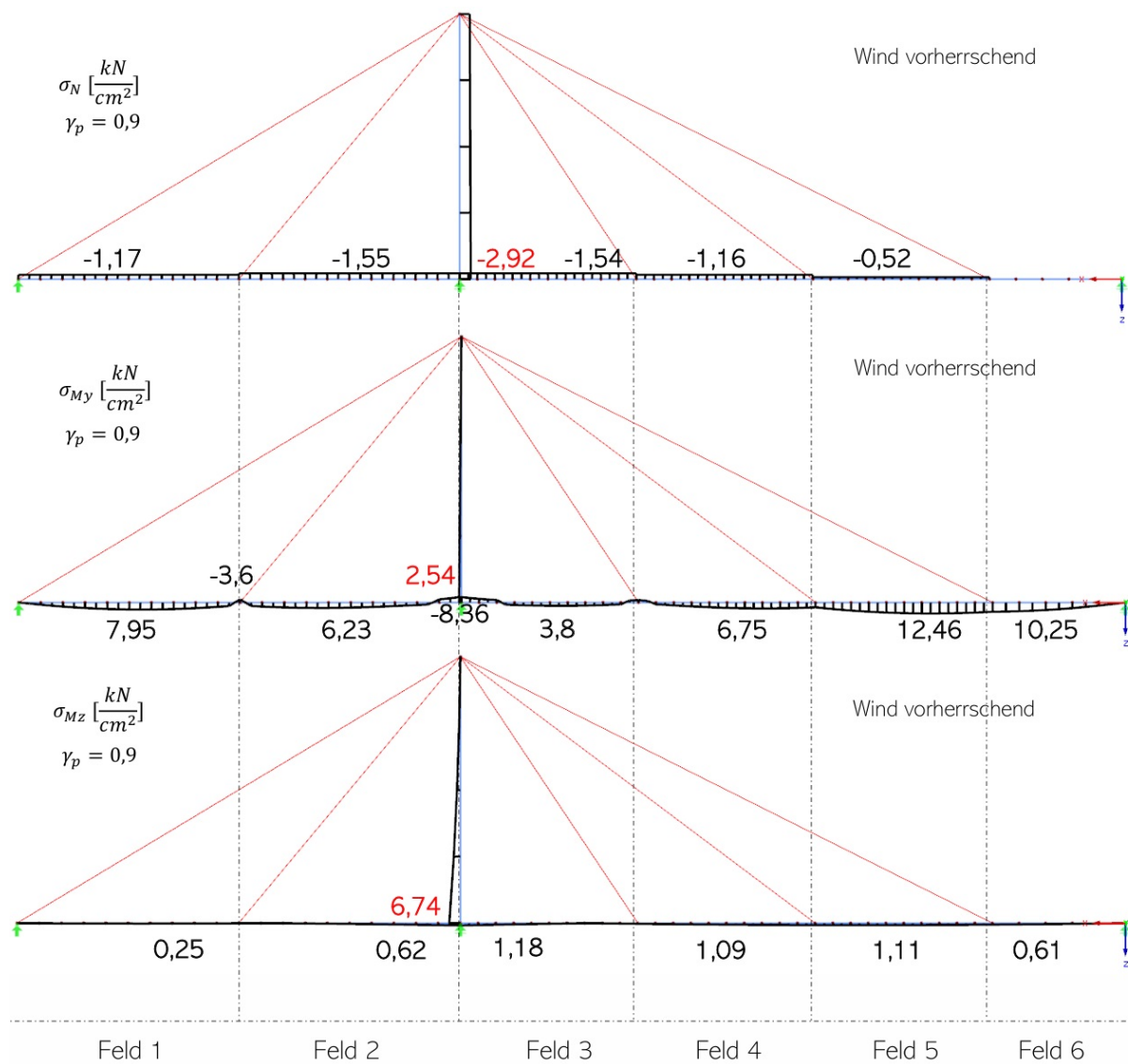


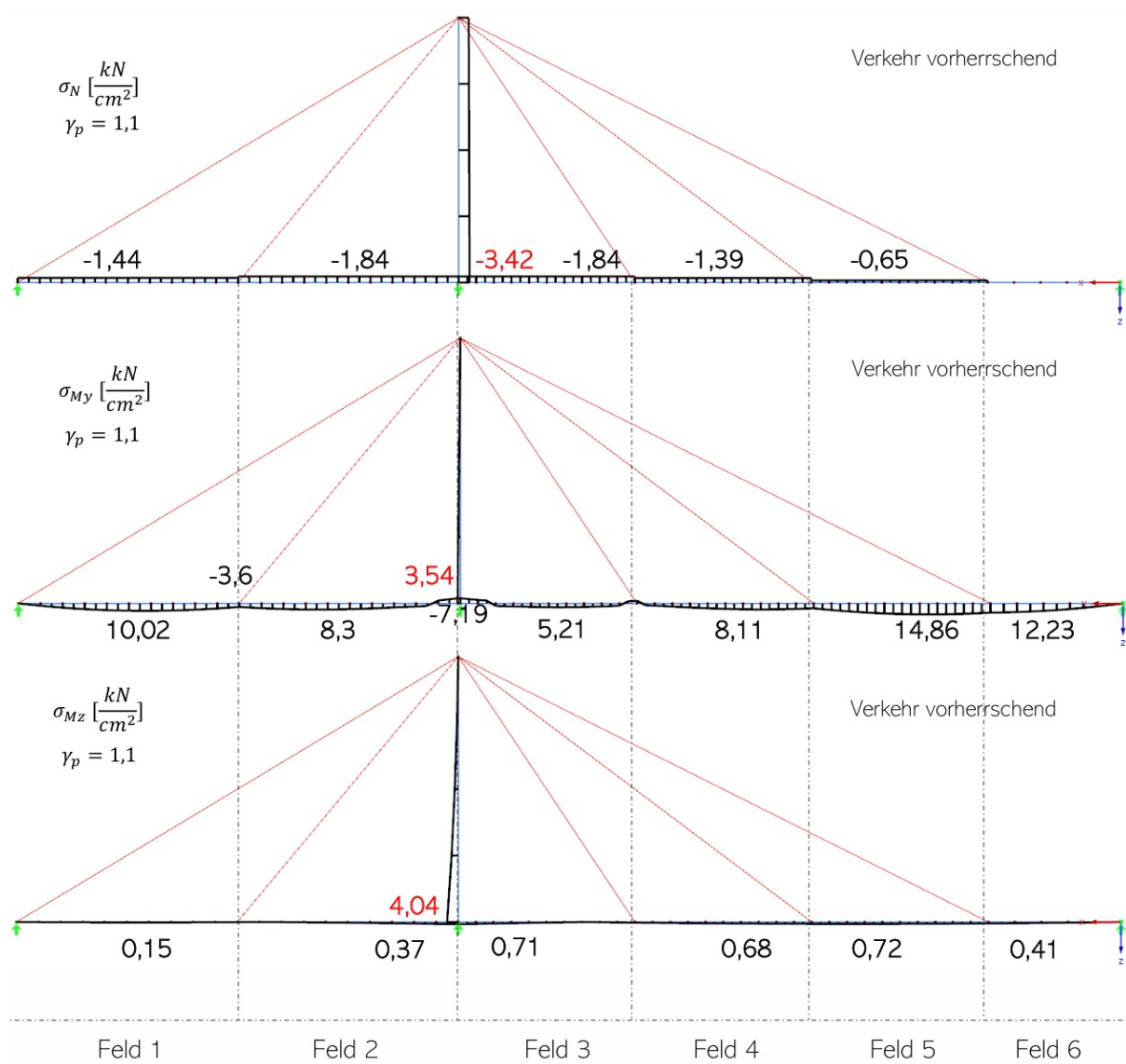
Abbildung 17: Balkenquerschnitt

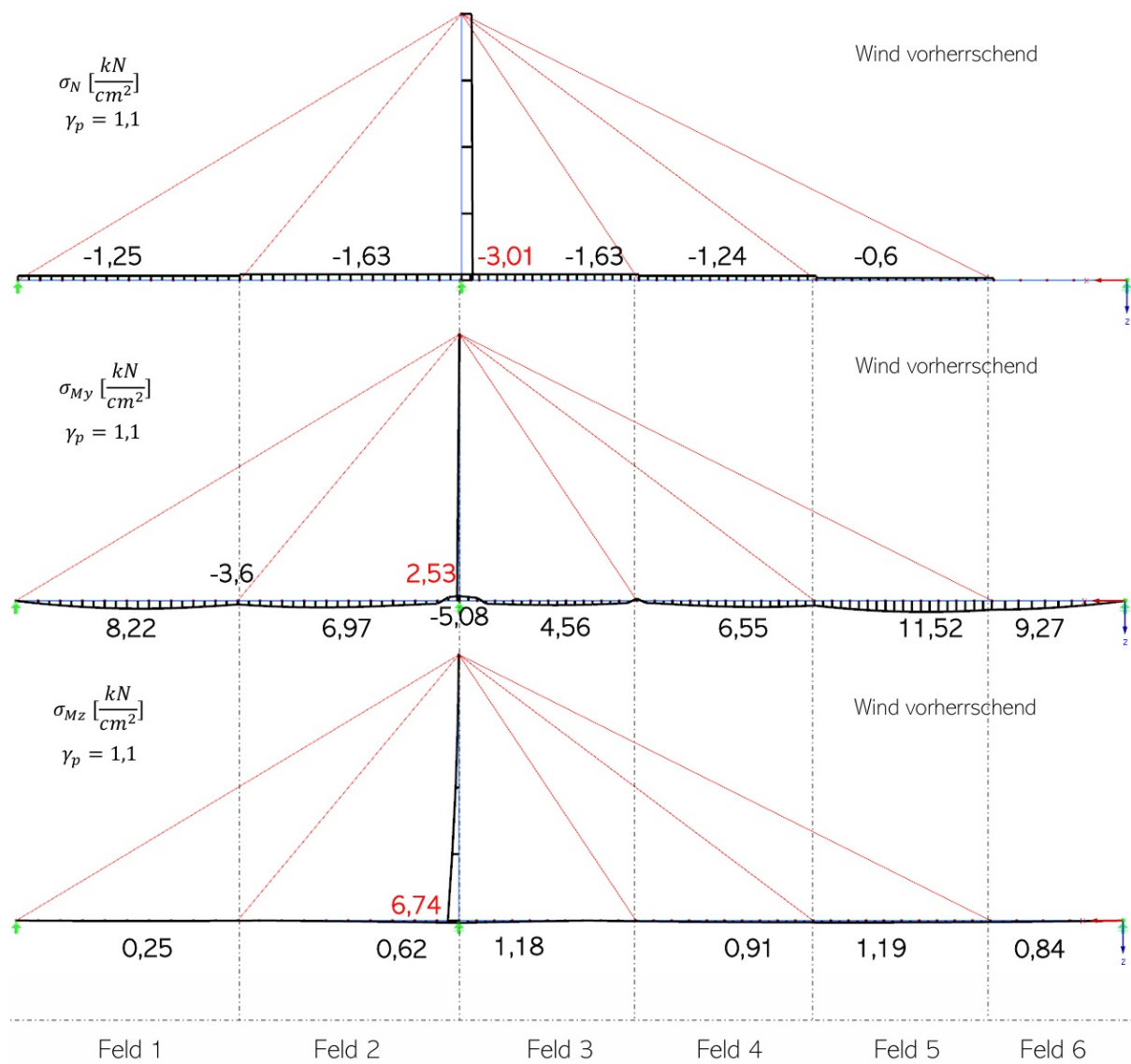
9.1 Querschnittsnachweis nach Theorie II. Ordnung

Der Brückenbalken wird nicht nur durch Biegung belastet, sondern auch durch Normalkraft. Diese resultiert aus den horizontalen Komponenten der Seilzugkräfte. Um den Querschnittsnachweis eines Hohlkastenprofils nach der Theorie II. Ordnung durchzuführen, wird das Moment σ_{M_y} mit dem Vergrößerungsfaktor multipliziert und anschließend mit der Spannung σ_N addiert. Zunächst werden die Schnittgrößen des Systems im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach der Theorie I. Ordnung berechnet. Dabei handelt es sich um die Normalkraft N und das Biegemoment M_y . Diese Größen führen zu den Spannungen σ_N für die Normalkraft und σ_{M_y} für das Biegemoment. Diese Berechnungen werden durchgeführt mit RF-Stahl-Allgemeine Spannungsanalyse von RFEM5 und bilden die Grundlage für die weitere Analyse. [8]. Für die Lastkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt der Sicherheitsbeiwert für die Vorspannung 1,0. Um mögliche Ungenauigkeiten bei der Vorspannung der Seile zu berücksichtigen, werden die auftretenden Spannungen im Brückenbalken bei den Sicherheitsbeiwerten 0,9 und 1,1 betrachtet. In den nachfolgenden Abbildungen 18, 19, 20 und 21 sind die Spannungsanalysen dargestellt. Für die Übersichtlichkeit ist der Brückenbalken in Felder unterteilt. Für jedes Feld ist lediglich der höchste Wert dargestellt. Es lässt sich beobachten, dass die Normalkräfte bei geringerer Vorspannkraft tendenziell niedriger sind. Dies ist sinnvoll, denn die horizontale Komponente, die durch die Seilvorspannung entsteht, wird dadurch vermindert. [8][6]

Abbildung 18: Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 0,9$ und Verkehr vorherrschend

Abbildung 19: Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 0,9$ und Wind vorherrschend

Abbildung 20: Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 1,1$ und Verkehr vorherrschend

Abbildung 21: Spannungsanalyse bei $\gamma_p = 1,1$ und Wind vorherrschend

Anschließend wird der Vergrößerungsfaktor α ermittelt. Dieser Faktor berücksichtigt die zusätzlichen Momente und Kräfte, die durch die Verformungen des Systems entstehen, wie sie in der Theorie II. Ordnung beschrieben werden. Der Vergrößerungsfaktor wird mit der Stabilitätsanalyse RF-Stabil-Stabilitätsanalyse von RFEM5 berechnet. [8]. In Abb.22 sind die ersten vier Verformungsfiguren dargestellt, die sich einstellen würden. In der dazugehörigen Tabelle 5 kann die Verzweigungslast und der Vergrößerungsfaktor eingesehen werden. Der Vergrößerungsfaktor sagt etwas über die Stabilität des Systems aus. Ist dieser nahe an eins, ist das System nicht Knickgefährdet, wird die größer als eins, deutet dies auf eine verminderte Stabilität hin. Der Verzweigungslastfaktor ist der Quotient zwischen der Normalkraft, die für ein Ausknicken sorgt und der wirkenden Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Ist der Verzweigungslastfaktor hoch, ist das System sehr stabil und ist er gering, ist die Stabilität gefährdet. Ist der Verzweigungslastfaktor über 10, muss Theorie II. Ordnung nicht berücksichtigt werden. Aus diesem Grund suchen wir für die Berechnung des Brückenbalkens den geringsten Wert für f , der eine Knickfigur des Brückenbalkens grafisch bereits darstellt. In Abbildung 17 können die Knickfiguren eingesehen werden. Diese entstanden aus der Lastkombination mit $\gamma_p = 0,9$. Die Knickfiguren die sich eingestellt haben aufgrund der anderen Lastkombinationen, waren fast identisch. Für die Entscheidung der maßgebenden Knickfigur für den Brückenbalken, ist die Analyse dieser ausreichend genau. Das Knicken der Figur 2 in Abb.23 zeigt ein deutliches Ausknicken des Brückenbalkens und Figur 1 ein deutliches Ausknicken des Pylons. In den Tabellen 6, 7, 8 und 9 sind die Verzweigungslastfaktoren und Vergrößerungsfaktoren, die durch RFEM5 berechnet wurden dargestellt. [2][6]

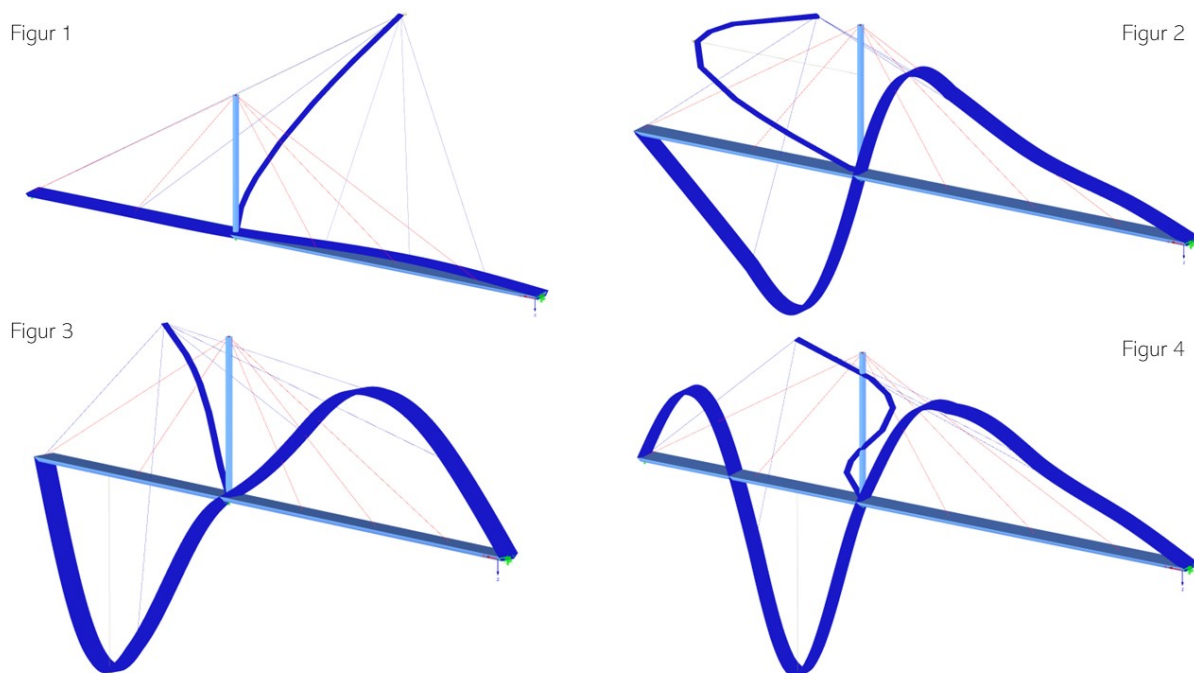


Abbildung 22: Knickfiguren aus RF-Stabil-Stabilitätsanalyse

Tabelle 6: Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 0,9$ mit vorherrschendem Wind

E-Wert Nr.	Verzweigungslastfaktor f	Vergrößerungsfaktor α
1	15,100	1,071
2	29,857	1,035
3	47,700	1,021
4	58,377	1,017

Tabelle 7: Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 0,9$ mit vorherrschendem Verkehr

E-Wert Nr.	Verzweigungslastfaktor f	Vergrößerungsfaktor α
1	13,355	1,081
2	26,081	1,040
3	42,780	1,024
4	52,306	1,020

Tabelle 8: Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 1,1$ und vorherrschendem Wind

E-Wert Nr.	Verzweigungslastfaktor f	Vergrößerungsfaktor α
1	14,695	1,073
2	28,674	1,036
3	44,192	1,023
4	55,450	1,018

Tabelle 9: Verzweigungslastfaktor und Vergrößerungsfaktor bei $\gamma_p = 1,1$ und vorherrschendem Verkehr

E-Wert Nr.	Verzweigungslastfaktor f	Vergrößerungsfaktor α
1	13,075	1,083
2	25,192	1,041
3	49,981	1,026
4	54,081	1,021

Um die tatsächlichen Spannungen im Querschnitt zu bestimmen, wird die Spannung σ_{My} mit dem Vergrößerungsfaktor α multipliziert. Diese Spannung wird dann zur Normalspannung addiert, um die gesamte Spannung $\sigma_{gesamt} = \sigma_N + \sigma_{My,\alpha}$ im Querschnitt zu erhalten [8]. Im folgenden werden alle Biege- und Normalspannungen betrachtet, die entlang des Balkens auftreten, um die maximale Kombination zu ermitteln mit dem größten Vergrößerungsfaktor der Figur 2 aus Tabelle 8. [8]

Multiplikation der Biegepannung mit dem Vergrößerungsfaktor aus Lastkombination mit $\gamma_p = 1,1$ und vorherrschendem Verkehr

$$\sigma_{M,y,i} = \alpha \cdot \sigma_{M,y,1}$$

$$\sigma_{M,y,1} = 1,041 \cdot 10,02 = 10,431 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{M,y,2} = 1,041 \cdot 8,3 = 8,64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{M,y,3} = 1,041 \cdot 5,21 = 5,424 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{M,y,4} = 1,041 \cdot 8,11 = 8,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{M,y,5} = 1,041 \cdot 14,86 = 15,47 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{M,y,6} = 1,041 \cdot 12,23 = 12,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Addition der vergrößerten Normalspannung mit der Biegespannung aus Lastkombination mit $\gamma_p = 1,1$ mit vorherrschendem Verkehr

$$\sigma_{\text{gesamt},i} = \sigma_{N,\alpha,i} + \sigma_{My,i}$$

$$\sigma_{\text{gesamt},1} = 1,44 + 10,431 = 2,4831 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{gesamt},2} = 1,84 + 8,64 = 10,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{gesamt},3} = 1,84 + 5,424 = 7,264 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{gesamt},4} = 1,39 + 8,44 = 9,83 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{gesamt},5} = 0,65 + 15,47 = 16,12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{gesamt},6} = 0 + 12,73 = 12,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Damit beträgt die höchste kombinierte Spannung $12,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$. Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit für S 235-Stahl, welcher für den Brückenbalken verwendet wurde, liegt bei $\sigma_{Rd} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$. Der abschließende Querschnittsnachweis wird durchgeführt, indem überprüft wird, ob die kombinierte Spannung σ_{gesamt} die zulässige Spannung des Materials nicht überschreitet. Dieser Schritt stellt sicher, dass sowohl die direkten Spannungen als auch die durch Verformungen verursachten indirekten Spannungen im Querschnitt berücksichtigt werden. Diese Methode führt zu einer genaueren Berechnung der Spannungen und trägt zur Sicherheit und Wirtschaftlichkeit des Tragwerks bei, indem sie die komplexen Wechselwirkungen und Verformungen des Systems nach der Theorie II. Ordnung berücksichtigt, welche hier sehr klein sind. Abschließend folgt der Querschnittsnachweis. [8]

$$\sigma_{gesamt,5} = 12,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \sigma_{Rd} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Der Nachweis für das Biegemoment in z-Richtung ist bereits mit dem nachstehenden Nachweis abgedeckt. Da die Biegespannungen aus dem Moment um die z-Achse sehr klein sind und der Brückenbalken in der Richtung seine größten Abmessungen besitzt, ist die Belastung zu vernachlässigen. Damit der Nachweis vollständig ist, müsste noch ein Beulnachweis erbracht werden. Der zeitliche Aufwand übersteigt den Rahmen dieser Arbeit und wird aus diesem Grund nicht ausgeführt.

10 Bemessung der Seile

Für die Schrägseilbrücke fällt die Wahl auf offene Spiralseile aus dem PV-Seilsystem von PFEIFFER. Diese bestehen aus nicht rostendem Stahl und sind als Seilzugglied für Brücken geeignet. [1]

10.1 Normalkräfte in den Seilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für die Auswahl der Seile des Brückenmodells werden als erstes die Normalkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch RFEM5 berechnet.

$$N_{S,1} = 1884,62 \text{ kN}$$

$$N_{S,2} = 1137,68 \text{ kN}$$

$$N_{S,3} = 1070,31 \text{ kN}$$

$$N_{S,4} = 1173,61 \text{ kN}$$

$$N_{S,5} = 816,84 \text{ kN}$$

10.2 Elastischer Querschnittsnachweis auf Zug

Die technischen Daten der Seile sind den Datenblättern des Herstellers entnommen. [1] Für die Brücke werden offene Spiralseile ausgewählt mit ETA-Zulassung 11/0160. (Tab.10)

Tabelle 10: Seileigenschaften [1]

Bezeichnung	F_{Rd} [kN]	D [mm]	A_s [cm ²]	E_0 [kN/cm ²]	L_k [cm]	γ [kN/cm ³]
PV300	2013	55	23,76	13000	4000	$77,018 \cdot 10^{-6}$
PV195	1287	45	15,9	13000	2000	$77,018 \cdot 10^{-6}$
PV195	1287	45	15,9	13000	1200	$77,018 \cdot 10^{-6}$
PV195	1287	45	15,9	13000	3200	$77,018 \cdot 10^{-6}$
PV150	1013	40	12,57	13000	4800	$77,018 \cdot 10^{-6}$

Im Folgenden ist zu überprüfen, ob die Normalkräfte der Seile $N_{S,i}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit geringer sind, als die aufnehmbaren Normalkräfte $F_{Rd,PV,i}$.

$$N_{S,1} = 1884,62 \text{ kN} < F_{Rd,PV240} = 2013 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

$$N_{S,2} = 1137,68 \text{ kN} < F_{Rd,PV195} = 1287 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

$$N_{S,3} = 1070,31 \text{ kN} < F_{Rd,PV195} = 1287 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

$$N_{S,4} = 1173,61 \text{ kN} < F_{Rd,PV195} = 1287 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

$$N_{S,5} = 816,84 \text{ kN} < F_{Rd,PV150} = 1013 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Für den Querschnittsnachweis auf Zug sind die Nachweise erfüllt, denn die Normalkräfte $N_{S,i}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind geringer als die aufnehmbaren Seilzugkräfte $F_{Rd,PV,i}$.

10.3 Seilauslastung- und Durchhang

Die Seile der Brücke sollten einen möglichst geringen Durchhang aufweisen. Zum einen ermüden Materialien viel früher unter dynamischen Belastungen wie Schwingungen und zum anderen würde das Seil erst bei voller Straffung den gesamten Querschnitt zur Kraftübertragung ausnutzen. Dieser Effekt kann verhindert werden. Maßgebend dafür sind die vorherrschenden Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung, [9] die im Zusammenspiel mit den Elastizitätsmodulen der einzelnen Bauteile zur endgültigen Form des Tragwerks beitragen. Das E-Modul gibt an ab welcher Spannung eine elastische Verformung des Materials zu erwarten ist. Wird das E-Modul voll ausgeschöpft, streckt sich das Seil entlang seiner Längsachse. Damit das Seil sein E-Modul nicht erreicht, bis es durchgestreckt ist, werden Hochleistungsstähle verwendet. [10] In Tabelle 11 können die Seilzugkräfte eingesehen werden, die im Grenzzustand der Tragfähigkeit mittels RFEM5 berechnet wurden.

Tabelle 11: Berechnung der Normalspannungen

$N_{S,G+P,i}$ [kN]	$\sigma_i = \frac{N_{S,G+P,i}}{A_{s,i}}$ [kN/cm ²]
$N_{S,G+P,1} = 1884,62$	$\sigma_1 = \frac{1884,62}{23,76} = 79,32$
$N_{S,G+P,2} = 1137,68$	$\sigma_2 = \frac{1137,68}{15,9} = 71,55$
$N_{S,G+P,3} = 1070,31$	$\sigma_3 = \frac{1070,31}{15,9} = 67,32$
$N_{S,G+P,4} = 1173,61$	$\sigma_4 = \frac{1173,61}{15,9} = 73,81$
$N_{S,G+P,5} = 816,84$	$\sigma_5 = \frac{816,84}{12,57} = 64,98$

Im Folgenden werden die effektiven Elastizitätsmodule E_{eff} berechnet, die während des Fertigstellungszustandes der Brücke vorherrschen und werden dem vom Hersteller der Seile angegebenen Elastizitätsmodul E_0 gegenüber gestellt.[3]

$$E_{\text{eff}} = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot L_k^2 \cdot E_0}{12 \cdot \sigma^3}}$$

$$E_{\text{eff}} = \frac{13000}{1 + \frac{(77,018 \cdot 10^{-6})^2 \cdot 4000^2 \cdot 13000}{12 \cdot 79,32^3}} \Rightarrow E_{\text{eff}} = 12997,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \approx E_0 = 13.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{\text{eff}} = \frac{13000}{1 + \frac{(77,018 \cdot 10^{-6})^2 \cdot 2000^2 \cdot 13000}{12 \cdot 84,13^3}} \Rightarrow E_{\text{eff}} = 12999,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \approx E_0 = 13.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{\text{eff}} = \frac{13000}{1 + \frac{(77,018 \cdot 10^{-6})^2 \cdot 1200^2 \cdot 13000}{12 \cdot 67,32^3}} \Rightarrow E_{\text{eff}} = 12960,69 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \approx E_0 = 13.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{\text{eff}} = \frac{13000}{1 + \frac{(77,018 \cdot 10^{-6})^2 \cdot 3200^2 \cdot 13000}{12 \cdot 73,81^3}} \Rightarrow E_{\text{eff}} = 12790,69 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \approx E_0 = 13.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{\text{eff}} = \frac{13000}{1 + \frac{(77,018 \cdot 10^{-6})^2 \cdot 4800^2 \cdot 13000}{12 \cdot 64,98^3}} \Rightarrow E_{\text{eff}} = 12334,41 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \approx E_0 = 13.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Anhand der Ergebnisse ist erkennbar, dass das Elastizitätsmodul in allen Seilen fast voll ausgenutzt wird. Somit ist die fast volle Leistung der Seile im Belastungsfall gewährleistet. Dies liegt unter anderem daran, dass die projizierten Längen L_k klein sind und quadratisch im Nenner der Formel eingehen.[3]

11 Bemessung des Pylons

Für den Biegeknicknachweis benötigen wir den passenden Eulerfall oder den Verzweigungslastfaktor. In Abb. 23 ist der Eulerfall dargestellt. Hier wird berücksichtigt, dass der Pylon in z-Richtung nicht verschieblich ist und die Biegesteifigkeit in der Verbindung des Pylons mit dem Brückenbalken so weich ist, dass die Rotation am Festlager frei ist. An der Spitze des Pylons simuliert das Loslager die seitliche Haltung durch die Seile. Da die Seile am Kopf des Pylons gelenkig angeschlossen sind, ist das Loslager ebenfalls gelenkig. [4]

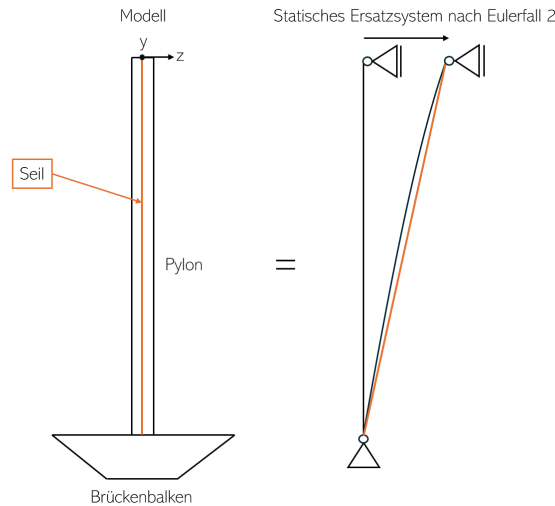


Abbildung 23: Eulerfall 2 des Pylons

Der Nachweis auf Biegeknicken des Pylons wird mit dem Ersatzstabverfahren berechnet. Für den Nachweis werden die Belastungen aus der Lastkombination mit $\gamma_p = 1,1$ betrachtet, in der das Biegemoment um die z-Achse am höchsten ist, da der Pylon in die y-Richtung mit dem kleinsten Verzweigungslastfaktor ausknickt. Im ersten Schritt nutzen wir den Verzweigungslastfaktor $f_{\text{Figur},2}=25,192$ für die z-Richtung und $f_{\text{Figur},1}=13,075$ für die y-Richtung aus Tabelle 8 der berechneten Verzweigungslasten.[4]

$$N_{cr,y} = f_{\text{Figur},2} \cdot \sigma_N \cdot A_{\text{Pylon}} = 25,192 \cdot \left(3,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1108,35 \text{ cm}^2 \right) = 84043,88 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = f_{\text{Figur},1} \cdot \sigma_N \cdot A_{\text{Pylon}} = 13,075 \cdot \left(3,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1108,35 \text{ cm}^2 \right) = 43619,95 \text{ kN}$$

Ab einer Druckkraft von 84043,88 kN tritt das Biegeknicken in y-Richtung des Pylons ein und ab einer Druckkraft von 43619,95 kN in z-Richtung. Folgend wird der Schlankheitsgrad berechnet.[4]

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{\text{Pylon}} \cdot f_y}{|N_{cr}|}} = \sqrt{\frac{1108,35 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{|84043,88 \text{ kN}|}} = 0,557 \approx 0,56$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{\text{Pylon}} \cdot f_z}{|N_{cr}|}} = \sqrt{\frac{1108,35 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{|43619,95 \text{ kN}|}} = 0,773 \approx 0,78$$

Für die Ablesung des Abminderungsfaktors χ_y und χ_z , klassifizieren wir den Hohlquerschnitt als kaltgefertigt. Dieser gehört somit in die Kategorie C in Tafel 8.25 der Schneider Bautabellen. Die Ablesungen auf Tafel 8.26 der Schneider Bautabellen ergeben die Abminderungsfaktoren $\chi_y = 0,81$ und $\chi_z = 0,68$. Für die Berechnung der Widerstandskraft $N_{b,Rd,y}$ und $N_{b,Rd,z}$ in axialer Richtung des Pylons berechnen wir folgende Gleichungen.[4]

$$N_{b,Rd,y} = \chi_y \cdot N_{pl,Rd} = \chi_y \cdot A_{Pylon} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 0,81 \cdot 1108,35 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 19179,493 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = \chi_z \cdot A_{Pylon} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 0,68 \cdot 1108,35 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 16101,303 \text{ kN}$$

Die Belastung des *Pylon* im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Berücksichtigung des erhöhten Sicherheitsbeiwertes für Vorspannung wird wie folgt berechnet.[4]

$$N_{Ed} = \sigma_N \cdot A_{Pylon} = 3336,134 \text{ kN}$$

Anschließend folgt der Nachweis für Knicksicherheit

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{3336,134}{19179,493} = 0,174 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{3336,134}{16101,303} = 0,207 \leq 1,0$$

Der Nachweis für Knicksicherheit durch die Belastung der Normalkraft ist erfüllt. Im weiteren Verlauf wird die Sicherheit vor Biegeknicken infolge von Normalkraft und Biegung überprüft.[4]

Da der Querschnitt des Pylons ein Hohlquerschnitt ist, beträgt der Abminderungsfaktor χ_{LT} eins. Folgende Parameter müssen nach Tafel 8.39 SBT berechnet werden.

$$N_{Rk} = f_y \cdot A_{\text{Pylon}} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1108,35 \text{ cm}^2 = 26046,23 \text{ kN}$$

$$M_{Rk} = f_y \cdot W_{el} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 26227,8 \text{ cm}^3 = 616353,3 \text{ kNcm}$$

Da der Querschnitt keine schwache Achse besitzt, berechnen wir statt $M_{y,Rk}$ und $M_{z,Rk}$ nur M_{Rk} . Für die Bestimmung des Momentenbeiwertes analysieren wir die Momentenverläufe aus Abbildung 25. Der dreieckige Momentenverlauf passt am besten zu dem Verlauf aus der ersten Zeile der Abb.2 aus den SBT. Im Falle des parabelförmigen Verlaufes kann der Wert $c_{mz} = 0,9$ angenommen werden. Das liegt daran, dass der Pylon infolge des Biegemomentes M_y seitlich ausweichen kann.


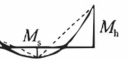
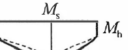
Tafel 8.40a Äquivalente Momentenbeiwerte C_{my} , C_{mz} , C_{mLT} [-1-1/Tab. B.3]					
M-Verlauf	Bereich		C_{my} , C_{mz} und C_{mLT}		
			Gleichlast	Einzellast	
ψM 	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
ψM_s  $ M_s < M_h $: $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$	
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
ψM_s  $ M_h < M_s $: $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$	
	$-1 \leq \alpha_h \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$	
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$	
Für Bauteile mit Knicken in Form seitlichen Ausweichens sollte der äquivalente Momentenbeiwert als $C_{my} = 0,9$ bzw. $C_{mz} = 0,9$ angenommen werden.					
C_{my} , C_{mz} und C_{mLT} sind in der Regel unter Berücksichtigung der Momentenverteilung zwischen den maßgebenden seitlich gehaltenen Punkten zu ermitteln.			Beiwert	Biegeachse	In der Ebene gehalten
			C_{my}	y-y	z-z
			C_{mz}	z-z	y-y
			C_{mLT}	y-y	y-y

Abbildung 24: Momentenbeiwerte [4]

Für den Momentenbeiwert ergibt sich dann folgendes.

$$c_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6 \geq 0,4$$

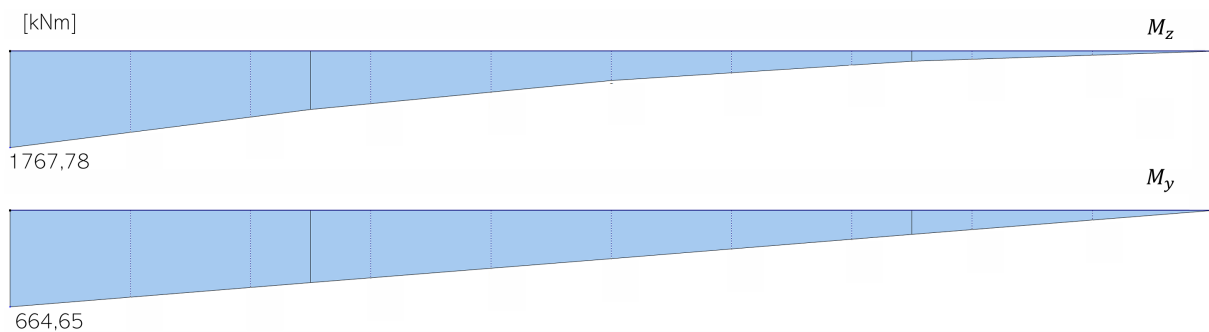


Abbildung 25: Momentenverläufe am Pylon

Als nächstes folgen die Interaktionsbeiwerte nach Tafel 8.41b SBT.[4]

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{1,1}} = \frac{3336,134}{0,81 \cdot \frac{26046,23}{1,1}} = 0,174$$

$$k_{yy} = c_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} \right) \leq c_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} \right)$$

$$k_{yy} = 0,6 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,56 \cdot 0,174) \leq 0,6 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,174)$$

$$0,635 \leq 0,663$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{1,1}} = \frac{3336,134}{0,68 \cdot \frac{26046,23}{1,1}} = 0,207$$

$$k_{zz} = c_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} \right) \leq c_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} \right)$$

$$k_{zz} = 0,9 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,78 \cdot 0,207) \leq 0,9 \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,207)$$

$$0,987 \leq 1,012$$

Mit den folgenden Werten wird der Nachweis abgeschlossen

$$k_{yy} = 0,635 \quad k_{zz} = 0,987$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_m} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}/\gamma_m}$$

$$0,174 + 0,635 \cdot \frac{664,65}{1 \cdot 6163,5/1,1} = 0,25 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_m} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}/\gamma_m}$$

$$0,207 + 0,987 \cdot \frac{1767,78}{1 \cdot 6163,3/1,1} = 0,518 \leq 1$$

Der Nachweis für Biegeknicken in der Kombination von Normalkraft und Moment ist erfüllt.

Literatur

- [1] PFEIFER SEIL-ZUGGLIEDER ZULASSUNG-ETA-11-0160_de, May 2024.
- [2] *EN1991-1-4*. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen Windlasten. Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin.
- [3] Holger Svensson. *Schrägkabelbrücken*. Wiley, 1 edition, September 2011.
- [4] Andrej Albert. Bautabellen für Ingenieure: mit Berechnungshinweisen und Beispielen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 98(1), January 2003.
- [5] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. *DIN-EN-NORM-1991-2 Brückenbau*. Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin, September 2021.
- [6] <https://www.dlubal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/rfem-6/000261> . Ergebniskombinationen, May 2024.
- [7] Gerhard Mehlhorn and Manfred Curbach, editors. *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2014.
- [8] Rolf Kindmann. *Stahlbau. 2: Stabilität und Theorie II. Ordnung / Rolf Kindmann*. Bauingenieur-Praxis. Ernst, Berlin, 4. aufl edition, 2008.
- [9] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. *DIN EN 1993-1-11.pdf*. Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl. Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin, December 2010.
- [10] Ying Wang, Wenhui Zhang, and Yuqian Zheng. Experimental Study on Corrosion Fatigue Performance of High-Strength Steel Wire with Initial Defect for Bridge Cable. *Applied Sciences*, 10(7):2293, March 2020.