

Bachelorarbeit

Entwurf und Bemessung einer dreifeldrigen Fußgängerbrücke

Vorgelegt von: Abdulsalam Ahmad

Matrikel- Nr.: 21759633

Erstprüfer:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Marcus Rutner
Zweitprüfer & Betreuer:	Dr.-Ing. Nikolay Lalkovski
Abgabedatum:	14.06.2024

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die Richtlinie zur guten wissenschaftlichen Praxis der TU Hamburg beachtet habe, dass ich die vorliegenden Bachelorarbeit selbstständig durchgeführt habe und dass ich alle Hilfsquellen benannt habe.

Hamburg, den 14. Juni 2024

.....

Unterschrift

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis.....	3
I Abbildungsverzeichnis.....	5
II Begriffe.....	7
1 Einleitung.....	10
1.1 Allgemein	10
1.2 Vorgabe der Bauprojekt	11
2 Entwurf.....	12
2.1 Allgemein	12
2.2 Beschreibung der Konstruktion	13
2.2.1 Überblick	13
2.2.2 Haupt- und Sekundärtragwerke.....	13
2.2.3 Lastabtragung.....	14
3 Modellierung.....	15
3.1 Haupttragwerk.....	15
3.2 Sekundärtragwerke	16
4 Bemessung.....	17
4.1 Allgemein	17
4.2 Ermittlung der Einwirkungen.....	17
4.2.1 Eigengewicht.....	18
4.2.2 Nutzlasten	18
4.2.3 Windlast.....	19
4.3 Bemessungssituationen.....	20
4.4 Nachweis zur Gebrauchstauglichkeit.....	21
4.5 Nachweise zur Tragfähigkeit.....	22
4.5.1 Unterflansch Nachweise	22

4.5.2	Oberflansch Nachweise.....	23
5	Stabilitätsnachweise	24
5.1	Knicken	24
5.1.1	Knicken im Obergurt.....	25
5.1.2	Knicken im Untergurt.....	28
5.1.3	Knicken im Querträger.....	29
5.1.4	Knicken in den Diagonalen.....	33
5.1.5	Knicken in den Rohrrippen	34
5.2	Beulen.....	37
5.2.1	Plattenbeulen im Steg über die Stütze	38
5.2.2	Plattenbeulen im Steg im Mittelfeld (Fläche Nr. 55)	41
5.2.3	Beulen in den Rippen.....	44
6	Literaturverzeichnis	45

I **Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 1 Schrägellbrücken, Hängebrücken.....	11
Abbildung 2 Fachwerk- und Bogenbrücken	11
Abbildung 3 Entwurf der Brücke	12
Abbildung 4 Seitenblick der Brücke	13
Abbildung 5 Draufsicht der Brücke	13
Abbildung 6 Innenblick der Brücke	14
Abbildung 7 Spline Funktion, RFEM6.....	15
Abbildung 8 Fläche Erzeugen, RFEM6	15
Abbildung 9 Stäbe bearbeiten, RFEM6	16
Abbildung 10 Anwendungsbereich der Einwirkungen bei Fußgängerbrücken sowie Fuß- und Radwegen.....	17
Abbildung 11 Befestigungsmaterial für Gitterrost.....	18
Abbildung 12 Gitterboden für Leda-Brücke, Amdorf.....	18
Abbildung 13 Verkehrslasten auf die Brücke.....	18
Abbildung 14 Windlast an die Brücke.....	19
Abbildung 15 Windzonenkart	19
Abbildung 16 Verformungsverlauf der Brücke	21
Abbildung 17 Globale Verformung der Brücke	21
Abbildung 18 Normalkraft im Unterflansch	22
Abbildung 19 Biegemoment im Unterflansch	22
Abbildung 20 Normalkraft im Oberflansch.....	23
Abbildung 21 Biegemoment im Oberflansch.....	23
Abbildung 22 Stabilitätsprobleme Beim Knicken von Stäben	24
Abbildung 23 Gesamtansicht der Obergurt	25
Abbildung 24 Knicken im Mittelfeld	26
Abbildung 25 Knicken im Randfeld.....	27

Abbildung 26 Knicken im Untergurt.....	28
Abbildung 27 BDK im Querträger	29
Abbildung 28 Knickfigur der Diagonale	33
Abbildung 29 Knicken der Rohrripprn	34
Abbildung 30 Knickfigur der Freigehaltene Rohrippe.....	35
Abbildung 31 Beulen infolge von Druck- und Schubspannungen.....	37
Abbildung 32 Plattenbeulen im Stützen Bereich	38
Abbildung 33 Beulen im Mittelfeld.....	41
Abbildung 34 Beulen in den Rippen.....	44
Abbildung 35 Stabilität der Beulsteifen.....	44

II Begriffe

$N_{cr,z}, N_{cr,y}$	Ideale Verzweigungslast
E	Elastizitätsmodul
I_z, I_y	Trägheitsmoment
$L_{cr,z}, L_{cr,y}$	Knicklänge
$\bar{\lambda}_z, \bar{\lambda}_y$	Dimensionslose Schlankheit
A	Querschnittsfläche
f_y	Streckgrenze
$\eta_{Ncr,z}, \eta_{Ncr,y}$	Ausnutzungsgrad
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert
N_{Ed}	Bemessungsdruckkraft
Φ_z	Wert zur Ermittlung des Abminderungsbeiwerts χ
α_z	Imperfektionsbeiwert
χ_z	Reduktionsfaktor
$N_{b,z,Rd}$	Bemessungsknickbeanspruchbarkeit eines Druckstabs
$\Phi_y, \Phi_z, \Phi_{LT}$	Wert zur Ermittlung des Abminderungsbeiwerts χ
$\alpha_y, \alpha_z, \alpha_{LT}$	Imperfektionsbeiwert
χ_y	Abminderungsfaktor für Knicken
χ_z	Reduktionsfaktor
M_{cr}	Ideales Biegedrillknickmoment
α_{cr}	Vergrößerungsfaktor
$M_{y,Ed}$	Bemessungsbiegemoment (Maximum am Stab oder Satz)

$\bar{\lambda}_{LT}$	Dimensionslose Schlankheit für Biegedrillknicken
$W_{pl,y}$	Plastisches Widerstandsmoment
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	Grenzschlankheit
β	Parameter
χ_{LT}	Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken
f	Modifikationsfaktor
k_c	Korrekturfaktor
$\chi_{LT,mod}$	Modifizierter Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken
N_{Rk}	Charakteristischer Wert der Druckbeanspruchbarkeit
$M_{y,Rk}$	Charakteristischer Wert der Biegemomententragfähigkeit
$\alpha_{h,y}$	Faktor
$M_{h,y}$	Stützmoment
$M_{s,y}$	Feldmoment
C_{my}	Anpassungsfaktor für den Momentenverlauf
Ψ_y	Verhältnis der Endmomente
$\alpha_{h,y,LT}$	Faktor
$M_{h,y,LT}$	Stützmoment
$M_{s,y,LT}$	Feldmoment
C_{mLT}	Anpassungsfaktor für den Momentenverlauf

$\Psi_{y,LT}$	Verhältnis der Endmomente
k_{yy}	Interaktionsbeiwert
$N_{c,Ed}$	Bemessungsdruckkraft
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert
k_{zy}	Interaktionsbeiwert
η_N	Nachweiskomponente für N
η_{M_y}	Nachweiskomponente für M_y
$M_{y,Ed}$	Bemessungsbiegemoment (Maximum am Segment)
η	Ausnutzungsgrad

1 Einleitung

1.1 Allgemein

Brücken sind unverzichtbare Bauwerke, welche die Verbindung zwischen Menschen und Orten herstellen. Sie dienen dazu, sowohl das Zusammenkommen von Menschen als auch den Transport von Handelsgütern zu ermöglichen und werden im Rahmen der Verkehrsinfrastruktur errichtet, um natürliche als auch künstliche Hindernisse zu überwinden. Es können Hindernisse wie Täler, Flüsse, Straßen, Eisenbahnlinien, Kanäle oder Meerengen vorhanden sein. Bei der Planung dieser Bauwerke lastet eine enorme Verantwortung auf den Ingenieuren. Nicht nur die Stabilität und Wirtschaftlichkeit der Konstruktion von Brücken sind entscheidend, sondern auch ihre harmonische Einbindung in die Umgebung.

Fußgängerbrücken haben eine wichtige Bedeutung für die städtische Infrastruktur. Diese Brücken erleichtern das sichere und bequeme Überqueren von Straßen, Flüssen und Bahngleisen. Um allen Menschen Zugang zu gewähren, werden sie häufig barrierefrei gestaltet. In den ländlichen Gegenden können Fußgängerbrücken genutzt werden, um einen sicheren Zugang zu Naturpfaden zu ermöglichen. Durch die Minimierung von Konflikten zwischen Fußgängern und Fahrzeugen leisten sie einen Beitrag zur Sicherheit im Straßenverkehr. Fußgängerbrücken sind im Vergleich zu großen Verkehrsinfrastrukturen kostengünstiger. Darüber hinaus tragen sie zu einer verbesserten öffentlichen Gesundheit bei, indem sie Menschen dazu ermutigen, zu Fuß zu gehen oder mit dem Fahrrad zu fahren. Die Wartung und Pflege von Fußgängerbrücken erfordern weniger Aufwand im Vergleich zu Autobridgen.

Insgesamt tragen Fußgängerbrücken zur Lebensqualität sowohl in urbanen als auch in ländlichen Gebieten bei.

„Eine Fußgängerbrücke ist eine hauptsächlich dem Fußgänger- und/oder Radfahrverkehr dienende Brücke, auf der weder normaler Kraftfahrzeugverkehr noch Eisenbahnverkehr zulässig ist.“ prEN 1991-2:2021 (D)

1.2 Vorgabe der Bauprojekt

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit wird der Entwurf und die Bemessung einer dreifeldrigen Fußgängerbrücke durchgeführt. Das Hauptziel besteht darin, eine Bauvariante zu erforschen, die sich von den typischen Varianten unterscheidet, die relevante Bemessungsvorschriften zu analysieren und geeignete Tragwerkslösungen zu erarbeiten. Besondere Aufmerksamkeit liegt dabei auf der Standsicherheit sowohl unter Berücksichtigung der Berechnungen als auch in alltäglichen Nutzungsbedingungen sicherzustellen und gleichzeitig eine ästhetisch ansprechende Lösung zu gestalten.

Häufige Varianten von Stahlbrücken sind Fachwerkbrücken, Bogenbrücken und Seilbrücken, einschließlich Hängeseilbrücke und Schrägseilbrücken. Da unsere Brücke eine vergleichsweise kurze Spannweite aufweist, wäre es unwirtschaftlich, eine der Varianten von Seilbrücken zu verwenden. Eine Fachwerk- oder Bogenbrücke könnte die Funktionalität erfüllen, jedoch würde sie keinen Anreiz für einen Ingenieur darstellen.

In dieser Arbeit wird die Bauvariante untersucht, welche eine optimale Lösung für eine vergleichbare Brücke bietet. Sie gewährleistet genau die erforderliche Tragfähigkeit, ohne dabei auf die Ästhetik des Bauwerks verzichten zu müssen.

Diese Bauvariante wird selten verwendet, da sie einige Herausforderungen mit sich bringt. Dazu gehören die Herstellung von Bauteilen sowie ingenieurtechnische Aspekte wie die statische Bemessung für eine optimale Nutzung des Bauwerks.

Die Brücke befindet sich in Hamburg und überquert einen kleinen Fluss. Sie wird in einer natürlichen Umgebung errichtet. Der Fluss hat eine Breite von 30 Metern, und die gesamte Brücke erstreckt sich über eine Länge von 90 Metern. Es sind zwei Stützen vorgesehen, die einen Sicherheitsabstand von 5 Metern zu den Flussufern einhalten.

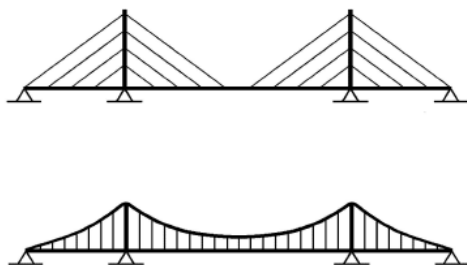


Abbildung 1 Schrägseilbrücken, Hängebrücken

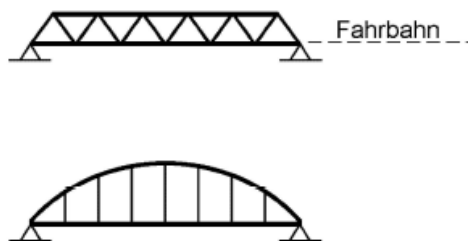


Abbildung 2 Fachwerk- und Bogenbrücken

[1]

2 Entwurf

2.1 Allgemein

Beim Entwurf von Stahl- und Verbundkonstruktionen stehen mehrere Aspekte im Fokus:

Wirtschaftlichkeit: Es geht darum, kostengünstige Bauwerke zu entwerfen, sowohl in Bezug auf die Baukosten als auch auf die langfristigen Unterhaltskosten. Effiziente Materialnutzung und optimierte Konstruktionen sind dabei entscheidend.

Erscheinungsbild: Brücken prägen Landschaften und Städte. Daher spielt die ästhetische Gestaltung eine wichtige Rolle. Beispiele wie die Köhlbrandbrücke in Hamburg verdeutlichen, wie Brücken zu markanten Wahrzeichen werden können.

Bauzeiten: Die Planung der Bauausführung muss die Komplexität des Konzepts berücksichtigen. Effiziente Bauabläufe und realistische Zeitpläne sind entscheidend, um den Bauprozess erfolgreich zu gestalten. vgl. [1]

Im Bereich des Brückenbaus agiert der Bauingenieur sowohl als Generalist als auch als Fachplaner. Bei der Entwurfsplanung werden folgende Elemente berücksichtigt:

Zuerst erfolgt eine geotechnische Baugrundverbesserung, um mögliche Setzungen an den Lagern zu vermeiden. An den Brückenrändern sind jeweils seitlich Widerlagen aus Stahlbeton vorgesehen. Im Innenfeld werden fertiggestellte Stahlbetonpfeiler als Stützen für die Brücke eingesetzt. Die Haupttragwerke bestehen aus Stahl S355 und werden in Abschnitten gefertigt und vor Ort miteinander verbunden. Vor der eigentlichen Montage wird die Brücke am Endauflager festgelagert, während das Verschieben entlang der Brückenachse flexibel gehalten, um Zwangsbeanspruchungen bei Temperatúrausdehnung zu minimieren.

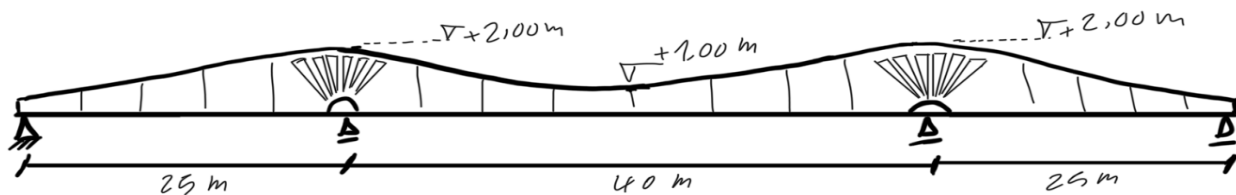


Abbildung 3 Entwurf der Brücke

2.2 Beschreibung der Konstruktion

2.2.1 Überblick

Es handelt sich um eine in Hamburg liegenden Brücke mit einer Länge von 90 Metern und einer Breite von 4 Metern, welche einen Fluss mit einer Breite von etwa 30 Metern überspannt. An den Uferbereichen des Flusses ist ein Abstand von jeweils 5 Metern zum Wasser einzuhalten. Dies ergibt eine Stützweite im mittleren Feld von 40 Metern. Daraus resultieren für die Randfelder Stützweiten von jeweils 25 Metern.

Die Höhe der Konstruktion variiert entlang der Brücke und erreicht maximal eine Höhe von 2 Metern über den Stützen, 1 Meter in der Mitte des Innenfelds und 0,5 Meter an den Enden der Brücke.

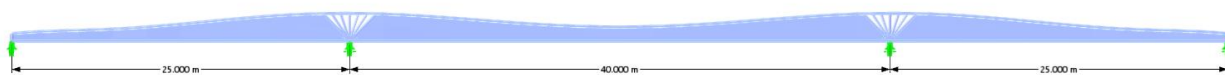


Abbildung 4 Seitenblick der Brücke

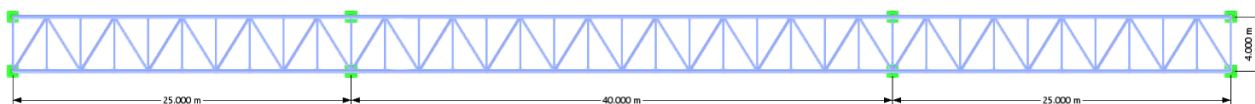


Abbildung 5 Draufsicht der Brücke

2.2.2 Haupt- und Sekundärtragwerke

Bei der Konstruktion der *Haupttragwerke* handelt es sich um Vollwandträger, die unter Berücksichtigung der möglichen Beanspruchbarkeit, wie beispielsweise der maximalen Momente und des Stabilitätsbedarfs, gestaltet werden. Diese Träger bestehen aus einem oberen und einem unteren Gurt, die einen Rohrquerschnitt aufweisen. Zusätzlich erstreckt sich ein Steg aus 15 mm dickem Stahlblech entlang der gesamten Länge. Der Querschnitt des Stegs variiert nicht konstant, sondern passt sich dem Momentenverlauf an. Zur Versteifung der Träger dienen vertikale Rippen. Um eine effiziente Lastabtragung über die Stützen zu gewährleisten, werden Rohrrippen zwischen dem Obergurt und den Stützenköpfen eingeführt, wobei der Steg entfernt wird.

Für die *Sekundärtragwerke* werden IPE 240-Profile als Querträger verwendet. Diese leiten die Lasten von der Brückenkonstruktion auf den Hauptträger weiter und gewährleisten dessen Steifigkeit. Zur Aussteifung der Brücke gegen Windbelastungen werden Pendelstäbe in den Diagonalen hinzugefügt, die Normalkräfte aufnehmen. Der Brückenboden besteht aus einem Stahlgitterrost, der in Längsrichtung ausgesteift ist, um die Nutzlasten auf die Querträger zu übertragen.

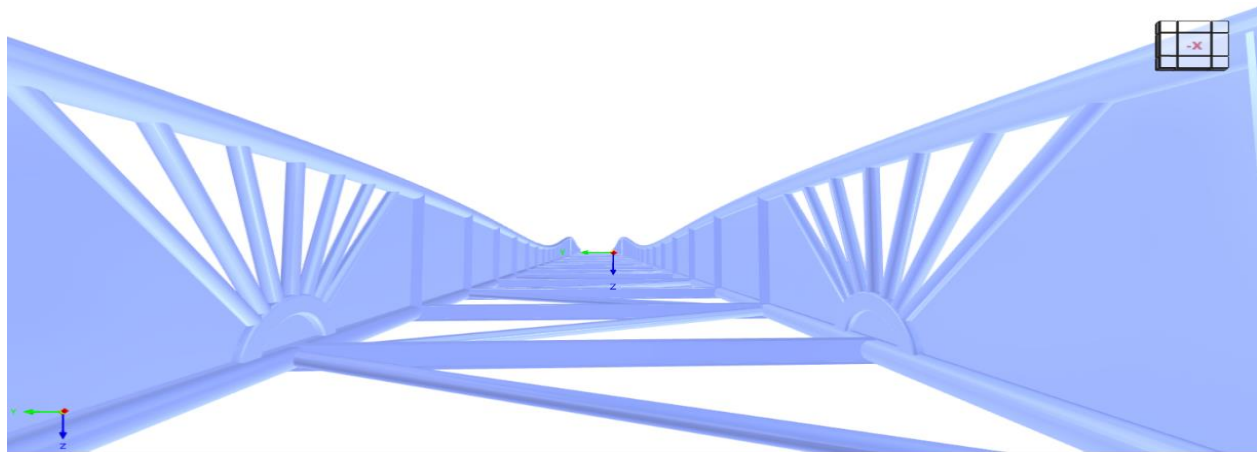


Abbildung 6 Innenblick der Brücke

2.2.3 Lastabtragung

Die Lastabtragung vom Brückenboden erfolgt über die Gitterroste, die in Längsrichtung ausgesteift sind und an den Oberflanschen der Querträger befestigt sind, damit sie die Lasten auf die Querträger übertragen. Die Querträger wiederum nehmen die Querkraft auf und leiten sie weiter an den Hauptträger. Dieser Hauptträger übernimmt die Lasten entlang der Brückenweite, die über die Stützen und die seitlichen Endlager auf den Untergrund übertragen werden.

Die Windlasten werden an den ersten Linien durch die Steg Bleche und die die seitlichen Konstruktionsteile. Die Lasten werden von den oberen freien enden der Hauptträger durch Kragarm Prinzip die Windlasten an den untern flansch geleitet. Der unter flansch wird als 3 Feld Träger von oben betrachtet und als Fachwerk in der Längsrichtung ausgesteift. Der fachwerkträger leitet die Windlasten entlang die Brücke auf die Stützen die im Untergrund eingespannt und das seitliche Lager, und weiter zu Untergrund.

3 Modellierung

3.1 Haupttragwerk

In RFEM werden die Hauptträger als querschnittsveränderliche Träger modelliert, die durch folgende Angaben durchgeführt werden sind:

Für den unteren Flansch wird eine gerade Einzellinie mit einer Länge von 90 Metern erstellt. Der obere Flansch wird mithilfe der Spline-Funktion modelliert, um eine der Momentenlinie entsprechende Querschnittsgeometrie zu erzeugen. Dadurch wird die Steghöhe so angepasst, dass sie der qualitativen Verteilung der Momentenlinie entspricht, was die Trägheitsmomente an den maßgebenden Stellen sicherstellt.

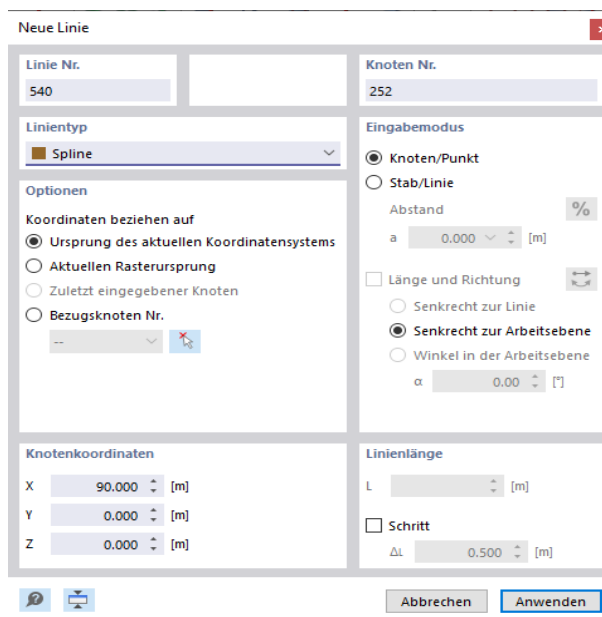


Abbildung 7 Spline Funktion, RFEM6

Zur Modellierung des Stegs wird die Funktion „Fläche durch Begrenzung erzeugen“ verwendet, wodurch ein höhenveränderlicher Steg erzeugt. Da der obere Flansch nicht direkt an den Kanten des unteren Flanschs sich anschließt und die Steghöhe bei 0,5 Metern beginnt, wird an diesen Stellen jeweils ein vertikaler Flansch als entsprechender Querschnittsstab eingefügt.

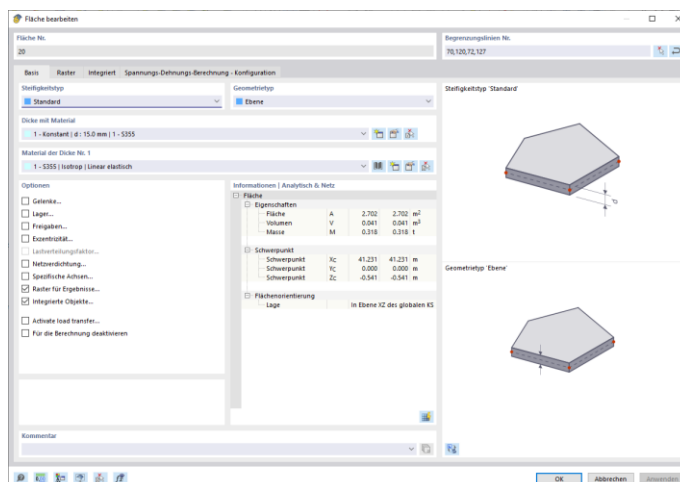


Abbildung 8 Fläche Erzeugen, RFEM6

4 Bemessung

4.1 Allgemein

Für den Tragwerk wird zunächst alle erforderlichen Nachweise durchgeführt, die für Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit und Stabilität maßgebend sind. Diese Aspekte sind entscheidend für die Konstruktion von Bauwerken.

Die Software RFEM6 wird verwendet, um kritische Lastkombinationen zu ermitteln und die Stabilität zu überprüfen. Die Stabilität von Tragwerken kann auf verschiedene Weisen nachgewiesen werden.

Für die Stabilitätsnachweise wird das Ersatzstabverfahren verwendet, um die Knicksicherheit Nachweise zu durchführen.

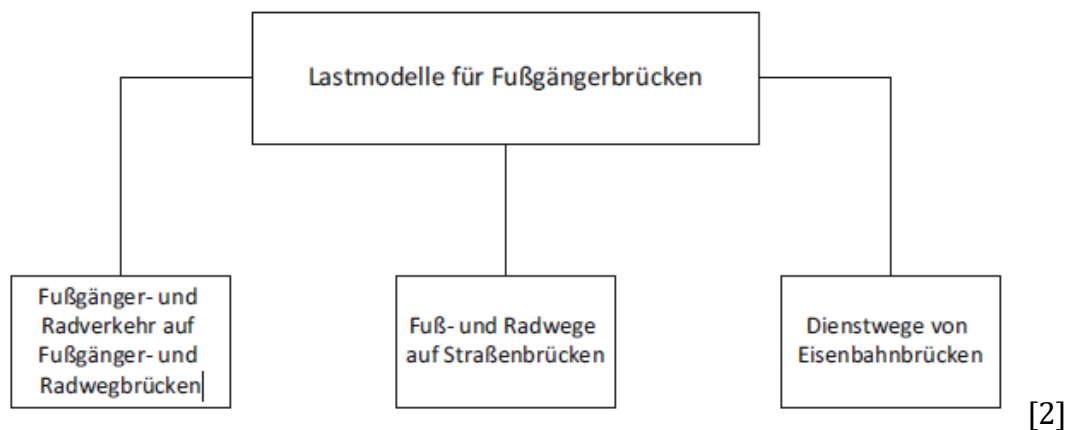
Die Beulsicherheit wird durch Begrenzung der Spannungen Methoden und

Da die Verweigungslastfaktoren relativ groß sind, werden die Schnittgrößen durch Theorie I. Ordnung ermittelt und die Imperfektionen durch die Abminderungsfaktoren χ ermittelt.

Für die Ermittlung der komplexen eigenformen und Knicklängen im Ober- und Untergurt, wird die Stabilitätsanalyse in RFEM6 durchgeführt.

4.2 Ermittlung der Einwirkungen

Zur Ermittlung der auf die Fußgängerbrücke einwirkenden Lasten, wird von eine Lastmodell der Fußgänger- und Radverkehr auf Fußgänger- und Radwegbrücken ausgegangen.



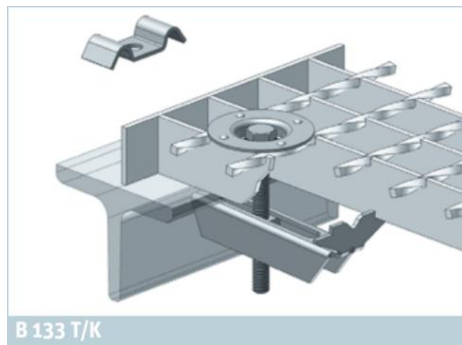
[2]

Abbildung 10 Anwendungsbereich der Einwirkungen bei Fußgängerbrücken sowie Fuß- und Radwegen

4.2.1 Eigengewicht

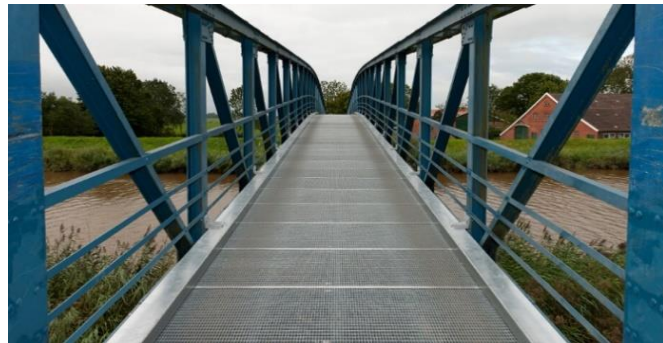
Eigengewicht des Tragwerks wird durch RFEM6 ermittelt.

Eigengewicht der Gitterrost wird aus vergleichbaren Produkten $0,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ angenommen, die als Linienlast an den Querträger eingetragen werden.



[3]

Abbildung 11 Befestigungsmaterial für Gitterrost



[4]

Abbildung 12 Gitterboden für Leda-Brücke, Amdorf

4.2.2 Nutzlasten

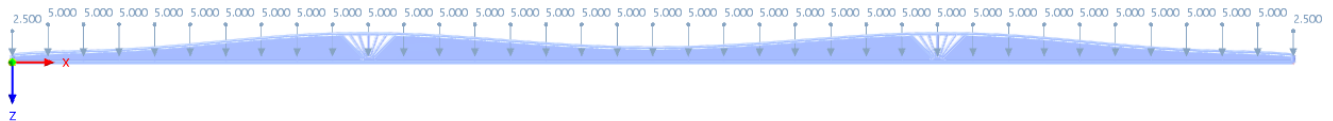


Abbildung 13 Verkehrslasten auf die Brücke

Für die Fußgängerbrücke wird eine gleichmäßig verteilte Last q_{fk} angenommen. Im Regelfall ergibt sich die Last q_{fk} in Abhängigkeit von der Größe der Einzelstützweite (L):

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} = 2,0 + \frac{120}{40+30} = 3,71 \left\{ \begin{array}{l} \leq 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \geq 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right. \quad [2]$$

Damit die große Mensensammlung und die Schneelasten mit bedeckt sind, wird hier von einer Nutzlast von $5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ ausgegangen.

4.2.3 Windlast

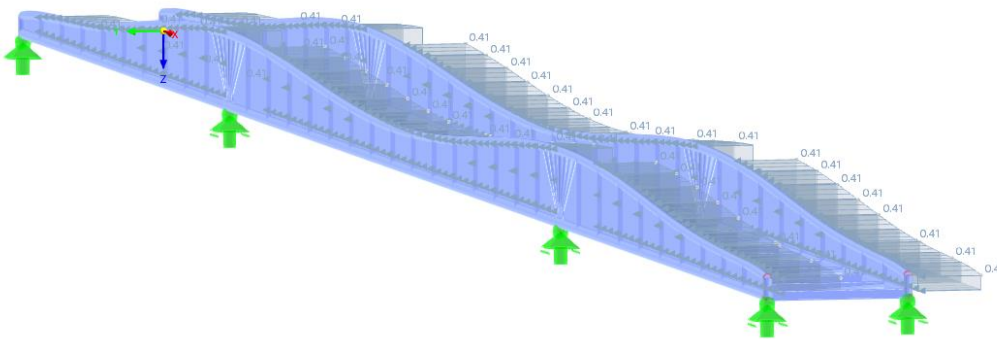


Abbildung 14 Windlast an die Brücke

Da die Brücke sich in Hamburg (Windzone 2) befindet, ergibt sich nach *DIN EN 1990-1-4/NA, Anhang NA.A* ein Basisgeschwindigkeitsdruck von $q_b = 0,39 \text{ KN/m}^2$.

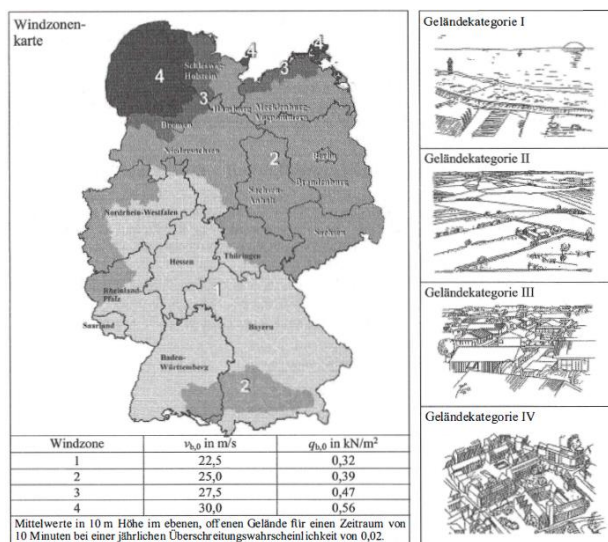
Die Böengeschwindigkeitsdruck $q_b(z_e)$ für Bauwerke im Regelfall wird mit Bezug auf die Höhe ($z_e = 7 \text{ m}$) berechnet.

$$q_b(z) = 1,5 \cdot q_b = 1,5 \cdot 0,39 = 0,585 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$A < 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7}{90} = 0,077 < 0,25 \rightarrow C_{pe,10} = 0,7$$

$$w_e = q_b(z_e) \cdot C_{pe} = 0,585 \cdot 0,7 = 0,41 \text{ KN/m}^2 \quad [5]$$



[5]

Abbildung 15 Windzonenkart

4.3 Bemessungssituationen

Für die Brücke wird die Grenzzustand der Tragfähigkeit durch folgende Lastfälle durchgeführt:

Lastfälle	
LF1-37	Verkehrslast auf jeden Querträger
LF38	Eigengewicht der Stahlkonstruktion mit Eigengewicht der Gitterrost
LF39	Windlast in Richtung +Y
Lastkombinationen	
LK1	Maximale Biegemoment in dem mittleren Feld
LK2	Maximale Biegemoment in den Randfeldern
LK3	Maximale Biegemoment auf die Stütze
Ergebniskombinationen	
EK1	Maximaler Normalkräfte bei einer leitenden Verkehrslast
EK2	Maximaler Normalkräfte bei einer leitenden Windlast

Tabelle 1 Lastfälle & Lastkombinationen

Aus der Lastfälle 1-37 wurden die Lastkombinationen und Ergebniskombinationen manuell erstellt, um die maßgebenden Szenarien zu ermitteln.

4.4 Nachweis zur Gebrauchstauglichkeit

Für die Ermittlung des Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird von der maßgebenden Lastkombination LK1 ausgegangen, da die maximale Durchbiegung in Feldmitte erreicht ist.

$$f_{zul} = \frac{L}{250} = \frac{40000}{250} = 160 \text{ mm}$$

$$f_{vorh} = 107,3 \text{ mm} < f_{zul} = 160 \text{ mm} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

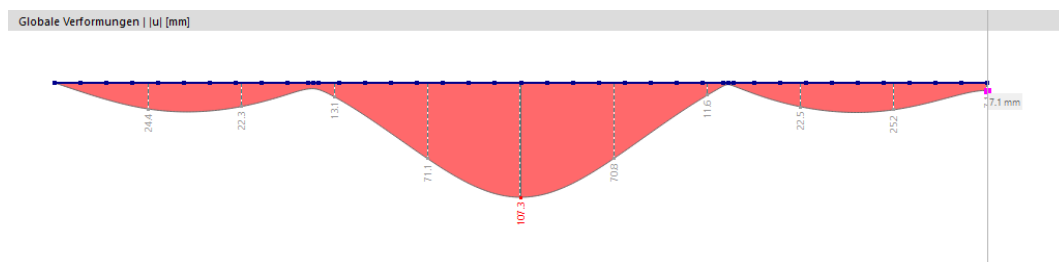


Abbildung 16 Verformungsverlauf der Brücke

BS1 - GZT (STR/GEO) - Ständig und vorübergehend - Gl. 6.10
Statische Analyse
Verschiebungen |u| [mm]

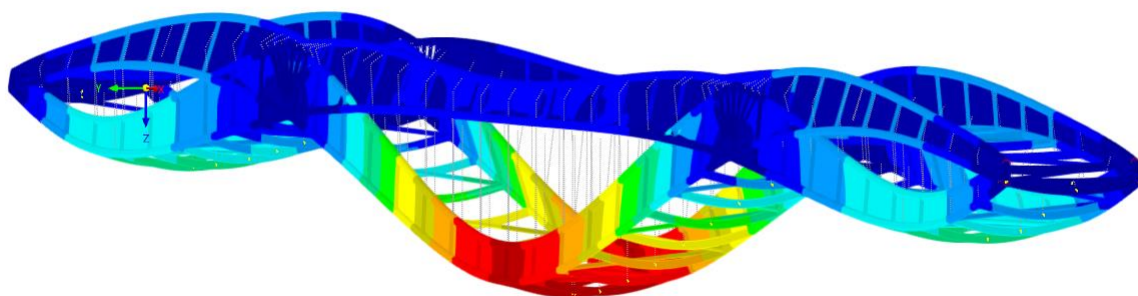


Abbildung 17 Globale Verformung der Brücke

4.5 Nachweise zur Tragfähigkeit

4.5.1 Unterflansch Nachweise

- Normalkraft Nachweis

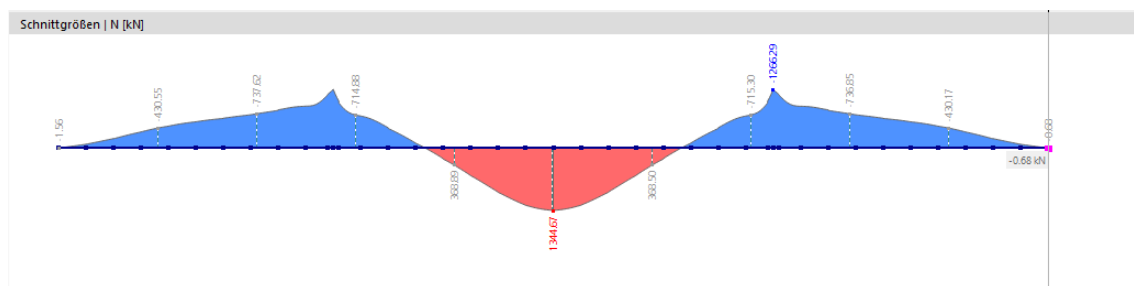


Abbildung 18 Normalkraft im Unterflansch

Gewälltes Profil: CHS 244.5 x 16

Maßgebende Lastkombination: LK1, Maximale Biegemoment über im Mittelfeld

$$N_{Ed} = 1345 \text{ KN}$$

$$\text{Zugbeanspruchbarkeit: } N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{114,86 \cdot 35,5}{1,0} = 4077 \text{ KN}$$

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1345}{4077} = 0,33 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \quad [5]$$

- Spannungsnachweis

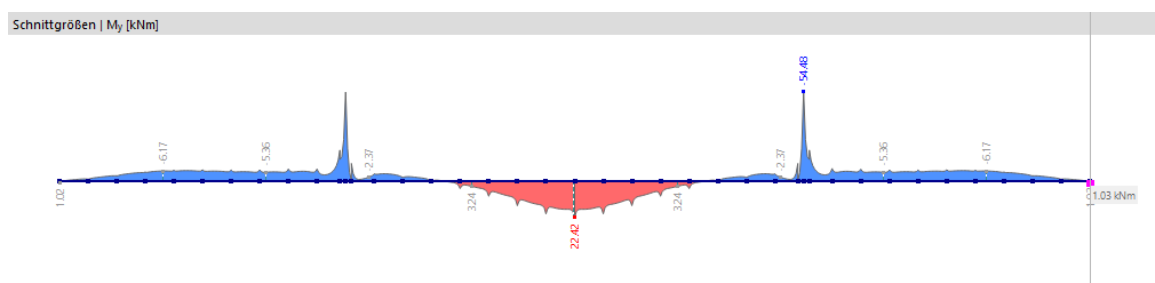


Abbildung 19 Biegemoment im Unterflansch

$$\sigma_x = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{1345}{114,86} + \frac{22,5 \cdot 100}{616,19} = 15,36 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{Rd} = 35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

$$\text{Mit: } \sigma_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ KN/cm}^2$$

4.5.2 Oberflansch Nachweise

- Normalkraft Nachweis

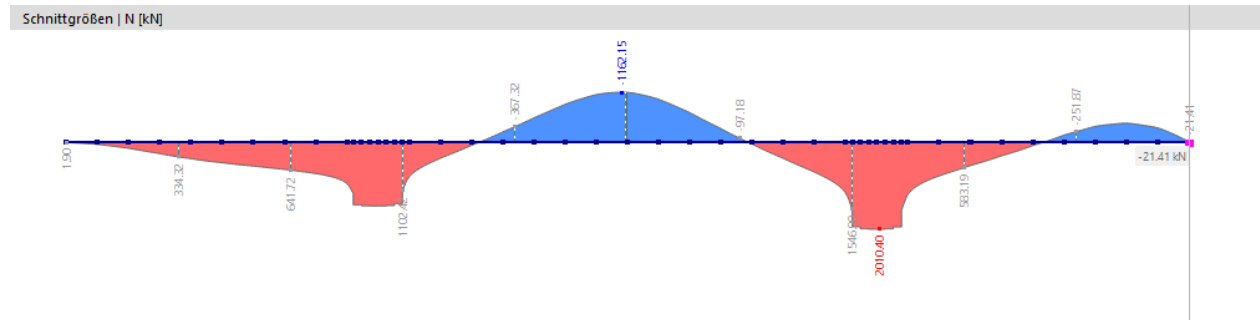


Abbildung 20 Normalkraft im Oberflansch

Gewälltes Profil: CHS 244,5 x 22,2

Maßgebende Lastkombination: LK3, Maximale Biegemoment über die Stütze

$$N_{Ed} = 2010,5 \text{ KN}$$

$$\text{Zugbeanspruchbarkeit: } N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{155,04 \cdot 35,5}{1,0} = 5503,9 \text{ KN}$$

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{2010,5}{5503,9} = 0,37 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \quad [5]$$

- Spannungsnachweis

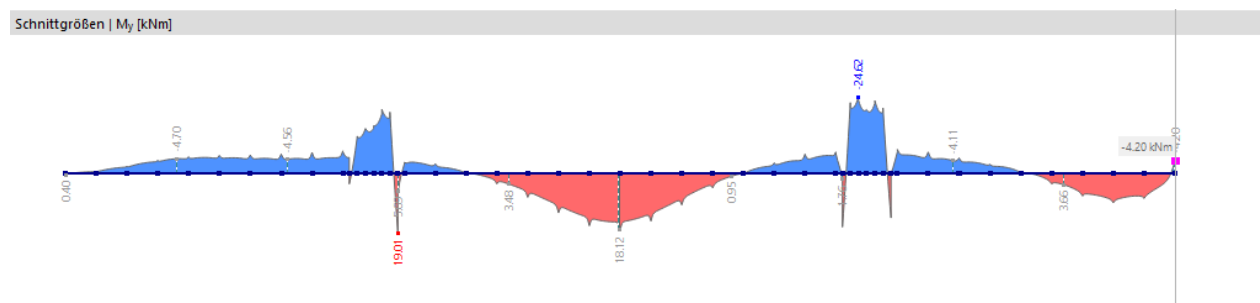


Abbildung 21 Biegemoment im Oberflansch

$$\sigma_x = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{2010,5}{155,04} + \frac{25 \cdot 100}{791,21} = 16,13 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{Rd} = 35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

$$\text{Mit: } \sigma_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{35,5}{1,0} = 35,5 \text{ KN/cm}^2$$

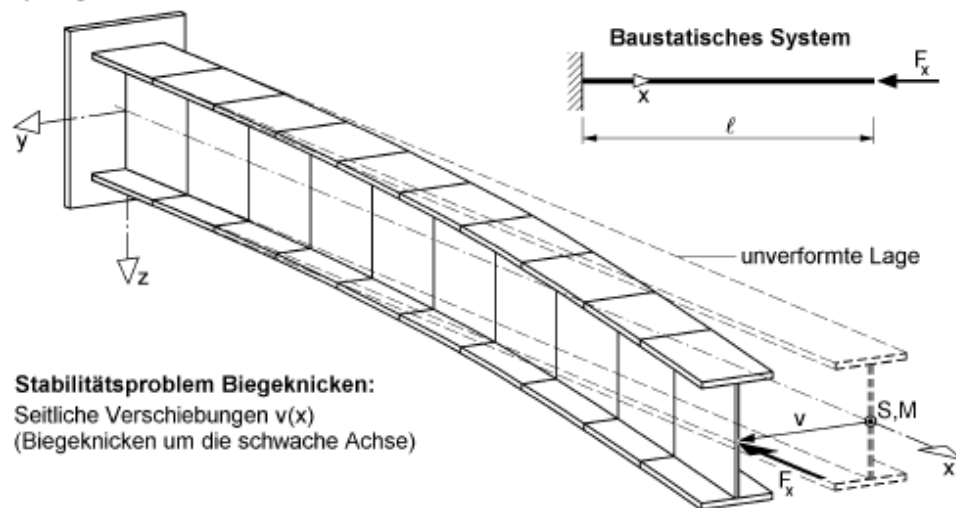
5 Stabilitätsnachweise

5.1 Knicken

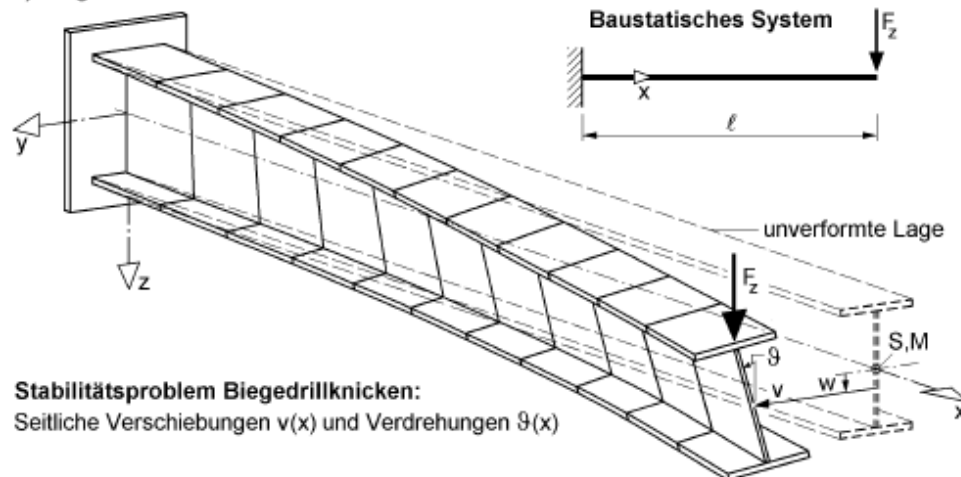
Die Stabilitätsfälle Biegeknicken, Biegedrillknicken und Plattenbeulen werden durch Druckbeanspruchungen hervorgerufen. Beim Biegedrillknicken erhöht ein exzentrischer Lastangriff die Gefahr der Stabilitätsverlusts.

Biegeknicken ist ein Stabilitätsversagen, tritt bei schlanken Bauteilen auf, die unter Druckbelastung stehen, verursacht damit eine seitliche Ausweichung. Biegeknicken ist ein Stabilitätsversagen, das auftritt, wenn ein schlankes Bauteil unter Druckbelastung seitlich ausknickt. Es handelt sich um ein elastisches Instabilitätsphänomen, bei dem das Bauteil seine ursprüngliche gerade Form verliert und sich in eine seitliche Richtung verformt.

a) Biegeknicken



b) Biegedrillknicken



[6]

Abbildung 22 Stabilitätsprobleme Beim Knicken von Stäben

5.1.1 Knicken im Obergurt

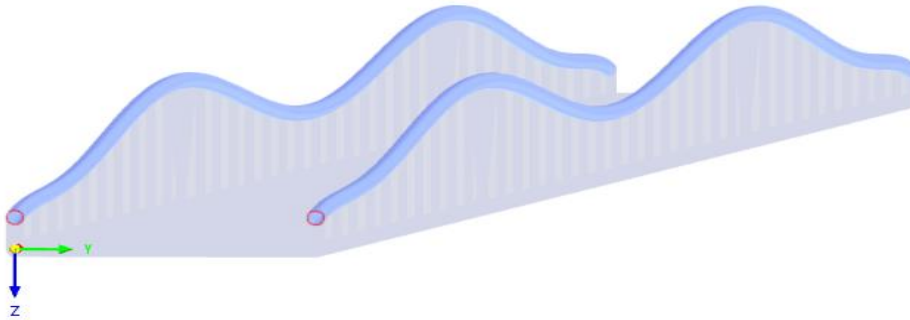


Abbildung 23 Gesamtansicht der Obergurt

Der Obere Flansch erfährt Druckkräfte im Feld Bereich und wird durch Knicken in der Stegebene gefährdet. Das Knicken in der vertikalen Richtung wird durch den Steg verhindert.

Gewälktes Profil: CHS 244.5x16 , S355

Querschnittsklasse: $\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \epsilon^2 = \frac{244,5}{16} = 15,28 < 50 \cdot 0,81^2 = 32,80 \rightarrow \text{QK: 1 [5]}$

Der Sicherheitsbeiwert bei Stabilitätsproblemen wird im Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA in der Fassung vom Dezember 2010 mit $\gamma_{m1} = 1,10$

5.1.1.1 Biegeknicken in Mittelfeld

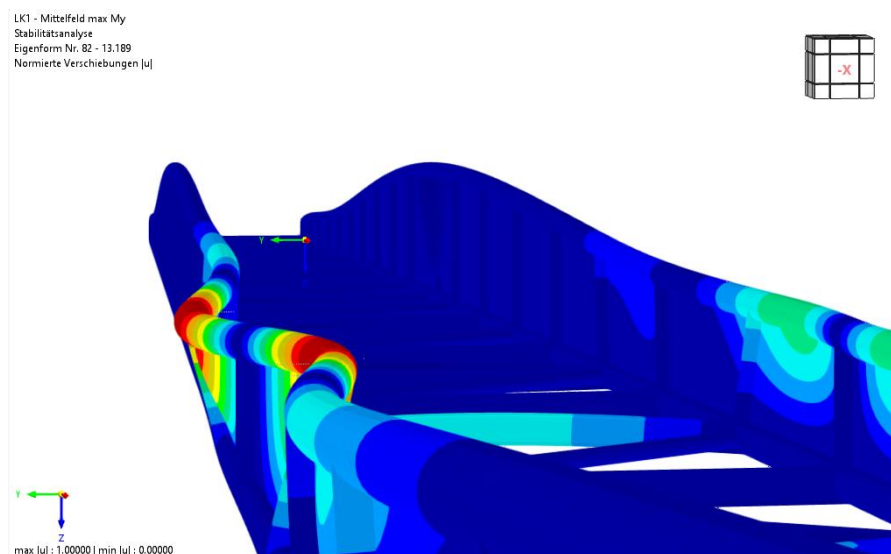


Abbildung 24 Knicken im Mittelfeld

Knicklänge: die Oberflansche werden durch die Steifigkeit der rippen und die Scheiben in Richtung y global festgehalten, handelt es sich hier um eine relative Befestigung und damit wird die knicklänge mit Hilfe der RFEM6 Stabilität Analyse ermittelt.

$$l_{cr} = 3,027 \text{ m}$$

Ermittlung der Knicklast:

Aus der Stabilität Analyse ergibt sich eine knicklast in Z -Richtung von $N_{cr} = 1335 \cdot 13,189 = 17607,3 \text{ KN}$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{114,86 \cdot 35,5}{13,189 \cdot 1335}} = 0,478 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ

$$\bar{\lambda} > 0,2 : \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \chi = \frac{1}{0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,478^2}} = 0,938$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,478 - 0,2) + 0,478^2] = 0,64$$

$\alpha = 0,21$ Tafel 8.24b Schneider 20. Auf.

$$N_{b,rd} = \chi \cdot N_{pl,rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,938 \cdot 114,86 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 3477 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1335}{3477} = 0,384 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.1.1.2 Biegeknicken im Randfeld

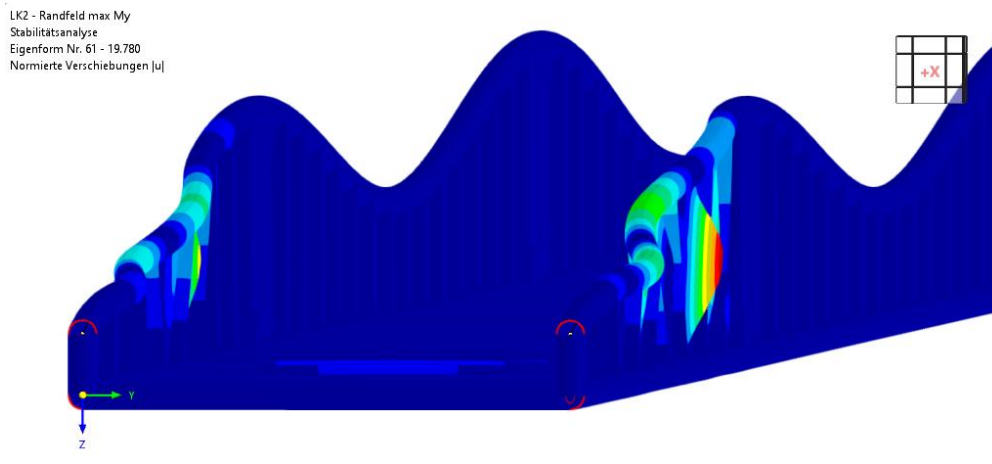


Abbildung 25 Knicken im Randfeld

Knicklänge: die Oberflansche werden durch die Steifigkeit der rippen und die Scheiben in Richtung y global festgehalten, handelt es sich hier um eine relative Befestigung und damit wird die knicklänge mit Hilfe der RFEM6 Stabilität Analyse ermittelt.

$$l_{cr} = 2.847 \text{ m}$$

Ermittlung der Knicklast:

Aus der Stabilität Analyse ergibt sich eine knicklast in Z -Richtung von $N_{cr} = 1000 \cdot 19,78 = 19780 \text{ KN}$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{114,86 \cdot 35,5}{19,78 \cdot 1000}} = 0,454 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ

$$\bar{\lambda} > 0,2 : \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \chi = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,454^2}} = 0,937$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,454 - 0,2) + 0,454^2] = 0,63$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{p,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} = 0,937 \cdot 114,86 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 3473,31 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1000}{3473,31} = 0,384 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.1.2 Knicken im Untergurt

Sichtbarkeitsmodus
LK3 - Stützen max My
Stabilitätsanalyse
Eigenform Nr. 60 - 11.515
Normierte Verschiebungen |u|

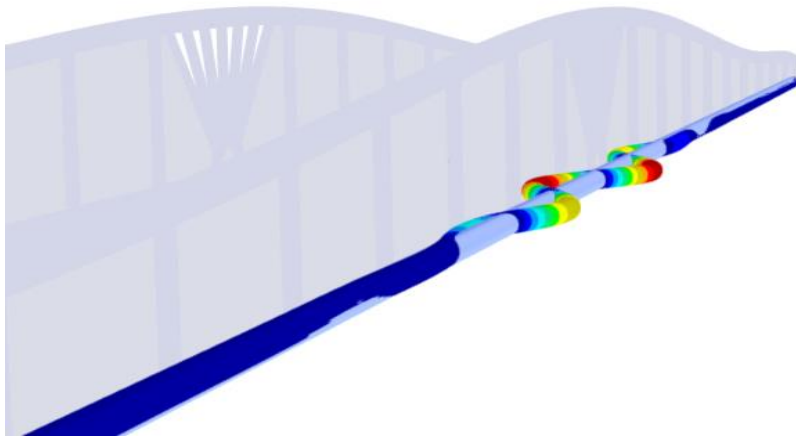


Abbildung 26 Knicken im Untergurt

Der Unterflansch erfährt Druckkräfte über die Stützen und wird durch Knicken in der Stegebene gefährdet. Das Knicken in der vertikalen Richtung wird durch den Steg verhindert.

Gewältes Profil: CHS 244.5x16 , S355

$$\text{Querschnittsklasse: } \frac{d}{t} \leq 50 \cdot \epsilon^2 = \frac{244,5}{16} = 15,28 < 50 \cdot 0,81^2 = 32,80 \rightarrow \text{QK: 1}$$

Der Sicherheitsbeiwert bei Stabilitätsproblemen wird im Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA in der Fassung vom Dezember 2010 mit $\gamma_{m1} = 1,10$

Ermittlung der Knicklast: aus die Stabilität Analyse ergibt sich eine knicklast in Z -Richtung von $N_{cr} = 1568 \cdot 11,515 = 18055,52 \text{ KN}$

$$\text{Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{114,86 \cdot 35,5}{11,515 \cdot 1568}} = 0,475 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ

$$\bar{\lambda} > 0,2 : \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \chi = \frac{1}{0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,473^2}} = 0,935$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,475 - 0,2) + 0,475^2] = 0,64$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{p1,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,935 \cdot 114,86 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 3465,9 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1568}{3465,9} = 0,452 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.1.3 Knicken im Querträger

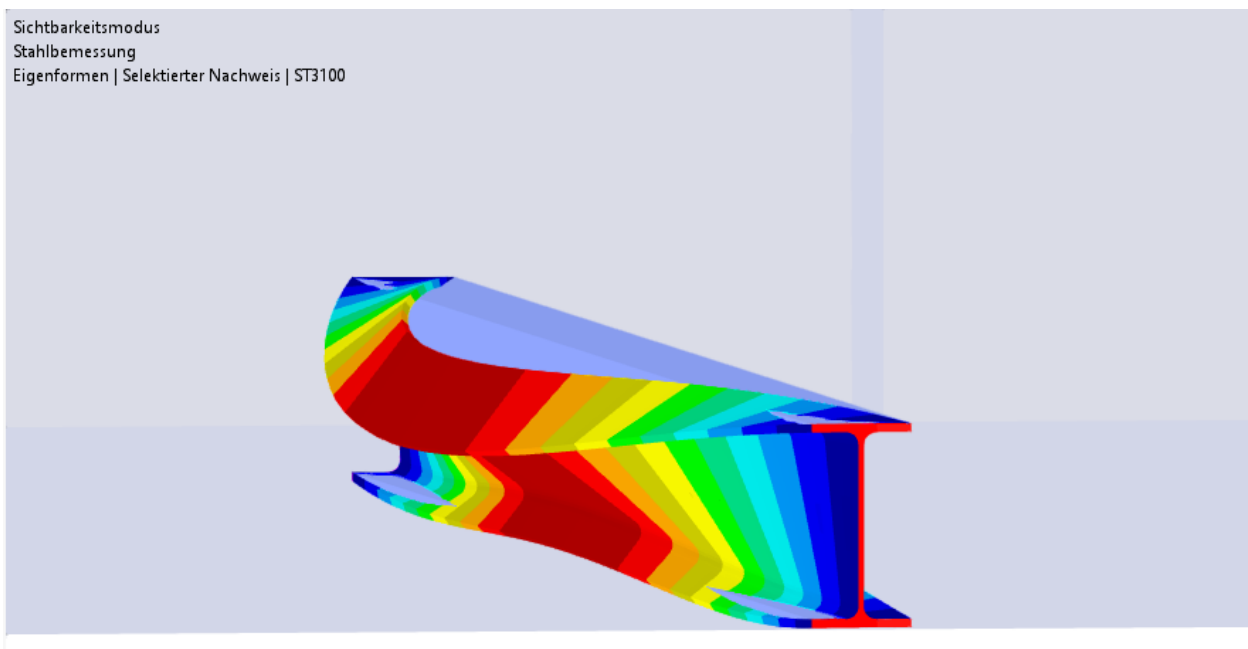


Abbildung 27 BDK im Querträger

Gewähltes Profil: IPE 240 QK 1 Material: S355 , $\varepsilon = 0,81$

Beanspruchungen:

$$N_{Ed} = 20 \text{ KN} , q_{Ed} = 23,25 \text{ KN/m} , M_{y,Ed} = 50 \text{ KN.m} , M_{z,Ed} = 0 \text{ KN.m}$$

$$I_z = 283.60 \text{ cm}^4 , I_y = 3892 \text{ cm}^4 , I_T = 12.74 \text{ cm}^4 , I_W = 36680 \text{ cm}^6 , z_p = -60 \text{ mm}$$

- Biegeknicken um Z-Achse

$$\text{Knicklast: } N_{Rk} = N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 283,6}{400^2} = 367,37 \text{ KN}$$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{39,12 \cdot 35,5}{367,37}} = 1,94 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ_z

$$\bar{\lambda}_z > 0,2 \rightarrow \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \leq 1 \quad \chi_z = \frac{1}{2,68 + \sqrt{2,68^2 - 1,94^2}} = 0,2$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,94 - 0,2) + 1,94^2] = 2,68$$

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 < 1,2, t_f < 40\text{mm} \rightarrow \text{Knicklinie b Tafel 8,25 Schneider 20. Auf.}$$

→ Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,34$ Tafel 8,24b Schneider 20. Auf.

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} = 0,2 \cdot 39,12 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 252,5 \text{ KN}$$

$$\eta_z = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{20}{252,5} = 0,08 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Biegeknicken um Y-Achse

$$\text{Knicklast: } N_{Rk} = N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 3892}{400^2} = 5041,64 \text{ KN}$$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{39,12 \cdot 35,5}{5041,64}} = 0,52 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ_z

$$\bar{\lambda}_y > 0,2 \rightarrow \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \leq 1 \quad \chi_z = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,52^2}} = 0,92$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,67$$

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 < 1,2, t_f < 40\text{mm} \rightarrow \text{Knicklinie "a" Tafel 8,25 Schneider 20. Auf.}$$

→ Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,21$ Tafel 8,24b Schneider 20. Auf.

$$N_{b,Rd} = \chi_y \cdot N_{pl,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} = 0,92 \cdot 39,12 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 1161,5 \text{ KN}$$

$$\eta_y = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{20}{1161,5} = 0,02 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Biegedrillknicken

$$M_{cr} = \xi \cdot N_{cr} \cdot \left[\sqrt{c^2 + 0,25 \cdot z_p^2} + 0,5 \cdot z_p \right]$$

$$= 1,12 \cdot 367,37 \cdot \left[\sqrt{409,65 + 0,25 \cdot 12^2} - 0,5 \cdot 12 \right] = 6217 \text{ KN.cm}$$

$z_p^2 = 120 \text{ mm}$, da der Gitterrost in der mitte der Flansch befestigt wird.

$\xi = 1,12$ Momenbeiwert nach Tafel 8,34a Schneider 20. Auf.

$$c^2 = \frac{I_W + 0,039 \cdot I^2 \cdot I_T}{I_z} = \frac{36680 + 0,039 \cdot 400^2 \cdot 12,74}{283,6} = 409,65 \text{ cm}^2$$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{366,76 \cdot 35,5}{6217}} = 1,44$$

$$\text{Knicklinie: } \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \rightarrow$$

Knicklinie für BDK "b" für IPE Walzprofil Tafel 8,34b Schneider 20. Auf.

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,2 \quad : \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,45 + \sqrt{1,45^2 - 0,75 \cdot 1,44^2}} = 0,46 \quad \text{Hier ist eine weitere Abminderung möglich.}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,44 - 0,4) + 0,75 \cdot 1,44^2] = 1,45$$

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \rightarrow \text{Knicklinie "b" Tafel 8,34b Schneider 20. Auf.}$$

\rightarrow Imperfektionsbeiwert $\alpha_{LT} = 0,34$ Tafel 8,24b Schneider 20. Auf.

Der Sicherheitsbeiwert bei Stabilitätsproblemen wird im Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA in der Fassung vom Dezember 2010 mit $\gamma_{m1} = 1,10$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,46 \cdot 366,76 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 5444,7 \text{ KN.cm} =$$

$$m_y = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{50}{54,4} = 0,92 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Interaktion Biegeknicken um die schwache Achse mit Biegedrillknicken

Äquivalente Momentenbeiwerte:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 400\text{mm}, \alpha_{hy} = \frac{M_h}{M_s} = 0 \rightarrow \psi_y = \psi_{y,LT} = 1$$

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{hy} \cdot (1 + 2 \cdot \psi_y) = 0,95$$

$$C_{mLT} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{hy,LT} \cdot (1 + 2 \cdot \psi_{y,LT}) = 0,95$$

Interaktionsbeiwerte:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot [1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \eta_y] = 0,95 \cdot [1 + (0,52 - 0,2) \cdot 0,02]$$

$$= 0,96 \leq C_{my} \cdot [1 + 0,8 \cdot \eta_y] = 0,95 \cdot (1 + 0,8 \cdot 0,02) = 0,96 \rightarrow \text{maßgebend}$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \cdot \eta_z = 1 - \frac{0,1 \cdot 0,94}{0,95 - 0,25} \cdot 0,08$$

$$= 0,99 < 1 - \frac{0,1}{C_{mLT} - 0,25} \cdot 0,08 = 0,99 \rightarrow \text{maßgebend}$$

- Nachweis:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\eta_y + k_{yy} \cdot m_y = 0,02 + 0,96 \cdot 0,92 = 0,9 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

$$\eta_z + k_{zy} \cdot m_y = 0,08 + 0,96 \cdot 0,92 = 0,96 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.1.4 Knicken in den Diagonalen

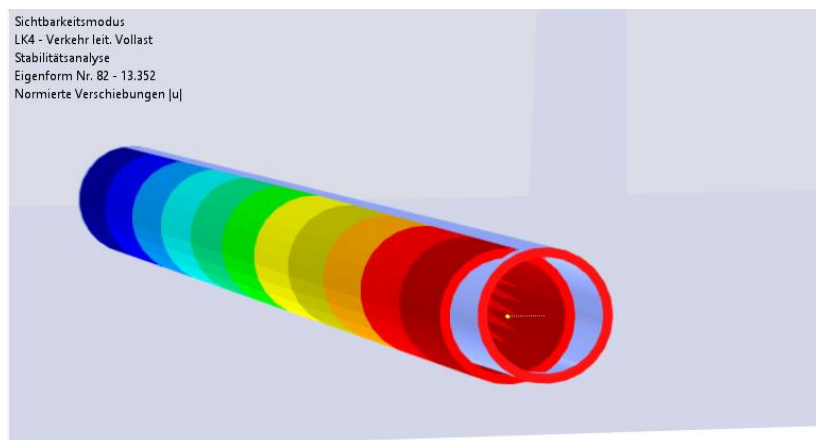


Abbildung 28 Knickfigur der Diagonale

Gewähltes Profil: CHS 139.7 x 10.0 | DIN EN 10220

Die Diagonale erfahren Zug und Druckkräfte

Maßgebende Lastkombination: Windlast leitend

Querschnittsklasse: $\frac{d}{t} = \frac{139,7}{10} = 13,97 < 50$. $\epsilon^2 = 50 \cdot 0,81^2 = 32,80 \rightarrow \text{QK: 1}$

Der Sicherheitsbeiwert bei Stabilitätsproblemen wird im Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA in der Fassung vom Dezember 2010 mit $\gamma_{m1} = 1,10$

Ermittlung der Knicklast: $N_{Rk} = N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 861,98}{471,7^2} = 803,96 \text{ KN}$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{40,75 \cdot 35,5}{803,96}} = 1,34$ für QK 1

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ

$$\bar{\lambda} > 0,2 : \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \chi = \frac{1}{1,52 + \sqrt{1,52^2 - 1,34^2}} = 0,45$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,34 - 0,2) + 1,34^2] = 1,52$$

Warmgefertigt \rightarrow Knicklinie "a" Tafel 8,25 Schneider 20. Auf. [5]

\rightarrow Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,21$ Tafel 8,24b Schneider 20. Auf.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,45 \cdot 40,75 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 591,8 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{46}{591,8} = 0,08 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.1.5 Knicken in den Rohrrippen

5.1.5.1 Seitlich gehaltene Rohrippe

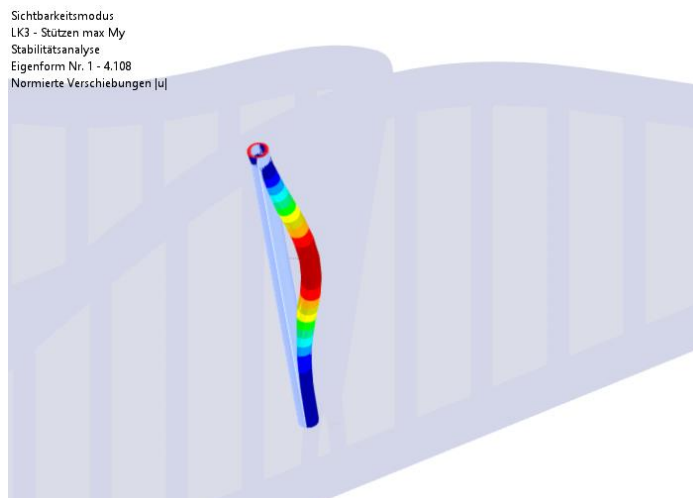


Abbildung 29 Knicken der Rohrrippen

Die Rohrrippen erfahren die maximalen Druckkräfte über die Stützen

Gewähltes Profil: CHS 114.3 x 10.0 | EN 10210-2:2006-04

Die Diagonale erfahren Druckkräfte

Maßgebende Lastkombination: Maximal Moment über die Stütze

Querschnittsklasse: $\frac{d}{t} = \frac{114,3}{10} = 11,43 < 50 \cdot \epsilon^2 = 50 \cdot 0,81^2 = 32,80 \rightarrow \text{QK: 1}$

Der Sicherheitsbeiwert bei Stabilitätsproblemen wird im Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA in der Fassung vom Dezember 2010 mit $\gamma_{m1} = 1,10$

Ermittlung der Knicklast: $N_{Rk} = N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 450}{228,2^2} = 1791 \text{ KN}$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{32,8 \cdot 35,5}{1791}} = 0,81 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ

$$\bar{\lambda} > 0,2 \quad : \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \chi = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,81^2}} = 0,79$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,81 - 0,2) + 0,81^2] = 0,89$$

Warmgefertigt \rightarrow Knicklinie "a" Tafel 8,25 Schneider 20. Auf.

→ Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,21$ Tafel 8,24b Schneider 20. Auf.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pI,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,79 \cdot 32,8 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 836 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{215}{836} = 0,26 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.1.5.2 Freigehaltene Rohrippe

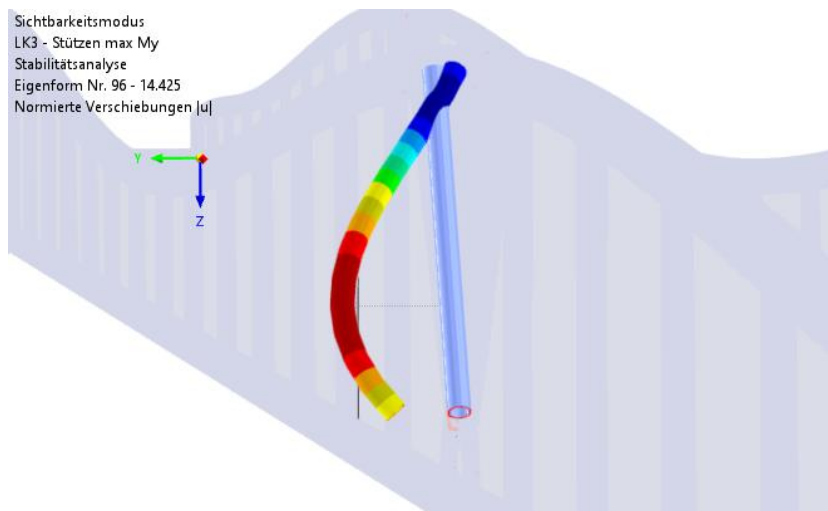


Abbildung 30 Knickfigur der Freigehaltene Rohrippe

Die Rohrippen erfahren die maximalen Druckkräfte über die Stützen

Gewähltes Profil: CHS 114.3 x 10.0 | EN 10210-2:2006-04

Maßgebende Lastkombination: Maximal Moment über die Stütze

$$\text{Querschnittsklasse: } \frac{d}{t} = \frac{114,3}{10} = 11,43 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0,81^2 = 32,80 \rightarrow \text{QK: 1}$$

Der Sicherheitsbeiwert bei Stabilitätsproblemen wird im Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA in der Fassung vom Dezember 2010 mit $\gamma_{m1} = 1,10$

$$\text{Ermittlung der Knicklast: } N_{Rk} = N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 450}{188,4^2} = 2627 \text{ KN}$$

Ermittlung der Bezogenen Schlankheitsgrades:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{32,8 \cdot 35,5}{2627}} = 0,67 \text{ für QK 1}$$

Ermittlung des Abminderungsfaktor χ

$$\bar{\lambda} > 0,2 : \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \chi = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,67^2}} = 0,89$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,67 - 0,2) + 0,67^2] = 0,77$$

Warmgefertigt → Knicklinie "a" Tafel 8,25 Schneider 20. Auf.

→ Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,21$ Tafel 8,24b Schneider 20. Auf.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pI,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,89 \cdot 32,8 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 942 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{215}{942} = 0,23 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.2 Beulen

Plattenbeulen ist eine Bauteilverformung, welche bei dünnwandigen Bauteilen wie Blechen und Platten unter Druckbelastung auftritt. Bei diesem Phänomen handelt es sich um ein lokales Versagen der Stabilität, bei dem eine Platte sich aus ihrer ursprünglichen Ebene wölbt. In der Konstruktion von dünnwandigen Strukturelementen spielt dieses Stabilitätsproblem eine besondere Rolle. Um ein sicheres und effizientes Bauen zu gewährleisten, ist es entscheidend, die kritische Beulspannung exakt zu berechnen. Es ist möglich, das Risiko von Plattenbeulen wirksam zu minimieren durch den Einsatz entsprechender Maßnahmen wie z.B. die Verstärkungen durch Beulsteifen.

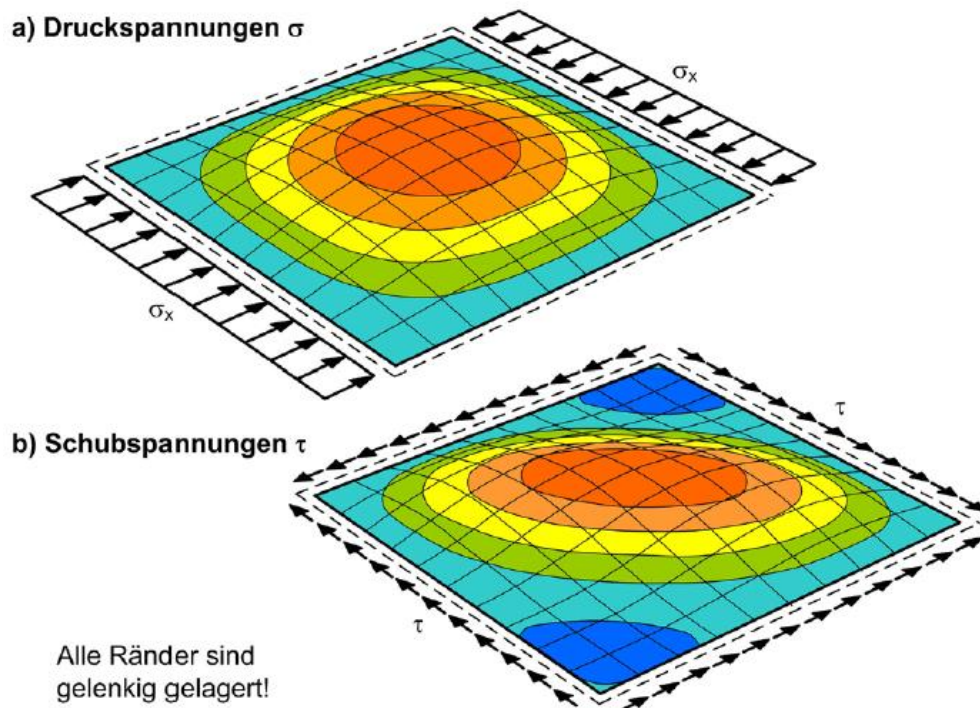


Abbildung 31 Beulen infolge von Druck- und Schubspannungen

5.2.1 Plattenbeulen im Steg über die Stütze

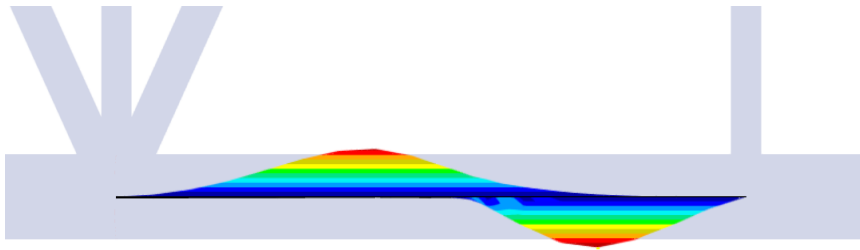


Abbildung 32 Plattenbeulen im Stützen Bereich

5.2.1.1 Nachweis mit dem Verfahren der wirksamen Fläche

Stahlgüte: S355 , Blechstärke: $t = 15 \text{ mm}$

Seitenverhältnis: $\alpha = \frac{a}{b} = \frac{2480}{1890} = 1,31$

Spannungsverhältnis: $\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 0,5$ sicherer angenommen , $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$

Querschnittsklasse: $\frac{c}{t} = \frac{1890}{15} = 126 > 42 \cdot 0,81 = 34 \rightarrow \text{QK: 4}$

Beulwert: $k_\sigma = \frac{8,2}{1,05+\psi} = \frac{8,2}{1,05+0,5} = 5,3$, Tafel 8,43 Schneider 20. Auf.

- Abminderung infolge Längsbeanspruchung:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{1890}{15}}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,3}} = 2,38$$

$$\rho_p = \left(\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi) \right) / \bar{\lambda}_p^2 \leq 1,0$$

$$= (2,38 - 0,055 \cdot (3 + 0,5)) / 2,38^2$$

$$= 0,39$$

Kritische Spannung: $\sigma_{cr,p} = k_\sigma \cdot \sigma_{E,p} = 5,3 \cdot 11,97 = 63,44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\sigma_E = 190000 \cdot (t/b)^2$ in N/mm^2

$$= 190000 \cdot (15/1890)^2$$

$$= 11,97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Knickstabähnliches Verhalten:

Breite Beulfelder mit einem kleinen Seitenverhältnis $\alpha = \frac{a}{b}$ weisen geringere Traglasten auf.

Dies liegt daran, dass ihre Beulform im Wesentlichen der Knickform entspricht und die gelagerten Seitenränder nur einen geringen versteifenden Einfluss ausüben. Dieser Effekt wird durch den Abminderungsfaktor χ_c für knickstabähnliches Verhalten berücksichtigt. Hier kann es vernachlässigt werden, da die Seitenverhältnis relativ groß ist und das Beulfeld einen Rechteck entspricht.

$$\sigma_{cr,c} = k_\sigma \cdot \sigma_{E,c} = 5,3 \cdot 6,95 = 36,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_E = 190000 \cdot (t/b)^2 \quad \text{in N/mm}^2$$

$$= 190000 \cdot (15/2480)^2$$

$$= 6,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{63,44}{36,85} = 1,72 > 1 \rightarrow \text{Knickstabähnliches Verhalten liegt nicht vor.}$$

- Abminderung infolge Schubbeanspruchung:

Ein Schubbeulnachweis ist zu führen für:

$$\frac{h_w}{t} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad , \eta = 1,2 \text{ für } 355$$

$$\frac{1890}{15} = 126 > 72 \cdot \frac{0,81}{1,2} = 48,6 \rightarrow \text{Nachweis erforderlich}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{355}{91,69}} = 1,97 > 1,08 \rightarrow \chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,51$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 7,66 \cdot 11,97 = 91,69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_\tau = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{1890}{2480}\right)^2 = 7,66$$

Die aufnehmbare Querkraft:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,51 \cdot 355 \cdot 1890 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,1 \cdot 10^3} = 2694 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = \tau_{Ed} \cdot A = 28,8 \cdot 15 \cdot 1950 = 842,4 \text{ KN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = \frac{842,4}{2694} = 0,31 < \begin{cases} 1,0 \text{ Nachweis erfüllt} \\ 0,5 \text{ keine Interaktion} \end{cases}$$

5.2.1.2 Nachweis mit dem Verfahren der reduzierten Spannung

$$\text{Lastfaktor Fließspannung: } \alpha_{ult} = \frac{\sigma_{fy}}{\sigma_{Ed}} = \frac{355}{85} = 4,18$$

$$\text{Lastfaktor gesamt: } \alpha_{cr} = 5,94 \text{ aus RFEM}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{4,18}{5,94}} = 0,84 \quad \text{Beulschlangheit}$$

$$\rho_p = (\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)) / \bar{\lambda}_p^2 \leq 1,0$$

$$= (0,84 - 0,055 \cdot (3 + 0,5)) / 0,84^2$$

$$= 0,88 \quad \text{Abminderungsfaktor Beulen}$$

$$\bar{\lambda}_w = \bar{\lambda}_p = 0,88 \rightarrow \frac{0,83}{1,2} = 0,79 > 0,88 > 1,08 \rightarrow \chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{0,88} = 0,943$$

$$\sigma_{v,Ed} = \text{Vergleichspannung von Mises} = 85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ aus RFEM6 statische Analyse}$$

$$\left[\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w} \right)^2 \right] \cdot \frac{1}{\left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)^2} \leq 1$$

$$\left[\left(\frac{85}{0,88} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{20}{0,943} \right)^2 \right] \cdot \frac{1}{\left(\frac{355}{1,1} \right)^2} = 0,102 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

5.2.2 Plattenbeulen im Steg im Mittelfeld (Fläche Nr. 55)

Sichtbarkeitsmodus
LK1 - Mittelfeld max My
Stabilitätsanalyse
Eigenform Nr. 85 - 13.444
Normierte Verschiebungen |u|

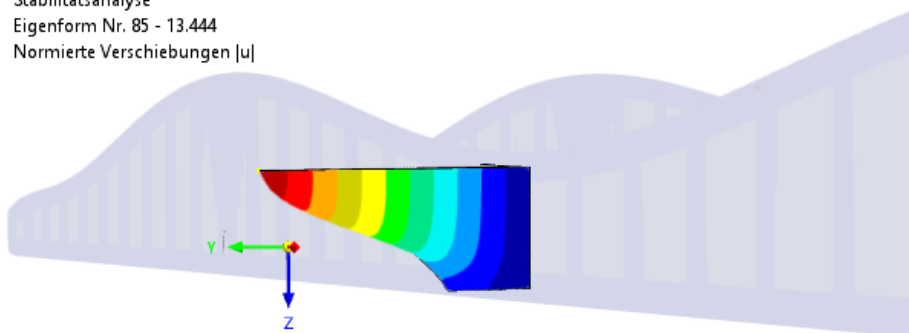


Abbildung 33 Beulen im Mittelfeld

Die Platten im Mittelfeld weisen zwar geringere Fläche als die über die Stütze auf, erfahren im Gegenteil größere Spannungen, daher müssen sie separat untersucht werden.

5.2.2.1 Nachweis mit dem Verfahren der wirksamen Fläche

Stahlgüte: S355, Blechstärke: $t = 15 \text{ mm}$

$$\text{Seitenverhältnis: } \alpha = \frac{a}{b} = \frac{2480}{1018} = 2044$$

$$\text{Spannungsverhältnis: } \psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 0,5 \text{ sicherer angenommen, } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\text{Querschnittsklasse: } \frac{c}{t} = \frac{1018}{15} = 67,87 > 42 \cdot 0,81 = 34 \rightarrow \text{QK: 4}$$

$$\text{Beulwert: } k\sigma = \frac{8,2}{1,05+\psi} = \frac{8,2}{1,05+0,5} = 5,3, \text{ Tafel 8,43 Schneider 20. Auf.}$$

- Abminderung infolge Längsbeanspruchung:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{1018}{15}}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,3}} = 1,28$$

$$\rho_p = \left(\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi) \right) / \bar{\lambda}_p^2 \leq 1,0$$

$$= (1,28 - 0,055 \cdot (3 + 0,5)) / 1,28^2 = 0,66$$

Kritische Spannung: $\sigma_{cr,p} = k_{\sigma} \cdot \sigma_{E,p} = 5,3 \cdot 41,25 = 218,62 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_E = 190000 \cdot (t/b)^2 \quad \text{in } N/mm^2$$

$$= 190000 \cdot (15/1018)^2$$

$$= 41,25 \frac{N}{mm^2}$$

- Knickstabähnliches Verhalten:

Breite Beulfelder mit einem kleinen Seitenverhältnis $\alpha = \frac{a}{b}$ weisen geringere Traglasten auf.

Dies liegt daran, dass ihre Beulform im Wesentlichen der Knickform entspricht und die gelagerten Seitenränder nur einen geringen versteifenden Einfluss ausüben. Dieser Effekt wird durch den Abminderungsfaktor χ_c für knickstabähnliches Verhalten berücksichtigt. Hier kann es vernachlässigt werden, da die Seitenverhältnis relativ groß ist und das Beulfeld relativ einen Rechteck entspricht.

$$\sigma_{cr,c} = k_{\sigma} \cdot \sigma_{E,c} = 5,3 \cdot 6,95 = 36,84 N/mm^2$$

$$\sigma_E = 190000 \cdot (t/b)^2 \quad \text{in } N/mm^2$$

$$= 190000 \cdot (15/2480)^2$$

$$= 6,95 N/mm^2$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{218,62}{36,85} = 5,93 > 1 \rightarrow \text{Knickstabähnliches Verhalten liegt nicht vor.}$$

- Abminderung infolge Schubbeanspruchung:

Ein Schubbeulnachweis ist zu führen für:

$$\frac{h_w}{t} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad , \eta = 1,2 \text{ für } 355$$

$$\frac{1018}{15} = 67,87 > 72 \cdot \frac{0,81}{1,2} = 48,6 \rightarrow \text{Nachweis erforderlich}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{355}{247,9}} = 1,20 > 1,08 \rightarrow \chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,72$$

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E = 6,01 \cdot 41,25 = 247,9 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{1018}{2480}\right)^2 = 6,01$$

Die aufnehmbare Querkraft:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m1}} = \frac{0,72 \cdot 355 \cdot 1018 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,1 \cdot 10^3} = 2048,55 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = \tau_{Ed} \cdot A = 11,4 \cdot 15 \cdot 1035 = 842,4 \text{ KN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = \frac{176,98}{2048,55} = 0,086 < \begin{cases} 1,0 \text{ Nachweis erfüllt} \\ 0,5 \text{ keine Interaktion} \end{cases}$$

5.2.2.2 Nachweis mit dem Verfahren der reduzierten Spannung

$$\text{Lastfaktor Fließspannung: } \alpha_{ult} = \frac{\sigma_{fy}}{\sigma_{Ed}} = \frac{355}{116} = 3,06$$

$$\text{Lastfaktor gesamt: } \alpha_{cr} = 13,189 \text{ aus RFEM}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,06}{13,189}} = 0,48 \text{ Beulschlangheit}$$

$$\rho_p = (\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)) / \bar{\lambda}_p^2 \leq 1,0$$

$$= (0,48 - 0,055 \cdot (3 + 0,5)) / 0,48^2$$

$$= 1,25 \quad \text{Abminderungsfaktor Beulen}$$

$$\bar{\lambda}_w = \bar{\lambda}_p = 0,48 < \frac{0,83}{1,2} = 0,79 \rightarrow \chi_w = \eta = 1,2$$

$$\sigma_{v,Ed} = \text{Vergleichspannung von Mises} = 116 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Ed} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ aus RFEM6 statische Analyse}$$

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w}\right)^2 \cdot \frac{1}{\left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}}\right)^2} \leq 1$$

$$\left[\left(\frac{116}{1,25}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{20}{1,2}\right)^2\right] \cdot \frac{1}{\left(\frac{355}{1,1}\right)^2} = 0,091 < 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

Optimierungsschritte:

Da die Ausnutzung der Steg relativ gering ist, könnte die Dicke des Blechs auf 12 mm reduziert werden.

5.2.3 Beulen in den Rippen

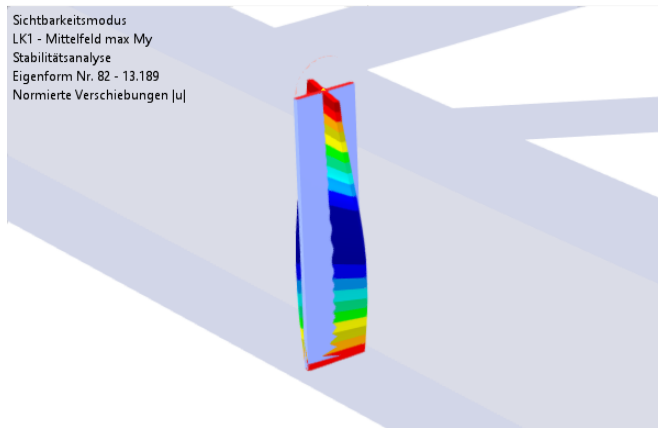


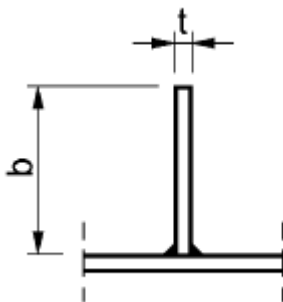
Abbildung 34 Beulen in den Rippen

Die Rippen werden im Bereich, wo das angeschweißte Blech unter Zug steht, durch Druckkräfte beeinflusst. Dies geschieht aufgrund der Längsausdehnung des Blechs unter Zugbelastung, wodurch die Rippen vertikal zusammengedrückt werden.

Das setzt die Rippen unter Beulgefahr, was bei Verwendung von Stabilität der Beulsteifen Nachweis geprüft wird.

$$\frac{b}{t} = \frac{12}{2} = 6 < 12,9 \cdot \varepsilon = 12,9 \cdot 0,81 = 10,449 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt.} \quad [6]$$

Die Dicke der Rippen kann in weiteren Optimierungsschritten auf 15 mm reduziert werden, da der Ausnutzungsgrad immer noch niedrig ist. Jedoch wird dies einen ungünstigen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit der Stahlkonstruktion haben, wodurch die Flansche eine geringere Knicklasttragfähigkeit zeigen werden.



[6]

Abbildung 35 Stabilität der Beulsteifen

6 Literaturverzeichnis

- [1] M. K. „R. Kindmann, Stahl- und Verbundkonstruktionen, Hamburg, Dortmund: Springer Vieweg, 2016.
- [2] P. Schmidt, Lastannahmen - Einwirkungen auf Tragwerke, Siegen: Springer, 2019.
- [3] Lichtgitter, „Lichtgitter Lagerprogramm,“ [Online]. Available: <https://www.lichtgitter.com/images/downloads/Seite-Downloads/lichtgitter-lager.pdf>. [Zugriff am Juni 2024].
- [4] Seppeler, „Seppeler,“ Gitterroste, 06 2024. [Online]. Available: <https://www.seppeler.de/gitterroste/einsatzbereiche-referenzen/bodengitter>. [Zugriff am 06 2024].
- [5] A. Goris, Schneider Bautabellen, Siegen: Werner Verlag, 2012.
- [6] R. Kindmann, Stahlbau, Teil 2: Stabilität und Theorie II. Ordnung, Bochum: Ernst & Sohn, 2008.
- [7] D. E. 1993, Eorocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
- [8] D. E. 1990, Eurocode, Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [9] D. E. 1991, Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke.
- [10] W. Graße, „Bemessung von Stahlbrücken (DIN-Fachbericht 103)“.
- [11] G. M. & M. Curbach, Handbuch Brücken, Kassel, Dresden: Springer, 2014.
- [12] U. K. Ralf Kindmann, Stahlbau, Teil 1 Grundlagen, Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [13] N. L. Marcus Rutner, *Stahlbau I + II Vorlesungsmaterial*, Hamburg: TUHH, 2023.