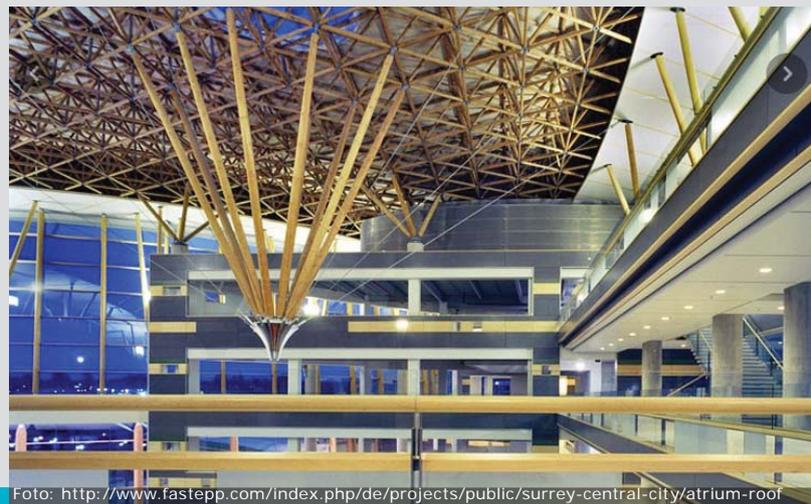


# Unterspannte BSP-Konstruktionen für den Einsatzbereich großer Spannweiten im Industrie- und Kommunalbau



M-1-4/2014

Foto: <http://www.fastapp.com/index.php/de/projects/public/surrey-central-city/atrium-roof>

**Nemanja Bulajic**  
Institut für Holzbau und Holztechnologie  
Technische Universität Graz



# Unterspannte BSP-Konstruktionen für den Einsatzbereich großer Spannweiten im Industrie- und Kommunalbau

Underspanned CLT structures for the application of large-span industrial and communal buildings

Masterarbeit von  
**Nemanja Bulajic, BSc**

Eingereicht am  
Institut für Holzbau und Holztechnologie  
Technische Universität Graz

Begutachtung:  
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Gerhard Schickhofer

Betreuer:  
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Gerhard Schickhofer

Graz, März 2014

---



## Eidstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

---

Nemanja Bulajic

Graz, März 2014

---



## Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denen bedanken, die mich während des ganzen Studiums unterstützten, mir halfen und mich liebten.

---



## Kurzfassung

Das Holzbauprodukt Brettsperrholz (abgekürzt BSP) nimmt in den letzten Jahrzehnten immer mehr an Bedeutung zu. Es eignet sich sowohl als Scheibe für Wand- als auch als Platte für Deckenkonstruktionen. Im konstruktiven Ingenieurbau findet BSP eine Anwendung im mehrgeschossigen Wohnbau bis hin zum Kommunal- und Industriebau. Da jedes Deckensystem seine Grenzen im Hinblick auf die maximale Spannweite hat (bei BSP ab rund 6,5 m), sind Tragsysteme zu entwickeln, welche den Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit gerecht werden.

Demzufolge befasst sich diese Masterarbeit mit unterspannten BSP-Decken. Um die Problematik der unterspannten Tragsysteme besser zu verstehen, wird zuerst eine Analyse und eine Studie unterspannter Systeme gemacht. Dabei wird auf wesentliche Einflussparameter, wie z. B. die Steifigkeit der Zugelemente, die Pfeilhöhe, die Spreizenanzahl und die Anschlussart sowie die Konstruktionsmerkmale und das Tragverhalten, näher eingegangen. Die Auswirkungen dieser Parameter werden zudem mit einem Statikprogramm nachgewiesen.

Nach einer detaillierten Einführung in die Problematik unterspannter Systeme wird eine Analyse bestehender unterspannter Konstruktionen im Stahl- und Holzbau durchgeführt. Dabei werden insbesondere die unterschiedlichen Anschlüsse der unterspannten Konstruktionen analysiert. Aus dieser Untersuchung resultieren Ideen für die Ausbildung der Details.

Im Hauptkapitel werden fünf Varianten unterspannter BSP-Decken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung, Schwingung) berechnet und miteinander verglichen. Danach erfolgen die statischen Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit der BSP-Decken der Variante 1 mit verschiedenen Abmessungen beginnend von 10 x 10 m, über 12 x 12 m, 15 x 15 m und 18 x 18 m bis hin zu 20 x 20 m. Es kann festgestellt werden, dass der Schwingungsnachweis bemessungsrelevant ist. Die unterspannten BSP-Decken der Variante 1 erreichen ihre Grenzen bei rund 20 m Spannweite.

Abschließend werden Vorschläge für Knotenausbildungen erarbeitet. Dabei werden zwei bis drei Details für jeden Anschluss entwickelt.

Als Ergebnis dieser Masterarbeit kann festgestellt werden, dass unterspannte BSP-Decken durchaus für einen Einsatz im Kommunal- und Industriebau zu empfehlen sind.

---



## Abstract

The wood product cross-laminated timber (abbreviated CLT) increases in recent decades more and more in importance. It can be used as plate-like element resisting loads in- and out-of-plan for wall as well as floor elements. In structural engineering CLT is applied in multi-storey residential buildings as well as in communal and industrial buildings. Because each floor system has its limits in terms of maximum span (in CLT till 6.5 m), there is a need for floor systems which meet the requirements for ultimate and serviceability limit state.

Consequently, under-spanned CLT floor systems define the focus in this thesis. Starting with an analysis of under-spanned systems the influencing parameters were discussed, such as stiffness of the tensioning elements, rise, number of braces and their connections as well as construction characteristics and structural behavior. Effects of these parameters were investigated also by means of a structural analysis software.

After this first analysis regarding challenges of under-spanned systems, an analysis was conducted focusing on existing under-spanned structures in steel and timber. In particular, the various connections of under-spanned structures were analyzed and used for detailing.

The core of this thesis deals with five variants of under-spanned CLT floor systems which were calculated and then compared in their serviceability characteristics (deflection, vibration). Focusing on one specific variant the static calculations for the ultimate limit state of CLT floor systems were made by varying the field dimensions from 10 x 10 m , 12 x 12 m, 15 x 15 m , 18 x 18 m up to 20 x 20 m. It was found that the vibration was the determining design criteria. The mentioned under-spanned CLT floor system reached its limits at about 20 m span.

Finally, a detailed design was made and two to three details for each node were designed. Overall, it was found that under-spanned CLT floor systems can be quite recommended for a particular use in communal and industrial construction.

---



## Einleitung

<b>1</b>	<b>Motivation .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Allgemeines zu Brettsperrholz .....</b>	<b>2</b>
2.1	Allgemeiner Aufbau von Brettsperrholz.....	2
2.2	Herstellung.....	3
2.3	Abmessungen.....	3
2.4	Mechanische Eigenschaften von BSP .....	4
2.4.1	Biegefestigkeit .....	4
2.4.2	Schub- und Rollschubfestigkeit .....	4
2.4.3	Querdruckfestigkeit .....	4
2.5	Einsatzgebiete von BSP.....	5
2.6	Vor- und Nachteile von Brettsperrholz.....	7

## Studie und Analyse von Unterspannungssystemen

<b>1</b>	<b>Tragsysteme.....</b>	<b>9</b>
1.1	Formaktive Tragsysteme .....	10
1.2	Vektoraktive Tragsysteme.....	12
1.3	Schnittaktive Tragsysteme .....	15
1.4	Flächenaktive Tragsysteme .....	18
1.5	Höhenaktive Tragsysteme .....	20
1.6	Hybride Tragsysteme .....	22
<b>2</b>	<b>Strukturelemente der unterspannten Systeme.....</b>	<b>26</b>
2.1	Einfeldträger.....	26
2.1.1	Einfeldträger im Stahlbau - SLS-Bemessung .....	27
2.1.2	Einfeldträger im Stahlbau - ULS-Bemessung .....	31
2.1.3	Einfeldträger im Betonbau - SLS-Bemessung .....	32
2.1.4	Einfeldträger im Betonbau - ULS-Bemessung .....	39
2.1.5	Einfeldträger im Holzbau - SLS-Bemessung .....	43
2.1.6	Einfeldträger im Holzbau - ULS-Bemessung .....	46
2.2	Unterspannung.....	47
2.2.1	Einfluss der Pfeilhöhe auf unterspannte Systeme .....	47
2.2.2	Einfluss der Dehnsteifigkeit der Zugelemente (EA) auf das Unterspannungssystem ...	48
2.2.3	Unterspannungsvarianten .....	49
2.2.4	Konstruktionsmerkmale und Tragverhalten .....	52

2.2.5	Einfluss der Spreizenanzahl auf die Tragfähigkeit des Unterspannungssystems .....	52
2.2.6	Einfluss der Anschlussart Spreize-Obergurt auf die Tragfähigkeit des Unterspannungssystems .....	53
2.2.7	Stabilitätsverhalten in der Ebene .....	59
2.2.8	Stabilitätsverhalten aus der Ebene [4] .....	59
<b>3</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>61</b>

## Anwendungsbeispiele

<b>1</b>	<b>Unterspannte Träger im Stahlbau .....</b>	<b>63</b>
1.1	Produktionshalle in Sylt-Rantum (D) .....	63
1.1.1	Statisches System .....	64
1.1.2	Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt .....	64
1.1.3	Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt .....	65
1.1.4	Detail C: Anschluss Unterspannung-Spreize .....	66
1.2	Ausbildungszentrum Wiesloch (D) .....	66
1.2.1	Statisches System .....	67
1.2.2	Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt .....	68
1.2.3	Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt .....	69
1.2.4	Detail C: Anschluss Unterspannung-Spreize .....	69
1.3	Überdachung der Kassenhalle der Dresdner Bank, Düsseldorf (D).....	70
1.3.1	Statisches System .....	70
1.3.2	Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt .....	71
1.3.3	Details B und C: Anschluss Unterspannung-Spreize und Spreize-Obergurt .....	71
<b>2</b>	<b>Unterspannte Träger im Holzbau.....</b>	<b>73</b>
2.1	Holzinformationszentrum in Rheinstetten (D).....	73
2.1.1	Statisches System .....	73
2.1.2	Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt .....	74
2.1.3	Details B und C: Anschlüsse Unterspannung-Spreize und Spreize-Obergurt .....	75
2.2	Fußgängerbrücke der Firma Egger in St. Johann .....	76
2.2.1	Statisches System .....	76
2.2.2	Detail A: Anschluss Unterspannung-Spreize .....	77
2.2.3	Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt .....	78
2.2.4	Detail C: Anschluss Unterspannung-Obergurt .....	78
<b>3</b>	<b>Unterspannte Platten im Holzbau .....</b>	<b>80</b>
3.1	Bautechnikzentrum der TU Graz.....	80

3.1.1	Statisches System .....	81
3.1.2	Detail A: Anschluss Unterspannung-Spreize .....	81
3.1.3	Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt .....	82
3.1.4	Detail C: Anschluss Unterspannung-Obergurt .....	83
<b>4</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>83</b>

## Berechnung und Bemessung der Unterspannungsvarianten

<b>1</b>	<b>Variantenstudie .....</b>	<b>85</b>
1.1	Variante 1 .....	85
1.2	Variante 2 .....	86
1.3	Variante 3 .....	87
1.4	Variante 4 .....	88
1.5	Variante 5 .....	88
<b>2</b>	<b>Berechnung der Varianten 1 bis 5 für 10 m Spannweite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....</b>	<b>90</b>
2.1	Querschnittswerte .....	91
2.2	Lasten .....	95
2.3	Eigengewicht .....	95
2.4	Nutzlast .....	97
2.5	Berechnung der Durchbiegung der BSP-Decke der Variante 1 mit Hilfe RFEM .....	98
2.6	Schwingungsberechnung [1], [15] .....	99
2.7	Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 2 mit Hilfe RFEM .....	103
2.8	Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 3 mit Hilfe RFEM .....	104
2.9	Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 4 mit Hilfe RFEM .....	105
2.10	Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 5 mit Hilfe RFEM .....	106
2.11	Auswahl einer Variante .....	108
<b>3</b>	<b>Bemessung der BSP-Decke 10 x 10 Meter im Grenzzustand der Tragfähigkeit .....</b>	<b>109</b>
3.1	Normalspannungsnachweis in der Mitte der BSP-Decke .....	109
3.2	Schub- und Rollschubspannungsnachweis im Detail 2 .....	112

3.3	Rollschubspannungsnachweis nach Mestek zum Vergleich [12].....	116
3.4	Brandnachweis .....	118
3.5	Schub- und Rollschubspannungsnachweis in Detail 2 im Brandfall .....	121
<b>4</b>	<b>Bemessung der Unterspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 3 und Eurocode 5 .....</b>	<b>123</b>
4.1	Querschnittsnachweis der Zugstäbe .....	123
4.2	Querschnittsnachweis der Druckstäbe.....	123
4.3	Stabilitätsnachweis nach ON EN 1993-1-1:2012 .....	124
4.4	(Alternative zu Stahlstab) Bemessung der Holzstäbe im Grenzzustand der Tragfähigkeit laut Eurocode 5.....	126
4.4.1	Querschnittsnachweis nach ON EN 1995-1-1:2009 .....	126
4.4.2	Stabilitätsnachweis nach EN 1995-1-1:2009 .....	127
<b>5</b>	<b>Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 10 m Spannweite .....</b>	<b>129</b>
<b>6</b>	<b>Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 12 m Spannweite .....</b>	<b>130</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 15 m Spannweite .....</b>	<b>131</b>
<b>8</b>	<b>Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 18 m Spannweite .....</b>	<b>132</b>
<b>9</b>	<b>Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 20 m Spannweite .....</b>	<b>133</b>
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>134</b>

## Detailausbildung

<b>1</b>	<b>Allgemeines .....</b>	<b>135</b>
<b>2</b>	<b>Detail 1: Variante 1 .....</b>	<b>137</b>
2.1	Bemessung der Auflager der Schwerter .....	139
2.2	Bemessung des Schweißnahtanschlusses des Zugstabes .....	140
2.3	Bemessung der Kalotte aus Stahl S 460 N im Detail 1 (Variante 1) ....	142
<b>3</b>	<b>Detail 1: Variante 2 .....</b>	<b>144</b>

3.1	Nettoquerschnittsnachweis des Anschlussbleches im Detail 1 (Variante 2) .....	145
3.2	Bemessung des Schweißnahtanschlusses zwischen Anschlussblechen ..	148
3.3	Bemessung der Bolzenverbindung im Detail 1 (Variante 2) .....	149
3.4	Bemessung der Kalotte aus Stahl S 460 N im Detail 1 (Variante 2) ....	150
<b>4</b>	<b>Detail 1: Variante 3</b> .....	<b>152</b>
4.1	Bemessung der Druckstabanschlüsse .....	154
<b>5</b>	<b>Detail 2: Variante 1</b> .....	<b>155</b>
5.1	Bemessung der Bolzenverbindung im Detail 2 gemäß EN 1993-1-8:2012 (Kapitel 3.13.2) .....	156
5.2	Nachweis der Schraubenverbindung gemäß ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013 .....	157
5.3	Nachweis der maximalen Querdruckbeanspruchung im Detail 2 .....	160
<b>6</b>	<b>Detail 2: Variante 2</b> .....	<b>161</b>
<b>7</b>	<b>Detail 3: Variante 1</b> .....	<b>163</b>
7.1	Nettoquerschnittsnachweis des Anschlussbleches im Detail 1 (Variante 2) .....	163
7.2	Bemessung des Schweißnahtanschlusses zwischen Kopfplatte und Knotenblech .....	165
7.3	Nachweis der Schraubenverbindung gemäß ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013 .....	166
<b>8</b>	<b>Detail 3: Variante 2</b> .....	<b>169</b>
8.1	Nachweis der maximalen Querdruckbeanspruchung im Detail 3 (Variante 2) .....	169
8.2	Nachweis der Schraubenverbindung gemäß ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013 .....	170

## Schlussbetrachtung

## Literaturverzeichnis

1	Bücher/Skripten .....	177
2	Abschlussarbeiten .....	178

3	Zeitschriften/Unterlagen .....	178
4	Zulassungen/Produktinformationen .....	179
5	Normen .....	179
6	Internetquellen.....	181
7	Software .....	181

# Einleitung

## 1 Motivation

Der Baustoff Holz spielt im Bauwesen seit Generationen eine wesentliche Rolle. Er hat in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Als Baustoff wirkt sich das Holz positiver als irgendein anderer Baustoff auf die Energie- und Klimabilanz aus, da dieser CO<sub>2</sub>-bindend und nachwachsend ist.

Mit dem Einsatz neuer Technologien in der Holzproduktion konnte zudem ein hervorragendes Bauprodukt, das sogenannte Brettsperrholz (BSP) entwickelt, hergestellt und auf dem Markt etabliert werden. Dieses Bauprodukt hat einen hohen Vorfertigungsgrad, womit montagefertige Elemente in der Werkstatt vorgefertigt werden können. Dies führt zu einer Verkürzung der Bauzeit und damit verbunden zu niedrigeren Baukosten. Außerdem zeichnet er sich durch ein geringeres Eigengewicht im Vergleich zu anderen massiven Bauweisen aus, was eine schlanke Dimensionierung der Bauteile bei großen Spannweiten ermöglicht. Schlussendlich besitzt BSP sehr gute statische Eigenschaften. Durch kreuzweise Verklebung der Einzelschichten wird eine zweiachsiale Lastabtragung erzielt. Dies ermöglicht größere Spannweiten und kleinere Bauteilhöhen.

Bei Vergrößerung der Spannweiten kommt es jedoch zu einer Erhöhung der Verformung und einer Verringerung der Eigenfrequenz.

Gegenwärtig liegen die Spannweiten der BSP-Elemente im Mittel im Bereich von rund 4,5 m bis 5,0 m, maximal jedoch bei rund 6,5 m. Ab dieser Spannweite wird der alleinige Einsatz von vollflächigen BSP-Elementen unwirtschaftlich. Deshalb sollte man sich mit Tragsystemen befassen, welche ab diesen Spannweiten den Einsatz von vollflächigen BSP-Elementen erlauben.

## 2 Allgemeines zu Brettsperrholz

Definition: „Als Brettsperrholz im Sinne dieser Richtlinie werden alle mehrschichtig verklebten, flächenhaften Holzprodukte verstanden, wobei die Faserlängsrichtungen der aus Brettern bestehenden Einzelschichten rechtwinklig zueinander angeordnet sind. Der Querschnittsaufbau (Orientierung, Dicke und Festigkeitsklasse der Einzelschichten) ist zur Mittelebene symmetrisch.“ [1]

### 2.1 Allgemeiner Aufbau von Brettsperrholz

[1], [2]

Das Brettsperrholz wird aus einzelnen Lagen aus Brettern bzw. keilgezinkter Brettlamellen zusammengesetzt. Diese Lagen werden orthogonal zueinander verklebt. Dies ermöglicht die Herstellung der Brettsperrholzplatten bis zu einer Länge von 16,5 m (auch 30,0 m möglich) und einer Breite bis 3,0 m (auch 4,8 m möglich).

Die Ausgangsprodukte für die Herstellung von Brettsperrholz (BSP) stellen verschiedene Nadelholzarten dar, vornehmlich Fichte aber auch andere wie z.B. Tanne, Kiefer, Lärche. Für Sonderfälle kommen auch Laubholzarten (beispielsweise Buche, Esche, Eiche, Pappel oder Robinie) zum Einsatz.

Das Ausgangsmaterial für die Herstellung von BSP wird vorwiegend aus der Stammrandzone eingeschnitten, weil dort befindliches Holz bessere Eigenschaften hinsichtlich Festigkeit und Steifigkeit besitzt. Von Bedeutung sind vor allem charakteristische Eigenschaften der Einzelbretter wie die Zugfestigkeit, der Zug-E-Modul und die Rohdichte.

Als Festigkeitsklasse kommt vornehmlich C24 zur Anwendung, für Querlagen kann auch die niedrigere Festigkeitsklasse C16 oder C18 herangezogen werden. Die Bretter einer Lage sollen dieselbe Festigkeitsklasse besitzen oder müssen nach der niedrigsten, in dieser Lage verwendeten Festigkeitsklasse sortiert werden. Diese werden in der ÖNORM EN 338 oder in ÖNORM DIN 4074-1 geregelt.

Die BSP-Platten setzen sich aus Einzelbretter zusammen, deren Breite in der Regel zwischen 80 mm und 240 mm und deren Dicke zwischen 10 mm und 45 mm liegt, wobei das Verhältnis Dicke zu Breite der Einzelbretter mit  $d:b \leq 1:4$  festzulegen ist.

Aus produktionstechnischer und ingenieurmäßiger Sicht ist die Keilzinkenverbindung im Holzbau unvermeidbar, denn Bauteile von über 15,0 m Länge wären ohne sie undenkbar.

Die Anforderungen an die Keilzinkenverbindungen werden in der ÖNORM EN 385 festgeschrieben.

## 2.2 Herstellung

Eine BSP-Einschichtplatte kann auf folgende drei unterschiedliche Verfahren hergestellt werden:

- Schmalseitenverklebung festigkeitssortierter Brettlamellen,
- Einschichtplatte gemäß EN 13986 (Massivholzplatten für tragende Zwecke),
- Einschichtplatten als Spaltprodukt von Brettschichtholz.

Bei der Herstellung von BSP-Platten spielt die Verklebung eine ganz wichtige Rolle. Dabei unterscheidet man Verklebungen in Form von Keilzinkenverbindungen zwischen den Einzelbrettern und der anschließenden Flächenverklebung der einzelnen Schichten. So wird ein quasi starrer Verbund erzielt. Für die Herstellung von BSP-Platten werden zurzeit zwei Klebstoffarten verwendet: Aminoplaste (Melamin Formaldehydklebstoff (MF) und Melamin Harnstoff Formaldehydklebstoff (MUF)) und einkomponentige Polyurethanklebstoffe (PU-Klebstoffe). Die Anforderungen an diese Klebstoffarten sind in der EN 301 (für zweikomponentige Aminoplaste) und in der EN 15425 (für 1-Komponenten-Polyurethanklebstoff) zusammengefasst. Ein wichtiges Kriterium für die Verklebung stellt die Mindestholzfeuchte dar, die nicht kleiner als 10% sein sollte, weil der 1-Komponenten-Polyurethan ein Holzfeuchtemindestmaß zum Abbinden benötigt.

## 2.3 Abmessungen

Die Tab. 2.1 gibt einen Überblick über derzeit vorhandene Abmessungen von BSP und den Einzelbrettern. Dabei ist zu erwähnen, dass gewisse Hersteller bereits von den in Tab. 2.1 angeführten Dimensionen abweichen.

<b>Brett</b>			
<b>Beschreibung</b>		<b>Standard</b>	<b>möglich / Anmerkung</b>
Brettdicke	[mm]	25 bis 40	10 bis 45
Brettbreite	[mm]	80 bis 240	40 bis 300
Verhältnis Breite/Dicke	[-]	$\geq 4 : 1$	Unterschreitung mit Entlastungsnuten
<b>Brettsperrholzelement</b>			
BSP Dicke	[mm]	75 bis 160	36 bis 350
BSP Breite	[m]	1,25; 3,00	bis 4,80
BSP Länge	[m]	13,00	bis 24,00
Anzahl der Brettlagen	[-]	3 bis 9	bis 25

Tab. 2.1 Abmessungen von BSP und Brettdimensionen [1]

## 2. 4 Mechanische Eigenschaften von BSP

Im Folgenden werden die für die Bemessung wichtigsten mechanischen Eigenschaften dargestellt: Biege-, Schub-, Rollschub- und Querdruckfestigkeit. Da vor allem die Festigkeitsklasse C24 (Fichte) bei der Herstellung von BSP zum Einsatz kommt, werden die Festigkeiten von BSP auf dieses Grundmaterial bezogen.

### 2. 4. 1 Biegefestigkeit

Da es unterschiedliche Interpretationen hinsichtlich der Berechnung der Biegefestigkeit von BSP im europäischen Raum gibt, wird in den nationalen Normen festgelegt wie diese zu berechnen ist. In Österreich sind folgende Ansätze bekannt:

$$f_{m,clt,k} = \min\{a_{clt} \cdot f_{t,0,k}^{0,8}; 1,2 \cdot f_{m,k}\}$$

Dabei ist

$$a_{clt} = 3,5 \text{ für visuell sortiertes Holz}$$

$$a_{clt} = 3,0 \text{ für maschinell sortiertes Holz}$$

$f_{m,k}$  ....Biegefestigkeit des Grundmaterials

$f_{t,0,k}$  ...Zugfestigkeit des Grundmaterials

### 2. 4. 2 Schub- und Rollschubfestigkeit

Gemäß dem Vorschlag der TU Graz kann die Schubfestigkeit von BSP von 2,7 N/mm<sup>2</sup> (der charakteristische Wert von Brettschichtholz) auf 3,0 N/mm<sup>2</sup> erhöht werden.

Die Rollschubfestigkeit wird um 25% gegenüber jener von Brettschichtholz erhöht und beträgt für C24 1,25 N/mm<sup>2</sup>.

### 2. 4. 3 Querdruckfestigkeit

Laut dem Vorschlag der TU Graz beträgt die Querdruckfestigkeit von BSP 3,0 N/mm<sup>2</sup>.

In der Tab. 2.2 werden die Eigenschaften von BSP denen von Brettschichtholz gegenübergestellt.

	C 24	
	BSH	BSP
Biegefestigkeit $f_{m,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	24,0	28,8
Schubfestigkeit $f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,7	3,0
Rollschubfestigkeit $f_{r,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,0	1,25
Querdrukfestigkeit $f_{c,90,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,5	3,0

Tab. 2.2 Gegenüberstellung der charakteristischen Festigkeiten von BSP und BSH

## 2. 5 Einsatzgebiete von BSP

[1], [2]

Das Holzbauprodukt „Brettsperrholz“ hat ein breites Spektrum von Einsatzmöglichkeiten. Das BSP kann in Form von Platten, Scheiben aber auch Faltschichten eingesetzt werden. Deshalb findet es Anwendung in allen denkbaren Bereichen des Bauwesens. So sind beispielsweise nicht nur Wand-, Decken- und Dachelemente im Wohn-, Industrie- und Kommunalbau zu realisieren, sondern auch Stiegenläufe, Balkonplatten und stabförmige Bauteile wie Unterzüge, Überlager und Stützen. Nicht selten wird das BSP auch im Brückenbau eingesetzt (siehe Abb. 2.1, Abb. 2.2 und Abb. 2.3).



Abb. 2.1 Wand- und Deckenelemente aus BSP [2]



Abb. 2.2 Balkonplatte und Stiegenlaufplatte aus BSP [1]



Abb. 2.3 Einsatz einer BSP-Platte im Brückenbau [2]

Für größere Spannweiten kommen Kasten- und Rippenquerschnitte sowie unterspannte BSP-Elemente zum Einsatz. (s. Abb. 2.4 und Abb. 2.5)



Abb. 2.4 Rippenplatte aus BSP/BSH [2]



Abb. 2.5      unterspannte Dachkonstruktion des Bautechnikzentrums der TU Graz [1]

## 2. 6      Vor- und Nachteile von Brettsperrholz

Vorteile:

- Die Standardisierung der Bauteile in der Produktion ist möglich
- Durch vorgefertigte Elemente erfolgt die Montage schneller
- Das geringe Gewicht ermöglicht eine schlanke Dimensionierung der Bauteile bei großen Spannweiten

Nachteile:

- Bei der Montage ist oft ein Kran erforderlich da flächenhafte Bauteile große Gewichte aufweisen
- Es ist für die Haustechnik noch eine Installationsebene erforderlich
- Es ist mit höheren Kosten als bei konventionellen Massivbauweisen zu rechnen.



# Studie und Analyse von Unterspannungssystemen

## 1 Tragsysteme

[5], [32], [33], [34]

Die Aufgabe von Tragwerken in der Natur oder in der Technik besteht darin, sowohl das Eigengewicht als auch die Nutzlasten zu übernehmen und in den Untergrund abzuleiten. Der Kraftfluss bei einem Tragwerk läuft in zwei aufeinanderfolgenden Schritten ab: Lastaufnahme und Lastabgabe.

Laut der Definition vom Prof. Uwe Heisel versteht man „unter dem Kraftfluss den Weg einer Kraft und/oder eines Moments in einem Bauteil vom Angriffspunkt (Stelle der Einleitung) bis zu der Stelle, an der diese durch eine Reaktionskraft und/oder ein Reaktionsmoment aufgenommen wird“ [32].

Das Konstruieren von Tragwerken in der Technik stellt solange kein Problem dar, solange sich die Objektform der Richtung der angreifenden Kräfte anpasst. Dies ist nicht immer der Fall, z.B. wenn der Kraftfluss nicht direkt erfolgt, sondern auf Umwege geleitet wird. Deshalb erfordert das Entwerfen von Tragwerken geeignete Systeme des Kraftflusses zu entwickeln. Es wird ein neues Kraftbild durch Änderung der Krafrichtung geschaffen. Diese Änderung von Krafrichtung heißt Kraftumlenkung und stellt das Prinzip zur Steuerung des Kraftflusses im Tragwerk dar.

In diesem Abschnitt wird auf eine Einteilung der Tragwerke nach ihrer primären Funktion wie zum Beispiel: Träger, Stütze, Platte, Rahmen, Schale, Trägerrost etc. verzichtet. Diese Art der Einteilung erfordert weitere Unterteilungen in Abhängigkeit von geometrischen Anordnungen, Beanspruchungen etc., was schnell unübersichtlich werden kann. Außerdem könnte sich das Tragverhalten von Systemen einer Tragwerksgruppe unter Umständen stark unterscheiden. Stattdessen wird eine Einteilung der Tragsysteme nach Heino Engel aufgezeigt, welche charakteristische Tragmechanismen der Kraftumlenkung und -abtragung unterscheidet.

Demzufolge unterscheiden sich Tragsysteme in ihrer Art nach:

- formaktiven,
- vektoraktiven,
- schnittaktiven,
- flächenaktiven,
- höhenaktiven und
- hybriden Tragsystemen.

### 1.1 Formaktive Tragsysteme

Wie aus dem Namen hervorgeht, spielt die Form dieser Tragwerke eine wesentliche Rolle. Vorgänger solcher Tragsysteme sind das senkrechte Hängeseil und die senkrechte Stütze.

Ein Tragseil entsteht durch Verketteten mehrerer Hängeseile mit verschiedenen Aufhängepunkten. Der Druckbogen stellt die Umkehrform eines Tragseiles dar.

Erstes Kennzeichen dieser Tragsysteme ist es, dass sie nur Normalkräfte (Druck- und Zugkräfte) und keine Biegemomente aufnehmen können. Sie lenken die äußeren Kräfte durch die Normalkräfte um (beim Druckbogen/Stützbogen durch Druckkraft, beim Tragseil durch Zugkraft).

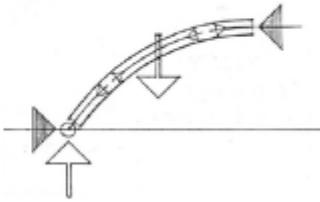
Prototyp		Kräfte	Merkmal	Mechanik der Kraftumlenkung
Stützbogen		Druck oder Zug	Stützzlinie	
Hängeseil			Kettenlinie	
Kreisring-Ballon			Kreis	

Abb. 1.1 Tragmechanismus der formaktiven Tragsystemen [5], [6]

Zweites Kennzeichen der formaktiven Systeme sind Stütz- oder Hängelinie. Stütz- oder Hängelinie ergeben sich aus den äußeren Kräften einerseits und der Pfeilhöhe und des Abstandes der Auflagerpunkte andererseits. Die Stützzlinien stellen in Wirklichkeit den Ort der Normalspannungsergebnisse dar und sie ändern sich bei jeder Änderung der Belastung auf das System. Auch wenn sich die Belastung beim Tragseil ändert, ändert sich die Form der Hängelinie und bedingt dadurch eine neue Strukturform. Laut Poleni „stellt

die Hängelinie eine Gleichgewichtsform infolge einer Belastung dar“. Man kann die Änderung der Hängelinie, welche sich bei Lastvergrößerung verändert, durch Vorspannen reduzieren.

Zu den formaktiven Tragwerken zählen Seiltragwerke, Zeltragwerke, pneumatische Tragwerke und Bogentragwerke (siehe nächste Abbildungen). Da die formaktiven Tragsysteme sehr große Spannweiten haben können, stellen sie die potentiellen Tragsysteme der Zukunft dar.

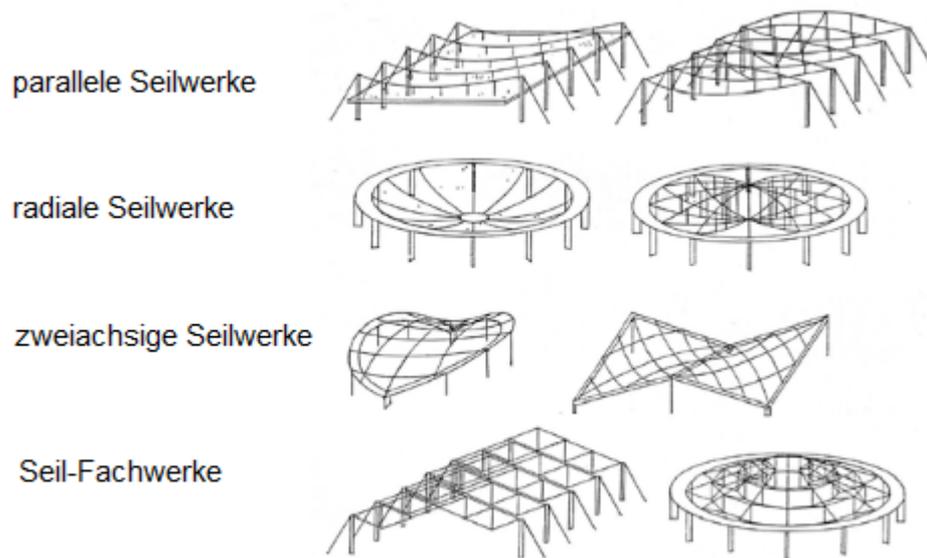


Abb. 1.2 Seiltragwerke [5], [6]

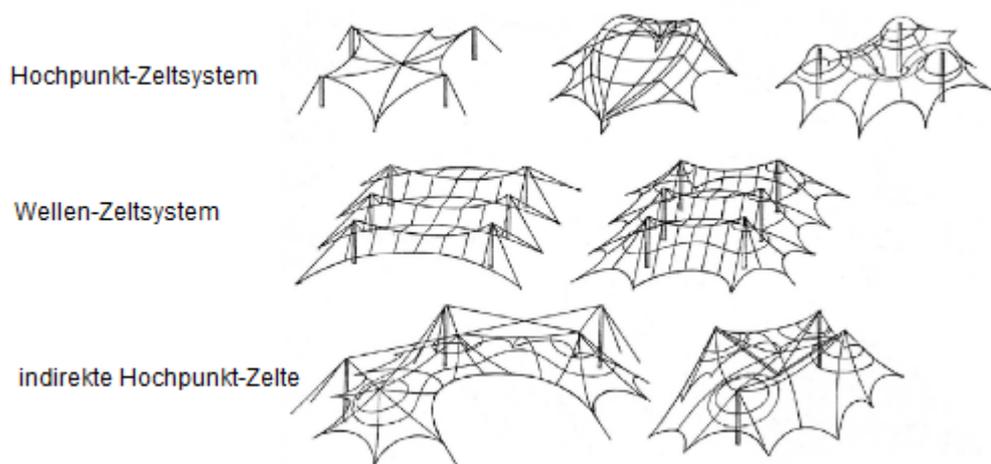


Abb. 1.3 Zeltragwerke [5], [6]

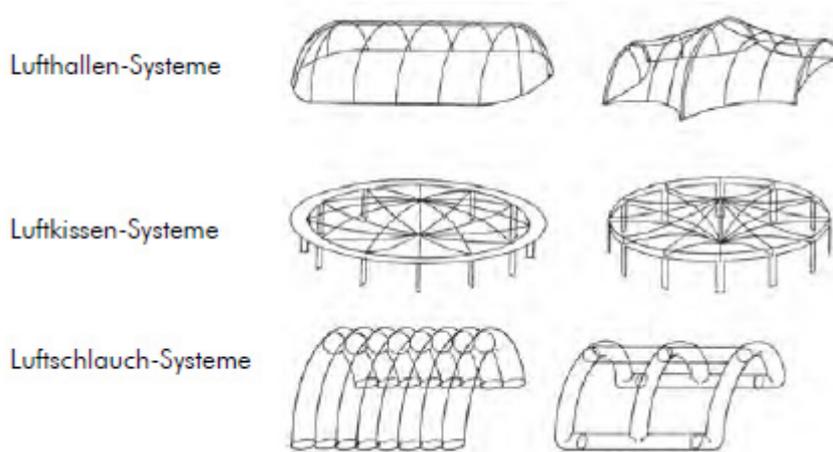


Abb. 1.4 pneumatische Tragwerke [5], [6]

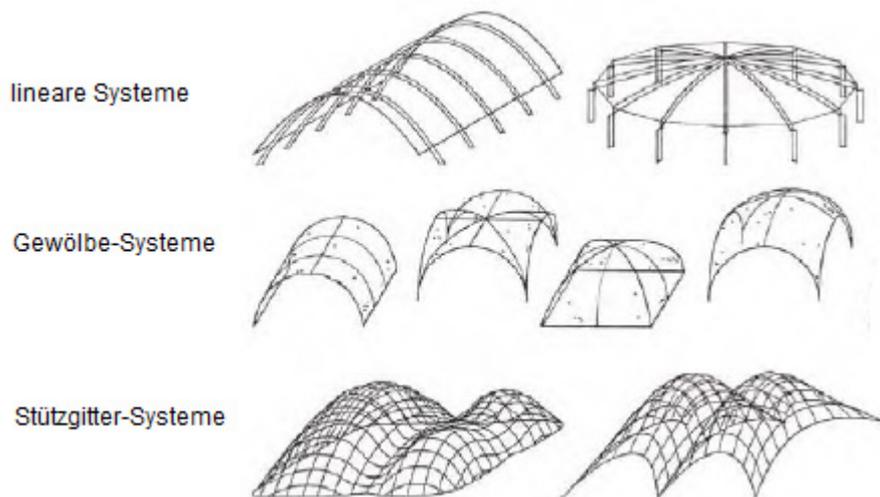


Abb. 1.5 Bogentragwerke [5], [6]

## 1. 2 Vektoraktive Tragsysteme

Vektoraktive Tragsysteme setzen sich aus festen, geraden Stäben zusammen, die aufgrund ihres geringen Querschnitts im Verhältnis zur Länge nur Normalkräfte übertragen können (Druck- und Zugstäbe).

Druck- und Zugstäbe können einen stabilen in sich geschlossenen Dreiecksverband (s. nächste Abbildung) bilden. Durch Zusammenfügen dieser Dreiecksverbände entstehen vektoraktive Tragsysteme mit gelenkigen Knotenpunkten, die Kräfte umlenken und Lasten über große Spannweiten stützenfrei abtragen können. Das Kennzeichen der vektoraktiven Tragsysteme ist der Dreiecksverband.

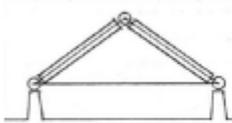
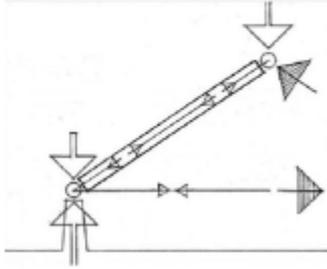
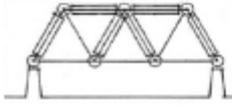
	Prototyp	Kräfte	Merkmal	Mechanik der Kraftumlenkung
Dreieck-binder		Druck und Zug	Dreieck- verband	
Fachwerk-träger				

Abb. 1.6 Tragmechanismus der vektoraktiven Tragsysteme [5], [6]

Die Stabstellung gegenüber der Richtung der äußeren Kraft wird die Größe der Vektor-kraft im Stab bestimmen. Günstige Winkel sind von  $45^\circ$  bis  $60^\circ$  gegenüber der Krafrichtung.

Die Kraftumlenkung muss nicht nur in einer Ebene und die Lastabtragung nicht nur in einer Achse, sondern kann auch in gekrümmten Flächen und in dreidimensionaler Richtung erfolgen. Dadurch entstehen gekrümmte Fachwerksysteme und Raumfachwerke.

Vektoraktive Tragsysteme eignen sich gut als vertikale Tragsysteme für Hochhäuser aufgrund der kleinmaßstäblichen Stabelemente und der guten Wirksamkeit gegenüber wechselnden Lastwirkungen. Deshalb werden die vektoraktiven Tragsysteme im zukünftigen Bauen dreidimensionaler Stadtstrukturen eine große Rolle spielen.

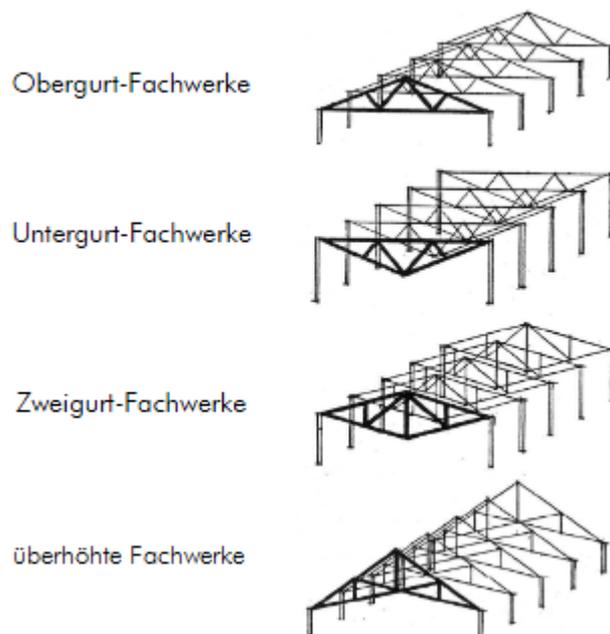


Abb. 1.7 ebene Fachwerkbinder [5], [6]

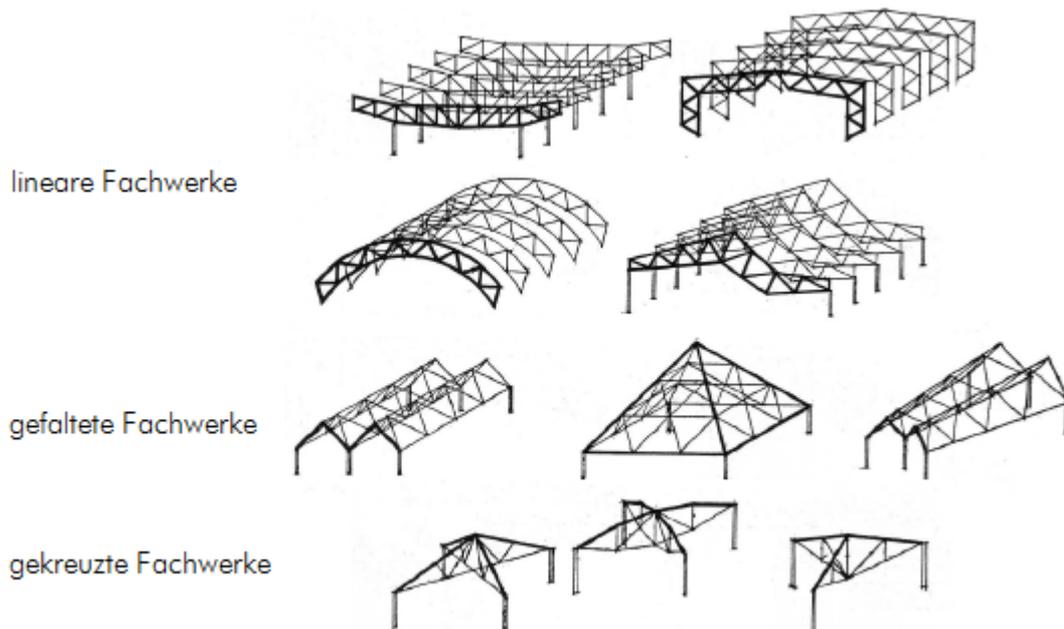


Abb. 1.8 übertragene ebene Fachwerke [5], [6]

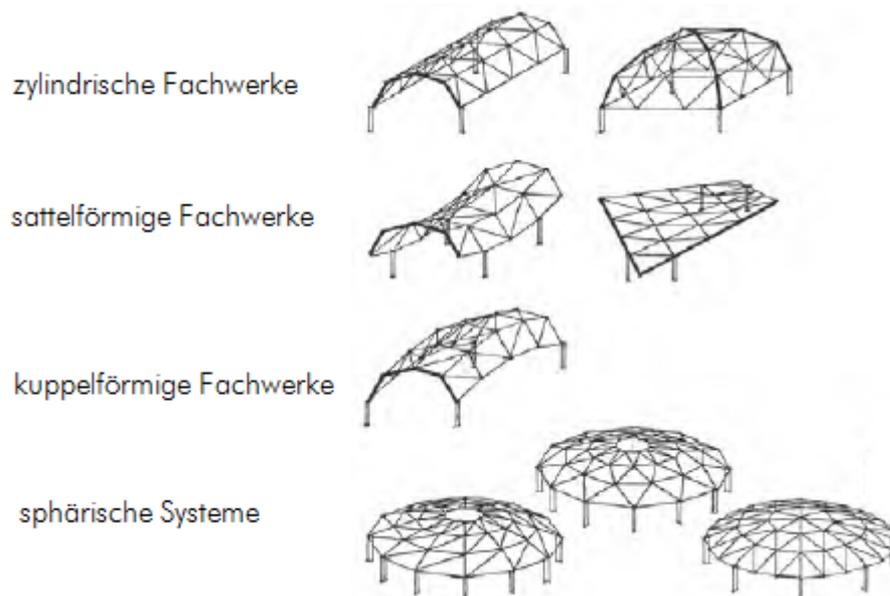


Abb. 1.9 gekrümmte Fachwerke [5], [6]

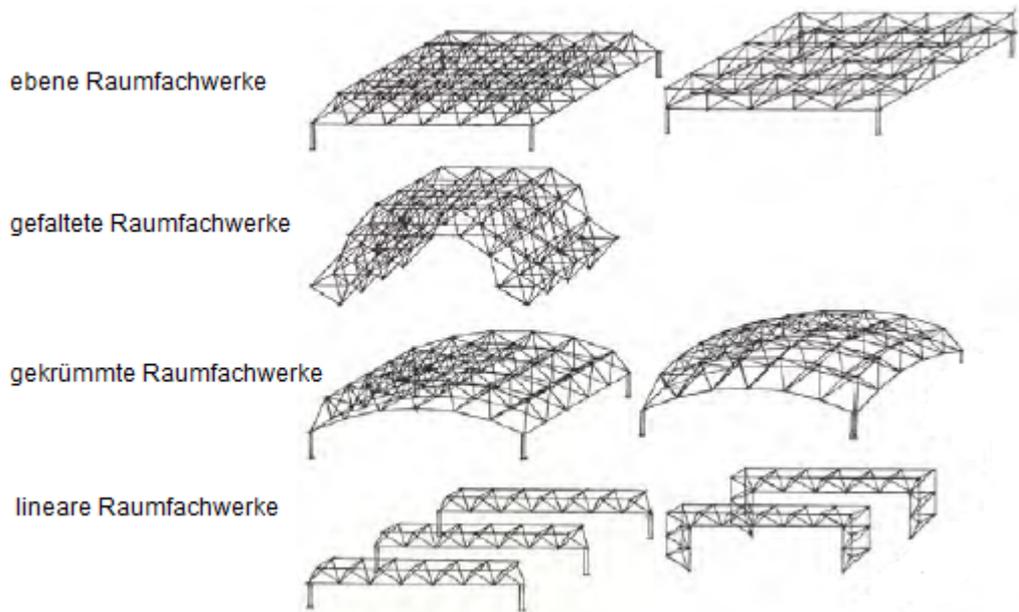


Abb. 1.10 Raumfachwerke [5], [6]

### 1.3 Schnittaktive Tragsysteme

Die Grundelemente der schnittaktiven Tragsysteme sind die Linienträger. Diese sind gerade Bauelemente, die außer Druck- und Zugfestigkeit auch Biegesteifigkeit besitzen. Die Linienträger sind biegesteife Bauelemente, die einerseits Kräfte in Stabrichtung, und andererseits Kräfte senkrecht dazu aufnehmen können.

Das am meisten verwendete Tragelement im Bauwesen ist der Linienträger. Durch eine steife Verbindung der Linienträgern mit den Stützen ergibt sich ein Rahmen.

Die schnittaktiven Tragsysteme beruhen auf einem Tragmechanismus, bei dem einzelne Linienträger und Stützen durch Achsenkrümmung einen Widerstand gegen Verformung leisten. Dies bedeutet, dass diese Tragsysteme ihre äußeren Kräfte hauptsächlich durch Biegung des Bauteils aufnehmen und abtragen. Somit stellt die Durchbiegung das erste Kennzeichen der schnittaktiven Tragsysteme dar. Infolge Durchbiegung wird ein inneres Biegemoment aktiviert, das dem äußeren Moment entgegenwirkt. Außer Biegemomente treten noch Normal- und Querkräfte auf.

Bei den schnittaktiven Tragsystemen können die inneren Biegespannungen durch Änderung der Konstruktionshöhe entlang des Trägers dem Verlauf entsprechend angepasst werden, weil die Verteilung der Biegebeanspruchung auf die Trägerlänge meistens sehr unterschiedlich ist.

Zu den schnittaktiven Tragsystemen gehören Rahmen, Trägerroste und Trägerplatten. Ein biegesteifer Rahmen ergibt sich durch Kombination von Linienträger und Stützen, de-

ren Ecken biegesteif ausgebildet werden. Dadurch wird die senkrechte Durchbiegung des Rahmens infolge einer horizontalen Beanspruchung reduziert. Ein Trägerrost entsteht dadurch, indem Linienträger rasterförmig angeordnet und biegesteif miteinander verbunden werden. Dies führt zu einer Reduzierung der Trägerhöhe und Materialmasse. Die Trägerplatte aktiviert einen schnittaktiven Tragmechanismus in zwei Achsen. Da die Trägerplatte ein schnittaktives Flächenelement darstellt, ist sie innerhalb eines bestimmten Spannweitenbereiches sehr leistungsfähig.

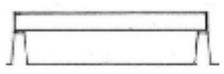
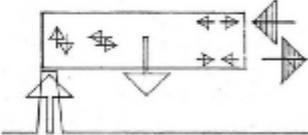
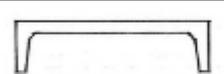
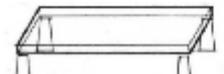
Prototyp		Kräfte	Merkmal	Mechanik der Kraftumlenkung
Balken		Biegung Schnittkräfte	Querschnittprofil	
Rahmen				
Platte				

Abb. 1.11 Tragmechanismus der schnittaktiven Tragsysteme [5], [6]

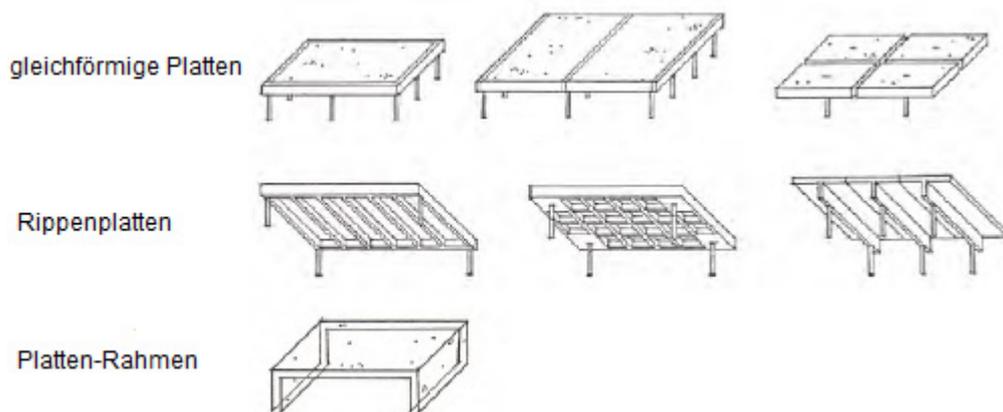


Abb. 1.12 Tragplattensysteme [5], [6]

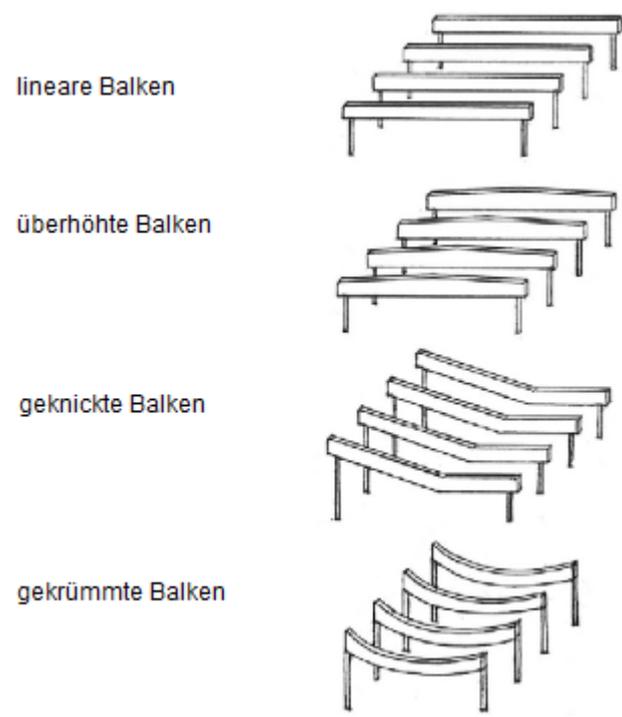


Abb. 1.13 Balkensysteme [5], [6]



Abb. 1.14 Rahmentragwerke [5], [6]

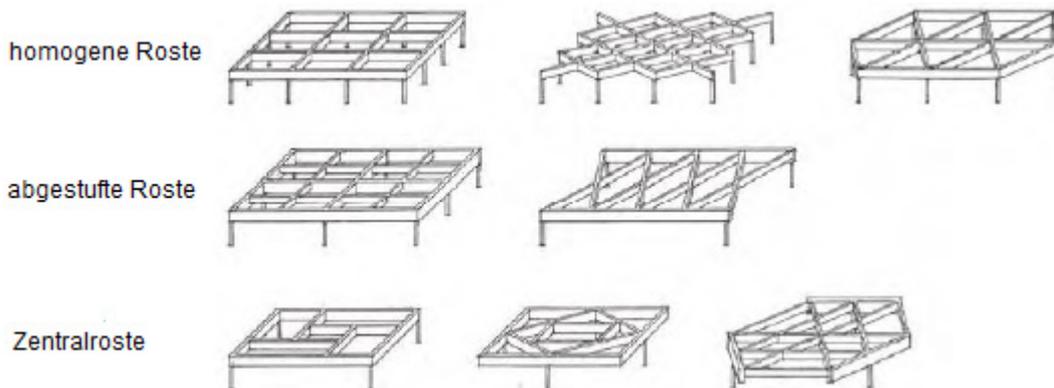


Abb. 1.15 Balkenrostsysteme [5], [6]

## 1.4 Flächenaktive Tragsysteme

Flächenelemente, die eine tragende Funktion übernehmen, nennt man Flächenträger. Durch Zusammenknüpfen der Flächenträger entstehen flächenaktive Tragsysteme, welche die angreifenden Kräfte umlenken und gleichmäßig über die Fläche verteilen. Das erste Kennzeichen dieser Systeme ist der Widerstand der Flächenelemente gegen Druck- und Zugkräfte, und auch Biegemomente.

Es wird dabei zwischen faltwerk-, Scheiben- und Schalentragsystemen unterschieden.

Die faltwerkssysteme bestehen aus schubfest verbundenen Platten oder Scheiben, welche schräg zueinander gestellt sind. Dies verursacht einen größeren Widerstand gegen die einwirkenden Kräfte.

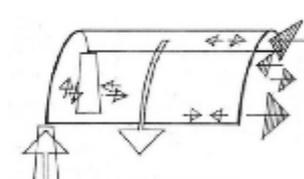
Prototyp	Kräfte	Merkmal	Mechanik der Kraftumlenkung
Scheibe gefaltete Platte	Membran- kräfte	Flächen- form	
Zylinder- schale			

Abb. 1.16 Tragmechanismus der flächenaktiven Tragsysteme [5], [6]

Abhängig von der Richtung der einwirkenden Kräfte werden zwei verschiedene Tragmechanismen aktiviert: Plattenmechanismus (wenn die angreifenden Kräfte senkrecht zur Ebene wirken) und Scheibenmechanismus (wenn die angreifenden Kräfte parallel zur

Ebene wirken).

Die Flächenform spielt eine wesentliche Rolle in der Lastabtragung der flächenaktiven Tragsysteme. Bei den einfach gekrümmten Flächen werden die Lasten über eine Kombination aus Bogen-, Platten- und Scheibenwirkung abgetragen. Gleichsinnig doppelt gekrümmte Schalenträgerwerke sind aufgrund der bogenartigen, zweiachsialen Lastabtragung äußerst tragfähig. Gegensinnig doppelt gekrümmte Schalenträgerwerke sind anhand des gleichzeitigen Auftretens der Zug- und Druckbeanspruchungen nicht so tragfähig wie die gleichsinnig doppelt gekrümmten Schalenträgerwerke.

Flächenaktive Tragsysteme stellen gleichzeitig sowohl eine Raumbegrenzung als auch eine selbst tragende und lastaufnehmende Struktur dar. Demzufolge gibt es zahlreiche Gestaltungsmöglichkeiten, die mit solchen Tragsystemen ausgeführt werden können.

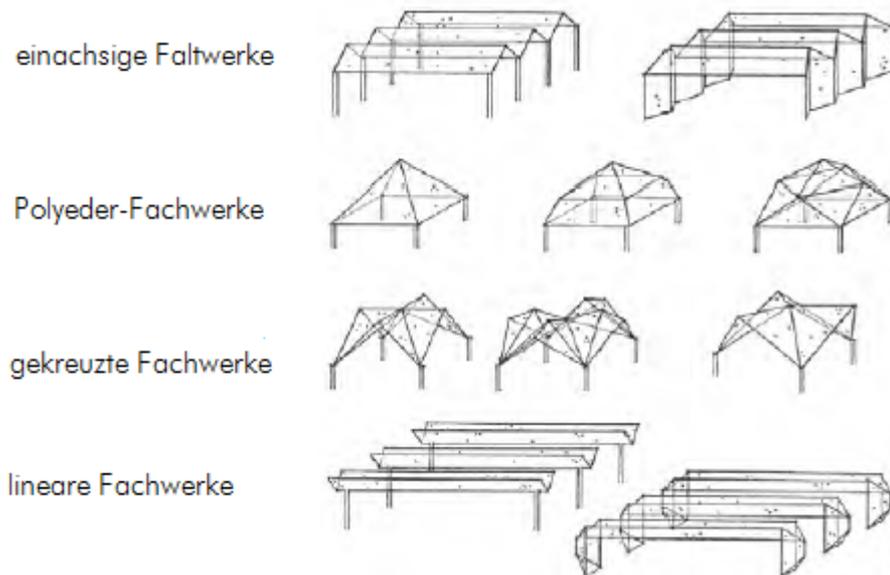


Abb. 1.17 Faltwerke [5], [6]

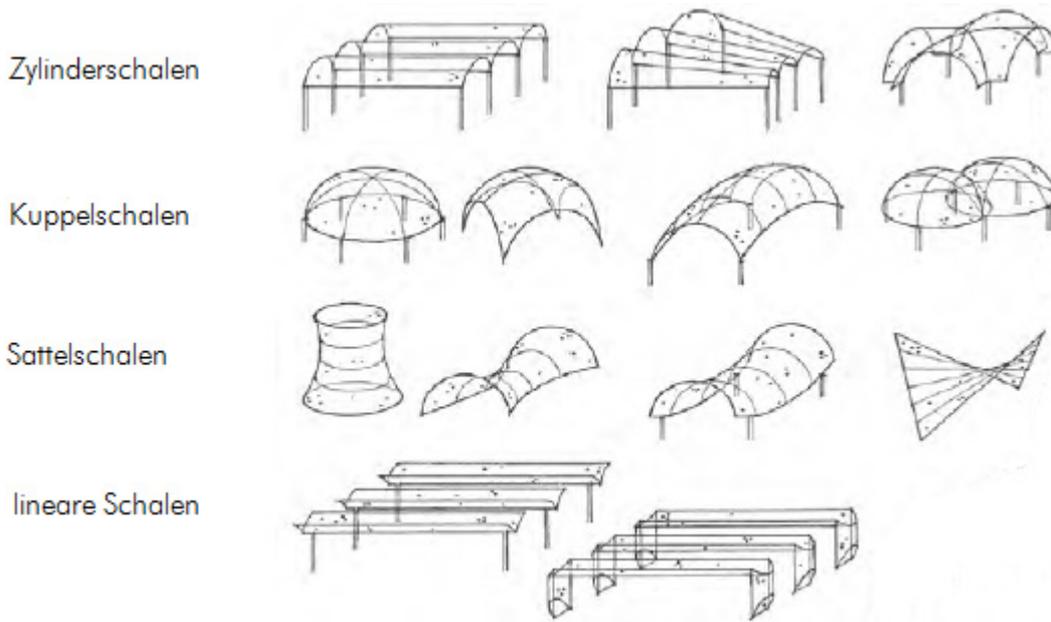


Abb. 1.18 Schalentragwerke [5], [6]

## 1.5 Höhenaktive Tragsysteme

Höhenaktive Tragsysteme sind Tragsysteme, die Lasten aus den übereinander befindlichen Horizontalebene sammeln, dann auf die vertikalen Tragelemente übertragen und schlussendlich ins Fundament und den Boden ableiten. Damit das möglich wird, müssen diese Tragsysteme fest im Boden verankert und gegen seitliche Kräfte gesichert werden. Höhenaktive Tragsysteme haben keinen eigenen Wirkungsmechanismus, sondern benutzen die Konzepte der Kraftumlenkung und Lastabtragung der form-, vektor-, schnitt- und flächenaktiven Tragsysteme.

Höhenaktive Tragsysteme sind wegen ihrer Höhengausdehnung besonders anfällig gegenüber horizontalen Belastungen. Darum ist die Seitensteifigkeit ein wichtiger Teil des Konstruierens dieser Tragsysteme.

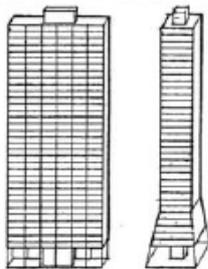
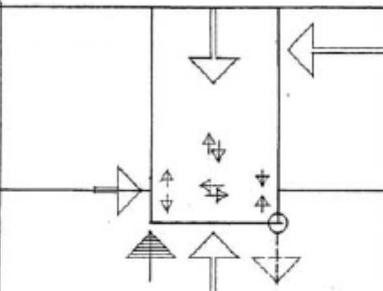
Prototyp	Kräfte	Merkmal	Mechanik der Kraftumlenkung
 <p>Scheibe Turm</p>	komplexe Bedingungen	Lasten- erdung Stabilisierung	

Abb. 1.19 Tragmechanismus der höhenaktiven Tragsysteme [5]

Die heutigen Hochhäuser beruhen genau auf diesen höhenaktiven Tragsystemen. Das wichtige Kennzeichen der höhenaktiven Tragsysteme ist die kontinuierliche vertikale Gliederung der senkrechten lastabtragenden Bauteile. Für die senkrechte Lastabtragung brauchen Hochwerke Stützen mit großen Querschnitten, wobei gleichzeitig weniger Raumfläche zur Verfügung steht. Um diesem Effekt entgegen zu wirken, verwendet man oft eine Aufhängung anstatt einer Stützung. Eine weitere Möglichkeit, den Flächenbedarf lastabtragender Elemente auf ein Minimum zu reduzieren, besteht darin, diese in raumbildende Konstruktionen wie z.B. Stiegenhäuser, Aufzugsschächte, Installationskanäle und Außenhülle zu integrieren.

Man unterscheidet folgende Systeme: Raster-, Kern-, Mantel- und Brücken-höhenaktive Tragsysteme.

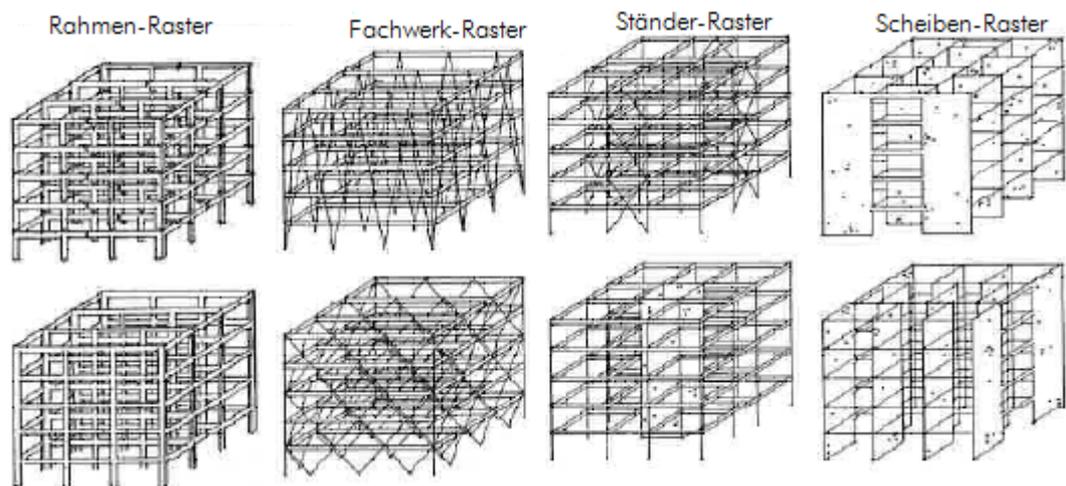


Abb. 1.20 Raster-höhenaktive Tragsysteme [5], [6]

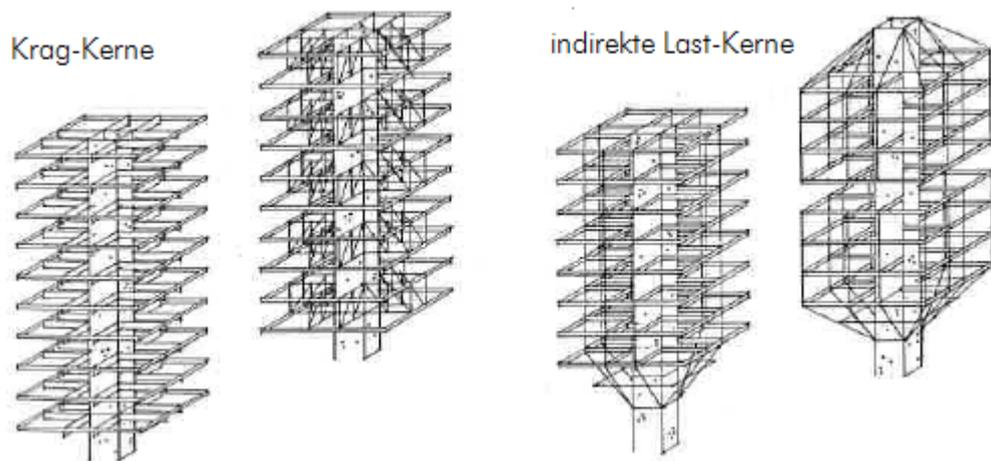


Abb. 1.21 Kern-höhenaktive Tragsysteme [5], [6]

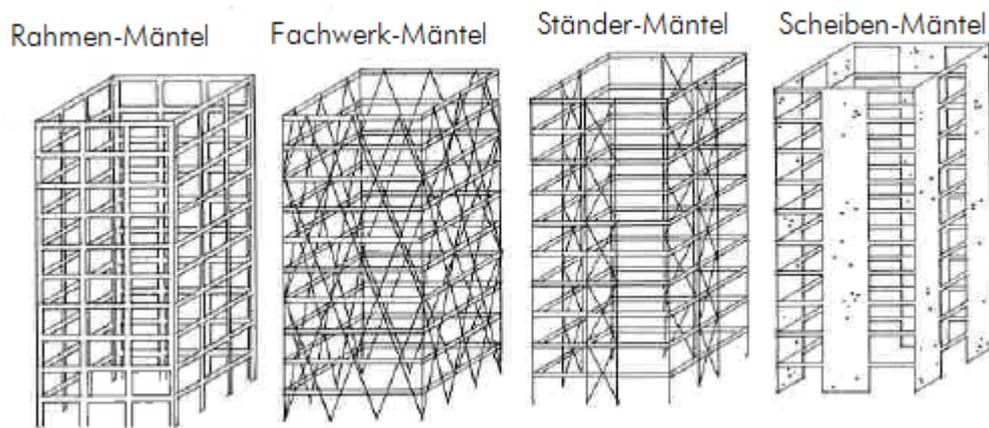


Abb. 1.22 Mantel-höhenaktive Tragsysteme [5], [6]

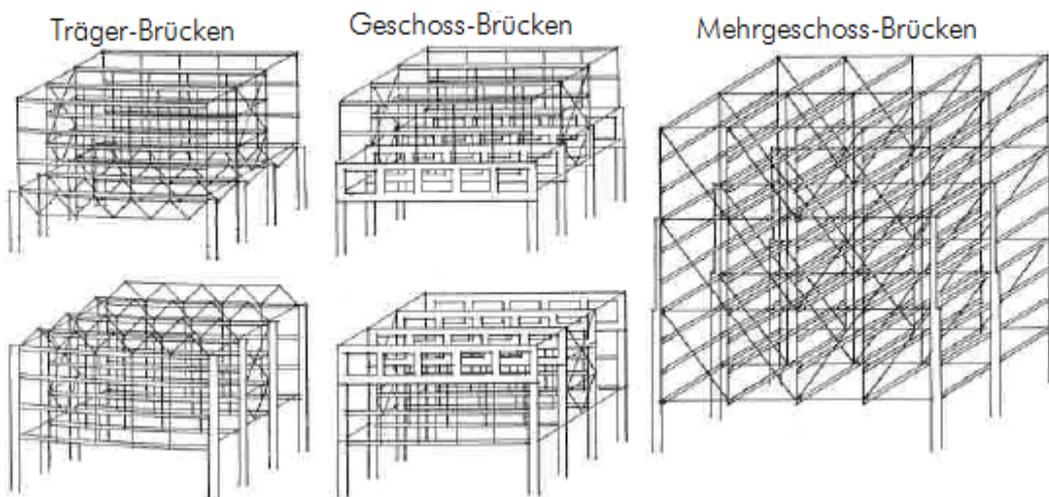


Abb. 1.23 Brücken-höhenaktive Tragsysteme [5], [6]

## 1. 6 Hybride Tragsysteme

Bei den hybriden Tragsystemen erfolgt die Kraftumlenkung durch Zusammenwirken von zwei oder mehr Tragmechanismen aus verschiedenen Tragsystemen. Wenn ein System in einer Systemkombination eine untergeordnete Rolle in der Kraftumlenkung spielt, gilt eine solche Systemkombination nicht als Hybrid. Hybride Tragsysteme sind in ihrer Wirkungsweise aufeinander angewiesen.

Im Hinblick folgender Gründe können hybride Systeme nicht als eigenständiger Tragwerkstyp eingestuft werden:

- sie haben keinen typischen Mechanismus der Kraftumlenkung,

- sie entwickeln keinen spezifischen Kraft- bzw. Spannungszustand,
- sie verfügen über keine kennzeichnenden Strukturmerkmale.

Das Ziel der Zusammenführung unterschiedlicher Tragsysteme ist die Schaffung einer der folgenden Synergiemöglichkeiten:

- **Kompensation von kritischen Kräften**  
Hier werden kritische Kräfte des einen Systems durch entgegengerichtete Kräfte des anderen Systems durch Überlagerung gemindert oder völlig aufgehoben. (Abb. 1.24 a: entgegengerichtete Horizontalkräfte von Tragseil und Stützbogen an den Auflagern).
- **Doppel- oder Mehrfachfunktion einzelner Systemkomponenten**  
Dabei wird durch Überlagerung ermöglicht, dass dem einzelnen Tragglied unterschiedliche Tragfunktionen aus den überlagerten Systemen zugeordnet werden. (Abb. 1.24 b: Obergurt als Durchlaufbalken auf Biegung und als Druckstab des Hängesystems).
- **Steifigkeitszuwachs infolge entgegengesetzter Systemverformungen** (Abb. 1.24 c)  
Hierbei werden Systeme mit entgegengesetzten Verformungen überlagert, damit die Deformation des einen Systems durch jene des anderen verhindert wird. (Abb. 1.24 c: Rahmen mit maximaler Verformung an den Seiten und Fachwerk mit maximaler Durchbiegung in der Mitte).

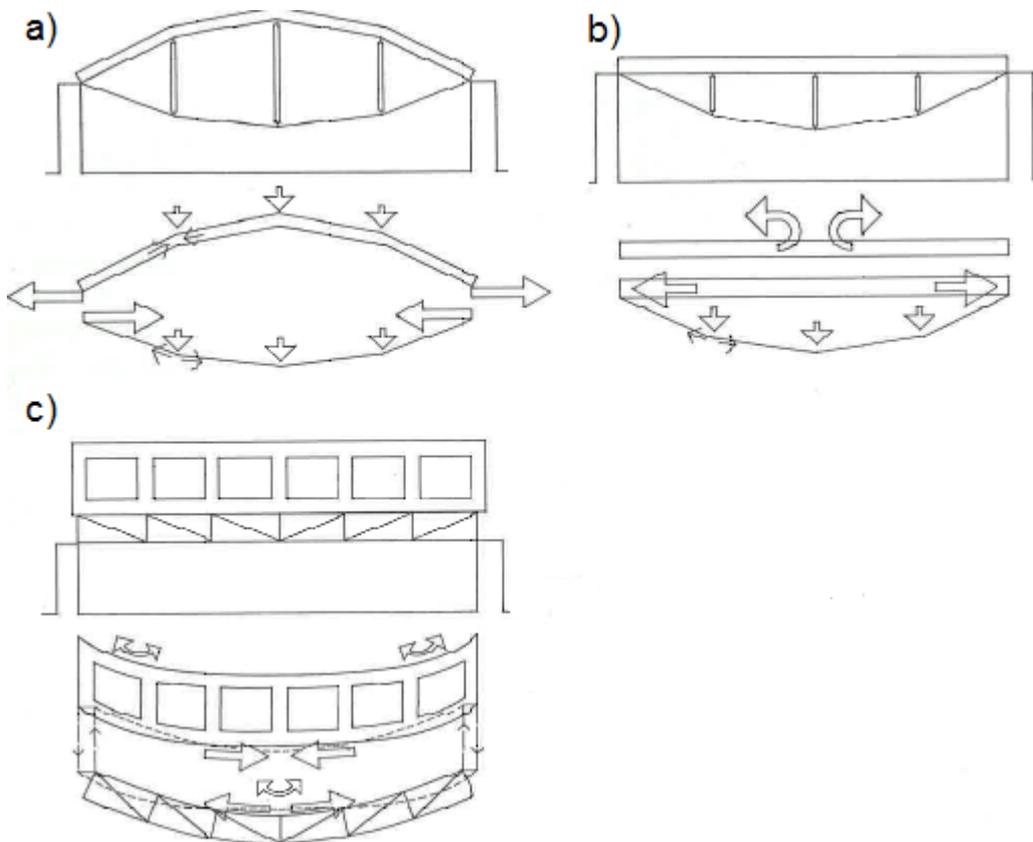


Abb. 1.24 Synergiermöglichkeiten der hybriden Tragsysteme [5]

Hybride Tragsysteme eignen sich am besten für Bauwerke mit großen Spannweiten oder Hochhäuser, da die statischen Herausforderungen oftmals eine Kombination zweier Tragsysteme erfordern.

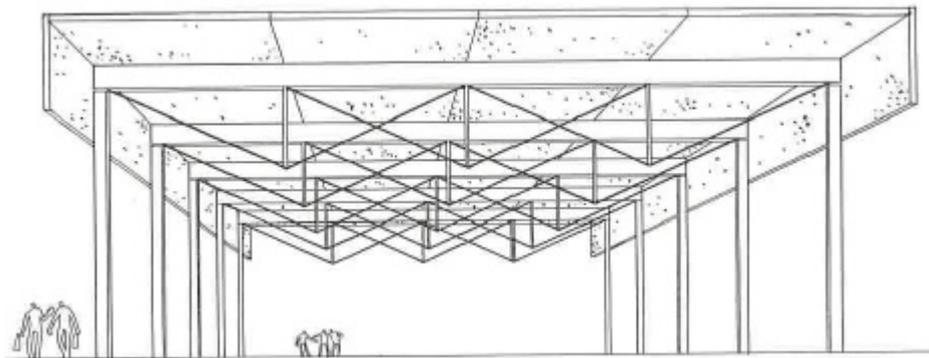


Abb. 1.25 Kopplung von schnittaktiven und formaktiven Tragsystemen [5]

Ein breiter Anwendungsbereich hybrider Tragsysteme wird durch Zusammenknüpfen von schnittaktiven und formaktiven Tragsystemen ermöglicht, wie z. B. unterspannte Systeme (unterspannte Träger, Platten oder Bögen).

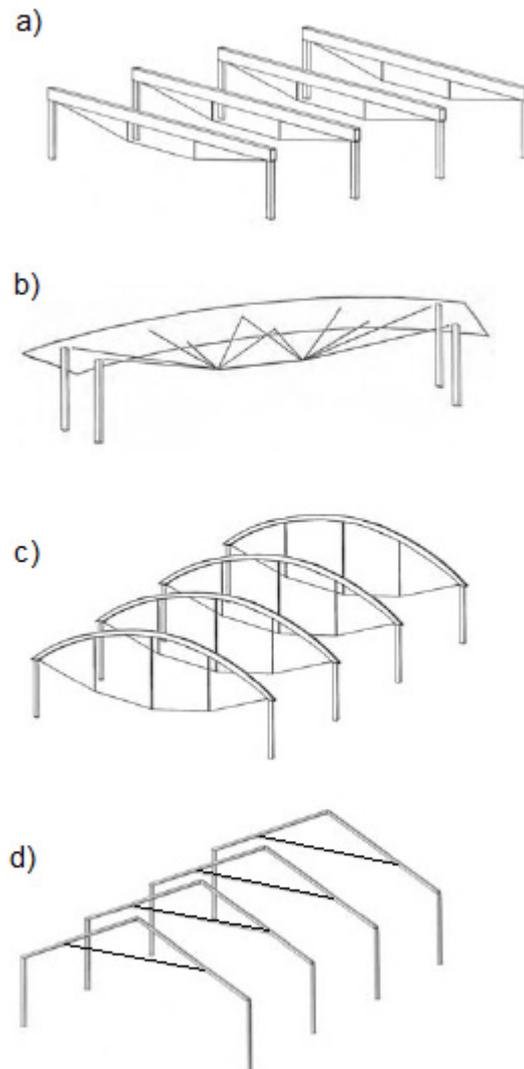


Abb. 1.26 hybride Tragsysteme: a) unterspannter Träger, b) unterspannte Platte, c) unterspannter Bogen, d) Rahmen mit Unterspannung [5], [6]

Im nächsten Abschnitt wird nun im Wesentlichen auf Strukturelemente, unterschiedliche Varianten, Einflussparameter, Konstruktionsmerkmale und Tragverhalten der unterspannten Systeme eingegangen.

## 2 Strukturelemente der unterspannten Systeme

[11]

Ein unterspannter Träger besteht aus einem Träger, der gleichzeitig als Obergurt dient, und einer Unterspannung, die sich aus biegeweichen Zuggliedern als Untergurt und den Streben aus druck- und biegesteifen Druckstäben, zusammensetzt. Die Streben werden beim unterspannten Träger als Spreizen bezeichnet.

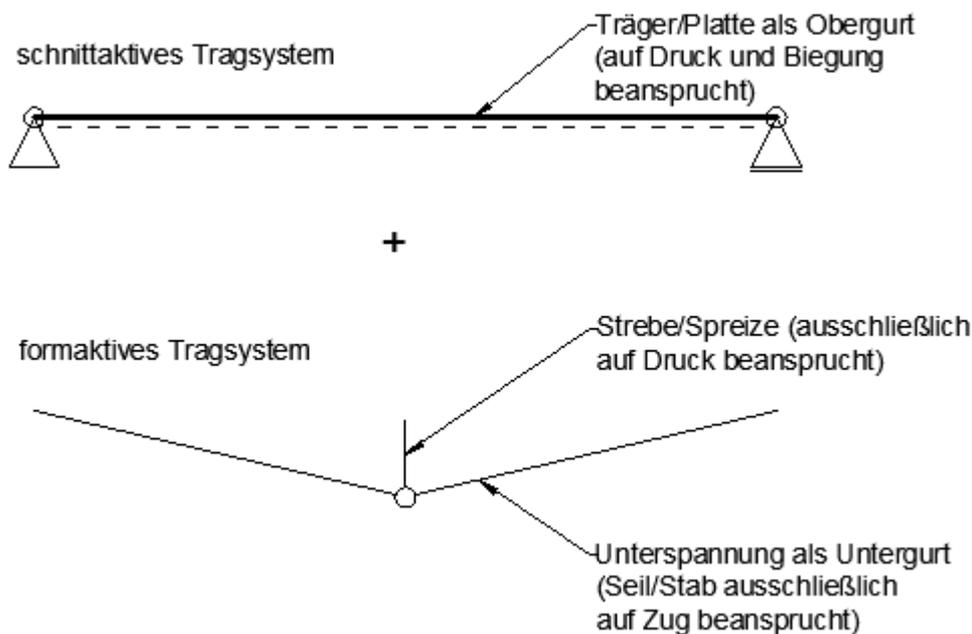


Abb. 2.1 Träger + Unterspannung + Spreize = unterspannter Träger

Da jeder dieser Teile einen Einfluss auf das gesamte Unterspannungssystem hat, werden im nächsten Abschnitt die einzelnen Elemente im Detail betrachtet.

### 2.1 Einfeldträger

Als das einfachste statische Element, ist der Einfeldträger im Bauwesen unumgänglich. Die Spann- oder Stützweite eines Trägers ist die Entfernung zwischen zwei Auflagern. Große Spannweiten erfordern große Bauteilhöhen bzw. Trägheitsmomente, um insbesondere den Anforderungen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung, Schwingung) gerecht zu werden. Dies führt bei Einfeldträgern in der Regel zu hohen Eigengewichten. Ab einer gewissen Spannweite, abhängig von Baustoff und Querschnittsform, sind daher alternative Tragsysteme von Vorteil.

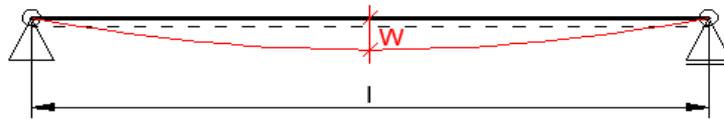


Abb. 2.2 Durchbiegung eines Einfeldträgers

Zum Vergleich von Spannweiten im Stahl-, Stahlbeton- und Holzbau wird ein Einfeldträger mit definierter Höhe von 30 cm und einer Breite von 15 cm gewählt und im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit untersucht. Aus den Ergebnissen geht hervor, ab welcher Spannweite die Trägerhöhe zu erhöhen oder auf ein anderes Tragsystem überzugehen ist.

### 2. 1. 1 Einfeldträger im Stahlbau - SLS-Bemessung

Es wird ein Einfeldträger mit I-Profil ausgewählt und die maximale Trägerlänge im Hinblick auf die Grenzwerte der Durchbiegung ausgerechnet.

Angabe: Stahl S235,

Querschnitt IPE 300,

Lasten: Eigengewicht:  $g = 75 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,005381 \text{ m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}$

Nutzlast:  $q = 3,0 \text{ kN/m} = 3,0 \text{ N/mm}$ .

Verhältnis:  $g/q = 0,13$

#### Materialkennwerte und Querschnittswerte

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 83560000 \text{ mm}^4$$

$$EI = 210000 \cdot 83560000 = 1,75 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Die zu beachtenden Lastfallkombinationen, sowie deren Grenzwerte der Durchbiegung im Stahlbau laut ON EN 1990 werden in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Rechenwerte der Durchbiegung	Grenzwerte der Durchbiegung
<b>charakteristische</b> Kombination (t=0): $\Sigma G_{k,i} + P_k + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$	l/300
<b>häufige</b> Kombination (t=∞): $\Sigma G_{k,i} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$	l/200
<b>quasi-ständige</b> Kombination (t=∞): $\Sigma G_{k,i} + P_k + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$	l/250

Tab. 2.1 Grenzwerte der Durchbiegung im Stahlbau

Einwirkung	ψ <sub>0</sub>	ψ <sub>1</sub>	ψ <sub>2</sub>
Nutzlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-1)			
Kategorie A: Wohngebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Bürogebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsbereiche	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
Fahrzeugverkehr im Hochbau Kategorie F: Fahrzeuggewicht ≤ 30kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: 30kN < Fahrzeuggewicht ≤ 180kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H : Dächer	0	0	0
Schneelasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-3) <sup>a</sup>			
— Finnland, Island, Norwegen, Schweden	0,7	0,5	0,2
— Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe über 1000 m ü. NN	0,7	0,5	0,2
— Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN	0,5	0,2	0
Windlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperaturanwendungen (ohne Brand) im Hochbau, siehe EN 1991-1-5	0,6	0,5	0
ANMERKUNG Die Festlegung der Kombinationsbeiwerte erfolgt im Nationalen Anhang.			
<sup>a</sup> Bei nicht ausdrücklich genannten Ländern sollten die maßgebenden örtlichen Bedingungen betrachtet werden.			

Tab. 2.2 Kombinationsbeiwerte gemäß ON EN 1990-1 [20]

Ermittlung der Durchbiegung mit Hilfe der Bautabellen

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

Daraus folgt:

$$l = \sqrt[4]{\frac{w \cdot 384 \cdot EI}{5 \cdot q}}$$

Die maximale Spannweite ergibt sich aus folgenden Lastfallkombinationen:

**Charakteristische** Bemessungssituation ( $t=0$ ):  $w \leq \frac{l}{300}$

Mit

$$q = \Sigma G_{k,i} + P_k + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} = 0,40 + 3,0 = 3,40 \text{ N/mm und}$$

$w = l/300$  ergibt sich:

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 1,75 \cdot 10^{13}}{300 \cdot 5 \cdot 3,40}} = 10940 \text{ mm} = 10,94 \text{ m}$$

**Häufige** Bemessungssituation ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{200}$

Mit

$$q = \Sigma G_{k,i} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} = 0,40 + 0,5 \cdot 3,0 = 1,90 \text{ N/mm und}$$

$w = l/200$  ergibt sich:

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 1,75 \cdot 10^{13}}{200 \cdot 5 \cdot 1,90}} = 15236 \text{ mm} = 15,24 \text{ m}$$

**Quasi-ständige** Bemessungssituation ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{250}$

Mit

$$q = \Sigma G_{k,i} + P_k + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} = 0,40 + 0,3 \cdot 3,0 = 1,30 \text{ N/mm und}$$

$w = l/250$  ergibt sich:

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 1,75 \cdot 10^{13}}{250 \cdot 5 \cdot 1,30}} = 16051 \text{ mm} = 16,05 \text{ m}$$

Die maßgebende Spannweite beträgt:

$$l_{\min} = 10,94 \text{ m}$$

Verifizierung der Ergebnisse mit Hilfe der Dlubal-Software

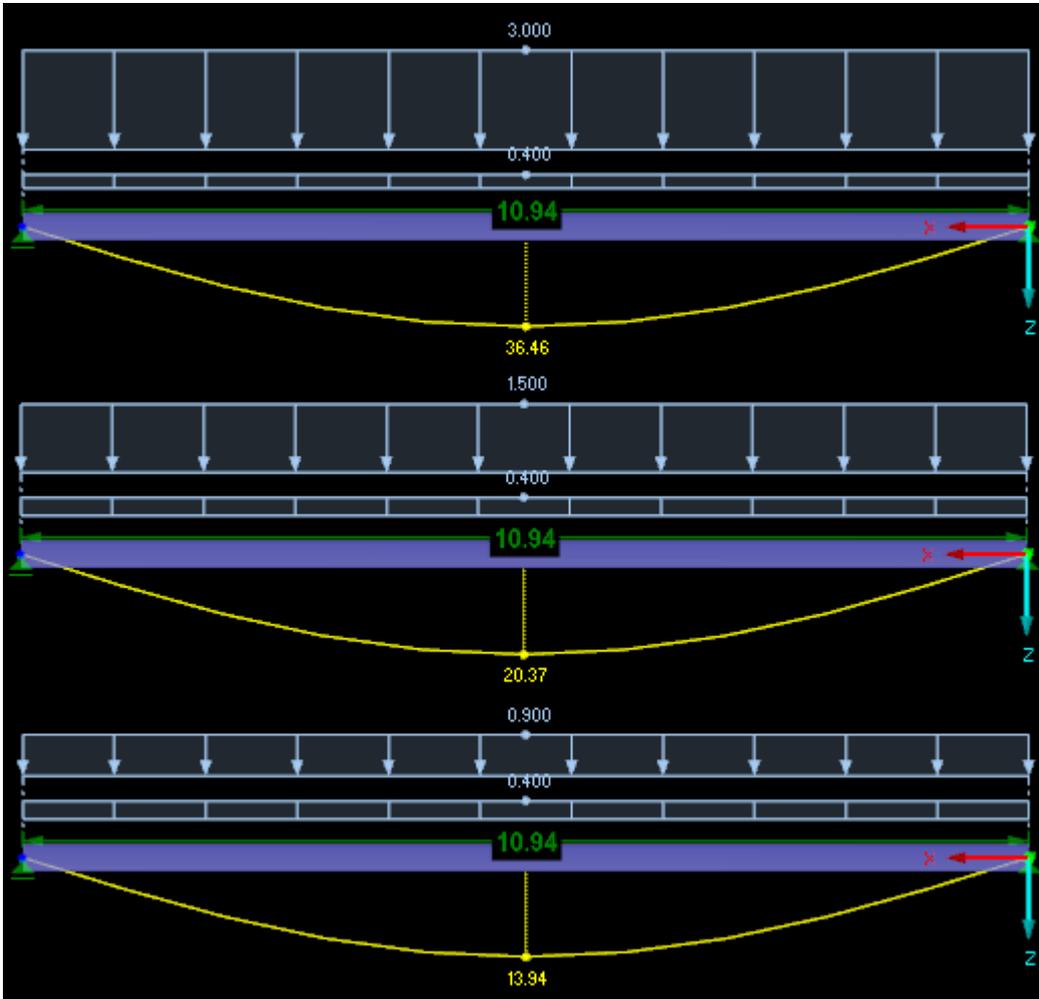


Abb. 2.3 aus RFEM: die maximale Durchbiegung des Stahlträgers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

ermittelte Durchbiegung	Grenzwerte der Durchbiegung
charakteristische LFK: 36,46 mm	$< l/300 = 10940/300 = 36,47 \text{ mm}$
häufige LFK: 20,37 mm	$< l/200 = 10940/200 = 54,70 \text{ mm}$
quasi-ständige LFK: 13,94 mm	$< l/250 = 10940/250 = 43,76 \text{ mm}$

Tab. 2.3 RFEM-Berechnung: ermittelte Durchbiegung für einen Stahlträger der Länge 10,94 m und der Festigkeitsklasse S235

Die Ergebnisse zeigen, dass die Durchbiegung ihren Grenzwert bei 10,94 m Trägerlänge erreicht. Ab dieser Spannweite ist entweder die Trägerhöhe zu erhöhen oder ein anderes Tragsystem zu verwenden.

## 2. 1. 2 Einfeldträger im Stahlbau - ULS-Bemessung

Die maßgebende ULS-Lastfallkombination gemäß ON EN 1990:2003 lautet:

$$E_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k$$

$$E_d = 1,35 \cdot 0,40 + 1,5 \cdot 3,0 = 5,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Das maximale Moment für einen Einfeldträger errechnet sich mit:

$$M_{y,Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,04 \cdot 10,94^2}{8} = 75,40 \text{ kNm}$$

Die maximale Querkraft für einen Einfeldträger errechnet sich mit:

$$Q_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5,04 \cdot 10,94}{2} = 27,57 \text{ kN}$$

### Elastische Spannungsermittlung

#### Normalspannung

$$\sigma_{x, \max, Ed} = \frac{M_{y, Ed}}{W_{el, y}}$$

Dabei ist

$$W_{el, y} = \frac{I_y}{z} = \frac{8356}{15} = 557,1 \text{ cm}^3$$

- Nachweis:

$$\sigma_{x, \max, Ed} = \frac{75,40 \cdot 10^2}{557,1} = 13,5 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,5}{1,0} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Der Nachweis ist erfüllt.

Die Ausnutzung beträgt:

$$\frac{13,5}{23,5} = 0,57 \leq 1,0$$

#### Schubspannung

$$\tau_{1, Ed} = \frac{V_{z, Ed} \cdot S_{y, 1}}{I_y \cdot t_1} = \frac{27,57 \cdot 116,08}{8356 \cdot 1,07} = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{2, Ed} = \frac{V_{z, Ed} \cdot S_{y, 2}}{I_y \cdot t_2} = \frac{27,57 \cdot 232,16}{8356 \cdot 1,07} = 0,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{3, Ed} = \frac{V_{z, Ed} \cdot S_{y, 3}}{I_y \cdot t_3} = \frac{27,57 \cdot 275,54}{8356 \cdot 0,71} = 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

Dabei ist

$$S_{y, 1} = A_1 \cdot e_1 = (7,5 \cdot 1,07) \cdot 14,465 = 116,08 \text{ cm}^3$$

$$S_{y,2} = 2 \cdot S_{y,1} = 2 \cdot 116,08 = 232,16 \text{ cm}^3$$

$$S_{y,3} = A_3 \cdot e_3 = (27,86 \cdot 0,71) \cdot \frac{27,86}{2} = 275,54 \text{ cm}^3$$

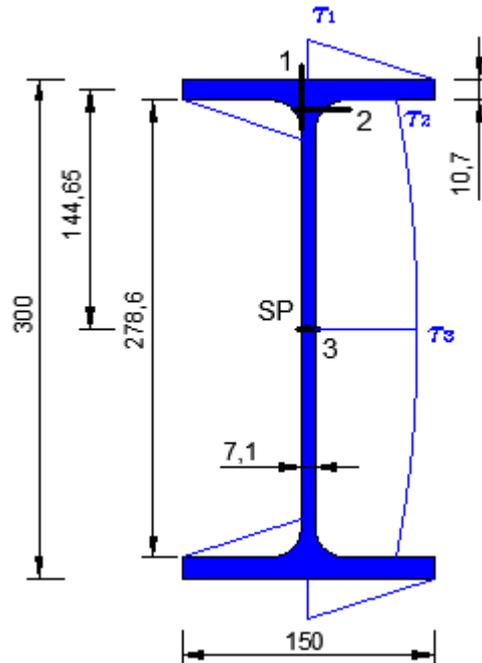


Abb. 2.4 Schubspannungsverlauf

- Nachweis:

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = \frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}} = \frac{1,28}{\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0}} = 0,09 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Alle Nachweise des Stahlträgers IPE 300 im SLS un ULS sind erfüllt.

### 2. 1. 3 Einfeldträger im Betonbau - SLS-Bemessung

Es wird ein Einfeldträger mit rechteckigem Querschnitt 150/300 ausgewählt und die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ermittelt.

Angabe: Beton C25/30, Expositionsklasse XC3

Querschnitt b/h = 150/300 mm,

Lasten: Eigengewicht:  $g = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,045 \text{ m}^2 = 1,125 \text{ kN/m}$ ,

Nutzlast:  $q = 3,0 \text{ kN/m}$ .

Verhältnis:  $g/q = 0,375$

Gesucht: maximale Trägerlänge beim Erreichen der Grenzwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Es sind die Nachweise für die Spannungen, Rissbreitenbeschränkung und Verformung zu führen.

### Schnittgrößen im Gebrauchszustand

Es wird folgende Spannweite gewählt:

$$l = 6,15 \text{ m}$$

Seltene Einwirkungskombination:

$$M_{Ed, \text{rare}} = \frac{(g_k + q_{k,1}) \cdot l^2}{8} = \frac{(1,125 + 3,0) \cdot 6,15^2}{8} = 19,50 \text{ kNm}$$

Häufige Einwirkungskombination:

$$M_{Ed, \text{frequ}} = \frac{(g_k + \psi_1 \cdot q_{k,1}) \cdot l^2}{8} = \frac{(1,125 + 0,5 \cdot 3,0) \cdot 6,15^2}{8} = 12,41 \text{ kNm}$$

Quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$M_{Ed, \text{perm}} = \frac{(g_k + \psi_2 \cdot q_{k,1}) \cdot l^2}{8} = \frac{(1,125 + 0,3 \cdot 3,0) \cdot 6,15^2}{8} = 9,57 \text{ kNm}$$

Betonspannungen am gezogenen Rand gegen Betonzugfestigkeit:

wenn  $\frac{M_{Ed, \text{rare}}}{W_{z,t}} < 0,7 \cdot f_{ctm}$  dann befindet sich der Querschnitt im ungerissenen Zustand,

wenn  $\frac{M_{Ed, \text{rare}}}{W_{z,t}} \geq 0,7 \cdot f_{ctm}$  dann befindet sich der Querschnitt im gerissenen Zustand.

$$W_{z,t} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,15 \cdot 0,30^2}{6} = 0,00225 \text{ m}^3$$

Der Mittelwert der Betonzugfestigkeit der Festigkeitsklasse C 25/30 beträgt:

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

• Nachweis:

$$\frac{19,50 \cdot 10^{-3}}{0,00225} = 8,67 \text{ N/mm}^2 \geq 0,7 \cdot 2,6 = 1,82 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Zustand II}$$

Der Stahlbetonträger befindet sich im gerissenen Zustand.

Ermittlung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms

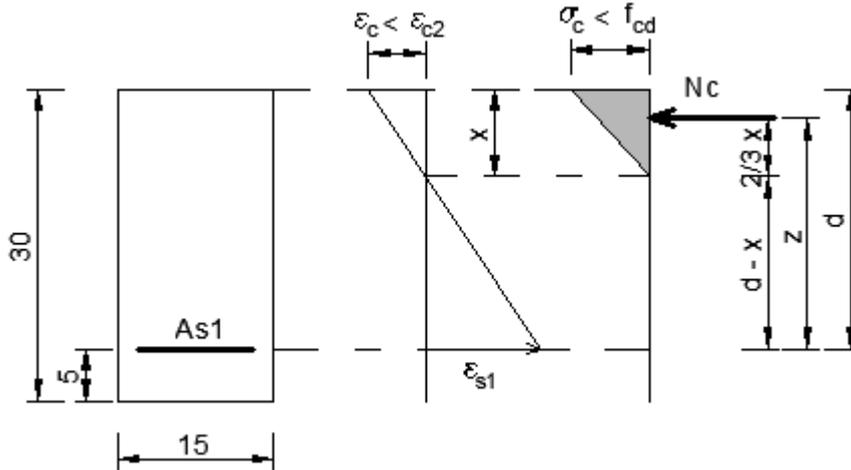


Abb. 2.5 Skizze zur Ermittlung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms [Maße in cm]

Aufstellung der Bedingungsgleichungen

- Kräftegleichgewicht  $F_s = F_c$

$$\epsilon_s \cdot A_s \cdot E_s = \frac{x \cdot b \cdot \epsilon_c \cdot E_c}{2} \tag{2.1}$$

- Ebenbleiben des Querschnitts

$$\frac{\epsilon_s}{d-x} = \frac{\epsilon_c}{x} \tag{2.2}$$

Aus (2.2) in (2.1) folgt:

$$x^2 \cdot \frac{b}{2 \cdot A_s} \cdot \frac{E_c}{E_s} + x - d = 0$$

Mit

$$A_s = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (s. ULS-Berechnung) ,}$$

$$E_c = 30000 \text{ N/mm}^2 \text{ ,}$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 \text{ ,}$$

ergibt sich die Druckzonenhöhe:

$$x = 7,83 \text{ cm}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,25 - \frac{0,0783}{3} = 0,224 \text{ m} = 22,4 \text{ cm}$$

### Spannungen in Abhängigkeit der Einwirkungskombination

$$\sigma_c = 2 \cdot \frac{F_c}{x \cdot b}$$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s}$$

Seltene Einwirkungskombination:

$$F_c = F_s = \frac{M_{Ed,rare}}{z} = \frac{19,50}{0,224} = 87,05 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 2 \cdot \frac{87,05 \cdot 10^3}{7,83 \cdot 10 \cdot 150} = 14,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{87,05 \cdot 10^3}{4,02 \cdot 10^2} = 217 \text{ N/mm}^2$$

Häufige Einwirkungskombination:

$$F_c = F_s = \frac{M_{Ed,frequ}}{z} = \frac{12,41}{0,224} = 55,40 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 2 \cdot \frac{55,40 \cdot 10^3}{7,83 \cdot 10 \cdot 150} = 9,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{55,40 \cdot 10^3}{4,02 \cdot 10^2} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$F_c = F_s = \frac{M_{Ed,perm}}{z} = \frac{9,57}{0,224} = 42,72 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 2 \cdot \frac{42,72 \cdot 10^3}{7,83 \cdot 10 \cdot 150} = 7,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{42,72 \cdot 10^3}{4,02 \cdot 10^2} = 106 \text{ N/mm}^2$$

### Spannungsnachweise im SLS

Für seltene und häufige Einwirkungskombination sind folgende Nachweise zu führen:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$$

• Nachweise:

$$\sigma_c = 14,8 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 25 = 15,0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

$$\sigma_s = 217 \text{ N/mm}^2 \leq 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 550 = 440 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Für quasi-ständige Einwirkungskombination ist folgender Nachweis zu führen:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

- Nachweise:

$$\sigma_c = 7,3 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25 = 11,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

### Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

Der Grenzdurchmesser gemäß Tab. 2.4 ist in der Regel wie folgt zu modifizieren:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9}$$

Stahlspannung <sup>a</sup> N/mm <sup>2</sup>	Grenzdurchmesser der Stäbe, in mm		
	w <sub>k</sub> = 0,4 mm	w <sub>k</sub> = 0,3 mm	w <sub>k</sub> = 0,2 mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

<sup>a</sup> Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Tab. 2.4 rechnerischer Grenzdurchmesser bei Betonstählen  $\phi_s^*$  zur Begrenzung der Rissbreite gemäß ON B 1992-1-1:2011 (Kapitel 10.2.5, Tab. 8)

Die Stahlspannung aus der maßgebenden Einwirkungskombination beträgt:

$$\sigma_s = 217 \text{ N/mm}^2$$

Durch die Interpolation der Werte aus der Tab. 2.4 ergibt sich:

$$\phi_s^* = 26 - \frac{26-18}{240-200} \cdot (217-200) = 22,6 \text{ mm}$$

$$\phi = 22,6 \cdot \frac{217 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4}}{4 \cdot (0,30-0,25) \cdot 0,15 \cdot 2,9} = 22,7 \text{ mm} \geq 22,6 \cdot \frac{2,6}{2,9} = 20,3 \text{ mm}$$

Der vorhandene Stabdurchmesser von 16 mm (s. ULS-Bemessung) ist kleiner als der Grenzdurchmesser von 22,7 mm, und somit ist der Nachweis erfüllt.

### Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

$$A_{s, \min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct, \text{eff}} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

Dabei ist

$A_{ct}$  ..die Fläche der Betonzugzone. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts, der unter der zur Erstrissbildung am Gesamtquerschnitt führenden Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand rechnerisch unter Zugspannungen steht;

$\sigma_s$  ..der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung;

$f_{ct, \text{eff}}$  der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist:  $f_{ct, \text{eff}} = f_{ctm}$  oder niedriger, falls die Rissbildung vor Ablauf von 28 Tagen erwartet wird;

$k$  ....Der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:  $k = 1$  für Stege mit  $h \leq 300$  mm

$k_c$  ...Der Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes

$$\text{Bei Biegung: } k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left( \frac{h}{h^*} \right) \cdot f_{ct, \text{eff}}} \right]$$

Weil es keine Normalkraft gibt und  $\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$  beträgt:  $k_c = 0,4$ .

$$A_{ct} = \frac{0,15 \cdot 0,30}{2} = 0,0225 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = 240 + \frac{280 - 240}{18 - 13} \cdot (18 - 16) = 256 \text{ N/mm}^2 \text{ (Interpolation gemäß Tab. 2.4)}$$

$$A_{s, \min} = 0,4 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot \frac{0,0225}{256} = 0,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,91 \text{ cm}^2 \leq 4,02 \text{ cm}^2$$

Damit erfüllt die vorhandene Bewehrung die Anforderung an die Mindestbewehrung!

### Verformungsnachweis ohne direkte Berechnung

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{4,02}{15 \cdot 25} = 0,011$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

Dabei ist

$\rho$  ...der erforderliche Zugbewehrungsgrad in Feldmitte

$\rho_0$  ..der Referenzbewehrungsgrad

Wenn  $\rho > \rho_0$  dann errechnet sich die Biegeschlankheit wie folgt:

$$\frac{l}{d} = \kappa \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} \cdot \sqrt{f_{ck}} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \cdot \frac{310}{\sigma_s}$$

Dabei ist

$\kappa$  ..der Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen statischen Systeme

$\kappa = 1,0$  (s. Tab. 2.5)

$\rho'$  ..der erforderliche Druckbewehrungsgrad in Feldmitte

$\sigma_s$  ..die vorhandene Stahlspannung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination

Statisches System	K	Beton hoch beansprucht $\rho = 1,5\%$
frei drehbar gelagerter Einfeldträger; gelenkig gelagerte einachsig oder zweiachsig gespannte Platte	1,0	14
Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte; Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über einer längere Seite durchläuft	1,3	18
Mittelfeld eines Balkens oder einer einachsig oder zweiachsig gespannten Platte	1,5	20
Platte, die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke) (auf Grundlage der größeren Spannweite)	1,2	17
Kragträger	0,4	6

Tab. 2.5 Grundwerte der Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen ohne Normalkraft gemäß ÖN EN 1992-1-1:2011 (Kapitel 7.4.2, Tab. 7.4N)

$$\frac{l}{d} = 1,0 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \frac{0,005}{0,011-0} \cdot \sqrt{25} + \frac{1}{12} \sqrt{25 \cdot \frac{0}{0,005}} \right] \cdot \frac{310}{81} = 42,1$$

vorh  $\frac{l}{d} = \frac{6,15}{0,25} = 24,6 \leq \text{grenz } \frac{l}{d} = 42,1$  **Nachweis der Verformung ist erfüllt!**

## 2. 1. 4 Einfeldträger im Betonbau - ULS-Bemessung

Die maßgebende ULS-Lastfallkombination gemäß ON EN 1990:2003 lautet:

$$E_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k$$

$$E_d = 1,35 \cdot 1,125 + 1,5 \cdot 3,0 = 6,019 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Das maximale Moment für einen Einfeldträger errechnet sich mit:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6,019 \cdot 6,15^2}{8} = 28,46 \text{ kNm} = 0,028 \text{ MNm}$$

Die maximale Querkraft für einen Einfeldträger errechnet sich mit:

$$Q_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6,019 \cdot 6,15}{2} = 18,51 \text{ kN}$$

### Biegebemessung mit Spannungsblock

$$N_c = -b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

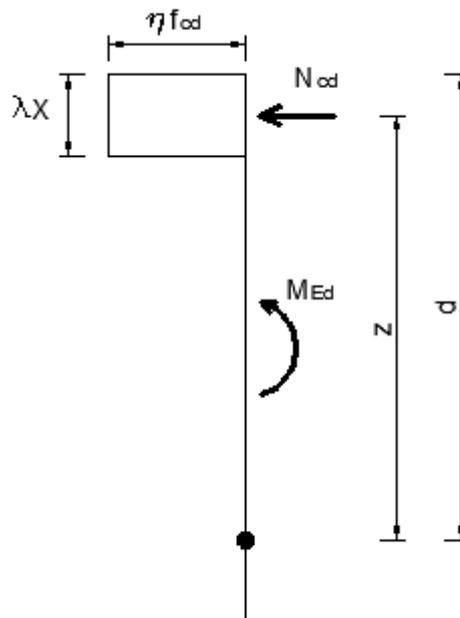


Abb. 2.6 Bemessung mit Spannungsblock

Dabei ist (für  $f_{ck} < 50 \text{ MN/m}^2$ )

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1,0$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{25 \cdot 0,85}{1,5} = 14,17 \text{ MN/m}^2$$

Somit ist

$$N_c = -0,15 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 14,17 = -1,70 \cdot x$$

Die Bestimmungsgleichung lautet

$$N_c \cdot z + M_{Ed} = 0$$

Dabei beträgt der Hebelarm

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2}$$

wobei

$$d = h - d_1 = 0,30 - 0,05 = 0,25 \text{ m}$$

wenn angenommen wird, dass  $d_1 = 5 \text{ cm}$  beträgt.

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} = 0,25 - \frac{0,8 \cdot x}{2} = 0,25 - 0,4 \cdot x$$

$$-1,70 \cdot x \cdot (0,25 - 0,4 \cdot x) + 0,028 = 0$$

$$0,68 \cdot x^2 - 0,425 \cdot x + 0,028 = 0$$

Nach Lösen der quadratischen Gleichung ergibt sich

$$x = 0,076 \text{ m}$$

Daraus folgt

$$z = 0,25 - 0,4 \cdot 0,076 = 0,220 \text{ m}$$

**Kontrolle der Stahldehnung:**

$$\varepsilon_{s1} = |\varepsilon_{cu3}| \cdot \left(\frac{d}{x} - 1\right) = |-3,5| \cdot \left(\frac{0,25}{0,076} - 1\right) = 8,01 \leq \varepsilon_{yk(0,95)} = 3,36\%$$

Stahl fließt! Es ist keine Druckbewehrung erforderlich!

Erforderliche und gewählte Stahlfläche infolge  $M_{Ed}$ :

$$A_{s1,erf} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0,028}{0,220 \cdot 478} = 2,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,66 \text{ cm}^2$$

gewählt:

$$2\emptyset 16 \Rightarrow A_{s1,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Mindestbewehrung zur Vermeidung schlagartigen Versagens

$$A_{s, \min} = \max \left[ 0, 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0, 0013 \cdot b_t \cdot d \right]$$

$$A_{s, \min} = \max \left[ 0, 26 \cdot \frac{2,6}{550} \cdot 0, 15 \cdot 0, 25; 0, 0013 \cdot 0, 15 \cdot 0, 25 \right]$$

$$A_{s, \min} = \max[0, 46; 0, 49] = 0, 49 \text{ cm}^2$$

Höchstbewehrung außerhalb von Stoßbereichen

$$A_{s, \max} = 0, 04 \cdot A_c = 0, 04 \cdot 0, 15 \cdot 0, 30 = 18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} \leq A_{s1, \text{vorh}} \leq A_{s, \max}$$

Schubbemessung

**Bemessungswert des Querkraftwiderstandes eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung**

$$V_{Rd, c} = \left[ C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

mit mindestens

$$V_{Rd, c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dabei ist

$$C_{R(d, c)} = \frac{0, 18}{\gamma_c} = \frac{0, 18}{1, 5} = 0, 12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, 0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1, 89$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0, 02$$

$$\rho_1 = \frac{4, 02}{15 \cdot 25} = 0, 011$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 = 0, 15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} < 0, 2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0}{0, 045} = 0$$

mit  $b_w = 15,0 \text{ cm}; \quad d = 25,0 \text{ cm}$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 1,89^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,89 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 0,15 \cdot 0,25 = 0,0257 \text{ MN}$$

mit mindestens

$$V_{Rd,c} = (0,45 + 0,15 \cdot 0) \cdot 0,15 \cdot 0,25 = 0,0169 \text{ MN}$$

- Nachweis:

$$V_{Rd,c} = \max[0,0257; 0,0169] = 0,0257 \text{ MN} = 25,7 \text{ kN} > V_{Ed} = 18,51 \text{ kN}$$

**Nachweis ist erfüllt, keiner Querkraftbewehrung erforderlich!**

#### Mindestquerkraftbewehrung

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{a_{sw, \min}}{b_w \cdot \sin \alpha}$$

$$\rho_{w, \min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{2,6}{478} = 0,00082$$

$$a_{sw, \min} = \rho_{w, \min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,00082 \cdot 0,15 \cdot \sin 90^\circ = 1,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{gewählt } \varnothing 8/25 \text{ (2-schnittig)} \Rightarrow a_{sw, \text{prov}} = 4,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

#### Bewehrungsskizze

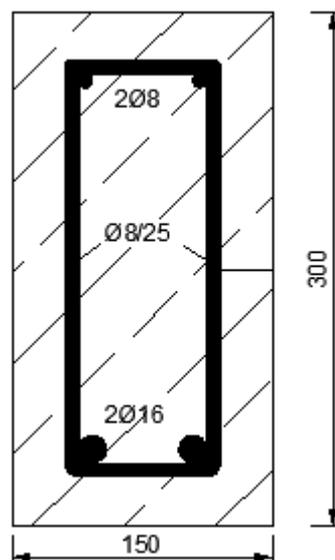


Abb. 2.7 Bewehrungsskizze

Alle Nachweise des Betonträgers im SLS und ULS sind bei 6,15 m Trägerlänge erfüllt.

## 2. 1. 5 Einfeldträger im Holzbau - SLS-Bemessung

Es wird ein Einfeldträger mit rechteckigem Querschnitt 100/200 ausgewählt und die maximale Trägerlänge im Hinblick auf die Grenzwerte der Durchbiegung ermittelt.

Angabe: Brettschichtholz GL24h,

Querschnitt  $b/h = 15/30$  cm,

Lasten: Eigengewicht:  $g = 4,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,045 \text{ m}^2 = 0,17 \text{ kN/m}$

Nutzlast:  $q = 3,0 \text{ kN/m} = 3,0 \text{ N/mm}$ .

Verhältnis:  $g/q = 0,057$

Gesucht: maximale Trägerlänge beim Erreichen der Grenzwerte der Durchbiegung.

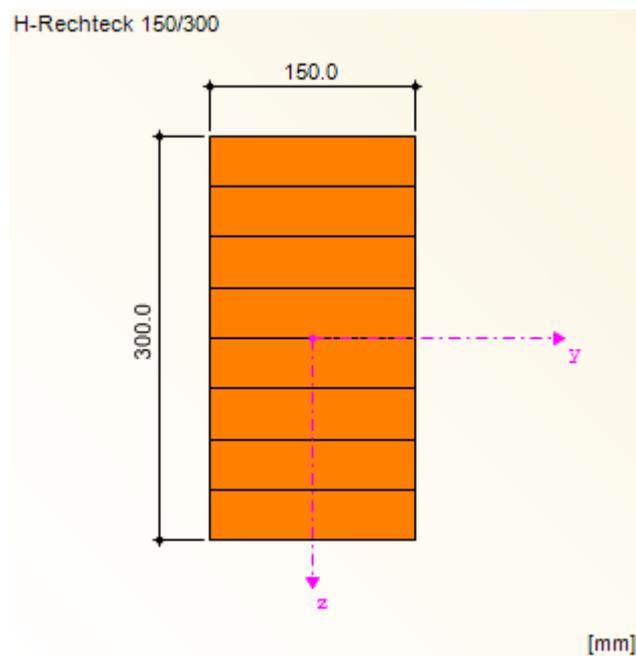


Abb. 2.8 rechteckiger Brettschichtholzträger im Querschnitt

Die Lastfallkombinationen für die Grenzwerte der Durchbiegung im Holzbau laut ON EN 1995-1-1 (der neue Beitrag der Holzbauforschung in Graz) werden in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Rechenwerte der Durchbiegung	Grenzwerte der Durchbiegung
<b>charakteristische</b> Kombination (t=0): $\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$	l/300
<b>quasi-ständige</b> Kombination (t=∞): $(\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{def}) - W_c$	l/250

Tab. 2.6 Grenzwerte der Durchbiegung im Holzbau [29]

Materialkennwerte und Querschnittswerte

$$E = 11600 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{150 \cdot 300^3}{12} = 33,75 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$EI = 11600 \cdot 33,75 \cdot 10^7 = 39,15 \cdot 10^{11}$$

Ermittlung der Durchbiegung mit Hilfe der Bautabellen

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

Daraus folgt:

$$l = \sqrt[4]{\frac{w \cdot 384 \cdot EI}{5 \cdot q}}$$

Die maximale Spannweite ergibt sich aus folgenden Lastfallkombinationen:

**Charakteristische** Bemessungssituation (t=0):  $w \leq \frac{l}{300}$

Mit

$$q = \Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} = 0,17 + 3,0 = 3,17 \text{ kN/m und}$$

$w = l/300$  ergibt sich:

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 39,15 \cdot 10^{11}}{300 \cdot 5 \cdot 3,17}} = 6800 \text{ mm} = 6,80 \text{ m}$$

**Quasi-ständige** Bemessungssituation (t = ∞):  $w \leq \frac{l}{250}$

Mit

$$q = (\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{def}) = (0,17 + 0,3 \cdot 3,0) \cdot (1 + 0,8) = 1,93 \text{ kN/m}$$

und  $w = l/250$  ergibt sich:

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot 39,15 \cdot 10^{11}}{250 \cdot 5 \cdot 1,93}} = 8541 \text{ mm} = 8,54 \text{ m}$$

Die maßgebende Spannweite beträgt:

$$l_{\min} = 6,80 \text{ m}$$

Verifizierung der Durchbiegung mit Hilfe der Dlubal-Software

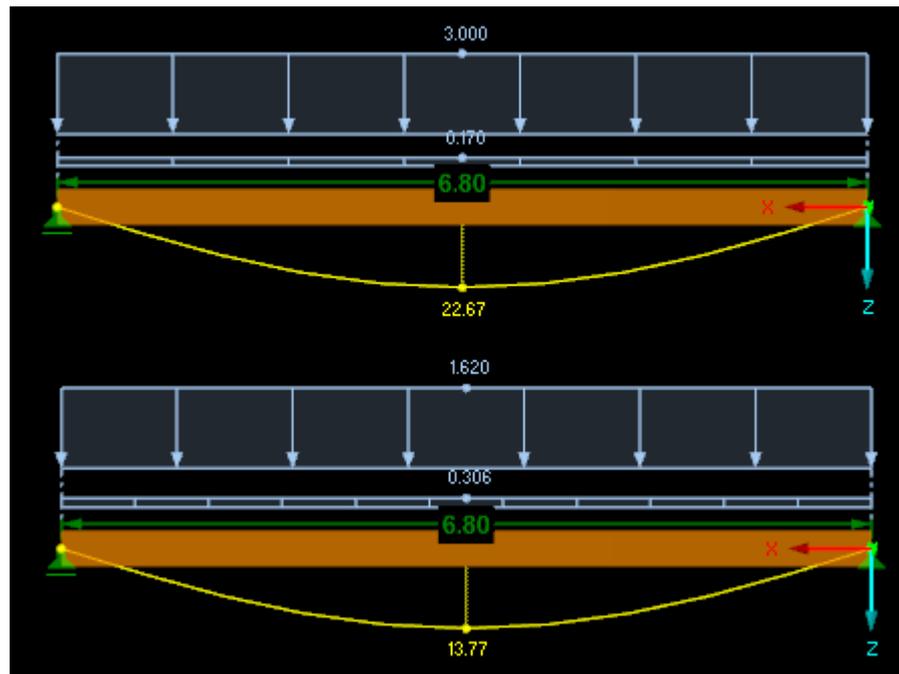


Abb. 2.9 aus RFEM: die maximale Durchbiegung des Stahlträgers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

ermittelte Durchbiegung	Grenzwerte der Durchbiegung
charakteristische LFK: 22,67 mm	$\leq l/300 = 6800/300 = 22,67 \text{ mm}$
quasi-ständige LFK: 13,77 mm	$\leq l/250 = 6800/250 = 27,20 \text{ mm}$

Tab. 2.7 RFEM-Berechnung: ermittelte Durchbiegung für einen Holzträger der Länge 6,80 m und der Festigkeitsklasse GL24h

Die Grenzwerte der Durchbiegung wurden bei 6,80 m Trägerlänge erreicht. Das heißt, dass dieses Tragsystem bei gleicher Höhe nicht mehr ausreicht und weitere Maßnahmen erforderlich sind.

2. 1. 6 Einfeldträger im Holzbau - ULS-Bemessung

Die maßgebende ULS-Lastfallkombination gemäß ON EN 1990:2003 lautet:

$$E_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k$$

$$E_d = 1,35 \cdot 0,17 + 1,5 \cdot 3,0 = 4,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Das maximale Moment für einen Einfeldträger errechnet sich zu:

$$M_{y,Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,73 \cdot 6,80^2}{8} = 27,34 \text{ kNm}$$

Die maximale Querkraft für einen Einfeldträger errechnet sich mit:

$$Q_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4,73 \cdot 6,80}{2} = 16,08 \text{ kN}$$

Querschnittsnachweise

- Normalspannungsnachweis:

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_y} = \frac{27,34 \cdot 10^6 \cdot 6}{150 \cdot 300^2} = 0,79 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

$$f_{m,d}$$

- Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{v,d}} = \frac{1,5 \cdot \frac{V_d}{A}}{f_{v,d}} = \frac{1,5 \cdot \frac{16,08 \cdot 10^3}{150 \cdot 300}}{1,92} = 0,28 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Der Holzträger erfüllt alle Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Alle Träger erfüllen ihre Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit für den frei gewählten Querschnitt. Es werden aber unterschiedliche Spannweiten erreicht.

Die nachfolgende Tabelle zeigt einen Vergleich der Spannweiten der untersuchten Einfeldträger.

Spannweite		
Stahlträger IPE 300	Stahlbetonträger b/h = 150/300	Holzträger b/h = 150/300
<b>10,94</b>	<b>6,15</b>	<b>6,80</b>

Tab. 2.8 Vergleich der Spannweiten der untersuchten Träger

## 2.2 Unterspannung

Dieses Unterkapitel zeigt eine detaillierte Untersuchung der Einflussgrößen auf eine Unterspannung, wie z.B. Pfeilhöhe, Steifigkeit der Zuelemente, Spreizenanzahl und Anschlussart Spreize-Obergurt.

### 2.2.1 Einfluss der Pfeilhöhe auf unterspannte Systeme

Der Tiefpunkt der Unterspannung sollte in einem Abstand  $f$  vom Obergurt mit minimal  $l/12$  liegen, bzw. der Öffnungswinkel  $\alpha$  sollte größer als  $10^\circ$  sein. Man merkt, dass mit einem kleineren Öffnungswinkel  $\alpha$  die Verformung des gesamten Unterspannungssystems zunimmt, weil die Normalkräfte aus dem Obergurt und der Unterspannung größer werden (s. Abb. 2.10 und Abb. 2.11). Wenn die Normalkräfte größer sind, sind laut Hook'schem Gesetz die Verformungen dieser Bauteile größer.

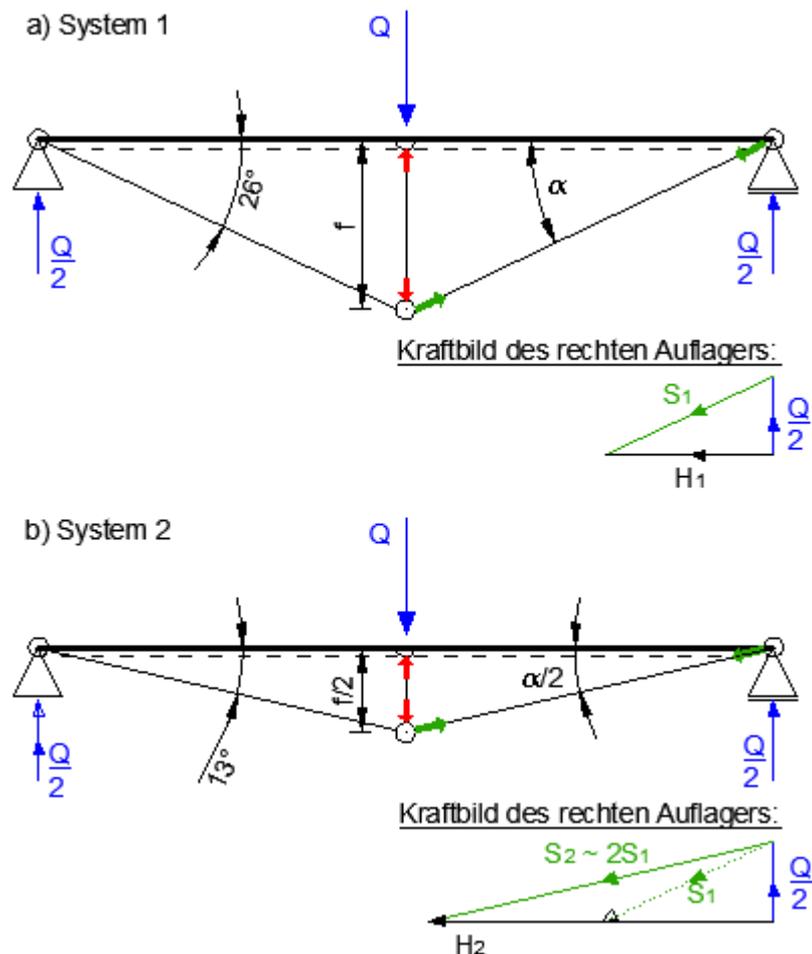


Abb. 2.10 Einfluss der Pfeilhöhe auf das unterspannte System

In der nächsten Abbildung werden die o. e. Bemerkungen mittels eines gerechneten Beispiels bewiesen. Es sind die Normalkraftverläufe von einem einfach unterspannten Träger mit der Belastung von 3,0 kN/m zu sehen, und zwar einmal mit 1,0 m und einmal mit 2,0 m Pfeilhöhe.

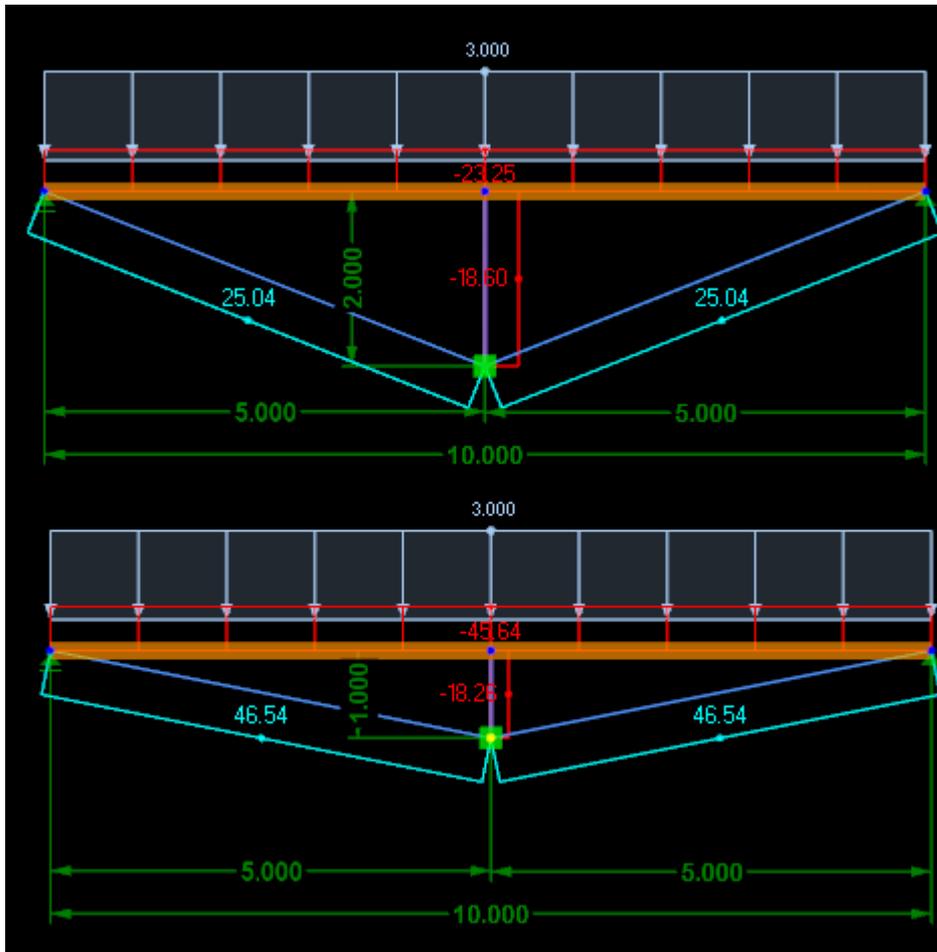


Abb. 2.11 Normalkraftverläufe von einem unterspannten Träger mit 2,0 m und 1,0 m Pfeilhöhe

### 2. 2. 2 Einfluss der Dehnsteifigkeit der Zügelemente (EA) auf das Unterspannungssystem

Da die Unterspannung ausschließlich auf Zug beansprucht wird, kommen Stahl- oder Holzbauteile zum Einsatz. Als Stahlbauteile werden Rund-, Flachstahl, oder Hohlprofile verwendet, und als Holzbauteile meistens Furnierschichtholz aus Laubhölzer wie Birke oder Buche, welche im Vergleich zu anderen Holzarten eine hohe Zugfestigkeit besitzen. Die Spreizen können auch aus beiden erwähnten Materialien hergestellt werden. Dabei spielt die Dehnsteifigkeit der Bauteile eine wesentliche Rolle. Die Dehnsteifigkeit eines Bauteils ist das Produkt aus seinem Elastizitätsmodul in Belastungsrichtung und seiner Querschnittsfläche.

Je größer die Dehnsteifigkeit der Zugstäbe ist, desto kleiner ist die Verformung des gesamten Unterspannungssystems. Dies wird deutlich anhand des nächsten Beispiels.

Ein einfach unterspannter Träger befindet sich unter einer Gleichstreckenlast. Man vergleicht zwei Träger mit den gleichen geometrischen Bedingungen, gleichen Materialien und gleicher Belastung. Wenn man die Dehnsteifigkeit der Zugelemente um 50% verringert, vergrößert sich die Verformung des unterspannten Trägers um etwa 40%.

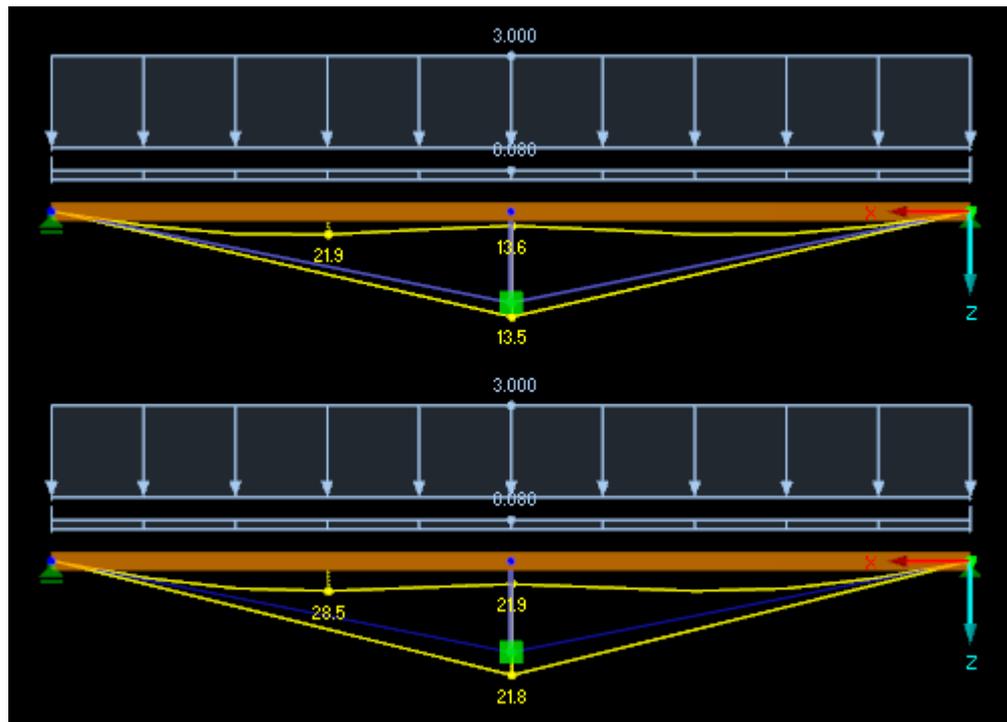


Abb. 2.12 Zunahme der Verformung bei der Verringerung der Dehnsteifigkeit der Zugelemente, Bemaßung in m, Verformungen in mm

### 2. 2. 3 Unterspannungsvarianten

[3], [10], [11], [35], [36]

Der unterspannte Träger stellt sowohl wirtschaftlich als auch ästhetisch ansprechende Möglichkeiten dar, Dach- und Deckenkonstruktionen mit großen Spannweiten zu realisieren. Wie bereits erwähnt, wird die Unterspannung als Untergurt ausschließlich auf Zug beansprucht, während der Träger, zugleich Obergurt, auf Druck und Biegung beansprucht wird. Die Verbindungselemente zwischen Ober- und Untergurt sind immer auf Druck und selten noch auf Biegung beansprucht. Für kleine bis mittlere Spannweiten (6,5 m bis 12 m) haben sich einfach und zweifach unterspannte Träger durchgesetzt. Darüber hinaus kommen Träger, die mehrfach unterspannt sind, zum Einsatz. Die folgende Abbildung gibt einen Überblick über mögliche Unterspannungsvarianten. Die Länge  $l$  kann dabei zwischen 4,0 m und 6,0 m variieren.

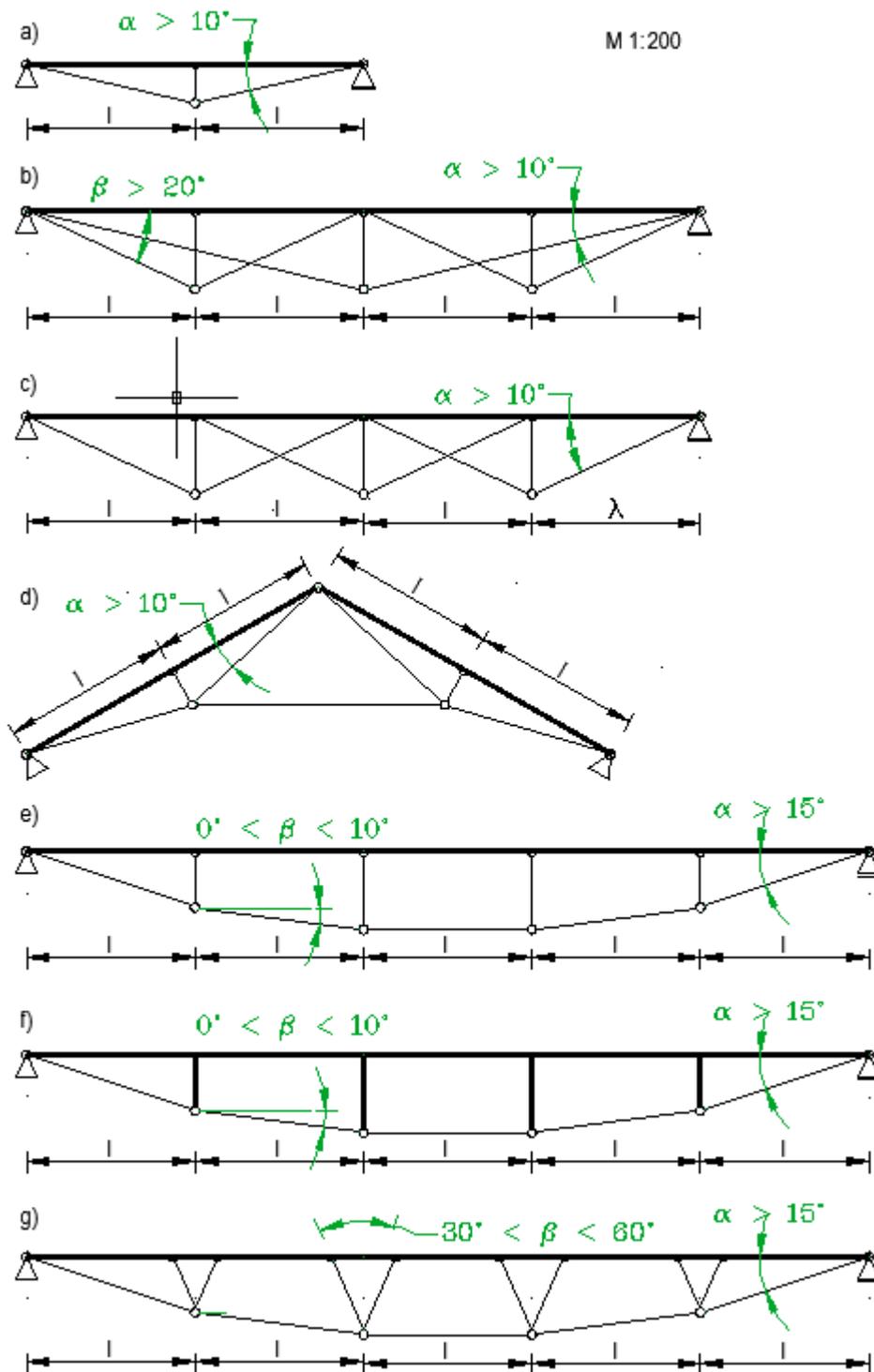


Abb. 2.13 unterspannte Träger im Maßstab 1:200 (von oben nach unten): einfach unterspannter Träger, Fink-Träger, Leonardo da Vinci's Träger, Polonceau-Träger, unterspannter Träger mit gelenkig angeschlossenen Streben, unterspannter Träger mit eingespannten Streben und unterspannter Träger mit V-Streben [10]

**Einfach unterspannter Träger.** Das Prinzip des einfach unterspannten Trägers wurde erstmals im Jahr 1819 im Buch „Die Lehre der Holzkonstruktion mit besonderer Rücksicht auf den Brückenbau“ von Baumeister Friedrich Arnold vorgestellt (Abb. 2.13 a), da er merkte, dass man die Spannweite des Einfeldträgers durch eine Unterspannung vergrößern kann.

**Fink-Träger.** Dieser Träger, wie der Name schon sagt, wurde nach Albert Fink benannt. Er suchte nach optimierteren Lösungen für unterspannte Träger. So ist er auf die Idee gekommen, den Träger mehrfach zu unterspannen und den Mittelpfosten mit beiden Enden des unterspannten Trägers zu verbinden (Abb. 2.13 b).

**Leonardo da Vinci's Träger.** Durch Superposition mehrerer einfach unterspannter Träger entstand der sogenannte da Vinci-Träger (Abb. 2.13 c). Leonardo da Vinci entwarf eine mit Schrägseilen abgehängte und überspannte Brücke, welche, um die Horizontalachse gespiegelt, ein Unterspannungssystem bildet.

**Polonceau-Träger.** Gegen Ende der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts entwickelte der französische Eisenbahningenieur Camille Polonceau den sogenannten Polonceau-Träger für weitgespannte Holzkonstruktionen. Dabei handelt es sich um zwei geneigte, einfach unterspannte Träger, die mit einem horizontalen Zugband verbunden sind (Abb. 2.13 d).

**Unterspannter Träger mit gelenkig angeschlossenen Spreizen.** Sowie bei den einfach unterspannten als auch bei mehrfach unterspannten Trägern spielt die Anschlussart Spreize-Obergurt eine wichtige Rolle. Ein unterspannter Träger mit gelenkig angeschlossenen Spreizen stellt die einfachste Variante dar (Abb. 2.13 e). Bei dieser Variante werden die Biegebeanspruchungen im Träger am größten, was im Unterkapitel 2. 2. 6 näher erläutert wird.

**Unterspannter Träger mit eingespannten Spreizen.** Wenn man biegesteife Druckstreben verwendet, wird die Biegebeanspruchung im Obergurt kleiner, zugleich aber entstehen Biegebeanspruchungen in den Spreizen (Abb. 2.13 f).

**Unterspannter Träger mit V-Spreizen.** Um die großen Biegebeanspruchungen in den Druckstreben bei eingespannten Spreizen zu vermeiden, ist es sinnvoll, unterspannte Träger mit V-Spreizen auszubilden (Abb. 2.13 g).

In den nächsten Unterkapiteln wird auf das Tragverhalten und die Einwirkung der Anzahl und Art der Spreizen auf die Tragfähigkeit des gesamten Unterspannungssystems eingegangen.

## 2. 2. 4 Konstruktionsmerkmale und Tragverhalten

Die Form der Unterspannung eines unterspannten Trägers muss polygonal geführt werden, d.h. an jedem Knoten umgelenkt werden, um die Spreizenkräfte aufzunehmen. Die Seilpolygonlinie stellt die Wirkung einer Belastung innerhalb des Trägers dar. Sie ist affin zur Momentenlinie infolge Eigengewicht eines Einfeldträgers ohne Unterspannung (s. Abb 2.13).

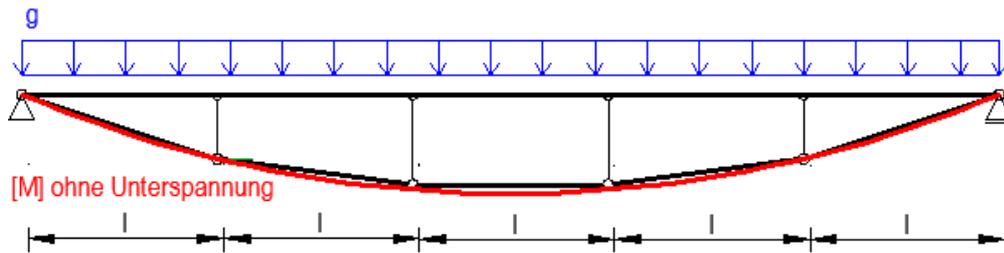


Abb. 2.14 Seilpolygonlinie ist affin zur Momentenlinie infolge Eigengewicht des Einfeldträgers ohne Unterspannung

## 2. 2. 5 Einfluss der Spreizenanzahl auf die Tragfähigkeit des Unterspannungssystems

Die Anzahl der Spreizen hat einen wesentlichen Einfluss auf die Beanspruchung des Obergurts. Zusätzliche Spreizen bewirken eine Verringerung der Biegebeanspruchung im Obergurt (s. Abb. 2.15).

Die gesamte Spannweite des in der Abb. 2.15 dargestellten unterspannten Trägers beträgt 20,0 m. Der Obergurt besteht aus Brettschichtholz mit einem Querschnitt von 150/300 mm. Die Spreize besteht aus einem Rundrohr mit einem Durchmesser von 60 mm und ein Rundstahlstab mit einem Durchmesser von 20 mm dient als Unterspannung. Der unterspannte Träger wird der Reihe nach, zweifach, dreifach und vierfach unterspannt und die Biegemomente werden verglichen.

Der unterspannte Träger wird durch eine Gleichstreckenlast von 10,0 kN/m belastet und die Biegemomente werden ermittelt. In der Abb. 2.15 a ist ein zweifach unterspannter Träger zu sehen. Seine maximalen Feldmomente sind um fast ein Drittel größer als bei einem dreifach unterspannten (s. Abb. 2.15 b), und fast doppelt so groß wie bei einem vierfach unterspannten Träger (s. Abb. 2.15 c).

Den kleineren Biegebeanspruchungen einerseits, stehen größere Herstellungskosten und ein größerer Fertigungsaufwand andererseits gegenüber.

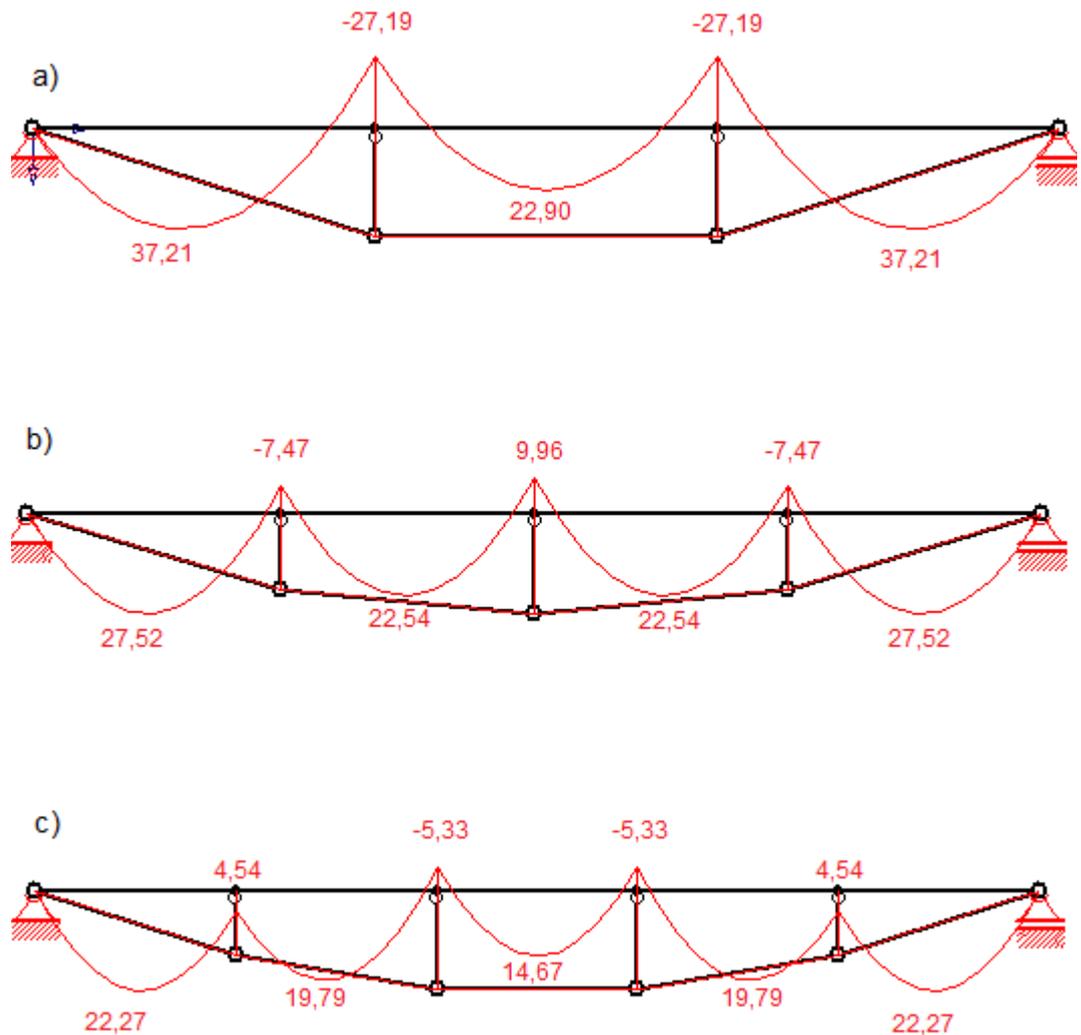


Abb. 2.15 Momentenverläufe eines zweifach, dreifach und vierfach unterspannten Trägers

## 2. 2. 6 Einfluss der Anschlussart Spreize-Obergurt auf die Tragfähigkeit des Unterspannungssystems

Bei veränderlichen Nutzlasten, und vor allem bei antimetrischen Einzellasten, spielt die Anzahl der Verbindungselemente nicht so eine wichtige Rolle wie die Anschlussart der Spreizen an den Träger.

Im folgenden werden unterspannte Systeme dargestellt und verschiedene Anschlussarten untersucht. Der Unterspannte Träger ist 20 m lang und seine Pfeilhöhen betragen 1,5 m bzw. 2,0 m. Der Obergurt besteht aus Brettschichtholz und hat einen Querschnitt mit den Abmessungen von 150/300 mm.

In der Abb. 2.16 sind die Schnittgrößen eines gelenkigen Anschlusses der Spreizen dargestellt. Im Vergleich zu den anderen Fällen (eingespannter und Anschluss mit V-Streben) sind die Momente infolge einer antisymmetrischen Einzellast größer. Die Normalkraft im Obergurt ist in diesem Fall konstant.

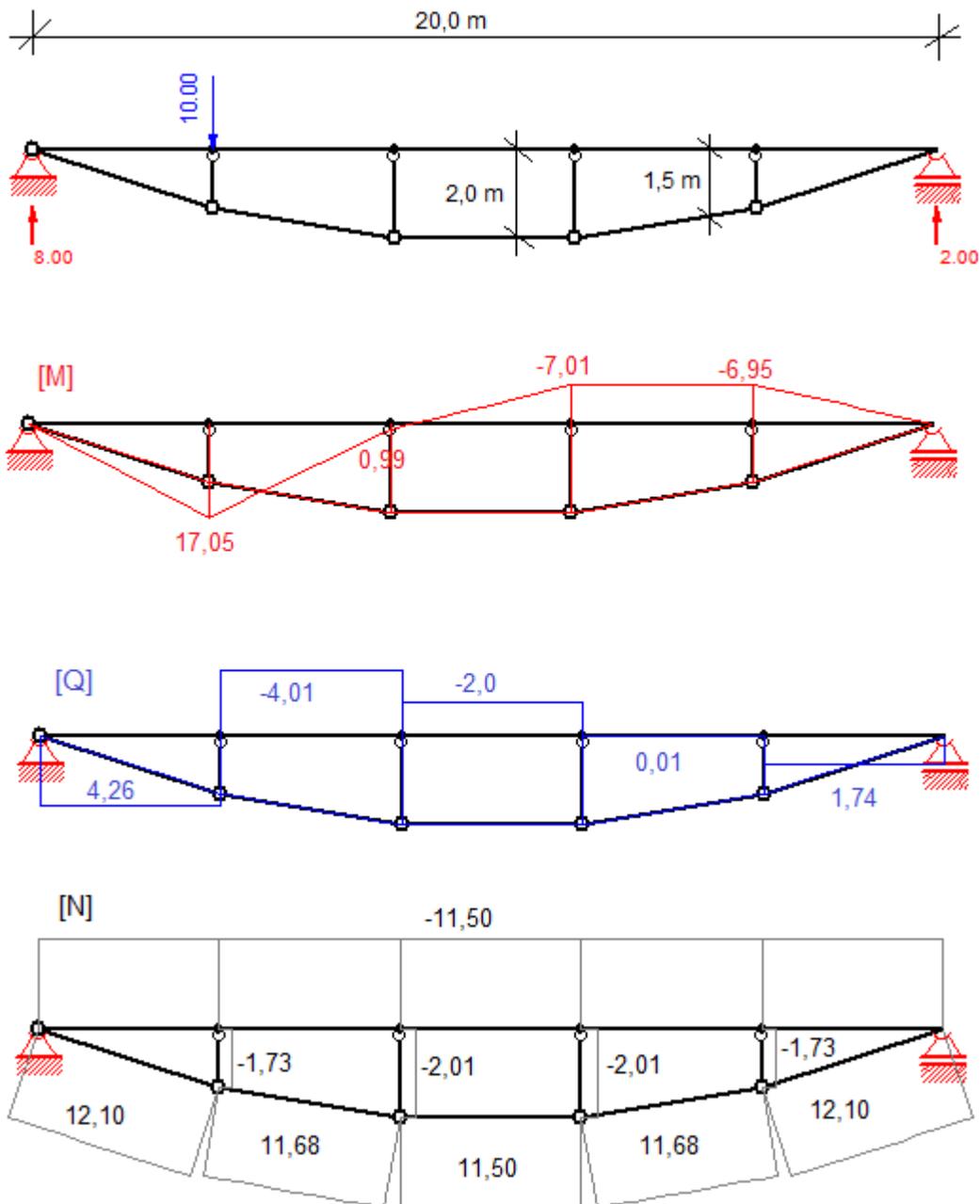


Abb. 2.16 Schnittgrößenverläufe bei gelenkig angeschlossenen Spreizen an den Obergurt

Die Biegebeanspruchung im Obergurt kann durch Verwendung von biegesteifen Spreizen verringert werden. Die Abb. 2.17 zeigt eine Abnahme der Momente im Obergurt, jedoch entstehen Momente in den Spreizen. Deshalb haben Momente im Obergurt einen Sprung. In diesem Fall ist die Normalkraft im Obergurt nicht mehr konstant.

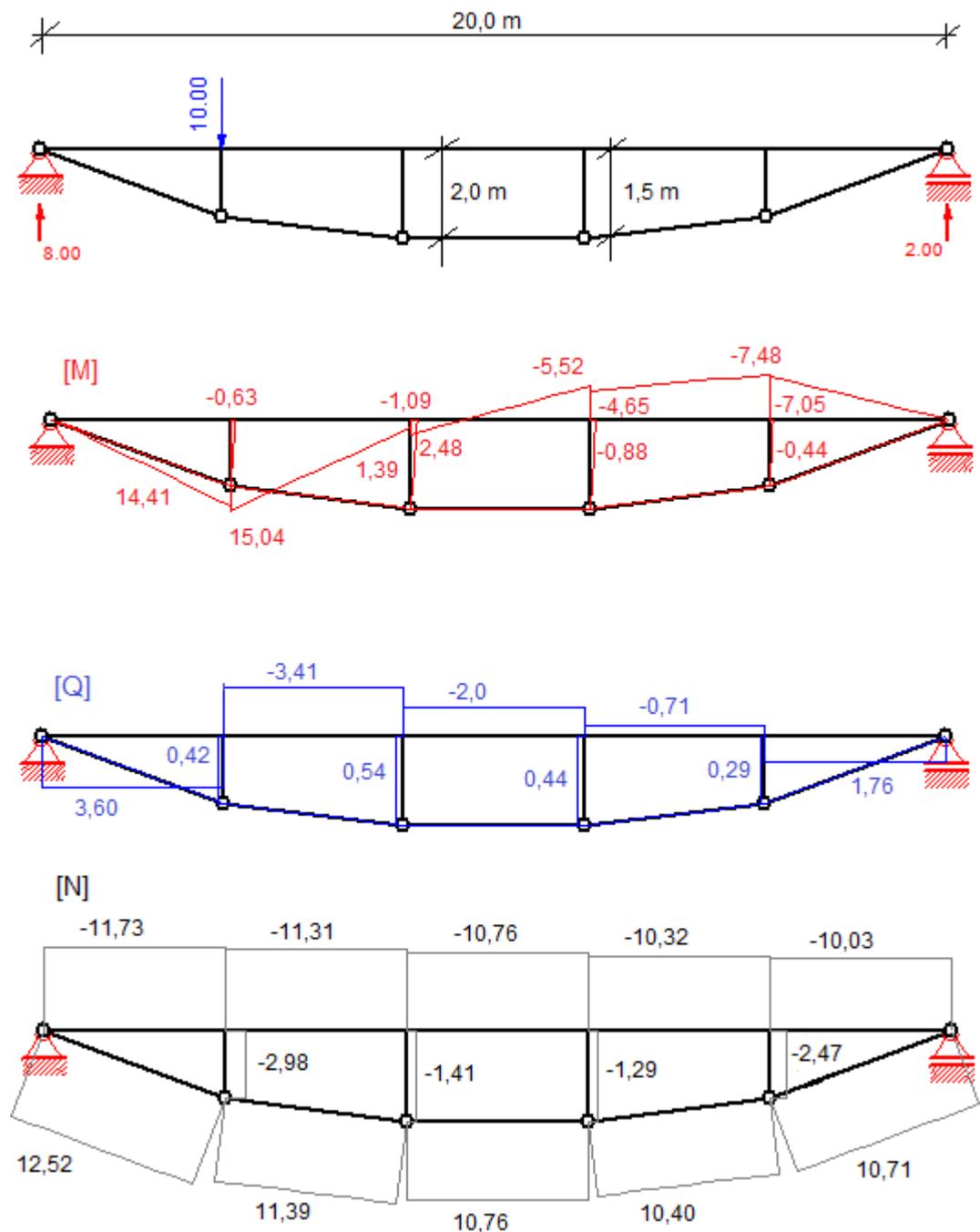


Abb. 2.17 Schnittgrößenverläufe bei eingespannt angeschlossenen Spreizen an den Obergurt

Es gibt noch eine Möglichkeit, die Biegebeanspruchung im Obergurt zu verringern und gleichzeitig die Biegebeanspruchungen in den Spreizen auszuschließen. Dies geschieht mit gelenkig angeschlossenen V-Spreizen.

Aus den nächsten Abbildungen wird ersichtlich, dass die Momente bei V-Spreizen deutlich kleiner werden als bei den zwei oben erwähnten Fällen. Dies hat zur Folge, dass die Normalkraft in den Zugelementen wie auch die Normal- und Querkraft im Obergurt zu nehmen. Die Neigungen der Druckstreben zueinander betragen im ersten Fall 30°.

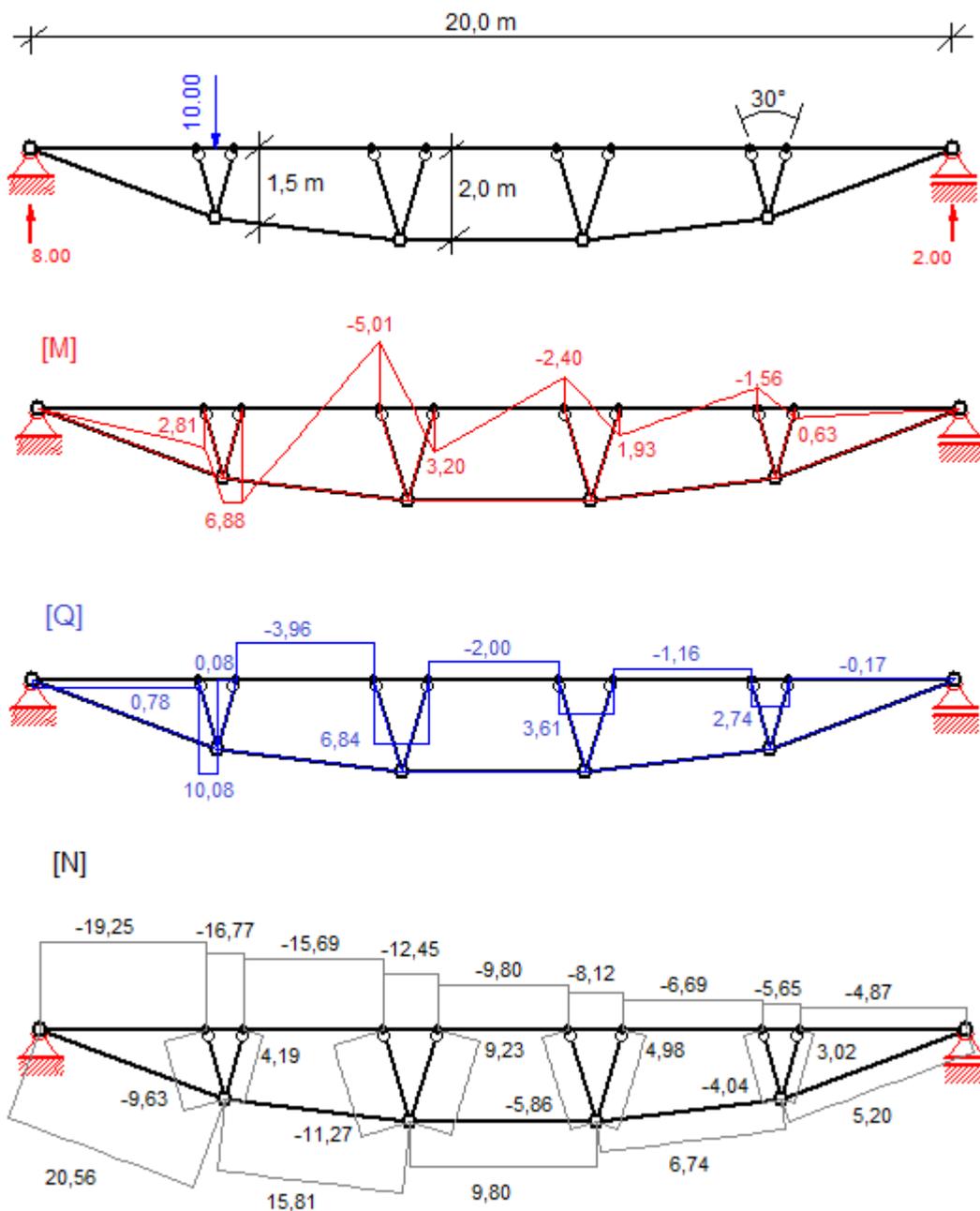


Abb. 2.18 Schnittgrößenverläufe bei V-Spreizen mit einem Winkel von 30° zw. den Spreizen

Die Neigungen der V-Spreizen zueinander betragen im zweiten Fall  $45^\circ$ . In diesem Fall werden Momente im Obergurt größer, gleichzeitig aber die Querkräfte im Obergurt und Normalkräfte in den Spreizen kleiner. Die Normalkräfte der Unterspannung werden größer.

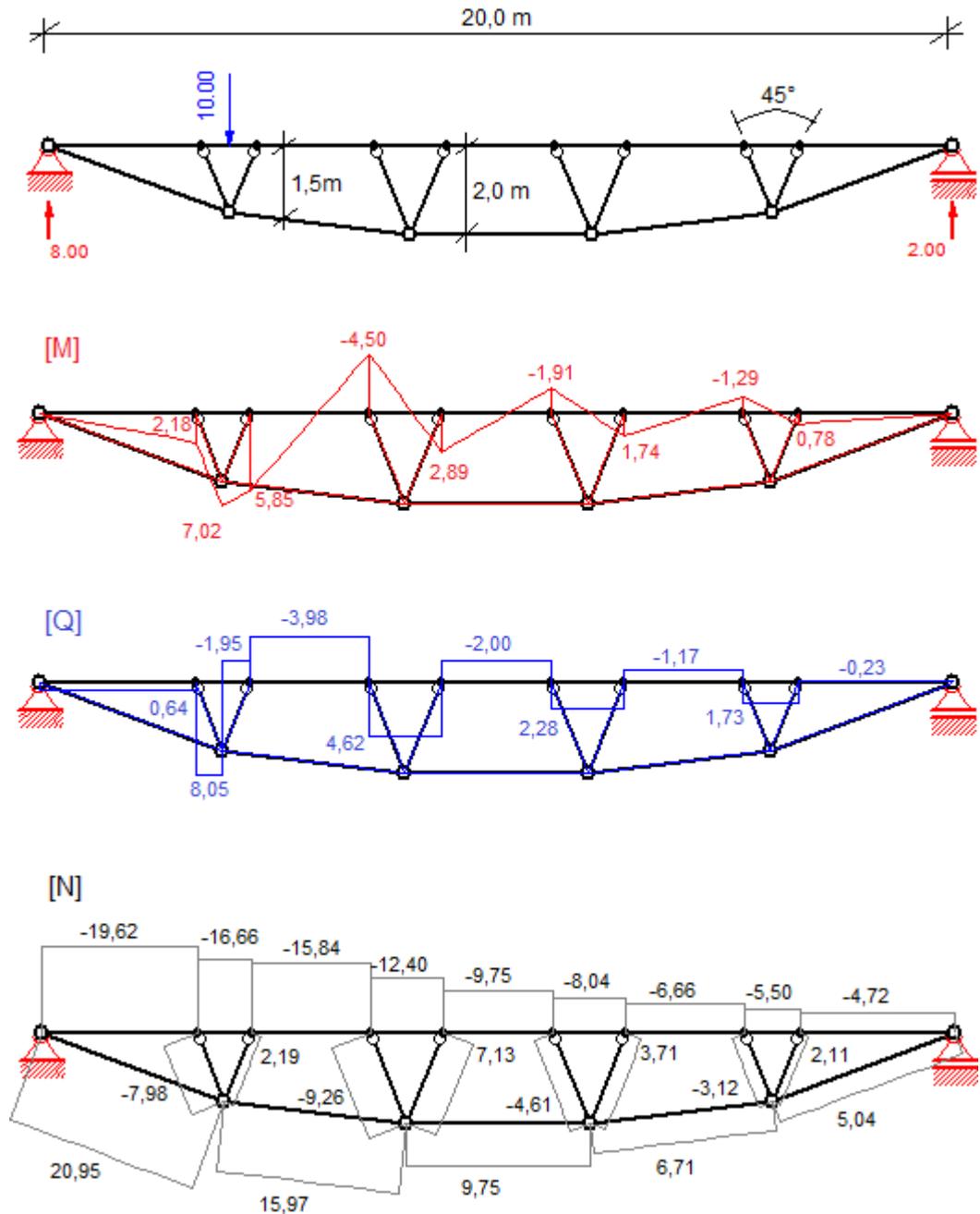


Abb. 2.19 Schnittgrößenverläufe bei V-Spreizen mit einem Winkel von  $45^\circ$  zw. den Spreizen

Die Neigungen der V-Spreizen zueinander betragen im dritten Fall  $60^\circ$ . In diesem Fall tritt das größte Moment auf. Die Querkräfte im Obergurt werden kleiner und die Normalkräfte der Unterspaltung größer. Die kleinsten Normalkräfte in den Spreizen treten in diesem Fall auf.

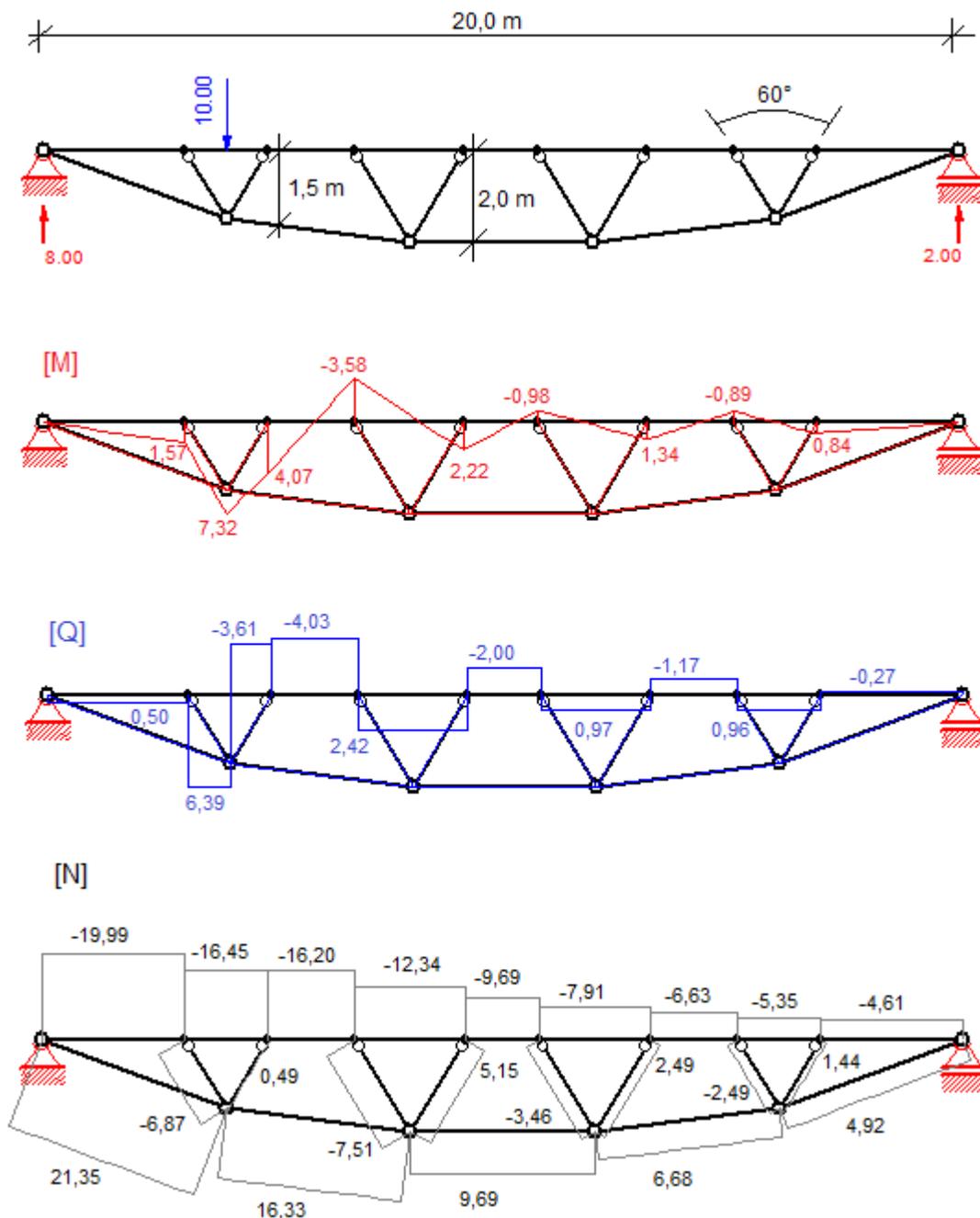


Abb. 2.20 Schnittgrößenverläufe bei V-Spreizen mit einem Winkel von  $60^\circ$  zw. den Spreizen

Bei der Untersuchung unterschiedlicher Neigungen der V-Spreizen kommt man zu den folgenden Schlüssen:

- mit zunehmendem Winkel zwischen den V-Spreizen nimmt das Moment im Obergurt zu
- mit zunehmendem Winkel zwischen den V-Spreizen nimmt die Querkraft im Obergurt ab
- mit zunehmendem Winkel zwischen den V-Spreizen nimmt die Normalkraft der Unterspaltung zu
- mit zunehmendem Winkel zwischen den V-Spreizen nimmt die Normalkraft in den Spreizen ab

Es wird empfohlen, die V-Spreizen mit kleinstem Winkel zu realisieren ( $30^\circ$ ), da die Momente in diesem Fall am kleinsten sind.

### 2. 2. 7 Stabilitätsverhalten in der Ebene

Die Stabilität in der Ebene wird durch eine feste Verbindung der Druck- und Zugelemente gewährleistet. Die Stabilität ergibt sich automatisch wenn die Unterspaltung abschnittsweise geführt und an die Spreizen angeschlossen wird. Die ideale Form einer Unterspaltung hinsichtlich Stabilität in der Ebene ergibt sich, wenn die Spreizen in der Winkelhalbierenden des Umlenk winkels liegen (s. Abb. 2.21). Auf diese Weise soll jedes Zugelement genau die Hälfte der Spreizenkraft aufnehmen.

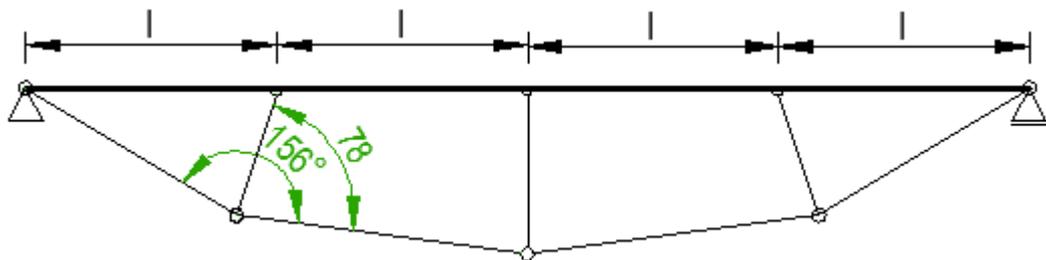


Abb. 2.21 ideale Form einer Unterspaltung: die Spreizen liegen genau in der Winkelhalbierenden des Umlenk winkels zwischen zwei Zuggliedern

### 2. 2. 8 Stabilitätsverhalten aus der Ebene [4]

Das Ausweichen der Unterspaltung aus der Ebene kann durch eine geeignete Anordnung der Drehachsen von Zugelement ( $d_2$ ) und Spreize ( $d_1$ ) verhindert werden. Dabei werden drei Gleichgewichtszustände unterschieden: labiles, indifferentes und stabiles Gleichgewicht.

Labiles Gleichgewicht tritt auf, wenn der Spreizenkopf unter dem Seilanschlusspunkt liegt (s. Abb. 2.22). Die Unterspaltung weicht aus, da die Zugkraft eine wegziehende Kom-

ponente besitzt.

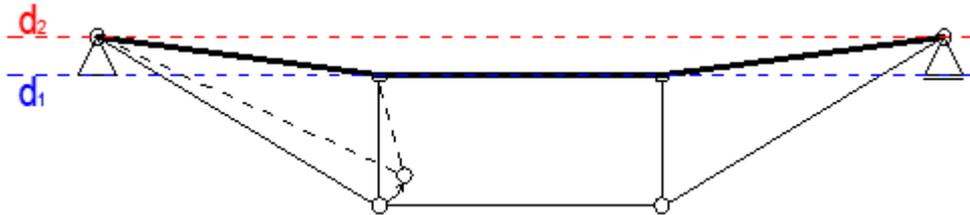


Abb. 2.22 labiles Gleichgewicht: die Drehachse der Spreize  $d_1$  liegt unterhalb der Drehachse des Zugstabs  $d_2$

Indifferentes Gleichgewicht liegt vor, wenn Druckstäbe und Zügelemente eine gemeinsame Drehachse haben (s. Abb. 2.23). Dies ist genau der Grenzfall zwischen labilem und stabilem Gleichgewichtszustand. Bei diesem Zustand bleibt die Unterspannung nur theoretisch stabil, ist aber in der Praxis nicht anzuwenden.

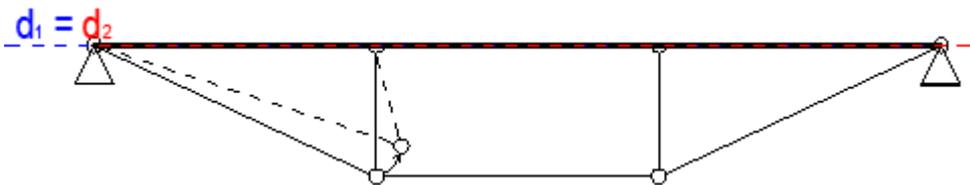


Abb. 2.23 indifferentes Gleichgewicht: die Drehachsen der Spreize/des Zugstabs liegen aufeinander

Stabiles Gleichgewicht liegt vor, wenn sich der Spreizenkopf über dem Seilanschlusspunkt befindet (s. Abb. 2.24). In diesem Fall hat der Zugstab eine zurückziehende Komponente, die das Ausweichen aus der Ebene behindert und so zur Stabilisierung führt.

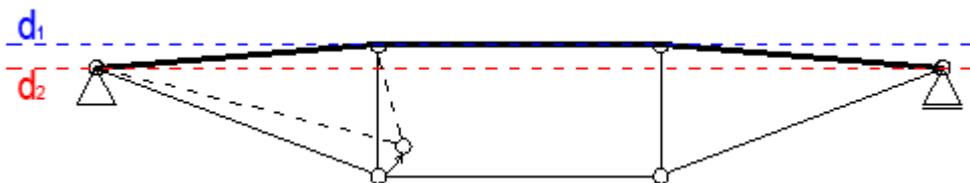


Abb. 2.24 stabiles Gleichgewicht: die Drehachse der Spreize  $d_1$  liegt oberhalb der Drehachse des Zugstabs  $d_2$

Man kann auf verschiedene Weisen stabile Lagen der Unterspannung herstellen:

- Druckstab in Obergurt einspannen
- Obergurt durch einen geknickten oder gekrümmten Verlauf überhöhen
- den Zugstab durch einen exzentrischen Anschluss herabsetzen
- seitliche Halterung des Druckstabes

### 3 Zusammenfassung

Wie in diesem Kapitel näher erläutert wurde, stellen unterspannte Systeme eine effektive Lösung dar, große Spannweiten zu realisieren. Außerdem kann man aus vielen vorgezeigten Beispielen sehen, wie man von einem unterspannten Träger auf eine unterspannte Platte kommt. Eine Platte muss entweder eine räumliche Unterspannung haben, oder setzt sich aus mehreren Unterspannungselementen, die in einer Ebene liegen, zusammen. Dementsprechend lassen sich folgende Aussagen zusammenfassen:

- die Stabilität des Unterspannungssystems muss sowohl in der Ebene als auch aus der Ebene gewährleistet sein
- für die Zugelemente kommen hauptsächlich Materialien zum Einsatz, welche eine große Zugfestigkeit besitzen, z.B. Stahl und Furnierschichtholz aus Laubhölzer
- mit zunehmender Dehnsteifigkeit (EA) der Zugelemente nimmt die Verformung des Unterspannungssystems ab
- die Verformung des Unterspannungssystems nimmt ab, wenn der Abstand zwischen Obergurt und dem untersten Knoten der Unterspannung (Pfeilhöhe) zunimmt
- wenn die Anzahl der Spreizen zunimmt, nimmt die Biegebeanspruchung im Obergurt ab und damit steigt die Tragfähigkeit des Unterspannungssystems
- die Anschlussart Spreize-Obergurt hat einen wesentlichen Einfluss auf die Biegebeanspruchung und damit auch auf die Tragfähigkeit des gesamten Unterspannungssystems; wird man aber gewöhnlich gelenkig ausbilden



## Anwendungsbeispiele

### 1      Unterspannte Träger im Stahlbau

#### 1.1     Produktionshalle in Sylt-Rantum (D)

In Sylt-Rantum (D) befindet sich eine Produktionshalle der Firma Sylt-Quelle Vertriebsgesellschaft, deren Dachkonstruktion auf mehreren einfach unterspannten Trägern liegt. Der Obergurt besteht aus zwei U-Profilen, die Unterspannung aus zwei Rundstahlstäben und die Spreize aus einem Quadratrohr.



Abb. 1.1      Blick auf die Produktionshalle der Sylt-Quelle Vertriebsgesellschaft [41]

### 1. 1. 1 Statisches System

Der unterspannte Träger ist um  $12^\circ$  gegen die Horizontale geneigt (s. Abb. 1.2). Die Spannweite beträgt 12,0 m und die Pfeilhöhe 1,3 m. Die unterspannten Träger sind in einem Abstand von 5,0 m angeordnet.

Die Stabilität aus der Ebene wird durch einen Zugband sichergestellt, das durch alle Spreizen geht und diese miteinander verbindet und an den beiden Enden an den Nebenträgern in der Dachkonstruktion verankert wird. Das Ausweichen in der Ebene ist aufgrund der Lage der Spreize in der Winkelhalbierenden der Unterspannung nicht möglich.

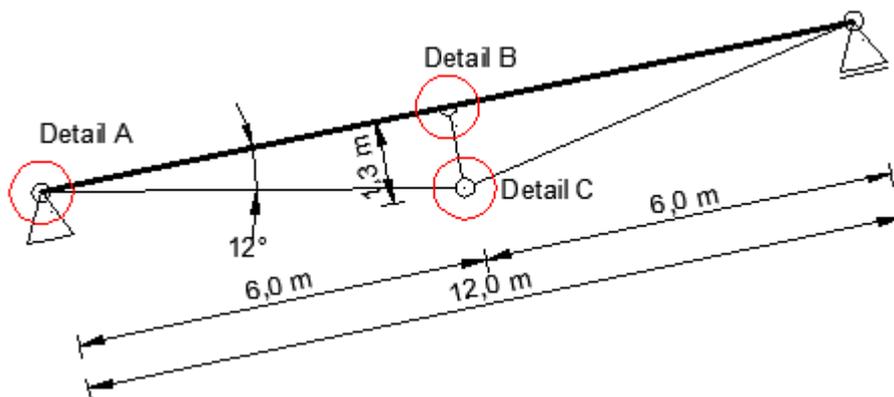


Abb. 1.2 Produktionshalle in Sylt: statisches System der Unterspannung im Stahlbau

### 1. 1. 2 Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt

Die beiden U-Profile sind durch eingeschweißte Querbleche miteinander verbunden. Der Rundstahlstab aus der Unterspannung wird durch ein dickes Querblech gesteckt und mit einer Mutter verankert. Eine ungünstige Wirkung in diesem Anschluss erfährt das dicke Querblech, welches auf Biegung quer zu seiner Ebene beansprucht ist.

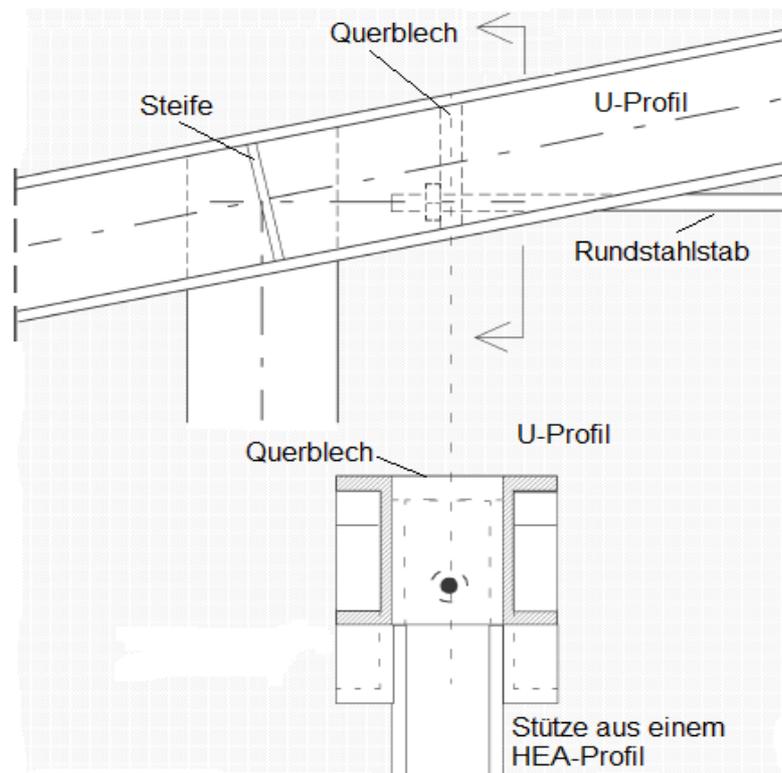


Abb. 1.3 Produktionshalle in Sylt, Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt [4]

### 1. 1. 3 Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt

An das Quadratrohr wird eine Kopfplatte angeschweißt, welche mit vier Schrauben an den unteren Flanschen der U-Profile befestigt wird. Es werden Steifen in die Stege der U-Profile eingeschweißt, damit die Druckkraft aus der Spreize besser eingeleitet werden kann (s. Abb. 1.4).

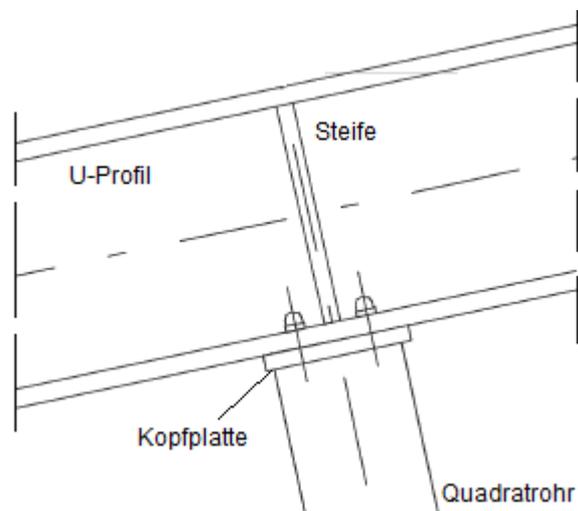


Abb. 1.4 Produktionshalle in Sylt, Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt [4]

### 1. 1. 4 Detail C: Anschluss Unterspaltung-Spreize

Die Unterspaltung wird durchlaufend geführt. Dies wird dadurch ermöglicht, indem vier quaderförmige Stahlteile am unteren Ende der Spreize aufgeschweißt werden, durch welche die Unterspaltung geführt wird (s. Abb. 1.5).

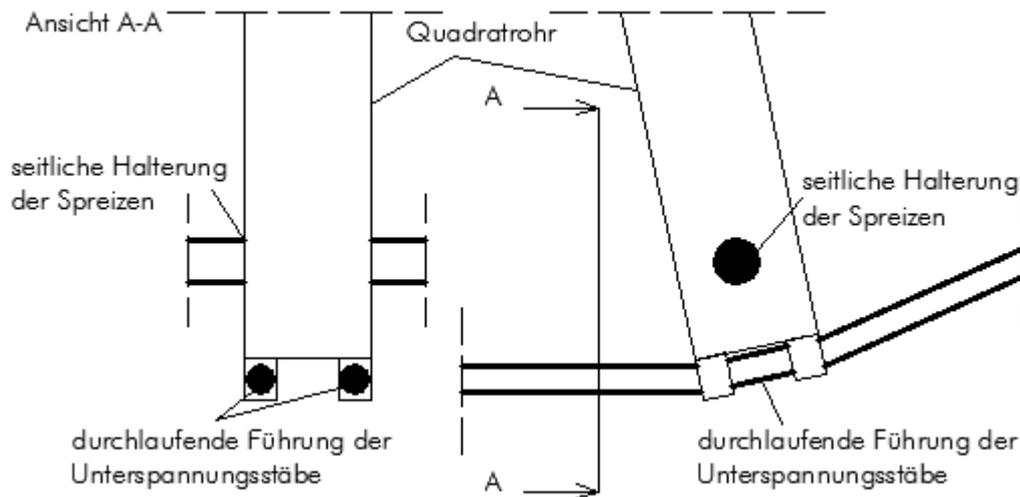


Abb. 1.5 Produktionshalle in Sylt, Detail C: Anschluss Unterspaltung-Spreize [4]

## 1. 2 Ausbildungszentrum Wiesloch (D)

Die Dachstruktur des Ausbildungszentrums in Wiesloch wird aus einfach und zweifach unterspannten Trägern ausgeführt. Der Nebenträger wird als einfach und der Hauptträger als zweifach unterspannter Träger ausgeführt (s. Abb. 1.6). Im Folgenden werden statische Systeme von beiden unterspannten Träger vorgestellt, wobei die Anschlüsse nur einmal analysiert werden, da diese gleich sind.



Abb. 1.6 Blick auf die Ausbildungshalle in Wiesloch [4]

### 1. 2. 1 Statisches System

Die Spannweite sowohl vom Nebenträger als auch vom Hauptträger beträgt 14,0 m (s. Abb. 1.7 und Abb. 1.8). Die Pfeilhöhen sind mit 1,6 m beim Nebenträger bzw. 1,2 m beim Hauptträger begrenzt. Der Obergurt des Nebenträgers besteht aus einem gewalzten I-Profil (s. Abb. 1.7).

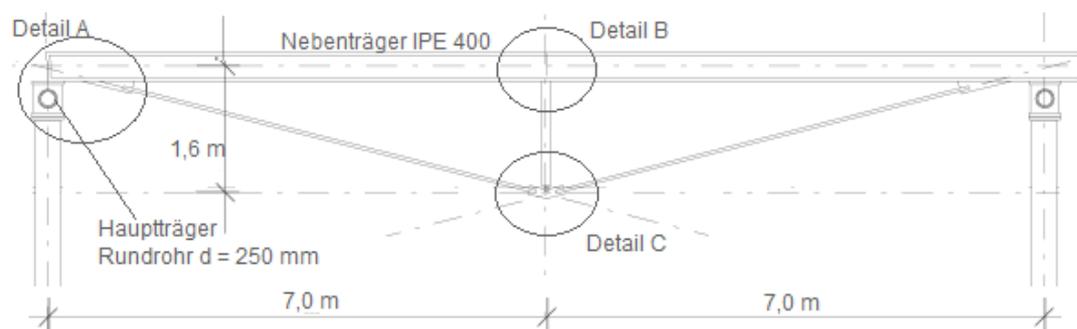


Abb. 1.7 Ausbildungszentrum Wiesloch: statisches System des Nebenträgers [4]

Der Obergurt des Hauptträgers besteht aus einem Rundrohr mit einem Durchmesser von 250 mm. Das gewalzte HEA-Profil stellt die Spreize und der Rundstahlstab die Unterspannung dar.

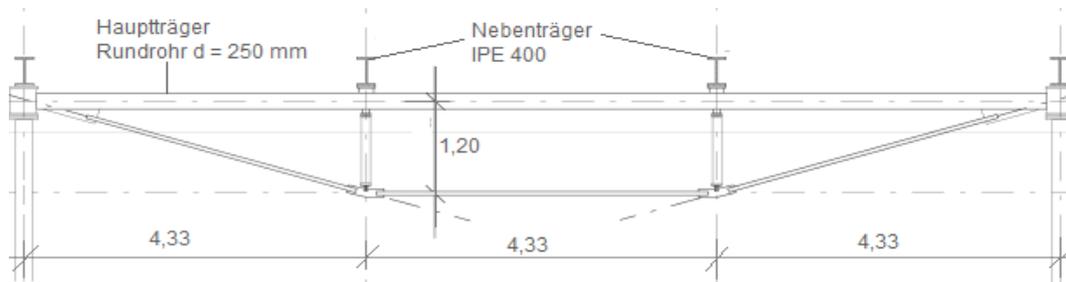


Abb. 1.8 Ausbildungszentrum Wiesloch: statisches System des Hauptträgers [4]

Die Stabilität in der Ebene ist durch die abschnittsweise geführte Unterspannung gegeben. Das Ausweichen aus der Ebene wird dadurch verhindert, indem die Drehachse der Zugstäbe unterhalb der Drehachse der Spreizen liegt.

### 1. 2. 2 Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt

Auf der Unterseite des I-Trägers wird ein Knotenblech in der Stegebene angeschweißt. Die Achsen von Auflager, Obergurt und Unterspannung schneiden sich in einem Punkt. Die Unterspannung wird mittels einer Hülse an zwei Flachstäbe angeschweißt, welche mit einem Bolzen mit dem Knotenblech verbunden sind.

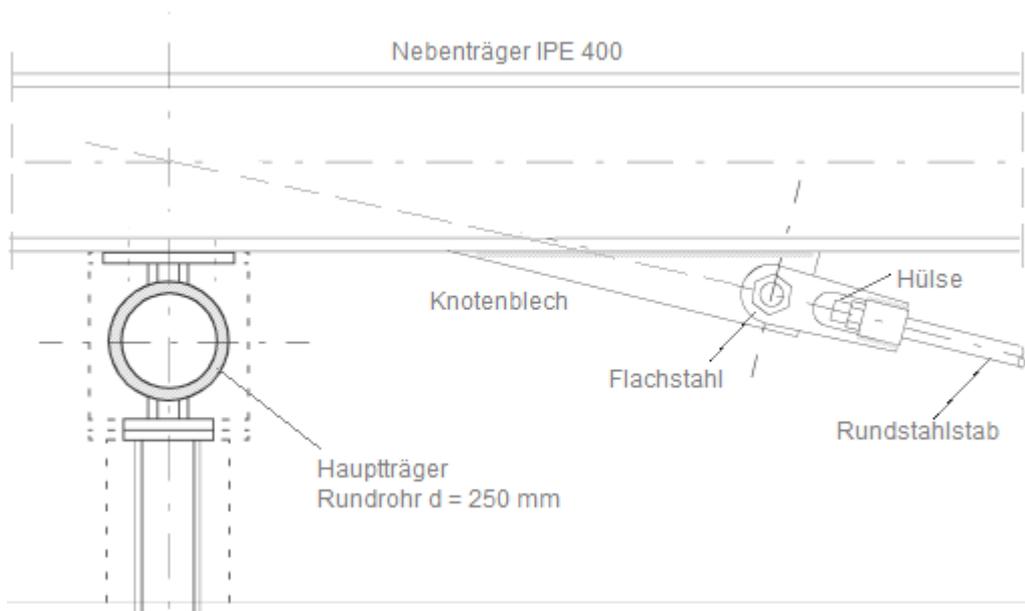


Abb. 1.9 Ausbildungszentrum Wiesloch, Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt [4]

### 1. 2. 3 Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt

Es wird eine Kopfplatte an das HEA-Profil angeschweißt, welche mittels vier Schrauben von jeder Seite am Flansch des Obergurtes befestigt wird (s. Abb. 1.10).

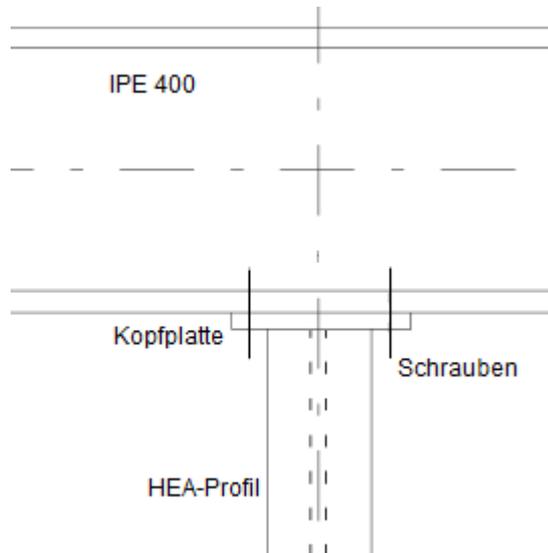


Abb. 1.10 Ausbildungszentrum Wiesloch, Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt [4]

### 1. 2. 4 Detail C: Anschluss Unterspannung-Spreize

Hier werden zwei Hülsen an einen geformten Flachstahl angeschweißt, an welchen zwei Flachstähe von der Spreize angeschweißt sind. Die Krafteinleitung erfolgt über die zwei Flachstähe der Spreize, welche beidseitig an den Steg des HEA-Profils angeschlossen sind.

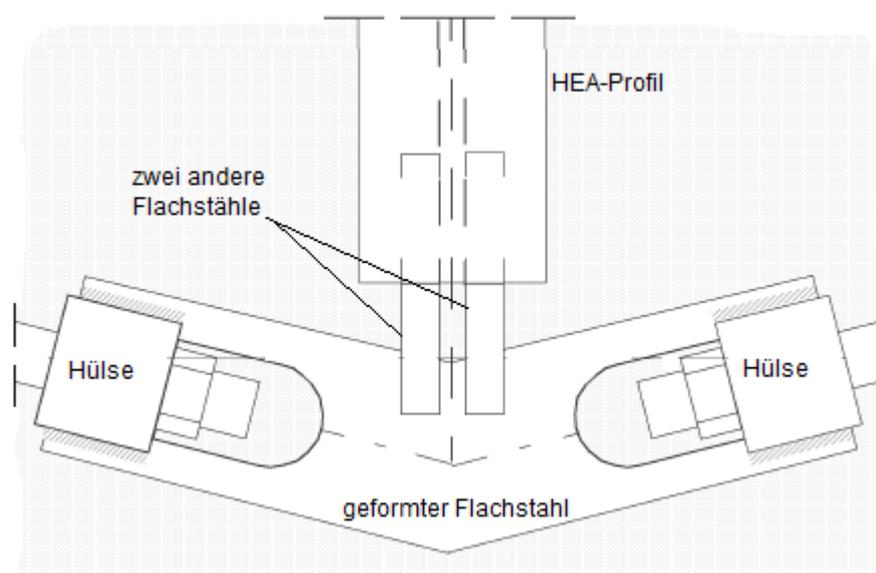


Abb. 1.11 Ausbildungszentrum Wiesloch, Detail C: Anschluss Unterspannung-Spreize [4]

## 1.3 Überdachung der Kassenhalle der Dresdner Bank, Düsseldorf (D)

Die Überdachung der Dresdner Bank in Düsseldorf wird aus zweifach unterspannten Trägern ausgeführt.



Abb. 1.12 Blick auf die Überdachung der Dresdner Bank in Düsseldorf [38]

### 1.3.1 Statisches System

Die Spannweite beträgt 36,0 m und die Pfeilhöhe 3,2 m (s. Abb. 1.13). Die unterspannten Träger sind in einem Abstand von 6,0 m angeordnet.

Die Stabilität aus der Ebene wird dadurch sichergestellt, indem die Spreize in den Obergurt eingespannt wird. Die Spreizen werden mittels Klemmbacken auf dem Umlenksattel mit der Unterspannung verbunden. Dadurch wird eine Stabilisierung in der Trägerebene realisiert.

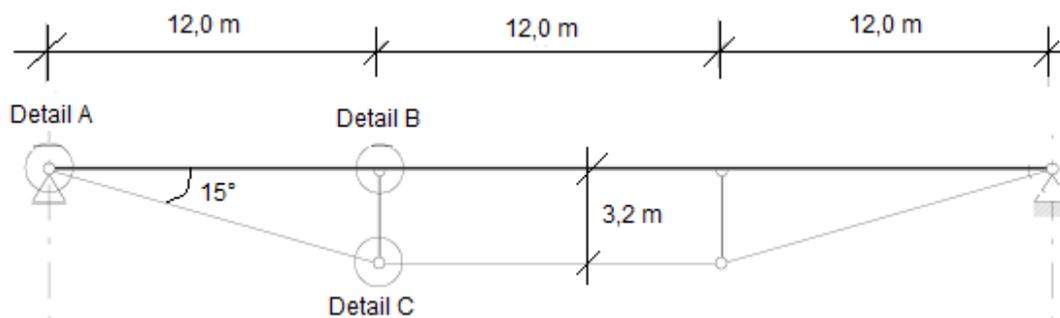


Abb. 1.13 Überdachung der Dresdner Bank in Düsseldorf: statisches System der Unterspannung im Stahlbau [4]

### 1. 3. 2 Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt

Der Obergurt besteht aus einem Kastenprofil 400 x 400 mm (s. Abb. 1.14). An der Unterseite des Kastenprofils werden im Auflagerbereich zwei dreieckige Knotenbleche in den Stegebenen angeschweißt. Es wird ein Querblech zwischen den Knotenblechen eingeschweißt, durch welches der Zugstab der Unterspannung durchgeht und mit einer Mutter verschraubt wird. Die senkrechte Beanspruchung des Querbleches stellt bei dieser Ausführung einen Nachteil dar. Vorteil ist aber, dass die Knotenbleche in den Stegebenen angeordnet sind, und dass damit eine Nachspannungsmöglichkeit der Unterspannung gegeben ist.

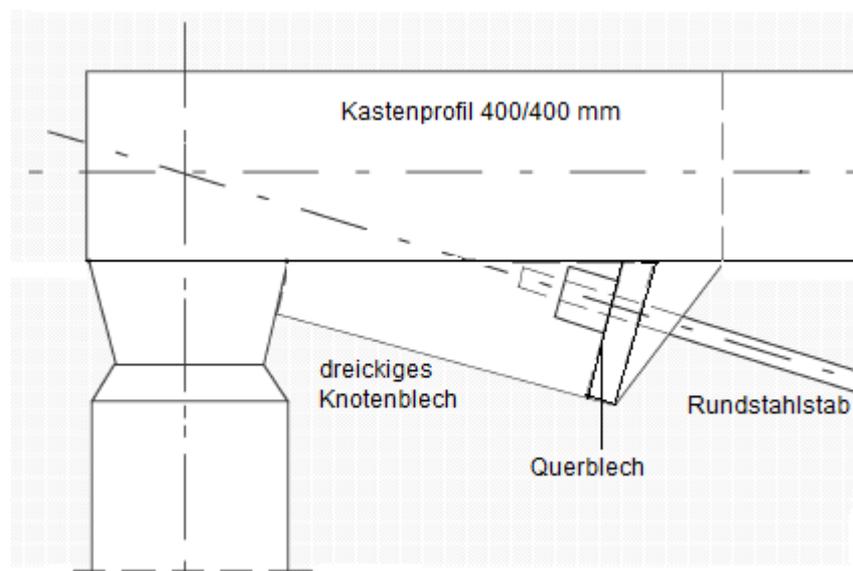


Abb. 1.14 Überdachung der Dresdner Bank, Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt [4]

### 1. 3. 3 Details B und C: Anschluss Unterspannung-Spreize und Spreize-Obergurt

Die Unterspannung setzt sich aus einem speziell ausgeformten Stahlteil als Spreize und einem Rundstahlstab als Zuelement zusammen. Die Spreize hat im oberen Bereich eine spezielle Form aufgrund eines Einspannungsmomentes und im unteren Bereich aufgrund einer Umlenkung. Die Biegebeanspruchung aus der Spreize wird über eine Kopfplatte in den Obergurt eingeleitet. Alle Verbindungen werden geschweißt.

Da die durchgehende Unterspannung umgelenkt werden soll, nimmt die Breite der Spreize zu. Dadurch entsteht ein Umlenksattel mit einer großen Klemmfläche (s. Abb. 1.15).

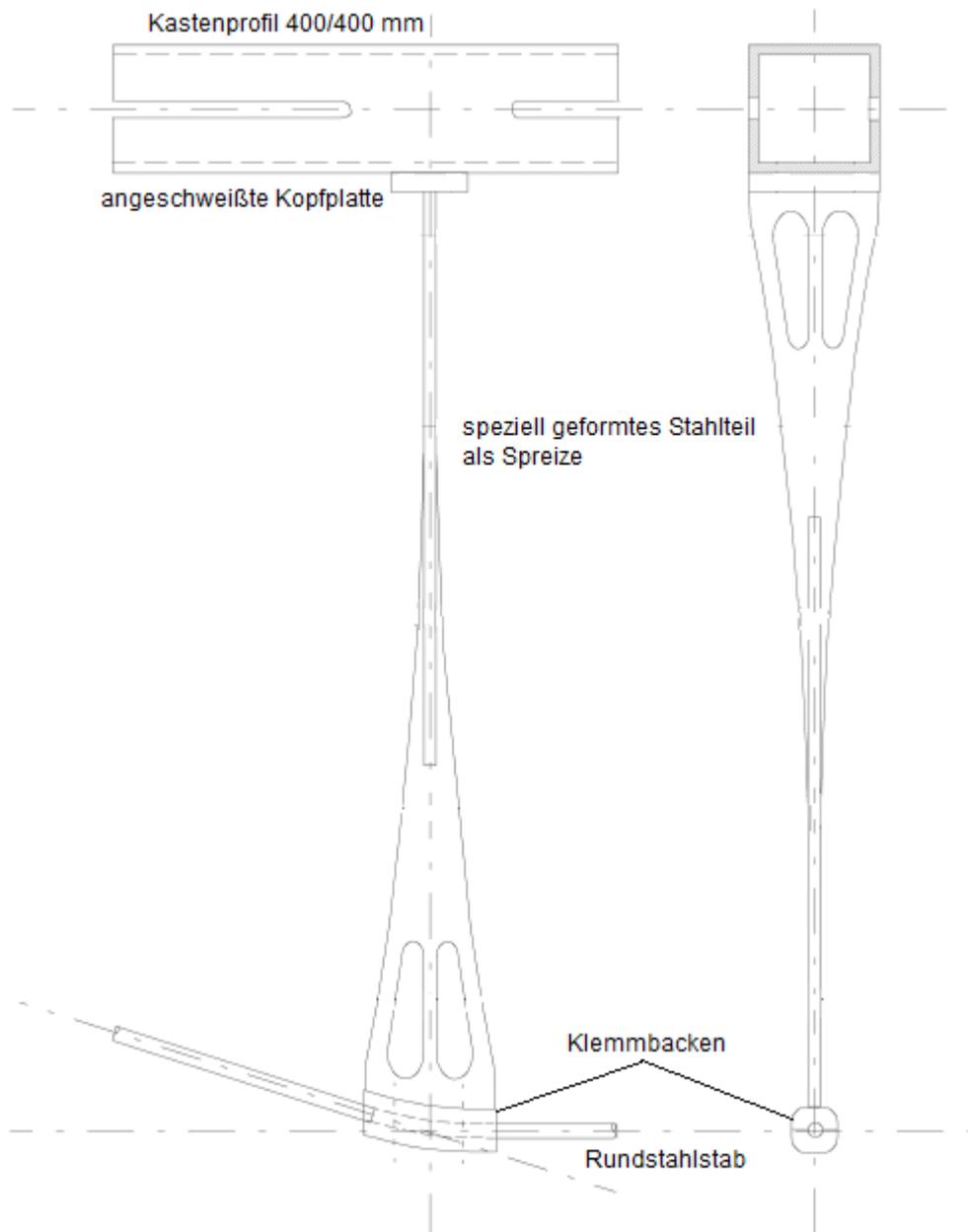


Abb. 1.15 Überdachung der Dresdner Bank in Düsseldorf, Details B und C: Anschluss Unterspannung-Spreize und Spreize-Obergurt [4]

## 2      Unterspannte Träger im Holzbau

### 2. 1     Holzinformationszentrum in Rheinstetten (D)

In Rheinstetten (D) befindet sich ein Holzinformationszentrum, dessen Dachkonstruktion auf mehreren Polonceau-Träger liegt. Jeder Polonceau-Träger besteht aus zwei unterspannten, geneigten und miteinander verbundenen Trägern. Die Träger sind um  $6^\circ$  zur Horizontalen geneigt. Die Polonceau-Träger liegen in einem Abstand von 6,0 m voneinander. Die gesamte Spannweite des Polonceau-Trägers beträgt 18,0 m und seine Pfeilhöhe 1,75 m. Die Pfeilhöhe eines unterspannten Trägers beträgt 1,10 m.



Abb. 2.1      Foto: unterspannter Holzträger des Holzinformationszentrums in Rheinstetten [4]

#### 2. 1. 1    Statisches System

Der Obergurt besteht aus Brettschichtholz und hat eine Länge von 9,05 m und einen Querschnitt mit den Abmessungen von 180/340 mm. Die Spreize besteht ebenfalls aus einem Brettschichtholz, ist 1,10 m lang und hat einen Querschnitt mit den Abmessungen von 180/180 mm. Die Unterspannung des Trägers bilden je zwei Rundstahlstäbe, einerseits mit einem Durchmesser von 30 mm und andererseits mit einem Durchmesser von 20 mm. Die beiden unterspannten Träger werden mit einem Zugband, bestehend aus zwei Rundstahlstäben mit einem Durchmesser von 30 mm, miteinander verbunden.

Die Drehachsen der Spreizen liegen oberhalb derer der Unterspannung, weil der Träger geneigt ist (s. Abb. 2.2). Somit wird die Stabilisierung aus der Ebene sichergestellt. Das Ausweichen in der Ebene wird durch die abschnittsweise geführte Unterspannung behindert.

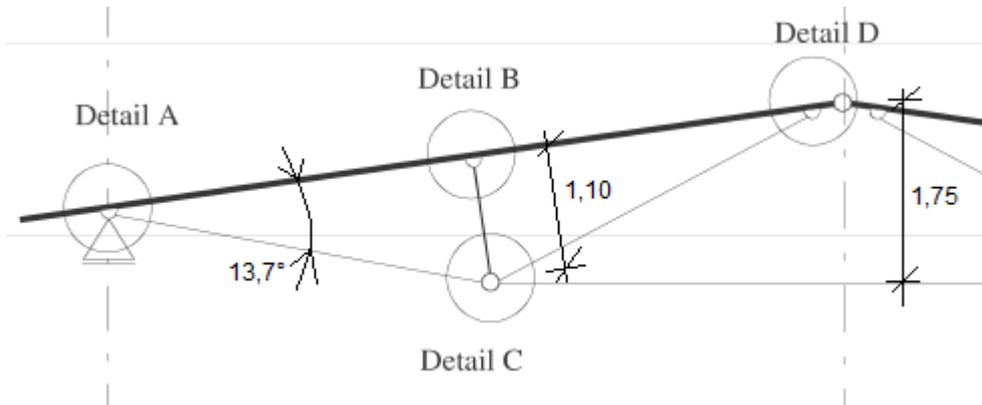


Abb. 2.2 linke Seite des symmetrischen statischen Systems mit ausgewählten Abmessungen des unterspannten Trägers [4]

### 2. 1. 2 Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt

Im Detail A ist zu sehen, wie die Unterspannung an den Obergurt angeschlossen wird. Das Gabelstück, an welches der Rundstahlstab vorher angeschweißt wurde, wird an den Bolzen aufgesteckt und mit den Muttern fixiert. Die Systemachsen der Stütze, der Unterspannung und des Obergurtes verlaufen durch einen gemeinsamen Punkt.

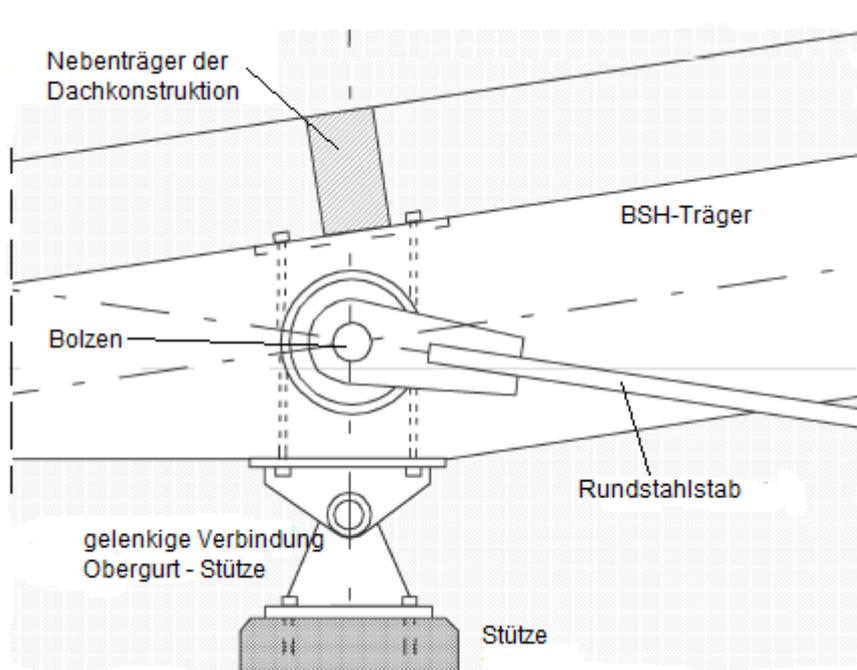


Abb. 2.3 Holzinformationszentrum, Detail A: Anschluss Unterspannung-Obergurt [4]

### 2. 1. 3 Details B und C: Anschlüsse Unterspannung-Spreize und Spreize-Obergurt

Der Anschluss der Spreize an den Obergurt erfolgt mittels eines Verbindungsstücks aus Stahl. An das Verbindungsstück wird ein rechteckiges Blech angeschweißt, welches in die Spreize eingeschlitzt und mit vier Stabdübeln fixiert wird.

Am unteren Ende der Spreize wird an das eingeschlitzte Blech eine Kopfplatte mit zwei Knotenblechen angeschweißt. Die Rundstahlstäbe mit einem Durchmesser von 20 mm werden mit dem Gabelstücken verschweißt. Diese zwei Gabelstücke werden zwischen zwei Knotenblechen eingeschoben und die zwei anderen parallelen Rundstahlstäbe des Zugbandes werden von der Außenseite an die Knotenbleche geführt. Alle Gabelstücke werden mit einem Bolzen verbunden.

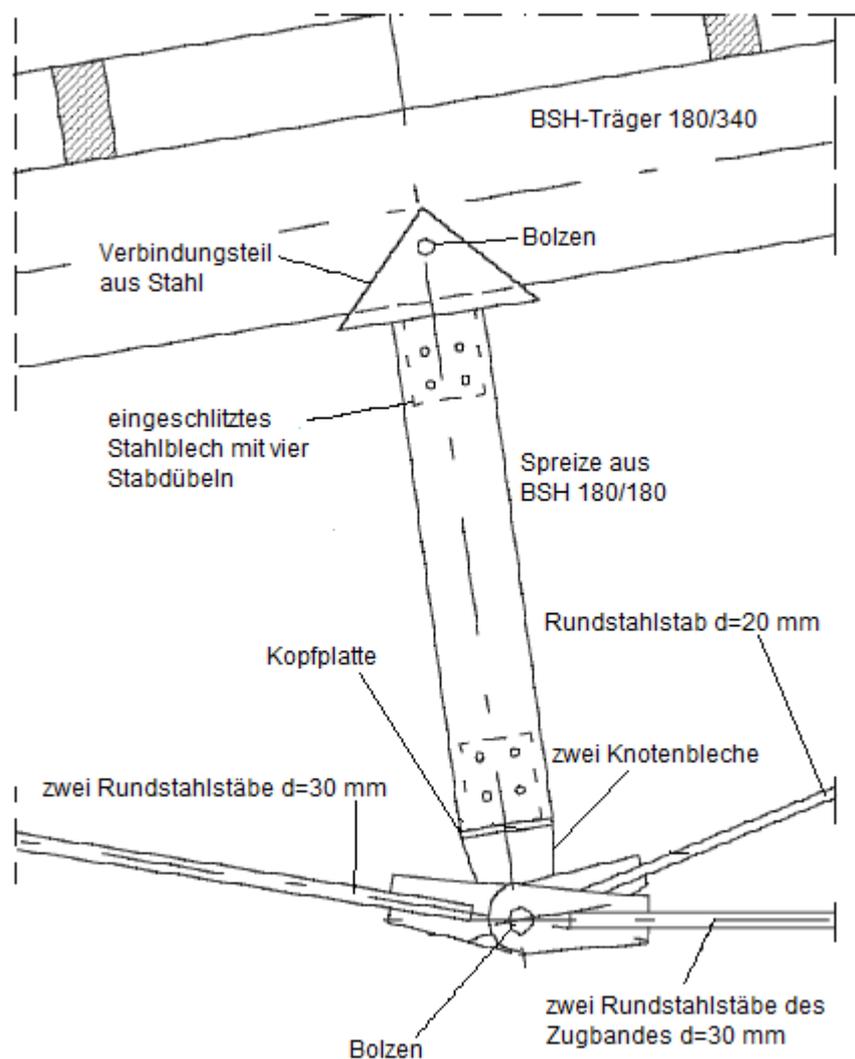


Abb. 2.4 Holzinformationszentrum in Rheinstetten: Detail B und C: Anschluss Unterspannung-Spreize und Spreize-Obergurt [4]

## 2. 2 Fußgängerbrücke der Firma Egger in St. Johann

Vorgestellt wird eine Fußgängerbrücke der Firma Egger in St. Johann (Tirol). Wie auf der Abb. 2.5 zu sehen ist, geht es hierbei um eine überdachte und an den beiden Längsseiten verglaste Fußgängerbrücke. Die gesamte Brücke ist 33,80 m lang, 3,05 m breit und 3,95 m hoch. Sie besteht aus zwei Teilen (15,30 m und 18,50 m), wobei beide Teile die gleiche Tragstruktur besitzen. Etwa mittig der Überbrückung befindet sich eine Stahlrahmenkonstruktion, welche die Lasten übernimmt und in den Untergrund abträgt. An den zwei Enden der Brücke sind die Bürotrakte, welche die Auflagerfunktion dieses Tragwerkes übernehmen. Es geht dabei um ein gut überlegtes unterspanntes System, das im Folgenden im Detail erläutert wird.



Abb. 2.5 Verbindungsbrücke Egger in St. Johann/Tirol [37]

### 2. 2. 1 Statisches System

Ein unterspanntes System stellt die Haupttragstruktur der beiden Brückenabschnitte dar, wobei die Unterspannung aus einem rechteckförmigen Stahlband und einer biege- und druckbeanspruchten Dachplatte besteht, die als Plattenbalken ausgeführt wird. Dieses Plattenbalkenelement wird aus zwei BSH-Randbalken und einer quasi starr mit diesem verbundenen BSP-Platte gebildet. Somit übernimmt die BSP-Platte auch die aussteifende Wirkung in der Dachebene. Die Gehwegplatte wird auch aus einem Plattenbalkenelement gebildet, welche eine gespiegelte Konstruktion zur Dachtragstruktur darstellt. Die Gehwegplatte selbst besteht ebenfalls aus zwei BSH-Randbalken und einer BSP-Platte, welche kraftschlüssig miteinander verbunden sind.

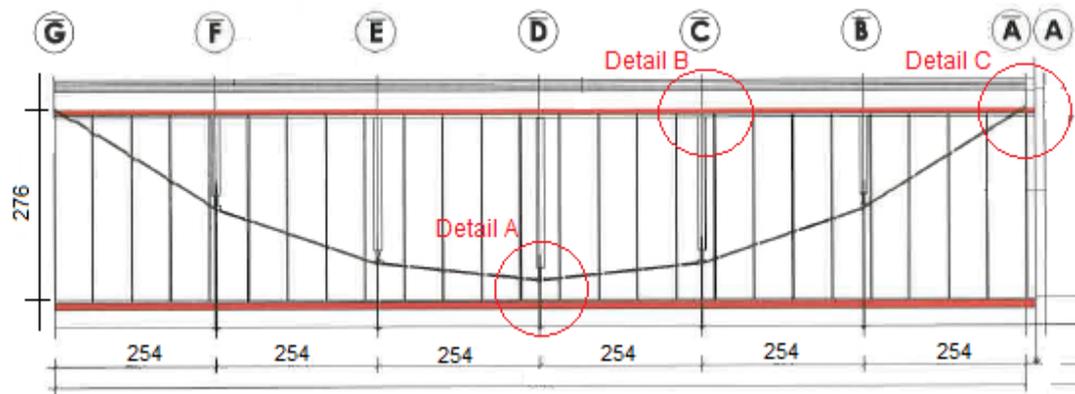


Abb. 2.6 statisches System: Fußgängerbrücke der Fa. Egger [12]

### 2. 2. 2 Detail A: Anschluss Unterspannung-Spreize

Auf der Unterseite der BSP-Platte wird ein BSH-Träger mit den Abmessungen 2x150/300 mm starr verbunden. Es wird eine Gewindestange (Hänger) sowohl durch den BSH-Träger als auch durch die BSP-Platte eingebracht und an die Stahlunterspannungsbänder angeschlossen. So werden die Querkräfte aus der BSP-Decke über den Hänger in die Unterspannung und von dieser in die Auflager geleitet. Der Druckpfosten der Unterspannung wird als BSH-Esche oder -Fichte ausgeführt.

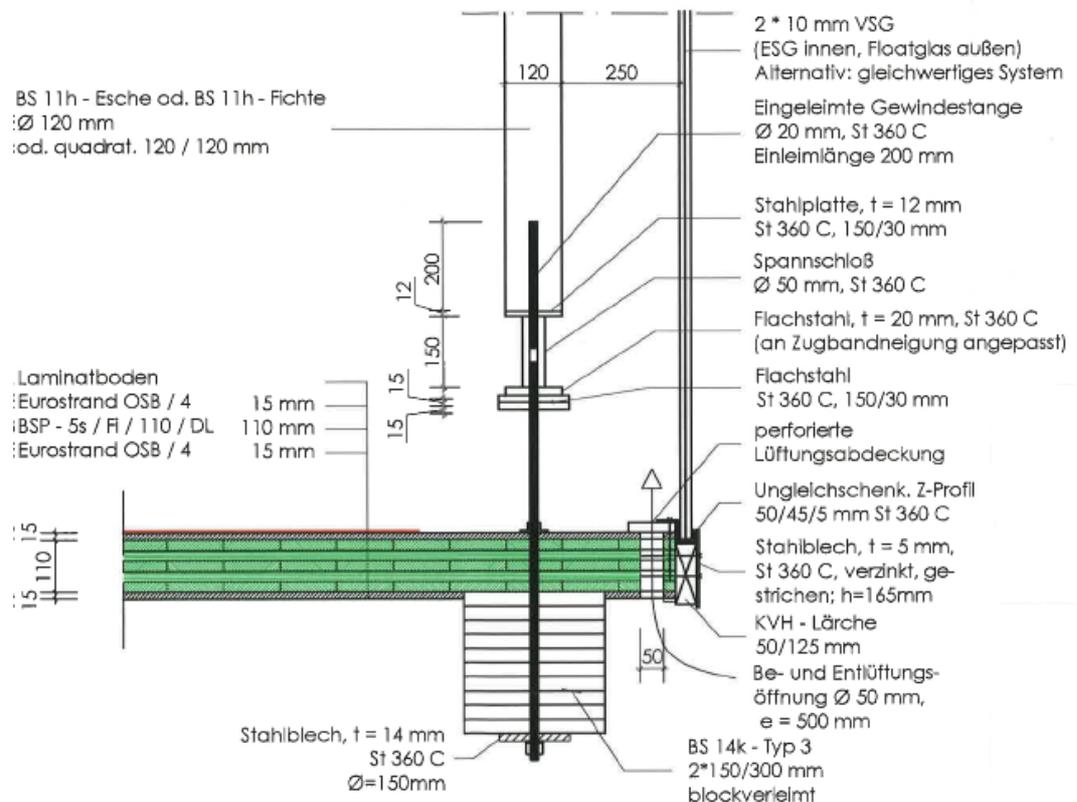


Abb. 2.7 Egger Brücke, Detail A: Anschluss Zugstab-Spreize [12]

### 2. 2. 3 Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt

Im Detail B ist zu sehen wie der Druckpfosten, ein BSH-Balken mit einem Durchmesser von 120 mm, an die BSP-Platte in die Dachkonstruktion angeschlossen ist. Das eingeschlitzte Stahlblech wird mit dem Pfosten mittels zwei Stabdübel und mit der BSP-Platte mit sechs Holzschrauben verbunden. Dadurch wird ein quasi gelenkiger Anschluss mit der BSP-Platte ermöglicht.

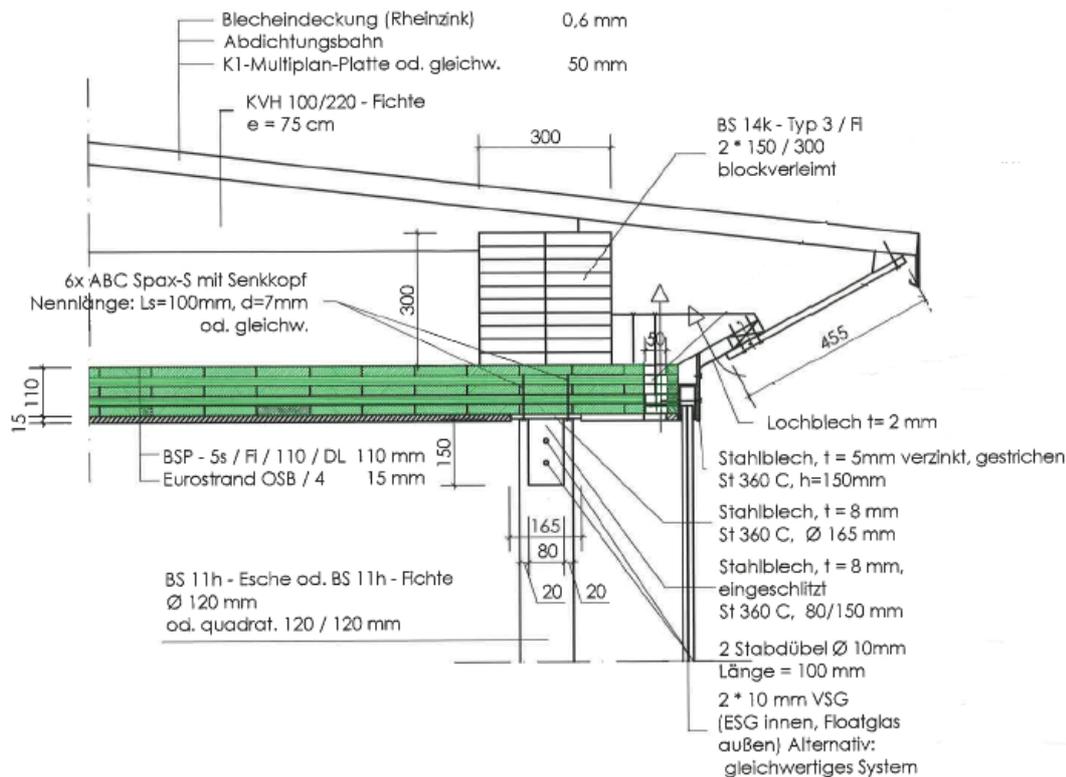


Abb. 2.8 Egger Brücke, Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt [12]

### 2. 2. 4 Detail C: Anschluss Unterspannung-Obergurt

Die Unterspannungselemente leiten die horizontale Komponente der Lasten über den Stahlknoten in den Plattenbalken der Dachkonstruktion. Die vertikale Komponente der Last wird auf einer Seite direkt in die Stahlrahmenkonstruktion und auf der anderen Seite in den Stiegenhäuser abgeleitet. Der Flachstahl übernimmt die Zugkräfte in diesem Unterspannungssystem und überträgt sie an den massiven Stahlblock. Der massive Stahlblock leitet die vertikale Komponente der Zugkraft in die Stahlkonstruktion, welche die Kräfte in den Untergrund ableitet. Die horizontale Komponente der Zugkraft wird direkt in den BSH-Bauteil eingeleitet, welcher diese Kräfte aufnimmt. Der Flachstahl (150/30 mm) der Unterspannung wird an das Flachstahl (120/25 mm) im Auflagerbereich angeschweißt, und wird durch die BSP-Platte hindurchgeführt.

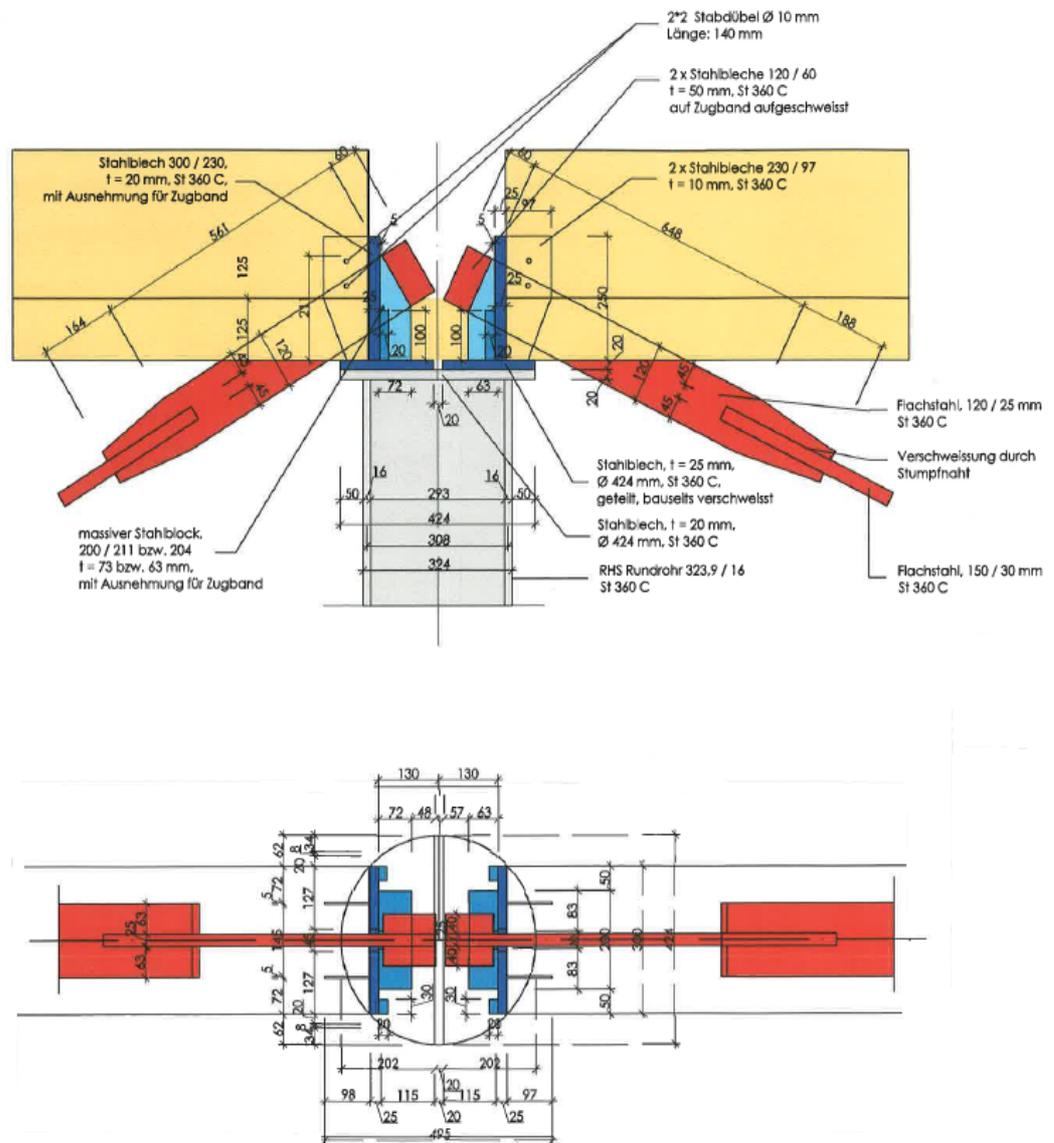


Abb. 2.9 Egger Brücke, Detail C: Anschluss Zugstab-Obergurt [12]

## 3      Unterspannte Platten im Holzbau

### 3.1     Bautechnikzentrum der TU Graz

Die unterspannte Dachkonstruktion der zentralen Versuchshalle des Bautechnikzentrums der TU Graz stellt ein gutes Beispiel einer unterspannten Holzplatte dar. Die Spannweite der orthotropen, massiven BSP-Platte beträgt ca. 23,0 m. Der Obergurt aus BSP wirkt als eine relativ starre Scheibe, die aus vorgefertigten Plattenelementen zusammengesetzt ist. Alle anderen Elemente der Dachkonstruktion sind als Stahlkonstruktion realisiert worden (s. Abb. 3.1).



Abb. 3.1     Blick auf die Dachkonstruktion des Bautechnikzentrums der TU Graz

### 3. 1. 1 Statisches System

Die Dachstruktur wird zweifach unterspannt. Die Diagonalenstäbe sind sowohl in der Ansicht als auch in der Draufsicht als sich abstützende Stäbe V-förmig angeordnet (s. Abb. 3.2). Die Pfeilhöhe beträgt 1,70 m, und die Unterspannungsstruktur wiederholt sich in Längsrichtung der Halle alle 3,17 m.

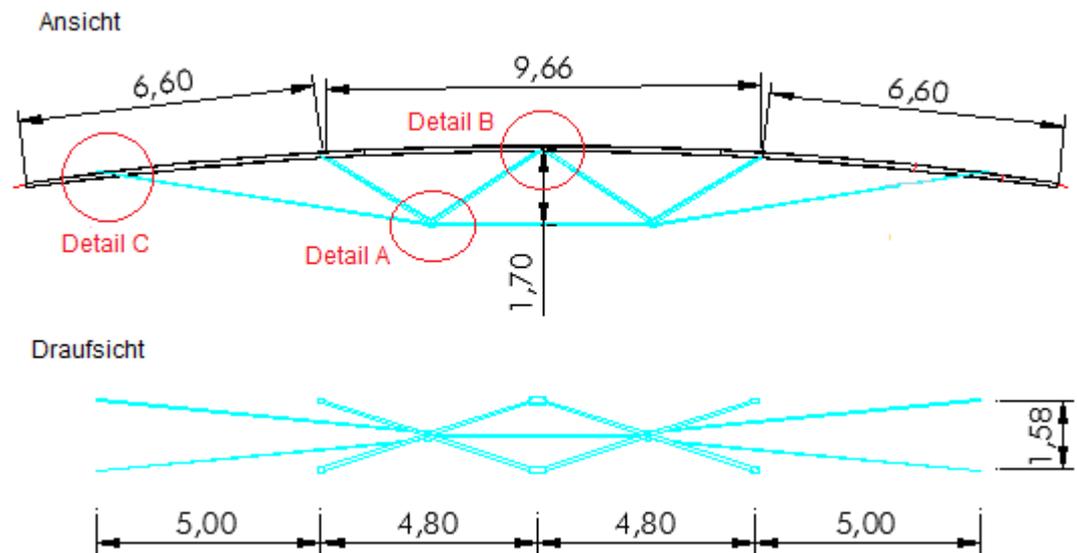


Abb. 3.2 Bautechnikzentrum der TU Graz: statisches System [13]

Die Stabilität in der Ebene ist durch die abschnittsweise geführte Unterspannung gegeben, und die Stabilität aus der Ebene wird dank der räumlichen Anordnung der Spreizen sichergestellt.

### 3. 1. 2 Detail A: Anschluss Unterspannung-Spreize

Die Rundrohre werden in Gehrung geschnitten und miteinander verschweißt, und so dann mit einem Stahlquader verschweißt. Der Stahlquader ist mit Bohrungen versehen, wo die Spannstangen (Untergurt) ihre Kräfte einleiten (s. Abb. 3.3).

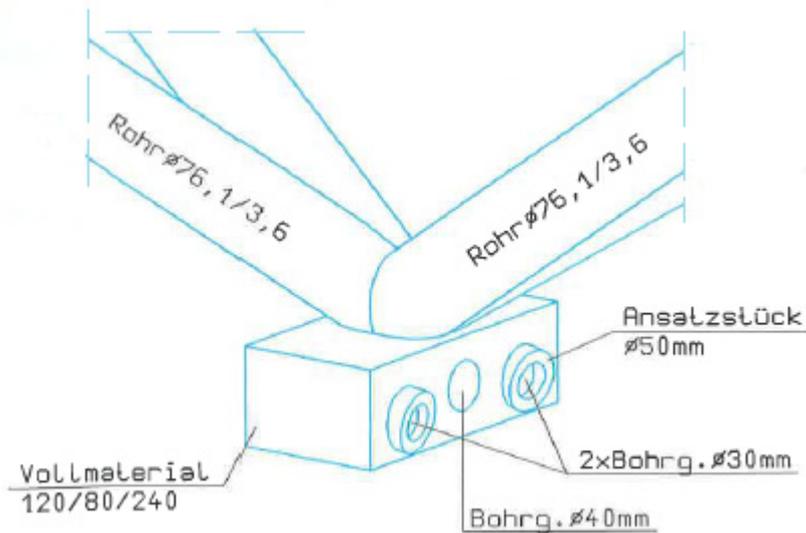


Abb. 3.3 Bautechnikzentrum der TU Graz, Detail A: Anschluss Unterspannung-Spreize [13]

### 3. 1. 3 Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt

Die Rundrohrdruckstäbe enden mit einer Kopfplatte und aufgeschweißter Stahlnocken, die dübelförmig in die Unterseite der Dachschale eingelassen sind. Die Kraftübertragung erfolgt über Pressung parallel zur Faserrichtung in die entsprechenden Holzlamellen (s. Abb. 3.4).

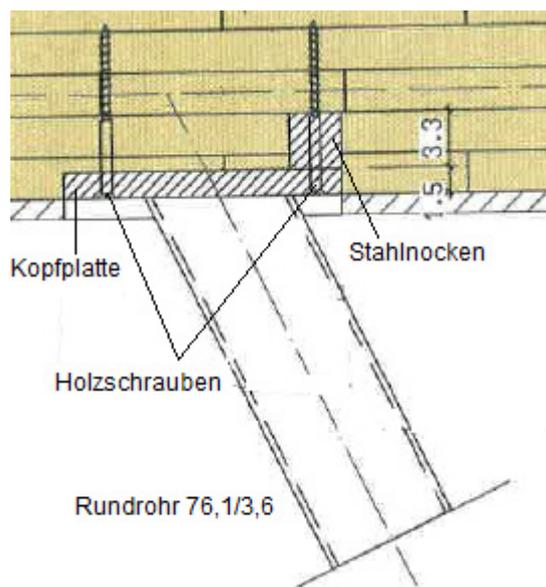


Abb. 3.4 Bautechnikzentrum der TU Graz, Detail B: Anschluss Spreize-Obergurt [13]





# Berechnung und Bemessung der Unterspannungsvarianten

## 1 Variantenstudie

Wie bereits im Kapitel 2 gezeigt, dienen Unterspannungssysteme dazu, um größere Spannweiten mit Tragstrukturen wie Träger und Platten zu erreichen. Dafür stehen unterschiedlichste Unterspannungsformen zur Verfügung. Auf den nächsten Seiten werden fünf Unterspannungsformen präsentiert und dimensioniert. Alle fünf Varianten ermöglichen eine stützenfreie BSP-Tragstruktur im Ausmaß von 10 x 10 m. Im konkreten Fall liegt die BSP-Decke in einem Bürobau über einem Veranstaltungsraum. Deshalb wurde diese BSP-Decke in die Nutzungskategorie Bürofläche eingestuft. Die Decken im Büro- und Industriebau sollten eine hohe Anpassungsfähigkeit an sich ändernde Nutzungsbedürfnisse aufweisen. Dies wurde bei der Auswahl der Unterspannungsformen mitberücksichtigt. Deswegen kommen nur Unterspannungsformen in Betracht, welche bei Veränderung der Spannweiten leicht anzupassen sind. Für alle präsentierten Varianten können die Zugstäbe als gewalzte Rundstahlstäbe (RD) und die Druckstreben als runde Hohlprofile (RO) oder als Holzstäbe ausgeführt werden.

### 1.1 Variante 1

Die Variante 1 stellt eine besondere Unterspannungsart dar. Dabei handelt es sich um eine Kombination von Zug- und Druckstäben, die zusammen die Lasten der BSP-Decke abtragen. Die BSP-Decke wird in diesem Fall im Feldbereich an vier Punkten und im Randbereich linienartig gelenkig gelagert. Alle Stäbe kommen mittig in einem Punkt zusammen, der in einem Abstand von 2,5 m unter der Deckenmitte liegt. Von den vier Eckpunkten der Decke verlaufen die Zugstäbe zum Tiefpunkt. Die Druckstreben gehen von diesem Tiefpunkt aus und stützen die Decke an vier Punkten.

Das statische System wird in der Abb. 1.1 und Abb. 1.2 in der Perspektive und in der Ansicht dargestellt.

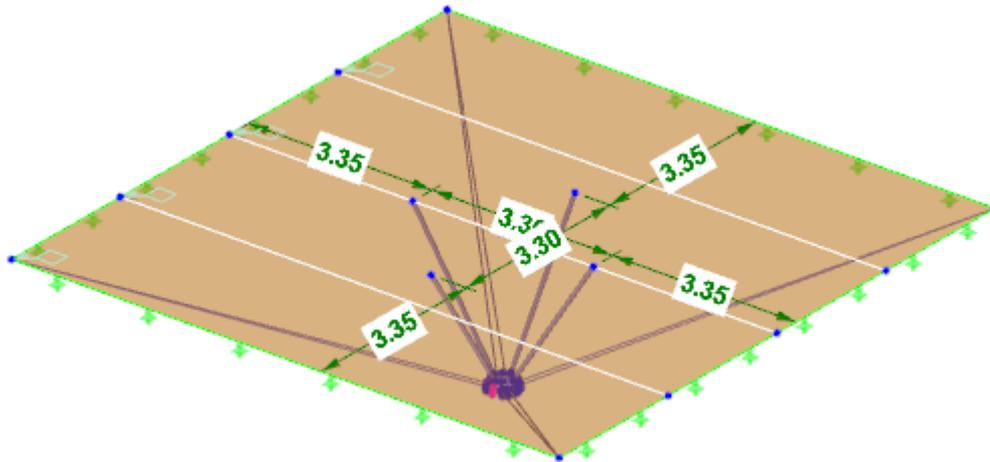


Abb. 1.1 Variante 1: statisches System in der Perspektive mit den Abmessungen

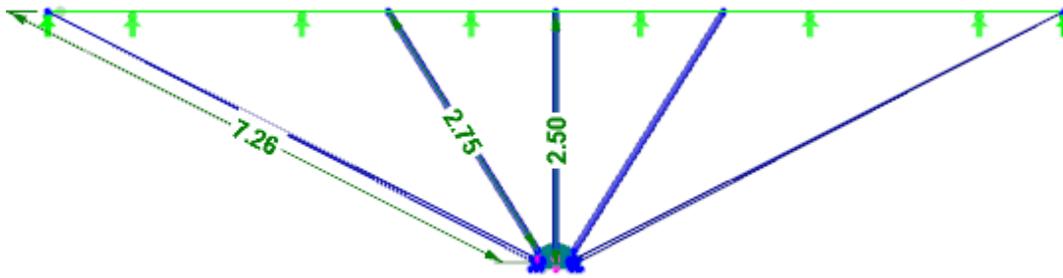


Abb. 1.2 Variante 1: statisches System - Ansicht in x-Richtung mit den Abmessungen

## 1.2 Variante 2

Bei der zweiten Variante ist die BSP-Decke in fünf Achsen in Haupttragrichtung zweifach unterspannt. Die Unterspannungsebenen befinden sich in einem Abstand von 2,0 m voneinander. Die Druckstrebe wird in zwei Teilen aufgelöst und in Quertragrichtung geneigt an die BSP-Decke angeschlossen. Damit wird das Ausweichen aus der Ebene verhindert. Der Tiefpunkt der Unterspannung liegt nur 1,0 m unterhalb der BSP-Decke.

Das statische System sieht in der isometrischen Ansicht und in der Ansicht in y-Richtung folgendermaßen aus:

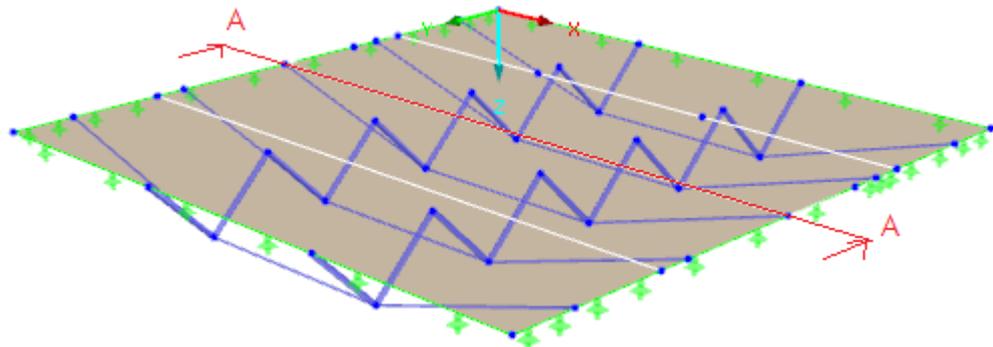


Abb. 1.3 Variante 2: statisches System in der isometrischen Ansicht

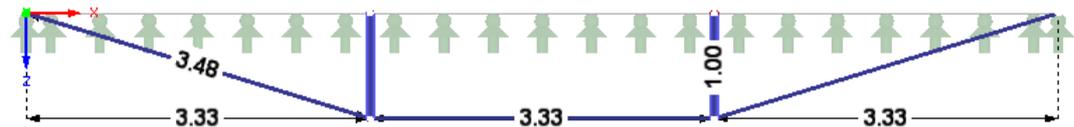


Abb. 1.4 Variante 2: statisches System - Schnitt A-A

### 1.3 Variante 3

Die dritte Variante ist der zweiten ähnlich, mit dem Unterschied, dass die Druckstreben in Haupttragrichtung unter einem Winkel von  $45^\circ$  und nicht in Quertragrichtung geneigt sind. Die BSP-Decke besitzt in diesem Fall zwei Unterspannungsebenen, wobei die BSP-Decke in jeder Ebene zweifach unterspannt ist. Der Tiefpunkt der Unterspannung liegt nur 1,0 m unterhalb der BSP-Decke. Das statische System ist in der Abb. 1.5 und Abb. 1.6 zu sehen.

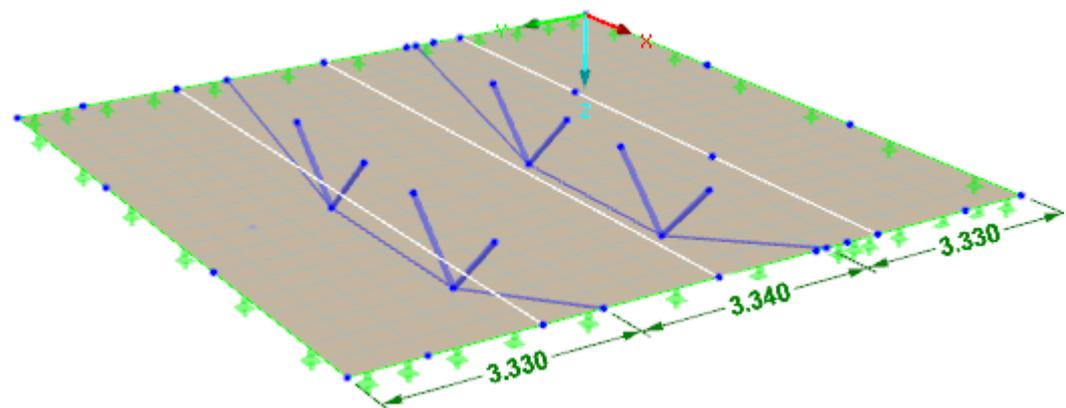


Abb. 1.5 Variante 3: statisches System in der Perspektive



Abb. 1.6 Variante 3: statisches System in der Ansicht

## 1.4 Variante 4

Die Variante 4 hat im Grundriss den gleichen Raster wie die Variante 3. Die Unterspannung setzt sich eigentlich aus zwei Druckstreben und vier Zugstäben, welche am Rand und in der Mitte mit der BSP-Decke verbunden sind, zusammen. Am Tiefpunkt sind die Stäbe mit einem Zugband miteinander verbunden (s. Abb. 1.7 und Abb. 1.8)

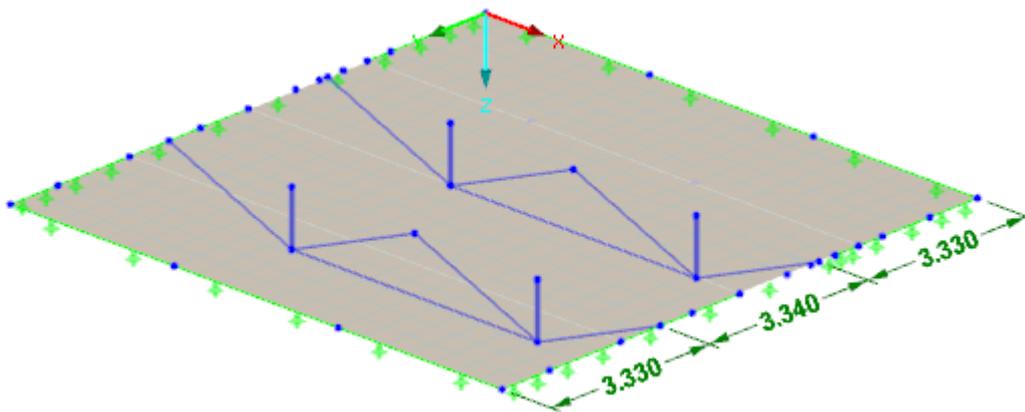


Abb. 1.7 Variante 4: statisches System in der Perspektive

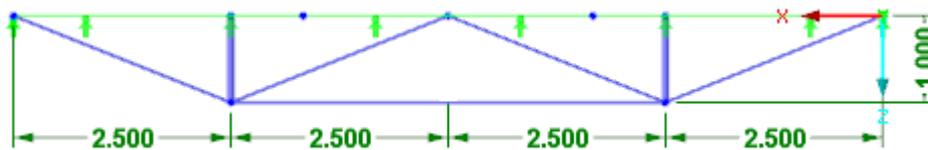


Abb. 1.8 Variante 4: statisches System in der Ansicht

## 1.5 Variante 5

Die Variante 5 stellt eine ungewöhnliche Unterspannungsform dar. Die Druckstreben werden in Haupttragrichtung unter einem Winkel von  $45^\circ$  zueinander geneigt und treffen in der Deckenmitte zusammen (s. Abb. 1.9 und Abb. 1.10). Der Tiefpunkt der Unterspannung liegt 1,0 m unterhalb der BSP-Decke. Die Unterspannungsebenen befinden sich in einem Abstand von 2,0 m voneinander.

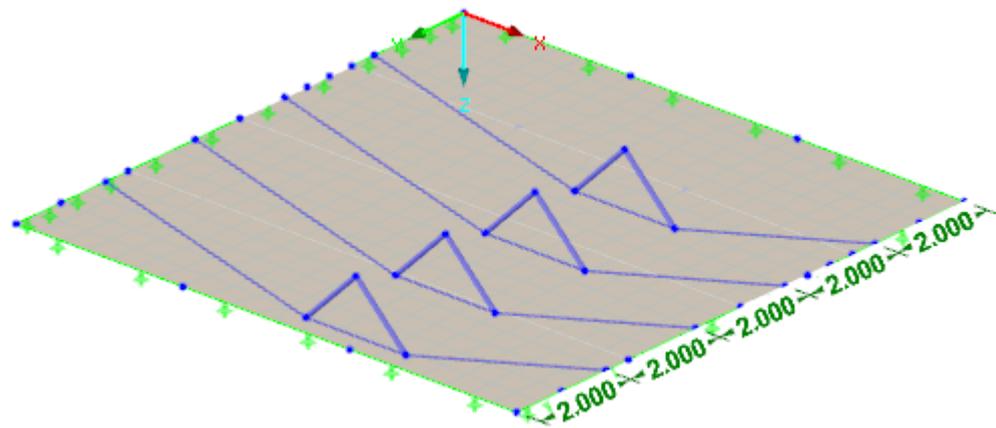


Abb. 1.9 Variante 5: statisches System in der Perspektive

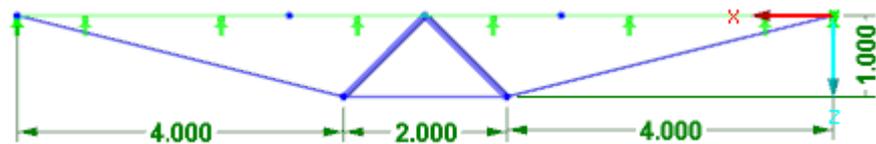


Abb. 1.10 Variante 5: statisches System in der Ansicht

Zunächst werden alle Varianten für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berechnet (Durchbiegung und Schwingung) und miteinander verglichen. Danach erfolgt der Ausschluss von vier der fünf Varianten und die komplette statische Analyse der ausgewählten Variante (ULS-Berechnung und Detailausbildung).

## 2 Berechnung der Varianten 1 bis 5 für 10 m Spannweite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Folgenden wird die SLS-Berechnung an einem Deckenelement mit den Abmessungen 10 x 10 m für alle fünf Varianten aufgezeigt. Es wird immer der gleiche Schichtaufbau genommen.

Die 10 x 10 Meter BSP-Decke setzt sich aus vier Teilen zusammen, da es nicht möglich ist, diese Dimension als BSP-Einzelement herzustellen. Die Breite jedes Elements beträgt daher 2,5 m. Die Decken werden längs über einen biegesteifen Querstoß verbunden (s. folgende Abbildung). Damit wird die Übertragung sowohl der Querkraft als auch des Momentes möglich.

Die BSP-Decke ist vierseitig linienartig gelenkig gelagert. Die BSP-Decke aus Nadelholz C24 ist 150 mm dick und besteht aus 5 Schichten (15/25,25/20/25,25/15). Dieser Schichtaufbau wird nicht für praktische Zwecke verwendet, sondern stellt eine theoretische Überlegung dar. Dieser Schichtaufbau wird deshalb gewählt, da für die Lastabtragung bei einer quadratischen Decke die Biegesteifigkeiten in beiden Richtungen nahezu gleich groß sein sollten.

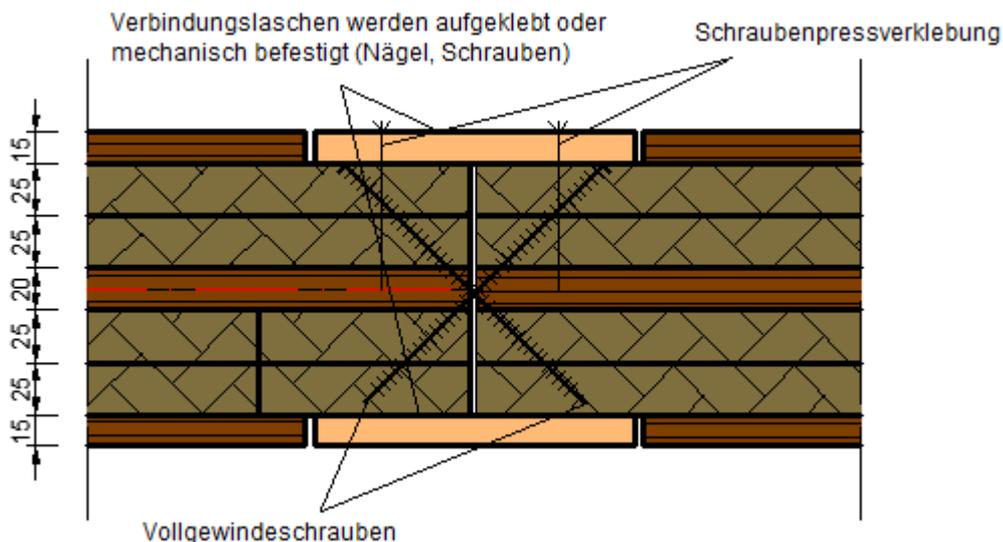


Abb. 2.1 biegesteifer Verbund der BSP-Deckenelemente

Die Ergebnisse der Durchbiegungs- und der Schwingungsberechnung werden direkt aus dem RFEM-Programm entnommen.

Für die statische Berechnung der Schnittgrößen ist es zuerst notwendig, die Querschnittswerte zu ermitteln.

## 2.1 Querschnittswerte

Die Querschnittswerte der BSP-Decke sind in den folgenden zwei Tabellen dargestellt.

Brettsper Holz		Stärke: 150 mm	Aufbau: 5 - schichtig			HAUPTTRAGRICHTUNG					
#	b [cm]	h [cm]	E-Modul [kN/cm <sup>2</sup> ]	n <sub>i</sub> [-]	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	e <sub>i</sub> [cm]	n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub> [cm <sup>3</sup> ]	n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub> <sup>2</sup> [cm <sup>4</sup> ]	J <sub>i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	n <sub>i</sub> · J <sub>i</sub> [cm <sup>4</sup> ]
n	5	1,50	1100	1,00	150	150,00	14,25	2137,50	30459,38	28,13	28,13
	4	100	0	0,00	500	0,00	11,00	0,00	0	1041,67	0,00
	3	100	1100	1,00	200	200,00	7,50	1500,00	11250	66,67	66,67
	2	100	0	0,00	500	0,00	4,00	0,00	0	1041,67	0,00
	1	100	1100	1,00	150	150,00	0,75	112,50	84,375	28,13	28,13
					1500	500,00		3750,00	41793,75		122,92
					Σ A <sub>i</sub>	Σ n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub>		Σ n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub>	Σ n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub> <sup>2</sup>		Σ n <sub>i</sub> · J <sub>i</sub>

$n_i = \frac{E_i}{E_{bez}}$        $E_{bez}: 1100 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

**z<sub>s</sub>: 7,5 [cm]**       $z_s = \frac{\sum n_i \cdot A_i \cdot e_i}{\sum n_i \cdot A_i}$

**J<sub>1-1</sub>: 41917 [cm<sup>4</sup>]**       $J_{1-1} = \sum n_i \cdot J_i + \sum n_i \cdot A_i \cdot e_i^2$

**J<sub>eff</sub>: 13792 [cm<sup>4</sup>]**       $J_{eff} = J_{Sp-Sp} = J_{1-1} - z_s^2 \cdot \sum n_i \cdot A_i$

**Steifigkeiten:**

**k<sub>eff</sub>: 15170833**       $k_{eff} = E_{bez} \cdot J_{eff}$

**(E<sup>\*</sup>A)<sub>eff</sub>: 550000**       $(E \cdot A)_{eff} = E_{bez} \cdot A_{eff}$

Tab. 2.1 Querschnittswerte einer 5-schichtigen BSP-Decke in Haupttragrichtung

**Brettsper Holz    Stärke: 150 mm    Aufbau: 5 - schichtig    QUERTRAGRICHTUNG**

$$n_i = \frac{E_i}{E_{bez}} \quad E_{bez}: 1100 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

#	b [cm]	h [cm]	E-Modul [kN/cm <sup>2</sup> ]	n <sub>i</sub> [-]	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	e <sub>i</sub> [cm]	n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub> [cm <sup>3</sup> ]	n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub> <sup>2</sup> [cm <sup>4</sup> ]	J <sub>i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	n <sub>i</sub> · J <sub>i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	
5	100	1,5	0	0,00	150	0,00	14,25	0,00	0	28,13	0,00	
4	100	5,0	1100	1,00	500	500,00	11,00	5500,00	60500	1041,67	1041,67	
3	100	2,0	0	0,00	200	0,00	7,50	0,00	0	66,67	0,00	
2	100	5,0	1100	1,00	500	500,00	4,00	2000,00	8000	1041,67	1041,67	
1	100	1,5	0	0,00	150	0,00	0,75	0,00	0	28,13	0,00	
					<b>1500</b>	<b>1000,0</b>		<b>7500,00</b>	<b>68500,00</b>		<b>2083,33</b>	
					Σ A <sub>i</sub>	Σ n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub>		Σ n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub>	Σ n <sub>i</sub> · A <sub>i</sub> · e <sub>i</sub> <sup>2</sup>		Σ n <sub>i</sub> · J <sub>i</sub>	

$$z_s: 7,5 \text{ [cm]} \quad z_s = \frac{\sum n_i \cdot A_i \cdot e_i}{\sum n_i \cdot A_i}$$

$$J_{1-1}: 70583 \text{ [cm}^4\text{]} \quad J_{1-1} = \sum n_i \cdot J_i + \sum n_i \cdot A_i \cdot e_i^2$$

$$J_{eff}: 14333 \text{ [cm}^4\text{]} \quad J_{eff} = J_{Sp-Sp} = J_{1-1} - z_s^2 \cdot \sum n_i \cdot A_i$$

Steifigkeiten:

$$K_{eff}: 15766667 \text{ [kNcm}^2\text{]} \quad k_{eff} = E_{bez} \cdot J_{eff}$$

$$(E \cdot A)_{eff}: 1100000 \text{ [kN]} \quad (E \cdot A)_{eff} = E_{bez} \cdot A_{eff}$$

Tab. 2.2    Querschnittswerte einer 5-schichtigen BSP-Decke in Quertragrichtung

Die Querschnittswerte werden für die Berechnung der Steifigkeitsmatrix benötigt, die mit folgenden Formeln zu ermitteln ist:

**Biegung**

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & D_{45} \\ 0 & 0 & 0 & D_{54} & D_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial\varphi_y / \partial x \\ -\partial\varphi_x / \partial y \\ \partial\varphi_y / \partial y - \partial\varphi_x / \partial x \\ \partial w / \partial x + \varphi_y \\ \partial w / \partial y - \varphi_x \end{Bmatrix}$$

**Membrankräfte**

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ q_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial u / \partial y - \partial v / \partial x \end{Bmatrix}$$

Abb. 2.2 Steifigkeitsmatrix für Biegung und Membrankräfte [1]

$$\begin{aligned} D_{11} &= E_x \cdot J_{x, \text{eff}} & D_{33} &= \frac{\Phi}{100} \cdot \frac{G_{0, \text{mean}} \cdot h_{\text{ges}}^3}{12} \\ D_{22} &= E_y \cdot J_{y, \text{eff}} & D_{44} &= \frac{(G_{0, \text{mean}} \cdot h_x + G_{90, \text{mean}} \cdot h_y)}{\kappa} \\ D_{12} &= 0 & D_{55} &= \frac{(G_{90, \text{mean}} \cdot h_x + G_{0, \text{mean}} \cdot h_y)}{\kappa} \\ d_{11} &= E_x \cdot h_x & d_{12} &= 0 \\ d_{22} &= E_y \cdot h_y & d_{33} &= h_{\text{ges}} \cdot \left[ \frac{G_{0, \text{mean}}}{1 + 6 \cdot \left( 0,32 \cdot \left( \frac{t}{a} \right)^{-0,77} \right) \cdot \left( \frac{t}{a} \right)^2} \right] \end{aligned}$$

Abb. 2.3 Formel zur Berechnung der Elemente der Steifigkeitsmatrix [1]

Dabei ist

$\kappa$  ...Schubkorrekturfaktor

$\Phi$  ..Abminderungsfaktor für die Drillsteifigkeit der homogenen Grundstruktur

$\Phi = 40 \sim 90$  [8]

Mit

$G_{0, \text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$  und

$G_{90, \text{mean}} = 50 \text{ N/mm}^2$  beträgt die gesuchte Steifigkeitsmatrix:

$$D_{11} = 11 \cdot 10^6 \cdot 1,3792 \cdot 10^{-4} = 1517 \text{ kNm}$$

$$D_{12} = 0$$

$$D_{22} = 11 \cdot 10^6 \cdot 1,4333 \cdot 10^{-4} = 1577 \text{ kNm}$$

$$D_{33} = \frac{40}{100} \cdot \frac{690 \cdot 10^3 \cdot 0,15^3}{12} = 78 \text{ kNm}$$

$$D_{44} = \frac{690 \cdot 10^3 \cdot 0,05 + 50 \cdot 10^3 \cdot 0,10}{4,12} = 9587 \text{ kNm}$$

$$D_{55} = \frac{50 \cdot 10^3 \cdot 0,05 + 690 \cdot 10^3 \cdot 0,10}{4,12} = 17354 \text{ kNm}$$

$$d_{11} = 11 \cdot 10^6 \cdot 0,05 = 550000 \text{ kN}$$

$$d_{12} = 0$$

$$d_{22} = 11 \cdot 10^6 \cdot 0,10 = 1100000 \text{ kN}$$

$$d_{33} = 0,15 \cdot \left[ \frac{690 \cdot 10^3}{1 + 6 \cdot \left(0,32 \cdot \left(\frac{3}{15}\right)^{-0,77}\right) \cdot \left(\frac{3}{15}\right)^2} \right] = 81805 \text{ kN}$$

Die Steifigkeitsmatrix wird ins Programm RFEM eingegeben (s. Abb. 2.4). So wird die Platte biaxial beansprucht.

Flächensteifigkeit bearbeiten - Orthotrop

Allgemein Definiert mittels Steifigkeitsmatrix **Steifigkeitsmatrix** Transformierte Steifigkeitsmatrix

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Biegung und Torsion)

D11:	<input type="text" value="1517.000"/> [kNm]	D12:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm]	D13:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm]
		D22:	<input type="text" value="1577.000"/> [kNm]	D23:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm]
				D33:	<input type="text" value="78.000"/> [kNm]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Schub)

D44:	<input type="text" value="9587.000"/> [kN/m]	D45:	<input type="text" value="0.000"/> [kN/m]
		D55:	<input type="text" value="17354.000"/> [kN/m]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Membran)

D66:	<input type="text" value="550000.000"/> [kN/m]	D67:	<input type="text" value="0.000"/> [kN/m]	D68:	<input type="text" value="0.000"/> [kN/m]
		D77:	<input type="text" value="1.1000E+06"/> [kN/m]	D78:	<input type="text" value="0.000"/> [kN/m]
				D88:	<input type="text" value="81805.000"/> [kN/m]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Exzentrizitätseinwirkungen)

D16:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm/m]	D17:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm/m]	D18:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm/m]
		D27:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm/m]	D28:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm/m]
				D38:	<input type="text" value="0.000"/> [kNm/m]

Abb. 2.4 Eingabe der Steifigkeitsmatrix der 5-schichtigen BSP-Decke

## 2.2 Lasten

Die Lasten, die auf das Deckenelement mit Büronutzung einwirken, sind das Eigengewicht und die Nutzlast.

## 2.3 Eigengewicht

Das Eigengewicht einer Konstruktion setzt sich aus dem Eigengewicht von tragenden und nicht tragenden Elementen zusammen. Das Eigengewicht einer Decke besteht aus dem Eigengewicht der Decke selbst und dem Bodenaufbau. Im Holzbau unterscheidet man zwischen leichtem und schwerem Deckenaufbau. Im Weiteren werden beide Möglichkeiten graphisch dargestellt und deren Eigengewicht berechnet.

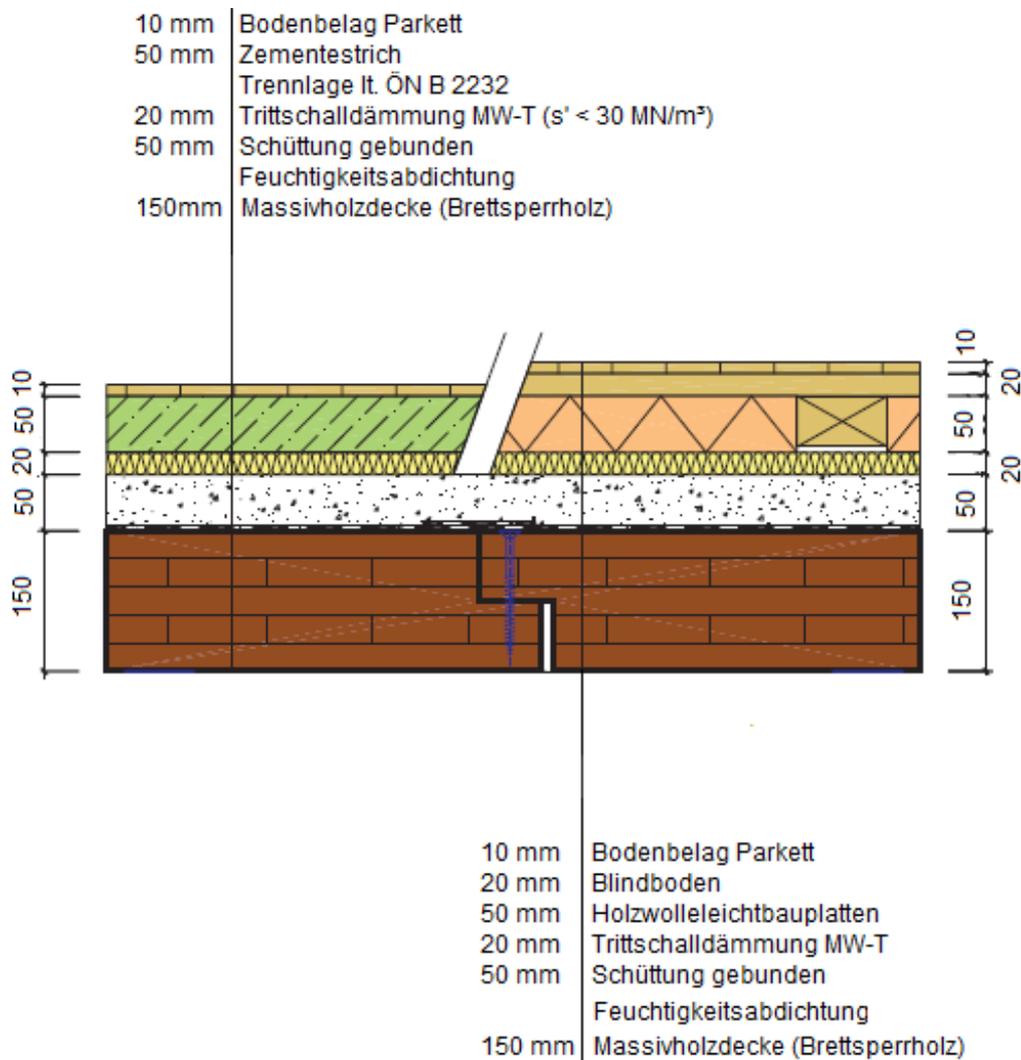


Abb. 2.5 Deckenaufbau im Schnitt; links - schwerer Aufbau, rechts - leichter Aufbau [1]

leichter Deckenaufbau		Dicke	Wichte	charakt. Einw. EG
		[cm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1	Parkett	1,00	7,00	0,07
2	Blindboden	2,00	4,00	0,08
3	Holzwolleleichtbauplatte, dazw. Polsterholz	5,00	3,60	0,18
4	Trittschalldämmung MW-T (Glasw.)	2,00	0,15	0,003
5	Schüttung gebunden	5,00	18,00	0,90
6	Feuchtigkeitsabdichtung (Kunststoff)	0,15	11,00	0,02
7	Massivholzdecke (Brettsperrholz)	15,00	4,80	0,72
		30	<b><math>g_t =</math></b>	<b>1,97</b>

Tab. 2.3 das Eigengewicht (EG) der BSP-Decke: leichter Deckenaufbau

schwerer Deckenaufbau		Dicke	Wichte	charakt. Einw. EG
		[cm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1	Parkett	1,00	7,00	0,07
2	Zementestrich	5,00	20,00	1,00
3	PAE-Folie als Schutz für Trittschalldämmung	0,01	14,00	0,001
4	Trittschalldämmung MW-T (Glasw.)	3,00	0,15	0,0045
5	Schüttung	5,00	18,00	0,90
6	Feuchtigkeitsabdichtung (Kunststoff)	0,15	11,00	0,02
7	Massivholzdecke (Brettsperrholz)	15,00	4,80	0,72
		29	<b>g<sub>k</sub> =</b>	<b>2,71</b>

Tab. 2.4 das Eigengewicht (EG) der BSP-Decke: massiver Deckenaufbau

Für die statische Berechnung wurde die Decke mit dem leichtem Bodenaufbau ausgewählt.

## 2.4 Nutzlast

Die BSP-Decke muss für Büroflächen geeignet sein. Demzufolge werden für die Nutzlast 3,0 kN/m<sup>2</sup> angesetzt. Dies wird der Kategorie B2 (Büroräume in Bürogebäuden) der ON B 1991-1-1:2011 entnommen (s. Tab. 2.5).

Wenn aufgrund der Deckenkonstruktion eine biaxiale Lastabtragung möglich ist, darf gemäß ÖNORM EN 1991-1-1:2011 das Eigengewicht der Trennwände durch eine gleichmäßig verteilte Flächenlast angesetzt werden. Der Zwischenwandzuschlag beträgt 0,8 kN/m<sup>2</sup> für versetzbare Trennwände mit einem Eigengewicht, das kleiner als 2,0 kN/m ist. Diese Last wird der Nutzlast zugeschlagen.

Nutzungskategorien		$q_k$
		kN/m <sup>2</sup>
Kategorie A	A1 für	
	- Decken	2,0
	- Treppen, Gänge, Loggien	3,0
	- Balkone	4,0
	A2	1,5
Kategorie B	B1	2,0
	B2	3,0
Kategorie C	C1	3,0
	C2	4,0
	C3	
	- C3.1	4,0
	- C3.2	5,0
	C4	5,0
	C5 für	
- Decken	5,0	
- Treppen, Gänge, Loggien	6,0	
- Balkone	6,0	
Kategorie D	D1	4,0
	D2	5,0

Tab. 2.5 Nutzlasten: Auszug aus der ON B 1991-1-1:2011 Kategorie B2 (Büroräume in Bürogebäuden) [21]

## 2. 5 Berechnung der Durchbiegung der BSP-Decke der Variante 1 mit Hilfe RFEM

Zuerst werden Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Die Durchbiegung der Platte wird infolge einer Flächenlast von 1,0 kN/m<sup>2</sup> ermittelt und danach werden entsprechende Bemessungssituationen untersucht.

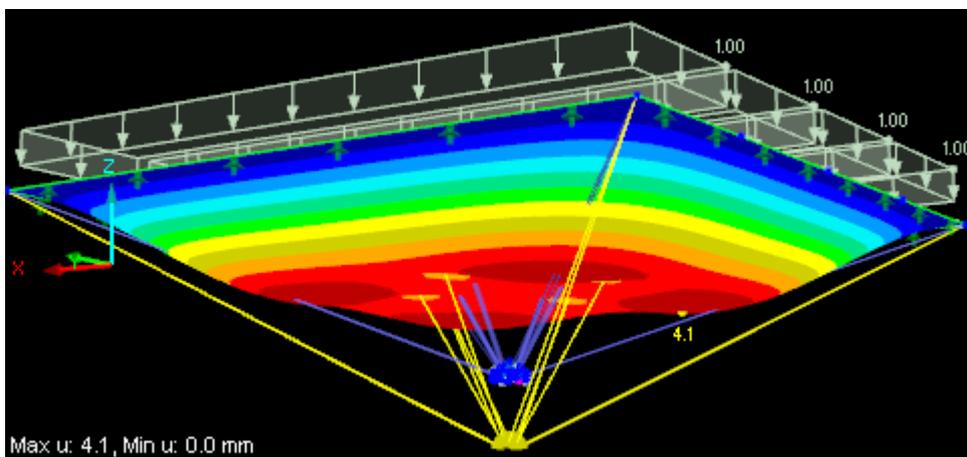


Abb. 2.6 Variante 1: maximale Durchbiegung infolge einer Einheitsgleichlast von 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Wie in der Abb. 2.6 zu sehen ist, beträgt die maximale Durchbiegung 4,1 mm infolge einer Flächenlast von 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Diese Verformung wird dann mit dem Betrag des Eigengewichts und der Nutzlast multipliziert, um auf die maßgebende Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu kommen. Bei der quasi-ständigen Bemessungssituation kommt noch der Verformungsbeiwert  $k_{def}$  ins Spiel. Aus dem BSPHandbuch [1] geht hervor, dass für Brettsperrhölzer erhöhte Verformungsbeiwerte zur Berücksichtigung der Kriechverformung in Rechnung gestellt werden sollten. Somit gilt für die Nutzungsklasse 1 ein Verformungsbeiwert von 0,8 und für die Nutzungsklasse 2 ein Verformungsbeiwert von 1,0.

„Anmerkung: Für Plattengeometrien mit hoch beanspruchten, im Verhältnis zur Plattenbreite, dicken Querlagen erscheint eine Erhöhung des  $k_{def}$ -Wertes um rund 10 - 20 % sinnvoll, d.h. für die Nutzungsklasse 1 gilt  $k_{def} = 0,85$  und für die Nutzungsklasse 2 gilt  $k_{def} = 1,10$ .“ [1]

$$g_{k,2} = g_{k,ges} - g_{k,1} = 1,97 - 0,72 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

Gemäß ÖNORM B 1995-1-1:2013 wird für die Anfangsdurchbiegung die Summe aus ständigen Einwirkungen des Bauteils ( $g_{k,1}$ ) und des Ausbaus ( $g_{k,2}$ ) in Rechnung gestellt.

„Anmerkung: Der Durchbiegungsanteil zufolge der Eigenmasse des lastabtragenden Bauteils ( $g_{k,1}$ ) darf unberücksichtigt bleiben, wenn sich diese Verformungen nicht negativ auf Ausbauten (z.B. Zwischenwände, Einbauten) auswirken.“ [29]

$$q_k = 3,80 \text{ kN/m}^2 \text{ (Nutzlast + Zwischenwandzuschlag)}$$

$$k_{def} = 0,85 \text{ (Nutzungsklasse 1 mit hoch beanspruchten Querlagen)}$$

- Nachweise:

**Charakteristische** Bemessungssituation ( $t=0$ ):  $w \leq \frac{l}{300}$

$$\Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = 4,1 \cdot (1,25 + 3,8) = 21 \text{ mm} \leq \frac{10000}{300} = 33 \text{ mm}$$

**Quasi ständige** Bemessungssituation ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{250}$

$$(\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{def}) = 4,1 \cdot (1,25 + 0,3 \cdot 3,8) \cdot (1 + 0,85) = 18 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Durchbiegung ist erfüllt.

## 2.6 Schwingungsberechnung [1], [15]

Die Schwingung kann z. B. durch Gehen oder Laufen anregt werden. Die mittlere Schrittfrequenz beträgt 2,0 Hz. Es wird das Ziel angestrebt, dass Resonanzen aus Gehen oder Laufen vermieden werden. Deshalb sollte man die Eigenfrequenz der Decke mög-

lichst hoch wählen. Bei BSP-Decken mit großen Spannweiten ist zumeist der Schwingungsnachweis bemessungsrelevant. Dies wird dadurch verursacht, da sich die dynamische Eigenschaft der Decke bei Erhöhung der Spannweite verschlechtert, und die Eigenfrequenz der Decke abnimmt.

Die Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten, wie z.B. Wohnungstrenndecken, durchlaufende Decken etc., mit einer Eigenfrequenz von mehr als 8,0 Hz, wurden in die Schwingungsklasse 1 eingestuft. Die Decken innerhalb einer Nutzungseinheit, wie z. B. Decken in Einfamilienhäusern, mit einer Eigenfrequenz von mehr als 6,0 Hz wurden als Schwingungsklasse 2 klassifiziert. Liegt eine Decke unterhalb der angeführten Grenzen, ist eine genauere Untersuchung zu führen, welche die Nachweisführung der Schwingungsbeschleunigung einschließt.

Eine Zusammenfassung der oben beschriebenen Bemessungsregeln ist in der Tab. 2.6 zu sehen. Hier werden zwei Schwingungsklassen mit ihren Kriterien angeführt.

Einbaulage und Bewertung	Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten (Bewertung 1,0 bis 1,5)	Decken innerhalb einer Nutzungseinheit (Bewertung 1,5 bis 2,5)
Im Rahmen des Vorhabens untersuchte Raumnutzung	z. B. Flure mit kurzen Spannweiten z. B. für Nutzungen als Wohnungstrenndecken in Mehrfamilienhäusern, Decken in Büros mit PC- Nutzung oder Besprechungsräumen	z. B. Decken in üblichen Einfamilienhäusern, Decken im Bestand, oder mit Zustimmung des Bauherren
Beschreibung der Empfindungen des Schwingungsverhaltens	Schwingungen werden gar nicht oder nur gering spürbar, wenn man sich darauf konzentriert und nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar, jedoch nicht als störend empfunden.
Frequenzkriterium $f_e \geq f_{grenz}$	$f_{grenz} = 8 \text{ Hz}$	$f_{grenz} = 6 \text{ Hz}$
Steifigkeitskriterium $w(2\text{kN}) \leq w_{grenz}$	$w_{grenz} = 0,5 \text{ mm}$	$w_{grenz} = 1,0 \text{ mm}$
genauere Untersuchung nur, wenn $f_e < f_{grenz}$	$f_{min} \leq f_e < f_{grenz}$ mit $f_{min} = 4,5 \text{ Hz}$ und $a_{grenz} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$f_{min} \leq f_e < f_{grenz}$ mit $f_{min} = 4,5 \text{ Hz}$ und $a_{grenz} = 0,10 \text{ m/s}^2$

Tab. 2.6 Zusammenfassung der Bemessungsregeln mit ihren Anforderungen nach dem Vorschlag von Hamm/Richter [1]

Im Weiteren wird der neueste Entwurf der ÖNORM B 1995-1-1:2013 mit der Tab. 2.6 verglichen.

### Steifigkeitskriterium

Gemäß der neuen Entwurfsfassung der ÖNORM B 1995-1-1:2013 ist die größte vertikale Durchbiegung infolge einer an ungünstigster Stelle wirkenden Einzelkraft  $F = 1 \text{ kN}$  (alt:  $F = 2 \text{ kN}$ ) zu überprüfen.

### Nachweisführung

Für die Deckenklassen I und II soll ein Mindestwert der ersten Eigenfrequenz von  $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$  eingehalten werden.

Die Grenzwerte der Durchbiegung sind der Tab. 2.7 zu entnehmen (vergleiche mit der Tab. 2.6).

Nutzungskategorien nach ÖNORM B 1991-1-1	Deckenklasse I	Deckenklasse II
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq f_{gr} = 6 \text{ Hz}$
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,50 \text{ mm}$

Tab. 2.7 Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums für Deckenklassen I und II

Für Deckenkonstruktionen mit  $f_{1, \min} \leq f_1 \leq f_{gr}$  ist noch der Nachweis der Schwingbeschleunigung zu erbringen.

Die Schwingbeschleunigung für eine an allen Rändern gelenkig gelagerte Decke wird wie folgt ermittelt:

$$\alpha_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*}$$

Dabei ist

$\alpha_{rms}$  Effektivwert der Schwingbeschleunigung in  $\text{m/s}^2$

$\alpha$  Fourierkoeffizient in Abhängigkeit von der 1. Eigenfrequenz, mit  $\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$

$F_0$  Gewichtskraft einer gehenden Person (in der Regel  $F_0 = 700 \text{ N}$ )

$\zeta$  modaler Dämpfungsgrad

$M^*$  modale Masse in  $\text{kg}$

Für Deckenkonstruktionen mit Querverteilung gilt:

$$M^* = \frac{m \cdot l \cdot b}{4}$$

Dabei ist

m Flächenmasse - Masse der ständigen Einwirkungen in kg/m<sup>2</sup>

Nutzungskategorien nach ÖNORM B 1991-1-1	Deckenklasse I	Deckenklasse II
Grenzwert für die Schwingbeschleunigung (Effektivwert)	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,10 \text{ m/s}^2$

Tab. 2.8 Grenzwerte der Schwingbeschleunigung für Deckenklassen I und II

Alle Ergebnisse zum Schwingungsnachweis der BSP-Decken werden direkt aus dem RFEM-Programm übernommen (s. Abb. 2.7).

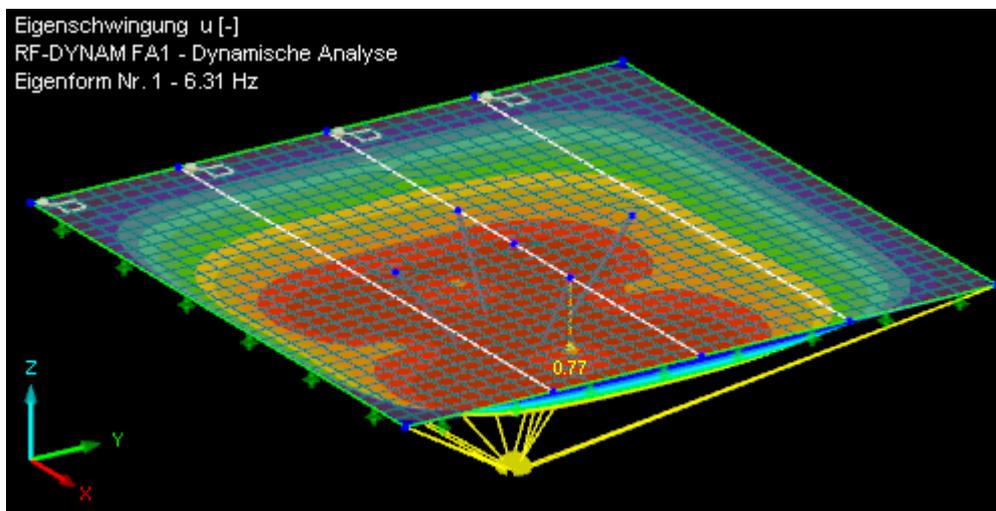


Abb. 2.7 Variante 1: kleinste Eigenfrequenz infolge Eigengewicht

Die Eigenfrequenz der BSP-Decke beträgt 6,31 Hz. Damit kann die Decke der Schwingungsklasse 2 eingeordnet werden. Somit ist der Schwingungsnachweis erfüllt.

### Steifigkeitskriterium

Aus dem RFEM-Programm bekommt man folgende Durchbiegung infolge einer Einzelkraft  $F = 1,0 \text{ kN}$  in der Deckenmitte:

$$w_{\text{stat}} = 0,23 \text{ mm} \leq 0,50 \text{ mm} \quad \text{Steifigkeitskriterium ist erfüllt!}$$

## 2.7 Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 2 mit Hilfe RFEM

Die maximale Durchbiegung beträgt in Plattenmitte 2,7 mm (s. Abb. 2.8).

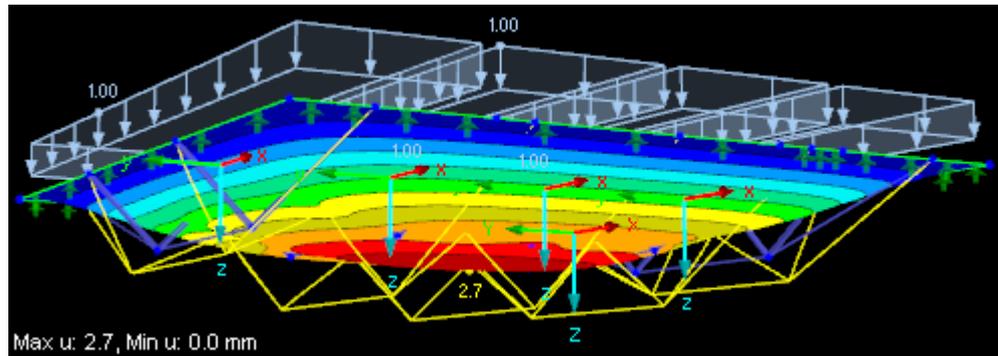


Abb. 2.8 Variante 2: maximale Durchbiegung infolge einer Einheitsgleichlast von 1,0 kN/m<sup>2</sup>

- Nachweise:

**Charakteristische Bemessungssituation** ( $t=0$ ):  $w \leq \frac{l}{300}$

$$\Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = 2,7 \cdot (1,25 + 3,8) = 14 \text{ mm} \leq \frac{10000}{300} = 33 \text{ mm}$$

**Quasi-ständige Bemessungssituation** ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{250}$

$$(\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 2,7 \cdot (1,25 + 0,3 \cdot 3,8) \cdot (1 + 0,85) = 12 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Durchbiegung ist erfüllt.

Die Eigenfrequenz der BSP-Decke beträgt rund 6,0 Hz. Somit kann die BSP-Decke der Schwingungsklasse 2 eingeordnet werden.

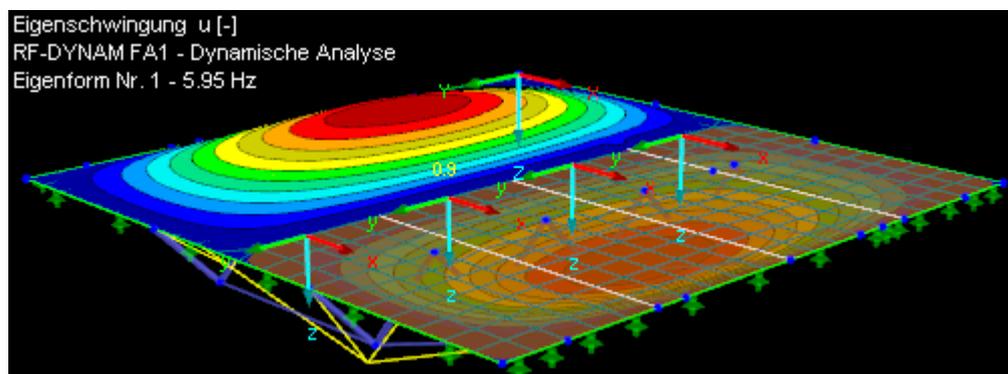


Abb. 2.9 Variante 2: kleinste Eigenfrequenz infolge Eigengewicht

### Steifigkeitskriterium

Aus dem RFEM-Programm bekommt man folgende Durchbiegung infolge einer Einzelkraft  $F = 1,0 \text{ kN}$  in der Deckenmitte:

$$w_{\text{stat}} = 0,23 \text{ mm} \leq 0,50 \text{ mm} \quad \text{Steifigkeitskriterium ist erfüllt!}$$

## 2.8 Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 3 mit Hilfe RFEM

Die maximale Durchbiegung beträgt in Plattenmitte  $4,2 \text{ mm}$  (s. Abb. 2.10).

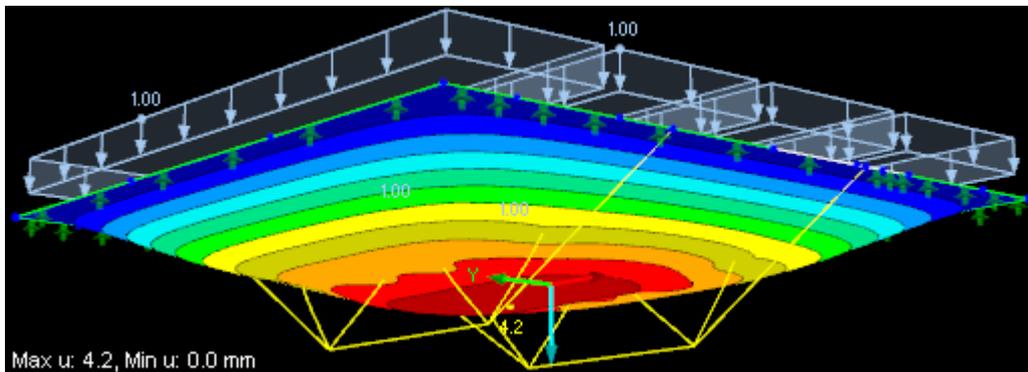


Abb. 2.10 Variante 3: maximale Durchbiegung infolge einer Einheitsgleichlast von  $1,0 \text{ kN/m}^2$

- Nachweise:

**Charakteristische** Bemessungssituation ( $t=0$ ):  $w \leq \frac{l}{300}$

$$\Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = 4,2 \cdot (1,25 + 3,8) = 21 \text{ mm} \leq \frac{10000}{300} = 33 \text{ mm}$$

**Quasi-ständige** Bemessungssituation ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{250}$

$$(\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 4,2 \cdot (1,25 + 0,3 \cdot 3,8) \cdot (1 + 0,85) = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Durchbiegung ist erfüllt.

Die Eigenfrequenz der BSP-Decke beträgt  $6,66 \text{ Hz}$ . Somit kann die BSP-Decke der Schwingungsklasse 2 eingeordnet werden.

### Steifigkeitskriterium

Aus dem RFEM-Programm bekommt man folgende Durchbiegung infolge einer Einzelkraft  $F = 1,0 \text{ kN}$  in der Deckenmitte:

$w_{\text{stat}} = 0,24 \text{ mm} \leq 0,50 \text{ mm}$  Steifigkeitskriterium ist erfüllt!

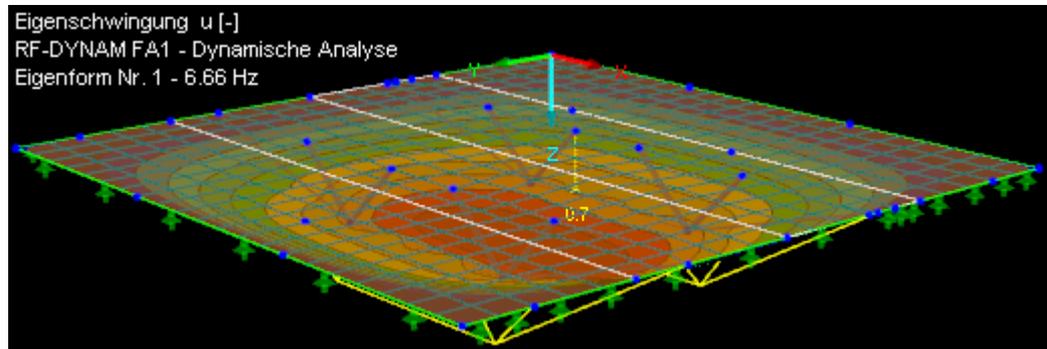


Abb. 2.11 Variante 3: kleinste Eigenfrequenz infolge Eigengewicht

## 2.9 Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 4 mit Hilfe RFEM

Die maximale Durchbiegung beträgt in Plattenmitte 4,1 mm (s. Abb. 2.12).

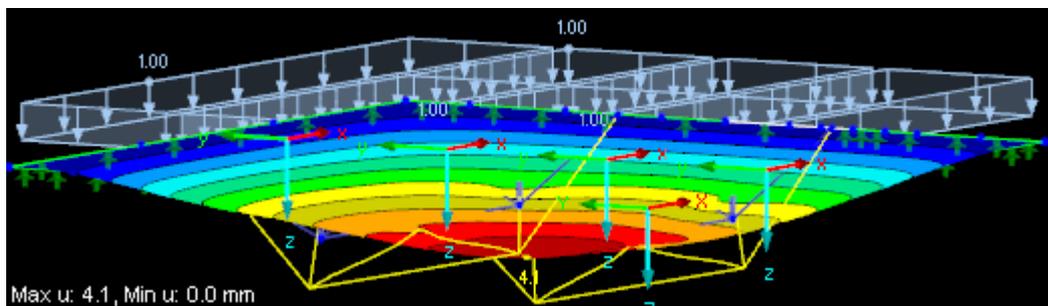


Abb. 2.12 Variante 4: maximale Durchbiegung infolge einer Einheitsgleichlast von 1,0 kN/m<sup>2</sup>

- Nachweise:

**Charakteristische** Bemessungssituation ( $t=0$ ):  $w \leq \frac{l}{300}$

$$\Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = 4,1 \cdot (1,25 + 3,8) = 21 \text{ mm} \leq \frac{10000}{300} = 33 \text{ mm}$$

**Quasi-ständige** Bemessungssituation ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{250}$

$$(\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 4,1 \cdot (1,25 + 0,3 \cdot 3,8) \cdot (1 + 0,85) = 18 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Durchbiegung ist erfüllt.

Die Eigenfrequenz der BSP-Decke beträgt 6,89 Hz. Somit kann die BSP-Decke der Schwingungsklasse 2 eingeordnet werden.

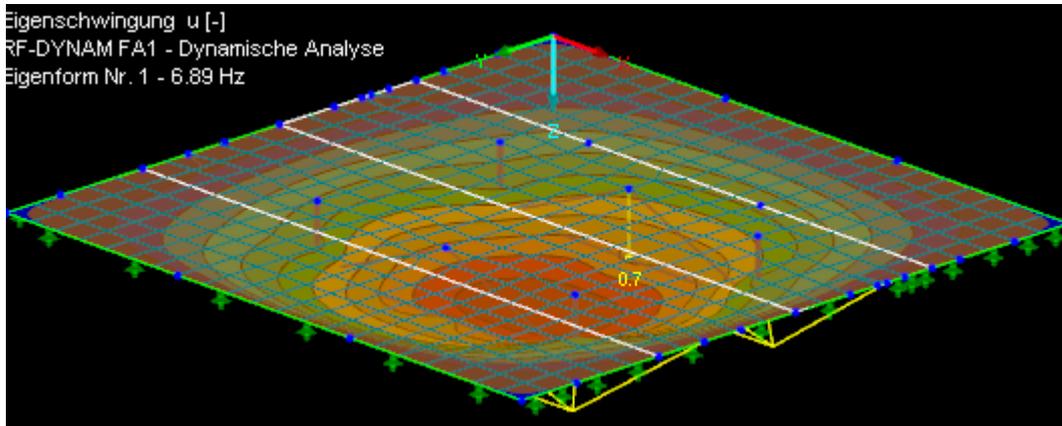


Abb. 2.13 Variante 4: kleinste Eigenfrequenz infolge Eigengewicht

### Steifigkeitskriterium

Aus dem RFEM-Programm bekommt man folgende Durchbiegung infolge einer Einzelkraft  $F = 1,0 \text{ kN}$  in der Deckenmitte:

$$w_{\text{stat}} = 0,25 \text{ mm} \leq 0,50 \text{ mm} \quad \text{Steifigkeitskriterium ist erfüllt!}$$

## 2. 10 Berechnung der Durchbiegung und der Schwingung der BSP-Decke der Variante 5 mit Hilfe RFEM

Die maximale Durchbiegung beträgt in Plattenmitte 4,7 mm (s. Abb. 2.14).

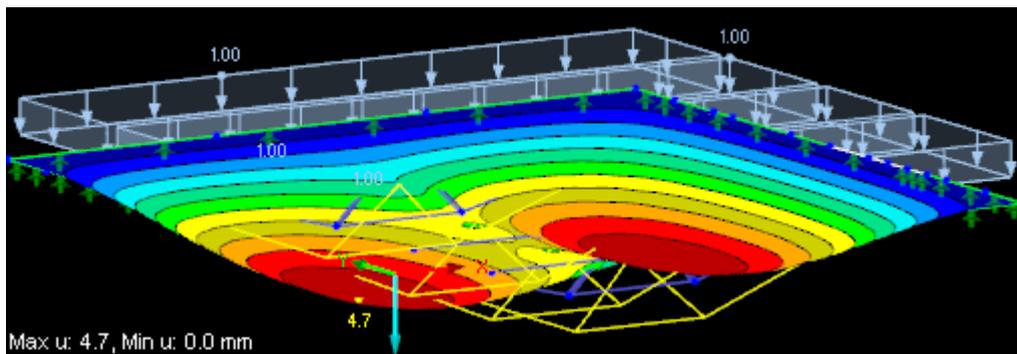


Abb. 2.14 Variante 5: maximale Durchbiegung infolge einer Einheitsgleichlast von  $1,0 \text{ kN/m}^2$

- Nachweise:

**Charakteristische Bemessungssituation ( $t=0$ ):**  $w \leq \frac{l}{300}$

$$\Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = 4,7 \cdot (1,25 + 3,8) = 24 \text{ mm} \leq \frac{10000}{300} = 33 \text{ mm}$$

**Quasi-ständige** Bemessungssituation ( $t = \infty$ ):  $w \leq \frac{l}{250}$

$$(\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \cdot (1 + k_{def}) = 4,7 \cdot (1,25 + 0,3 \cdot 3,8) \cdot (1 + 0,85) = 21 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Durchbiegung ist erfüllt.

Die Eigenfrequenz der BSP-Decke beträgt 5,88 Hz. Es ist eine genauere Untersuchung (Nachweis der Schwingungsbeschleunigung) erforderlich.

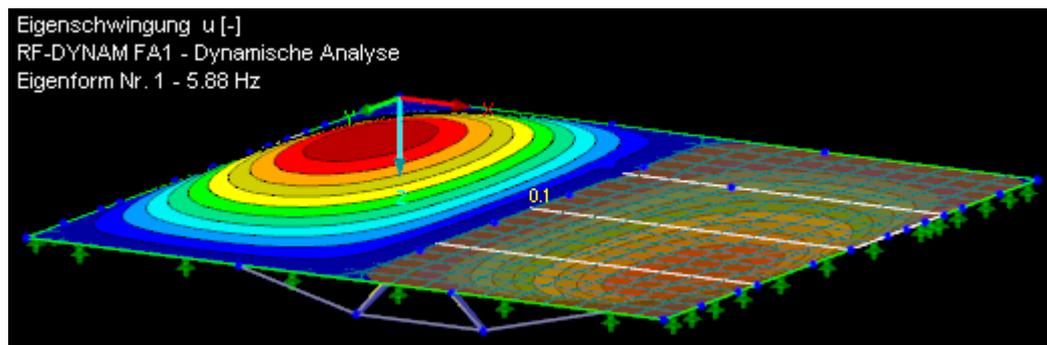


Abb. 2.15 Variante 5: kleinste Eigenfrequenz infolge Eigengewicht

### Steifigkeitskriterium

Aus dem RFEM-Programm bekommt man folgende Durchbiegung infolge einer Einzelkraft  $F = 1,0 \text{ kN}$  in der Deckenmitte:

$$w_{\text{stat}} = 0,17 \text{ mm} \leq 0,50 \text{ mm} \quad \text{Steifigkeitskriterium ist erfüllt!}$$

### Schwingungsbeschleunigung

$$\alpha_{\text{rms}} = \frac{0,4 \cdot e^{-(0,47 \cdot 5,9)} \cdot 700}{2 \cdot 0,025 \cdot 4923,75} = 0,07 \text{ m/s}^2 \leq 0,10 \text{ m/s}^2$$

**Schwingungsnachweis ist erfüllt!**

Somit kann die BSP-Decke der Schwingungsklasse 2 eingeordnet werden.

Die Ergebnisse aus der SLS-Berechnung von allen fünf Varianten werden in der Tab. 2.9 zusammengestellt.

SLS-Berechnung	maximale Durchbiegung infolge einer konstanten Einheitsgleichlast von $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$ [in mm]	kleinste Eigenfrequenz infolge Eigengewicht [in Hz]
Variante 1	4,1	6,3
Variante 2	2,7	6,0
Variante 3	4,2	6,7
Variante 4	4,1	6,9
Variante 5	4,7	5,9

Tab. 2.9 Zusammenstellung der Ergebnisse aus der SLS-Berechnung für Varianten 1 bis 5

## 2. 11 Auswahl einer Variante

Alle fünf Varianten sind ausführbar und erfüllen ihre Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird nur eine Variante ausgewählt. Insbesondere sind folgende Argumente für die Ausscheidung maßgebend:

- Variante 1 hat die niedrigste Anzahl an Stahlstäbe, die für die Unterspannung nötig sind
- Variante 1 hat den geringsten Fertigungsaufwand aufgrund der niedrigsten Anzahl an Knotenpunkten
- Variante 1 ist an unterschiedliche Deckenabmessungen am leichtesten anpassbar

Aus den oben erwähnten Gründen wird die Variante 1 zur weiteren Berechnung herangezogen. Dabei werden verschiedene Deckenabmessungen berechnet und die Ergebnisse präsentiert.

### 3 Bemessung der BSP-Decke 10 x 10 Meter im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Es werden die BSP-Decken in Variante 1 für die Abmessungen 10 x 10, 12 x 12, 15 x 15, 18 x 18 und 20 x 20 Meter berechnet. Sämtliche Ergebnisse werden am Ende des Kapitels zusammengestellt.

Im Folgenden werden Normal- und Schubspannungsnachweise durchgeführt.

Die Abb. 3.1 zeigt den Schichtaufbau und die maßgebenden Punkte (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7) für die Durchführung der Normal- und Schubspannungsnachweise.

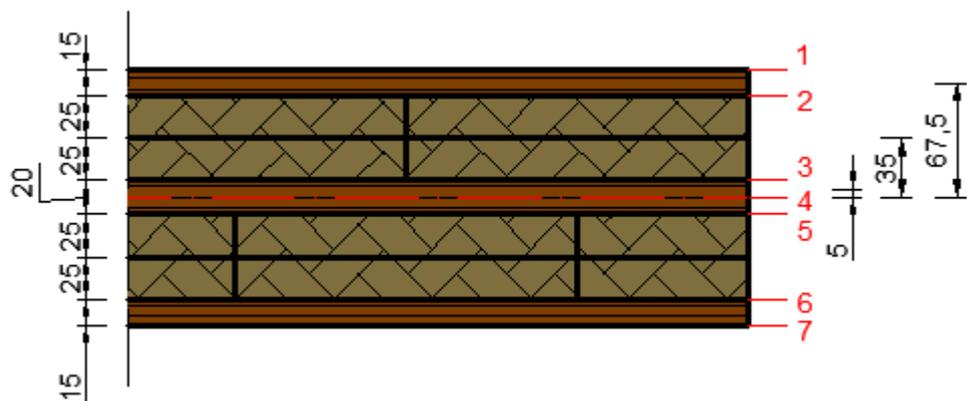


Abb. 3.1 Querschnittsaufbau der 5-schichtigen Decke:  $h_i$ -Maße (links),  $e_i$ -Maße (rechts) [Maße in mm]

#### 3.1 Normalspannungsnachweis in der Mitte der BSP-Decke

##### Querschnittswerte

Die Biegesteifigkeit des Querschnitts bezogen auf 1 m Breite ergibt sich zu:

$$K_{clt} = \sum E_i I_i + \sum (E_i A_i \cdot e_i^2)$$

Dabei ist

$K_{clt}$  Biegesteifigkeit des geschichteten Querschnitts

$I_i$  Eigenträgheitsmoment der Einzelschichten

$E_i$   $E_{0,mean}$ -Modul oder  $E_{90,mean}$ -Modul je nach Orientierung

$A_i$  Querschnittsfläche der Einzelschichten

$b$  1 m Plattenstreifenbreite

$h_i$  Höhe der Einzelschichten (s. Abmessungen in der Abb. 3.1 links)

$e_i$  Abstand zwischen Teilflächen- und Gesamtschwerpunkt (s. Abmessungen in der Abb. 3.1 rechts)

für C24 gilt:

$$E_{0, \text{mean}} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

Annahme:

$$E_{90} = 0 \text{ N/mm}^2$$

Damit kommt man zur breitenbezogenen Biegesteifigkeit, die in der Gl. 3.1 dargestellt ist.

$$K_{\text{clt}} = 11000 \cdot 1000 \cdot \left( \frac{15^3}{12} \cdot 2 + \frac{20^3}{12} + 15 \cdot 67,5^2 \cdot 2 \right) = 1,517 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad 3.1$$

### Materialkenngrößen

#### Biegefestigkeit in der Haupttragrichtung

Gemäß ETA (OIB) errechnet sich die Biegefestigkeit einer BSP-Decke in Haupttragrichtung wie folgt:

$$f_{m, \text{clt}, k} = [a_{\text{clt}} \cdot f_{t, 0, k}^{0,8}; 1,2 \cdot f_{m, k}]$$

$$a_{\text{clt}} = 3,0 \quad \text{für maschinelle Sortierung}$$

$$a_{\text{clt}} = 3,5 \quad \text{für visuelle Sortierung}$$

für C24 gilt:

$$f_{t, 0, k} = 14,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m, k} = 24,0 \text{ N/mm}^2$$

und somit ist:

$$f_{m, \text{clt}, k} = 3,5 \cdot 14,0^{0,8} = 28,90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m, \text{clt}, k} = 1,2 \cdot 24,0 = 28,80 \text{ N/mm}^2$$

Der Modifikationsbeiwert  $k_{\text{mod}}$  für Brettsperrholz ergibt sich für die Nutzungsklasse 1 mit 0,80.

Danach beträgt der Bemessungswert der Biegefestigkeit:

$$f_{m,clt,k} = [28, 90; 28, 80] = 28, 80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,clt,d} = \frac{0, 8 \cdot 28, 80}{1, 25} = 18, 43 \text{ N/mm}^2$$

Aus den Berechnungen mittels RFEM ist zu entnehmen, dass das maximale Moment 15,78 kNm und die zugehörige Normalkraft -13,72 kN im Schnitt durch die Plattenmitte in Haupttragrichtung betragen (s. Abb. 3.2).

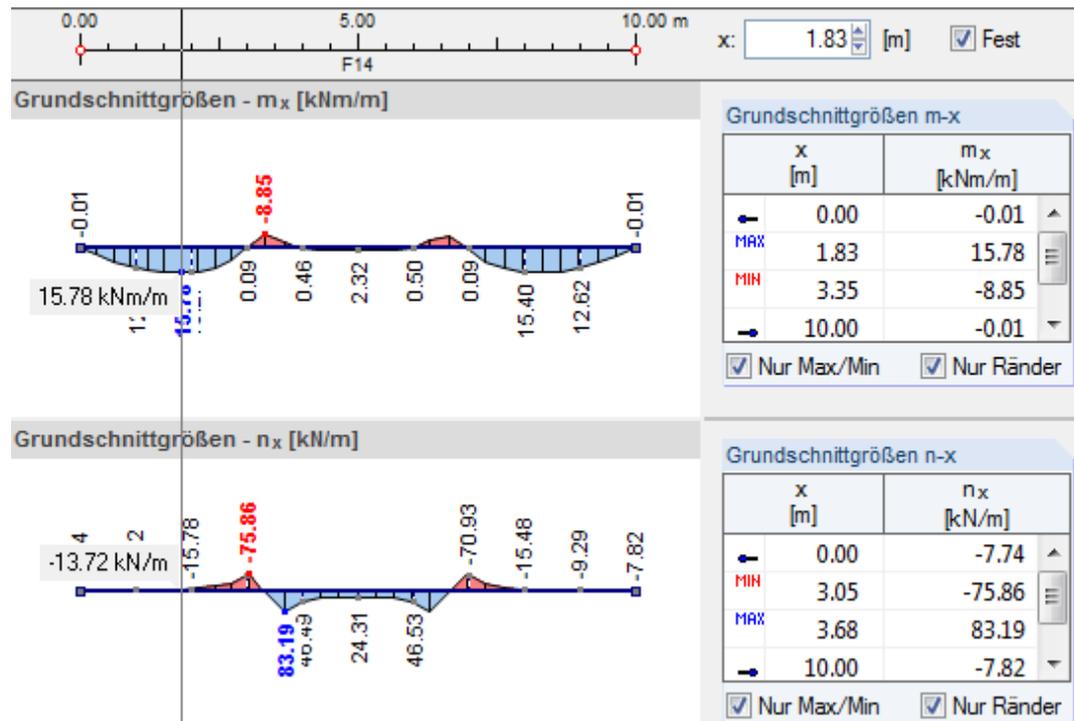


Abb. 3.2 maximales Moment und zugehörige Normalkraft im Schnitt durch die Plattenmitte an der Stelle x = 1,83 m

### Biegenormalspannungen

Die allgemeine Gleichung lautet:  $\sigma_{m,i} = \frac{M}{K_{clt}} \cdot z_i \cdot E + \frac{N}{A_{1m}}$

Die maximale Biegenormalspannung auf der Druckseite der BSP-Decke ergibt sich zu:

$$\sigma_{m,1} = \frac{15, 78 \cdot 10^6}{1, 517 \cdot 10^{12}} \cdot 75 \cdot 11000 + \frac{13, 72 \cdot 10^3}{10^3 \cdot (15 + 20 + 15)} = 8, 58 + 0, 27 = 8, 85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die maximale Biegenormalspannung auf der Zugseite der BSP-Decke ergibt sich zu:

$$\sigma_{m,7} = \frac{15, 78 \cdot 10^6}{1, 517 \cdot 10^{12}} \cdot 75 \cdot 11000 - \frac{13, 72 \cdot 10^3}{10^3 \cdot (15 + 20 + 15)} = 8, 58 - 0, 27 = 8, 31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Der neue Spannungsnullpunkt kann mittels Strahlensatz berechnet werden:

$$\frac{8,85 + 8,31}{150} = \frac{8,85}{x} \Rightarrow x = 77 \text{ mm}$$

Die Biegenormalspannungen in den Punkten 2, 3, 4, 5 und 6 können aus den geometrischen Bedingungen wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{m,2} = 8,85 \cdot \left(\frac{77-15}{77}\right) = 7,13 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m,3} = 8,85 \cdot \left(\frac{77-65}{77}\right) = 1,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m,4} = 8,85 \cdot \left(\frac{77-75}{77}\right) = 0,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m,5} = 8,31 \cdot \left(\frac{73-65}{73}\right) = 0,91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m,6} = 8,31 \cdot \left(\frac{73-15}{73}\right) = 6,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Normalspannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_d}{f_{m,cl,d}} \leq 1,0 \qquad \frac{8,85}{18,43} = 0,48 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

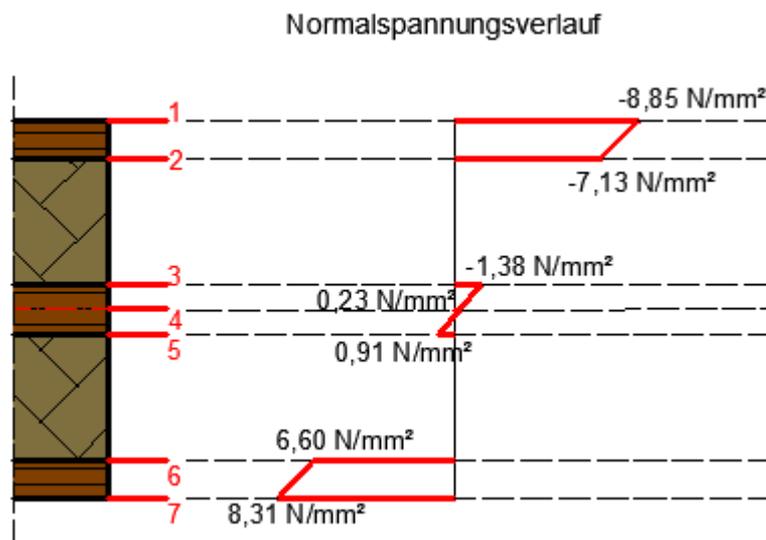


Abb. 3.3 Normalspannungsverlauf in Plattenmitte an der Stelle  $x = 1,83 \text{ m}$

### 3.2 Schub- und Rollschubspannungsnachweis im Detail 2

Da die BSP-Decke im Feldbereich an vier Stellen gelagert ist, kann nicht ein Meter Plattenstreifen für die Schubnachweise in Rechnung gestellt werden. Deswegen wird die Biegesteifigkeit des Querschnitts nicht auf 1m Breite bezogen, sondern ergibt sich zu:

$$K_{clt} = K_{clt,b} \cdot b = 11000 \cdot b \cdot \left( \frac{15^3}{12} \cdot 2 + \frac{20^3}{12} + 15 \cdot 67,5^2 \cdot 2 \right) = b \cdot 1,517 \cdot 10^9 \text{ Nmm} \quad 3.2$$

Der allgemeine Schubspannungsnachweis lautet:

$$\tau = \frac{V \cdot S_z}{I \cdot b}$$

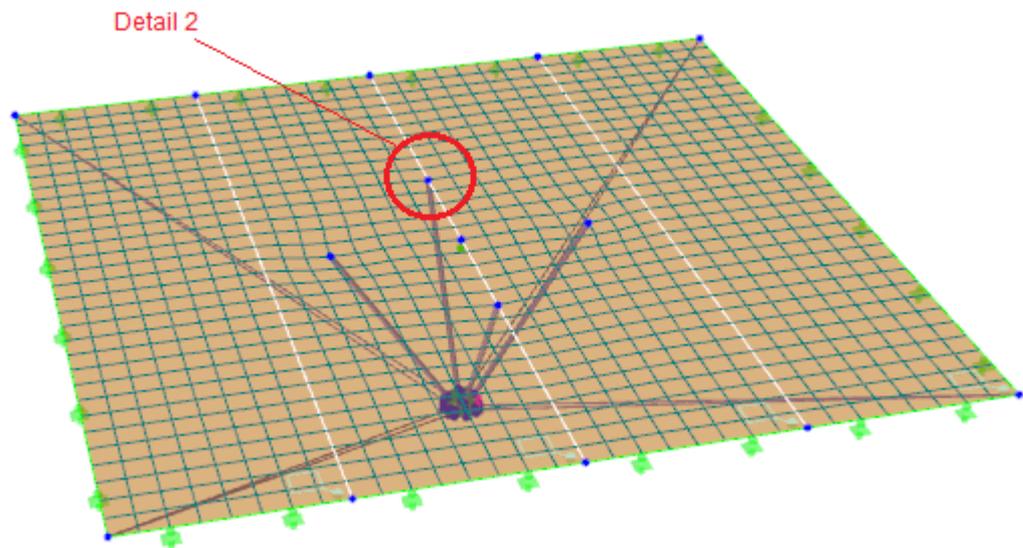


Abb. 3.4 Detail 2: Lage der Schubnachweisführung

Der Nachweis wird nicht auf einen ein Meter breiten Plattenstreifen bezogen, sondern es werden die punktuellen Stützungen mitberücksichtigt. Deswegen lautet der Schubspannungsnachweis:

$$\tau = \frac{V \cdot S_z}{I \cdot b} = \frac{V \cdot (S \cdot E)}{b \cdot K_{clt}} = \frac{V \cdot b \cdot (h \cdot e \cdot E)}{b \cdot (K_{clt,b} \cdot b)} = \frac{V \cdot (h \cdot e \cdot E)}{b \cdot K_{clt,b}} \quad 3.3$$

Für den Schub- und Rollschubnachweis wird die vertikale Komponente der größeren Druckstrebenkraft genommen:

$$F = 103,7 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Druckstab}$$

$$F_d = 103,7 \cdot \cos(33,69^\circ) = 86,3 \text{ kN} \dots \text{ vertikale Komponente der Normalkraft im Druckstab}$$

Im Gegensatz zu einachsigen Tragsystemen, bei denen die Lastabtragung hauptsächlich einachsig erfolgt, wird in diesem Fall eine zweiachsige Lastabtragung aktiviert. Der Druckstab wird an eine quadratische Stahlplatte angeschlossen, welche die Druckkraft übernimmt und auf die BSP-Decke überträgt. An dieser Stelle wird der Schub- und Rollschubnachweis durchgeführt.

Die Berechnung der mitwirkenden Breite erfolgt wie in der unten abgebildeten Skizze:

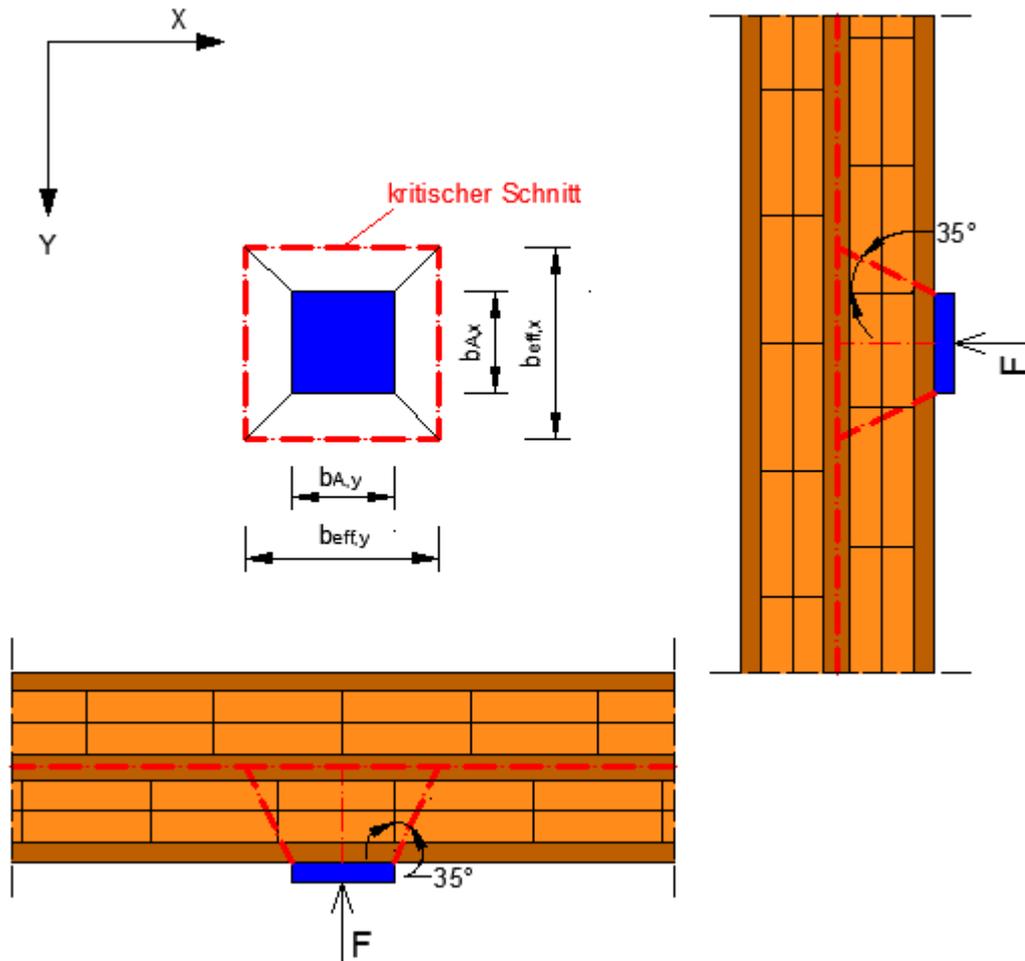


Abb. 3.5 Darstellung der mitwirkenden Breite  $b_{\text{eff},x}$  und  $b_{\text{eff},y}$  [9]

Annahme:

$$\alpha = 35^\circ \text{ [9]}$$

Die Abmessungen der quadratischen Auflagerplatte sind:

$$b_{A,x} = b_{A,y} = 17 \text{ cm.}$$

Daraus ergibt sich die mitwirkende Breite mit:

$$b_{\text{eff},x} = b_{\text{eff},y} = 17 + 2 \cdot \left( \frac{15}{2} \cdot \tan 35^\circ \right) = 27,5 \text{ cm}$$

Da die Kraft auf den Umfang bezogen wird, beträgt dieser:

$$U = 2 \cdot (b_{\text{eff},x} + b_{\text{eff},y}) = 2 \cdot (27,5 + 27,5) = 110 \text{ cm}$$

und somit ergibt sich eine Beanspruchung/Längeneinheit mit

$$V_x = V_y = \frac{F_d}{U} = \frac{86,3 \cdot 10^3}{110 \cdot 10} = 78,5 \text{ N/mm}$$

Die breitenbezogene Biegesteifigkeit beträgt gemäß Gl. 3.2:

$$K_{clt} = b \cdot 1,517 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Die Schubspannung wird gemäß Gl. 3.3 berechnet. Die Schubspannung wird an den Punkten 1, 2, 3, und 4 (s. Abb. 3.6) ermittelt.

$$\tau_1 = 0$$

$$\tau_2 = \frac{78,5 \cdot (15 \cdot 67,5 \cdot 11000)}{1,517 \cdot 10^9} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_3 = \frac{78,5 \cdot (15 \cdot 67,5 \cdot 11000 + 50 \cdot 35 \cdot 0)}{1,517 \cdot 10^9} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_4 = \frac{78,5 \cdot (15 \cdot 67,5 \cdot 11000 + 50 \cdot 35 \cdot 0 + 10 \cdot 5 \cdot 11000)}{1,517 \cdot 10^9} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

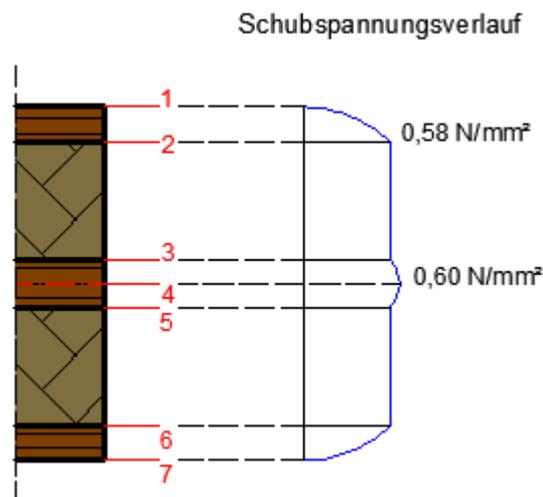


Abb. 3.6 Schubspannungsverlauf im Detail 2

### Materialkenngrößen

$$f_{v,clt,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (für BSP)}$$

$$f_{r,clt,k} = 1,25 \text{ N/mm}^2 \text{ (für BSP)}$$

$$f_{v,clt,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,clt,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 3,0}{1,25} = 1,92 \text{ N/mm}^2$$

Mestek empfiehlt in seiner Dissertation, die Rollschubfestigkeit bei sehr kleinen lokalen beanspruchten Bereichen in der Decke um 70 % zu erhöhen:

$$f_{r,clt,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{r,clt,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot (1,25 \cdot 1,7)}{1,25} = 1,36 \text{ N/mm}^2$$

- Schubspannungsnachweis in der maßgebenden Längslage

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,clt,d}} \leq 1,0 \quad \frac{0,60}{1,92} = 0,31 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Schubspannungsnachweis in der maßgebenden Querlage

$$\frac{\tau_{r,d}}{f_{r,clt,d}} \leq 1,0 \quad \frac{0,58}{1,36} = 0,43 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

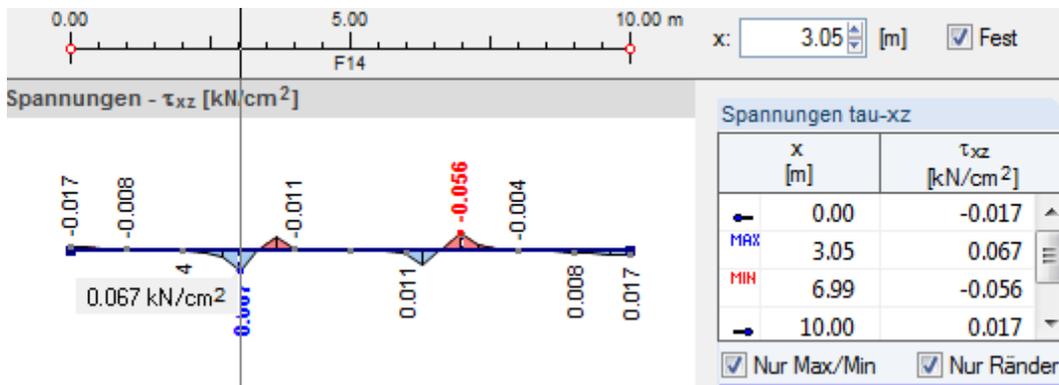


Abb. 3.7 maximale Schubspannung  $\tau_x$  an der maßgebenden Stelle

Die maximale Schubspannung aus RFEM beträgt 0,067 kN/cm<sup>2</sup> bzw. 0,67 N/mm<sup>2</sup>. Somit wird die händisch gerechnete Schubspannung von 0,60 N/mm<sup>2</sup> verifiziert.

### 3.3 Rollschubspannungsnachweis nach Mestek zum Vergleich [12]

Die Lastenleitungsfläche beträgt 0,17 m x 0,17 m.

Für den Schub- und Rollschubnachweis wird die vertikale Komponente der größeren Druckstrebenkraft genommen und diese ergibt sich zu:

$$F = 103,7 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Druckstab}$$

$$F_d = 103,7 \cdot \cos(33,69^\circ) = 86,3 \text{ kN} \dots \text{ vertikale Komponente der Normalkraft im Druckstab}$$

Der Rollschubspannungsnachweis nach Mestek lautet:

$$\frac{\tau_{r,d}}{k_{mod} \cdot \frac{k_{r,90} \cdot f_{r,k}}{\gamma_M}} \leq 1,0$$

Dabei sind

$$k_{r,90} = \min[1 + 0,35 \cdot \sigma_{c,90,k}; 1,20]$$

$$\sigma_{c,90,k} = \frac{F_d}{b_{\text{eff},x} \cdot b_{\text{eff},y}} = \frac{86,3}{27,5 \cdot 27,5} = 0,114 \text{ kN/cm}^2 = 1,14 \text{ N/mm}^2$$

wobei die mitwirkende Breite

$$b_{\text{eff},x} = b_{\text{eff},y} = 17 + 2 \cdot \left(\frac{15}{2} \cdot \tan 35^\circ\right) = 27,50 \text{ cm beträgt.}$$

Damit ergibt sich

$$k_{r,90} = \min[1,41; 1,20] = 1,20$$

Laut Mestek hängt die Verteilung der Querkräfte in Haupt- und Nebentragsrichtung nur von der Anzahl der Lagen und dem Verhältnis der Einzelschichtdicken ab. Demnach errechnet man die Querkraft in Haupttragsrichtung wie folgt:

$$V_{xz} \approx 0,33 \cdot n^{-0,1} \cdot F_d = 0,33 \cdot 5^{-0,1} \cdot 86,3 = 24,2 \text{ kN}$$

Im Folgenden kommt man auf die Schnittgrößen je Meter Elementbreite:

$$v_{xz} = \frac{V_{xz}}{b_{\text{eff},x}} = \frac{24,2}{27,5} = 0,88 \text{ kN/cm} = 88,0 \text{ N/mm}$$

Somit ergibt sich

$$\tau_{r,xz} = \frac{v_{xz}}{k_{R,x} \cdot (d_x + d_y)} = \frac{88,0}{2 \cdot (15 + 50)} = 0,68 \text{ N/mm}^2$$

wobei  $k_{R,x}$  aus der folgenden Tabelle entnommen werden kann.

Anzahl der Schichten $n$	5	7	9	11
$k_{R,x}$	2,00	2,50	3,33	3,89

Abb. 3.8 Beiwerte  $k_{R,x}$  [12]

Laut Dissertation von Mestek wird empfohlen, die Rollschubfestigkeit bei sehr kleinen beanspruchten Bereichen in der Decke um 70 % zu erhöhen.

- Nachweis:

$$\frac{\tau_{r,d}}{k_{\text{mod}} \cdot \frac{k_{r,90} \cdot f_{r,k}}{\gamma_M}} \leq 1,0 \quad \frac{0,68}{0,8 \cdot \frac{1,20 \cdot (1,25 \cdot 1,70)}{1,25}} = 0,42 \leq 1,0$$

**Nachweis in x-Richtung erfüllt!**

Somit wird der Rollschubnachweis gemäß TU Graz verifiziert, wobei eine Ausnutzung von 43 % errechnet wurde.

### 3.4 Brandnachweis

Die Bemessung der BSP-Decke im Brandfall wird mit reduziertem Querschnitt durchgeführt. Dafür wurden die Spannungen am Restquerschnitt ermittelt.

Die Lastfallkombination nach ON EN 1990:2003 für die außergewöhnliche Bemessungssituation lautet:

$$E_{d,fi} = \Sigma G_{k,i} + \Sigma(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

#### Materialkenngrößen

$$f_{m,clt,d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \cdot f_{m,clt,k}}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_{fi} = \frac{1,0 \cdot 28,80}{1,0} \cdot 1,15 = 33,12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,clt,d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \cdot f_{v,clt,k}}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_{fi} = \frac{1,0 \cdot 3,0}{1,0} \cdot 1,15 = 3,45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{r,clt,d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \cdot f_{r,clt,k}}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_{fi} = \frac{1,0 \cdot 1,25}{1,0} \cdot 1,15 = 1,44 \text{ N/mm}^2$$

Ausgangsbedingungen:

- Brandeinwirkung 60 Minuten,
- Brettsperrholz mit Fugen bis zu einer Dicke von 2 mm und
- Klebstoff temperaturbeständig.

#### Abbrandraten:

$\beta = 0,65 \text{ mm/min}$  für alle Schichten

#### Abbrandtiefe:

Zeit bis die erste Schicht abgebrannt ist:  $t = \frac{d_1}{\beta} = \frac{15}{0,65} = 23 \text{ min}$

In 23 Minuten ist die erste Schicht abgebrannt, und die Restzeit beträgt:

$$t_{\text{Rest}} = 37 \text{ min}$$

Abbrandtiefe der zweiten Schicht:

$$d_{\text{char},0} = t \cdot \beta = 37 \cdot 0,65 = 24 \text{ mm}$$

$k_0 \cdot d_0$  ... Schichtdicke zur Berücksichtigung des Einflusses der Temperatureinwirkung auf die Materialeigenschaften:  $d_0 = 7 \text{ mm}$ ,  $k_0 = 1$

Effektive Abbrandtiefe:

$$d_{\text{eff}} = d_1 + k_0 \cdot d_0 = 15 + 24 + 7 = 46 \text{ mm}$$

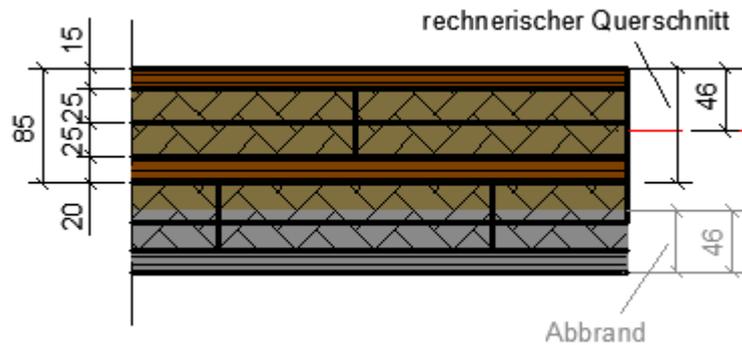


Abb. 3.9 reduzierter Querschnittsaufbau nach dem Abbrand

Widerstandswerte des Restquerschnitts

$$\text{Schwerpunkt des Restquerschnitts: } y_{\text{SP}} = \frac{15 \cdot 7,5 + 20 \cdot 75}{15 + 20} = 46 \text{ mm}$$

Mit dem neuen Schwerpunkt kommt man auf die Biegesteifigkeit des Restquerschnitts:

$$K_{\text{clt,fi}} = E_{\text{eff}} \cdot I_{\text{eff}} = E \cdot (\sum I_i + \sum (A_i \cdot e_i^2)) = E \cdot b \cdot \left( \frac{h^3}{12} + h \cdot e^2 \right)$$

$$K_{\text{clt,fi}} = 11000 \cdot 10^3 \cdot \left( \frac{15^3}{12} + \frac{20^3}{12} + 15 \cdot 38,5^2 + 20 \cdot 29^2 \right) = 440 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2 \quad 3.4$$

Die maximalen Schnittgrößen sind wiederum aus der RFEM-Berechnung zu entnehmen (s. Abb. 3.10).

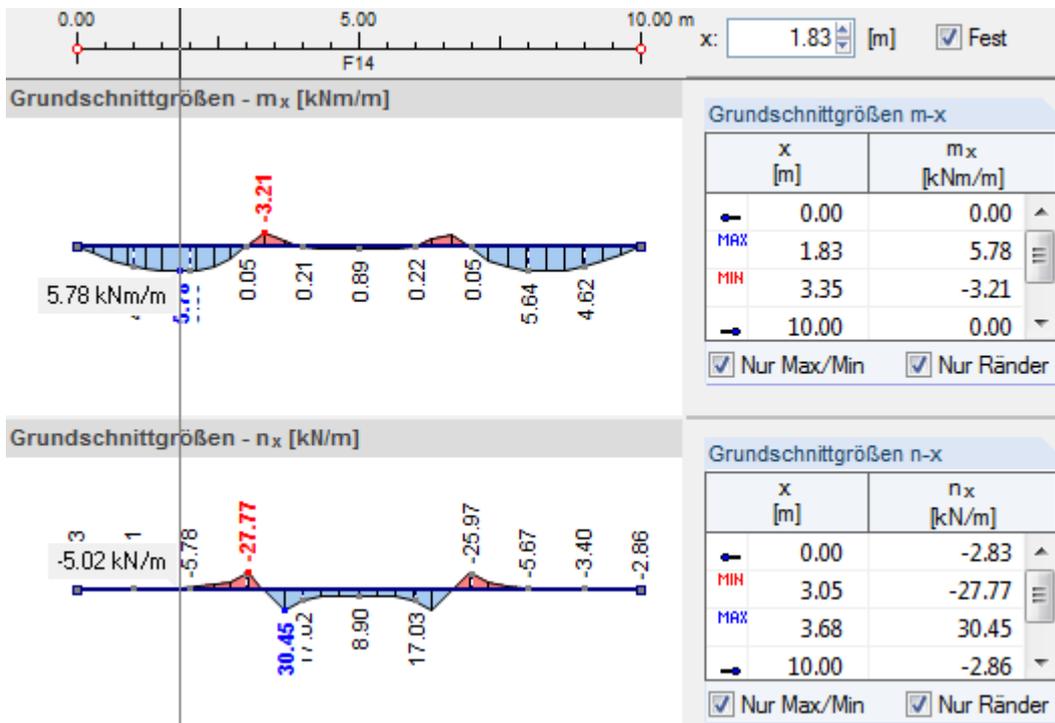


Abb. 3.10 Lastfall „Brand“: maximales Moment und zugehörige Normalkraft im Schnitt durch die Plattenmitte an der Stelle  $x = 1,83$  m

Biegenormalspannungen

Allgemeine Gleichung lautet:  $\sigma_{m,i} = \frac{M}{K_{clt}} \cdot z_i \cdot E + \frac{N}{A}$

Die maximale Biegenormalspannung auf der Druckseite der BSP-Decke ergibt sich zu:

$$\sigma_{m,1} = \frac{5,78 \cdot 10^6}{440 \cdot 10^9} \cdot \frac{46}{2} \cdot 11000 + \frac{5,02 \cdot 10^3}{10^3 \cdot (15 + 20)} = 3,32 + 0,14 = 3,46 \frac{N}{mm^2}$$

Die maximale Biegenormalspannung auf der Zugseite der BSP-Decke ergibt sich zu:

$$\sigma_{m,5} = \frac{5,78 \cdot 10^6}{440 \cdot 10^9} \cdot \frac{46}{2} \cdot 11000 - \frac{5,02 \cdot 10^3}{10^3 \cdot (15 + 20)} = 3,32 - 0,14 = 3,18 \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{d,fi}}{f_{m,clt,d,fi}} \leq 1,0 \quad \frac{3,46}{33,12} = 0,10 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

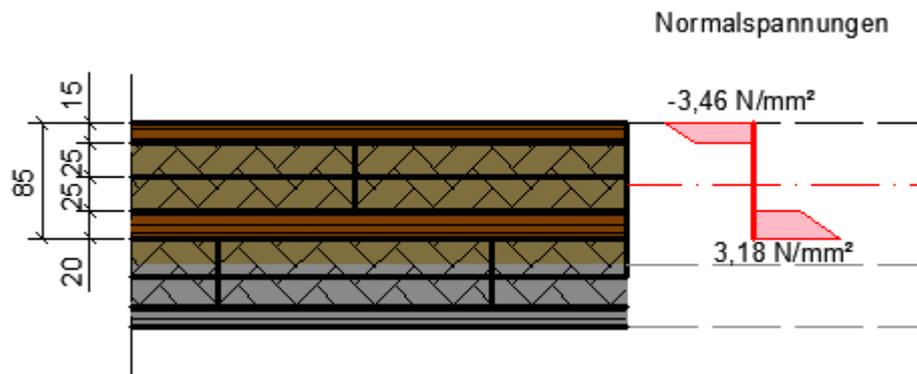


Abb. 3.11 Lastfall „Brand“: Normalspannungsverlauf in Plattenmitte an der Stelle  $x = 1,83$  m

### 3.5 Schub- und Rollschubspannungsnachweis in Detail 2 im Brandfall

Der Nachweis wird wiederum nicht auf einen ein Meter breiten Plattenstreifen bezogen, sondern es werden die punktuellen Stützungen mitberücksichtigt. Deswegen lautet der Schubspannungsnachweis:

$$\tau = \frac{V \cdot S_z}{I \cdot b} = \frac{V \cdot (S \cdot E)}{b \cdot K_{clt, b, fi}} = \frac{V \cdot b \cdot (h \cdot e \cdot E)}{b \cdot (K_{clt, fi} \cdot b)} = \frac{V \cdot (h \cdot e \cdot E)}{b \cdot K_{clt, fi}} \quad 3.5$$

Für den Schub- und Rollschubnachweis wird die vertikale Komponente der größeren Druckstrebenkraft genommen und diese ergibt sich aus RFEM zu:

$$F = 37,7 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Druckstab}$$

$$F_d = 37,7 \cdot \cos(33,69^\circ) = 31,4 \text{ kN} \dots \text{ vertikale Komponente der Normalkraft im Druckstab}$$

Die Abmessungen des quadratischen Anschlussbleches sind:

$$b_{A,x} = b_{A,y} = 17 \text{ cm.}$$

Daraus ergibt sich die mitwirkende Breite wie folgt:

$$b_{eff, x} = b_{eff, y} = 17 + 2 \cdot \left( \frac{15}{2} \cdot \tan 35^\circ \right) = 27,5 \text{ cm}$$

Da die Kraft auf den Umfang bezogen wird, beträgt dieser:

$$U = 2 \cdot (b_{eff, x} + b_{eff, y}) = 2 \cdot (27,5 + 27,5) = 110 \text{ cm}$$

und somit ist die Kraft:

$$V_x = V_y = \frac{F_d}{U} = \frac{31,4 \cdot 10^3}{110 \cdot 10} = 28,5 \text{ N/mm}$$

Die breitenbezogene Biegesteifigkeit beträgt gemäß Gl. 3.4:

$$K_{clt,b,fi} = b \cdot 440 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Die Schubspannung wird gemäß Gl. 3.5 berechnet. Die Schubspannung wird an den Punkten 1, 2, und 3 (s. Abb. 3.1) ermittelt.

$$\tau_1 = 0$$

$$\tau_2 = \frac{28,5 \cdot (15 \cdot 38,5 \cdot 11000)}{440 \cdot 10^6} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_3 = \frac{28,5 \cdot (15 \cdot 38,5 \cdot 11000 + 31 \cdot 15,5 \cdot 0)}{440 \cdot 10^6} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

- Schubspannungsnachweis in der maßgebenden Längslage

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,clt,d,fi}} \leq 1,0 \quad \frac{0,41}{3,45} = 0,12 \leq 1,0 \text{ Nachweis erfüllt!}$$

- Schubspannungsnachweis in der maßgebenden Querlage

$$\frac{\tau_{r,d}}{f_{r,clt,d,fi}} \leq 1,0 \quad \frac{0,41}{1,44} = 0,29 \leq 1,0 \text{ Nachweis erfüllt!}$$

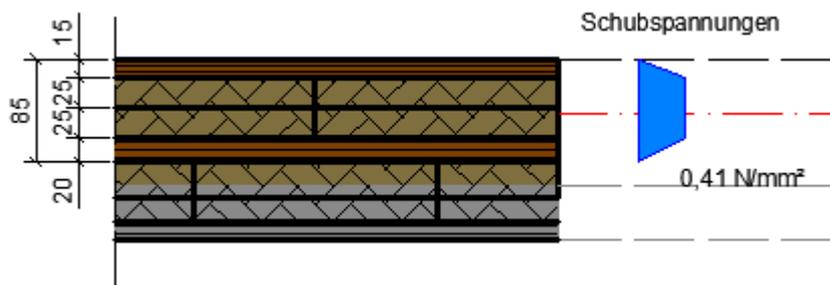


Abb. 3.12 Lastfall „Brand“: Schubspannungsverlauf im Detail 2

Alle Nachweise der BSP-Decke im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind erfüllt.

## 4 Bemessung der Unterspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 3 und Eurocode 5

### 4.1 Querschnittsnachweis der Zugstäbe

Laut ON EN 1993-1-1:2012 (Kapitel 6.2.3) ist für die zugbeanspruchten Stäbe folgender Nachweis zu erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 257,9 \text{ kN}$$

Die Querschnittsfläche des Rundstahls (RD 36) ist  $10,18 \text{ cm}^2$  und somit beträgt die Beanspruchbarkeit:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(10,18 \cdot 46,0)}{1,0} = 468,3 \text{ kN}$$

wobei die Streckgrenze des Stahls S 460 N bei einer Dicke kleiner als 40 mm  $46,0 \text{ kN/cm}^2$  beträgt. Die Stahlsorte S 460 N wurde ausgewählt, weil verschiedene Hersteller der Zugstabsysteme nur Zugstäbe mit der großen Festigkeit anbieten.

- Nachweis:

$$\frac{257,9}{468,3} = 0,55 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

### 4.2 Querschnittsnachweis der Druckstäbe

Laut ÖNORM EN 1993-1-1:2012 ist für die druckbeanspruchten Stäbe folgender Nachweis zu erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 103,7 \text{ kN}$$

Die Querschnittsfläche des Rohres (RO 76,1x4,0) beträgt  $9,06 \text{ cm}^2$  und somit ergibt sich die Beanspruchbarkeit zu:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,06 \cdot 23,5}{1,0} = 212,9 \text{ kN}$$

wobei die Streckgrenze der Stahlsorte S 235  $23,5 \text{ kN/cm}^2$  beträgt.

- Nachweis:

$$\frac{103,7}{212,9} = 0,49 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

### 4.3 Stabilitätsnachweis nach ON EN 1993-1-1:2012

Laut ON EN 1993-1-1:2012 ist für die zentrisch belasteten Druckstäbe folgender Nachweis gegen Biegeknicken zu führen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Dabei ist

$N_{Ed}$  der Bemessungswert der einwirkenden Kraft;

$N_{b,Rd}$  der Bemessungswert der Biegeknickbeanspruchbarkeit von druckbeanspruchten Bauteilen.

Die Biegeknickbeanspruchbarkeit errechnet sich wie folgt:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

wobei  $\chi$  der Abminderungsfaktor für die maßgebende Biegeknickrichtung ist, und nach folgender Gleichung ermittelt werden kann:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ aber } \chi \leq 1,0$$

Dabei ist

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{\lambda_1 \cdot i};$$

$\alpha$  - der Imperfektionsbeiwert für die maßgebende Knicklinie;

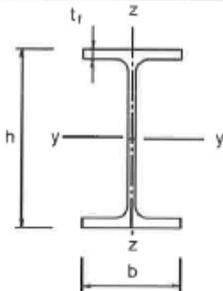
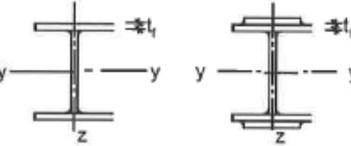
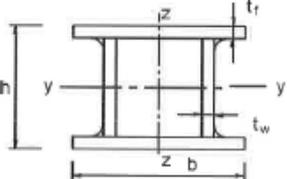
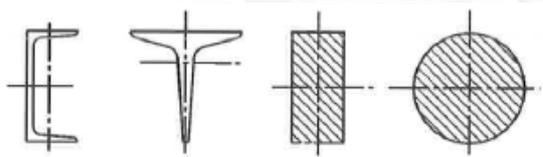
$N_{cr}$  - die ideale Verzweigungslast des maßgebenden Knickfalls.

Es wird ein rundes Hohlprofil (RO 76,1x4,0) für die Druckstäbe verwendet.

Der Imperfektionsbeiwert  $\alpha$  wird der Tab. 4.1 und Tab. 4.2 entnommen.

Knicklinie	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien [25]

Querschnitt	Begrenzungen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knicklinie		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
gewalzte I-Querschnitte 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Geschweißte I-Querschnitte 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Hohl-Querschnitte 	warmgefertigte	jede	a	a <sub>0</sub>	
	kaltgefertigte	jede	c	c	
Geschweißte Kastenquerschnitte 	allgemein (außer den Fällen der nächsten Zeile)	jede	b	b	
	dicke Schweißnähte: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	jede	c	c	
U-, T- und Vollquerschnitte 	jede	c	c		
L-Querschnitte 	jede	b	b		

Tab. 4.2 Auswahl der Knicklinie eines Querschnitts [25]

Aus der Tab. 4.1 geht heraus:  $\alpha = 0,21$

$$N_{cr} = 171,36 \text{ kN (aus RFEM)}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{9,06 \cdot 23,5}{171,36}} = 1,115$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,21(1,115 - 0,2) + 1,115^2] = 1,217$$

$$\chi = \frac{1}{1,217 + \sqrt{1,217^2 - 1,115^2}} = 0,587$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,587 \cdot 9,06 \cdot 23,5}{1,0} = 124,9 \text{ kN}$$

- Nachweis:

$$\frac{103,7}{124,9} = 0,83 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Alle Nachweise an den Stahlstäben im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind erfüllt!

## 4. 4 (Alternative zu Stahlstab) Bemessung der Holzstäbe im Grenzzustand der Tragfähigkeit laut Eurocode 5

### 4. 4. 1 Querschnittsnachweis nach ON EN 1995-1-1:2009

Laut ON EN 1995-1-1:2009 ist für die zentrisch belastete Druckstäbe der folgende Querschnittsnachweis zu führen:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1,0$$

Dabei ist

$\sigma_{c,0,d}$  Bemessungswert der Druckspannung in Faserrichtung,

$f_{c,0,d}$  Bemessungswert der Druckfestigkeit in Faserrichtung.

Die maximale Druckspannung in Faserrichtung wird aus der folgenden Formel berechnet:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$$

Die Druckkraft in der Druckstrebe (Laubholz D 70) mit einem Durchmesser von 140 mm beträgt:

$$N_d = 103,7 \text{ kN}$$

Die Querschnittsfläche beträgt:

$$A_n = 154,0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{103,7}{154,0} = 0,673 \text{ kN/cm}^2 = 6,73 \text{ N/mm}^2$$

Für D 70 gilt:

$$f_{c,0,k} = 34,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{0,8 \cdot 34,0}{1,30} = 21,76 \text{ N/mm}^2$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1,0 \quad \frac{6,73}{21,76} = 0,31 \leq 1,0 \quad \text{Querschnittsnachweis erfüllt!}$$

#### 4. 4. 2 Stabilitätsnachweis nach EN 1995-1-1:2009

Laut ON EN 1995-1-1:2009 ist für die zentrisch belasteten Druckstäbe der folgende Querschnittsnachweis zu führen:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0$$

Der Knickbeiwert  $k_{c,y}$  wird in Abhängigkeit der Schklankheit  $\lambda$  errechnet.

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

Dabei ist

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y}$$

$$l_k = l = 275,0 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1886}{154}} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{275,0}{3,5} = 78,58$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{78,58}{\pi} \sqrt{\frac{3,40}{1000}} = 1,458$$

Dabei ist

$\beta_c$  Imperfektionsbeiwert für Imperfektionen innerhalb der Grenzen

$$\beta_c = 0,2 \text{ (für Vollholz)}$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,458 - 0,3) + 1,458^2) = 1,679$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,679 + \sqrt{1,679^2 - 1,458^2}} = 0,40$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0 \qquad \frac{6,73}{0,40 \cdot 21,76} = 0,78 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Alle Nachweise der Unterspannung sind erfüllt.

Im Folgenden werden tabellarisch die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der untersuchten BSP-Decke und die Nachweise der Unterspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zusammengestellt.

Auch die Nachweise der BSP-Decken mit den Abmessungen 12 x 12 m, 15 x 15 m, 18 x 18 m, 20 x 20 m werden ermittelt und ebenfalls tabellarisch zusammengestellt. Dabei variiert die Schichtenanzahl von fünf bis elf. Die Plattenaufbauten werden so gewählt, dass die Biegesteifigkeiten in beiden Richtungen ungefähr gleich groß sind. In der Tab. 4.3 sind die Abmessungen und Konstruktionen der gerechneten BSP-Decken dargestellt.

Spannweite [m]	Dicke [mm]	Schichtenanzahl [-]	Abstand zw. Tiefpunkt und der Decke [m]
10	150	5	2,5
12	200	7	3
15	240	7	3,75
18	260	9	4,5
20	349	11	5

Tab. 4.3 Deckenmerkmale bei unterschiedlichen Spannweiten

Die BSP-Decke mit 10 m Spannweite wurde bereits in diesem Kapitel gerechnet und jede Nachweisführung dokumentiert. Auf den nächsten Seiten werden BSP-Decken mit unterschiedlichen Spannweiten samt all ihren Endergebnissen präsentiert. Auf eine Nachweisführung wird verzichtet, da diese analog der BSP-Decke mit 10 m Spannweite erfolgt.

## 5 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 10 m Spannweite

ULS-Nachweise der BSP-Decke			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	8,85	18,43	48%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,60	1,92	31%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,58	1,36	43%
Nachweise der BSP-Decke im Brandfall			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	3,47	33,12	10%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,41	3,45	12%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,41	1,44	28%
SLS-Nachweise der BSP-Decke			
	Durchbiegung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
charakteristisch [mm]	21	33	64%
quasi-ständig [mm]	18	40	45%
	Schwingung		
	vorhanden	Grenzwert	Klassifizierung
Eigenfrequenz [Hz]	6,3	≤ 8,0	untersuchen!
Steifigkeitskriterium [mm]	0,23	≤ 0,25	Klasse 1
Schwingbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	0,06	≤ 0,10	Klasse 2
ULS-Nachweise der Unterspannung			
	Ausnutzung		
	Querschnittsnachweis	Stabilitätsnachweis	
Spreize			
Stahlstab RO 76.1x4.0	49%	86%	
Altern.: Holzstab RD 140	31%	78%	
Zugstab			
Rundstab RD 36	55%		
Altern. 1: 2 x RD 26	53%		
Altern. 2: Flachstahl 60/20	91%		

Tab. 5.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 10 m Spannweite

## 6 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 12 m Spannweite

ULS-Nachweise der BSP-Decke			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	6,35	18,43	34%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,64	1,92	33%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,48	1,36	35%

Nachweise der BSP-Decke im Brandfall			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	2,52	33,12	8%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,36	3,45	10%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,32	1,44	22%

SLS-Nachweise der BSP-Decke			
	Durchbiegung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
charakteristisch [mm]	22	40	55%
quasi-ständig [mm]	22	48	46%
	Schwingung		
	vorhanden	Grenzwert	Klassifizierung
Eigenfrequenz [Hz]	6,2	≤ 8,0	untersuchen!
Steifigkeitskriterium [mm]	0,10	≤ 0,25	Klasse 1
Schwingbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	0,04	≤ 0,05	Klasse 1

ULS-Nachweise der Unterspannung		
	Ausnutzung	
	Querschnittsnachweis	Stabilitätsnachweis
	Spreize	
Stahlstab RO 101.6x6.0	37%	65%
Altern.: Holzstab RD 150	63%	91%
	Zugstab	
Rundstab RD 50	43%	
Altern. 1: 2 x RD 35	44%	
Altern. 2: Flachstahl 80/25	82%	

Tab. 6.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 12 m Spannweite

## 7 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 15 m Spannweite

ULS-Nachweise der BSP-Decke			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	7,98	18,43	43%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,72	1,92	38%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,54	1,36	40%
Nachweise der BSP-Decke im Brandfall			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	2,73	33,12	8%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,36	3,45	10%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,35	1,44	24%
SLS-Nachweise der BSP-Decke			
	Durchbiegung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
charakteristisch [mm]	23	50	46%
quasi-ständig [mm]	23	60	38%
	Schwingung		
	vorhanden	Grenzwert	Klassifizierung
Eigenfrequenz [Hz]	6,1	≤ 8,0	untersuchen!
Steifigkeitskriterium [mm]	0,10	≤ 0,25	Klasse 1
Schwingbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	0,02	≤ 0,05	Klasse 1
ULS-Nachweise der Unterspannung			
	Ausnutzung		
	Querschnittsnachweis	Stabilitätsnachweis	
Spreize			
Stahlstab RO 139.7x6.0	44%	65%	
Altern.: Holzstab RD 190	63%	94%	
Zugstab			
Rundstab RD 85	48%		
Altern. 1: 2 x RD 60	49%		
Altern. 2: Flachstahl 120/25	89%		

Tab. 7.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 15 m Spannweite

## 8 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 18 m Spannweite

ULS-Nachweise der BSP-Decke			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	9,72	18,43	53%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,83	1,92	43%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,82	1,36	60%

Nachweise der BSP-Decke im Brandfall			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	1,63	33,12	5%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,41	3,45	12%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,17	1,44	12%

SLS-Nachweise der BSP-Decke			
	Durchbiegung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
charakteristisch [mm]	33	60	55%
quasi-ständig [mm]	33	72	46%

	Schwingung		
	vorhanden	Grenzwert	Klassifizierung
Eigenfrequenz [Hz]	4,6	≤ 8,0	untersuchen!
Steifigkeitskriterium [mm]	0,10	≤ 0,25	Klasse 1
Schwingbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	0,03	≤ 0,05	Klasse 1

ULS-Nachweise der Unterspannung		
	Ausnutzung	
	Querschnittsnachweis	Stabilitätsnachweis
	Spreize	
Stahlstab RO 168.3x8.0	39%	59%
Altern.: Holzstab RD 210	60%	91%
	Zugstab	
Rundstab RD 90	32%	
Altern. 1: 2 x RD 63	33%	
Altern. 2: Flachstahl 150/30	89%	

Tab. 8.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 18 m Spannweite

## 9 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 20 m Spannweite

ULS-Nachweise der BSP-Decke			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	7,35	18,43	40%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,67	1,92	35%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,59	1,36	43%
Nachweise der BSP-Decke im Brandfall			
	Spannung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
Biegung [N/mm <sup>2</sup> ]	1,42	33,12	4%
Schub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,31	3,45	9%
Rollschub [N/mm <sup>2</sup> ]	0,31	1,44	22%
SLS-Nachweise der BSP-Decke			
	Durchbiegung		
	vorhanden	Grenzwert	Ausnutzung
charakteristisch [mm]	27	67	40%
quasi-ständig [mm]	27	80	34%
	Schwingung		
	vorhanden	Grenzwert	Klassifizierung
Eigenfrequenz [Hz]	4,5	≤ 8,0	untersuchen!
Steifigkeitskriterium [mm]	0,10	≤ 0,25	Klasse 1
Schwingbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	0,02	≤ 0,05	Klasse 1
ULS-Nachweise der Unterspannung			
	Ausnutzung		
	Querschnittsnachweis	Stabilitätsnachweis	
Spreize			
Stahlstab RO 177.8x10.0	38%	66%	
Altern.: Holzstab RD 220	59%	95%	
Zugstab			
Rundstab RD 100	33%		
Altern. 1: 2 x RD 70	33%		
Altern. 2: Flachstahl 170/30	85%		

Tab. 9.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der BSP-Decke mit 20 m Spannweite

## 10 Zusammenfassung

In den Tab. 5.1 bis Tab. 9.1 sieht man deutlich, dass die unterspannten BSP-Decken in dieser Variante ihre Grenzen bei 20 m Spannweite erreichen. Aus allen Ergebnissen kommt klar hervor, dass der Schwingungsnachweis bemessungsrelevant ist. Man kann nicht auf größere Spannweiten gehen, da die Eigenfrequenz bei größeren Spannweiten und gleicher Plattendicke abnimmt. Die unterste Grenze der Eigenfrequenz beträgt 4,5 Hz.

# Detailausbildung

## 1 Allgemeines

Wie im Stahl- und Stahlbetonbau, spielt die Detailausbildung im Holzbau eine wesentliche Rolle. Demzufolge ist es wichtig, alle Details schon beim Entwurf des Tragwerks gut zu konstruieren, damit sie ihre Funktion sowohl statisch als auch ästhetisch erfüllen können.

In diesem Kapitel werden unterschiedliche Varianten der Ausbildung aller Anschlussknoten der im vorigen Kapitel gerechneten unterspannten BSP-Decke präsentiert. Bei den vorliegenden Details handelt es sich um Holz-Stahl oder Stahl-Stahl-Verbindungen. Alle Details werden unter Verwendung der aktuellen Normen (ON EN 1993 und ON EN 1995) berechnet und bemessen.

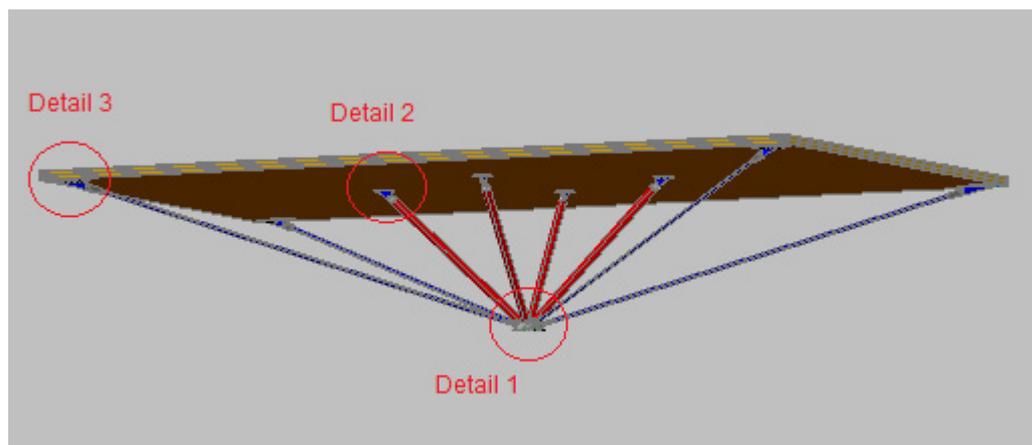


Abb. 1.1 Lage der untersuchten Details

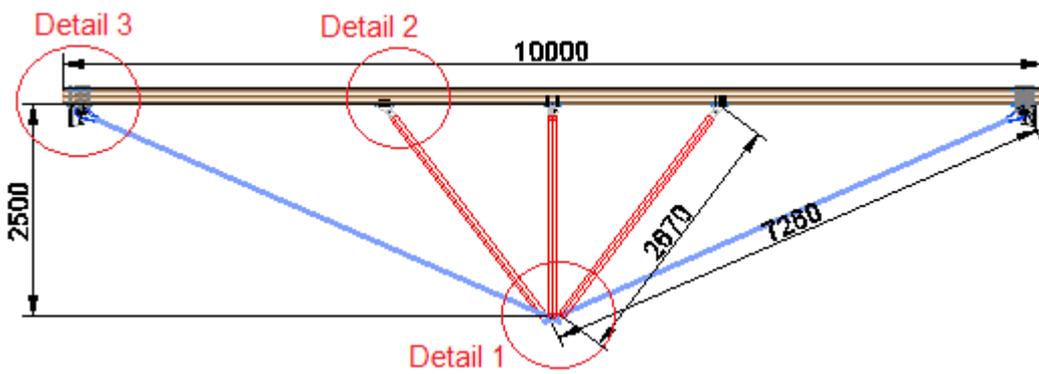


Abb. 1.2 Deckenabmessungen und Lage der Details in der Ansicht

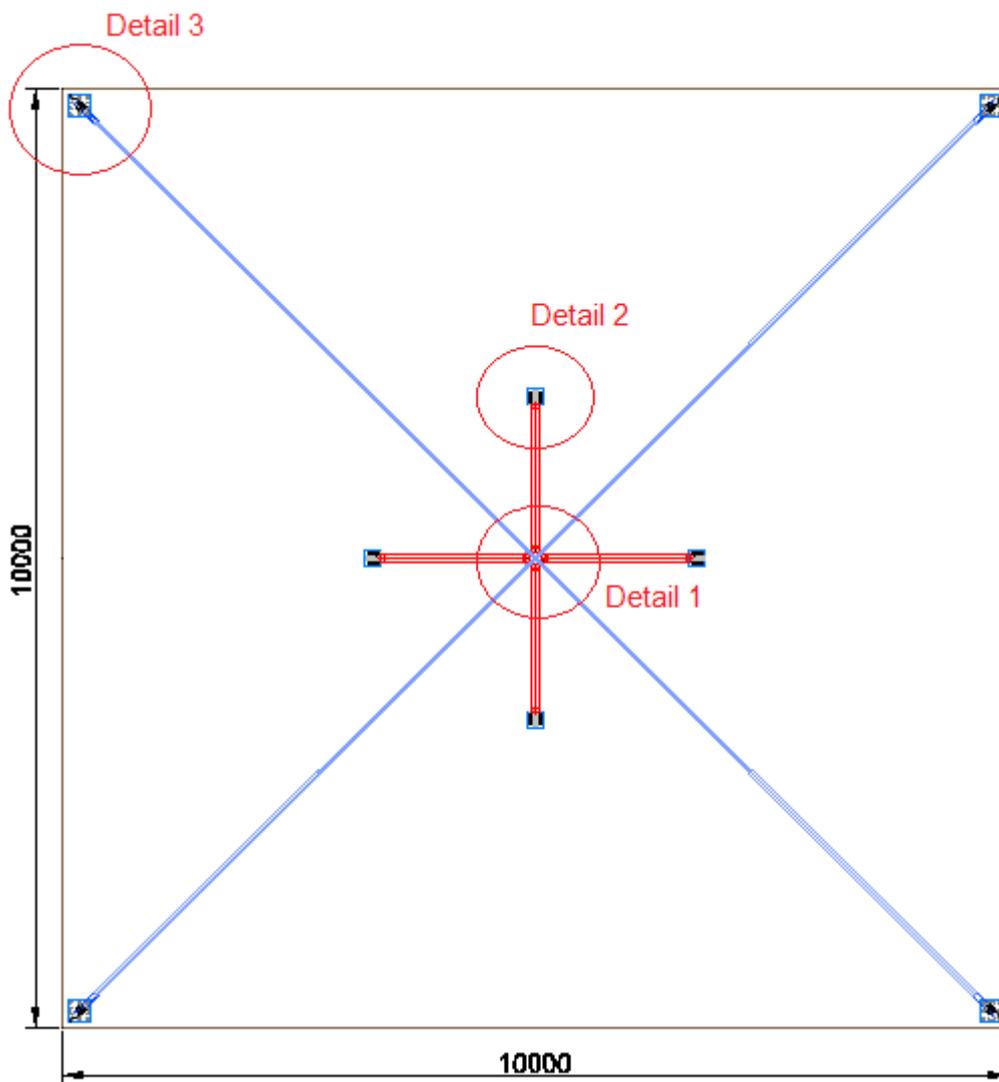


Abb. 1.3 Deckenabmessungen und Lage der Details im Grundriss

## 2 Detail 1: Variante 1

Das anspruchsvollste Detail hinsichtlich der Bemessung stellt der Knoten unterhalb der Decke dar, in dem alle Stäbe aus der Unterspannung zusammentreffen. Der Tiefpunkt liegt 2,5 m unter der Decke. Die Herausforderung besteht darin, einen Anschluss zu entwickeln, wo alle Stäbe aus acht Richtungen zusammenkommen und wo eine Hälfte der Stäbe druckbeansprucht und andere Hälfte zugbeansprucht sind. Es werden drei Varianten von diesem Anschluss vorgestellt, berechnet und bemessen.

Zwei von drei Varianten besitzen im Anschlusspunkt ein Stahlblech in Form einer Kalotte. Der Vorteil dieser Form liegt darin, dass bogenförmige Bauteile großen Widerstand gegen Druckkräfte senkrecht zur Oberfläche besitzen. Die Kalotte bietet ausreichend Platz für die runden Stahlrohre, die diesen kalottenförmigen Bauteil auf Druck beanspruchen. Außerdem bietet dieser Anschluss große Flexibilität bezüglich der Neigung der Stäbe, sowohl für die Druck- als auch für die Zugstäbe. Die Druckstäbe liegen auf Halbkugeln aus Stahl, die in eine Richtung verschieblich sind. Die Zugstäbe sind an besonders konstruierten Auflagerpunkten gelagert, die ebenfalls eine Rotation erlauben. Die folgenden Bilder geben einen Einblick in die Form des Anschlusses und die Verteilung der Stäbe.

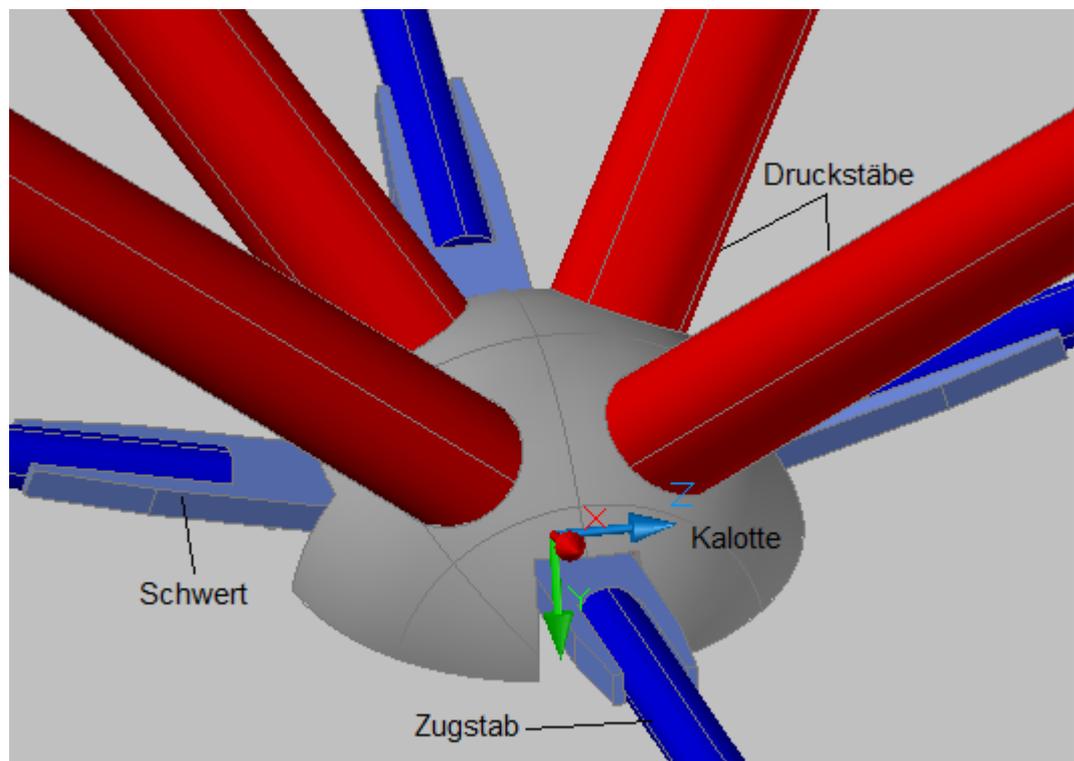


Abb. 2.1 Detail 1: Anschlussknoten mit allen Stäben - isometrische Ansicht von oben

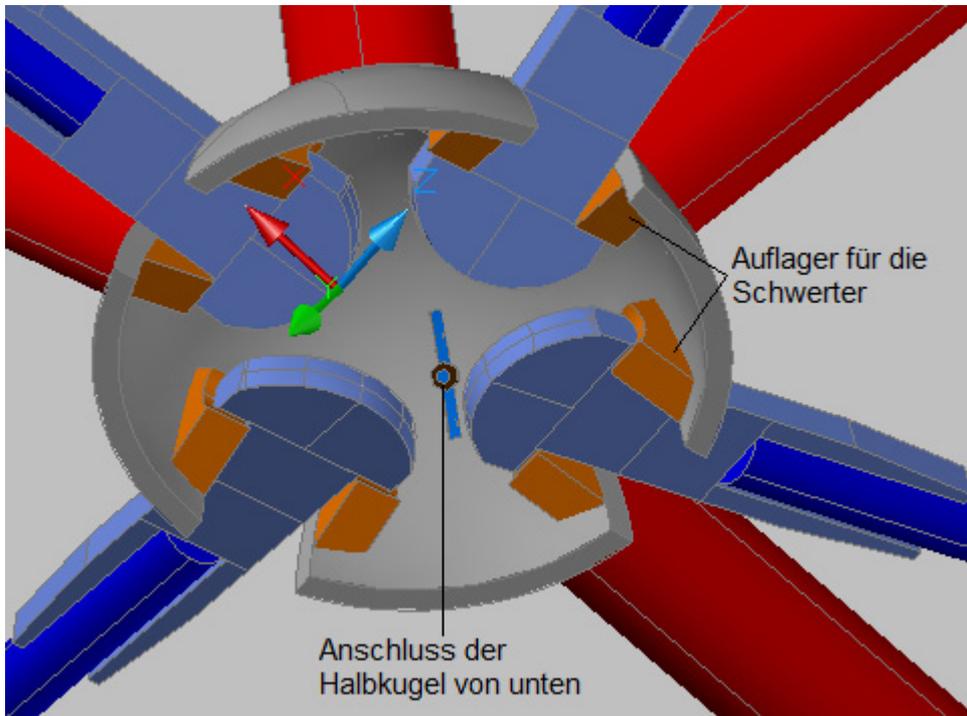


Abb. 2.2 Detail 1: Anschlussknoten mit allen Stäben - isometrische Ansicht von unten

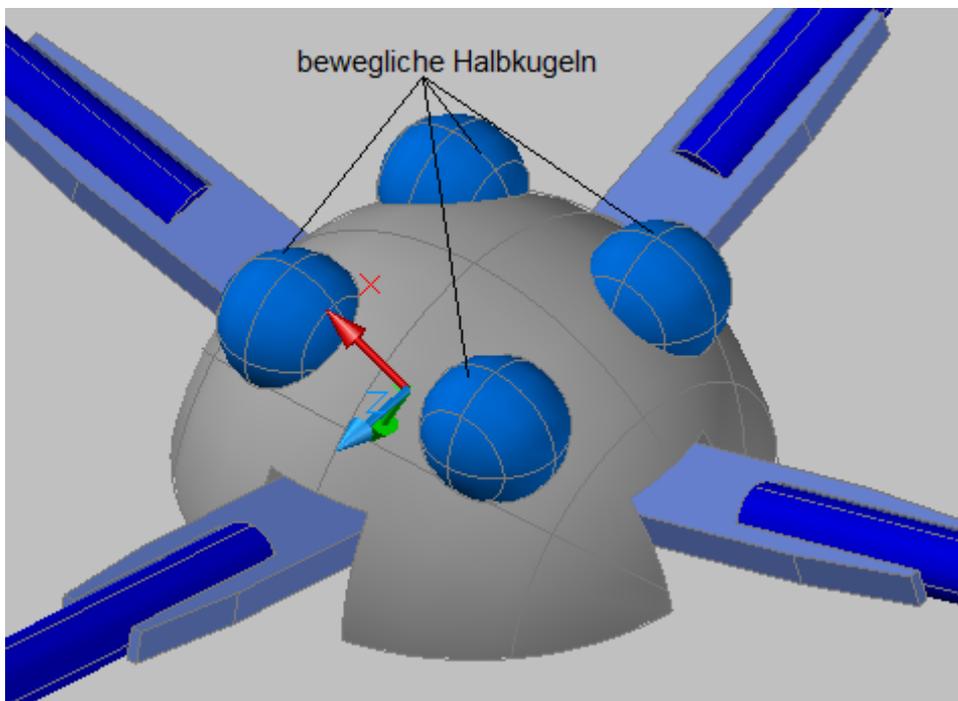


Abb. 2.3 Detail 1: bewegliche Halbkugeln erlauben unterschiedliche Neigungen der Druckstäbe

Im Weiteren wird jeder Teil dieses Anschlusses nach Eurocode 3 bemessen.

## 2.1 Bemessung der Auflager der Schwerter

Für den Nachweis der Auflager in der Kalotte, an welchen die Zugstäbe liegen, ist eine ausreichende Kontaktfläche sowohl mit der Kalotte als auch mit dem Schwert erforderlich (s. Abb. 2.4). Die Kontaktfläche mit dem Schwert beträgt ca. 6 cm<sup>2</sup> und die Kontaktfläche mit der Kalotte beträgt ca. 10 cm<sup>2</sup> pro Seite. Damit kann die Beanspruchbarkeit dieses Elementes errechnet werden.

$$N_{Rd} = \frac{A_1 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6 \cdot 23,5}{1,0} = 141,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A_2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10 \cdot 23,5}{1,0} = 235,0 \text{ kN}$$

Weil der Zugstab auf zwei Seiten diese Auflager besitzt, ist die einwirkende Zugkraft, die auf jedes dieser Auflager wirkt, zu halbieren. Somit ist:

$$N_{Ed} = 257,9 / 2 = 128,9 \text{ kN.}$$

- Nachweis (Kontaktfläche mit dem Schwert):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{128,9}{141,0} = 0,91 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis (Kontaktfläche mit der Kalotte):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{128,9}{235,0} = 0,55 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

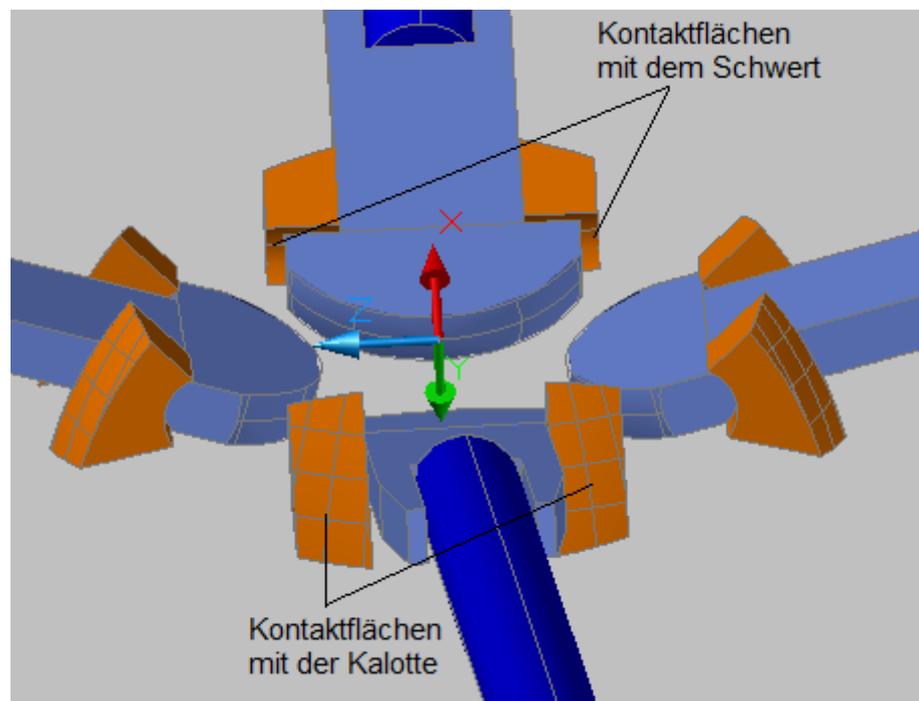


Abb. 2.4 Detail 1: Variante 1 - das zu bemessende Auflager des Schwertes

## 2.2 Bemessung des Schweißnahtanschlusses des Zugstabes

Die Tragfähigkeit einer Kehlnaht kann, laut EN 1993-1-8:2012 (Kapitel 4.5.3.3), als ausreichend angenommen werden, wenn an jedem Punkt längs der Naht die Resultierende aller auf die wirksame Kehlnahtfläche einwirkenden Kräfte je Längeneinheit folgende Bedingung erfüllt:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

Dabei ist

$F_{w,Ed}$  der Bemessungswert der auf die wirksame Kehlnahtfläche einwirkenden Kräfte je Längeneinheit;

$F_{w,Rd}$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Schweißnaht je Längeneinheit.

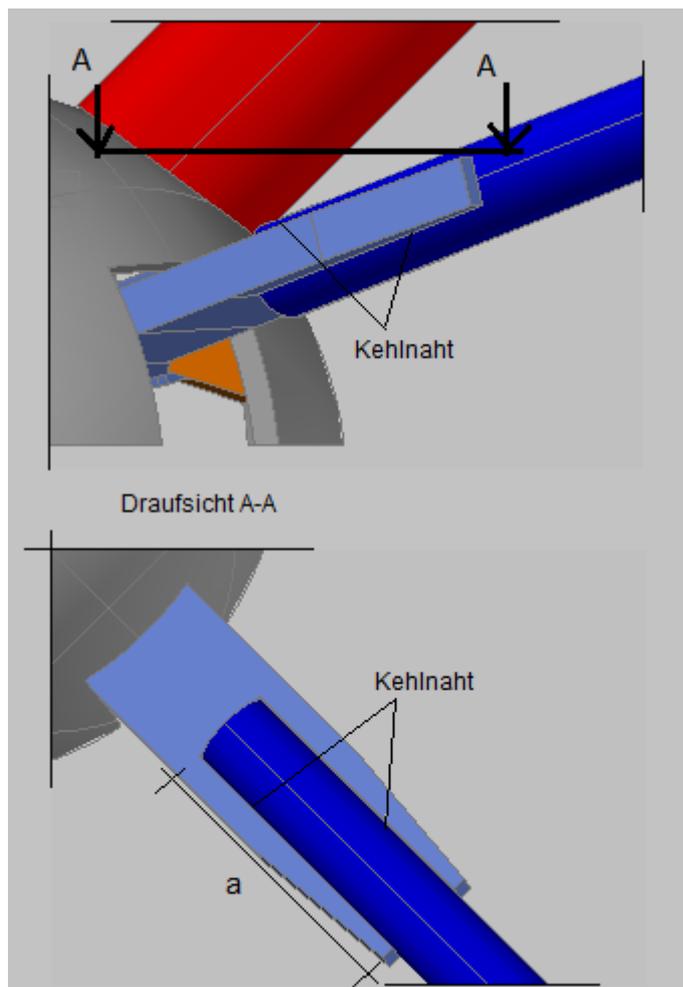


Abb. 2.5 Kehlnähte im Anschlussbereich des Zugstabes im Knotenblech

Die Bemessung des Schweißnahtanschlusses erfolgt in der Form, dass die erforderliche Länge der Schweißnaht ermittelt und mit der tatsächlichen Länge verglichen wird.

$$F_{w, Rd} = f_{vw, d} \cdot a$$

Dabei ist

$f_{vw, d}$  der Bemessungswert der Scherfestigkeit der Schweißnaht.

Die Scherfestigkeit der Schweißnaht  $f_{vw, d}$  ist wie folgt zu ermitteln:

$$f_{vw, d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Dabei ist

$f_u$  die Zugfestigkeit des schwächeren der angeschlossenen Bauteile,

$\beta_w$  der Korrelationsbeiwert für Kehlnähte (s.folgende Tabelle),

$\gamma_{M2}$  Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Schweißnähten (1,25)

Norm und Stahlsorte			Korrelationsbeiwert $\beta_w$
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Tab. 2.1 Korrelationsbeiwerte laut ON EN 1993-1-8:2012, Tab. 4.1

Beim Zusammenschweißen zweier Bauteile unterschiedlicher Stahlgüte, ist der Korrelationsbeiwert vom Bauteil mit der geringeren Festigkeit zu nehmen.

$$f_{vw, d} = \frac{36 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

Annahme:

Schweißnahtdicke  $a = 5 \text{ mm}$ .

$$F_{w,Rd} = 20,78 \cdot 0,5 = 10,4 \text{ kN/cm}$$

$$F_{w,Ed} = 257,9 \text{ kN}$$

Daraus ist die erforderliche Schweißnahtlänge zu errechnen:

$$257,9 / 10,4 = 24,8 \text{ cm.}$$

Da der Zugstab von vier Seiten geschweißt wird, ergibt sich die erforderliche Länge pro Schweißnaht zu:

$$24,8 / 4 = 6,2 \text{ cm.}$$

Die gegenwärtig vorhandene Schweißnahtlänge beträgt  $a_{vorh} = 10,0 \text{ cm}$ .

$$\text{Ausnutzung: } \frac{6,2}{10,0} = 0,62$$

### 2.3 Bemessung der Kalotte aus Stahl S 460 N im Detail 1 (Variante 1)

Da die Kalotte bei dieser Variante große Druck- und Zugkräfte aufnehmen muss und trotzdem nicht zu dick ausgebildet sein soll, wird als Material Stahl S 460 N ausgewählt. Die Abmessungen der Kalotte sind der Abb. 2.6 und Abb. 2.7 zu entnehmen.

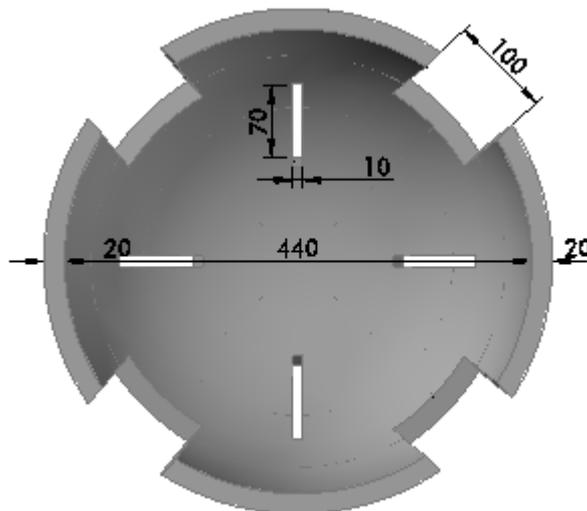


Abb. 2.6 Variante 1: Blick auf die Kalotte von unten nach oben [Maße in mm]

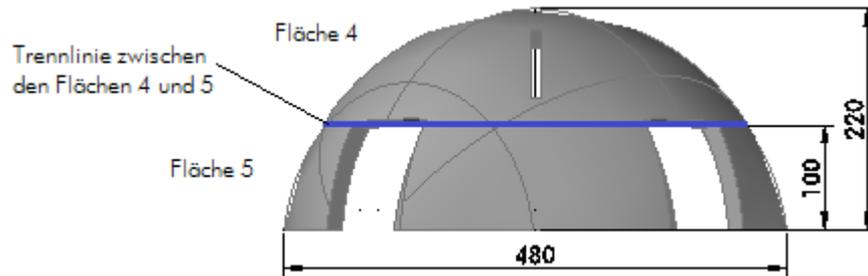


Abb. 2.7 Variante 1: Ansicht der Kalotte [Maße in mm]

Die Kalotte besteht aus einem Teil, wird aber für die RFEM-Berechnungen in die Flächen 4 und 5 aufgeteilt. Die Fläche 4 liegt oberhalb und die Fläche 5 unterhalb der blauen Trennlinie (s. Abb. 2.7).

Aus den RFEM-Berechnungen nach Eurocode 3 ergeben sich folgende maximale Ausnutzungen des Bauteils (für die Flächen 4 und 5, s. Abb. 2.8) bei einer Dicke von 22 mm (s. Tab. 2.2).

2.3 Spannungen flächenweise									
Fläche Nr.	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	FE-Netzpunkt Nr.	Punktkoordinaten [m]			Belastun	Spannung [kN/cm <sup>2</sup> ]			Ausnutzung [-]
X	Y	Z	Symbol	Vorh.		Grenze			
4	Material: Baustahl S 460 N* - Dicke d: 22.0 mm								
	155	5.21	4.88	1.57	LK1	$\tau_{max}$	5.46	25.40	0.21
	1084	4.79	4.90	1.60	LK1	$\sigma_{1,+}$	18.34	44.00	0.42
	155	5.21	4.88	1.57	LK1	$\sigma_{2,+}$	-17.20	44.00	0.39
	89	4.82	5.00	1.68	LK1	$\sigma_{1,-}$	-18.66	44.00	0.42
	89	4.82	5.00	1.68	LK1	$\sigma_{2,-}$	-21.08	44.00	0.48
	1012	4.82	5.15	1.60	LK1	$\sigma_{1,m}$	16.62	44.00	0.38
	153	4.79	4.88	1.57	LK1	$\sigma_{2,m}$	-7.01	44.00	0.16
	161	4.79	5.12	1.57	LK1	$\sigma_{v,Max}$	30.17	44.00	0.69
	1012	4.82	5.15	1.60	LK1	$\sigma_{v,m}$	15.70	44.00	0.36
5	Material: Baustahl S 460 N* - Dicke d: 22.0 mm								
	1127	5.21	4.88	1.57	LK1	$\tau_{max}$	11.43	25.40	0.45
	111	5.25	5.00	1.50	LK1	$\sigma_{1,+}$	32.45	44.00	0.74
	1127	5.21	4.88	1.57	LK1	$\sigma_{2,+}$	-37.71	44.00	0.86
	1127	5.21	4.88	1.57	LK1	$\sigma_{1,-}$	38.78	44.00	0.88
	1126	5.19	5.13	1.58	LK1	$\sigma_{2,-}$	-18.77	44.00	0.43
	1128	5.22	4.89	1.57	LK1	$\sigma_{1,m}$	10.77	44.00	0.24
	1126	5.19	5.13	1.58	LK1	$\sigma_{2,m}$	-7.13	44.00	0.16
	1141	5.21	5.12	1.57	LK1	$\sigma_{v,Max}$	41.58	44.00	0.95
	1128	5.22	4.89	1.57	LK1	$\sigma_{v,m}$	10.99	44.00	0.25

Tab. 2.2 Ausnutzung der Kalotte aus der RFEM-Berechnung im Detail 1 (Variante 1)

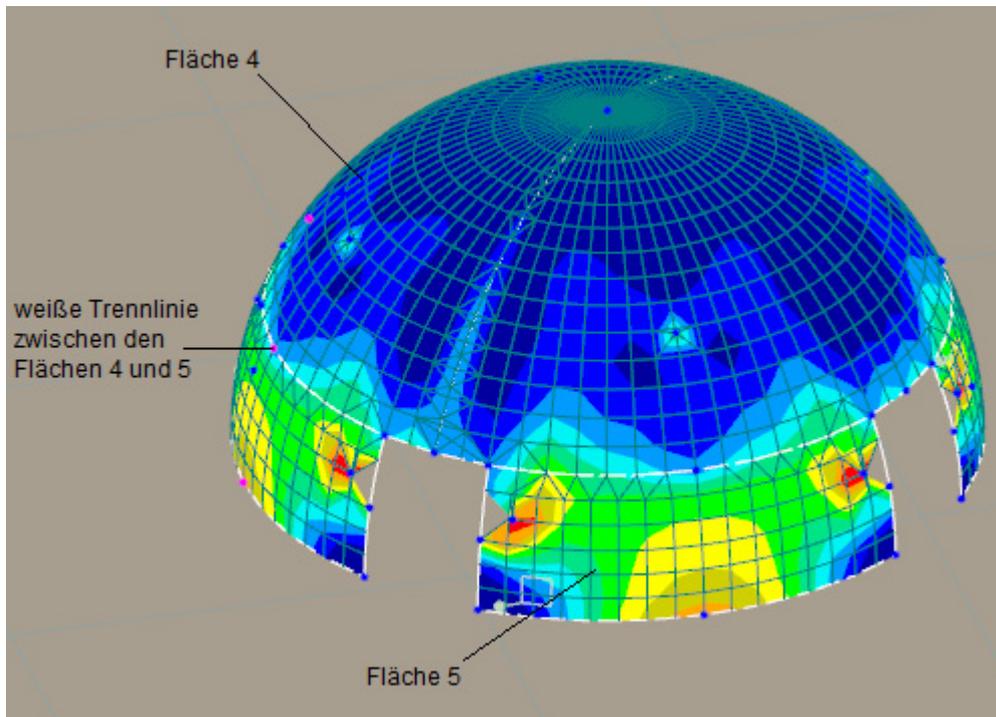


Abb. 2.8 Vergleichsspannung  $\sigma_{v, \text{Max}}$  der Kalotte aus der RFEM-Berechnung im Detail 1 (Variante 1)

### 3 Detail 1: Variante 2

Eine weitere Möglichkeit, das anspruchsvollste Detail der BSP-Decke auszubilden, wird in der folgenden Variante dargestellt. Auch bei dieser Variante kommt ein Stahlblech in Form einer Kalotte zum Einsatz. Der Anschluss der Druckstäbe erfolgt wie bei der Variante 1, d.h. die Kalotte aus Stahl S 460 N muss die Druckbeanspruchung infolge dieser vier Lasteinleitungspunkte aufnehmen. Die Zugstäbe sind bei dieser Variante nicht mehr an die Kalotte angeschlossen, sondern es werden je zwei Zugstäbe mit einem Anschlussblech mit Hilfe einer Augenstablösung verbunden. Die Anschlussbleche sind miteinander verschweißt. Dadurch wird eine kontinuierliche Kraftübertragung ermöglicht. Die Anschlussbleche werden ebenfalls an der Innenseite an die Kalotte angeschweißt (s. Abb. 3.1). Im Unterschied zu der ersten Variante wird die Kalotte nicht von den Zugstäben beansprucht.

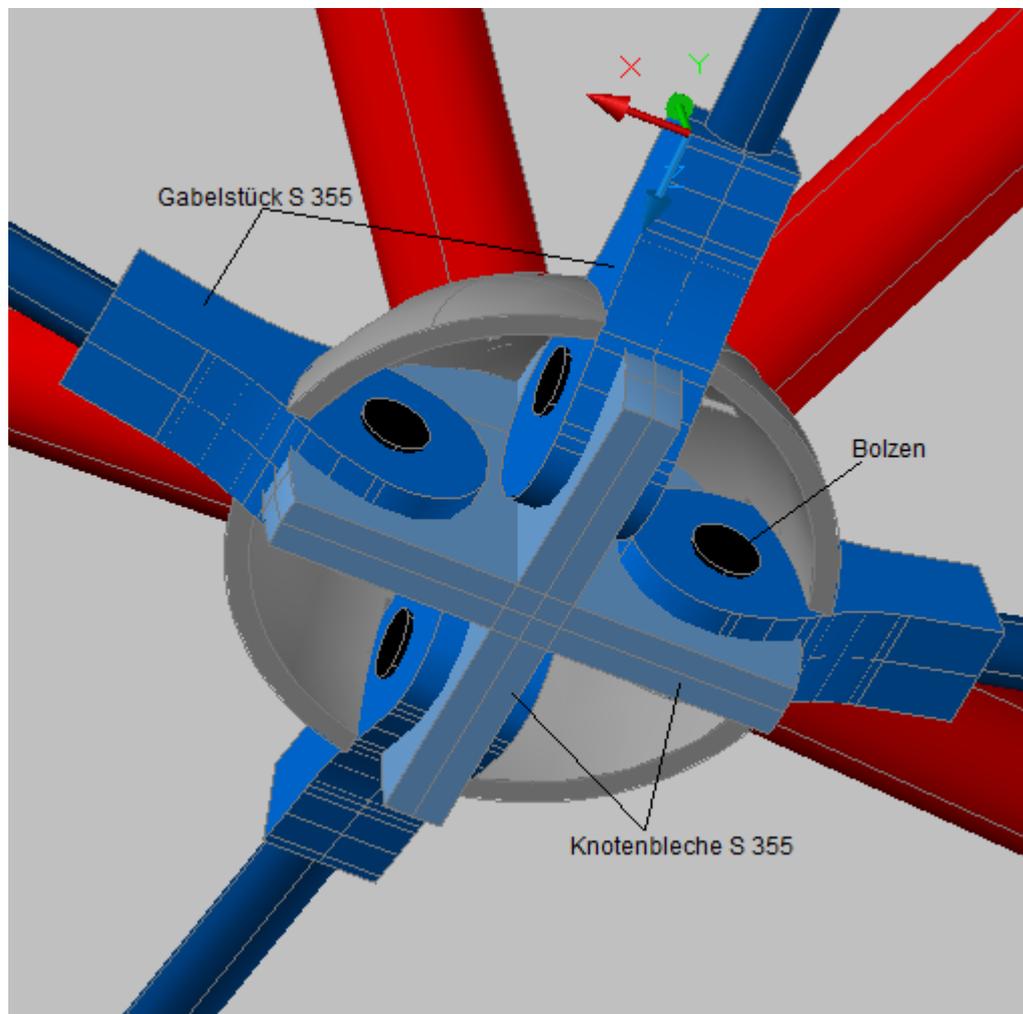


Abb. 3.1 Detail 1: Variante 2

### 3.1 Nettoquerschnittsnachweis des Anschlussbleches im Detail 1 (Variante 2)

Für den Zugstab mit einem Durchmesser von 36 mm wurde ein Knotenblech mit der Dicke von 20 mm ausgewählt. Der Durchmesser der Bohrung beträgt 33 mm vom Bolzen M 30. Die Knotenbleche besitzen die Stahlgüte S 355.

Der Nachweis lautet:  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$

Die maximale Zugkraft beträgt:

$$N_{Ed} = 257,9 \text{ kN}$$

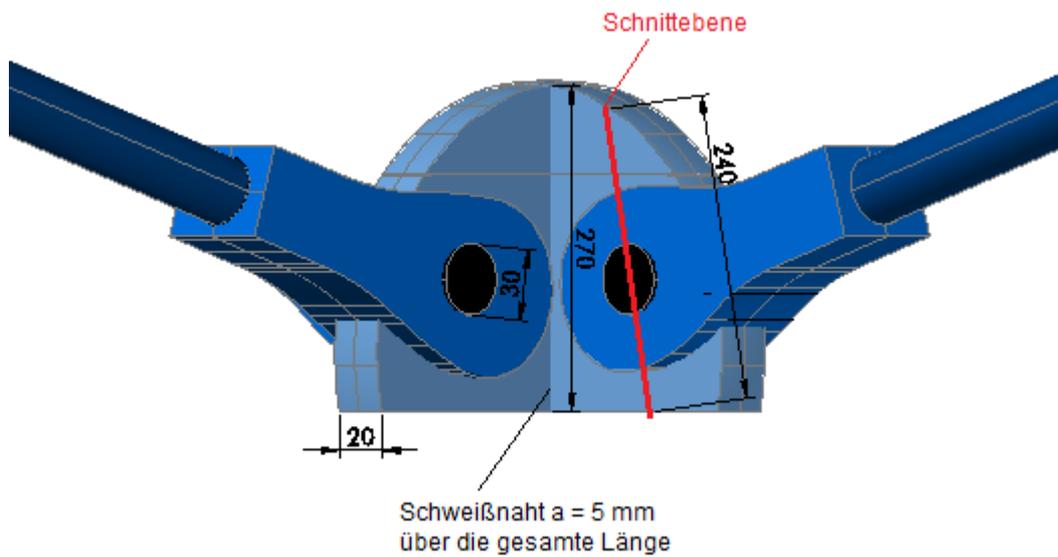


Abb. 3.2 Variante 2: Knotenlösung für den Anschluss der Zugstangen

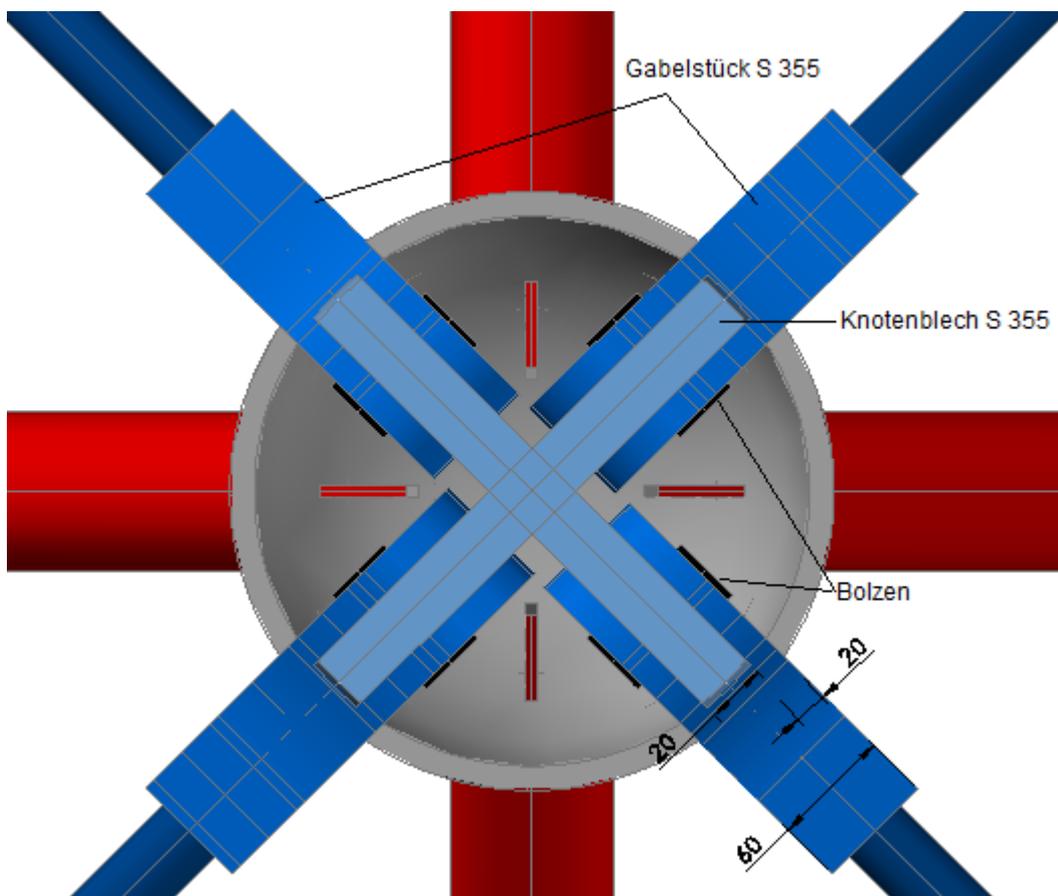


Abb. 3.3 Variante 2: Blick von unten nach oben

Für die Zugbeanspruchbarkeit des Anschlussbleches ist gemäß ON EN 1993-1-1:2012 (Kapitel 6.2.3) der kleinere der folgenden Werte anzusetzen:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

mit

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{f_y \cdot (b \cdot t)}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (b_{eff} \cdot t) \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Dabei ist:

$N_{pl,Rd}$  der Bemessungswert der plastischen Beanspruchbarkeit des Bruttoquerschnitts

$N_{u,Rd}$  der Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit des Nettoquerschnitts längs der kritischen Risslinie durch das Loch

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$$

Dicke des Knotenbleches:  $t = 20 \text{ mm}$  (s. Abb. 3.2 und Abb. 3.3)

Bolzendurchmesser:  $d = 30 \text{ mm}$  (s. Abb. 3.2)

Durchmesser der Bohrung:  $d = 33 \text{ mm}$

Länge des Flächenschnittes:  $b = 240 \text{ mm}$  (s. Abb. 3.2)

Damit lässt sich die effektive Breite des Anschlussbleches ausrechnen:

$$b_{eff} = b - d = 240 - 33 = 207 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{35,5 \cdot (24 \cdot 2)}{1,0} = 1704,0 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot (20,7 \cdot 2) \cdot 49,0}{1,25} = 1460,6 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(1704,0; 1460,6) = 1460,6 \text{ kN}$$

• Nachweis:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{257,9}{1460,6} = 0,18 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

### 3.2 Bemessung des Schweißnahtanschlusses zwischen Anschlussblechen

Der Nachweis des Schweißnahtanschlusses erfolgt analog zur Variante 1.

$$f_{vw,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = \frac{49 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 25,1 \text{ kN/cm}^2$$

Dabei ist

$$\beta_w = 0,9 \text{ (s. Tab. 2.1)}$$

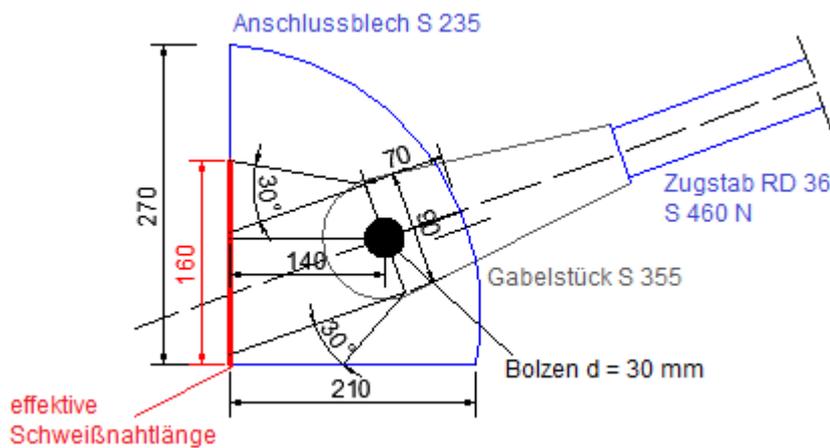


Abb. 3.4 Berechnung der effektiven Schweißnahtlänge [Maße in mm]

$$a_{\text{erf}} = \frac{N_{Ed}}{f_{vw,Rd} \cdot 2 \cdot l_{\text{eff}}} = \frac{257,9}{25,1 \cdot 2 \cdot 16} = 0,32 \text{ cm.}$$

Es wird eine Schweißnahtdicke von 5 mm gewählt.

Ausnutzung:

$$\frac{3,2}{5,0} = 0,64$$

### 3.3 Bemessung der Bolzenverbindung im Detail 1 (Variante 2)

Gemäß EN 1993-1-8:2012 (Kapitel 3.13.2) sind für Bolzenverbindungen folgende Nachweise zu führen:

Versagenskriterium	Bemessungsregeln
Abscheren des Bolzens	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Lochleibung von Augenblech und Bolzen	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
Bei austauschbaren Bolzen zusätzlich	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Biegung des Bolzens	$M_{Rd} = 1,5 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Bei austauschbaren Bolzen zusätzlich	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Kombination von Abscheren und Biegung des Bolzens	$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$

Tab. 3.1 Bemessungsregeln für Bolzenverbindungen gemäß EN 1993-1-8:2012 (Kapitel 3.13.2)

Gemäß der Tab. 3.1 ist

- d Bolzendurchmesser
- $f_y$  kleinerer Wert der Streckgrenze  $f_{yp}$  des Bolzenwerkstoffs und des Werkstoffs des Gabelstücks  $f_y$
- $f_{up}$  Bruchfestigkeit des Bolzens
- $f_{yp}$  Streckgrenze des Bolzens
- t Dicke des Augenstabellechs
- A Querschnittsfläche des Bolzens

Anmerkung: Index „p“ steht für „pin“ was auf Deutsch „Bolzen“ heißt.

Es wird ein Bolzen der Klasse 8.8 mit folgenden Eigenschaften gewählt (s. Abb. 3.2 und Abb. 3.3):

$$d = 30 \text{ mm}, f_{yp} = 64,0 \text{ kN/cm}^2, f_{up} = 80,0 \text{ kN/cm}^2; A = 7,07 \text{ cm}^2; I_y = 3,98 \text{ cm}^4$$

Das Gabelstück (Augenblech gemäß Tab. 3.1) ist 20 mm/Seite dick und hat eine Stahlgüte S 355 (s. Abb. 3.3):

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2;$$

$$t = 2,0 \text{ cm}$$

Daraus ergibt sich das maximale Moment der Bolzenbiegung im Anschluss:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{2} \cdot \frac{t}{2} = \frac{257,9}{2} \cdot \frac{2,0}{2} = 129,0 \text{ kNcm}$$

Das Widerstandsmoment beträgt:

$$W_{el} = \frac{I_y}{e} = \frac{3,98}{1,5} = 2,65 \text{ cm}^3$$

- Nachweis auf Abscheren des Bolzens:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{F_{v,Ed}}{0,6 \cdot A \cdot \frac{f_{up}}{\gamma_{M2}}} \leq 1,0 \quad \frac{257,9}{0,6 \cdot 7,07 \cdot \frac{80}{1,25}} = \frac{257,9}{271,5} = 0,95 \leq 1,0$$

Nachweis erfüllt!

- Nachweis der Lochleibung von Augenblech und Bolzen:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{F_{b,Ed}}{1,5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad \frac{257,9}{1,5 \cdot 6,0 \cdot 3,0 \cdot \frac{35,5}{1,0}} = \frac{257,9}{958,5} = 0,27 \leq 1,0$$

Nachweis erfüllt!

- Nachweis auf Biegung des Bolzens:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq \frac{M_{Ed}}{1,5 \cdot W_{el} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad \frac{129,0}{1,5 \cdot 2,65 \cdot \frac{64,0}{1,0}} = \frac{129,0}{254,4} = 0,51 \leq 1,0$$

Nachweis erfüllt!

### 3.4 Bemessung der Kalotte aus Stahl S 460 N im Detail 1 (Variante 2)

Ziel dieser Variante ist es, wie in der ersten Variante, die Kalotte mit möglichst dünnem Stahlblech auszuführen. Deshalb wird wiederum die Stahlsorte S 460 N gewählt. Dementsprechend wird eine Dicke des Kalottenblechs von 15 mm benötigt.

Aus den RFEM-Berechnungen nach Eurocode 3 ergibt sich folgende Ausnutzung des Bauteils (für die Flächen 13, 14 und 16, s. Abb. 3.5):

2.3 Spannungen flächenweise

Fläche Nr.	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	FE-Netzpunkt Nr.	Punktkoordinaten [m]			Belastung	Spannung [kN/cm <sup>2</sup> ]		Ausnutzung [-]	
	X	Y	Z	Symbol		Vorh.	Grenze		
13	Material: Baustahl S 355* - Dicke d: 20.0 mm								
	221	5.177	5.177	1.997	LK1	$\tau_{max}$	1.33	20.50	0.06
	216	4.830	4.830	2.071	LK1	$\sigma_{1,+}$	20.17	35.50	0.57
	221	5.177	5.177	1.997	LK1	$\sigma_{2,+}$	-18.10	35.50	0.51
	223	4.823	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{1,-}$	21.91	35.50	0.62
	223	4.823	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{2,-}$	-11.16	35.50	0.31
	223	4.823	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{1,m}$	18.52	35.50	0.52
	223	4.823	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{2,m}$	-14.43	35.50	0.41
	221	5.177	5.177	1.997	LK1	$\sigma_{v,Max}$	31.24	35.50	0.88
	223	4.823	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{v,m}$	28.60	35.50	0.81
14	Material: Baustahl S 355* - Dicke d: 20.0 mm								
	194	5.170	4.830	2.068	LK1	$\tau_{max}$	2.26	20.50	0.11
	258	5.177	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{1,+}$	29.05	35.50	0.82
	252	4.823	5.177	1.997	LK1	$\sigma_{2,+}$	-16.07	35.50	0.45
	252	4.823	5.177	1.997	LK1	$\sigma_{1,-}$	25.73	35.50	0.72
	258	5.177	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{2,-}$	-14.82	35.50	0.42
	258	5.177	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{1,m}$	23.77	35.50	0.67
	252	4.823	5.177	1.997	LK1	$\sigma_{2,m}$	-12.23	35.50	0.34
	258	5.177	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{v,Max}$	32.66	35.50	0.92
	258	5.177	4.823	2.001	LK1	$\sigma_{v,m}$	30.45	35.50	0.86
16	Material: Baustahl S 460 N* - Dicke d: 15.0 mm								
	10253	5.005	5.231	2.100	LK1	$\tau_{max}$	5.63	26.56	0.21
	10253	5.005	5.231	2.100	LK1	$\sigma_{1,+}$	22.85	46.00	0.50
	10174	4.924	5.046	2.232	LK1	$\sigma_{2,+}$	-21.91	46.00	0.48
	10174	4.924	5.046	2.232	LK1	$\sigma_{1,-}$	21.86	46.00	0.48
	204	5.000	4.823	2.177	LK1	$\sigma_{2,-}$	-38.42	46.00	0.84
	10255	5.065	5.223	2.100	LK1	$\sigma_{1,m}$	6.67	46.00	0.14
	204	5.000	4.823	2.177	LK1	$\sigma_{2,m}$	-13.25	46.00	0.29
	10174	4.924	5.046	2.232	LK1	$\sigma_{v,Max}$	39.05	46.00	0.85
	10271	5.107	4.793	2.100	LK1	$\sigma_{v,m}$	13.81	46.00	0.30

Tab. 3.2 Ausnutzung der Kalotte aus der RFEM-Berechnung im Detail 1 (Variante 2)

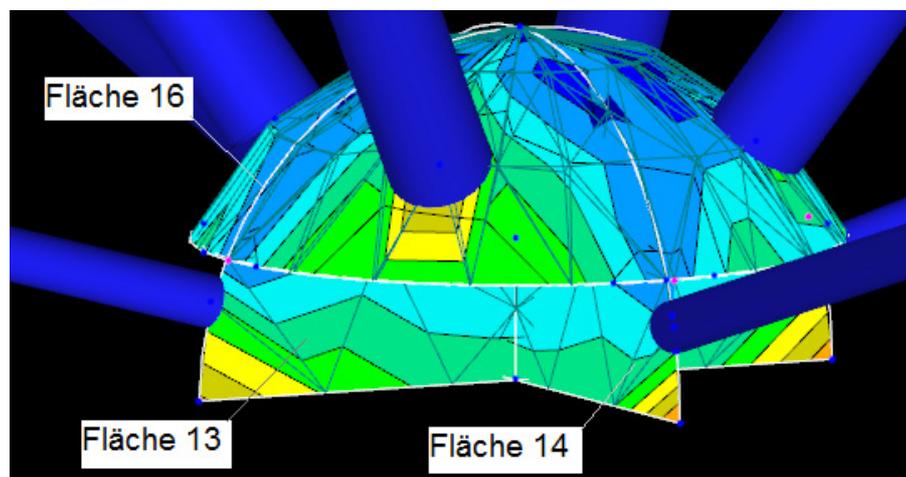


Abb. 3.5 Vergleichsspannung  $\sigma_{v,Max}$  der Kalotte aus der RFEM-Berechnung im Detail 1 (Variante 2)

## 4 Detail 1: Variante 3

Bei diesem System werden zwei Stahlbleche für Druckstäbe und zwei Stahlbleche für Zugstäbe miteinander verschweißt. Sowohl Druckstäbe als auch Zugstäbe werden mittels Augenstabanschluss an die Stahlbleche gelenkig angeschlossen. Das Verbindungsstück zwischen Druckstab und Augenstabblech ist ein Druckstabanschluss. Im Unterschied zu den ersten zwei Varianten, kommt hier ein Druckstab aus Holz zum Einsatz.

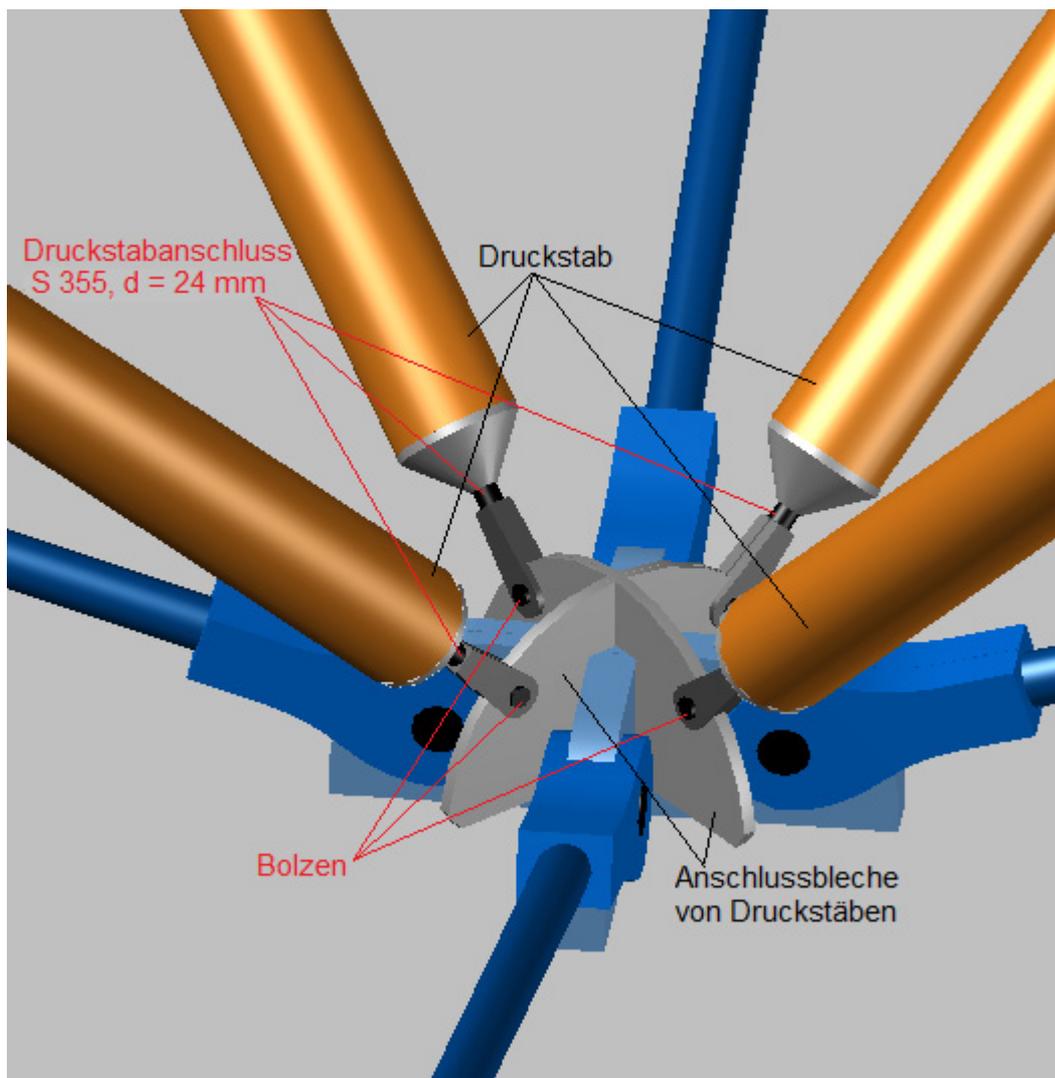


Abb. 4.1 Detail 1: Variante 3 in der isometrischen Ansicht

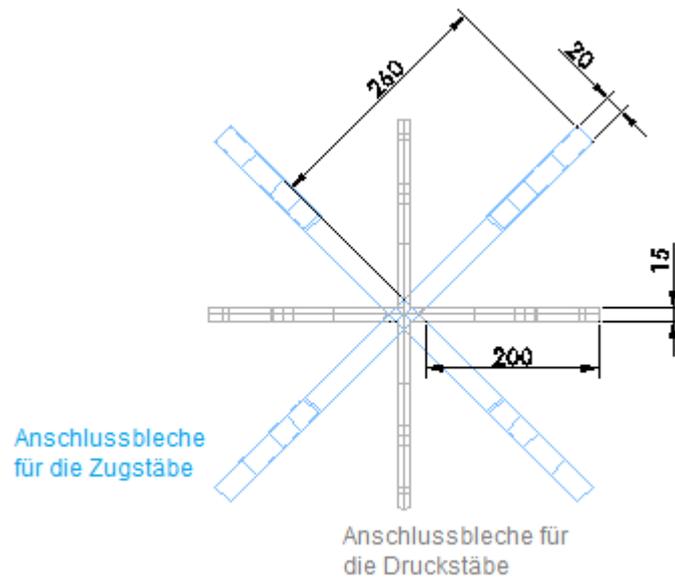


Abb. 4.2 Detail 1, Variante 3: Anschlussbleche in der Ansicht von unten [Maße in mm]

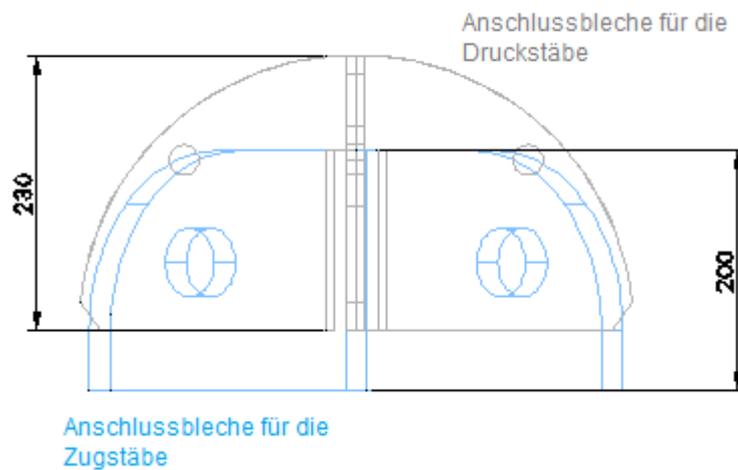


Abb. 4.3 Detail 1, Variante 3: Anschlussbleche in der Ansicht [Maße in mm]

Die Anschlussbleche für die Zugstäbe werden bei der Variante 2 bemessen (s. Abschnitt 3. 2)

## 4.1 Bemessung der Druckstabanschlüsse

Die Grenzdruckkräfte der Druckstabanschlüsse sind in der Tab. 4.1 vom Hersteller „BESISTA“ zusammengefasst. Für den Druckstab aus Holz ist der Knicknachweis maßgebend, der bei der Bemessung der Unterspannung im Kapitel 4 geführt wird.

Laut Tab. 4.1 vom Hersteller „BESISTA“ ist zu sehen, dass die maximal aufnehmbare Druckkraft (119,5 kN) für die Druckstabanschlüsse mit einem Durchmesser von 24 mm, größer als die Einwirkungskraft aus der RFEM-Berechnung (103,7 kN) ist.

- Nachweis

$$\frac{103,7}{119,5} = 0,87 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Grenzdruckkräfte in kN für Druckstabanschlüsse BESISTA® 540									
M	Für Anschlussbleche aus S355								
	Varianten 1 und 3 Vollstäbe bis Ø76		Variante 2						
	S540N EN 10025-3: 2004		Drehteile aus S355 für Holz oder zum Anschweißen an Rohre S355						
	Ø8 bis Ø76 N <sub>R,d</sub>		S355 EN 10025-2: 2004 (Abminderungsstufen f <sub>yk</sub> , Ø)						
		(355) Ø≤16	(345) 18<Ø Ø≤40	(335) 40<Ø Ø≤63	(325) 63<Ø Ø≤80	(315) 80<Ø Ø≤100	(295) 100<Ø Ø≤150	(285) 150<Ø Ø≤200	(275) 200<Ø Ø≤250
		N <sub>R,d</sub>		N <sub>R,d</sub>		N <sub>R,d</sub>	N <sub>R,d</sub>	N <sub>R,d</sub>	N <sub>R,d</sub>
8	19,0	12,4		12,4		11,9	11,9	11,9	
10	30,1	19,6		19,6		18,8	18,8	18,8	
12	43,7	28,5		28,5		27,3	27,3	27,3	
14	59,6	38,9		38,9		37,3	37,3	37,3	
16	81,4	53,1		53,1		50,9	50,9	50,3	
18	100,1	65,3		65,3		62,5	62,5	62,5	
20	127,0	82,9		82,9		79,4	79,4	78,6	
22	157,1	102,5		102,5		98,2	98,2	95,0	
24	183,0	119,5		119,5		114,4	114,4	113,1	
27	237,9	155,3		155,3		148,7	148,4	143,2	
30	290,8	189,8		189,8		181,8	181,8	176,7	
33	359,8	234,8		234,8		224,9	221,6	213,8	
36	423,5	276,5		276,5		264,7	263,7	254,5	
39	506,0	330,3		330,3		316,2	309,5	298,7	
42	581,1	379,3		379,3		363,2	358,9	346,4	
45	677,0	442,0		442,0		423,1	412,1	397,6	
48	763,6	498,5		498,5		477,3	468,9	452,4	
52	911,3	594,9		594,9		569,5	550,2	530,9	
56	1052,4	687,0		687,0		657,7	638,1	615,8	
60	1224,5	779,3		779,3		758,3	732,6	706,9	
64	1387,2	905,6		905,6		862,7	833,5	804,3	
68	1583,7	1033,8		1033,8		974,0	940,9	907,9	
72	1795,2	1171,9		1165,9		1091,9	1054,9	1017,9	
76	2016,1	1316,0		1299,1		1216,6	1175,4	1134,1	

Tab. 4.1 Grenzdruckkräfte für den Anschluss vom Druckstab laut Hersteller „BESISTA“ [16]

## 5 Detail 2: Variante 1

Beim Detail 2 handelt es sich um einen Druckstab, der gelenkig an der BSP-Decke angeschlossen wird. Der Anschluss erfolgt über ein Anschlussblech mit Bolzenverbindung. Das Anschlussblech wird zwischen zwei Knotenbleche eingeschoben, welche an die Kopfplatte angeschweißt werden (s. Abb. 5.1).

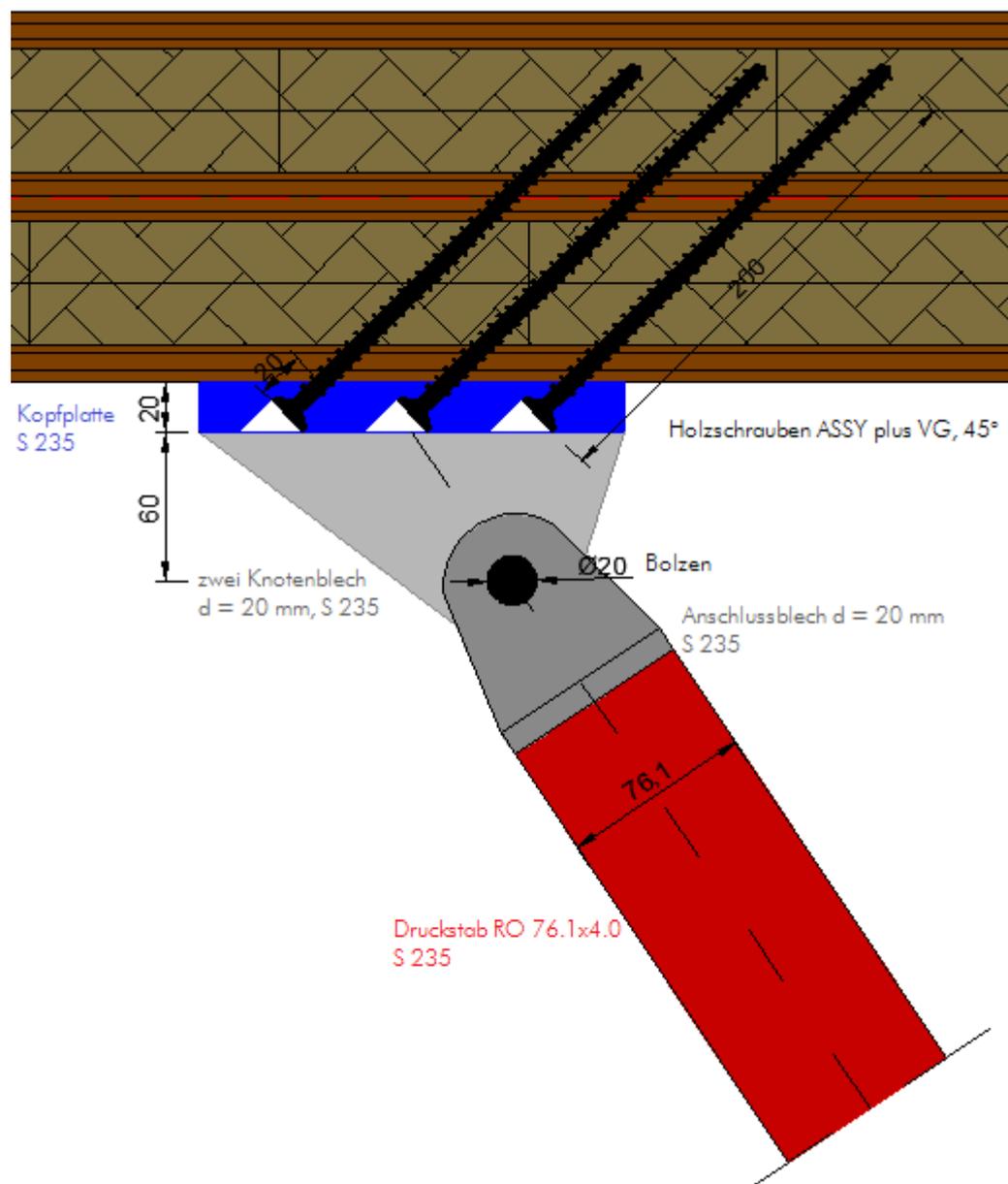


Abb. 5.1 Detail 2: Variante 1 in der Ansicht mit den Abmessungen [Maße in mm] M 1:3

## 5.1 Bemessung der Bolzenverbindung im Detail 2 gemäß EN 1993-1-8:2012 (Kapitel 3.13.2)

Die Bemessung der Bolzenverbindung erfolgt analog zum Abschnitt 3.3.

Es wird ein Bolzen der Klasse 8.8 mit folgenden Eigenschaften gewählt:

$$d = 20 \text{ mm}, f_{up} = 80,0 \text{ kN/cm}^2; f_{yp} = 64,0 \text{ kN/cm}^2; A = 3,14 \text{ cm}^2; I_y = 2,61 \text{ cm}^4.$$

Das Anschlussblech (Augenblech gemäß Tab. 3.1) ist 20 mm dick und besitzt eine Stahlgüte S 235 (s. Abb. 5.1):

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2;$$

$$t = 20 \text{ mm}.$$

Daraus ergibt sich das maximale Moment der Bolzenbiegung im Anschluss:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{2} \cdot \frac{t}{2} = \frac{103,7}{2} \cdot \frac{2,0}{2} = 51,9 \text{ kNcm}$$

Das Widerstandsmoment beträgt:

$$W_{el} = \frac{I_y}{e} = \frac{2,61}{1,0} = 2,61 \text{ cm}^3$$

- Nachweis des Bolzens auf Abscheren:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{F_{v,Ed}}{0,6 \cdot A \cdot \frac{f_{up}}{\gamma_{M2}}} \leq 1,0 \quad \frac{103,7}{0,6 \cdot 3,14 \cdot \frac{80}{1,25}} = \frac{103,7}{120,6} = 0,86 \leq 1,0$$

**Nachweis erfüllt!**

- Nachweis der Lochleibung von Augenblech und Bolzen:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{F_{b,Ed}}{1,5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad \frac{103,7}{1,5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot \frac{23,5}{1,0}} = \frac{103,7}{141,0} = 0,74 \leq 1,0$$

**Nachweis erfüllt!**

- Nachweis auf Biegung des Bolzens:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq \frac{M_{Ed}}{1,5 \cdot W_{el} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad \frac{51,9}{1,5 \cdot 2,61 \cdot \frac{64,0}{1,0}} = \frac{51,9}{250,56} = 0,21 \leq 1,0$$

**Nachweis erfüllt!**

## 5.2 Nachweis der Schraubenverbindung gemäß ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013

Es werden 6 Holzschrauben ASSY plus VG mit einem Durchmesser von 10 mm und einer Länge von 200 mm gewählt.

- Typ der Verbindung

Es handelt sich um eine einschnittige Holz-Stahlblech-Verbindung.

- Mindestabstände

$$a_1 = 5 \cdot d = 5 \cdot 10 = 50 \text{ mm ...Mindestschraubenabstand in Faserrichtung}$$

$$a_2 = 5 \cdot d = 5 \cdot 10 = 50 \text{ mm ...Mindestschraubenabstand rechtwinklig zur Faserrichtung}$$

- Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

$$R_{\alpha_x, \alpha, Rk} = k_{\alpha_x} \cdot f_{\alpha_x, k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left( \frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8}$$

Dabei ist

$k_{\alpha_x}$  Faktor, der den Winkel  $\alpha$  zwischen Schraubenachse und Faserrichtung berücksichtigt

$f_{\alpha_x, k}$  charakteristischer Ausziehparameter bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzbauteils von  $350 \text{ kg/m}^3$  [ $\text{N/mm}^2$ ]

$d$  Gewindeaußendurchmesser [mm]

$l_{ef}$  Einbindetiefe der Schraube im Holzbauteil [mm]

$\rho_k$  charakteristischer Wert der Rohdichte [ $\text{kg/m}^3$ ]

$$k_{\alpha_x} = 1,0 \text{ bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

$$f_{\alpha_x, k} = 10,0 \text{ N/mm}^2 \text{ für Schrauben mit } d \geq 10,0 \text{ mm}$$

$$d = 10,0 \text{ mm}$$

$$l_g = 188 \text{ mm (Gewindelänge kann kundenspezifisch hergestellt werden, siehe ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013, Seite 35 und 91)}$$

$$l_{ef} = 200 - 20 = 180 \text{ mm (s. Abb. 5.1)}$$

$$\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3 \text{ (für BSP)}$$

Damit beträgt der charakteristische Wert der

- Ausziehtragfähigkeit pro Schraube

$$R_{ax, \alpha, Rk} = 1,0 \cdot 10,0 \cdot 10,0 \cdot 180 \cdot \left(\frac{380}{350}\right)^{0,8} = 19,22 \text{ kN}$$

- Zugtragfähigkeit:  $R_{t,u,k}$

$$R_{t,u,k} = 32,0 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit je Verbindungsmittel

$$R_{ax, \alpha, d} = \min \left\{ R_{ax, \alpha, Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}, \frac{R_{t,u,k}}{\gamma_{M2}} \right\}$$

Dabei ist

$\gamma_{M2}$  ..Teilsicherheitsbeiwert für auf Zug beanspruchte Schrauben (1,25)

$$R_{ax, \alpha, d} = \min \left\{ 19,22 \cdot \frac{0,80}{1,25}; \frac{32,0}{1,25} \right\}$$

$$R_{ax, \alpha, d} = \min \{ 12,30; 25,6 \} = 12,30 \text{ kN}$$

- Effektive Anzahl der Schrauben:  $n_{ef}$

$$n_{ef} = \max \{ n^{0,9}; 0,9 \cdot n \} = \max \{ 6^{0,9}; 0,9 \cdot 6 \} = \max \{ 5,0; 5,4 \} = 5,4$$

Dabei ist

$n$  Anzahl der Verbindungsmittel

- Gesamttragfähigkeit der Verbindung

$$R_{d, gesamt} = n_{eff} \cdot R_{ax, \alpha, d, ges} + F_V \cdot \mu_0$$

Dabei ist

$$R_{ax, \alpha, d, ges} = R_{ax, \alpha, d} \cdot (\cos \alpha + \mu_0 \cdot \sin \alpha)$$

$\mu_0$  Reibungsbeiwert zwischen Holz und Stahl (0,3)

$$F_v = 103,7 \cdot \cos(33,69^\circ) = 86,28 \text{ kN} \quad \text{vertikale Komponente der Druckkraft}$$

$$R_{\alpha, \alpha, d, ges} = 12,30 \cdot (\cos 45 + 0,3 \cdot \sin 45) = 11,31 \text{ kN}$$

$$R_{d, gesamt} = 5,4 \cdot 11,31 + 86,28 \cdot 0,3 = 61,06 + 25,88 = 86,94 \text{ kN}$$

Die horizontale Komponente der Druckkraft beträgt:

$$F = 103,7 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Druckstab}$$

$$F_d = 103,7 \cdot \sin(33,69^\circ) = 57,52 \text{ kN} \dots \text{ horizontale Komponente der Normalkraft im Druckstab}$$

- Nachweis

$$\frac{57,52}{86,94} = 0,66 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

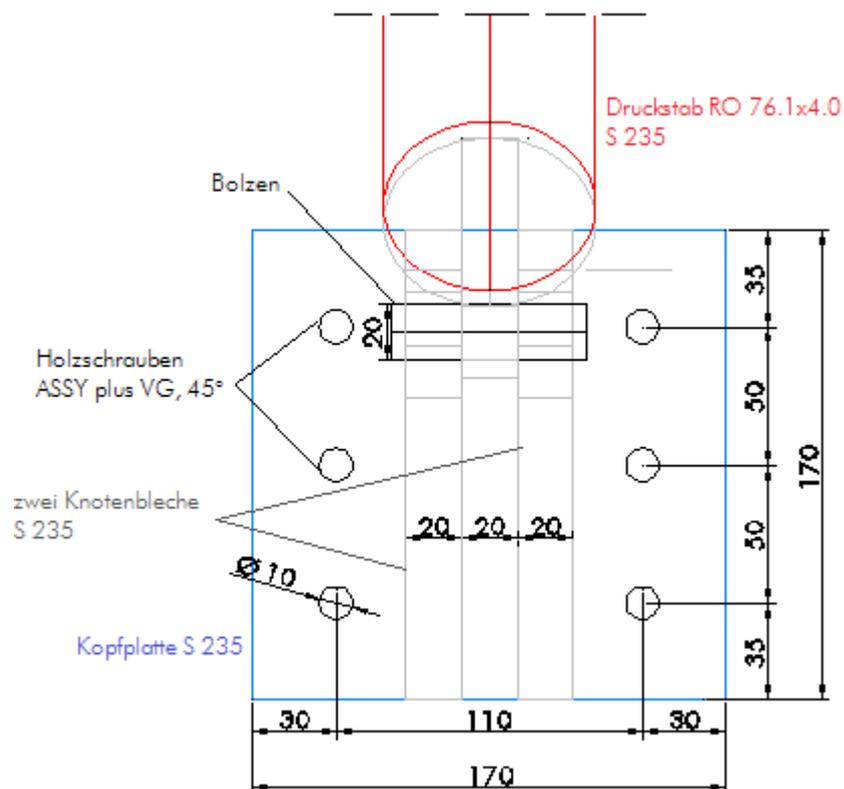


Abb. 5.2 Detail 2, Variante 1: Schraubensbild [Maße in mm], M 1:3

### 5.3 Nachweis der maximalen Querdruckbeanspruchung im Detail 2

Die maximale Druckkraft ergibt sich an den vier punktuellen Abstützungen der Druckstreben. Die vertikale Komponente der Druckkraft beträgt:

$$F = 103,7 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Druckstab}$$

$$F_d = 103,7 \cdot \cos(33,69^\circ) = 86,3 \text{ kN} \dots \text{ vertikale Komponente der Normalkraft im Druckstab}$$

Die Einleitungsfläche beträgt  $17,0 \times 17,0 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_d = \frac{F_d}{A_{90}} = \frac{86,3 \cdot 10^3}{(17 \cdot 17) \cdot 10^2} = 2,99 \text{ N/mm}^2$$

Die charakteristische Querdruckfestigkeit beträgt laut Empfehlung der TU Graz:

$$f_{c, \text{clt}, 90, k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

und damit ist:

$$f_{c, \text{clt}, 90, d} = \frac{0,8 \cdot 3,0}{1,25} = 1,92 \text{ N/mm}^2$$

Für den Querdrucknachweis wird ein Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$  von 1,90 nach Salzmann 4 in Rechnung gestellt.

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_d}{k_{c,90} \cdot f_{c, \text{clt}, 90, d}} \leq 1,0 \quad \frac{2,99}{1,90 \cdot 1,92} = 0,82 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

## 6 Detail 2: Variante 2

Der Druckstab im Detail 2 (Variante 2) stellt das gleiche Prinzip wie der Druckstab im Detail 1 (Variante 3) dar, mit dem Unterschied, dass der Druckstab jetzt an die BSP-Decke angeschlossen wird. Der Druckstab aus Holz wird an ein Knotenblech mit einem Bolzen angeschlossen. Das Knotenblech wird dann an die Anschlussplatte angeschweißt, welche mit der BSP-Decke mit sechs Holzschrauben ASSY plus VG verbunden ist.

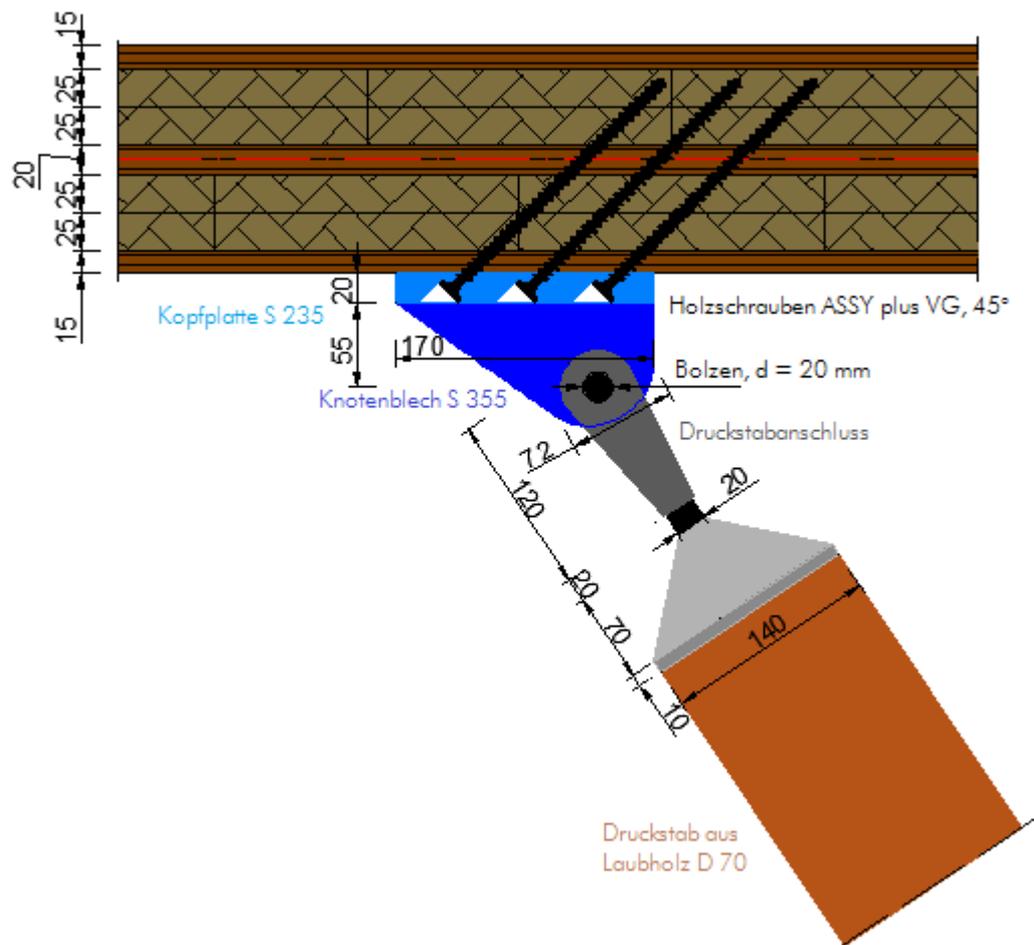


Abb. 6.1 Detail 2: Variante 2 mit den Abmessungen [Maße in mm] M 1:5

Die Bemessung dieses Anschlusses erfolgt analog zum Abschnitt 4. 1, Abschnitt 5. 1 und Abschnitt 5. 2. Es wird nur noch ein Schraubenbild dargestellt.

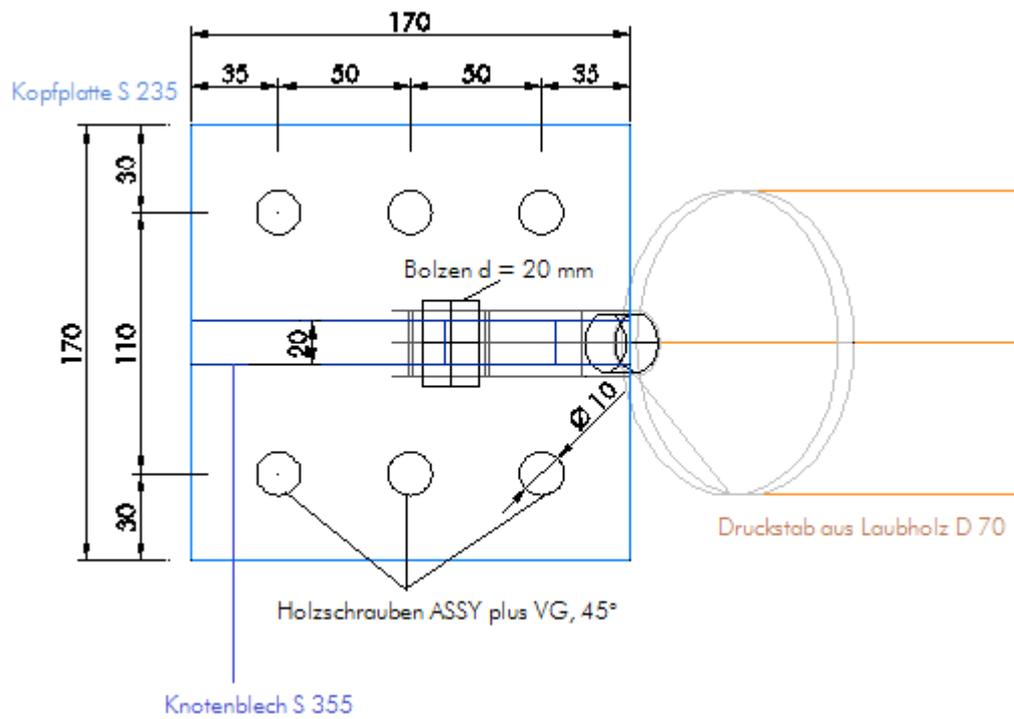


Abb. 6.2 Detail 2, Variante 2: Schraubenbild [Maße in mm]

## 7 Detail 3: Variante 1

Im Weiteren wird eines der wichtigsten Details des Tragsystems, nämlich der Anschluss vom Zugstab an die BSP-Platte vorgestellt. Die Herausforderung im Detail 3 besteht darin, die große Zugkraft aus dem Rundstahlstab in die BSP-Decke einzuleiten. Es werden zwei Varianten der Ausbildung dieses Details vorgestellt.

Bei der Variante 1 bedient man sich mit einem Knotenblech, das an die Kopfplatte angeschweißt wird. Das Knotenblech und das Gabelstück sind mit einem Bolzen gelenkig verbunden. Die Zugkraft wird von den Holzschrauben ASSY plus VG aufgenommen.

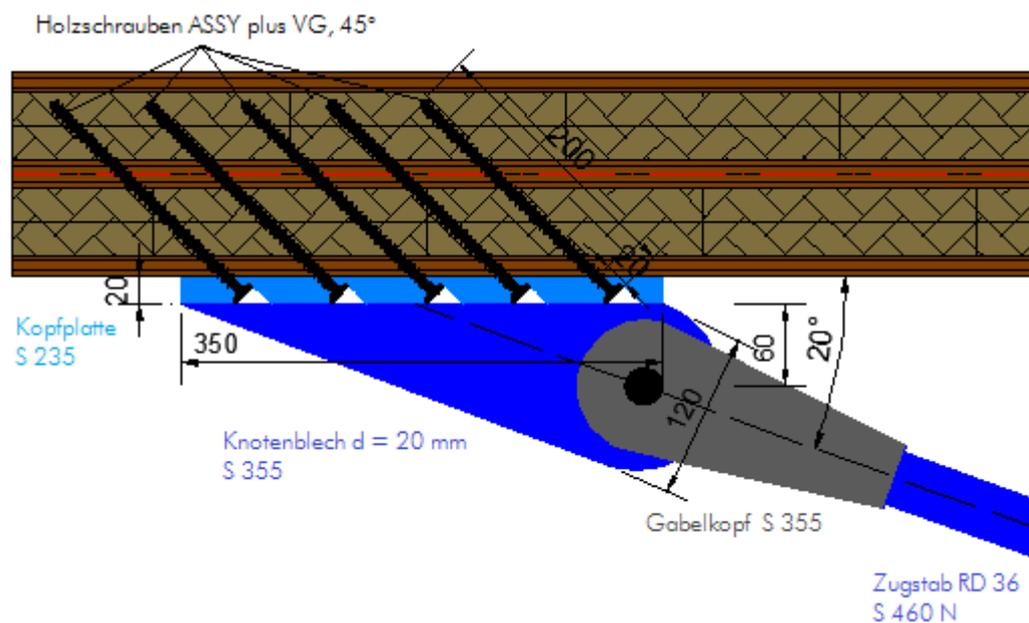


Abb. 7.1 Detail 3: Variante 1, M 1:5 [Maße in mm]

### 7.1 Nettoquerschnittsnachweis des Anschlussbleches im Detail 1 (Variante 2)

Für den Zugstab mit einem Durchmesser von 36 mm wurde ein Knotenblech mit der Dicke von 20 mm ausgewählt. Der Durchmesser der Bohrung beträgt 33 mm vom Bolzen M 30. Das Knotenblech besitzt die Stahlgüte S 355.

Der Nachweis lautet:  $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$

Die maximale Zugkraft beträgt:

$$N_{Ed} = 257,9 \text{ kN}$$

Für die Zugbeanspruchbarkeit des Anschlussbleches ist gemäß ON EN 1993-1-1:2012

(Kapitel 6.2.3) der kleinere der folgenden Werte anzusetzen:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

mit

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{f_y \cdot (b \cdot t)}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (b_{eff} \cdot t) \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Dabei ist:

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$$

Dicke des Knotenbleches:  $t = 20 \text{ mm}$  (s. Abb. 7.1)

Bolzendurchmesser:  $d = 30 \text{ mm}$

Durchmesser der Bohrung:  $d = 33 \text{ mm}$

Länge des Flächenschnittes:  $b = 120 \text{ mm}$  (s. Abb. 7.1)

Damit lässt sich die effektive Breite des Anschlussbleches ausrechnen:

$$b_{eff} = b - d = 120 - 33 = 87 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{35,5 \cdot (12 \cdot 2)}{1,0} = 852,0 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot (8,7 \cdot 2) \cdot 49,0}{1,25} = 613,9 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(852,0; 613,9) = 613,9 \text{ kN}$$

- Nachweis:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{257,9}{613,9} = 0,42 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

## 7.2 Bemessung des Schweißnahtanschlusses zwischen Kopfplatte und Knotenblech

Der Nachweis des Schweißnahtanschlusses erfolgt analog zur Variante 1.

$$f_{vw,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = \frac{49 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 25,1 \text{ kN/cm}^2$$

Dabei ist

$$\beta_w = 0,9 \text{ (s. Abschnitt 2.2, Tab. 2.1)}$$

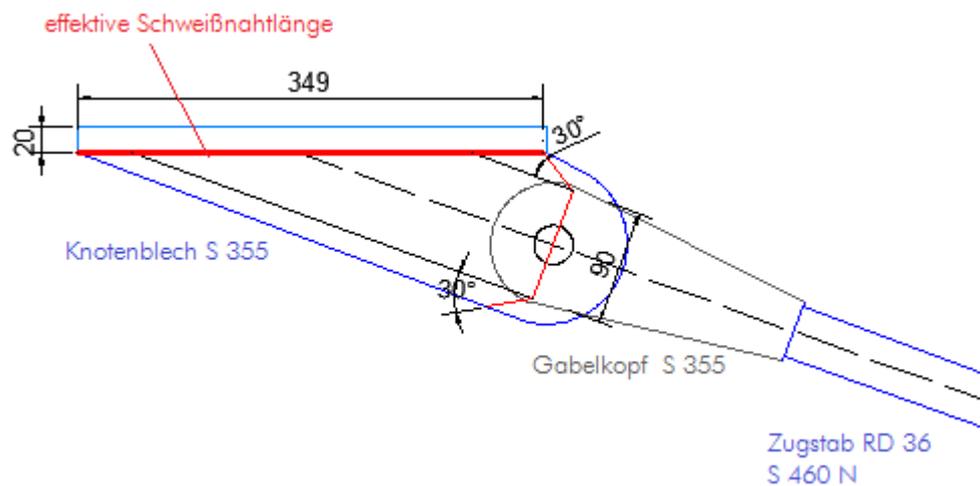


Abb. 7.2 Berechnung der effektiven Schweißnahtlänge [Maße in mm]

$$a_{\text{erf}} = \frac{N_{Ed}}{f_{vw,Rd} \cdot 2 \cdot l_{\text{eff}}} = \frac{257,9}{25,1 \cdot 2 \cdot 34,9} = 0,15 \text{ cm}$$

Es wird eine Schweißnahtdicke von 5 mm gewählt.

Ausnutzung:

$$\frac{1,5}{5,0} = 0,29 \leq 1,0$$

### 7.3 Nachweis der Schraubenverbindung gemäß ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013

Anmerkung: Aufgrund des Fehlens der Funktionen für die Schraubenbemessung für BSP wird die Funktion für die Schraubenbemessung für Brettschichtholz verwendet.

Es werden 20 Holzschrauben ASSY plus VG mit einem Durchmesser von 14 mm und einer Länge von 200 mm gewählt.

- Typ der Verbindung

Es handelt sich um eine einschnittige Holz-Stahlblech-Verbindung.

- Mindestabstände

$$a_1 = 5 \cdot d = 5 \cdot 14 = 70 \text{ mm ... Mindestschraubenabstand in Faserrichtung}$$

$$a_2 = 5 \cdot d = 5 \cdot 14 = 70 \text{ mm ... Mindestschraubenabstand rechtwinklig zu Faserrichtung}$$

- Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

$$R_{ax, \alpha, Rk} = k_{ax} \cdot f_{ax, k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left( \frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8}$$

Dabei ist

$k_{ax}$  Faktor, der den Winkel  $\alpha$  zwischen Schraubenachse und Faserrichtung berücksichtigt

$f_{ax, k}$  charakteristischer Ausziehparameter bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzbauteils von  $350 \text{ kg/m}^3$  [ $\text{N/mm}^2$ ]

$d$  Gewindeaußendurchmesser [mm]

$l_{ef}$  Einbindetiefe der Schraube im Holzbauteil [mm]

$\rho_k$  charakteristischer Wert der Rohdichte [ $\text{kg/m}^3$ ]

$$k_{ax} = 1,0 \text{ bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

$$f_{ax, k} = 10,0 \text{ N/mm}^2 \text{ für Schrauben mit } d \geq 10,0 \text{ mm}$$

$$d = 14,0 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 185 \text{ mm (Gewindelänge kann kundenspezifisch hergestellt werden, siehe ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013, Seite 35 und 91)}$$

$$l_{ef} = 200 - 20 = 180 \text{ mm (s. Abb. 7.1)}$$

$$\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3 \text{ (für BSP)}$$

Damit beträgt der charakteristische Wert der

- Ausziehtragfähigkeit pro Schraube

$$R_{ax, \alpha, Rk} = 1,0 \cdot 10,0 \cdot 14,0 \cdot 180 \cdot \left(\frac{380}{350}\right)^{0,8} = 26,91 \text{ kN}$$

- Zugtragfähigkeit:  $R_{t,u,k}$

$$R_{t,u,k} = 62,0 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit je Verbindungsmittel

$$R_{ax, \alpha, d} = \min\left\{R_{ax, \alpha, Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}, \frac{R_{t,u,k}}{\gamma_{M2}}\right\}$$

Dabei ist

$\gamma_{M2}$  ..Teilsicherheitsbeiwert für auf Zug beanspruchte Schrauben (1,25)

$$R_{ax, \alpha, d} = \min\left\{26,91 \cdot \frac{0,80}{1,25}, \frac{62,0}{1,25}\right\}$$

$$R_{ax, \alpha, d} = \min\{17,22; 49,6\} = 17,22 \text{ kN}$$

- Effektive Anzahl der Schrauben:  $n_{ef}$

$$n_{ef} = \max\{n^{0,9}; 0,9 \cdot n\} = \max\{20^{0,9}; 0,9 \cdot 20\} = \max\{14,8; 18,0\} = 18,0$$

Dabei ist

$n$  Anzahl der Verbindungsmittel

- Gesamttragfähigkeit der Verbindung

$$R_{d, gesamt} = n_{ef} \cdot R_{ax, \alpha, d, ges}$$

Dabei ist

$$R_{ax, \alpha, d, ges} = R_{ax, \alpha, d} \cdot (\cos \alpha)$$

$$R_{ax, \alpha, d, ges} = 17,22 \cdot (\cos 45^\circ) = 12,18 \text{ kN}$$

$$R_{d,gesamt} = 18,0 \cdot 12,18 = 219,24 \text{ kN}$$

Die horizontale Komponente der Zugkraft beträgt:

$$F = 257,9 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Zugstab}$$

$$F_d = 257,9 \cdot \cos(20^\circ) = 242,35 \text{ kN} \dots \text{ horizontale Komponente der Normalkraft im Zugstab}$$

- Nachweis

$$\frac{242,35}{219,24} = 1,1 > 1,0 \quad \text{Nachweis nicht erfüllt!}$$

Es sind weitere Schrauben erforderlich. Andernfalls kann eine Gegenverankerung ausgeführt werden, indem die Kopfplatte auf der Oberseite der BSP-Decke befestigt wird. In diesem Fall wird die Reibungskomponente aktiviert. Im nächsten Unterkapitel wird dieser Fall bemessen.

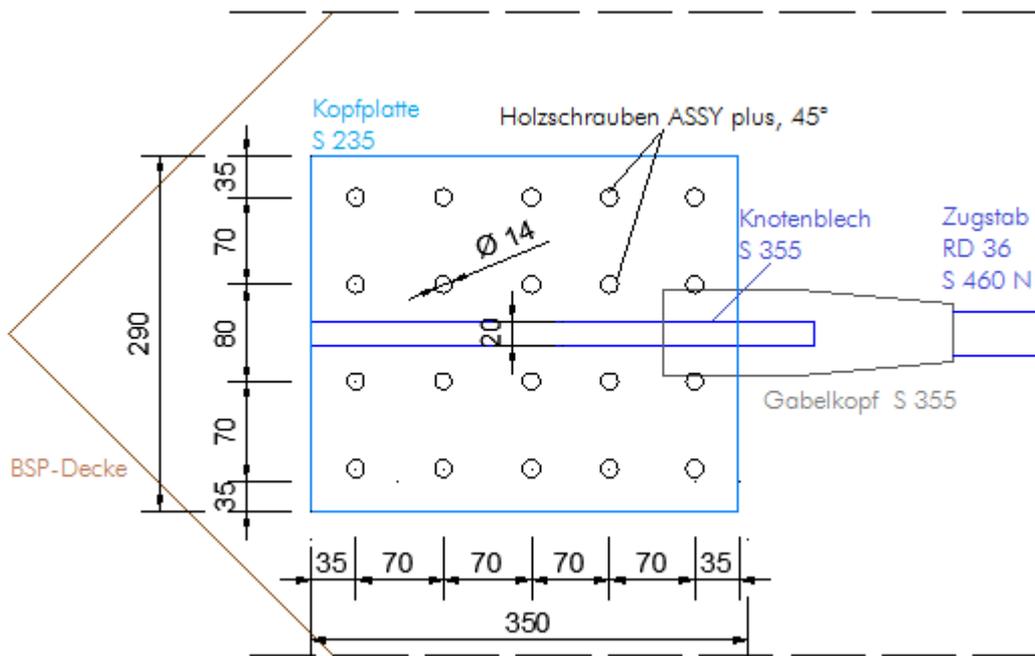


Abb. 7.3 Mindestabstände und Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung

## 8 Detail 3: Variante 2

Bei dieser Ausführung erfolgt die Einleitung der horizontalen und der vertikalen Komponente der Zugkraft in die BSP-Decke über eine Stahlplatte, welche sich in jeder Ecke der BSP-Decke befindet. Die Stahlplatte wird mit Holzschrauben an die BSP-Decke befestigt. Auf der Stahlplatte wird ein Stahlstück angeschweißt (s. Abb. 8.1).

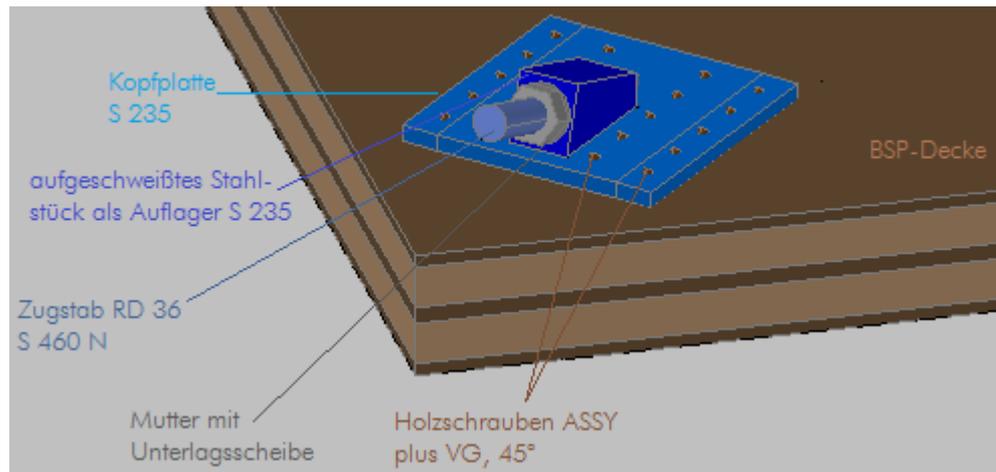


Abb. 8.1 Detail 3: Variante 2 in der isometrischen Ansicht

Die horizontale und die vertikale Komponente der Zugkraft werden über die Stahlplatte in die BSP-Decke geleitet. Es wird noch der Nachweis der maximalen Querdruckbeanspruchung und der Schraubennachweis geführt.

### 8.1 Nachweis der maximalen Querdruckbeanspruchung im Detail 3 (Variante 2)

Die vertikale Komponente der Zugkraft beträgt:

$$F = 257,9 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Zugstab}$$

$$F_V = 257,9 \cdot \sin(20^\circ) = 88,2 \text{ kN} \dots \text{ vertikale Komponente der Normalkraft im Zugstab}$$

Die Einleitungsfläche beträgt:

$$A = 32,0 \cdot 35,0 = 1120,0 \text{ cm}^2$$

Die maximale Druckspannung beträgt dann:

$$\sigma_d = \frac{F_d}{A_{90}} = \frac{88,2 \cdot 10^3}{1120 \cdot 10^2} = 0,79 \text{ N/mm}^2$$

Die charakteristische Querdruckfestigkeit beträgt laut Empfehlung der TU Graz:

$$f_{c, \text{clt}, 90, k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

und damit ist:

$$f_{c, \text{clt}, 90, d} = \frac{0,8 \cdot 3,0}{1,25} = 1,92 \text{ N/mm}^2$$

Für den Querdrucknachweis wird ein Querdruckbeiwert  $k_{c,90}$  von 1,90 nach Salzman in Rechnung gestellt.

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_d}{k_{c,90} \cdot f_{c, \text{clt}, 90, d}} \leq 1,0 \quad \frac{0,79}{1,90 \cdot 1,92} = 0,22 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

## 8.2 Nachweis der Schraubenverbindung gemäß ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013

Anmerkung: Aufgrund des Fehlens der Funktionen für die Schraubenbemessung für BSP wird die Funktion für die Schraubenbemessung für Brettschichtholz verwendet.

Es werden 20 Holzschrauben ASSY plus VG mit einem Durchmesser von 14 mm und einer Länge von 200 mm gewählt.

- Typ der Verbindung

Es handelt sich um eine einschnittige Holz-Stahlblech-Verbindung.

- Mindestabstände

$$a_1 = 5 \cdot d = 5 \cdot 14 = 70 \text{ mm ...Mindestschraubenabstand in Faserrichtung}$$

$$a_2 = 5 \cdot d = 5 \cdot 14 = 70 \text{ mm ...Mindestschraubenabstand rechtwinklig zur Faserrichtung}$$

- Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

$$R_{ax, \alpha, Rk} = k_{ax} \cdot f_{ax, k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$$

Dabei ist

$k_{ax}$  Faktor, der den Winkel  $\alpha$  zwischen Schraubenachse und Faserrichtung berücksichtigt

$f_{ax, k}$  charakteristischer Ausziehparameter bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzbauteils von  $350 \text{ kg/m}^3$  [ $\text{N/mm}^2$ ]

$d$  Gewindeaußendurchmesser [mm]

$l_{ef}$  Einbindetiefe der Schraube im Holzbauteil [mm]

$\rho_k$  charakteristischer Wert der Rohdichte [ $\text{kg/m}^3$ ]

$$k_{\alpha x} = 1,0 \text{ bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

$$f_{\alpha x, k} = 10,0 \text{ N/mm}^2 \text{ für Schrauben mit } d \geq 10,0 \text{ mm}$$

$$d = 14,0 \text{ mm}$$

$$l_g = 185 \text{ mm (Gewindelänge kann kundenspezifisch hergestellt werden, siehe ETA-11/0190 vom 27. Juni 2013, Seite 35 und 91)}$$

$$l_{ef} = 200 - 20 = 180 \text{ mm (analog der Abb. 7.1)}$$

$$\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3 \text{ (für BSP)}$$

Damit beträgt der charakteristische Wert der

- Ausziehtragfähigkeit pro Schraube

$$R_{\alpha x, \alpha, Rk} = 1,0 \cdot 10,0 \cdot 14,0 \cdot 180 \cdot \left(\frac{380}{350}\right)^{0,8} = 26,91 \text{ kN}$$

- Zugtragfähigkeit:  $R_{t,u,k}$

$$R_{t,u,k} = 62,0 \text{ kN}$$

- Tragfähigkeit je Verbindungsmittel

$$R_{\alpha x, \alpha, d} = \min \left\{ R_{\alpha x, \alpha, Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}; \frac{R_{t,u,k}}{\gamma_{M2}} \right\}$$

Dabei ist

$\gamma_{M2}$  ..Teilsicherheitsbeiwert für auf Zug beanspruchte Schrauben (1,25)

$$R_{\alpha x, \alpha, d} = \min \left\{ 26,91 \cdot \frac{0,80}{1,25}; \frac{62,0}{1,25} \right\}$$

$$R_{\alpha x, \alpha, d} = \min \{ 17,22; 49,60 \} = 17,22 \text{ kN}$$

- Effektive Anzahl der Schrauben:  $n_{\text{eff}}$

$$n_{\text{eff}} = \max\{n^{0,9}; 0,9 \cdot n\} = \max\{20^{0,9}; 0,9 \cdot 20\} = \max\{14,8; 18,0\} = 18,0$$

Dabei ist

$n$  Anzahl der Verbindungsmittel

- Gesamttragfähigkeit der Verbindung

$$R_{\text{d,gesamt}} = n_{\text{eff}} \cdot R_{\alpha, \alpha, \text{d, ges}} + F_V \cdot \mu_0$$

Dabei ist

$$R_{\alpha, \alpha, \text{d, ges}} = R_{\alpha, \alpha, \text{d}} \cdot (\cos \alpha + \mu_0 \cdot \sin \alpha)$$

$\mu_0$  Reibungsbeiwert zwischen Holz und Stahl (0,3)

$$F_V = 257,9 \cdot \sin(20,0^\circ) = 88,2 \text{ kN} \quad \text{vertikale Komponente der Druckkraft}$$

$$R_{\alpha, \alpha, \text{d, ges}} = 17,22 \cdot (\cos 45 + 0,3 \cdot \sin 45) = 15,83 \text{ kN}$$

$$R_{\text{d,gesamt}} = 18,0 \cdot 15,83 + 88,2 \cdot 0,3 = 284,94 + 26,46 = 311,40 \text{ kN}$$

Die horizontale Komponente der Zugkraft beträgt:

$$F = 257,9 \text{ kN} \dots \text{ Normalkraft im Zugstab}$$

$$F_d = 257,9 \cdot \cos(20^\circ) = 242,35 \text{ kN} \dots \text{ horizontale Komponente der Normalkraft im Zugstab}$$

- Nachweis

$$\frac{242,35}{311,40} = 0,78 \leq 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

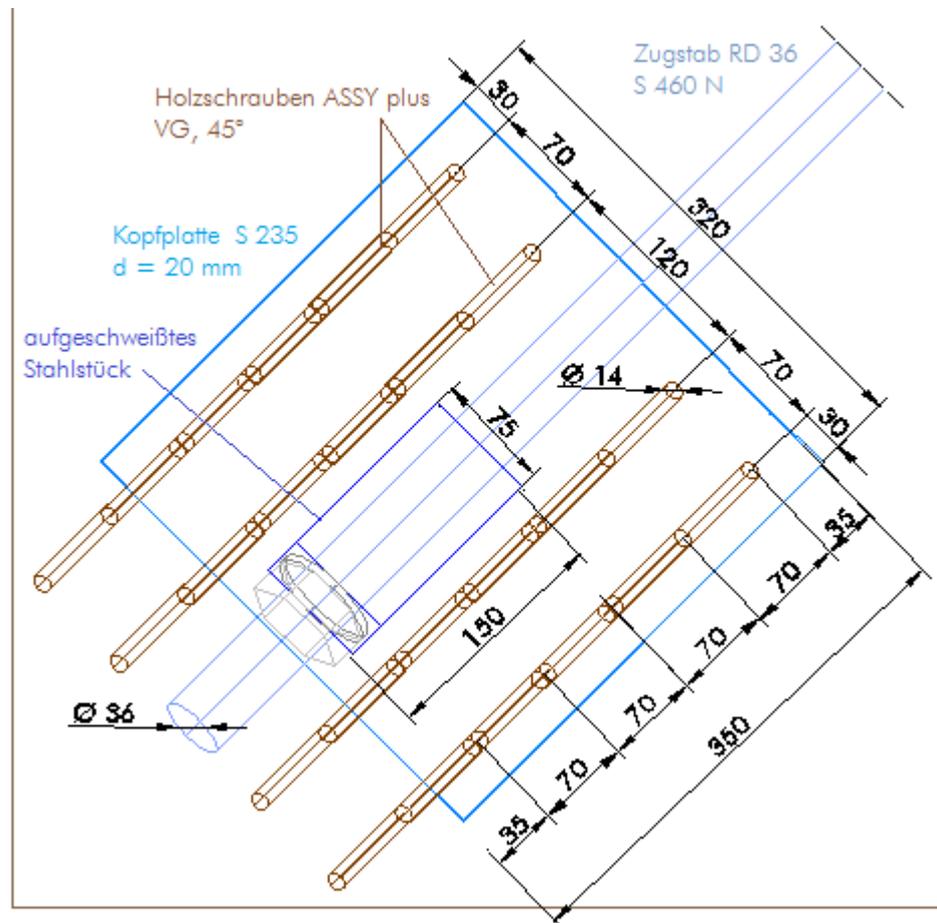


Abb. 8.2 Mindestabstände und Abmessungen [Maße in mm]



## Schlussbetrachtung

In den letzten Jahren hat das Produkt Brettsperrholz (BSP) an Bedeutung gewonnen, sowohl im Wohn- als auch im Industriebau.

Das Ziel dieser Arbeit ist es, mit Hilfe unterspannter Systeme, die Spannweiten von vollflächigen BSP-Elementen im Industrie- und Kommunalbau zu vergrößern. Die BSP-Decke sollte dabei als Bürofläche genutzt werden.

Die statischen Berechnungen haben sich immer auf eine quadratische, allseitig gelenkig gelagerte BSP-Decke bezogen. Für die vergleichenden Betrachtungen standen fünf unterschiedliche Formen unterspannter Deckensysteme zur Verfügung. All diese Unterspannungsformen eignen sich gut für eine BSP-Decke mit 10 m Spannweite, da alle Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt werden. Eine Unterspannungsform wird ausgewählt, und für diese Form werden mehrere BSP-Elemente mit unterschiedlichen Abmessungen (12 x 12 m, 15 x 15 m, 18 x 18 m und 20 x 20 m) untersucht. Die Grenze der Gebrauchstauglichkeit wird jedoch bei einer Spannweite von 20 x 20 m erreicht. Es ist allerdings zu erwähnen, dass eine 24 x 24 m BSP-Decke theoretisch ausführbar wäre, wenn man speziell gefertigtes BSP-Produkt mit 500 mm Dicke und die Zugstäbe mit einem Durchmesser von 150 mm verwenden würde. Bei all den Nachweisen (im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) ist der Schwingungsnachweis der BSP-Decke bemessungsrelevant. Mit zunehmenden Spannweiten nimmt die Eigenfrequenz ab bis der unterste Grenzwert von 4,5 Hz erreicht wird. Auch wenn die Eigenfrequenzen über diesen Grenzwert liegen, müssen die Nachweise des Steifigkeitskriteriums und der Schwingbeschleunigung erfüllt werden.

Neben der statischen Berechnung und Bemessung der BSP-Decke selbst, erfüllen auch alle Bauteile der Unterspannung sowohl die Querschnitts- als auch die Stabilitätsnachweise. Die ausgewählten Bauteile sind als durchaus praxisrelevant zu betrachten.

Zusätzlich zur Bemessung der BSP-Decke und der Unterspannung werden sämtliche Nachweise für die Anschlussknoten erbracht. Die ausgebildeten Detailpunkte zeigen, dass es viele Möglichkeiten gibt, eine Unterspannung an einer BSP-Decke ausführen zu können.

Diese Arbeit soll ein Ansporn sein, unterspannte BSP-Decken im Industrie- und Kommunalbau einzusetzen. Die präsentierten Varianten haben eine Vielzahl an Möglichkeiten aufgezeigt, unterspannte BSP-Deckensysteme mit großen Spannweiten auszuführen. Sie stellen ein enormes Potenzial dar, stützenfreie Tragstrukturen im Holzbau zu realisieren.

## Literaturverzeichnis

### 1 Bücher/Skripten

- [1] Schickhofer, G. et al.  
BSPhandbuch Holz-Massivbauweise in Brettsper Holz  
2. Auflage 2010  
Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN: 978-3-85125-109-8
- [2] Schickhofer, G.  
Holzbau, Teil A Der Roh- und Werkstoff Holz  
Version 1.2 WS 2006/2007  
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
- [3] Schickhofer, G.  
Brückenbau, Vorlesung  
Version 1.0 WS 2005/2006  
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
- [4] Tokarz, B.  
Unterspannte Träger  
Skriptum, Institut für Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen, Universität Stuttgart
- [5] Engel, H.  
Tragsysteme Structure Systems  
2. Auflage 1999  
Verlag Gerd Hatje, ISBN: 3-7757-0706-9

## 2 Abschlussarbeiten

- [6] Battisti, V.  
Faltwerke aus Brettspertholz  
Diplomarbeit, TU Graz, 2009
- [7] Salzmann, C.  
Ermittlung von Querdruckkenngrößen für Brettspertholz (BSP)  
Masterarbeit, TU Graz, 2010
- [8] Silly, G.  
Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von BSP  
Diplomarbeit, TU Graz, 2010
- [9] Mestek, P.  
Punktgestützte Flächentragwerke aus Brettspertholz (BSP) - Schubbe-  
messung unter Berücksichtigung von Schubverstärkungen  
Dissertation, TU München, 2011

## 3 Zeitschriften/Unterlagen

- [10] Muttoni, A.  
Brücken mit vorgespannter Stahlunterspannung  
Zeitschrift, Stahlbau 71 Heft 8, 2002  
Verlag Ernst und Sohn
- [11] Springer, O.; Büchl, F.  
Traglastberechnung unterspannter Träger  
Zeitschrift, Stahlbau 73 Heft 5, 2004  
Verlag Ernst und Sohn
- [12] Schickhofer, G. et al.  
Verbindungsbrücke EGGER, St. Johann i. T.  
Ausführungspläne: Ausschreibungsbeilage 1, 4, 5, 6  
2001
- [13] Stingl Holzleimbau  
Bautechnikzentrum TU Graz  
Ausführungspläne: Plan Nr.: 153099 HDP/01, 153099 ST02, 153099  
HDD/01  
2000

## 4 Zulassungen/Produktinformationen

- [14] Zulassung ETA-11/0190  
Würth Schrauben  
Deutsches Institut für Bautechnik  
gültig bis 27. Juni 2018
- [15] Wallner-Novak, M. et al.  
Brettsperrholz Bemessung, Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode  
1. Auflage 2013, ISBN: 978-3-902320-96-4  
Produktdokumentation der Firma proholz Austria AG der österreichischen Holzwirtschaft zur Förderung der Anwendung von Holz
- [16] Hochwertige Zug- und Druckstabsysteme für den Hoch- und Tiefbau, Bemessung, Grenzzugkräfte / Grenzdrukkräfte in KN  
Technische Produktinformation der Firma Besista International GmbH
- [17] Detan Stabsysteme  
Technische Produktinformation der Firma Halfen Vertriebsgesellschaft mbH  
Version 12/12
- [18] Pfeifer Zugglieder  
Technische Produktinformation der Firma Pfeifer Seil- und Hebeteknik GmbH  
Fassung 11/2010
- [19] KLH Massivholz GmbH  
Bauteilkatalog Konstruktion  
Auflage: Bauteilkatalog Konstruktion  
Version 01/2012

## 5 Normen

- [20] ÖNORM EN 1990:2003-03-01  
Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung
- [21] ÖNORM EN 1991-1-1:2011-09-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- [22] ÖNORM B 1991-1-1:2011-12-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen

- [23] ÖNORM EN 1992-1-1:2011-12-01  
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [24] ÖNORM B 1992-1-1:2011-12-01  
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
- [25] ÖNORM EN 1993-1-1:2012-03-01  
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [26] ÖNORM EN 1993-1-8:2012-03-01  
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen
- [27] ÖNORM EN 1995-1-1:2009-07-01  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [28] ÖNORM B 1995-1-1:2010-08-15  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1
- [29] Entwurf ÖNORM B 1995-1-1:2013  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1
- [30] ÖNORM EN 1995-1-2:2011-09-01  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksberechnung für den Brandfall
- [31] ÖNORM EN 1995-2:2006-10-01  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken

## 6 Internetquellen

- [32] <http://www.krafftfluss.at/>, 15.1.2014
- [33] <http://de.wikipedia.org/wiki/Einfeldtr%C3%A4ger>, 15.1.2014
- [34] <https://dokumente.unibw.de/pub/bscw.cgi/6214182>, 16.1.2014
- [35] <http://www.karl-gotsch.de/Lexikon/Finktr.htm>, 16.01.2014
- [36] <http://www.beuth.de/baulexikon/POLONCEAU-TRAEGER.HTM>, 16.01.2014
- [37] <http://www.graf-holztechnik.at/at/index/leistungsbereiche/bruecken/egger>, 10.2.2014
- [38] <http://www.diebauspezialisten.de/referenzen/dreba.htm>, 10.2.2014
- [39] <http://www.proholz.at/zuschnitt/03/bautechnikzentrum-tu-graz-graz-steiermark/>, 11.2.2014
- [40] <http://www.fastapp.com/index.php/de/projects/public/surrey-central-city/atrium-roof>, 7.3.2014
- [41] <http://www.3d-meier.de/Urlaub/Sylt/Quelle/Seite1.html>, 17.3.2014

## 7 Software

- [42] AutoCAD 2D/3D
- [43] Dlubal-Software (RFEM)
- [44] Mursoft (Ruck-Zuck)





Dies ist eine Veröffentlichung des

### **FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ**

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte  
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau  
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke  
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft  
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl