



Zum Einsatz von Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (HBV)

The use of shear connectors and steel fiber concrete for timber-concrete composite constructions

von
Bastian Kuhn, Matr.-Nr. 2999010

Ausgabe: 23.01.2017
Abgabe: 23.07.2017

Erstprüfer: Prof. Dr. -Ing. Steffen Marx
1. Betreuer: Falk Hoffmann-Berling, M.Sc.

Zweitprüfer: Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad
2. Betreuer: Dipl.-Ing. Sandra Tilleke

Schlagworte: Kraftschlüssige Verbindungen, Schädigung, Holz-Beton-Verbund, Stahlfaserbeton, Kernen, Schwingungsnachweis

Erklärung zur Urheberschaft

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel benutzt habe. Diese Arbeit wurde bei keinem anderen Ausschuss vorgelegt.

Leipzig, Juli 2017

Bastian Kuhn

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meines Weiterbildungsstudiums an der Leibniz Universität Hannover.

Bei den Professoren, Dozenten, Kollegen und Kommilitonen möchte ich mich für die gute Unterstützung bedanken.

Bei meiner Familie entschuldige ich mich für die viele Zeit, die ich dem Studium geopfert habe.

Für Linda und Lukas.

Leipzig, Juli 2017

Zusammenfassung

In der hier vorgestellten Arbeit wird die Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen behandelt.

Der Beton als günstiger Baustoff zur Aufnahme der Druckkomponente wird als Stahlfaserbeton gewählt.

Die Zugkraft im Verbundquerschnitt soll über das Holz abgetragen werden.

Um die Schubkräfte zwischen diesen beiden Baustoffen anzuschließen wird eine Kerbe in das Holz eingefräst.

Ziel dieser Arbeit ist den Kraftverlauf während der Belastung des Tragwerks zu analysieren um aktuelle Berechnungs- und Konstruktionsmethoden zu hinterfragen. Insbesondere die verwendete Bewehrung und die Verbindungsmittel sollen möglichst reduziert werden.

Im Kapitel 3 werden 3 gebaute Beispiele bzw. aktuell in der Ausführung befindliche Tragwerke vorgestellt. Im Bereich der Bodenplatten ist die Anwendung von Stahlfaserbeton bereits eine Standardanwendung weshalb hierzu ebenfalls ein Beispiel vorgestellt wird.

Kapitel 4 behandelt die theoretischen Grundlagen zur Analyse des Tragwerks. Bedingt durch das stark nichtlineare entfestigende Materialverhalten des Stahlfaserbetons wird ein Einblick in den materialtheoretischen Rahmen gegeben. Zur Berechnung des nichtlinearen Materialverhaltens wird die nichtlineare Berechnungsmethode nach Newton-Raphson erläutert. Der 2. Abschnitt dieses Kapitels erläutert die analytische Bemessung von Stahlfaserbeton. Die Schubkräfte werden wie erwähnt über Kerben übertragen. Hierzu wird die Definition dieser kraftschlüssigen Verbindung gegeben. Der 4. Abschnitt behandelt das anisotrope Materialverhalten von Holz. Im letzten Abschnitt des Kapitel 4 wird die Berechnung von Verbundquerschnitten erläutert. In einem extra Abschnitt wird auch eine Möglichkeit zum Schwingungsnachweis aufgezeigt.

Das 5. Kapitel zeigt Berechnungsmodelle zur Ermittlung der Kräfte im Verbundquerschnitt auf. Es werden hierbei das γ -Verfahren sowie das Stabmodell nach Rautenstrauch vorgestellt.

In Kapitel 6 werden die theoretischen Grundlagen und Berechnungsmodelle an einem praktischen Beispiel angewendet. Im 1. Teil dieses Kapitels wird die Bemessung mittels des γ -Verfahrens variiert. Die behandelten Schubkerben bedingen auch im Holz ein flächenartiges Tragwerk. Daher wird eine Brettstapeldecke als Tragwerkskomponente gewählt.

Um einen Kostenvergleich zwischen Flächentragwerk und Stabtragwerk durchzuführen, wird zusätzlich eine Holz-Beton-Verbunddecke mit Stäben dimensioniert. Die Schubkraft wird hier über gekreuzte Schrauben angeschlossen.

Der gewählte Träger mit Brettstapeldecke wird als 3. Option als 2D FEM Tragwerk modelliert. Die Druckübertragung zwischen den Kerben wird über nichtlineare Kontaktelemente berücksichtigt.

Im Abschluss des 6. Kapitels wird ein Schwingungsnachweis nach der im Kapitel 4 aufgeführten Methode durchgeführt.

Kapitel 7 führt einen Kosten-Nutzen Vergleich durch. Anhand des berechneten Beispiels aus Kapitel 6 werden Vor- und Nachteile einer Ausführung als a) klassische Holzbalkendecke, b) Holz-Beton-Verbunddecke mit gekreuzten Schrauben und einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Schubkerben und Brettstapeldecke diskutiert.

In Kapitel 8 erfolgt die Auswertung der Arbeit.

Abstract

In this work the design of Timber-Concrete-Composite constructions is presented. The concrete as beneficial component for the pressure forces is from the material steel-fibre-concrete. The tension force in the composite profile is assigned to the timber part of the profile.

The shear force in the profile is connected via a notch that is milled into the wood.

The aim of the work is to analyze the force path during the loading of the structure. With this analysis the current ways of designing such structures is analyzed.

In chapter 3 build or about to be build structures from composite or steel-fibre-concrete are presented.

Chapter 4 shows the theoretical basics for the analysis of steel-fibre-concrete and timber-concrete-composite sections. The analysis of Newton-Raphson is explained in order to design the nonlinear effects of the material. In the second part of this chapter the analytical design of steel-fibre-concrete according to the current standards is explained. In the last part of this chapters the design of composite and timber is shown.

With the chapter 5 the beam design models currently used in the standards are analyzed and explained.

On a practical example of a building that is about to be build the theoretical and calculation aspects are demonstrated in chapter 7.

At the end of this chapter a deflection analysis of the demonstrated models is given.

Chapter 8 shows the costs of three different ways how to execute the ceiling analyzed in the previous chapter. Here a „classic“ ceiling made from timber beams is compared with the variant of horizontal oriented glulam beam (Brettstapeldecke) with concrete on top and a timber-concrete composite section made with beams. for the third variant screws carry the shear force component.

In the last chapter of this work the results are presented.

Inhaltsverzeichnis

1	Aufgabenstellung	1
2	Einführung	3
3	Gebaute Beispiele	4
3.1	Beispiel 1 HBV-Konstruktion mit Brettstapeldecke und Schubkerve	4
3.2	Beispiel 2 Industriefußboden aus Stahlfaserbeton	5
3.3	Beispiel 3 Umrechnung einer Balkendecke in eine HBV-Decke	5
4	Theoretische Grundlagen	6
4.1	Materialtheoretischer Rahmen	6
4.1.1	Materialmodelle	6
4.1.2	Konstitutiv- (Zustands-)gleichungen	11
4.1.3	Dissipation	14
4.1.4	Elastoplastische Materialgesetze (Schädigung)	15
4.1.5	Finite Element Berechnung	19
4.1.6	Umgesetztes Materialmodell in [15]	23
4.2	Berechnung von Faserbeton	35
4.2.1	Materialeigenschaften	35
4.2.2	Bemessungsgrundlagen und Regelwerke	37
4.2.3	Tragverhalten von SFB	38
4.2.4	Analytische Bemessung von SFB Tragwerken	45
4.2.5	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	45
4.2.6	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	48
4.3	Schubsteife kraftschlüssige Verbindungen	50
4.4	Berechnung von Holztragwerken	53
4.5	Berechnung von HBV-Konstruktionen	55
4.5.1	Bemessungsgrundlagen und Regelwerke	55
4.5.2	Nachweise	56
4.5.3	Schwingungsnachweis	56
5	Berechnungsmodelle	58
5.1	Geschlossene Lösung der Differentialgleichung	59
5.2	γ -Verfahren	61
5.3	Stabmodell nach Rautenstrauch	64
6	Anwendung der Berechnungsmodelle	64
6.1	γ -Verfahren (DLT)	67
6.1.1	Effektive Kriechzahlen	67
6.1.2	Schwinddehnung	69
6.1.3	Effektive E-Moduln	70
6.1.4	Verbundmittelsteifigkeit	70
6.1.5	Effektive Steifigkeit	71
6.1.6	Bemessung	76
6.2	Änderung des Systems in einen Einfeldträger	86
6.2.1	Kriechen	87
6.2.2	Schwinden	87
6.2.3	Effektive Steifigkeit	88
6.2.4	Bemessung	89

6.3	γ -Verfahren mit gekreuzten Schrauben	93
6.3.1	Effektive Steifigkeit	96
6.3.2	Bemessung	97
6.4	Stabmodell nach Rautenstrauch	99
6.4.1	Bemessung	103
6.5	FEM-Analyse	106
6.6	Variation der Kervenneigung	120
6.7	Schwingungsnachweis	123
7	Kosten-Nutzen Vergleich	125
8	Fazit	127
	 Literaturverzeichnis	 130
	 Anhang	 133
A	Beispiel 1 BV Bachwilmatte Entlebuch	134
B	Beispiel 2 Industriefußboden aus Stahlfaserbeton	138
C	Bogenlängenverfahren	160
D	Tensorrechnung	161
E	Verfestigung:	162
F	Kostenvoranschlag Brettstapeldecke	164
G	Kostenvoranschlag Holzbalkendecke	165
H	Auszug Statik EFH	167
H.1	Dachkonstruktion	167
H.2	Positionspläne	167
H.3	Nachweise Wohnhaus	170
H.3.1	Position E.2 (Nebenträger Decke)	170
H.3.2	Position E.3 (Hauptträger an Treppe)	175
H.4	Position E.4 (Hauptträger)	183
H.5	Position E.5 (Träger Arbeitszimmer)	186
H.6	Alternative Berechnung als Holz-Beton-Verbunddecke	190
H.7	Position E6a Unterzug	195
H.8	Position B.1 (Nachweis Sockel)	201
H.9	Position B.2 (Bodenplatte)	201
H.10	B.2a Alternative Berechnung als Stahlfaserbetonbodenplatte	207
H.11	Deckenlagenplan DLT	211

1 Aufgabenstellung



Institut für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx



Leibniz
Universität
Hannover

Masterarbeit

für Herrn Bastian Kuhn
Matrikelnummer 2999010
Nummer 16054

Appelstraße 9A
30167 Hannover
Telefon: 05 11 / 7 62 – 43 40
Telefax: 05 11 / 7 62 – 21 75
eMail: stuempel@ifma.uni-hannover.de

18. Januar 2017

Thema der Masterarbeit

Zum Einsatz von Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

The use of shear connectors and steel fiber concrete for timber-concrete composite constructions

Aufgabenstellung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise ist seit längerem bekannt und bewährt sich zunehmend in der praktischen Umsetzung sowohl im Neubau als auch in der Sanierung. Dabei werden neben den biophysikalischen Vorteilen, wie verbesserter Schall- und Brandschutz auch die statischen Vorteile einer höheren Tragfähigkeit und Steifigkeit genutzt. Neben der üblichen schubsteifen Verbindung durch Vollgewindeschrauben, eingeleimte Bewehrungsstäbe oder Lochbleche kommen auch Verbindungen mittels Formschluss zum Einsatz.

Im Rahmen der Arbeit sind die Einsatzmöglichkeiten von formschlüssigen Verbindungen (Kernen, Schwalbenschänze, u.a.) in Verbindung mit Stahlfaserbeton zu betrachten.

Umfang und Bearbeitung

- Stellen Sie die Grundlagen für die kraftschlüssige schubsteife Verbindung über Formschluss im Holz-Beton-Verbundbau zusammen.
- Recherchieren Sie gebaute Beispiele.
- Erarbeiten sie verschiedene Modelle (Stabwerkmodell, FE-Modell) zur Berechnung der Verbindung.
- Variieren Sie Parameter wie Kergeometrie (Kerventiefe, Flankenneigung (beispielsweise von $+15^\circ$ bis -15°), Kervlänge, Kervabstand) und Materialfestigkeiten von Beton und Holz um die Randbedingungen und Einsatzgrenzen für den Hoch- und Brückenbau herauszuarbeiten.
- Besonderen Augenmerk ist dabei auf die Querkrafttragfähigkeit sowohl im Holz als auch im Beton zu legen. Es sind im Detail konstruktive Lösungsvorschläge zu erarbeiten um ein duktilen Bauteilverhalten sicherzustellen.

Der Umfang der Bearbeitung ist nach Absprache mit dem Betreuer zu begrenzen. Getroffene Annahmen und Bezüge zu den einzelnen Quellen sind deutlich zu kennzeichnen.

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Zweitprüfer: Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad
1. Betreuer: Falk Hoffmann-Berling, M. Sc.
2. Betreuer: Dipl.-Ing Sandra Tilleke

Ausgabe: 23.01.2017
Abgabe: 23.07.2017

(Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx)

(Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad)

2 Einführung

Schon seit dem Mittelalter werden zusammengesetzte Querschnitte verwendet um mit geringerem Materialeinsatz größere Spannweiten zu überbrücken.

Holz und Beton stellen mit ihre Materialeigenschaften eine optimale Möglichkeit dar um die Vorteile beider Materialien gezielt einzusetzen.

Der Beton kann sehr hohe Druckkräfte aber nur sehr geringe Zugkräfte abtragen. Die auftretenden Zugspannungen in einem Querschnitt können sehr gut von dem leichteren Werkstoff Holz aufgenommen werden.

Weitere Vorteile des unteren Querschnitts aus Holz ist, dass es optisch ansprechender aussieht und Anschlüsse zu Wänden einfacher durchzuführen sind. Desweiteren bildet sich insbesondere bei Durchdringungen der Außenhaut keine bzw. eine geringere Wärmebrücke aus die mit einem reinen Betonbauteil über aufwendige Iso-Körbe angeschlossen werden müssen.

Der Vorteil des Betons ist eine höhere Masse, die insbesondere bei Holzbauwerken häufig gewünscht ist. Hieraus ergeben sich bessere Schall- und Schwingungseigenschaften. Weiterhin wird die Speicherfähigkeit des Aufbaus vergrößert.

Bereits Ende der neunziger Jahre wurde aus diesen Gründen viele Decken des Fertighausherstellers Huf-Haus in Hartenfels als reine Betondecke ausgeführt.

Auch der Systemhersteller Dennert-Decken bietet vermehrt Betondecken für Holzhäuser an.

Mit der Entwicklung der Brettsper Holzplatte und der Wiederbelebung der Brettstapeldecke als flächenartiges Bauteil hat sich der Holzbau die Fläche erschlossen und steht damit in Konkurrenz zum Baustoff Beton. Viele Projekte mit 5 und mehr Stockwerken weltweit zeigen, dass mit dem Baustoff Holz kostengünstig, hochwertig und vor allem schnell Gebäude errichtet werden können.

Bei derartigen Tragwerken ist ein hochwertiger Schallschutz sehr wichtig. Mit reinen Holztragwerken werden die Schall- und Schwingungsnachweise sonst schnell zum begrenzenden Element.

In Zukunft wird es nach Meinung des Autors bei derartigen Großprojekten so sein, dass die Holztragwerke vorgefertigt auf die Baustelle transportiert werden. Dort wird ein Geschoss in einem Tag montiert regendicht erstellt und die Betonage erfolgt unabhängig vom weiteren Bauverlauf.

Hierbei sind Bewehrungsmatten oder das manuelle Einbringen von Schrauben auf der Baustelle sehr hinderlich im Bauablauf.

Wie erwähnt soll das Hauptziel dieser Arbeit sein in Zukunft vorgefertigte Holzplatten auf die Baustelle zu liefern. In diesen Platten sind die Schubverbindungs mittel als Ker ven bereits im Werk eingefräst. Aufgrund des Wegfalls der Bewehrung ist eine aufwendige Verlegung von Bewehrungsmatten nicht mehr notwendig. Der Beton kann über Pumpen in die Decke eingebracht werden.

Zusätzliche Verbindungsmittel zur Aufnahme von Querkomponenten werden nicht benötigt, da keine Querkomponenten auftreten.

Wenn diese Prognosen des eintreffen, wäre mit Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ein wettbewerbsfähiges Bauteil vorhanden.

3 Gebaute Beispiele

3.1 Beispiel 1 HBV-Konstruktion mit Brettstapeldecke und Schubkerve

Bei diesem Bauvorhaben geplant von Herrn Hofstetter von der Firma Pirmin Jung sind zwei dreigeschossige Mehrfamilienhäuser mit insgesamt sechs Geschosswohnungen entstanden. Ein Haus wurde in Holzbauweise, eines in Massivbauweise erstellt. Beim Holzbau handelt es sich um einen vorgefertigten Rahmenbau. Es kamen für die Decken sichtbare Holz-Beton-Verbunddecken zum Einsatz [25, pirminjung.ch].



Bild 1: BV Bachwilmatte Entlebuch [25]

System:

- Spannweite 4,8 m (Pos. 103/203 in Anhang A).
- Querschnitt (siehe Bild 2):
 - 75mm Estrich.
 - 40mm Dämmung.
 - 120mm Beton C30/37 mit Schwindbewehrung.
 - 100mm Brettstapeldecke C24.
- Einachsiger Lastabtrag.
- Statisches System Einfeldträger.

Belastung:

- LF1 Eigengewicht und Ausbau $2kN/m^2$.
- LF2 Nutzlast $5kN/m^2$.

Detailliertere Informationen zu diesem Projekt befinden sich im Anhang A.

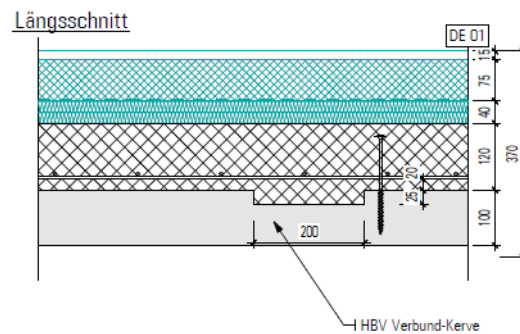


Bild 2: Querschnittsaufbau

3.2 Beispiel 2 Industriefußboden aus Stahlfaserbeton

Der Industriefußboden für eine ca. 30m x 24m große Halle wurde von Herrn Lobisch von der Firma Müller & Lobisch geplant.

Es handelt sich hierbei um eine reine Stahlfaserbetonkonstruktion. Mit diesem Beispiel wird der aktuell häufigste Einsatzzweck von Stahlfaserbeton erläutert.

Detailliertere Informationen zum Projekt befinden sich im Anhang B.

Die Bemessung erfolgt nach [2, EC2] in Verbindung mit [10, DAfStb]. Weitere Informationen zur normativen Grundlage in der Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen finden sich im Kapitel 4.2.

System:

- Betonfestigkeitsklasse C30/37.
- Stahlfaser Leistungsklasse L2,1/1,8.
- Länge 30,3m.
- Breite 24,3m.
- Höhe 0,22m.

3.3 Beispiel 3 Umrechnung einer Balkendecke in eine HBV-Decke

Im Zuge dieser Arbeit wird für ein noch zu errichtendes Gebäude (Bild 3 eine geplante klassische Balkendecke in eine HBV-Decke mit Brettstapeldecke und Schubkerven umgerechnet. Neben den statischen Auswirkungen werden hierfür auch die Kosten der beiden Ausführungen verglichen.

Als Besonderheit wird die Decke in einem Blockhaus errichtet, welches bedingt durch das Schwinden des Materials teilweise erheblichen Setzungen von bis zu 20cm unterliegt. Ein Auszug der statischen Berechnung der Holzbalkendecke befindet sich im Anhang H. Die im Kapitel 4 erläuterten theoretischen Grundlagen sowie die Berechnungsmodelle aus dem Kapitel 5 kommen für dieses Beispiel im Kapitel 6 zur Anwendung.



Bild 3: BV Rumberg Blockbau

4 Theoretische Grundlagen

4.1 Materialtheoretischer Rahmen

4.1.1 Materialmodelle

Stahlfaserbeton unterliegt einem elastoplastischem Materialverhalten hervorgerufen durch Schädigung (Risse) des Materials. Aus diesem Grund wird eine kurze Einführung in den Kontinuumsmechanischen Rahmen gegeben. Diesen Beschreibungen liegt die Arbeit von [22] zugrunde! Weitere Informationen zu den vorgestellten Materialmodellen finden sich z.B. in der genannten Arbeit oder in [21] und [12].

Die Verschiebung eines Körpers wird durch eine spannungsfreie Referenzkonfiguration $\mathcal{B}_0$ und der verformten aktuellen Konfiguration $\mathcal{B}_t$ im euklidischen Raum $\mathbb{R}^3$ beschrieben (vgl. Bild 4). Also in einem dreiachsigen kartesischen Koordinatensystem.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Zeitpunkt $t_0 = 0$ und jeder andere Zeitpunkt als $t \in \mathbb{R}_+$ behandelt.

Ein beliebiger Punkt in der Ausgangskonfiguration $\mathcal{B}_0$ und der Referenzkonfiguration $\mathcal{B}_t$ wird demzufolge über folgenden Positionsvektor beschrieben.:

$$X = X_1 E_1 \quad (\mathcal{B}_0) \tag{1}$$

$$x = x_i e_i \quad (\mathcal{B}_t) \tag{2}$$

Über φ werden die beiden Konfigurationen mit folgender Beziehung gekoppelt.:

$$\varphi : \mathcal{B}_0 \rightarrow \mathcal{B}_t \tag{3}$$

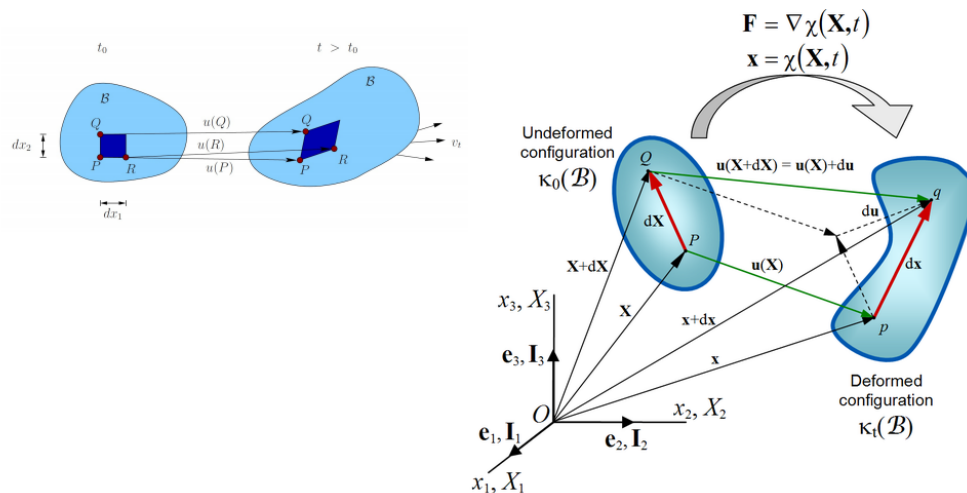


Bild 4: Kinematische Beziehung Referenz- Momentankonfiguration (rechts)(Quelle [12])

Daraus folgen die Vektoren $x = \varphi(X, t)$ und $X = \varphi^{-1}(x, t)$.

Die Verformung eines beliebigen Punktes P in der lokalen (verformten) Konfiguration gegenüber der Referenzkonfiguration lässt sich damit beschreiben über:

$$u(X) = x(X) - X \quad (4)$$

Um die lokale Verformung des Punktes P in der lokalen Konfiguration differentiell zu beschreiben wird der Deformationsgradient F eingeführt. (Tensor 2. Stufe.) Der Deformationsgradient F beschreibt wie sich die Vektoren ändern, wenn sich die Koordinate des Punktes P ändern.

$$F = \text{Grad} x \quad \Leftrightarrow F_{iJ} = \frac{\partial x_i}{\partial X_J} \quad (5)$$

Deformationsgradient zur Abbildung für Linien- und Flächenelemente.:

$$dx = F \cdot dX \quad (6)$$

$$n \cdot da = J F^{-T} \cdot N dA \rightarrow J = \det F \neq 0 \quad \text{Jacobi-Determinante} \quad (7)$$

Auf dem Flächenelement da (vgl. Bild5) steht ein Normalenvektor n . Um wiederum die Beziehung zwischen Referenz- und lokaler Konfiguration abzubilden, gilt der in Gleichung 7 erläuterte Zusammenhang. J beschreibt dabei die Jacobi Determinante mit der invertierten und transponierten Verformung. Die Beziehung zwischen lokaler- und Referenzkonfiguration wird über $J F^{-T}$ vereinheitlicht.

Damit die Beziehung nicht singulär wird, wird vorausgesetzt, dass $J \neq 0$ um ein Durchdringen der Körper zu verhindern, gilt weiterhin, dass $J > 0$.

Der Deformationsgradient beinhaltet alle physikalischen Bewegungen des Körpers. Er berücksichtigt jedoch nicht die Verformung oder Verzerrung des Körpers, da er vom Referenzsystem abhängt!

Die Starrkörperdrehungen des lokalen Elements z.B. da rufen keine Verformungen hervor! Über den Cauchy-Green Deformationstensor wird die Verzerrung der Körper gemessen. Über den Deformationsgradienten wird somit die Längenänderung gemessen.

Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

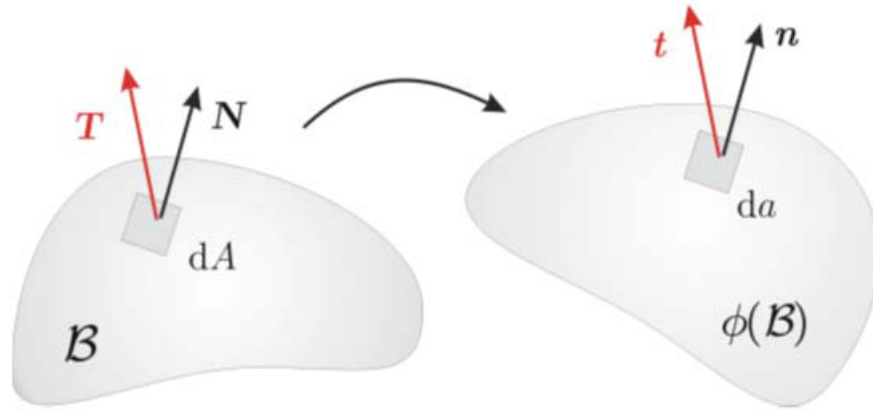


Bild 5: Beziehung Deformationsgradient am Flächenelement(Quelle [12])

$$C = F^T \cdot F = U^T \cdot R^T \cdot R \cdot U = U^T \cdot U \quad \text{Rechter Cauchy-Green Tensor} \quad (8)$$

$$b = F \cdot F^T = V \cdot R \cdot R^T \cdot V^T = V \cdot V^T \quad \text{Linker Cauchy-Green Tensor} \quad (9)$$

$$E = \frac{1}{2} (F^T \cdot F - 1) \quad \text{Green-Lagrange Verzerrungstensor} \quad (10)$$

$$e = \frac{1}{2} (I - b^{-1}) \quad \text{Almansi-Euler-Verzerrungstensor} \quad (11)$$

Beim rechten und linken *Cauchy-Green Deformationstensor* (Gleichung 8 und 9) vereinfacht sich die Gleichung durch $I = R \cdot R^T$ Bildung der Einheitsmatrix aus dem Drehtensor R . Durch die Kennzeichnung mittels Großbuchstaben E und Kleinbuchstaben e geht hervor, dass der *Green-Lagrange Verzerrungstensor* die Verzerrungen im Referenzkoordinatensystem und der *Almansi-Euler-Verzerrungstensor* die Verzerrungen im lokalen Koordinatensystem abbildet. Es wird also weiterhin alles auf das Referenzkoordinatensystem bezogen.

Über die Beziehung $H = \frac{\partial u}{\partial X}$ also wiederum die Verformung im lokalen Koordinatensystem zum Referenzsystem lässt sich somit die gewünschte Verzerrung ε als linearer Verzerrungstensor berechnen (Gleichung 12).

$$\varepsilon = \frac{1}{2} (H + H^T) = \frac{1}{2} (\text{gradu} + \text{grad}^T u) \quad (12)$$

Die Spannungen die auf den Körper wirken lassen sich in analoger Weise herleiten.

$$t = \frac{df}{da} \quad \text{Spannungsvektor} \quad \rightarrow t = \sigma \cdot n \quad \text{Cauchy-Theorem} \quad (13)$$

$$T = \frac{df}{dA} \quad \text{Piola-Kirchhoff-Spannungsvektor} \quad \rightarrow T = P \cdot n \quad (14)$$

Der *Piola-Kirchhoff-Spannungsvektor* in Gleichung 14 ist die berechnete Spannung am Referenzsystem (vgl. Bild 5) und P damit die nominelle Spannung und σ die reale Spannung.

Bilanzgleichungen

„Bilanzgleichungen sind grundlegende Erfahrungssätze der Kontinuumsmechanik, die den Zusammenhang zwischen dem Zustand bestimmter, den materiellen Körper (Kontinuum) kennzeichnender Größen und den äußeren Einwirkungen auf diesen Körper ausdrücken. Bilanzgleichungen, die die Konstanz (Erhaltung) dieser Größen beinhalten, heißen auch Erhaltungssätze. Bilanzgleichungen können für Körpermodelle unterschiedlicher Dimension und auch für andere physikalische Größen angegeben werden.“ [21, Definition 5.1] „Globale Bilanzgleichungen beziehen sich auf den Gesamtkörper, lokale Bilanzgleichungen auf materielle Volumenelemente. Unter den Voraussetzungen stetiger Felder der klassischen Kontinua sind globale und lokale Bilanzgleichungen gleichwertig. Es gilt somit uneingeschränkt das Axiom der lokalen Wirkung.“ Axiom der lokalen Wirkung: „Der Zustand eines Körpers zur Zeit t ist für jeden seiner materiellen Punkte allein durch den Zustand der Feldgrößen zur gleichen Zeit t und in der unmittelbaren (lokalen) Umgebung des jeweiligen materiellen Punktes bestimmt. Alle Bilanzaussagen gelten für jeden beliebigen Teil eines Körpers.“ [21, Kapitel 5.2]

Massenbilanz

Die Masse des Systems bleibt gleich, auch wenn sich das System verformt. Das System ist masseninvariant (Unveränderlichkeit von Größen).

$$m = \underbrace{\int_{\mathcal{B}t} \rho dv}_{\text{Verformtes-}} = \underbrace{\int_{\mathcal{B}0} dV}_{\text{Referenzsystem}} = \text{konst.} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} m &= \frac{d}{dt} \int_{\mathcal{B}t} \rho dv = \frac{d}{dt} \int_{\mathcal{B}0} \rho J dV = \int_{\mathcal{B}0} \frac{d}{dt} (\rho J) dV = \\ &= \int_{\mathcal{B}0} (\dot{\rho} + \rho \operatorname{div} \dot{x}) dV = \int_{\mathcal{B}t} (\rho + \dot{\rho} \operatorname{div} \dot{x}) dv = 0 \end{aligned} \quad (16)$$

Mit ρ als Dichte des jeweiligen Punktes!

Gemäß Gleichung 16 *Transport Theorem* gilt, dass die Masse auch über die Änderung der Zeit konstant bleibt! Über das Transport Theorem wird die Änderungsgeschwindigkeit eines Körpers in Volumen- und Oberflächenkräfte zerlegt.

Lokale Form des Gleichgewichts der Massen. Massenerhaltungssatz (Kontinuitätsgleichung).

$$\dot{\rho} + \rho \operatorname{div} \dot{x} = 0 \quad (17)$$

Impulsbilanz

Nach dem Newtonschen Bewegungsgesetz.

$$\frac{d}{dt} \int_{\mathcal{B}t} \rho \dot{x} dv = \underbrace{\int_{\mathcal{B}t} \rho \cdot b dv}_{\text{Volumen-}} + \underbrace{\int_{\partial \mathcal{B}t} t da}_{\text{Oberflächenkräfte}} \quad (18)$$

Der linke Term der Gleichung 18 beschreibt die Trägheitskräfte, die rechte Seite eingeprägte Kräfte.

Über das *Cauchy Theorem* (rechte Seite (*tda*)) aus Gleichung 13 und dem Prinzip der Masseninvarianz (Transport-Theorem (linke Seite)) aus Gleichung 16 wird das Oberflächenintegral „eliminiert“.

$$\begin{aligned} \operatorname{div} \sigma + \rho b - \rho \ddot{x} &= 0 & \text{lokale Form} \\ \rightarrow \operatorname{div} \sigma &= 0 & \text{Keine Volumenkräfte, statischer Fall} \end{aligned} \quad (19)$$

Mit der Impulsbilanz wird die zeitliche Änderung des Gesamtimpulses durch die Deformation eines Körpers beschrieben. Die Deformation eines Körpers steht dabei im Gleichgewicht mit den auf den Körper von außen einwirkenden Kräften (Oberflächen- und Volumenkräften).

Drehimpulsbilanz

„Drehimpulsbilanz ist die Änderungsgeschwindigkeit des Gesamtdrehimpulses eines Körpers in Bezug auf einen gewählten Punkt ist gleich dem Gesamtmoment aller von außen auf den Körper wirkenden Oberflächen- (*da*) und Volumenkräfte (*dv*) bezüglich des gleichen Punktes.“ [21, Satz 5.3].

$$\frac{d}{dt} \int_{Bt} \rho x \times \dot{x} dv = \int_{Bt} \rho (x \times b) dv + \int_{\partial Bt} x \times t da \quad (20)$$

Über den Vektor zwischen der lokalen (Verformungs-)konfiguration $r = x - x_0$ ausgehend von einem beliebigen Momentenbezugspunkt liefert die Drehimpulsbilanz die Symmetrie des Spannungstensors.

$$\sigma^T = \sigma \quad \text{Cauchy Spannungstensor} \quad (21)$$

Es wird hierbei vorausgesetzt, dass keine Volumenverteilten Momente auftreten.

Energieerhaltungsgesetz

Der Energieerhaltungssatz besagt, dass die mechanische Gesamtenergie eines Körpers bei seiner Bewegung erhalten bleibt (1. Hauptsatz der Thermodynamik).

$$\frac{d}{dt} \int_{Bt} \underbrace{\left(u + \frac{1}{2} \dot{x} \cdot \dot{x} \right) \rho dv}_{\text{kinetische Energie}} = \int_{Bt} \underbrace{\rho r + b \cdot \dot{x} dv}_{\text{mechanische Leistung}} + \int_{\partial Bt} \underbrace{t \cdot \dot{x} - q \cdot n da}_{\text{SpannungOberflaeche}} \quad (22)$$

Unter Ableitung unter Berücksichtigung des erläuterten Transport- (linke Seite) und Divergenz-Theorems (rechte Seite) kann die Gleichung wie folgt umgeformt werden.

$$\frac{d}{dt} \int_{Bt} (\dot{u} + \dot{\underline{x}} \cdot \dot{\underline{x}}) \rho dv = \int_{Bt} [\rho r + \underline{b} \cdot \dot{\underline{x}} + \operatorname{grad} \dot{\underline{x}} : \sigma + \dot{\underline{x}} \cdot \operatorname{div} \sigma - \operatorname{div} q] dv$$

Die unterstrichenen Terme stellen die mit der Geschwindigkeit gewichtete Impulsbilanz dar, damit ergibt sich die Energiebilanz in einer reduzierten, lokalen Form.

$$\rho \dot{u} = \operatorname{grad} \dot{\underline{x}} : \sigma + \rho r - \operatorname{div} q \quad (23)$$

Entropie-Bilanz

Der 2. Hauptsatz der Thermodynamik beschreibt die Art und Richtung der im 1. Hauptsatz erläuterten Energietransformation. Der 2. Hauptsatz beschreibt weiterhin, ob die Energietransformation reversibel oder irreversibel ist. Da in dieser Arbeit hauptsächlich die Umformungen des Systems beleuchtet werden sollen, ist dieser Satz für diese Arbeit daher sehr wichtig.

Die Entropie Bilanz ist dabei das Maß wieviel Energie irreversibel von einer nutzbaren in eine nicht nutzbare, d.h. nicht mehr in mechanische Arbeit umsetzbare Energie transformiert wird.

„2. Hauptsatz der Thermodynamik: Wärme (Energie) kann nie von selbst von einem System niedriger Temperatur auf Systeme höherer Temperatur übergehen. Für abgeschlossene Systeme nimmt die Entropie bei irreversiblen Prozessen stets zu ($ds > 0$), für Gleichgewichtszustände nimmt sie einen Extremwert an ($ds = 0$)“ [21, Satz 5.8] (vgl. Gleichung 24).

$$\frac{d}{dt} \int_{B_t} \rho s dv \geq \int_{B_t} \rho \frac{r}{\theta} dv - \int_{\partial B_t} \frac{1}{\theta} q \cdot n da \quad (2. \text{Hauptsatz global}) \quad (24)$$

- s = spezifische (innere) Entropie (Entropiedichte Pro Masseneinheit)
- θ Temperatur

Über das Divergenz-Theorem (Gleichung 22) wird der Fluss-Term in ein Volumenintegral überführt. Unter Beachtung des Transport-Theorems folgt die lokale Form der Entropiebilanz wie folgt:

$$-\rho \left(\dot{\psi} + s \dot{\theta} \right) + \text{grad} \dot{x} : \sigma - \frac{1}{\theta} q \cdot \text{grad} \theta \geq 0 \quad \text{Lokales KS} \quad (25)$$

$$\psi = u - s \theta \quad \text{Helmholtz Energie} \quad (26)$$

Berechnung der Helmholtz Energie mit Legendre-Transformation: Verknüpfung der inneren Energie u mit der freien Helmholtz-Energie ψ (s = Entropie).

Über Substitution ergibt sich die *Clausius-Duhem Ungleichung* als Betrag der dissipierten Energie (27).

$$\mathcal{D} = \text{grad} \dot{x} : \sigma - \rho \dot{\psi} \geq 0 \quad (27)$$

Das Gleichheitszeichen in Gleichung 27 gilt nur für idealisierte Prozesse. In der Realität sind die Prozesse stets irreversibel und damit > 0 .

4.1.2 Konstitutiv- (Zustands-)gleichungen

Die bisher diskutierten Methoden und Bilanzgleichungen sind materialunabhängig und damit für jedes System bzw. jeden Körper gültig. Über die Konstitutivgleichungen werden materialabhängige Gleichungen eingeführt. Diese phänomenologischen Variablen (Spannungen, Verzerrungen, Temperatur) sind abhängig vom Material und dem Prozess dem diese unterliegen. Stahl verhält sich z.B. für kleine Dehnungen linear elastisch gemäß des Hook'schen Gesetzes (verallgemeinert $\sigma = \mathcal{C} \cdot \varepsilon$).

Für große Dehnungen müssen bleibende unelastische Dehnungen berücksichtigt werden (vgl. Bild 6).

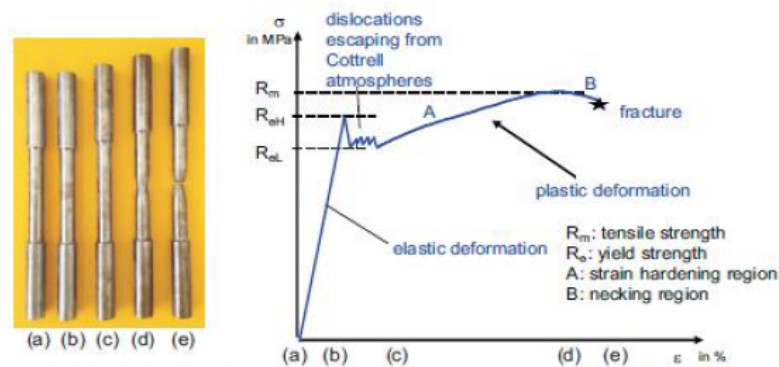


Bild 6: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Stahl(aus [12])

Innere Variablen ($\beta_1, \dots, \beta_n$) der Konstitutivgleichungen:

- $\psi = \psi(\theta, \text{grad}\theta, \beta_1, \dots, \beta_n)$ (Freie Energie).
- $s = s(\theta, \text{grad}\theta, \beta_1, \dots, \beta_n)$ (Spezifische Entropie).
- $\sigma = \sigma(\theta, \text{grad}\theta, \beta_1, \dots, \beta_n)$ (Cauchy Spannungstensor).
- $q = q(\theta, \text{grad}\theta, \beta_1, \dots, \beta_n)$ (Wärmeflußvektor).

Über die inneren Variablen werden z.B. Schädigung oder Plastizität von Materialien berücksichtigt. Die dissipativen Effekte eines Materials werden damit berücksichtigt.

„Die im Allgemeinen nicht beobachtbaren Zustandsgrößen der inneren Variablen werden zur Beschreibung materieller Defekte (Versetzungen, Mikrorisse etc.) herangezogen, es können skalare (z.B. isotrope Schädigung) oder tensorielle Größen (z.B. kinematische Verfestigung) sein. Für die Bestimmung der inneren Variablen werden Evolutionsgleichungen (im Allgemeinen gewöhnliche Differentialgleichungen) in Abhängigkeit von den konstitutiven (unabhängigen und abhängigen) Variablen und inneren Variablen selbst angegeben,

$$\frac{d\beta_i}{dt} = \dot{\beta}_i(\theta, \text{grad}\theta, \beta_1, \dots, \beta_n) \quad (28)$$

die unter Berücksichtigung der Anfangsbedingungen zu integrieren sind.“[12, Kap. 4.4.2] Die inneren Variablen werden deshalb auch als materielles Gedächtnis bezeichnet mit der Anfangsbedingung zum Zeitpunkt t_0 .

Isotrope Verfestigung bezeichnet das Aufweiten der Fließfläche, ohne die sich die Lage der Fläche im Spannungsraum ändert. Ein Beispiel hierfür ist ein Stahlblech was sich zumindest gedanklich durch Lochleibung in alle Richtungen aufweitet. Nach der plastischen Verformung ist ein isotroper Werkstoff weiterhin isotrop!

Kinematische Verfestigung bezeichnet eine Translation (Verlagerung) der Fließfläche im Spannungsraum. Die Fläche ändert ihre Form nicht!

Additive Zerlegung in elastischen und plastischen Anteil. Für große Verzerrungen müsste multiplikativ zerlegt werden (Gleichung 29).

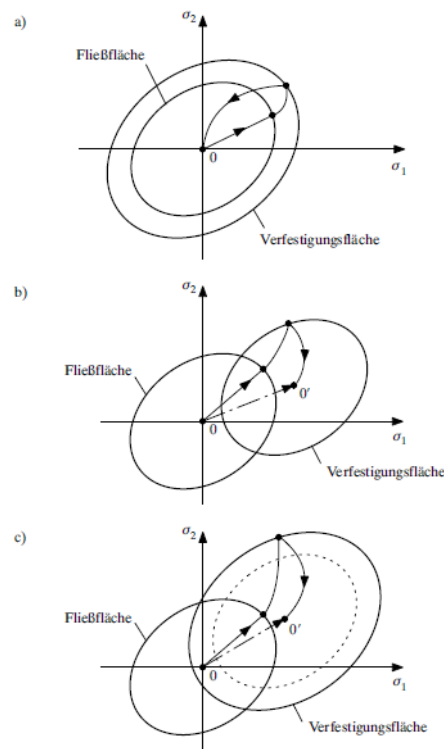


Bild 7: a)Isotrope, b)Kinematische c) gemischte Verfestigung (aus [34])

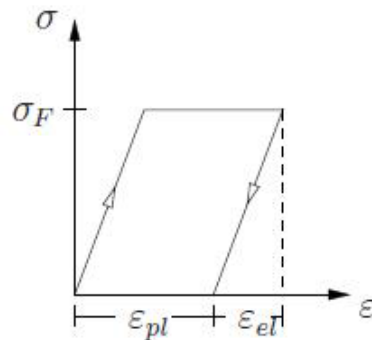


Bild 8: Linear elastisch; ideal plastisch)(aus [12])

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \varepsilon^{(e)} + \varepsilon^{(p)} \\ \rightarrow \varepsilon^{(p)} &= \varepsilon^{iso} + \varepsilon^{kin}\end{aligned}\tag{29}$$

Weitere Informationen zur Definition der Verfestigung befinden sich im Anhang E. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Hauptaugenmerk auf die Schädigung des SFB gelegt. Die freie Energie (Gleichung 30) wird nach Ableitung über die Zeit (Gleichung 31) in die Clausius-Duhem Ungleichung eingesetzt (Gleichung 32).

$$\psi = \psi(\varepsilon^{(e)}, p, D) = \psi(\varepsilon - \varepsilon^{(p)}, p, D) \quad (30)$$

$$\dot{\psi} = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon^{(e)}} \quad (31)$$

$$\left(\sigma - \rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon^{(e)}} \right) : \dot{\varepsilon} + \underbrace{\sigma : \dot{\varepsilon}^{(p)}}_R - \underbrace{\rho \frac{\partial \psi}{\partial p} \dot{p}}_Y - \rho \frac{\partial \psi}{\partial D} \dot{D} \geq 0 \quad (32)$$

- D=Schädigungsvariable.
- p=plastische Verzerrung (isotrope Verfestigung).
- R; Y= Zugehörige Thermodynamische Kräfte.

Für die Spannung kann dies umgeformt werden zu:

$$\sigma = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon^{(e)}} = -\rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon^{(p)}} \quad (33)$$

	Zustandsgrößen		Zugehörige
	Beobachtbar	Intern	Größen
Elastizität	ε		σ
Entropie	θ		s
Plastizität		$\varepsilon^{(p)}$	$-\sigma$
Verfestigung		p	R
Schädigung		D	-Y

Tabelle 1: Zustandsgrößen und zugehörige Variablen

4.1.3 Dissipation

Dissipation ist die irreversible Überführung potentieller Energie in eine andere Energieform. Die in dieser Arbeit betrachtete HBV-Konstruktion zum Beispiel verformt sich auch durch Reibkontakt (Kapitel 4.3) wodurch Wärme entsteht.

Über den 2. Hauptsatz der Thermodynamik (vgl. Gleichung 24) und der *Clausius-Duhem Ungleichung* (Gleichung 32) wird eine allgemeine Dissipationsfunktion aufgestellt.

Dissipationsfunktion:

$$\mathcal{D} = \sigma : \dot{\varepsilon}^{(p)} - \rho \sum \frac{\partial \psi}{\partial \beta_i} \cdot \dot{\beta}_i - \frac{1}{\theta} q \cdot \text{grad} \theta \geq 0 \quad (34)$$

Summe der thermalen Dissipation:

$$\mathcal{D}^{th} = -\frac{1}{\theta} q \cdot \text{grad} \theta \quad (35)$$

Innere Dissipation (aufgrund des inelastischen Materialverhaltens (Risse):

$$\mathcal{D}^{in} = \sigma : \dot{\varepsilon}^{(p)} - \rho \sum \frac{\partial \psi}{\partial \beta_i} \cdot \dot{\beta}_i \quad (36)$$

$$\tilde{\mathcal{D}} = \tilde{\mathcal{D}}(\varepsilon^{(p)}, p, D) = \sigma : \dot{\varepsilon}^{(p)} - R \dot{p} - Y \dot{D} \quad \text{Dissipations-Potential} \quad (37)$$

Das Dissipations-Potential (Gleichung 37) ist abhängig von dem Flussvektor in Gleichung 22 zur Erhaltung der Energie. Hieraus lassen sich die Evolutionsgleichungen der Dissipation herleiten.

$$\dot{\varepsilon}^{(p)} = \frac{\partial \tilde{D}}{\partial \sigma} \quad \text{Plastische Dehnung} \quad (38)$$

$$-\dot{p}_i = \frac{\partial \tilde{D}}{\partial R} \quad \text{Verfestigung} \quad (39)$$

$$\dot{D} = \frac{\partial \tilde{D}}{\partial Y} \quad \text{Schädigung (aus Wärmeflussvektor } q) \quad (40)$$

4.1.4 Elastoplastische Materialgesetze (Schädigung)

Anhand der erläuterten Grundlagen lässt sich die Schädigung und Plastizität eines Materials beschreiben. Im Rahmen der Schädigung unterscheidet man vier Arten von Schädigung.

1. Spröde Schädigung (Risse).
2. Duktile Schädigung (Einschnürung Stahl).
3. Schädigung durch Kriechen (Material entzieht sich der Last (Holz)).
4. Ermüdung (Betriebsfestigkeit Brücken).

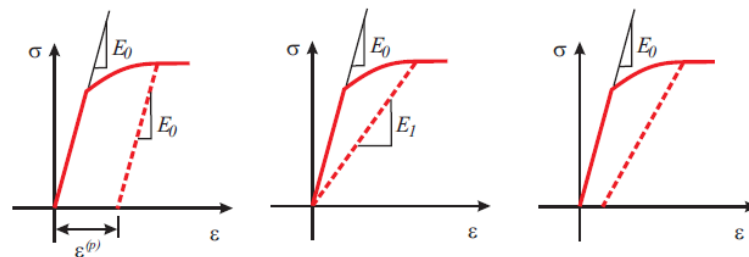


Bild 9: elastisch-plastische Verformung; spröde Schädigung; duktile Schädigung (Quelle [12])

Der Unterschied zwischen Schädigung und Plastizität liegt in der Änderung der elastischen Eigenschaften des Materials. Der SFB wird durch die auftretenden Risse weniger steif. Bei einer erneuten Widerbelastung besitzt der Querschnitt ein geringeres E-Modul. Die Neigung der Spannungsdehnungslinie wird flacher (siehe 2. Bild in Bild 9).

Auch bei einem isotropen homogenen Werkstoff wie Stahl lassen sich die beschriebenen Diskontinuitäten nicht alle erfassen. Der im Rahmen dieser Arbeit behandelte Werkstoff SFB und auch das Material Holz sind ungleich komplexer, da sich in dem Verbundmaterial SFB zusätzlich anisotrope (richtungsabhängige) Schädigungen in Richtung der Stahlfasern ausbilden können.

Daher wird die Schädigung als „verschmierte“ Schädigung eines Teilchens dA des Kontinuums betrachtet. Bezogen auf dieses kleine Teilchen wird die Schädigung folglich als makroskopisch homogen betrachtet (Bild 10).

$$D = \frac{dA_D}{dA} \quad \text{Makroskope Schädigungsvariable} \quad (41)$$

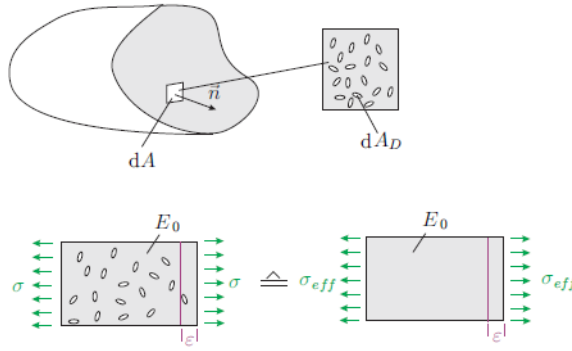


Bild 10: Mikromechanische Interpretation eines Makroskopen Teilchens (aus [12])

Einwirkende Kräfte können nur über die Fläche $A - A_D$ (im Kontinuum) übertragen werden. Mit der Schädigungsvariable ergibt sich damit die effektive Spannung im Teilchen zu $\sigma_{eff} = \frac{\sigma}{1 - D}$. Da die Dehnung äquivalent zur Spannung ist gilt :

$$\sigma_{eff} = E_0 \varepsilon \Leftrightarrow \sigma = E_{eff} \varepsilon \text{ und } E_{eff} = (1 - D) E_0.$$

- E_0 Ungeschädigter E-Modul. Alternative Schreibweise als $\mathbb{C}_0$ (Materialtensor 4. Stufe).
- E_{eff} Geschädigter E-Modul. Analoge Alternative Schreibweise als $\tilde{\mathbb{C}}$.

Die allgemeinste Form der anisotropen Schädigung wird über einen Schädigungstensor $\mathbb{D}$ vierter Stufe beschrieben.

Grundlegende Informationen zur Tensorrechnung befinden sich im Anhang D.

Durch einsetzen von $\mathbb{I} - \mathbb{D}$ für $\frac{\tilde{\sigma}}{\mathbb{C}}$ in $\sigma = \tilde{\mathbb{C}} : \frac{\tilde{\sigma}}{\mathbb{C}}$ ergibt sich.:

$$\sigma = (\mathbb{I} - \mathbb{D}) \tilde{\sigma} \quad (42)$$

$$\mathbb{M} = \mathbb{I} - \mathbb{D} \quad \text{Vereinheitlichter Schädigungstensor} \quad (43)$$

$$\rightarrow \tilde{\mathbb{C}} = (\mathbb{I} - \mathbb{D}) \mathbb{C}_0 = \mathbb{M} \mathbb{C}_0 \quad (44)$$

Über den Einheitstensor $\mathbb{I}$ der 4. Stufe wird die Symmetrie der Matrix erreicht. Es gilt $\mathbb{I}_{ijkl} = \delta_{ik} \delta_{jl}$.

In Gleichung 44 ist für die Spannung die jeweilige Steifigkeitsmatrix eingesetzt.

Schädigungsfortschritt wird im weiteren über eine stationäre skalare Funktion (Tensor 0. Stufe) f_D beschrieben. Vergleichbar zur Plastizität im vorigen Abschnitt der Dissipation (Gleichung 37) wird die Schädigung auch über die freie Energie Rate $\dot{Y}$ als Lagrange-Funktion formuliert.:

$$\mathcal{L} = \rho \frac{\partial \psi}{\partial D} \dot{D} + \dot{\lambda} f_D \quad (45)$$

Beschränkt durch die Kuhn-Tucker Bedingung, welche besagt, dass fließen erst bei $f_D = 0$ auftritt und $f_D > 0$ ausgeschlossen ist.

- $f_D \leq 0$ alternativ $f(\tilde{\sigma})$ (Fließfunktion).
- λ Langrange Multiplikator oder plastischer Parameter ($\dot{\lambda} \geq 0$).
- $\dot{\lambda} f_D = 0$ mit $f(\sigma) = \|\sigma\| - \sigma_F \leq 0$.

Die Schädigungsvariable D berechnet sich aus Gleichung 45 über Herleitung aus der Energie Y .

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial Y} = -\dot{D} + \dot{\lambda} \frac{\partial f_D}{\partial Y} \rightarrow \dot{D} = \dot{\lambda} \frac{\partial f_D}{\partial Y} \quad (46)$$

Das Materialversagen von Beton ist spröde. Das Versagen von SFB ist makroskopisch betrachtet plastisch, da sich die Fasern durch Reibung aus dem Beton herausziehen (vgl. Bild 31). Üblicherweise wird bei elastisch plastischen Schädigungsmodellen davon ausgegangen, dass die Schädigung (Riß) erst nach einer plastischen Verzerrung auftritt. Bei SFB ist es aber genau umgekehrt. Nach Auftauchen des Risses bilden sich plastische Verzerrungen aus.

Ein Schädigungsmodell für SFB muss daher die folgenden 3 Mechanismen berücksichtigen.

1. Vergrößerung der Mikrorisse (Schädigung).
2. Ablösen der Fasern aus dem Beton (Delamination)(Schädigung).
3. Herausziehen der Fasern aus dem Beton (Plastizität).

In Gleichung 29 wurde bereits erläutert, dass bei der hier angewendeten Fließtheorie davon ausgegangen wird, dass sich die Dehnungssinkremente in einen reversiblen elastischen und einen irreversiblen plastischen Anteil aufspalten.

Die potentielle Energie des Körpers ergibt sich zusammen mit der linearen Dehnung, der Schädigung und der plastischen Verzerrung als eine Funktion der freien Energie:

$$\psi = \tilde{\psi}(\varepsilon, D, p) \quad (47)$$

Das gesamte elastisch-plastische Schädigungspotential ergibt sich aus der freien Helmholtz-Energie durch eine partielle Ableitung mit der Legendre Transformation analog zu Gleichung 27.

$$\psi_e^* = \left[\frac{1}{\rho} \sigma : \varepsilon - \tilde{\psi} \right] = \left[\frac{1}{\rho} \sigma : \varepsilon^e - \psi \right] + \frac{1}{\rho} \sigma : \varepsilon^p \quad (48)$$

$$\psi_{tot} = \psi_e^* + \frac{1}{\rho} \sigma : \varepsilon^p - \psi_p \quad (49)$$

Terme:

- ψ_e^* = Elastische Verzerrungsenergie (Gibbs).
- $\frac{1}{\rho} \sigma : \varepsilon^p$ = Plastische Energie.
- ψ_p = Verfestigung.

Grundlage ist hier die additive Zerlegung in elasto-plastischen und elastischen Anteil der Dehnung. Im linken Term der Energierate wird hierbei Energie vom elastischen Potential abgezogen ($-\psi$).

Die elastische Verzerrungsenergie aus Gleichung 48 lässt sich mit dem „geschädigten“ Materialtensor $\tilde{\mathbb{C}}$ 4. Stufe (Gleichung 44) invers schreiben.

$$\rho\psi_e^* = \frac{1}{2} \sigma : \tilde{\mathbb{C}}^{-1} : \sigma \quad (50)$$

$$\rho\psi_e^* = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_- : \sigma_-}{E_0} + \frac{\sigma_+ : \sigma_+}{(1-D)E_0} - \frac{\nu_0}{E_0} (tr^2[\sigma] - \sigma : \sigma) \right) \quad (51)$$

Gleichung 51 liegt die Annahme zugrunde, dass Schädigung aufgrund von Rissen nur unter Zugbelastung (σ_+ auftritt. Zug- und Druckspannungen werden also additiv zerlegt. Schädigung und Plastizität tritt nur in Längsrichtung des Elements auf. Über die Spur des Spannungstensors ($tr^2[\sigma]$) wird die Steifigkeitsmatrix $\mathbb{C}$ mit der Einheitsmatrix $\mathbb{I}$ linearisiert. Gemeinsam mit E_0 und der Querdehnung ν bildet dieser Term der Gleichung das ungeschädigte Material ab.

Makroskopisch betrachtet ist es ausreichend die Zugspannungen über den „Querschnitt“ zu betrachten. Bezogen auf das einzelne Element ist jedoch gewünscht auch die Schädigung in transversaler Richtung, die sich von den Rissen ausgehend fortsetzen, zu berücksichtigen. Dies könnte über sogenannte adaptive Elemente erreicht werden, was aber im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter behandelt wird.

Über die Hauptachsentransformation (Spektralzerlegung) der Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ wird jeweils unterschieden ob Druck- oder Zugspannungen vorliegen.

$$\sigma_{+/-} = \sum_{i=1}^3 \langle \sigma_i \rangle e_i \otimes e_i \quad (52)$$

Freigegebene Energierate aufgrund von Schädigung lässt sich aus den thermodynamischen Kräften aus Gleichung 51 ableiten.

$$Y = \frac{d\psi}{dD} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_+ : \sigma_+}{(1-D)^2 E_0} \quad (53)$$

Durch Einführung der Fließfunktion f_p ist es möglich zwischen einer rein elastischen Zustandsänderung und einer elasto-plastischen oder in diesem Fall geschädigten Zustandsänderung zu unterscheiden. Mit dem Fließgesetz wird gewährleistet, dass alle Spannungszustände kleiner 0 rein elastisch sind und sich damit grafisch innerhalb des im Bild dargestellten Zylinders befinden. Alle plastischen Spannungen mit $f=0$ befinden sich auf dem Rand der in Bild 11 dargestellten π -Ebene.

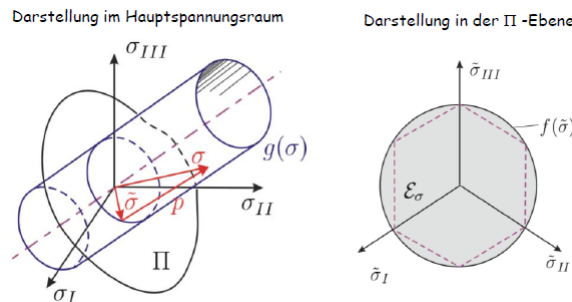


Bild 11: Geometrische Darstellung der Fließfläche(Quelle [12])

Fließfunktion:

$$f_p(\tilde{\sigma}, p) = \|\tilde{\sigma}^+\| - \sigma_Y - H(p) \leq 0 \quad (54)$$

Die plastische Dehnung im ungeschädigten Teil $\dot{\varepsilon}^p$ wird mit der plastischen Dehnung im geschädigten Teil $\dot{\tilde{\varepsilon}}^p$ gleichgesetzt.

$$\sigma : \dot{\varepsilon}^p = \tilde{\sigma} : \dot{\tilde{\varepsilon}}^p \quad (55)$$

Für die plastische Verzerrung aufgrund der Schädigung wird die effektive Verzerrungsrate festgelegt zu:

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^p = (1 - D)\dot{\varepsilon}^p \quad (56)$$

Wie bereits erwähnt, werden für die Schädigung nur positive Spannungen verwendet.

$$\tilde{\sigma}^+ = \frac{\sigma^+}{1 - D} \quad (57)$$

Durch Verwendung der effektiven „geschädigten“ Werte werden Schädigung und Plastizität gekoppelt. Bei der Verfestigungsfunktion, $H(p)$ handelt es sich um eine nichtlineare isotrope Verfestigungsfunktion die die Änderung des elastischen Verhaltens des Materials durch ein sukzessives herausziehen der Fasern aus dem Werkstoff beschreibt.

Die plastische Verzerrung inklusive der Verzerrung aus Schädigung ergibt sich aus der Grenzfunktion partiell integriert nach den Zugspannungen.

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^p = \frac{\partial f_p}{\partial \tilde{\sigma}_+} = \dot{\lambda} \frac{\tilde{\sigma}_+}{\|\tilde{\sigma}_+\|} = \dot{\lambda} n_+ \quad (58)$$

4.1.5 Finite Element Berechnung

Die hier behandelten Formulierungen lassen sich analytisch nicht lösen, weshalb eine Berechnung über FEM mit [15] durchgeführt wird. In diesem Programm ist ein Materialmodell zur Schädigung implementiert, was im nächsten Abschnitt näher erläutert wird. Die Berechnung über eine FEM Formulierung wird hier lediglich in den Grundlegenden Schritten erläutert näheres hierzu befindet sich z.B. in [12].

1. Schwache Form des Gleichgewichts $\int_B \underbrace{\text{grad} \delta u \cdots \sigma}_{\text{Nichtlinearer Anteil}} dV = \int_B \delta u \cdot \rho b dV + \int_{\partial_\perp B} \delta u \cdot t_0 dA$
2. Umformung in Voigt Notation mit Tensor 4. Stufe

$$\int_B \delta \varepsilon^T \cdots \mathbb{C} \cdots \varepsilon dV = \int_B \delta u \rho^T b dV + \int_{\partial_\perp B} \cdot u^T \cdot t_0 dA$$
3. Lokale Approximation des Verschiebungsfeldes über Ansatzfunktion $u(x, t) = H(x)\hat{u}(t)$ und Verschiebungsfeld $\varepsilon(x, t) = B(x)\hat{u}(t)$
4. Gleiche Ansätze in Verschiebung und Geometrie (isoparametrisches Konzept).

5. Ableitung der Verschiebung wird in die schwache Form eingesetzt.
6. Die umgerechneten äquivalenten Knotenkräfte werden an einem Einheitsselement definiert und über die Jacobi Matrix auf das verzerrte Element angesetzt. Mittels numerischer Integration werden die Knotenverschiebungen ermittelt und in einer Nachlaufrechnung die Spannungen und Verzerrungen über das Stoffgesetz berechnet.

Aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens ändert sich die Materialmatrix $\mathbb{C}$ mit jedem Dehnschritt. Mittels einer Newton-Raphson-Iteration wird immer die Steifigkeitsmatrix des Vorschlages verwendet. Die grundlegende Idee dieses Verfahrens ist die Funktion in einem Ausgangspunkt zu linearisieren, d.h. ihre Tangente zu bestimmen und die Nullstelle der Tangente als verbesserte Näherung der Nullstelle der Funktion zu verwenden.

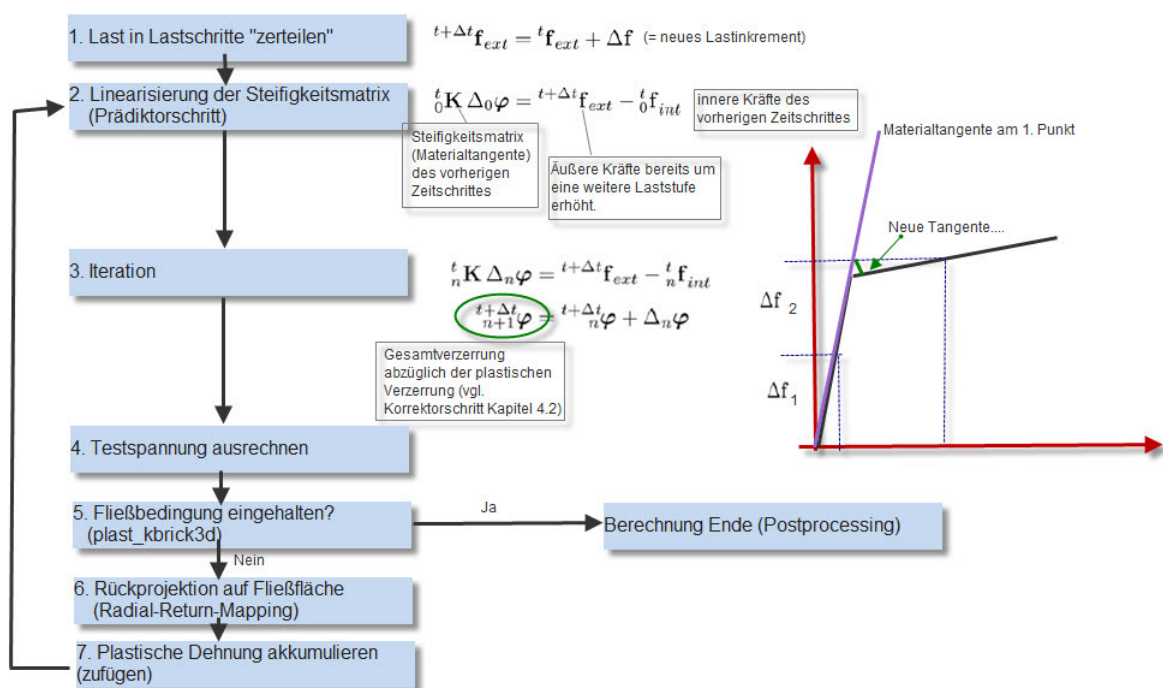


Bild 12: Ablaufschema Newton-Raphson-Iteration

Die schwache Form des Gleichgewichts ändert sich in:

$$\int_{\mathcal{B}} \underbrace{B^T \mathbb{C} B dV}_{\text{Elementsteifigkeitsmatrix}} \Delta \hat{u} = \int_{\mathcal{B}} \underbrace{H^T \rho^{t+\Delta t} b dV}_{\text{Volumenkräfte}} + \int_{\partial_t \mathcal{B}} \underbrace{H^T t+\Delta t dA}_{\text{Oberflächenkräfte}} - \int_{\mathcal{B}} \underbrace{B^T t \sigma dV}_{\text{Innere Kräfte}} \quad (59)$$

Die Summe der Lasten soll null ergeben. Numerisch ist dies jedoch nicht möglich. Daher wird eine Abbruchrate ε definiert, bei der die Berechnung als ausreichend genau abgebrochen wird.

$$nR = ||^{t+\Delta t} f_{ext} - ^{t+\Delta t} f_{int}|| < \varepsilon \quad (60)$$

Mit dem plastischen Tangentenmodul (Steigung der Plastizitätskurve) wird der plastische Parameter bestimmt.

Wenn die N.R.-Methode konvergiert, konvergiert sie quadratisch.

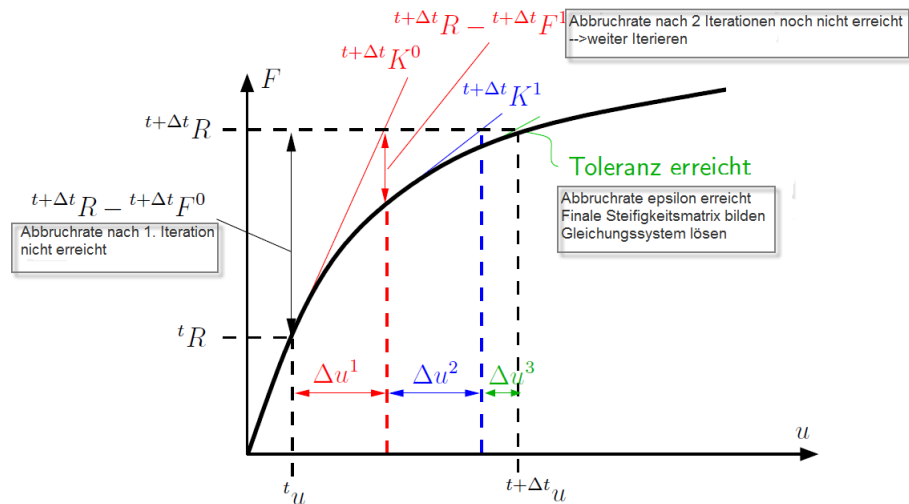


Bild 13: Newton-Raphson-Iteration

Ein wichtiges Kriterium bei diesem Verfahren ist die exakte Festlegung des Punktes, an dem die Plastizität erreicht oder die Berechnung das Fließspannungskriterium überschreitet. Wird der Wert von $\Delta\lambda$ nicht richtig zurückgeführt, ist die gesamte Pfadverfolgung falsch. Die N.R.-Iteration hat die Konsistenzordnung 2 (Konsistenz = Konvergenz für diesen Fall). Die Anzahl der „richtigen“ Stellen verdoppelt sich bei jedem Iterationsschritt. Die Genauigkeit wird mit jeder Iteration größer, falls das Verfahren konvergiert. Bei nicht erreichter Konvergenz, geht der Fehler schnell ins Unendliche und die Berechnung muss abgebrochen werden. Dies passiert z.B. dann, wenn die Steigung der elastischen Last-Verformungskurve sehr steil ist und im plastischen Bereich die Kurve relativ flach ist. Bei nur zwei Iterationen enthält die Materialtangente, die in Punkt 3 von Bild 12 Ablaufschema beschrieben wird, die Steigung aus dem elastischen Bereich. Die Steigung der Nullstelle wäre in diesem Fall für den plastischen Bereich falsch.

Für den hier betrachteten Fall einer HBV-Konstruktion sind derartige „Sprünge“ im Last-Verformungspfad jedoch nicht zu erwarten. Für das untersuchte Deckensystem kann im Gegenteil ein Stabilitätsproblem ausgeschlossen werden. Die Verformung wird nach Überschreitung der Festigkeit (Schädigung) des Betons immer weiter zunehmen. Dieses Verhalten ist mit der lastgesteuerten Berechnung nach N.-R. sehr gut analysierbar. Im Anhang C wurde der Vollständigkeit halber ein Vergleich einer N.-R. Methode mit einer erweiterten N.-R. Analyse auch unter dem Namen Bogenlängenmethode durchgeführt. Der dort aufgeführte Programmcode befindet sich auch auf dem Datenträger dieser Arbeit und ist ohne weitere Maßnahmen lauffähig.

Zur Berechnung der plastischen Verzerrung wird mit dem impliziten Euler-Verfahren numerisch integriert. Über diese „Zeiteinteilung“ der numerischen Lösung wird der Differenzenquotient zwischen der plastischen Verzerrungsrate des vorigen Schrittes zum aktuellen Plastizitätsschritt berechnet. Auch wenn dies als Zeitschritt deklariert wird, ist die Berechnung weiterhin zeitunabhängig. Die Zeitschritte werden im Programm als Lastschritte umgesetzt. Mit der sogenannten Radial-Return-Mapping-Methode wird der Normalenvektor des Spannungsdeviators, der unzulässig aus der Fließfläche herausragt, also $f > 0$ in die Fließfläche radial zurück projiziert. Dafür wird im ersten Schritt von einer rein elastischen Berechnung ausgegangen und ein sogenannter elastischer Prädiktor gebildet.

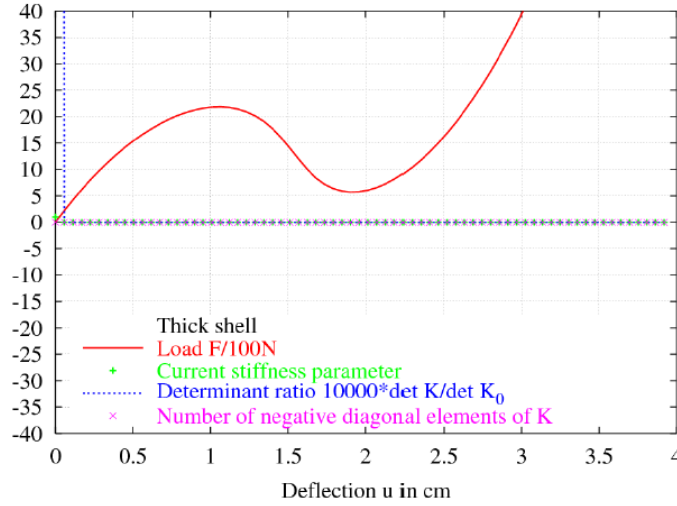


Bild 14: Last-Verformungspfad mit Newton-Raphson-Iteration (Quelle [14])

$${}^{n+1}\tilde{\sigma}^{test} = \tilde{C} \left({}^{n+1}\tilde{\varepsilon} - {}^n\tilde{\varepsilon}^{(p)} \right) \quad (61)$$

$$\frac{1}{\Delta t} \left({}^{n+1}\varepsilon^p - {}^n\varepsilon^p \right) = {}^{n+1}\dot{\lambda}_n \quad (62)$$

$$\frac{1}{\Delta t} \left({}^{n+1}\alpha - {}^n\alpha \right) = {}^{n+1}\dot{\lambda} \quad (63)$$

$${}^{n+1}Y = \frac{1}{2} \frac{{}^{n+1}\sigma_+ : {}^{n+1}\sigma_+}{(1 - {}^{n+1}D)^2 E} \quad (64)$$

Der Zeit- bzw. Lastschritt ($\Delta t = {}^{n+1}t - {}^nt$) in Gleichung 62 (bezogen auf die Verzerrung) bzw. Gleichung 63 (bezogen auf die Schädigung) summiert die Verzerrungen über jeden Lastschritt auf.

Hieraus lässt sich die mit diesem Prädiktorschritt berechnete Spannung in der bereits erläuterten Fließfunktion (Gleichung 54) auswerten.

$$f_p \left({}^{n+1}\sigma, {}^{n+1}\alpha, {}^{n+1}D \right) \leq 0 \quad (65)$$

Wenn das Ergebnis kleiner 0 ist, wird die Berechnung beendet. Andernfalls wird der plastische Korrektor gebildet.

$${}^{n+1}\sigma^{trial} = \tilde{C} : \left({}^{n+1}\varepsilon - {}^n\varepsilon^p \right) \quad (66)$$

Über die plastische Verzerrung mit ${}^n\varepsilon^p$ wird die Last solange „runtergesetzt“ bis der Normalenvektor des Spannungsdeviator wieder in die Fließfläche zurückprojiziert wird. Es wird also eine Korrektorspannung berechnet bei der das Material fließt und der plastische Parameter λ gebildet wird. Dies wird auch als Radial Return Mapping Algorithmus bezeichnet.

$$\varepsilon^p = \begin{cases} \lambda^p \partial_\sigma F^p & \text{if } F=0 \\ 0 & \text{andernfalls} \end{cases} \quad (67)$$

$$\Delta \lambda = \frac{{}^{n+1}f^{test}}{\tilde{C}} \quad (68)$$

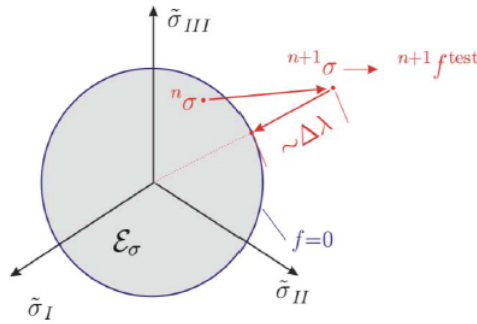


Bild 15: Radial Return Mapping Algorithmus(Quelle [12])

Im auf den plastischen Korrektorschritt folgenden Korrektorschritt der Schädigung wird wiederum zwischen Zug- und Druckbeanspruchung unterschieden.

$${}^{n+1}\sigma^{trial,D} = - \left(\hat{\sigma}^+ \dot{d}^+ + \hat{\sigma}^- \dot{d}^- \right) \quad (69)$$

Die Spannungsnormale n wird um diese Lastschritte ergänzt und Spannungen und Verzerrungen im System werden aktualisiert.

$${}^{n+1}n = \frac{{}^{n+1}\hat{\sigma}^{test}}{\|{}^{n+1}\hat{\sigma}^{test}\|} \quad (70)$$

4.1.6 Umgesetztes Materialmodell in [15]

Wie erwähnt erfolgt die numerische Auswertung des HBV-Modells mit dem Programm [15]. Das in dieser Software umgesetzte Materialmodell zur Berücksichtigung von Schädigung berücksichtigt kein plastisches Materialverhalten. Für die Scheibenanteile des gekoppelten Holzquerschnitts wird ein orthotropes Materialmodell verwendet, was im Kapitel 4.4 erläutert wird.

In diesem Abschnitt wird analog zu obigem Abschnitt mit dem Materialmodell aus [22] das verwendete Modell in [15] erläutert. Die Grundlage dieses Materialmodells bildet ein Artikel von [24, Wu und Li] welches in [23] nochmals vereinfacht wurde.

Wie bereits im Kapitel 4.1.5 erläutert bedingt die Newton-Raphson Iteration einen linearen Iterationsschritt. Daher wird auch bei der Definition des Spannungs-Dehnungs-Diagramms linear-elastisches Materialverhaltens im ersten Schritt vorausgesetzt (Bild 16)!

Der Grund dafür ist vergleichbar dem Materialverhalten des isotrop plastischen Materialverhalten. Im ersten Iterationsschritt muss der Solver eine lineare Anfangssteifigkeit besitzen um einen ersten elastischen Prädiktorschritt zu machen.

Zusammengefasst muss also die Verbindung zwischen Punkt 2 des Spannungs-Dehnungs-Diagramms in Bild 16 im Zug und Druckbereich linear sein!

Für Materialien, bei denen sich bereits im ersten Spannungs-Dehnungs-Schritt ein nicht-lineares Materialverhalten einstellt, ist die erläuterte Einschränkung ein Problem. Dies ist z.B. bei Beton der Fall (vgl. Bild 40). Risse im Zugbereich vom Beton entstehen relativ früh und spröde. Das heißt, dass die Steigung des Punktes (f_{ctm}) im Zugbereich sehr steil ist und auch sehr steil abfällt. Im Druckbereich baut sich das Versagen des Materials sehr viel langsamer auf.

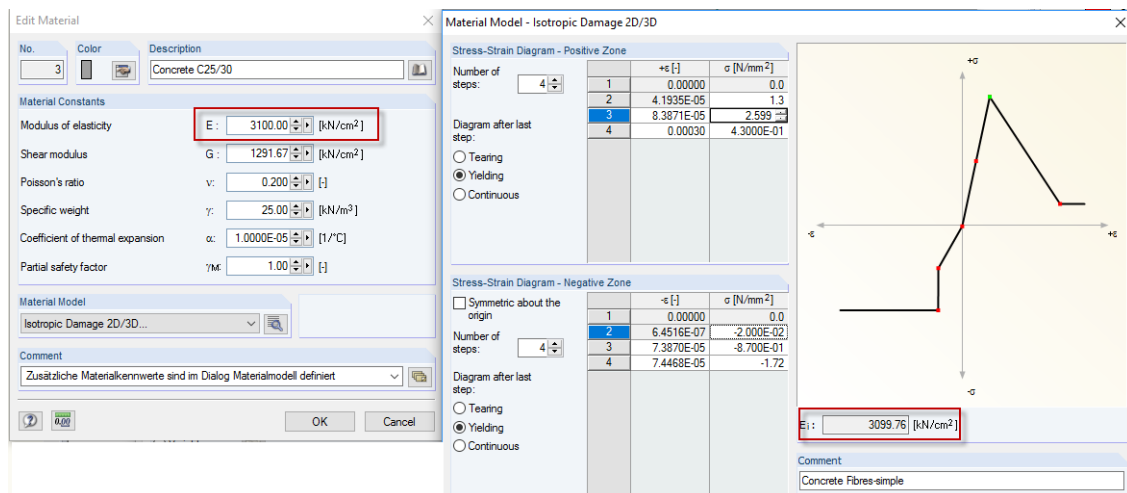


Bild 16: Material Dialog Isotropic Damage 2D/3D

Eine Möglichkeit dieses kritische Verhalten zu entschärfen ist mehrere Zwischenpunkte zwischen den Punkten 2 (oben - unten) im Zug- und Druckbereich zu definieren. Hiermit lässt sich das Materialverhalten auf die meisten Anwendungsfälle approximieren (Bild 17).

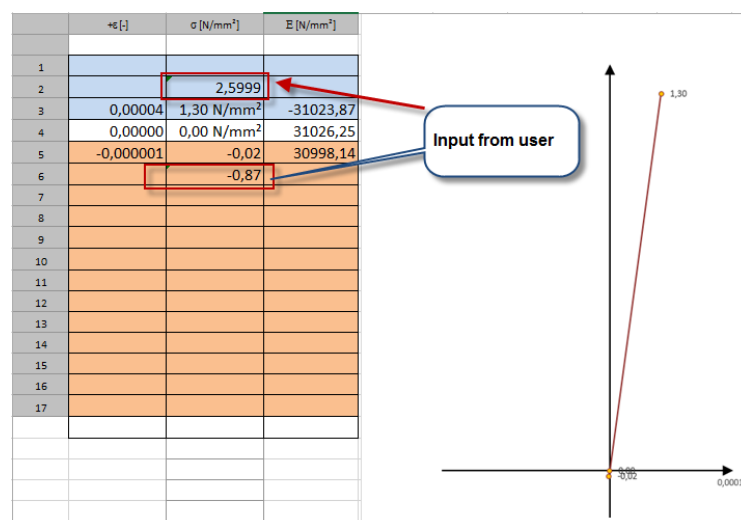


Bild 17: Lineare Zwischenpunkte eingefügt.

Problematisch ist das Verhalten bei sehr großen Abständen des 2. Spannungspunktes im Diagramm. Der Abstand x der 1. von der 2. Tangente (vgl. Bild 18) sollte so klein wie möglich sein! Auch dies wird im Berechnungsbeispiel über Zwischenpunkte gelöst.

Materialmodell Schädigung in [15]

Das Prinzip des Materialmodells Schädigung in [15] ist relativ einfach. In der Literatur wird es oft als μ -Modell bezeichnet.

Grundlegendes Verhalten:

- Das Materialverhalten Schädigung berücksichtigt eine Kombination aus elastischem Materialverhalten und geschädigtem Materialverhalten.

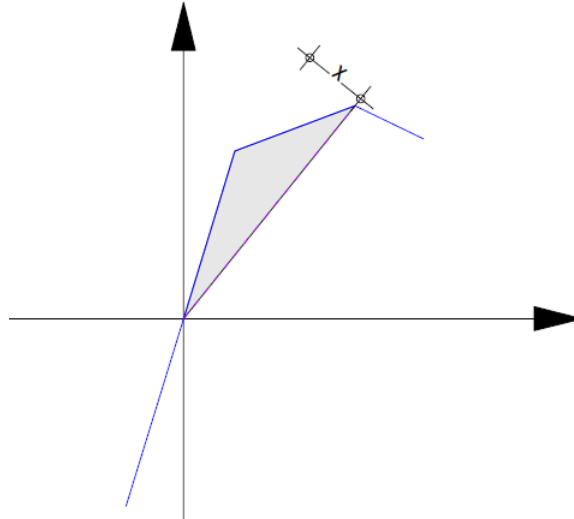


Bild 18: Abstand der Tangenten

- Der Schädigungsfaktor (d) (vgl. Gleichung 71) ist isotrop und berücksichtigt direkt die Steifigkeit des Materials.
- Aus der Ausgangssteifigkeitsmatrix $\mathbb{C}$ wird eine neue Matrix $\mathbb{C}_d$ an jedem Punkt des definierten Diagramms erstellt.
- Es wird zwischen zwei generellen Schädigungen unterschieden. Zug Y_t und Druck- Y_c -basierte Schädigung.

$$\mathbb{C}_d = \mathbb{C}(1 - d) \quad (71)$$

$$\rho\Psi = \frac{1}{2}\mathbb{C}(1 - d) : \varepsilon : \varepsilon \text{ freie Helmholtz Energiedichte} \quad (72)$$

Mit dem Schädigungsparameter d als eine Funktion abhängig von Zug- und Druck $d = f(Y_t, Y_c)$.

Konstitutivgleichungen.:

$$\sigma = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon} = \mathbb{C}(1 - d) : \varepsilon \quad (73)$$

$$\sigma : \dot{\varepsilon} - \rho \dot{\Psi} \geq 0 \text{ Clausius-Duhem Ungleichung} \quad (74)$$

Mit der Funktion $f(Y_t, Y_c)$ für Druck und Zug und der Berücksichtigung des *Thermodynamischem Gleichgewichts* aus Gleichung 73 kann die Clausius-Duhem Ungleichung wie folgt umgeschrieben werden.:

$$-\rho \frac{\partial \psi}{\partial Y_t} \dot{Y}_t - \rho \frac{\partial \psi}{\partial Y_c} \dot{Y}_c \geq 0 \quad (75)$$

$$-\rho \frac{\partial \psi}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial Y_t} \dot{Y}_t - \rho \frac{\partial \psi}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial Y_c} \dot{Y}_c \geq 0 \quad (76)$$

In Gleichung 76 wird der Schädigungsparameter d als Schädigungsenergie rate eingeführt.

$$-\frac{\partial \psi}{\partial d} = \frac{1}{2} \mathbb{C} : \varepsilon : \varepsilon$$

Informationen zu den Invarianten des Spannungstensors befinden sich im Anhang D.

Gleichung 76 verlangt das jeder Term der Gleichung Zug $\frac{\partial d}{\partial Y_t} \dot{Y}_t \geq 0$ oder Druck $\frac{\partial d}{\partial Y_c} \dot{Y}_c \geq 0$ der Clausius Duhem Ungleichung folgt.

In Bild 19 ist der Ablauf der Iteration dargestellt.

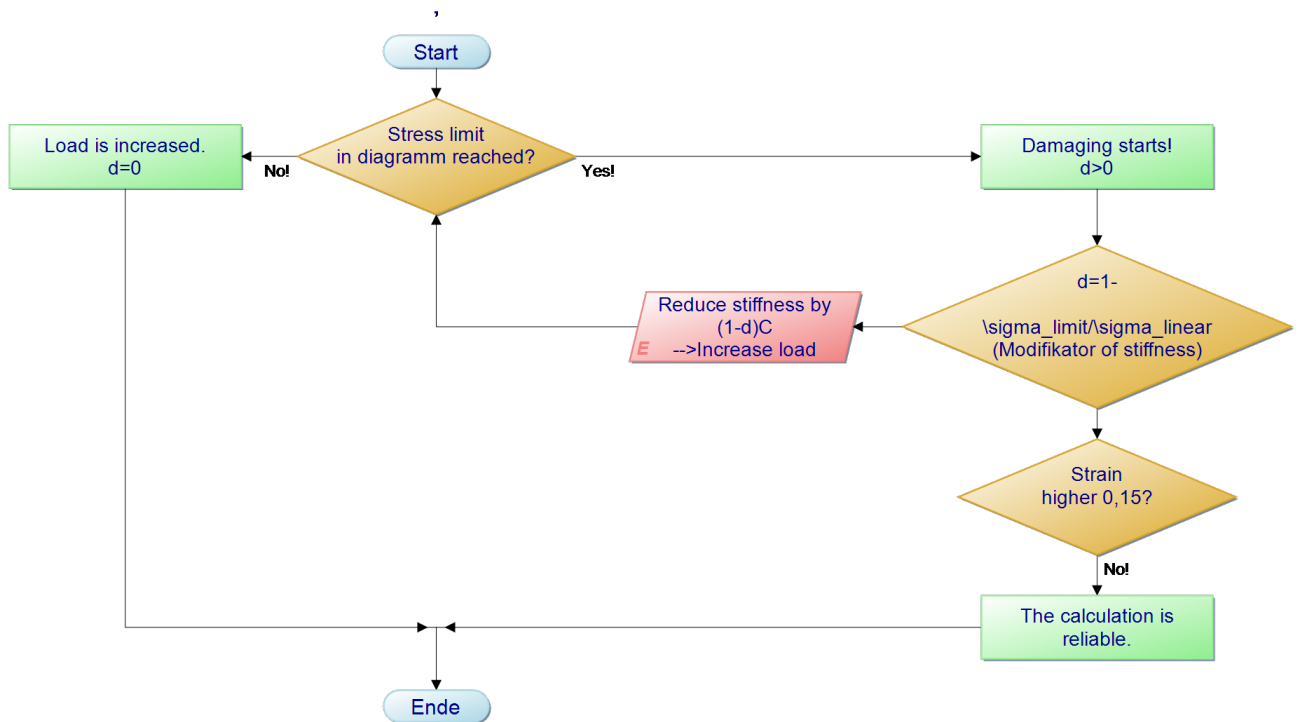


Bild 19: Ablaufdiagramm des Materialmodells Schädigung

Aufgrund der „effektiven“ Dehnung, die im Falle einer Schädigung berechnet wird, sind sehr starke Dehnungen des Materials während des Iterationsprozesses problematisch. Die Dehnungen sollten während der Berechnung eine Grenze von $\varepsilon \leq 0,25\%$ nicht überschreiten! Das Programm führt hier keine Kontrolle oder Begrenzung der zulässigen Dehnung durch, da dieser Wert in der Berechnung nur schwer festzulegen wäre.

Der Faktor $d = 1 - \frac{\sigma_{limit}}{\sigma_{linear}}$ reduziert hierbei die Steifigkeit des Elements mit $(1 - d)C$.

Wenn an einem bestimmten Punkt eine Schädigung des FE-Elementes erreicht wird, kann sich bei diesem Materialmodell kein Riss ausbilden. Das Material bleibt weiterhin ein Kontinuum und bleibt verbunden. Die FE-Elemente können dadurch sehr weich werden, was nach erfolgter Schädigung ein gewünschter Effekt ist!

Für das Erreichen der maximalen Spitzenspannung sollte die Dehnung jedoch in vernünftigen Grenzen z.B. 0,25 bleiben.

- Mit dem Materialmodell wird über die Schädigungsvariable d zwischen Druck- und Zugspannungen σ^+ , σ^- unterschieden.
- Die Schädigungsvariable wird im Zug- und Druckbereich gleich angesetzt!

$$\rightarrow \tilde{\sigma}^{+/-} = \frac{\sigma^{+/-}}{1-d}$$

- Es gibt keine Fließflächen, die während des Iterationsprozesses berücksichtigt werden müssen. Verfestigungen müssen manuell im Diagramm definiert werden.

Schädigungsgesetz nach [23]

$$d = 1 - \frac{(1-A)Y_0}{Y} - A \exp(-B(Y - Y_0)) \quad \text{Schädigungsevolution} \quad (77)$$

Der Schädigungsparameter d berücksichtigt die Aktivierungsrate Y . r ist der dreiaxiale Faktor, welcher zwischen den beiden Extremwerten 0 (Druck) und 1 (Zug) liegt.

$$Y = rY_t + (1-r)Y_c \quad (78)$$

$$r = \frac{\sum (\bar{\sigma}_i)_+}{\sum (\bar{\sigma}_i)} \quad \text{Dreiaxialer Faktor } 0 < r < 1 \quad (79)$$

$$\bar{\sigma}_{ef} = \frac{\sigma_{ef}}{1-d} = \mathbb{C} : \varepsilon : \varepsilon \quad \text{Effektive Spannung} \rightarrow \sigma / (1-d) = \mathbb{C} : \varepsilon \quad (80)$$

$$Y_0 = r\varepsilon_{0t} + (1-r)\varepsilon_{0c} \quad \text{Grenze von } Y! \quad (81)$$

Y_0 in Gleichung 77 ist die Grenze einer dimensionslosen Thermodynamischen Variable der maximalen äquivalenten Zug- und Druckdehnung während der Iteration. Der Wert r in Gleichung 79 ist 0 für nur Druck und 1 für nur Zug!

Um die Clausius-Duhem Ungleichung in 75 und 76 zu erfüllen, müssen die Werte von $\dot{Y}_t, \dot{Y}_c, r \rightarrow (1-r) \geq 0$ sein!

Mit dieser Regel kann die Gleichung 31 partiell abgeleitet werden zu.:

$$\frac{\partial d}{\partial Y} = (1-A) \frac{Y_0}{Y^2} + A B \exp(-B(Y - Y_0)) \geq 0 \quad (82)$$

Die Variablen A und B beschreiben die Form der effektiven Schädigungsgleichung.

Wie die Variablen A und B ermittelt werden sollen, wird in der Literatur nicht erläutert. Mit dem Wert k wird die Spannung bei großen Verformungen auf die Schubverzerrung kalibriert.

$$A = A_t(2r^2(1-2k) - r(1-4k)) + A_c(2r^2 - 3r + 1) \quad (83)$$

$$B = r^{(r^2-2r+2)} B_t + (1 - r^{(r^2-2r+2)}) B_c \quad (84)$$

$$k = \frac{A}{A_t} \quad \text{für große Verzerrungen } r = 0,5$$

Für die Berechnung in [15] werden die Werte A und B nicht verwendet. Dadurch vereinfacht sich die Anwendung des Materialgesetzes ein gegenüber dem allgemeinen Gesetz in Gleichung 77.

Für das Spannungs-Dehnungs-Diagramm in Bild 20 wird der Ablauf der Berechnung im Programm erläutert.

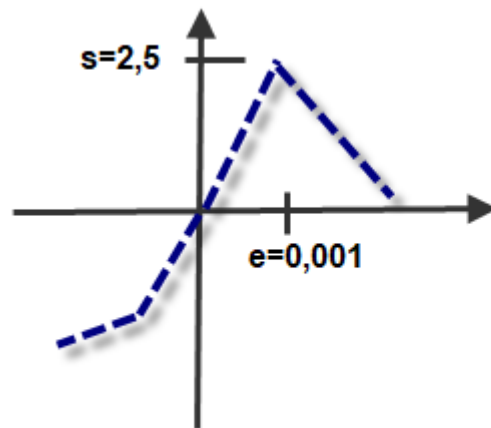


Bild 20: Beispiel Spannung- Dehnung.

1. Wenn eine Schädigung erreicht werden soll, muss die Last welche auf das Modell aufgebracht wird, solange erhöht werden, bis $\sigma = 2,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow d = 0$.
2. $\rightarrow$ von dem Zeitpunkt an, ab dem die Grenzspannung erreicht wird, beginnt die Schädigung $d \neq 0$ aber positiv! $d > 0$.
3. Schädigungsparameter $d = 1 - \frac{\sigma_{\text{diagramm}}}{\sigma_{\text{linear}}}$.
4. Für das hier behandelte Beispiel $\sigma_{\text{diagramm}} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ und σ_{linear} wird die Spannung mit dem linearen Modell aktualisiert.

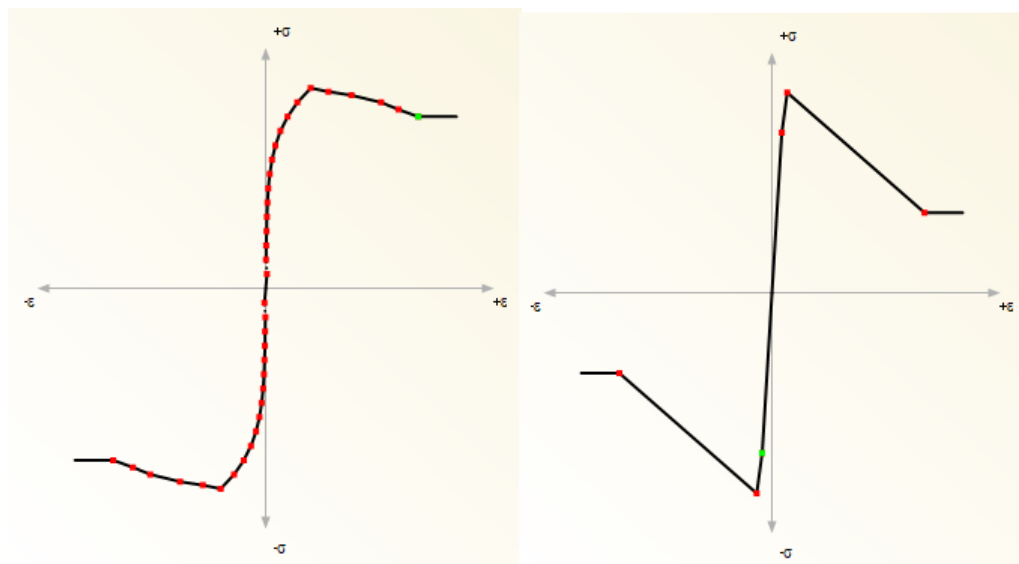


Bild 21: Linkes Diagramm besser als rechtes (Qualitativ).

Es wird im Weiteren versucht die Spitze der Spannung im Diagramm (Bild 20) abzuflachen. Im Bild 21 ist links eine Verbesserung des Diagramms zu erkennen.

Im Bild 22 sind die Optionen aufgezeigt mit denen ein feineres Lastinkrement während der Belastungssteigerung aufgebracht werden kann. Δ_k sollte möglichst klein gewählt werden.

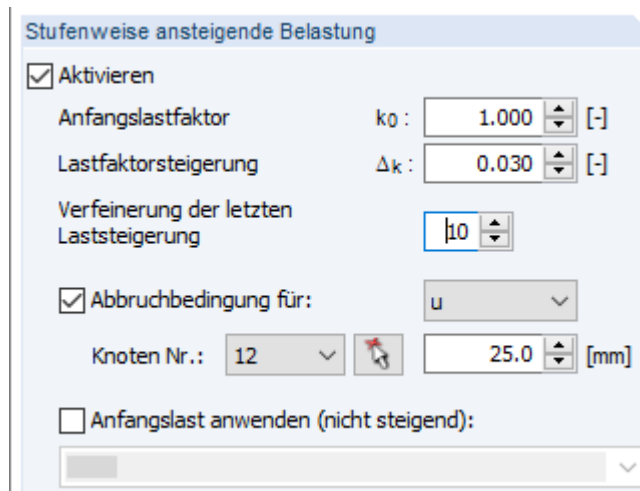


Bild 22: Kontrolle der Lastinkremente

Um die Berechnung zu verifizieren ist es hilfreich, eine lineare Berechnung des Modells mit der nichtlinearen Berechnung zu vergleichen. Insbesondere in den einzelnen Lastinkrementen in denen der Punkt der Nichtlinearität erreicht wird (vgl. Bild 23).

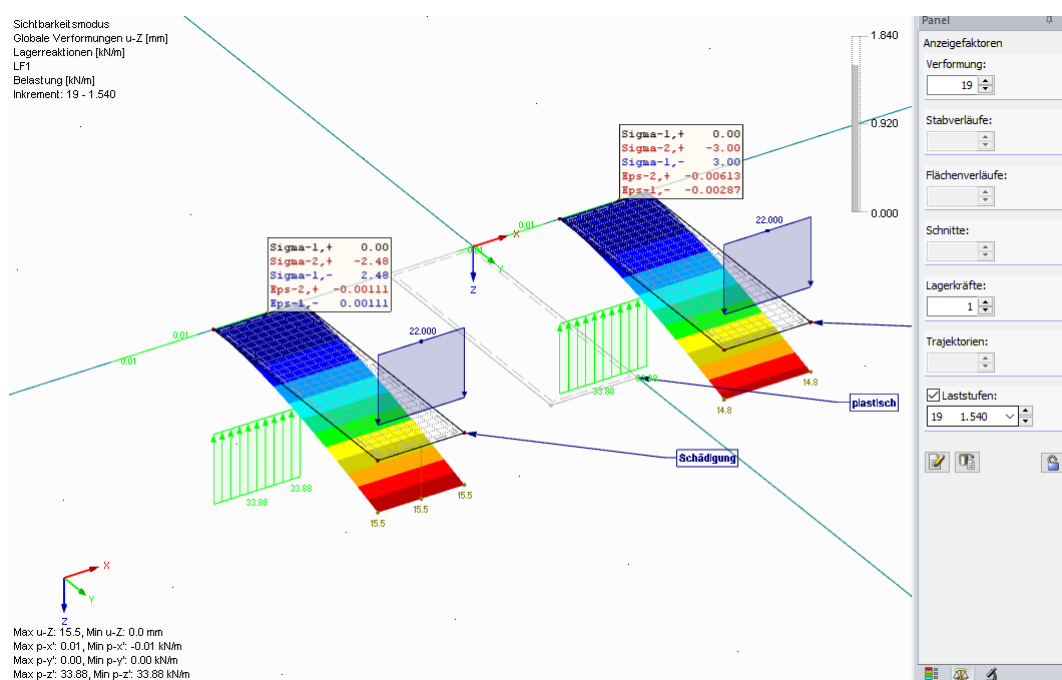


Bild 23: Lastfaktor 1,54 erreicht die Schädigung.

Im Bild 23 wird die maximale Spannung 2,5 nahezu erreicht und die Schädigung beginnt. Das linear elastische Modell auf der rechten Seite erreicht eine Spannung von $3,00 \text{ kN/cm}^2 > 2,48 \text{ kN/cm}^2$. In diesem Punkt ist die Berechnung plausibel, da auch die Dehnungen in akzeptierten Grenzen liegen.

Die Last wird dann gesteigert, bis die definierte Grenzverformung von 25mm erreicht wird. Das linear elastische Modell hat eine geringere Verformung als das geschädigte.

Definition im Programm:

Wie erwähnt ist eine benutzerdefinierte Verfestigung im Programm notwendig sobald die

Einstellung „Diagramm“ gewählt wird (siehe Anhang E).

Im Bild 24 ist hierzu als Beispiel ein 3. Schritt definiert worden, der die Verfestigung eines Materials nach „von Mises“ während der Plastifizierung berücksichtigt.

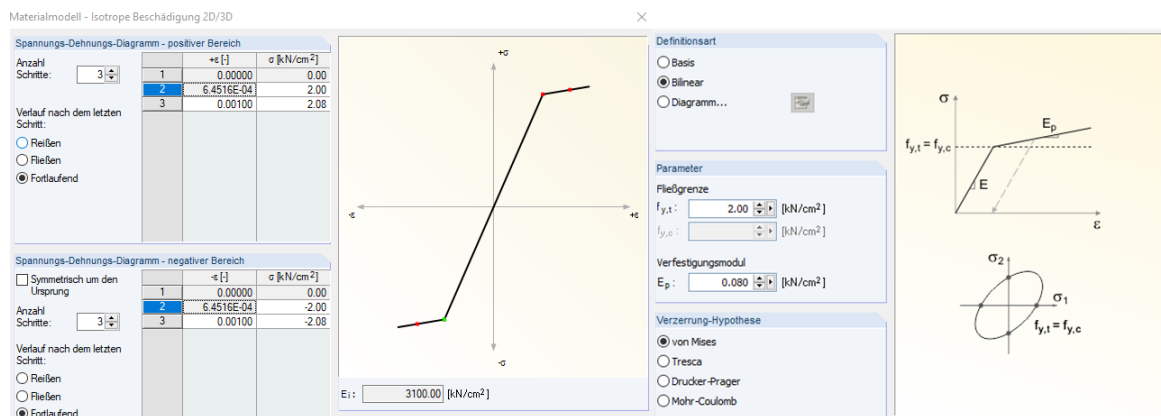


Bild 24: Spannungs-Dehnungs-Diagramm (manuell)

Beispiel:

An dem einfachen Beispiel eines Kragarms wird das Verhalten des Materialmodells aufgezeigt. Für das Beispiel wird ein Material mit einem Verfestigungsfaktor von $m = E_p = 0,08 \text{ kN/cm}^2$ und einem E-Modul von Beton $E = 3100 \text{ kN/cm}^2$ verwendet. Die Spannung in den Schritten 2 und 3 des Modells wird hierzu wie folgt geändert.

$$\sigma_1 = 2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rightarrow m_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} = \frac{2 - 0}{0,000645 - 0} = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

$$m_1 = E_p = 0,08 = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} = \frac{\sigma_2 - 2}{\varepsilon_2 - 0,000645}$$

$$\rightarrow \sigma_2 = m_1 \cdot \varepsilon_2 + \sigma_1 = 0,08 \cdot 1 + 2 = 2,08 \text{ kN/cm}^2$$

Mit diesem Beispiel wird gezeigt, wie die Verfestigung von isotrop plastischem Materialverhalten in dem Diagramm des Materialmodells Schädigung berücksichtigt werden kann. Für den 2. Dehnungsschritt wird mit $\varepsilon_2 = 1$ ein sehr großer Dehnungsschritt definiert der nahe bei ∞ liegt.

Diese Formulierung wird für das Beispiel des nächsten Kapitels verwendet.

Um das Materialmodell Schädigung mit dem isotrop plastischen Materialmodell zu vergleichen werden 3 Schritte im Diagramm beider Materialmodelle erstellt, die zumindestens im Anstieg des Last-Verformungs-Diagramms ein ähnliches Materialverhalten aufweisen sollen und auch ein ähnliches Verhalten hinsichtlich der Verfestigung aufweisen. die Träger werden in 3 Berechnungsmethoden verglichen.

1. Linear elastisch.
2. Isotrop plastisch.
3. Materialmodell Schädigung.

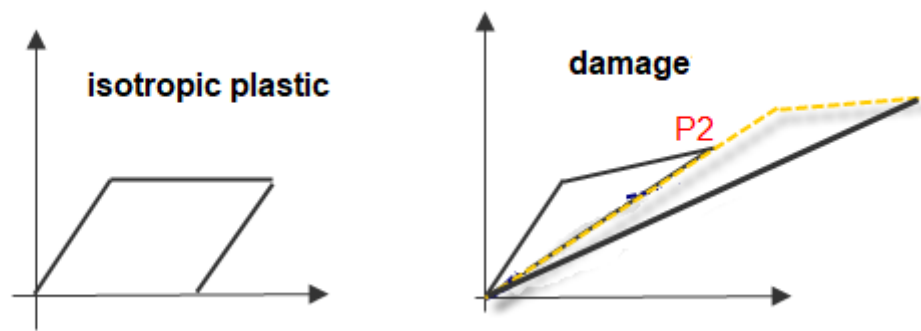


Bild 25: Links isotrop plastisches, rechts Schädigungsverhalten

Materialparameter identisch für beide Trägertypen:

- Isotrop plastisches Material mit $f_{y,t} = 2kN/cm^2$. Verfestigung $0,031kN/cm^2$. Bild 24.
- Materialmodell Schädigung mit 2 Schritten im Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Fortlaufend.
 1. Schritt $\sigma = 2kN/cm^2$
 2. Schritt 2,08
- Dicke 100mm.
- Material Beton $E = 3100kN/cm^2$
- Belastet mit 10kN/m am Rand. Im weiteren mit einem Lastschritt von 0,05 bis zum Erreichen von 50mm im äußersten Knoten gesteigert.

Kragarm (Position Comparison):

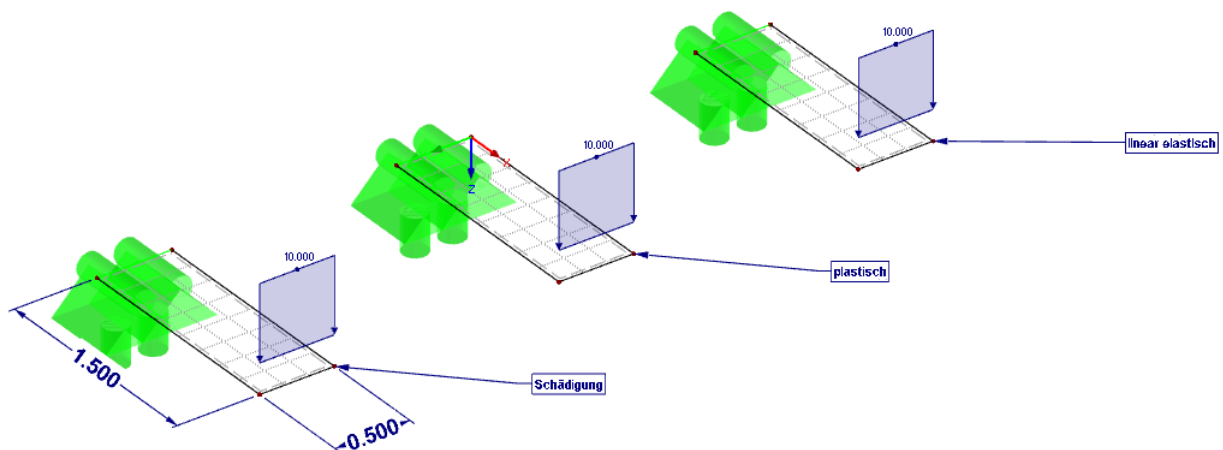


Bild 26: System Kragarm

Ergebnisse:

- Linear elastisches Material
 - Verformung $u = 16,6\text{mm}$ bei Lastfaktor 3,8.
 - $\sigma_{1/2} = 3,36\text{kn/cm}^2$.
 - $\varepsilon_2^+ = -0,00797$.
 - $\varepsilon_1^- = -0,00330$.
- Isotrop plastische Material
 - Größte Verformung von $u = 50,9\text{mm} \rightarrow > 50\text{mm}$. Lastfaktor 3,8. Verformung 27,3mm höher als im Materialmodell Schädigung.
 - $\sigma_2 = -2,31\text{kN/cm}^2$ Biegespannung (Druck).
 - $\sigma_1 = 2,31\text{kN/cm}^2$ Biegezugspannung.
 - Der nichtlineare Bereich startet für beide Materialmodelle identisch mit einem Lastfaktor von 2,25.
- Materialmodell Damage
 - $u = 23,6\text{mm}$ Lastfaktor 3,8.
 - $\sigma_2 = -2,43\text{kN/cm}^2$ Biegedruckspannung.
 - $\sigma_{12} = 2,43\text{kN/cm}^2$ Biegezugspannung.

Auswertung:

- Erreichte Laststufe 3,8!
- Größte Verformung wird mit dem isotrop plastischem Materialmodell erreicht!
- Mit dem Lastfaktor 2,25 erreichen beide nichtlinearen Materialmodelle den nichtlinearen Bereich!
- Dehnung und Spannung im Lastfaktor 2,25 passen perfekt zum im Diagramm des Modells Schädigung definierten Bereichs.
- Die Verformung des Materialmodells Schädigung ist aufgrund zu grober Lastinkremente nicht größer als beim Materialmodell isotrop plastisch. Mit feineren Lastinkrementen ist die Verformung des geschädigten Materials größer was so auch erwartet wird!
- Von dem Zeitpunkt an, von dem das isotrop plastische Material nichtlinear wird, beginnt sich das Auflager an den Seiten zu verziehen. Sowohl das Auflager, als auch die Schnittgrößen n_{xy} und m_{xy} weisen hohe Werte auf. Bild 27. Diese Verzerrung ist ein Indikator für numerische Probleme bei nichtlinearer Berechnungsmethode und nichtlinearem Materialverhalten. Über eine feinere Diskretisierung lässt sich das Problem umgehen.
- Mit dem Lastfaktor 3,75 kollabiert das plastische Materialmodell. Die Verformung springt mit einem Lastinkrement von 24,2 auf 50,9mm.
Ursache dafür ist ein zu großes Lastinkrement. Bei feinerer Lasteinleitung äußern sich diese genannten Probleme nicht!

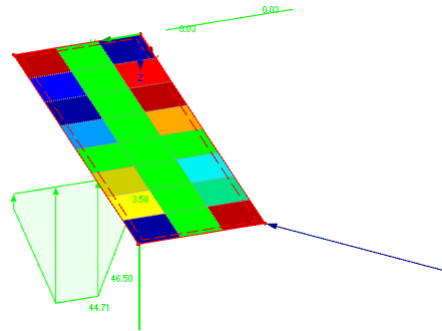


Bild 27: Lastfaktor 3 mit plastisch isotropen Materialmodell Kragarm

Erweitertes Diagramm im Beispiel

Der Kragarm wird jetzt zusätzlich mit Zug belastet. Das Diagramm wird geändert. FE-Netzgröße identisch mit 5cm.

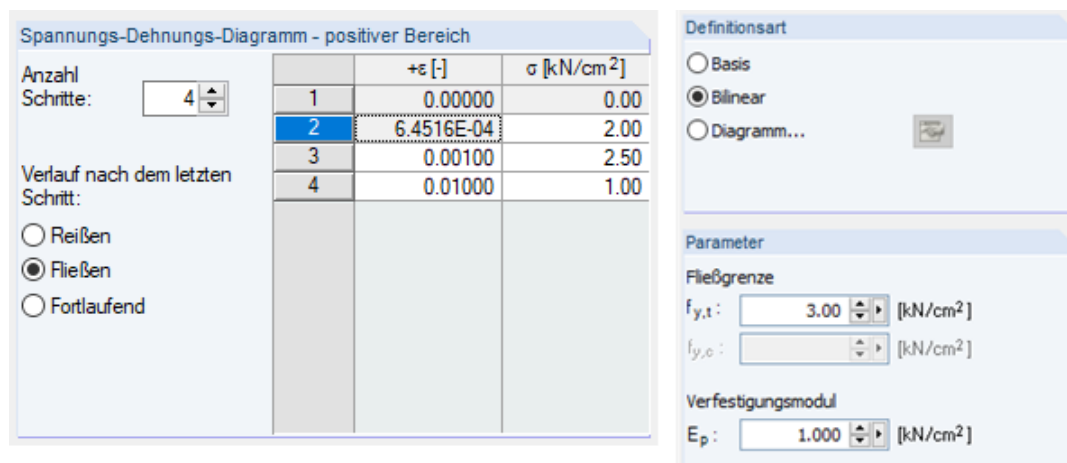


Bild 28: Geändertes Diagramm. Links Schädigung, rechts plastisch

System:

- Die Anfangssteifigkeit bzw. die Fließgrenze des isotrop plastischen Materials wird auf $3kN/cm^2$ erhöht..
- Im 1. Lastfall wird eine Biegelast von $1kN/m^2$ aufgebracht. Hier beträgt die Grenzverformung im Rand des geschädigten Materials $u = 50mm$ Last-Stufe 0,05.
- Der zweite Lastfall wird mit $1900kN/m$ Zug belastet. Die Grenzverformung soll $2mm$ ebenfalls am äußeren Rand der Platte betragen. Last-Inkrement 0,001.
- LK1 aus LF1+LF2 besitzt eine Grenzverformung von $100mm$ ebenfalls am Rand. Last-Stufe 0,05.

Ergebnisse:

- Lastfall 1:
 - Nichtlinearer Bereich beginnt mit Lastfaktor 23.

- Maximal mögliche Spannung von $2,5 \text{ kN/cm}^2$ wird mit dem Lastfaktor 23,45 erreicht.
 - Auch hier äußert sich das Problem wie bei der anderen Position, dass die Spannungen aufgrund der etwas zu groben Lasteinleitung und wegen Problemen des Updates der Verzerrungen in der nichtlinearen Berechnung nach Theorie III. Ordnung. Mit feinerer Lastteilung und linearer Berechnung sind die Ergebnisse plausibel. ✓
 - Mit der Laststufe 39,6 wird die maximale Verformung von 50mm erreicht und die Spannung wird auf 1 kN/cm^2 reduziert. Die Verformung steigert sich innerhalb eines Lastinkrements von 31mm auf 50mm!
- Lastfall 2:
 - Nichtlinearer Bereich im Materialmodell Damage fängt mit Laststufe 1,035 an.
 - GröÖte erreichte Spannung ist $2,49 \text{ kN/cm}^2$. Laststufe hier $1,274u = 1,4 \text{ mm}$.
 - Mit der Laststufe 1,28 wird die Spannung wieder auf 1 kN/cm^2 begrenzt und die Verformung bis zur definierten Grenzverformung von 2mm gesteigert.
 - Lastkombination 1
 - Nichtlinearer Bereich beginnt mit Lastfaktor 1,05. GröÖte Spannung an Plattenoberseite wegen Biege- und Zugbeanspruchung. → ✓
 - GröÖte Spannung ($2,49 \text{ kN/cm}^2$) mit Lastfaktor 1,25.
 - Wenn die gröÖte zulässige definierte Spannung erreicht wird, wird die Steifigkeit soweit herabgesetzt bis die Spannung nur noch 1 kN/cm^2 beträgt. ✓
 - Die Verformung springt bei einer Laststufe von 1,35 zu 1,4 relativ stark von 50mm to 100mm (Bild29).

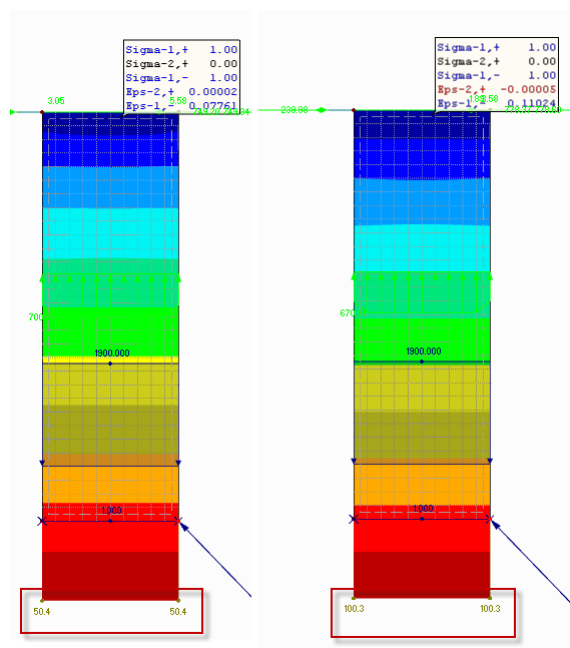


Bild 29: Zug in LK1 1

4.2 Berechnung von Faserbeton

4.2.1 Materialeigenschaften

Im Rahmen dieser Arbeit werden nur mechanisch verankerte Fasern (siehe Bild 30) behandelt.

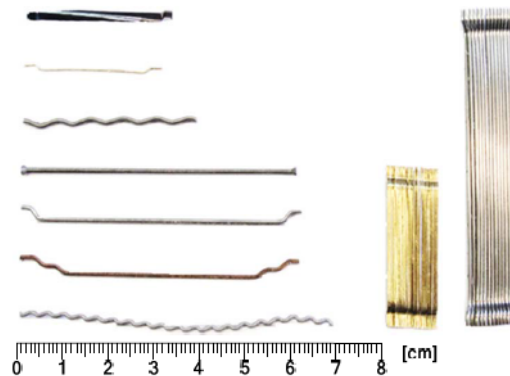


Bild 30: Stahlfasern (aus [33])

Eigenschaften der behandelten Fasern.:

- Makrofasern aus Stahl.
- Hergestellt aus Drähten mit Zugfestigkeit von $1000 - 2000 \text{ N/mm}^2$.
- E-Modul $15000 - 21000 \text{ kN/cm}^2$.
- Dicke = $0,5 - 1,5 \text{ mm}$.
- $10 - 80 \text{ kg/m}^3$ Beton $\rightarrow 4 - 24\%$ Volumenanteil.
- Ab 35 kg/m^3 spricht man von überkritischem Fasergehalt.
- Verankerung über Haken, abgestauchte Köpfe, abgeflachte Enden oder Wellenformen.
- Charakterisierung durch das Schlankheitsverhältnis $l/d = 40 - 80$.

Die gewünschte Verbesserung der mechanischen Eigenschaften von Stahlfaserbeton (SFB) ergibt sich aus einer statisch nutzbaren Zugkraftübertragung über Rissfronten hinweg. Idealisiert wird das als verschmierte Nachrisszugfestigkeit des Betons angesetzt. Der Einsatz von SFB macht immer dann Sinn, wenn geringe Zugspannungen aufgenommen werden sollen und die Rissbildung minimiert werden soll.

Durch die zugegebenen Fasern spricht man auch von überkritischem und unterkritischem Fasergehalt (vgl. Bild 32).

Wie im Bild 32 gezeigt, verhalten sich mit Stahlfasern bewehrter Beton und unbewehrter Beton (Nullbeton) bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons linear elastisch. Nach Erreichen der Zugfestigkeit (Zustand II) zeigen sich die Unterschiede im Über- und Unterkritischem Fasergehalt.

Beim überkritischen Fasergehalt übernehmen die Stahlfasern die Zugspannungen im Beton. Es ergibt sich ein dem klassisch bewehrtem Beton ähnliches Tragverhalten. Weitere Spannungssteigerungen sind möglich!



Bild 31: Aktivierung der Nachrisszugfestigkeit (aus [22])

Um dieses Tragverhalten zu erreichen, müsste der Fasergehalt bei $100 - 200 \text{ kg/m}^3$ (Beton) liegen. Aufgrund der Verarbeitbarkeit (Mischbarkeit und Pumpbarkeit des Betons) ist dieser Fasergehalt in der Praxis nur sehr schwer realisierbar.

Weitere negative Auswirkungen eines zu hohen (überkritischen) Fasergehalts sind Igelbildung und eine hohe spezifische Oberfläche. Daraus resultiert ein sehr viel höherer Bedarf an Fließmitteln.

Des Weiteren muss gemäß [10] die Schnittgrößenermittlung nach der Plastizitätstheorie oder nichtlinearen Verfahren erfolgen. Hierbei muss die Zugtragwirkung durch Betonstahl abgedeckt werden. Gemäß [10] muss mehr als die Hälfte der Zugspannungen durch Betonstahl abgedeckt werden.

Beim unterkritischen Fasergehalt ist keine weitere Spannungssteigerung mehr möglich. Wie im Bild 32 ersichtlich, bildet sich ein Makroriss und die Spannung fällt steil ab.

Im Gegensatz zum unbewehrten Beton versagt das Tragwerk, jedoch nicht spröde. Die Zugspannungen bleiben auf einem konstanten Niveau und die Dehnung nimmt stark zu.

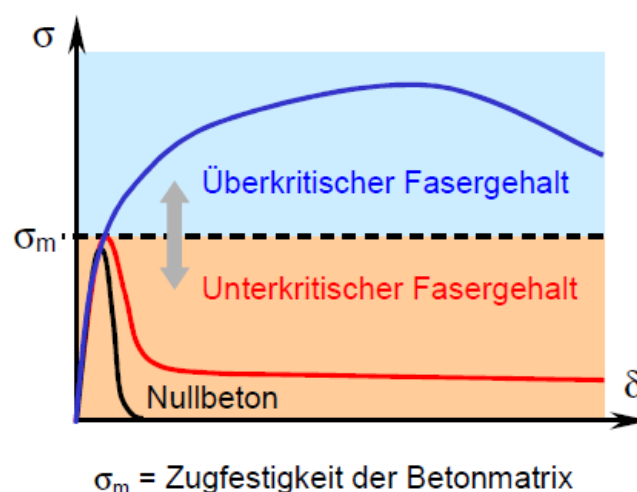


Bild 32: Über- und unterkritischer Fasergehalt (Quelle [8])

Die Form der Faserverankerung sollte auf die Betondruckfestigkeit abgestimmt werden. Bei im Verhältnis zur Faserlänge geringer Betonfestigkeit kommt es aufgrund der Umlenkkräfte in den Fasern zu Betonabplatzungen. Dies führt zu einem schlagartigem

Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

Lastabfall.

Verbesserte Eigenschaften:

- Erhöhung der Duktilität und Hemmung des Rissfortschritts. (Auch im gerissenen Zustand werden noch Kräfte übertragen. Kein sprödes Versagen mehr.)
- Höhere Schlagfestigkeit.
- Höherer Verschleißwiderstand.
- Verbessertes Schwindverhalten.

Konstruktive Regelungen:

- Nach Abschluß der Betonage ist der Frischbeton mit einer Folie abzudecken (30cm Überlappung)oder 3 Tage lang zu bewässern.

4.2.2 Bemessungsgrundlagen und Regelwerke

Aktuell können Faserbetonkonstruktionen bei einer Bemessung nach [2, EC2] nur in Verbindung mit [10, DAfStb] bemessen werden. Dabei ist auch eine Ausführung ohne zusätzliche Bewehrung möglich!

Allerdings muss für diesen Fall eine ausreichende Umlagerungsmöglichkeit des Systems gegeben sein. Weiterhin muss die Berechnung nichtlinear mit der Berücksichtigung von Fließgelenken oder ähnlichen Berechnungsmethoden erfolgen. Für die im Rahmen dieser Arbeit behandelten Flächentragwerke ist eine derartige Umlagerungsmöglichkeit nahezu immer gegeben.

„Daraus resultierend haben wir auch HBV-Decken mit Stahlfaserbetonen sehr erfolgreich ausgeführt. Bei Bedarf und etwas gutem Willen kann diese Bauweise sofort umgesetzt werden.“(Herr Bahmer Fa. TiComTec).

Die Stabilisierung des Systems darf gemäß [10] nicht durch Ansatz der Zugfestigkeit des Betons oder der Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons erfolgen! Es ist jedoch möglich hierfür die Nachrisszugfestigkeit des SFB anzusetzen! Die Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit erfolgt gemäß Anhang O von [10] und wird im Abschnitt 4.2.3 erläutert.

Grundregeln Bemessung von Stahlfaserbeton aus ([33]).:

- DAfStb [10] Ausgabe März 2010. Ergänzung zu DIN1045 Teil 1-3 und DIN EN 206-1.
- Bauaufsichtlich eingeführt in allen Bundesländern seit 2012. Damit zugelassen für.:
 - Stahlfaserbewehrten Beton mit und ohne Betonstahlbewehrung.
 - Mechanisch verankerte Fasern aus Stahl.
 - System mit Steigerungsfähigkeit der Lasten. Z.B. auf Systemebene Umlagerungsfähige statisch unbestimmte Systeme.
 - Tragwerke des Industrie- und Hochbaus. Z.B. Industriefußböden, Wohnungsbau, Fertigteile etc.(aus [37]).
- Festigkeitsklasse bis C55/67. Kein hochfester Beton!
- Expositionsklassen X0, (ohne zusätzl. Bewehrung XS2, XS3, XD2, XD3)

4.2.3 Tragverhalten von SFB

Druckbeanspruchung

Unter Druckbeanspruchung ergibt sich eine Verbesserung des Tragverhaltens, was jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht näher untersucht wird. Tendenziell ergeben sich folgende verbesserte Eigenschaften (Quelle [30]).

- Mit zunehmenden Stahlfasergehalt höhere Druckfestigkeit und Bruchdehnung.
- Marginale Erhöhung der Steifigkeit im oberen Spannungsbereich.
- Deutlich verbessertes Nachbruchverhalten. → Abfallender Ast der Arbeitslinie wird deutlich flacher. → Spannungssteigerungen sind noch möglich!

Zug- bzw. Biegezugbeanspruchung

Die wesentliche Verbesserung des Tragverhaltens von SFB liegt in der Makro-Ebene in der Übertragung von Zugspannungen über die Rissflanken hinweg. Die Verbesserung des Tragverhaltens wird durch 3 Phasen beschrieben.

1. Linear elastischer ungerissener Zustand (Zustand I). Es wirkt ausschließlich der Beton.
2. Entstehung von Mikrorissen im Kompositwerkstoff. Spannungs-Dehnungs-Diagramm wird nichtlinear und der Werkstoff wird „weicher“. Das Materialverhalten wird durch den Fasergehalt bestimmt (vgl. Bild 32).
3. Bildung von Makrorissen. In statisch bestimmten Tragwerken muss entweder durch eine zusätzliche Bewehrung oder einen überkritischen Fasergehalt gewährleistet sein, dass die Makrorisse aufgenommen werden können, also das weitere Laststeigerungen möglich sind. In statisch unbestimmten System ist es auch möglich über eine nichtlineare Berechnungsmethode einen sich einstellenden Gleichgewichtszustand des Systems zu berechnen!

Traganteil der Stahlfasern

Um duktilen Tragverhalten zu erreichen, wird das Herausziehen der Fasern aus dem Beton als Versagensursache angestrebt. Jede Faser überträgt eine diskrete Kraft $F_{f,i}$. Aus der Summe dieser Faserkräfte folgt die Ausgangsspannung σ_{f0} .

$$\sigma_{f0} = \sum_i F_{f,i} / A_c = N_f \cdot F_f / A_c \quad (85)$$

Die senkrecht zum Riss stehenden Fasern N_f werden aufgrund von vielen verschiedenen statistischen Auswertungen zur Verteilung und Lager Faser im Kompositwerkstoff in ihrer Anzahl reduziert.

$$N_f = \eta_\varphi \cdot V_f \cdot \frac{A_c}{A_f} \rightarrow 0 \leq \eta_\varphi \leq 1 \quad (86)$$

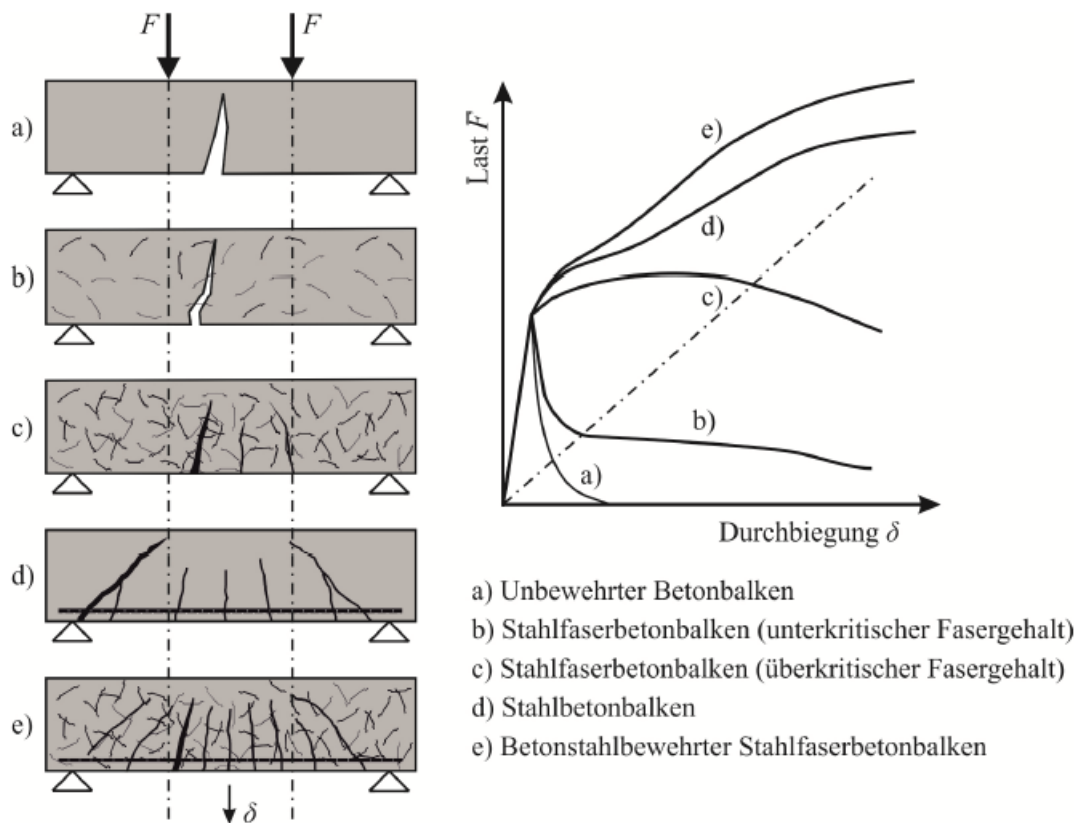


Bild 33: Tragverhalten von SFB unter Biegezugbeanspruchung(Quelle [30])

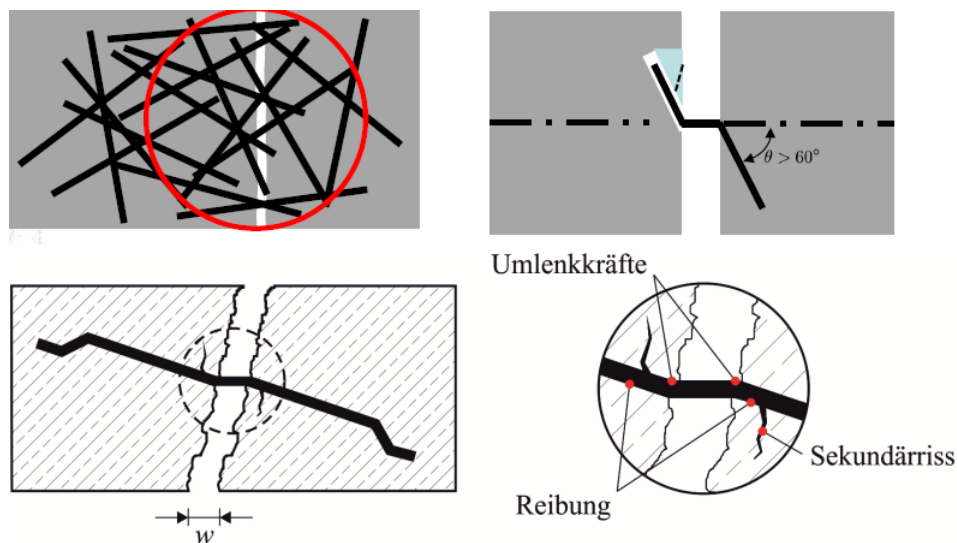


Bild 34: Orientierung der Fasern/Übertragung über Rissufer(Quelle [30] und [22])

Mit η_φ wird hierbei das Verhältnis von allen Fasern senkrecht zum Riss orientiert und keiner Faser senkrecht zum Riss orientiert ausgedrückt.

Kraftübertragung zwischen Faser und Betonmatrix wird durch 4 Arten übertragen (vgl. Bild 34):

1. Haftverbund (Adhäsion) zwischen Beton und Stahl. Chemische Basis Klebung z.B. haften von Wasserteilchen.

2. Reibung: Haftverbund ist überschritten und die Faser beginnt sich aus dem Verbund zu lösen.
3. Formverbund wird durch die Form der Faser bestimmt (Endverankerung). → Kraftschlüssige Verbindung.
4. Umlenkkräfte werden durch die Lage und Orientierung der Fasern in der Matrix bestimmt.

Aus diesen 4 Arten der Kraftübertragung wird eine idealisierte Verbundspannung τ , die über die Einbindelänge l_b jeder Faser wirkt, eingeführt. Der so gemittelte Wert wird in Gleichung 85 eingesetzt.

$$\sigma_{f0} = \frac{\eta_\varphi \cdot V_f \tau_b \cdot l_b}{d_f} = \frac{\kappa_l}{f_{ct}} \quad (87)$$

Mit κ_l als Wirksamkeitsfaktor welcher die Ausgangsspannung auf die Zugfestigkeit des Betons bezieht.

Je weiter der Riss ω (vgl. Bild 34) wird, desto kürzer wird folglich die Einbindelänge l_b der Stahlfasern.

Rissbreitenabhängige Parameter zur Berücksichtigung der verkürzten Einbindelänge:

$$\sigma_f(\omega) = \sigma_{f0} \cdot \eta_{\text{Auszug}}(\omega) \cdot \eta_{\text{Formverbund}}(\omega) \quad (88)$$

$$\eta_{\text{Auszug}}(\omega) = (1 - 2\omega/l_f)^2 \quad (89)$$

$$\eta_{\text{Formverbund}}(\omega) = \frac{\omega}{a_\eta \cdot \omega^2 + b_\eta \cdot \omega + c_\eta} \quad \omega \leq l_H \quad (90)$$

$$\eta_{\text{Formverbund}}(\omega) = \kappa_{II} \quad \omega \geq l_H$$

Beiwerte:

$$a_\eta = \left(\frac{1}{\kappa_{II}} - 1 \right) l_H / (l_H - l_{Peak})^2$$

$$b_\eta = 1 - 2a_\eta \cdot l_{Peak}$$

$$c_\eta = a_\eta \cdot l_{Peak}^2$$

$$l_{Peak} = \text{Faserspezifischer Auszugsweg}$$

$$l_H = \text{Auszugsweg}$$

$$\kappa_{II} \leq 1$$

Wirksamkeitsfaktoren:

$\kappa_I = \frac{\sigma_{f0}}{f_{ct}}$ beschreibt das Verhältnis der Ausgangsspannung zur Betonzugfestigkeit.

κ_{II} beschreibt den Einfluß „von Formverbund und degradierender Effekte aus Matrix- und Faserversagen auf das Tragverhalten“ [33].

Die Gewichtung der Parameter Auszug und Formverbund hängt eng mit der Art der verwendeten Fasern zusammen. Für gerade Fasern ist logischerweise der Formverbund wesentlich stärker zu gewichten als bei z.B. gewellten Fasern oder Fasern mit Endhaken (vgl. Bild 35).

Überlagerung von Beton- und Stahlfasertraganteilen:

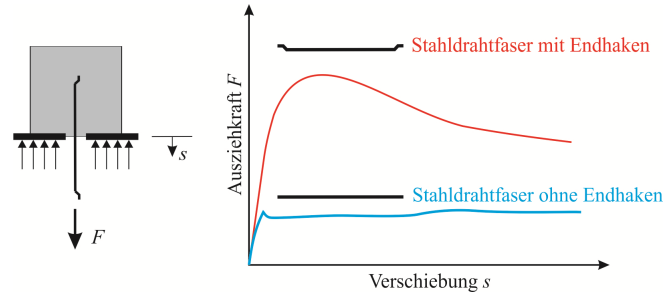


Bild 35: Last-Verschiebungs-Kurven für Fasern mit und ohne Endhaken(Quelle [30])

$$\sigma_{fc}(\omega) = \sigma_{ct} + \sigma_f(\omega) \quad (91)$$

$$= f_{ct} \cdot e^{-w \cdot f_{ct}/G_f} + \kappa_I \cdot f_{ct} \cdot \underbrace{\eta_{Formverbund} d(\omega)}_{\text{beinhaltet } \kappa_{II}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{l_f/2}\right)^2 \quad (92)$$

Die hier aufgeführten Wirksamkeitsfaktoren lassen sich folglich nur empirisch an Proben ermitteln und sind daher nur für das Verständnis des Tragverhaltens relevant. Wichtig für die Wirksamkeit der Faserbewehrung ist die Orientierung der Fasern in der Matrix. Idealerweise werden die Fasern in Richtung der Zugbeanspruchung orientiert. Die Orientierung der Fasern wird hierbei über den Beiwert η_φ beschrieben.

Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit

Nachrisszugfestigkeit ist eine fiktive Festigkeit von SFB in der Zugzone, nachdem die Zugfestigkeit des Betons überschritten wurde. Es handelt sich dabei nicht um die tatsächlich in den Stahlfasern auftretenden Zugkräfte. Die Zugkräfte werden vielmehr auf die Fläche der Betonzugzone verschmiert. Gemäß [10] erfolgt die Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeit in zwei Leistungsklassen.:

1. Leistungsklasse L1 für kleine Verformungen im Nachweis von GZG($\delta = 0,5mm$).
2. Leistungsklasse L2 für größere Verformungen und Kombination mit Bewehrung im Nachweis von GZT($\delta = 3,5mm$).

Die Probenermittlung ($n \geq 6!$) und Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher behandelt. Detaillierte Informationen hierzu befinden sich im Anhang O von [10]. Es wird im weiteren auch von einem monotonen Verlauf der Last-Verformungs-Kurven ausgegangen. Nicht monotoner Verlauf wird hier nicht weiter behandelt!

Berechnung Nachrissbiegezugfestigkeit (NRBZ) nach Gleichung O.1 und folgende in [10]:

$$f_{cfm,Li}^f = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \frac{F_{Li,j} \cdot L_j}{b_j \cdot h_j^2} \quad \text{mittlere NRBZ} \quad (93)$$

$$f_{cfk,Li}^f = e^{(L_{cfm,Li} - k_s \cdot L_s)} \leq 0,51 \cdot f_{cfm,Li}^f \quad \text{charakteristische NRBZ} \quad (94)$$

Werte:

- $L f_{cflm,Li}^f = \frac{1}{n} \cdot \sum_{j=1}^n \ln(f_{cfl,Li,j}^f)$ Mittelwert der Prüfergebnisse (logarithmisiert).
- $L_s = \sqrt{\frac{\sum (L f_{cflm,Li}^f - \ln(f_{cfl,Li,j}^f))^2}{n-1}}$ Standardabweichung.
- k_s Fraktilenkorrekturfaktor für höhere Anzahl Proben niedriger.

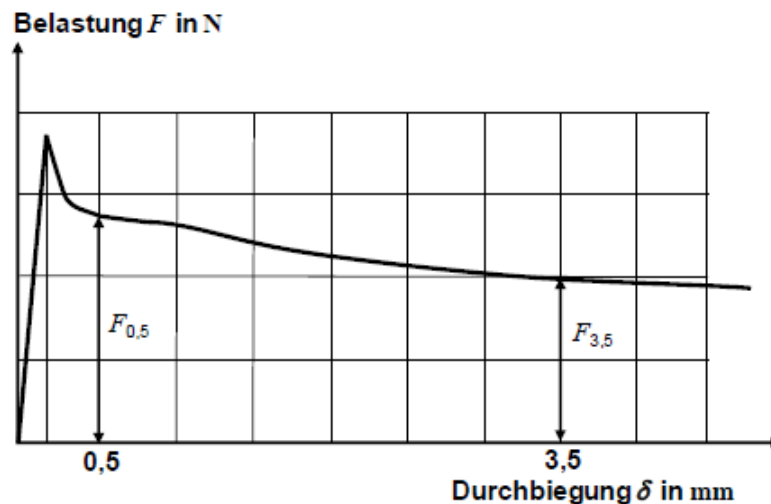


Bild 36: Ermittlung NRBZ (monotoner Verlauf)(Quelle [10])

In Bild 36 ist ersichtlich, dass der Wert für Leistungsklasse L1 höher sein sollte als für Leistungsklasse L2!

Aus der SDL in Bild 36 erfolgt somit eine vollständige Klassifizierung des Stahlfaserbetons als z.B. C30/37 L1,2/0,9 XC1. Die Dehnung eines SFB-Querschnitts ergibt sich aus der Verformung in L1 und L2 und einer Breite der Risszone von $2L_{cr}$ nach [10] zu.:

$$\varepsilon = \frac{w}{2L_{cr}} = \frac{0,9\delta}{2L_{cr}} \quad (95)$$

Die Risszonbreite wird hierbei vereinfacht angenommen zur 2-fachen Faserlänge mit 130-140mm.

$$\varepsilon_{L1} = \frac{0,9 \cdot 0,5\text{mm}}{2 \cdot 65\text{mm}} = 3,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{L2} = \frac{0,9 \cdot 3,5\text{mm}}{2 \cdot 65\text{mm}} = 25\text{‰}$$

Im Gegensatz zu bewehrtem Stahlbeton ist die Grenzdehnung hier am Bauteilrand und nicht die Betonstahllage.

Umrechnung der Nachrissbiegezugfestigkeit (NRBZ)

Die ermittelte NRBZ ($f_{cfl,Li}$) wird über Umrechnungsfaktoren β_i in eine zentrische Nachrisszugfestigkeit $f_{ct,Li}^f$ umgerechnet. Die Größe der Faktoren ist dabei von der Verformung, dem zugehörigen Dehnungszustand und der idealisierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung abhängig.

Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

Probekörper Nr.: 1 ≤ j ≤ 6	$F_{0,5,j}$ [kN]	$f_{ct0,L1,j}$ [N/mm²]	$\ln(f_{ct0,L1,j})$ [N/mm²]	$F_{3,5,j}$ [kN]	$f_{ct0,L2,j}$ [N/mm²]	$\ln(f_{ct0,L2,j})$ [N/mm²]
1	15,1	2,68	0,99	12,4	2,20	0,79
2	15,7	2,79	1,03	10,9	1,94	0,66
3	12,9	2,29	0,83	8,9	1,58	0,46
4	13,1	2,33	0,85	10,5	1,87	0,62
5	10,2	1,81	0,60	8,3	1,48	0,39
6	14,4	2,56	0,94	10,6	1,88	0,63
Normalverteilung						
$f_{ctm,L1}$	[N/mm²]	2,41			1,83	
$0,51 \cdot f_{ctm,L1}$	[N/mm²]	1,23			0,93	
s_x	[-]	0,35			0,26	
V_x	[-]	0,15			0,14	
LN-Verteilung						
$L f_{ctm,L1}$	[N/mm²]		0,87			0,59
L_{Su}	[N/mm²]		0,16			0,15
$e^{\lambda(L f_{ctm,L1} - k_0 \cdot L_{Su})}$	[N/mm²]		1,66			1,29
charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit						
$f_{ctk,L1}$	[N/mm²]	1,23			0,93	
Leistungsklasse (vgl. auch Abb. C.3.6)						
		L1			L2	
		1,2			0,9	
L2 / L1			0,75			
Umrechnungsfaktoren β (vgl. auch Abb. C.3.8)						
		$\beta_{L1} = 0,40$			$\beta_{L2} = 0,25$	

Bild 37: Beispiel zur Ermittlung von Leistungsklassen(Quelle [37])

Umrechnungsfaktoren:

- $\beta_{L1} = 0,40$ (Leistungsklasse 1)
- $\beta_{L2} = 0,25$ (Leistungsklasse 2)
- $\beta_u = 0,37$ (Spannungen am Rand)
- $\beta_{L1} = 0,37$ (für die Verwendung bei Betonstahlbewehrung)

Grundwerte der Nachrisszugfestigkeiten (siehe auch Bild 38):

$$f_{ct0,Li}^f = \beta_{Li} \cdot f_{ctfk,Li}^f \quad \text{mit } i = 1, 2 \quad (96)$$

$$f_{ct0,u}^f = \beta_u \cdot f_{ctfk,L2}^f \quad (97)$$

$$f_{ct0,s}^f = \beta_s \cdot f_{ctfk,L2}^f \quad \text{für } L1/L2 \leq 1 \quad (98)$$

Die ermittelten Festigkeiten müssen im Weiteren noch in Rechenwerte (Index R) überführt werden. Hierbei gilt im Gegensatz zu z.B. Holzquerschnitten, dass die Streuung der Nachrisszugfestigkeit bei größeren Querschnitten abnimmt. Gemäß [5, EC5] Abschnitt 3.2(3) bzw. (3) wird die Zugfestigkeit bei Holzquerschnitten für kleinere Querschnitte erhöht. Desweiteren ergeben sich bedingt durch Bauteilgeometrie Anisotropien die zumindest für den häufigsten Fall von flächenartigen Bauwerken günstig wirken.

Diesen beiden Faktoren wird mit den Beiwerten $\kappa^f F$ und $\kappa^f G$ Rechnung getragen. Rechenwert der Nachrisszugfestigkeit:

$$f_{ctR,i}^f = \kappa^f F \cdot \kappa^f G \cdot f_{ct0,i}^f \quad \text{mit } i = L1, L2, s, u \quad (99)$$

$$\kappa^f G = 1,0 + 0,5 A_{ct}^f \leq 1,70 \quad (100)$$

Spalte	1	2	3	4	5	6
Zeile	Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit f_{ct0}^f in N/mm ²					
	Verformung 1		Verformung 2			
	L1	$f_{ct0,L1}^f$	L2	$f_{ct0,L2}^f$	$f_{ct0,u}^f$	$f_{ct0,s}^f$ ³⁾
1	0	< 0,16	0	-	-	-
2	0,4 ¹⁾	0,16	0,4 ¹⁾	0,10	0,15	0,15
3	0,6	0,24	0,6	0,15	0,22	0,22
4	0,9	0,36	0,9	0,23	0,33	0,33
5	1,2	0,48	1,2	0,30	0,44	0,44
6	1,5	0,60	1,5	0,38	0,56	0,56
7	1,8	0,72	1,8	0,45	0,67	0,67
8	2,1	0,84	2,1	0,53	0,78	0,78
9	2,4	0,96	2,4	0,60	0,89	0,89
10	2,7 ²⁾	1,08	2,7 ²⁾	0,68	1,00	1,00
11	3,0 ²⁾	1,20	3,0 ²⁾	0,75	1,11	1,11

¹⁾ nur für flächenhafte Bauteile ($b > 5h$).
²⁾ Für Stahlfaserbeton dieser Leistungsklassen ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.
³⁾ gilt für $L2/L1 \leq 1,0$; $L2/L1 > 1,0$ siehe Ergänzung zu Gl. (R.3.34).

Bild 38: Leistungsklassen mit Grundwerten der zentrischen Nachrisszugfestigkeit(Quelle [10])

Mit A_{ct}^f wird dabei die Rissquerschnittsfläche bezeichnet. Sie kann mit $0,9 \cdot A_c$ oder iterativ für die jeweilige Laststellung berechnet werden. Dies bedingt, wie bereits erwähnt, eine nichtlineare Berechnungsmethode mit der Möglichkeit plastische Gelenke auszubilden. Ziel dieser Arbeit ist das Verhältnis der Zug- zur Druckspannung so zu wählen, dass $\kappa^f G = 1$ oder nahe bei 1 liegt.

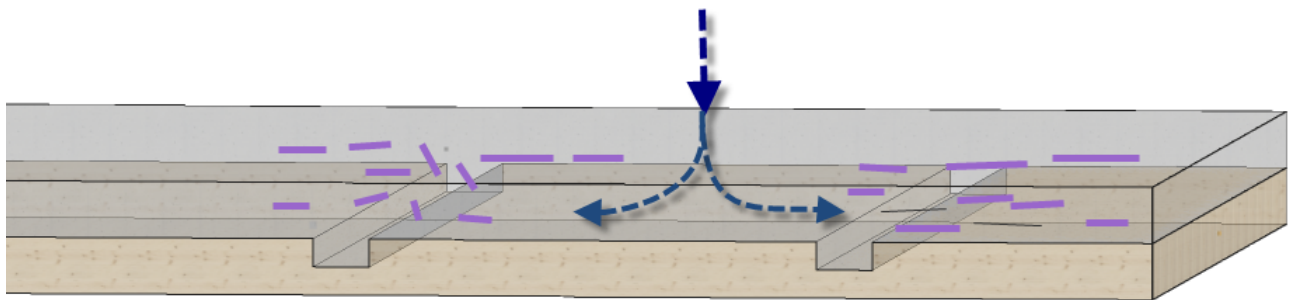


Bild 39: Konzentration der Fasern im Kervbereich durch Betonierichtung

$\kappa^f F$ berücksichtigt von Bauteilgeometrie und Betonierichtung abhängige Anisotropie. Für die im Rahmen dieser Arbeit behandelte liegende Platte wird $\kappa^f F = 1,0$ gewählt. Allerdings wären insbesondere für die Schubverankerung der HBV-Decken hier einfache und kostengünstige Optimierungen denkbar (vgl. Bild 39). Ansätze die Faserorientierung entsprechend zu beeinflussen und hieraus höhere Anisotrope Tragfähigkeiten abzuleiten finden sich z.B. in [32].

Bemessungswert

Der Bemessungswert der Festigkeit ergibt sich mit:

$$f_{ctd,i}^f = \alpha_c^f \cdot f_{ctR,i}^f / \gamma_{ct}^f \text{ mit } i = L1, L2, u \quad (101)$$

$$R_{d,lin} = R \left(\underbrace{\alpha_c^f}_{\text{Druck}}; \underbrace{\alpha_c^f \frac{f_{ctR,j}^f}{\gamma_{ct}^f}}_{\text{Zug}}; \underbrace{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}_{\text{Bewehrter Beton}}; \underbrace{\frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s}}_{\text{Spannungsblock}} \right) \quad (102)$$

$$\text{mit } i = 1; 2 \quad (103)$$

Beiwerte:

- $\alpha_c^f = 0,85$ Druckbeanspruchung.
- $\gamma_{ct}^f = 1,25$ Gilt für alle Bemessungssituationen!
- $f_{ctR,Li,mean}^f = 1,04 f_{ctR,Li}^f$ Rechnerischer Mittelwert der Festigkeit bei nichtlinearer Berechnung.
- $\gamma_R = 1,4$ Systemwiderstand bei nichtlinearer Berechnung (Unverstärkter SFB).

Als Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird eine multilineare Spannungs-Dehnungs-Linie³ (SDL3) gewählt. Die SDL 1 und 2 werden der Vollständigkeit halber angegeben.

- SDL1 Für den Spannungsblock im GZT mit $f_{ct,u}^f$ und $f_{ct,s}^f$ im GZG bei Verwendung von zusätzlicher Bewehrung.
- SDL2 mit $f_{ct,L1}^f; f_{ct,L2}^f$.
- SDL3 mit $f_{ctm}^f; f_{ct,L1}^f; f_{ct,L2}^f$.

Die maximale Grenzdehnung ist mit $\varepsilon_{ct,u}^f = 25\text{‰}$ möglich.

4.2.4 Analytische Bemessung von SFB Tragwerken

In dieser Arbeit soll zum einen eine numerische Betrachtung von HBV Konstruktion mit SFB erfolgen um das Materialverhalten aufzuzeigen. Auf der anderen Seite soll aber auch eine praktische Bemessung eines HBV Querschnitts erfolgen. Dies wird detailliert anhand des Beispiels 6 durchgeführt. Um einen Zugang zu dieser Thematik zu erreichen wird in diesem Kapitel die Bemessung von SFB gemäß den aktuellen Regelwerken erläutert. Wenn nicht anders benannt, wird hierbei nur die Bemessung von nicht zusätzlich bewehrtem SFB betrachtet.

4.2.5 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Grenzzustände:

- Grenzdehnung des Betons.
- Grenzdehnung des Stahlfaserbetons.

a) SDL für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und der Verformungsberechnung	b) SDL für die Querschnittsbemessung,
Anwendung des konservativen Spannungsblockes oder der multilineareren SDL für Nachweise im GZT Bei der Schnittgrößenermittlung und groben Verformungsberechnungen darf der lineare Verlauf bis f_{ctm} in der multilineareren SDL unberücksichtigt bleiben	Anwendung des konservativen Spannungsblockes oder der bilinearen SDL für Nachweise im GZT Bei Verwendung von Betonstahlbewehrung ist für Nachweise im GZG der Spannungsblock anzusetzen

Bild 40: Spannungs-Dehnungs-Linien (SDL) gemäß[10](Quelle:[30])

- Indifferentes Gleichgewicht (hier darf nur die Nachrisszugfestigkeit angesetzt werden).

Die Stahlfasern im Beton dürfen in folgenden Nachweisen berücksichtigt werden.

- Biegung mit Normalkraft.
- Querkraft.
- Schubkräfte.
- Durchstanzen.
- Stabwerke.

Nicht angesetzt werden dürfen die Stahlfasern hingegen für Torsion, bei Stabilitätsproblemen und bei Ermüdungsnachweisen.

Vorraussetzungen/Annahmen:

- Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli).
- Dehnungsverteilung $\varepsilon_c^f \leq -3,5\text{‰}$ (Druck) und $\varepsilon_{ct}^f \leq 25\text{‰}$ (Zug).
- Statische Nutzhöhe gleich Querschnittshöhe.

Die Mindestbewehrung aus Betonstahl ergibt sich mit $A_{s,min} = \rho \cdot A_{ct}$. Wie bereits erwähnt, wird angestrebt die Zugbeanspruchte Querschnittsfläche zu null zu setzen. Alternativ kann bei hinreichender Fasertragwirkung $f_{ctR,u}^f \geq k_c \cdot f_{ctm}$ auf eine zusätzliche Bewehrung verzichtet werden.

Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

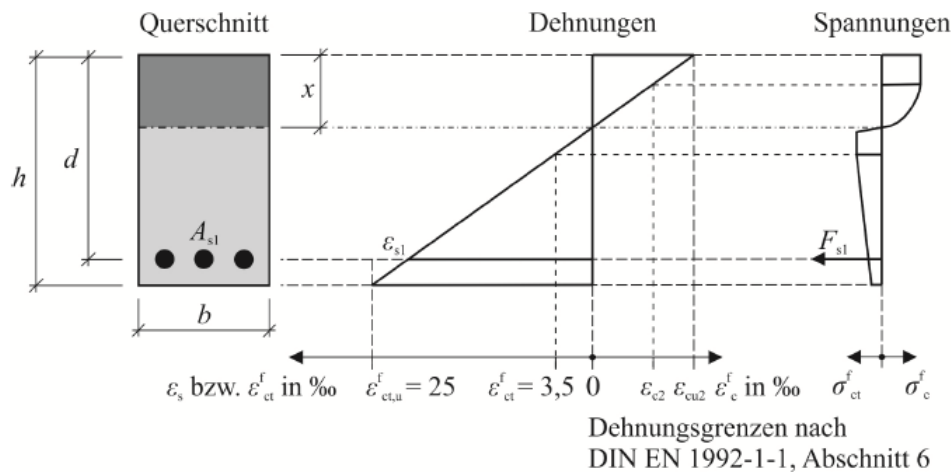


Bild 41: Dehn- und Spannungsgrenzen(Quelle:[2])

Ausgehend von diesen Erläuterungen wird zur Biegebemessung das aufnehmbare Moment unter Zugrundelegung der nichtlinearen SDL3 ermittelt.

Lastübertragung im Querkraftnachweis:

- Kornverzahnung zwischen den Rissen.
- Dübelwirkung der Biegezugbewehrung.
- Bogentragwirkung des Druckbogens.
- Zugkraftübertragung durch Fasern.

Die Querkrafttragfähigkeit wird nachgewiesen mit.:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}^f \quad (104)$$

$$V_{Rd,c}^f = V_{Rd,c} + V_{Rd,cf} \quad (105)$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (106)$$

$$V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f \cdot b_w \cdot h}{\gamma_{ct}^f} \quad (107)$$

Beiwerte:

- $C_{Rd,c} = (0,15/\gamma_c)$
- $\gamma_c = 1,5$ Sicherheitsbeiwert.
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ Maßstabsfaktor [mm].
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$ Längsbewehrungsgrad wird hier zu 0!

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} \leq 0,2 f_{cd} \text{ Betonlängsspannung.}$$

- b_w kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone.
- $d=h$ statische Nutzhöhe.
- f_{ck} Betondruckfestigkeit.
- $\alpha_c^f = 0,85$ Abminderungsbeiwert Langzeiteinwirkung.
- $\gamma_{ct}^f = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert.
- $f_{ctR,u}^f = \kappa^f F \cdot \kappa^f G \cdot f_{ct0,u}^f$ Zentrische Nachrisszugfestigkeit.
- h Querschnittshöhe.

Für die Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit ist gezogene Querschnittsfläche mit $A_{ct}^f = b_w \cdot d \leq 1,5 \cdot b_w$ in m^2 anzusetzen.

Wie aus den Gleichungen ersichtlich, erfolgt die Überlagerung der Querkrafttragfähigkeit des Betons ohne Bewehrung ($V_{Rd,c}$) mit der Querkrafttragfähigkeit der Stahlfasern ($V_{Rd,cf}$) additiv!

Mindesttragfähigkeit:

$$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3*2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad d \leq 600mm \quad (108)$$

$$v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3*2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad d \geq 600mm \quad (109)$$

Gemäß [2, EC2] kann für Platten auf einen weiteren Querkraftnachweis verzichtet werden.

Für die Schubkräfte über den Querschnitt z.B. für den Übergang vom Holz zum Betonquerschnitt wird mit $b_w = h_f$ gerechnet. Der Druckstrebenneigungswinkel ist im Zuggurt $\cot \theta$ mit 1,0 und im Druckgurt mit $\cot \theta = 1,2$ zulässig.

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt kein Nachweis auf Durchstanzen des Querschnitts!

4.2.6 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Stahlfasern werden im Nachweis GZG zur Begrenzung der Rissbreiten und der Verformungen angesetzt.

Kombinationen:

Charakteristisch $\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

Häufig $\sum G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}$

Quasi-Ständig $\sum G_{k,j} + P + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}$

Schwinden:

Schwinden wird im GZT und GZG angesetzt. Um die Effekte aus Schwinden bei allen nachfolgend erläuterten Berechnungsmethoden identisch ansetzen zu können, wird die Gesamte Schwinddehnung ε_{cf} als zusätzliches Moment in einem extra Lastfall eingebracht.

Das Längsschwinden von Holz $\varepsilon_t = \varepsilon_H = 100 \cdot 10^{-6} / \%$ Feuchteänderung ist gegenüber dem Schwinden von Beton $300 \cdot 10^{-6} \leq \varepsilon_B \leq 400 \cdot 10^{-6}$ sehr viel geringer. Weiterhin ist der Ermittlung des Schwindmaßes von Holz aufgrund der Feuchteabhängigkeit sehr schwierig.

Als Konservative Abschätzung wird daher bei der Berechnung der Schwindverformungen Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

das Schwinden des Betons als Differenzschwindmaß angesetzt [26].

Es wird daher mit reiner Krümmung des Obergurtes (Beton) gerechnet. Weiterhin wird das Schwinden nur dort angesetzt, wo der Beton rechnerisch mitträgt.

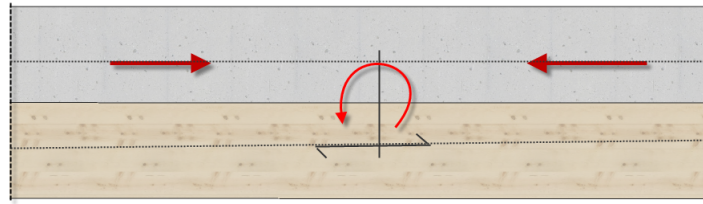


Bild 42: Zusätzliches Moment aus Schwinden

Gemäß [2, EC2] Abschnitt 3.1.4(6) ergibt sich das Gesamtschwindmaß aus Trocknungsschwinden $\varepsilon_{cd,\infty}$ und autogenem Schwinden $\varepsilon_{ca,\infty}$ zu:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (110)$$

Berechnung der Rissbreite:

$$w_k = s_w^f \cdot \varepsilon_{ct}^f \quad (111)$$

Beiwerte:

- $s_w^f = 0,14$ (vgl. Gleichung 95).
- ε_{ct}^f Zugdehnung SFB.

Voraussetzungen zum Rissbreitennachweis ohne zusätzliche Bewehrung:

- Statisch unbestimmtes System mit nichtlinearer Berechnungsmethode.
- Rissbreitenbeschränkung ist für $t = \infty$ eingehalten.
- Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist zu berücksichtigen.
- $\alpha_f \geq k \cdot k_c$.
- $\alpha_f = \frac{f_{ctR,L1}^f}{f_{ctm}^f}$ (Nachrisszugfestigkeit für L1 ist anzusetzen!).

Berechnung der Verformungen (Kapitel 7.4.3 in [2, EC2]):

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{||} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_{\perp} \quad (112)$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad \text{Kriechen} \quad (113)$$

$$1/r_{cs} = \varepsilon_{ct}^f \cdot \alpha_e \cdot S/I \quad (114)$$

Beiwerte:

- α Durchbiegungsparameter (Dehnung oder Krümmung).
- $\alpha_{\perp}, \alpha_{\parallel}$ Durchbiegungsparameter im Zustand I oder II.
- $\zeta = 1 - \beta \cdot (\zeta_{sr}/\zeta_s)^2$ Verteilungsbeiwert zur Berücksichtigung von Rissen.
- $\beta = 0,5$ Belastungsdauer wird als Langzeitbelastung angenommen.
- ζ_s Spannung im Riss (L2).
- ζ_{sr} Spannung beim Erstriss.
- ζ_{sr}/ζ_s kann ersetzt werden durch N_{cr}/N mit N_{cr} als Rissnormalkraft.
- $\varphi(\infty, t_0)$ Kriechzahl.

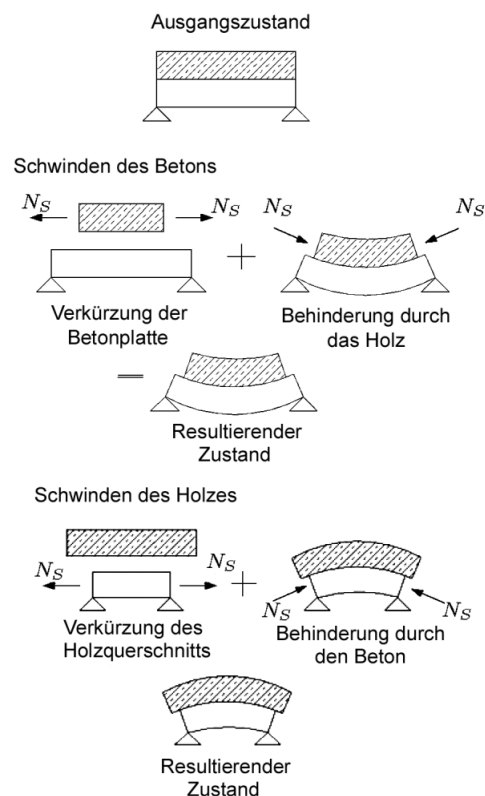


Bild 43: Effekte Schwinden(Quelle:[29])

Für die nachfolgend aufgeführten Berechnungsmethoden können die Effekte aus Kriechen direkt über eine Reduzierung des E-Moduls im GZG-Nachweis berücksichtigt werden. In den genannten Kombinationen wird der E-Modul für Beton und Holz entsprechend reduziert. In der Anwendung des γ -Verfahrens muss jedoch der Nachgiebigkeitsfaktor für t_0 und t_∞ erneut berechnet werden!

4.3 Schubsteife kraftschlüssige Verbindungen

Im Rahmen dieser Arbeit werden Verbunddecken untersucht, die mittels Formschluss (Kerven) verbunden sind. Über diese Verbindung wird ein nahezu schubstarres

Verhalten des Verbundkörpers erreicht.

Definition Formschluss:

Formschlüssige Verbindungen entstehen durch das Ineinandergreifen von zwei Verbindungspartnern. Die Bewegung eines Körpers gegen den anderen wird i.R. durch Druckkontakt behindert (siehe Bild 44).

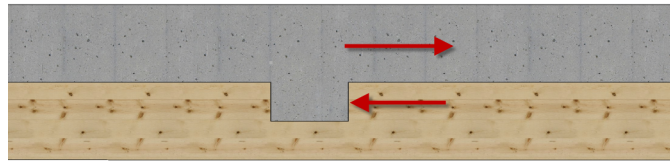


Bild 44: Formschluss (behindert durch Kontakt)

Beispiele:

- Schwalbenschwanzverbindung
- Zapfenverbindung, Kerven
- Zahnräder
- Haken

Definition Kraftschluss (Reibschluss):

Kraftschlüssige Verbindungen entstehen aufgrund einer Normalkraft, die zwischen den zu verbindenden Flächen Reibung erzeugt (siehe Bild 45). Die Verschiebung durch Kraftschluss ist solange behindert bis die Gegenkraft überschritten ist.:

$$F_{Last} \leq F_{Haft} = \mu \cdot F_N \quad (115)$$

- F_{Last} = Horizontale Kraft.
- F_{Haft} = Reibkraft (abhängig vom Material).
- μ = Haftreibungskoeffizient (materialabhängig).
- F_N = Drucknormalkraft.

Beispiele:

- Schraubenverbindungen (Kombination aus Form- Kraftschluss).
- Knoten

Stoffschluss:

Beim Stoffschluss werden zwei Bauteile miteinander verklebt, verschweißt etc.. Die Bauteile bilden dadurch eine Einheit. Diese Verbindungsform wird in dieser Arbeit nicht behandelt, obgleich auch dort Potential für eine wirtschaftlichere Verbindung vorhanden wäre.

Der Kraftschluss (Reibung) zwischen einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion (HBV) wird im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt.

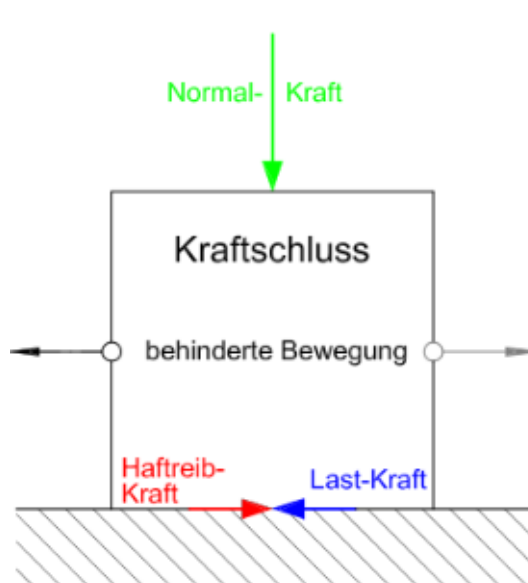


Bild 45: Kraftschluss (aus [17])

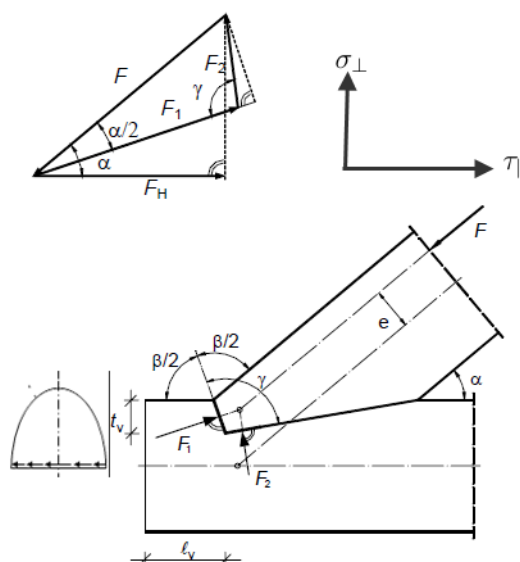


Bild 46: Kervenanschluss mit zweidimensionalen Versagensmoden (aus [20])

Formschlüssige Verbindungen sind auch als zimmermannsmäßige Holzverbindungen bekannt und haben in dieser Form auch Eingang in die allgemeinen Bemessungsregelwerke (z.B. [6]) gefunden. Neben der Vermeidung der Querschnittsschwächung durch die Einschnitttiefe t_v darf maximal eine Vorholzlänge von $l_v \leq 8 \cdot t_v$ im Abschnernachweis des Vorholzes berücksichtigt werden (vgl. Bild 46).

Die im Bild 46 ergänzten Versagensmoden für die Spannungskomponenten $\sigma_{\perp}$ und $\tau_{\parallel}$ sind auch für die Versagensfälle bei HBV Konstruktionen mit Kerven relevant. Da diese Versagensmoden spröde sind, sollte er vermieden werden!

Negative Neigungen der Kervenflanken werden im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht! Bereits in der Arbeit von [28, Michelfelder] wurde herausgestellt, dass die Singulärpunkte welche sich zumindest bei Kerven ohne Neigung ergeben nicht relevant sind.

Im Kapitel 6 wird jedoch eine Parameterstudie für positiv geneigte Kervenflanken durchgeführt. Der Autor erwartet sich hiervon eine Möglichkeit zumindest auf die Querkzugssicherung (vgl. Bild 48) zu verzichten. Bereits jetzt ist jedoch klar, dass die Zugfestigkeiten

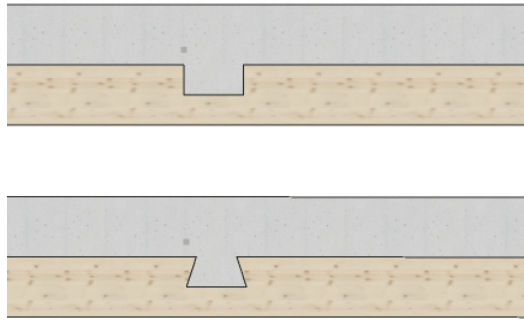


Bild 47: Analyisierte Kervenneigungen (vertikal oben, positiv geneigt unten)

des Holzes auf Querkzug sehr gering sind und spröde Versagen. Falls allerdings negative Kervenneigungen nicht notwendig sind, ist fraglich, ob sich überhaupt relevante Querkzugkräfte in Deckenträgern ergeben. Dass sich bei negativen Kervenneigungen durch die Umlenkkräfte Querkzugkräfte ergeben ist erwartbar und wurde ebenfalls in [28] umfangreich analysiert.

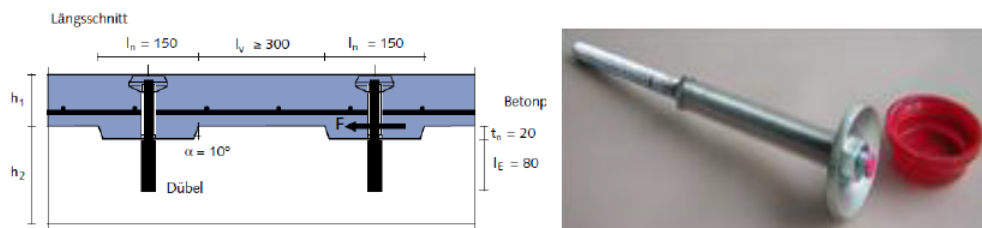


Bild 48: Querkzugsicherung bei negativen Kervenneigungen (System Natterer-Hilti)(Quelle [30])

4.4 Berechnung von Holztragwerken

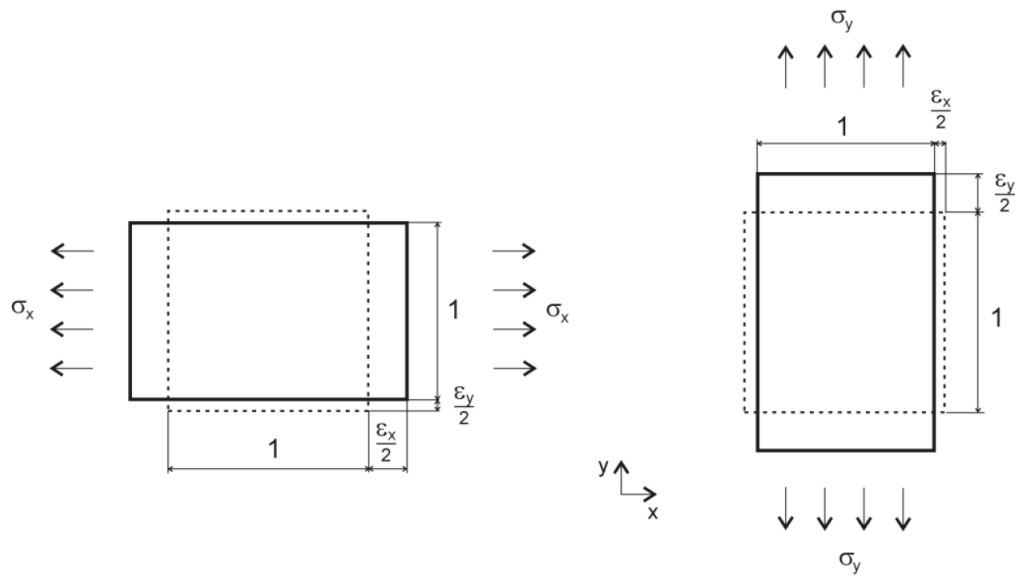
Die Bemessung der Stabtragwerke erfolgt auf Grundlage des [5] sowie der jeweiligen Anhänge. Die Bemessung der Schubkernen erfolgt als zimmermannsmäßige Verbindung sowie im FEM Modell auf Spannungsbasis. Bei einer FE-Untersuchung ist es bei Holztragwerken notwendig von dem unter den theoretischen Grundlagen erläuterten isotropen Materialmodell abzuweichen.

Materialmodelle

Bei Flächentragwerken erfolgt die Bemessung mit orthotropen Materialmodellen. Das Grundprinzip von Ort-Ursache beruht hierbei auf der Annahme, dass eine hohe Weichheit eines Körpers in der einen Richtung eine Steifigkeit in der anderen Richtung bedeutet (vgl. Bild 49).

$$\frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x} \quad (116)$$

$$\nu_{xy} \geq \nu_{yx} \quad (117)$$

**Bild 49:** Orthotropie (Ort-Ursache)

Weitere Annahmen:

- $E_x \geq 0$.
- $E_y \geq 0$.
- $G_{yz} \geq 0$.
- $G_{xz} \geq 0$.
- $G_{xy} \geq 0$.

Scheibensteifigkeit

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (118)$$

Aus diesen Steifigkeitsgliedern lässt sich die lokale Steifigkeitsmatrix für ein Schalenelement als 8 x 8 Matrix aufstellen.:

$$D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & D_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & sym & & & & D_{66} & 0 & 0 \\ & & & & & & D_{77} & 0 \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \quad (119)$$

Biegeanteile:

$$D_{11} = \frac{d^3}{12} \cdot d_{11} \hat{=} \frac{E_x d^3}{12(1 - \nu_{xy}\nu_{yx})}$$

$$D_{12} = \frac{d^3}{12} \cdot d_{12} \hat{=} \operatorname{sgn}(\nu_{xy}) \sqrt{\nu_{xy}\nu_{yx}} D_{11} D_{22}$$

$$D_{22} = \frac{d^3}{12} \cdot d_{22} \hat{=} \frac{E_y d^3}{12(1 - \nu_{xy}\nu_{yx})}$$

$$D_{33} = \frac{d^3}{12} \cdot d_{33} \hat{=} G_{xy} \frac{d^3}{12}$$

Normalkraftanteile:

$$D_{66} = d \cdot d_{11} \hat{=} \frac{E_x d}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}}$$

$$D_{67} = d \cdot d_{12} \hat{=} \operatorname{sgn}(\nu_{xy}) \sqrt{\nu_{xy}\nu_{yx}} D_{66} D_{77}$$

$$D_{77} = d \cdot d_{22} \hat{=} \frac{E_y d}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}}$$

$$D_{88} = d \cdot d_{33} \hat{=} G_{xy} d$$

Schubanteile:

$$D_{44} = \frac{5}{6} G_{xz} \cdot d$$

$$D_{55} = \frac{5}{6} G_{yz} \cdot d$$

4.5 Berechnung von HBV-Konstruktionen

4.5.1 Bemessungsgrundlagen und Regelwerke

Im Gegensatz zu Stahl-Verbundkonstruktionen in [3] sind HBV-Konstruktionen in [5] noch nicht in einem extra Teil der Norm geregelt. Allerdings existiert ein Vorentwurf zu [7], in dem die Bemessung von HBV-Konstruktionen geregelt wird.

Daher müssen die Bemessungsansätze aus [2], [3] und [5] bzw. der dazugehörigen Regelwerke z.B. [10] verglichen und auf den jeweiligen Anwendungsfall adaptiert werden.

Konstruktive Regelungen:

- Zur Vermeidung von durchlaufendem Betonwasser ist die Brettstapeldecke unmittelbar vor der Betonage leicht zu wässern. Dadurch schließen sich Risse zwischen den Elementen und die Brettstapeldecke entzieht dem Beton nicht zuviel Wasser.
- An den Übergängen z.B. Auflager sind lokale Stellen entsprechend abzudichten.

Auf der Lasteinwirkungsseite muss der Effekt aus Schwinden wie im Abschnitt 4.2.6 berücksichtigt werden. Die Effekte aus Kriechen bzw. dem langzeitabhängigen Verhalten der Werkstoffe muss ebenfalls über zusätzliche Lasten oder über eine Reduzierung der Steifigkeiten berücksichtigt werden.

4.5.2 Nachweise

- Spannungsnachweise (GZT):
 - Druck-/Zugfestigkeit Beton.
 - Biegefestigkeit Holz.
 - Abschernachweis Vorholz (Kervenbemessung).
 - Querkraftnachweis Holz.
 - Zugfestigkeit Holz.
 - Berücksichtigung von Schwinden Beton (t_0, t_∞).
- GZG:
 - Nachweis in der entsprechenden Kombination (charakteristisch, quasi-ständig).
 - Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen.

4.5.3 Schwingungsnachweis

An weit gespannten Decken ist der Schwingungsnachweis häufig maßgebend. Der Nachweis erfolgt im Rahmen dieser Arbeit nach dem Verfahren nach [35] und kann in dieser Form für alle Berechnungsmodelle angewandt werden. Falls sich Ausnahmen ergeben werden diese im Rahmen der detaillierten Berechnung im Beispiel 6 erläutert.

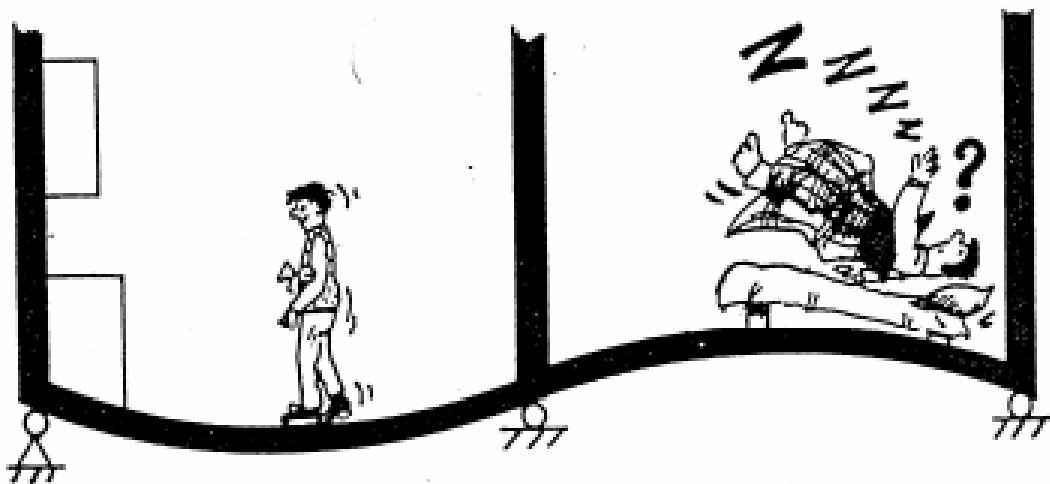


Bild 50: Schwingungsnachweis (Quelle:[35])

Vereinfachter Schwingungsnachweis

Im vereinfachten Schwingungsnachweis wird ein Einfeldträgersystem entsprechend umgerechnet und die Verformung dieses Systems begrenzt. Die Schwingungen werden damit rechnerisch unter einen Wert von 8,0 Hz. gehalten. Weitere Informationen dazu befinden sich in [35].

Genauere Untersuchung

Im Rahmen dieser Arbeit soll jedoch eine genauere Untersuchung des Tragwerks mittels einer dynamischen Analyse durchgeführt werden. Dieses Verfahren berücksichtigt die Regelungen in [35] (siehe Bild 51).

Zugehörige Eigenfrequenz unter Eigengewicht umgerechnet für einen Einfeldträger.

$$f_e = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{G}{w_{stat}[cm]}} \quad (120)$$

$$\omega = 2\pi \cdot f_e = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} [1/s] \quad (121)$$

$$f_e \approx \frac{\sqrt{250}}{w} \text{ Einfeldträger} \quad (122)$$

$$\rightarrow w_{limit, 8Hz} \approx 3,9 mm \quad (123)$$

- Ersatz-Federsteifigkeit K^* [N/m].
- Generalisierte (mitschwing.) Masse M^* [kg].

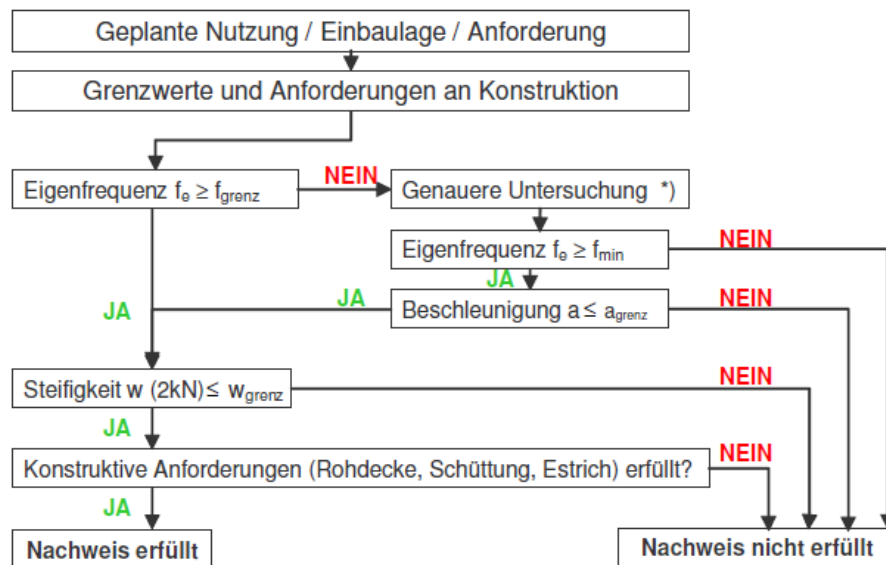


Bild 51: Ablaufdiagramm aus [35]

Bei der genaueren Untersuchung wird zuerst untersucht ob die Eigenfrequenz $f_0 \leq f_{min}$ ist. Mit $f_{min} = 4,5 Hz$.

$$f_{min} \leq f_e < f_{grenz} \quad (124)$$

Im nächsten Schritt wird untersucht ob die Beschleunigung $a \leq a_{grenz}$ ist.

Hierfür wird eine Periodische Funktion von 2Hz definiert.

Umgerechnet in ω mit $2Hz \cdot 2\pi = 12,566 rad/s$.

Laut [35] Abschnitt 2.2.4 kann die einwirkende zeit- ortveränderliche Kraft mit $F_{dyn} = 0,4F(t)$ angesetzt werden.

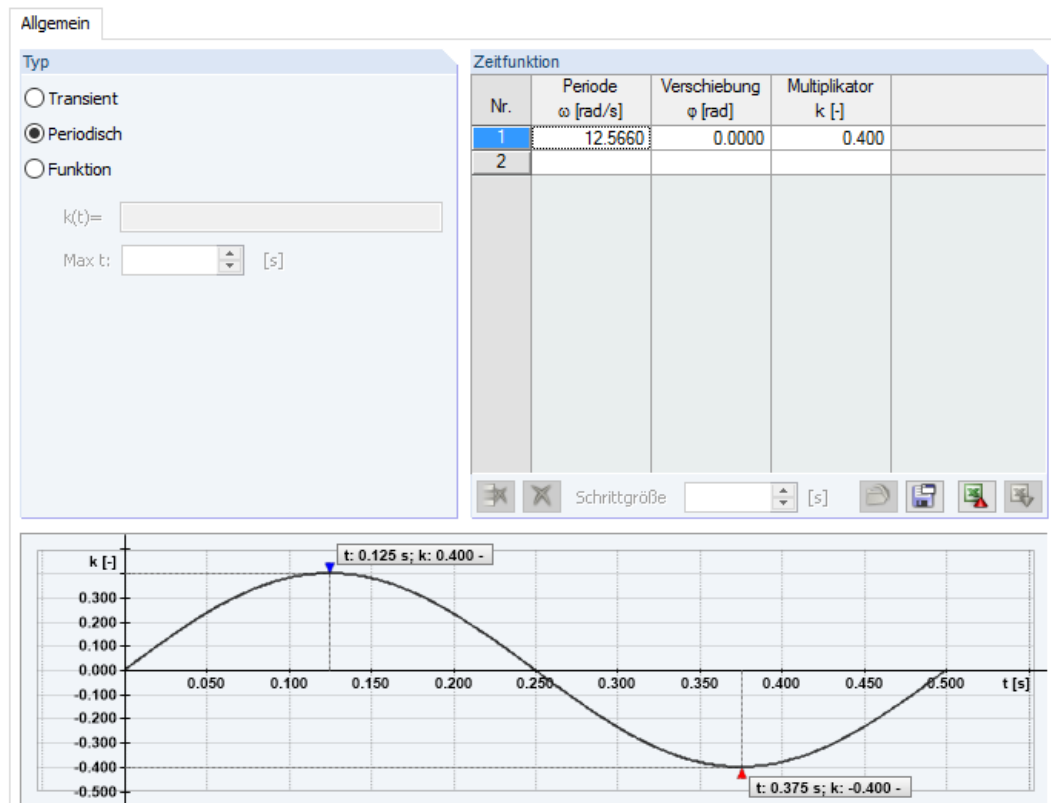


Bild 52: Definition des Zeitverlaufs in [15]

Im weiteren Verlauf wird ein Lastfall mit einer Einzellast von 2 kN definiert, der in [15] zur Analyse ausgewählt wird. Die Einzellast wird an der Stelle des gewählten maximalen Eigenwertes definiert.

Als Dämpfungsmaß wird gemäß [35] $\xi = 0,01$ als Lehrsche's Dämpfungsmaß verwendet.

Die Beschleunigung erstreckt sich mit 2Hz über 5 Sekunden.

$$a_{grenz} \leq 0,1m/s^2 \quad (125)$$

Gemäß [35] ist es möglich den Estrich als zusätzliche Steifigkeit und Masse in der Berechnung zu berücksichtigen.

5 Berechnungsmodelle

Im Rahmen dieser Arbeit werden nur Verbindungen mittels Kernen untersucht. Die Steifigkeit dieser Verbindung kann bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons als nahezu starr angenommen werden.

Es wird zwischen drei grundsätzlichen Arten des Tragverhaltens unterschieden.:

1. Schubloser Verbund:

- Beide Teilquerschnitte verformen sich gleich.

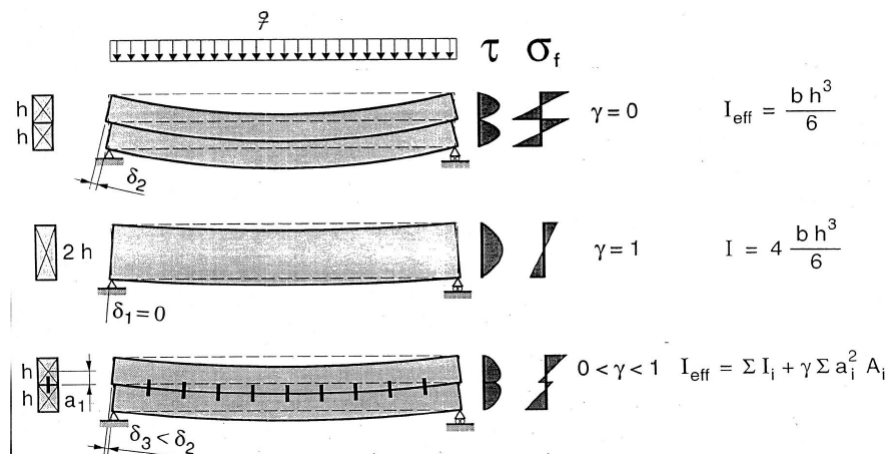


Bild 53: Tragverhalten HBV. Schubloser-, Schubstarrer-, Schubweicher Verbund (Quelle [31])

- Aufteilung der Momente entspricht dem Steifigkeitsverhältnis der Biegesteifigkeiten.
- $M_y = M_t + M_c$
- $EI_{\text{schublos}} = EI_t + EI_c$

2. Schubstarrer Verbund:

- Teilquerschnitte wirken als ein gemeinsamer Querschnitt.
- Steiner Anteile des Trägheitsmoments wirken voll.
- $EI_{\text{schubstarr}} = EI_t + EI_c + EA_t \cdot z_t^2 + EA_c \cdot z_c^2$
 z ist hierbei der Abstand des ideellen Schwerpunkts des Gesamtquerschnitts und dem jeweiligen Teilflächenschwerpunkt.

3. Schubweicher (-nachgiebiger) Verbund:

- Regelfall.
- Die Steiner Anteile des starren Verbundes müssen folglich um den γ -Faktor abgemindert werden.
- $EI_{\text{ef}} = EI_t + EI_c + \gamma_t \cdot EA_t \cdot z_t^2 + \gamma_c \cdot EA_c \cdot z_c^2$

Durch zeitabhängiges Verhalten (Kriechen) nimmt die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton zu! Daher muss in den folgend erläuterten Modellen die Zeitabhängigkeit in der Berechnung berücksichtigt werden. Die Berücksichtigung erfolgt für t_0, t_7, t_∞ (Jahre).

5.1 Geschlossene Lösung der Differentialgleichung

Die Lösung der Differentialgleichung ist nur für statisch bestimmte lineare Berechnungen mit elastischem Verbund möglich. Die Herleitung wurde [26] entnommen und erfolgt am infinitesimalen Trägerelement der Länge d_x (Bild 54).

Voraussetzungen:

- Hooke'sches Gesetz (lineare Berechnung).
- E-Modul ist für Biegung und Normalkraft in beiden Querschnittsteilen gleich.

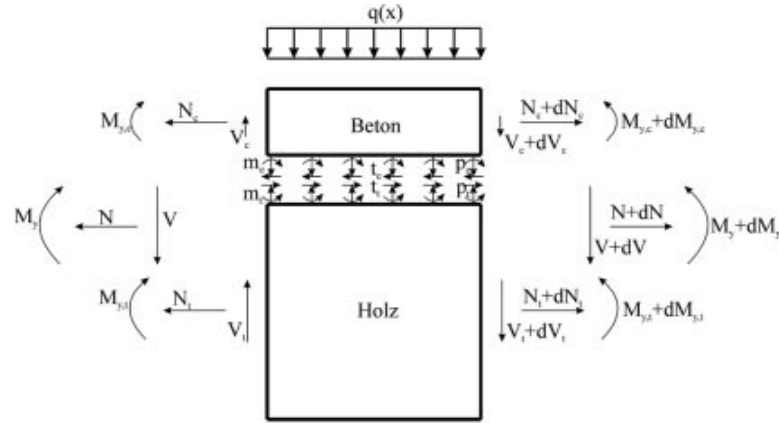


Bild 54: Schnittgrößen am Trägerteil (Quelle [26])

- Teilquerschnitte bleiben eben (Bernoulli'sche Hypothese). Gesamtquerschnitt bildet einen Versatz.
- Kleine Verformungen.
- Gleiche Durchbiegung und Krümmung der Teilquerschnitte.
- Schubverformungen der Teilquerschnitte bleiben unberücksichtigt.
- Teilquerschnitte konstant rechteckig.
- Gesamtquerschnitt vertikal symmetrisch.
- Belastung wirkt in der Symmetrieachse linien- oder punktförmig.
- Gleichmäßiger Abstand der Verbindungsmittel.

$$T = \int t_t(x) \cdot dx = \int t_c(x) \cdot dx = \int t(x) \cdot dx \quad \text{Schubkraft} \quad (126)$$

$$M_{\Delta} = \int m_c(x) \cdot dx - \int m_t(x) \cdot dx = \Delta \cdot \int t(x) \cdot dx \quad \text{Versatzmoment} \quad (127)$$

$$M_{y,c}^{\parallel}(x) + M_{y,t}^{\parallel}(x) + t^{\parallel}(x) \cdot a = -q(x) \quad (128)$$

$$\frac{M_{y,i}(x)}{E_i \cdot I_{y,i}} = -w^{\parallel}(x) \quad (129)$$

$$-(E_c \cdot I_c + E_t \cdot I_t) \cdot w(x)^{IV} + (k \cdot u(x))^{\parallel} \cdot a = -q(x) \cdot 1. \quad \text{DGL} \quad (130)$$

$$u^{\parallel}(x) - u(x) \cdot k \cdot \kappa^2 = -\frac{a \cdot V(x)}{\sum E_i \cdot I_i} \cdot 2. \quad \text{DGL (Fugenverschiebung)} \quad (131)$$

Die Schubkraft für die Gleichstreckenlast auf einen Einfeldträger ergibt sich damit wie folgt.

$$T = T_0 \cdot \left[1 - \frac{\sinh \omega \cdot \left(\frac{1}{2} - x \right)}{\left(\frac{1}{2} - x \right) \cdot \omega \cdot \cosh \omega \frac{1}{2}} \right] \quad (132)$$

Wie erwähnt wird auf die Herleitung hier nicht weiter eingegangen, da die Lösung keine weitere Relevanz für die Bemessung des Trägers hat.

5.2 γ -Verfahren

Als Praktikable Näherung zur Berechnung von Verbundkonstruktionen hat sich das γ -Verfahren durchgesetzt. Es hat in dieser Form auch Einzug in den [7, EC5] gefunden. Das γ Verfahren wurde von Möhler entwickelt. Das Verfahren setzt eine sinusförmige Last voraus. Im weiteren gelten soweit nicht anders benannt die Voraussetzungen zur Lösung der Differentialgleichung.

Gleichungen γ -Verfahren (aus [5]).

$$(EI_y)_{ef} = \sum_1^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (133)$$

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot l^2}} \quad \text{für } i=1, i=3; \gamma_2 = 1 \quad (134)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (135)$$

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad \text{Druck-/Zugspannung} \quad (136)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \quad \text{Biegespannung} \quad (137)$$

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V_z \quad \text{Schubspannung} \quad (138)$$

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V_z \quad \text{Kraft VBM; } i=1 \quad (139)$$

- $K_i = k_{ser,i/u,i} k_{ser}$ für den GZG und k_u für GZT.
- s_i Abstand der Verbindungsmittel.

Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel (Kerve) wird über eine Abminderung des Steinerschen Anteils berücksichtigt.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Schubkernen untersucht die üblicherweise im Auflagerbereich angeordnet werden. Wie erwähnt, setzt das γ Verfahren jedoch eine konstante Verbundsteifigkeit über den Träger voraus.

In der Arbeit von [28, Michelfelder] wird hierzu eine Arbeit von [18] vorgestellt. Hiermit wird der effektive Verbindungsmittelabstand aus [5] (s_{ef}) in eine effektive Verbundsteifigkeit k_{eff} umgerechnet.

$$k_{eff} = \frac{K_{ser/u}}{s_{ef}} \quad (140)$$

In [28, Michelfelder] werden hierzu 3 Ansätze vorgestellt.

$$k_{eff} = k \cdot (1 - \alpha_L \cdot (1 - \alpha_k)) \quad \text{Arithmetisches Mittel} \quad (141)$$

$$k_{eff} = k \cdot (1 - \alpha_L^2 \cdot (1 - \alpha_k)) \quad \text{Gewichtetes Mittel} \quad (142)$$

$$k_{eff} = k \cdot \frac{4}{3 + \frac{1}{\alpha_k}} \quad \text{DIN1052:2004 für } \alpha_k \geq \frac{1}{4} \quad (143)$$

In den Berechnungsansätzen nach Gleichung 141 und 142 geht die Abstufungslänge der effektiven Verbundmittelsteifigkeit in die Berechnung ein. Der Ansatz nach [1, DIN1052] setzt hingegen Abstufungsgrenzen voraus. Für die in dieser Arbeit behandelten Schubker-
ven ist dieser Ansatz nicht wirtschaftlich und wird daher nicht weiter verfolgt.

Berechnung des Verbindungsmittelabstands.:

1. Arithmetisches Mittel:

$$s_{ef} = s_{min} + \frac{s_{max}}{l} \cdot (s_{max} - s_{min}) \quad (144)$$

2. Gewichtetes Mittel (Regressionsanalyse):

$$s_{ef} = a_1 \cdot s_{min} + a_2 \cdot \frac{s_{max}}{l} (s_{max} - s_{min}) \quad (145)$$

Beiwerte:

- a_1, a_2 Vorfaktoren.
- s_{min} Minimaler Verbindungsmittelabstand.
- s_{max} Maximaler Verbindungsmittelabstand.
- l Trägerlänge.

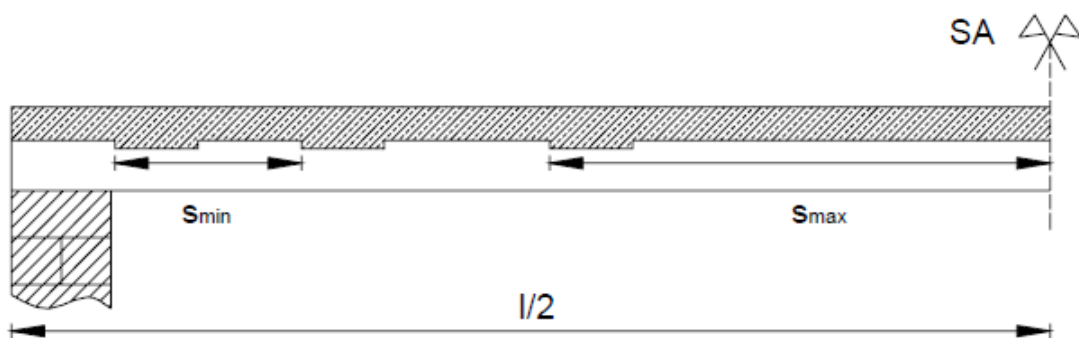


Bild 55: Kervenabstände (Quelle [28])

Der maximale Abstand der Verbindungsmittel ist bei Kervenverbindungen der Abstand vom Schubrand über die Feldmitte (vgl. Bild 55).

In [28, Michelfelder] werden aus der Analyse mehrerer Verbundträger folgende Vorfaktoren in Gleichung 145 ermittelt.:

$$s_{ef} = 1,14 \cdot s_{min} + 3,14 \cdot \frac{s_{max}}{l} (s_{max} - s_{min})$$

	Abweichung der analytisch ermittelten effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} von der numerischen Berechnung [%]		
	mittel	min	max
[DIN 1052 2004]	7	0	20
Arithmetisches Mittel	6	0	15
Regressionsansatz	-5	0	-11

Bild 56: Abweichungen Berechnungsmethoden (Quelle [28])

Diese Vorfaktoren werden zur Berechnung des Beispiels im Kapitel 6 angesetzt. Im weiteren Verlauf erfolgt analog zur Arbeit von [28] ein Vergleich mit den Ergebnissen aus dem numerischen Modell. Im Bild 56 wird der konservative Ansatz der Berechnung mit gewichtetem Mittel bereits verdeutlicht.

In der Berechnung der Beanspruchung der Kerve wird die Gleichung 139 entsprechend [28] modifiziert.

$$F_d = \min \left\{ \frac{V_{z,max} \cdot \gamma_1 \cdot E_B \cdot A_B \cdot a_1 \cdot s_{ef}}{EI_{eff}}, N_{H,ges} \right\} \quad (146)$$

Langzeitverhalten bei Anwendung des γ -Verfahrens

Es werden für alle hier vorgestellten Berechnungsmethoden 3 Zeitläufe untersucht.:

1. $t = 0$.
2. $t = 3 - 7$ Jahre.
3. $t = \infty$.

Reduzierung der Verbundmittelsteifigkeit.

$$k_{ser,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{vm,t}} \cdot k_{ser,0} \quad (147)$$

Verbundmittelsteifigkeit Kerve $k_{ser,0} = k_{u,0} = k_0 = 429 \text{ kN/mm}$ (Quelle [28]).

Zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens werden folgende Kriechfaktoren angenommen:

	$\varphi_{VM,t}$
t=0	0
t=3-7 Jahre	1
$t = \infty$	1,38

Tabelle 2: Kriechfaktoren für Schubkerven (Quelle [28])

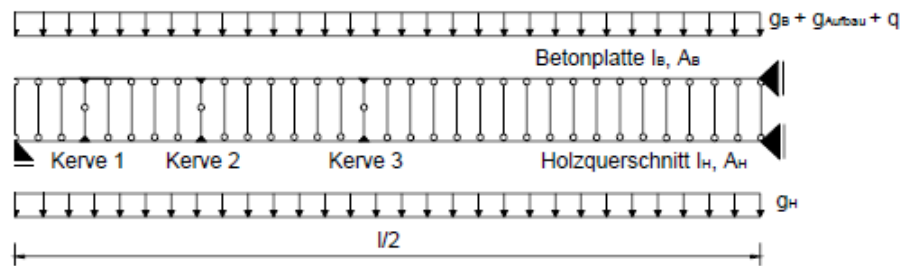


Bild 57: Stabmodell(Quelle [28])

5.3 Stabmodell nach Rautenstrauch

Entgegen der Methode die Steifigkeit der Schubkerven über den Träger zu verschmieren wird bei der Berechnung als Stabwerk die Steifigkeit jeder Kerve direkt als Stab definiert. das hier vorgestellte Modell bezieht sich auf die Arbeit von [19].

Der Untergurt modelliert hierbei den Holzquerschnitt und der Obergurt den Betonanteil. Zwischen den steifen „Verbundstäben“ werden gelenkige Kopplungsstäbe angeordnet welche sich mit den Längen der FE-Elemente der Stäbe decken.

Statisches Ersatzsystem unter Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit.

$$EI^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_s} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r^2)} \cdot \left(\frac{z_B^2}{E_B \cdot I_B} + \frac{z_H^2}{E_H \cdot I_H} \right)} \quad (148)$$

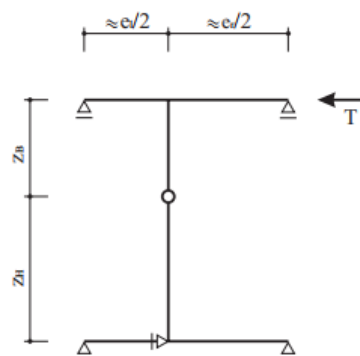


Bild 58: Statisches Ersatzsystem(Quelle [28])

6 Anwendung der Berechnungsmodelle

Das bereits im Kapitel 3 vorgestellte Beispiel wird im folgenden für die Analytischen Berechnungsmodelle aus Kapitel 5 sowie mittels einer numerischen Analyse anhand der Grundlagen des Kapitels 4 analysiert.

Aufgrund des statischen Systems mit einer Spannweite von 4,61m im Feld 1 und 5,97m im Feld 2 wird eine Analyse für einen Durchlaufträger durchgeführt. Die im Kapitel 5 vorgestellten Gleichungen beziehen sich meist auf einen Einfeldträger. Allerdings wird die Verwendung als Durchlaufträgersystem nicht ausgeschlossen.

Um die Abminderung der Steifigkeit durch den aufgerissenen Beton zu berücksichtigen werden die Regelungen des Abschnitts 5.4.2.3(3) aus [4, EC4] angewendet (vgl. Bild 59).

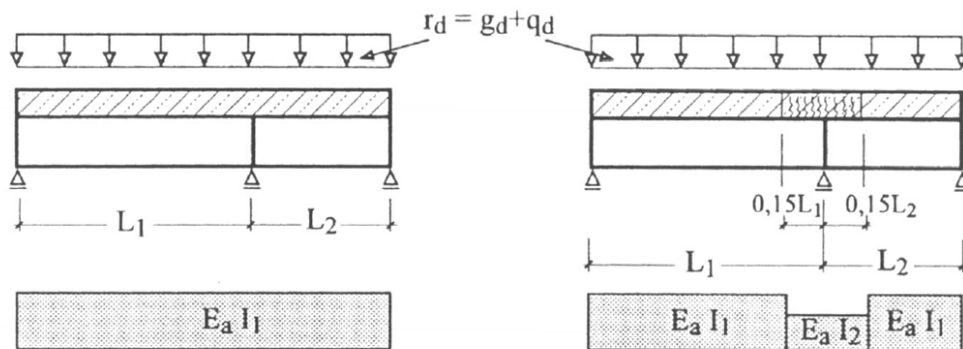


Bild 59: Reduzierung des Querschnitts(Quelle [4])

Über 15% der Stützweite an der Mittelstütze wird folglich nur der Holzquerschnitt angesetzt.

Teilung der Stäbe am Mittellager:

- Linke Seite bei $4,61 \cdot 0,15 = 0,692m$.
- Rechte Seite bei $5,97 \cdot 0,15 = 0,896m$.

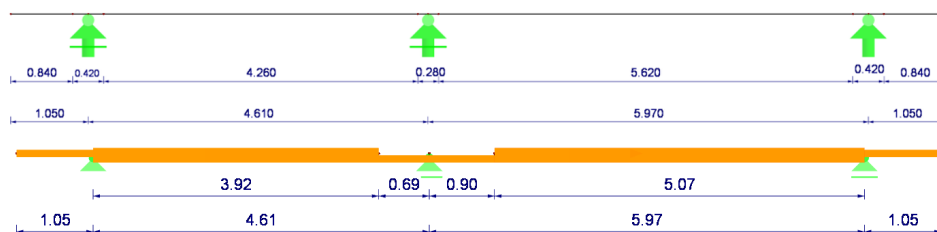


Bild 60: Statisches System

Ein detaillierter Plan des Systems befindet sich im Anhang H.11.

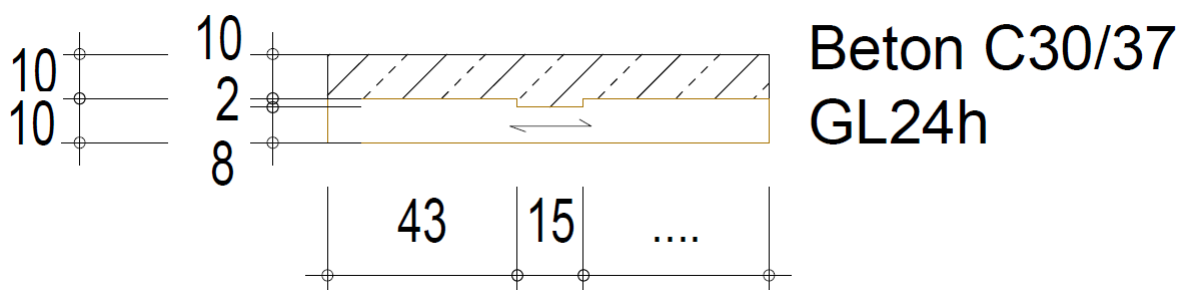


Bild 61: Querschnitt und Material

Hieraus lässt sich das in Bild 60 dargestellte statische System ableiten. Aufgrund der massiven Wände des Blockhauses sind die freien Spannweiten von 4,26m (Feld 1) und 5,62m (Feld 2) ebenfalls mit dargestellt, da hiermit weiteres Einsparpotential möglich ist.

- Das Mittellager ruht jedoch auf einer besäumten Wand welche eine Konstanten Breite von 28cm aufweist. Daher wird hier der Abstand von 16cm gewählt.
- Kervenbreite $l_N = 150mm$
- Es werden 2 Kerven gewählt. $l_s = 220mm$.

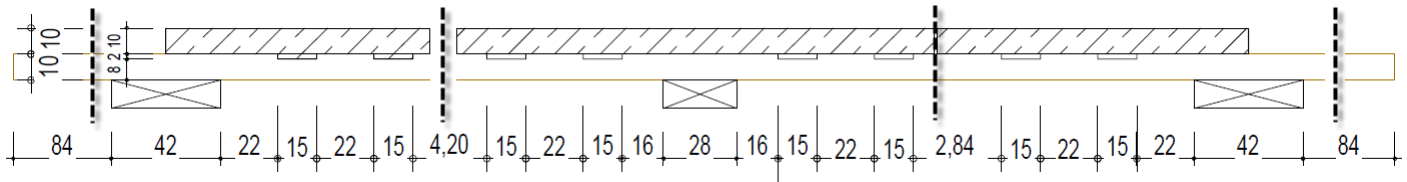


Bild 63: Lage Schubkerven

Lastannahmen

Bei den Nutzlasten kann für eine HBV-Decke eine ausreichende Querverteilung als gegeben angesehen werden [26]. Daher kann im Unterschied zur Holzbalkendecke mit $1,5kN/m^2$ Nutzlast gegenüber $2kN/m^2$ bei der Holzbalkendecke gerechnet werden.

- $LF1 = 2,26kN/m^2$
- $LF2 = 1,50kN/m^2$ LF3 im Feld 2.

Eigengewicht wird programmseits ermittelt.

Zusätzlich zur ständigen Last im LF1 wird je nach Bemessungsregel eine Ersatzlast zur Berücksichtigung des Schwindens aufgebracht. Kombinatorik siehe Tabelle 3.

6.1 γ -Verfahren (DLT)

In der 1. Analyse wird der Durchlaufträger aus Bild 60 mit dem γ -Verfahren analysiert. Das Verfahren wird hierbei weitestgehend aus [28] bzw. [29] übernommen um eine Grundlage zur Dimensionierung der Querschnitte zu erhalten. Im weiteren wird anhand der so ermittelten Werte eine Aussage zu den erwarteten Abweichungen der nichtlinearen FE-Berechnung bzw. der Stabwerksberechnung gegeben.

Die Definition der Querschnittswerte unter Berücksichtigung der zeit- und materialabhängigen Nachgiebigkeiten wird mit [15] durchgeführt. Im folgenden wird der Vollständigkeit halber der Berechnungsablauf aufgeführt. Die Berechnung der abgeminderten E-Moduln befindet sich als Excel Berechnung im Anhang.

6.1.1 Effektive Kriechzahlen

Kriechzahl Beton (Anhang B [2])

$$\varphi_{B,M,\infty} = 2,51$$

Last- kombin.	Bezeichnung	LF.1		LF.2		LF.3	
		Faktor	Nr.	Faktor	Nr.	Faktor	Nr.
LK1	1.35G	1,35	LF1				
LK2	1.35G + 1.5QiA1	1,35	LF1	1,50	LF2		
LK3	1.35G + 1.5QiA1 + 1.5QiA2	1,35	LF1	1,50	LF2	1,50	LF3
LK4	1.35G + 1.5QiA2	1,35	LF1	1,50	LF3		
LK5	G	1,00	LF1				
LK6	G + QiA1	1,00	LF1	1,00	LF2		
LK7	G + QiA1 + QiA2	1,00	LF1	1,00	LF2	1,00	LF3
LK8	G + QiA2	1,00	LF1	1,00	LF3		
LK9	1.0G	1,00	LF1				
LK10	1.0G + 0.54QiA1	1,00	LF1	0,54	LF2		
LK11	1.0G + 0.54QiA1 + 0.54QiA2	1,00	LF1	0,54	LF2	0,54	LF3
LK12	1.0G + 0.54QiA2	1,00	LF1	0,54	LF3		
LK13	1.0G	1,00	LF1				
LK14	1.0G + 1.24QiA1	1,00	LF1	1,24	LF2		
LK15	1.0G + 1.24QiA1 + 1.24QiA2	1,00	LF1	1,24	LF2	1,24	LF3
LK16	1.0G + 1.24QiA2	1,00	LF1	1,24	LF3		
LK17	Schwingungsnachweis	1,00	LF1	1,00	LF3		

Tabelle 3: Lastkombinationen

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,53 \cdot 0,99 = 2,51 \quad (149)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,90 \cdot 2,73 \cdot 0,49 = 2,53 \quad (150)$$

$$\begin{aligned} \varphi_{RH} &= \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \\ &= \left[1 + \frac{1 - 50/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{181,8}} \cdot 0,944 \right] 0,984 = 1,90 \end{aligned} \quad (151)$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot (1000mm \cdot 100mm)}{1100mm} = 181,8mm \quad (152)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73 \quad (153)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,2})} = 0,488 \quad (154)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = \left[\frac{(18250d - 28d)}{(512,68 + 18250d - 28)} \right]^{0,3} = 0,99 \quad (155)$$

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot 50)^{18} \right] \cdot \\ &181,8 + 250 \cdot 0,96 = 512,68 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1439,6 \end{aligned} \quad (156)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944 \quad (157)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984 \quad (158)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} = 0,960 \quad (159)$$

Kriechzahl Holz $\varphi_{H,M,\infty} = 0,6$

Vergrößerungsfaktoren Kriechzahl

	Holz $\psi_{H,V,t}$	Beton $\psi_{B,V,t}$
$t = 0$	0	0
$t = 3 - 7$	0,5	1,9
$t = \infty$	1,0	2,0

Tabelle 4: Vergrößerungsfaktoren Materialkriechzahl([28])

Verbundkriechzahl $\varphi_{i,V,t}$

$$\varphi_{H,V,t} = \psi_{H,V,t} \cdot \varphi_{H,M,\infty} \quad \text{Holz} \quad (160)$$

$$\varphi_{B,V,t} = \psi_{B,V,t} \cdot \varphi_{B,M,\infty} \quad \text{Beton} \quad (161)$$

	Holz $\varphi_{H,V,t}$	Beton $\varphi_{B,V,t}$
$t=0$	0	0
$t = 3 - 7$	0,3	4,77
$t = \infty$	0,6	5,03

Tabelle 5: Verbundkriechzahl

6.1.2 Schwinddehnung

Die Endschwinddehnung des Holzes wird idealisiert mit $\varepsilon_{H,sID,\infty} = 0$ angenommen.
Beton $\varepsilon_{H,sID,\infty} = -5,3 \cdot 10^{-4}$.

	$k_{s,res,t}$	$\Delta \varepsilon_{sIDt}$
$t=0$	0	0
$t=3-7$	0,5	-2,65E-05
$t = \infty$	0,8	-4,24E-05

Tabelle 6: Schwindbeiwerte ([28])

Schwinden Beton C30/37

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = (4,8 + 0,5) \cdot 10^{-4} = -5,3 \cdot 10^{-4} \quad (162)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 4,8 \cdot 10^{-4} \quad \text{Tabelle 3.2 in [2, EC2]}$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \varepsilon_{cd,0} \quad (163)$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,5 \cdot 10^{-4} \quad (164)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,5 \cdot 10^{-4} \quad (165)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{18250}} = 1 \quad (166)$$

Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

Effektive Schwinddehnung:

$$\Delta \varepsilon_{sID,t} = k_{s,res,t} \cdot (\varepsilon_{H,sID,\infty} - \varepsilon_{B,sID,\infty}) \quad (167)$$

	$\Delta \varepsilon_{sID,t}$
t=0	0
t=3-7	-0,000265
t = ∞	-0,000424

Tabelle 7: Effektive Schwinddehnung

6.1.3 Effektive E-Moduln

Anhand der Verbundkriechzahlen modifizierte E-Moduln.

$$E_{H,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{H,V,t}} \cdot E_{H,0} = E_{v,t} \quad (168)$$

$$E_{B,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{B,V,t}} \cdot E_{B,0} \quad (169)$$

	Holz $E_{H,t}$	Beton $E_{B,t}$
t=0	11500	33000
t = 3 – 7	8846	5715
t = ∞	7188	5477

Tabelle 8: Effektive E-Moduln N/mm^2

6.1.4 Verbundmittelsteifigkeit

Gemäß [28] wird im GZT und GZG mit den reduzierten Steifigkeiten k_0 gerechnet. Allerdings werden diese wiederum durch die Kriechfaktoren modifiziert.

$$K_t = \frac{1}{1 + \varphi_{VM,t}} \cdot K_0 \quad (170)$$

Verschiebungsmoduln:

- $k_{ser,0} = 1000 kN$ (nach [7]).
- $k_{u,0} = \frac{2}{3} \cdot 1000 = 666,6 kN/mm/m$.
- $k_0 = \frac{666,6}{1,3} = 513 kN/mm/m$.

	$\Phi_{VM,t}$	K_t
t=0	0	513
t=3-7	1,0	256,5
$t = \infty$	1,38	215,6

Tabelle 9: Kriechfaktoren und Verbundmittelsteifigkeit $kN/mm/m$

6.1.5 Effektive Steifigkeit

Steifigkeitsverhältnis:

- Beton $n_{1,t} = \frac{E_{B,t}}{E_{H,t}}$.
- Holz $n_{2,t} = 1$.

	$n_{1,t}$
t=0	2,87
t=3-7	0,65
$t = \infty$	0,76

Tabelle 10: Steifigkeitsverhältnis

Verbundmittelabstand mit a Arithmetischem und b Gewichtetem Mittel gemäß Gleichung 144 und 145. Um die Gleichungen an den Durchlaufträger anzupassen wird die Stützweite gemäß [5] mit 4/5 reduziert.

Vorfaktoren (siehe Kapitel 5):

- $a_1 = 1, 14$.
- $a_2 = 3, 14$.

Feld 1:

$$a) \quad s_{ef} = s_{min} + \frac{s_{max}}{\frac{4}{5}l} (s_{max} - s_{min}) = 310mm + \frac{2250mm}{0,8 \cdot 5970} \cdot (2250 - 310) = 1224mm$$

$$b) \quad s_{ef} = a_1 \cdot s_{min} + a_2 \frac{s_{max}}{\frac{4}{5}l} (s_{max} - s_{min}) = 1,14 \cdot 310 + 3,14 \frac{2250}{0,8 \cdot 5970} \cdot (2250 - 310) = 3223mm$$

Feld 2:

$$a) \quad s_{ef} = s_{min} + \frac{s_{max}}{\frac{4}{5}l} (s_{max} - s_{min}) = 310mm + \frac{1570mm}{0,8 \cdot 4610} \cdot (1570 - 310) = 846mm$$

$$b) \quad s_{ef} = a_1 \cdot s_{min} + a_2 \frac{s_{max}}{\frac{4}{5}l} (s_{max} - s_{min}) = 1,14 \cdot 310 + 3,14 \frac{1570}{0,8 \cdot 4610} \cdot (1570 - 310) = 2038mm$$

Nachgiebigkeitsfaktoren:

$$\gamma_{1,t} = \frac{1}{1 + \left(\pi^2 \cdot E_{B,t} \cdot A_B \cdot \frac{s_{ef}}{0,8 \cdot l^2 \cdot K_t} \right)} \quad (171)$$

$$\gamma_{2,t} = 1$$

	$E_{B,t}[N/mm^2]$	$K_t[kN/mm/m]$	Feld 1 $s_{ef} = 1224mm$	Feld 2 $s_{ef} = 846mm$
t=0	33000	513	0,227	0,202
t=3-7	5715	256,50	0,459	0,422
$t = \infty$	5477	215,60	0,426	0,391

Tabelle 11: γ - Faktoren für a)(Arithmetisches Mittel)

	$E_{B,t}[N/mm^2]$	$K_t[kN/mm/m]$	Feld 1 $s_{ef} = 3223mm$	Feld 2 $s_{ef} = 2038mm$
t=0	33000	513	0,062	0,095
t=3-7	5715	256,50	0,161	0,233
$t = \infty$	5477	215,60	0,144	0,210

Tabelle 12: γ - Faktoren für b)(gewichtetes Mittel)**Hebelarme:**

$$a_{2,t} = \frac{n_{1,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot A_B \cdot z}{n_{1,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot A_B + n_{2,t} \cdot A_H} \quad (172)$$

$$a_{1,t} = z - a_{2,t} \quad (173)$$

Mit $z = \frac{h_H + h_B}{2} = 100mm$. Querschnittswerte $A_H = A_B = 100mm \cdot 1000mm = 10^5 mm^2$.

	$n_{1,t}$	Feld1 Methode a	Feld2 Methode a	Feld1 Methode b	Feld2 Methode b
t=0	2,87	39,4	36,7	17,9	27,3
t=3-7	0,65	23,0	21,5	10,5	15,1
$t = \infty$	0,76	24,5	22,9	10,9	16,0

Tabelle 13: Hebelarme $a_{2,t}$

In Tabelle 13 und 14 sind die Hebelarme entsprechend der Lasteinwirkungsdauer sowie für die Nachgiebigkeiten (γ - Faktoren) des Verfahrens a(Arithmetisches Mittel) und b(gewichtetes Mittel) aufgeführt. Siehe hierzu auch die Gleichungen 172 und 173.

Statisches Moment

$$S_{1,t} = b \cdot h_B \cdot a_{1,t} \quad (174)$$

$$S_{2,t} = \frac{b}{2} \cdot \left(\frac{h_H}{2} - a_{2,t} \right)^2 \quad (175)$$

	Feld1 Methode a	Feld2 Methode a	Feld1 Methode b	Feld2 Methode b
t=0	60,6	63,3	82,1	72,7
t=3-7	77,0	78,5	89,5	84,9
t = ∞	75,5	77,1	89,1	84,0

Tabelle 14: Hebelarme $a_{1,t}$

Mit $b=1000\text{mm}$ und $h_B = h_H = 100\text{mm}$.

	Feld1 Methode a	Feld2 Methode a	Feld1 Methode b	Feld2 Methode b
t=0	6,056E+06	6,329E+06	8,211E+06	7,270E+06
t=3-7	7,703E+06	7,846E+06	8,953E+06	8,487E+06
t = ∞	7,553E+06	7,710E+06	8,905E+06	8,402E+06

Tabelle 15: Statisches Moment $S_{1,t}[\text{mm}^3]$

	Feld1 Methode a	Feld2 Methode a	Feld1 Methode b	Feld2 Methode b
t=0	5,575E+03	8,837E+03	5,156E+04	2,577E+04
t=3-7	3,654E+04	4,050E+04	7,815E+04	6,078E+04
t = ∞	3,258E+04	3,673E+04	7,625E+04	5,788E+04

Tabelle 16: Statisches Moment $S_{2,t}[\text{mm}^3]$

Spannungslose Dehnung

$$C_{p,sID,t} = \frac{\pi^2 \cdot E_{H,t} \cdot A_H \cdot A_B \cdot n_{1,t} \cdot (h_B + h_H) \cdot \gamma_{1,t}}{2 (n_{1,t} \cdot A_B + n_{2,t} \cdot A_H) \cdot (0,8 \cdot l)^2} \quad \text{Vorfaktor} \quad (176)$$

$$C_{J,sID,t} = \frac{C_{p,sID,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} + q_p}{\frac{E_{B,t} \cdot A_B + E_{H,t} \cdot A_H}{E_{B,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot A_B + E_{H,t} \cdot A_H} \cdot C_{p,sID,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} + q_p} \quad (177)$$

- $q_p = 2,26\text{N/mm}$ Permanente Last.
- $E_{H,t}$ und $E_{B,t}$ gemäß Tabelle 8.
- $A_H = A_B = 10^5\text{mm}^2$.
- $n_{1,t}$ gemäß Tabelle 10.
- $n_{2,t} = 1$
- $h_B = h_H = 100\text{mm}$.
- $\gamma_{1,t}$ gemäß Tabelle 11 und 12.

	$C_{p,sID,t}$		$C_{J,sID,t}$	
	Feld 1	Feld 2	Feld 1	Feld 2
t=0	8373,6	12504,6	1	1
t=3-7	6916,6	10679,5	0,980	0,968
$t = \infty$	5726,2	8799,8	0,969	0,952

Tabelle 17: Faktoren Methode a

	$C_{p,sID,t}$		$C_{J,sID,t}$	
	Feld 1	Feld 2	Feld 1	Feld 2
t=0	2299,9	5886,5	1	1
t=3-7	2427,7	5887,5	0,987	0,936
$t = \infty$	1934,8	4734,9	0,980	0,931

Tabelle 18: Faktoren Methode b

Effektive Biegesteifigkeit

$$EI_{eff,t} = C_{J,sID,t} \cdot (E_{B,t} \cdot I_B + E_{H,t} \cdot I_H + \gamma_{1,t} \cdot a_{1,t}^2 \cdot E_{B,t} \cdot A_B + a_{2,t}^2 \cdot E_{H,t} \cdot A_H) \quad (178)$$

Verwendete Querschnittswerte:

$$\bullet I_B = I_H = \frac{b \cdot h^3}{12} = 83,3 \cdot 10^6 mm^4$$

	Feld 1	Feld 2
t=0	8,24355E+12	7,92907E+12
t=3-7	3,17151E+12	3,01142E+12
$t = \infty$	2,73062E+12	2,57391E+12

Tabelle 19: Biegesteifigkeit $EI_{eff,t}[Nmm^2]$ (Methode a)

Ersatzlast Schwinden

$$p_{sID,t} = C_{p,sID,t} \cdot \Delta \varepsilon_{s,ID,t} \quad (179)$$

Der Lastfall Schwinden wird als ständige Last im GZT und GZG angesetzt. Es wird idealisiert eine konstante Last angesetzt. Hierbei wird der Maximalwert aus Tabelle 21 angesetzt $-0,373kN/m$. Die Ersatzlast wird links und rechts des mittleren Auflagers mit dem gemäß [4] berechneten Abstand aufgebracht, da im gerissenen Querschnitt die Schwindverformungen nicht wirken.

	Feld 1	Feld 2
$t=0$	5,46308E+12	6,2244E+12
$t=3-7$	2,02049E+12	2,2214E+12
$t = \infty$	1,73167E+12	1,9099E+12

Tabelle 20: Biegesteifigkeit $EI_{eff,t}[Nmm^2]$ (Methode b)

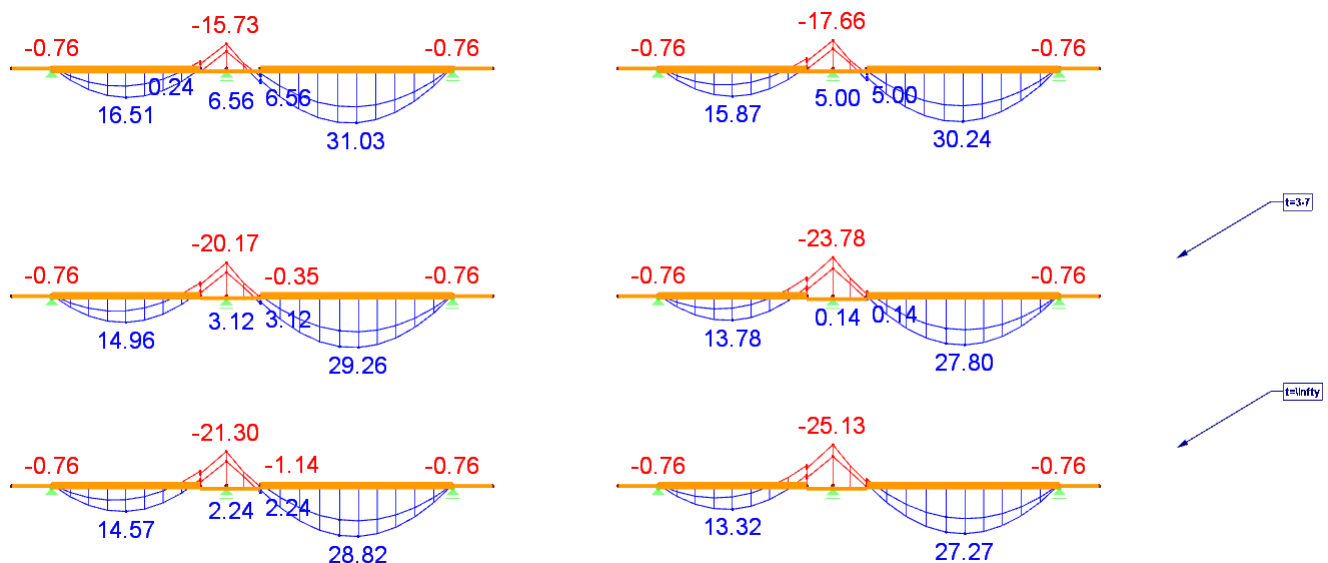
	$C_{p,sID,t}$ Methode a		$C_{p,sID,t}$ Methode b	
	Feld 1	Feld 2	Feld 1	Feld 2
$t=0$	0,000	0,000	0,000	0,000
$t=3-7$	0,183	0,283	0,064	0,156
$t = \infty$	0,243	0,373	0,082	0,201

Tabelle 21: Ersatzlast Schwinden $p_{sID,t}$

Schnittgrößen und Verformungen

- GZT:
 - Maximales Stützmoment für $t = \infty$ in LK3 -25,1kNm (Methode b).
 - Maximales Feldmoment für $t = 0$ in LK4 31,0kNm (Methode a).
- GZG:
 - Maximale Verformung $t = \infty$ in Charakteristisch/Quasi-ständiger Kombination $u = 5,4cm$ (Methode b). In Methode a $u = 3,7cm$

Die Schnittgrößen werden mit [15] ermittelt. Die Nachgiebigkeitsfaktoren und Materialsteifigkeiten werden entsprechend der Ausführungen in verschiedenen Modellen berücksichtigt. Die Position „Y-Verfahren DLT“ liegt dieser Arbeit auf einem Datenträger bei.

**Bild 64:** Schnittgrößen GZT Ergebnisumhüllende. Links Methode a rechts b.

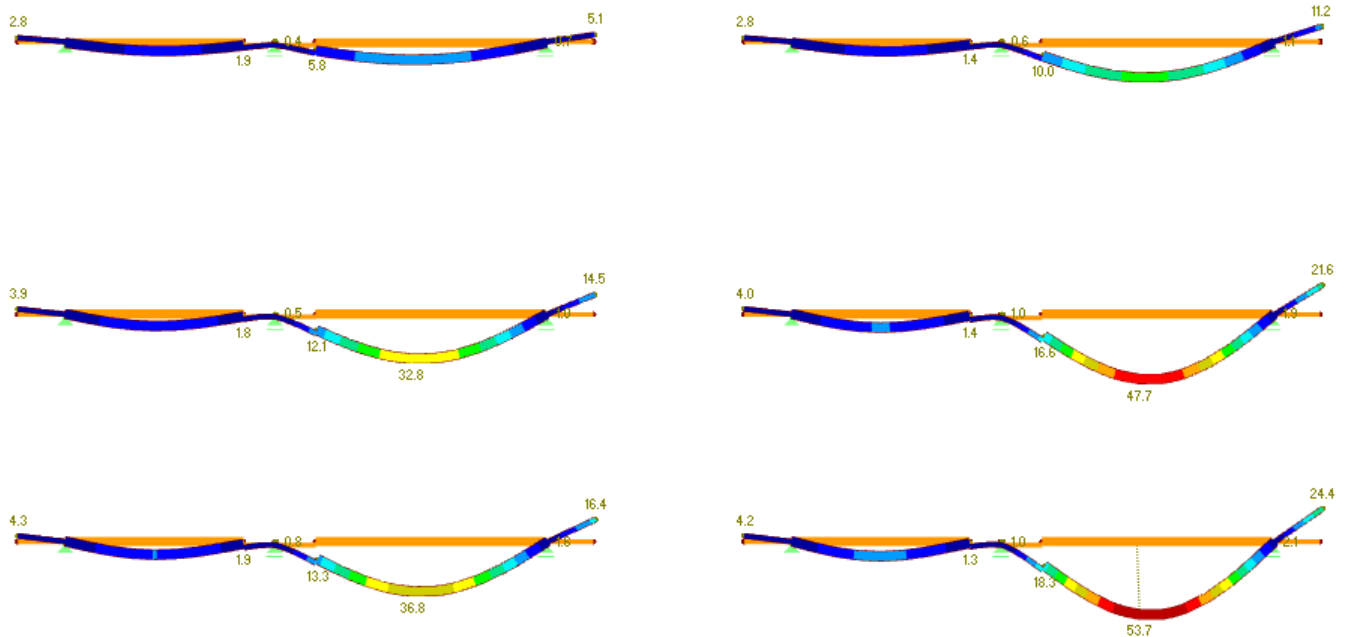


Bild 65: Extremale Verformungen GZG. Ergebnissumhüllende

Grenzwert $l/200 = 597/200 = 29mm$. Der Querschnitt ist zu weich. Eine Möglichkeit die Verformung zu verringern ist mehr Kerven einzufräsen um die Schubverformung zu verringern. Vorher wird jedoch eine Bemessung des Querschnitts durchgeführt um zu evaluieren ob der Träger tragfähig ist. Andernfalls müssen die Querschnitte ebenfalls vergrößert werden.

6.1.6 Bemessung

Schnittgrößen:

$$N_H = \frac{M}{EI_{eff}} \cdot \gamma_{2,t} \cdot a_{2,t} \cdot E_{H,t} \cdot A_H \text{ Holz} \quad (180)$$

$$N_B = -N_H + E_{B,t} \cdot A_B \cdot \gamma_{1,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} \text{ Beton} \quad (181)$$

$$M_H = \frac{M}{EI_{eff,t}} \cdot E_{H,t} \cdot I_H \text{ Holz} \quad (182)$$

$$M_B = \frac{M}{EI_{eff,t}} \cdot E_{B,t} \cdot I_B \text{ Beton} \quad (183)$$

$$F_d = = \frac{V \cdot \gamma_{1,t} \cdot E_{B,t} \cdot A_B \cdot a_{1,t} \cdot s_{ef}}{EI_{eff,t}} \text{ Schnittgrößen VBM} \quad (184)$$

Spannungen:

$$\sigma_N = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{EI_{ef}} \text{ Normalspannungen} \quad (185)$$

$$\sigma_M = \frac{0,5 E_i h_i M}{EI_{ef}} \text{ Biegespannungen} \quad (186)$$

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{EI_{ef}} \text{ VBM (Schrauben)} \quad (187)$$

Zur weiteren Bemessung werden die maximalen Spannungen für die Situation Methode a, b sowie Feld 1 und 2 grafisch aufgezeigt. Die Tabellen hierzu befinden sich in der Excel Datei Kriechzahlen Registerblatt Schnittgrößen. Die Bemessung der Kerven kann nicht mit den Schubspannungen in Gleichung 187 erfolgen und wird gesondert berechnet.

$N_H(\text{Stütz})$	-59,3 kN
$N_B(\text{Stütz})$	81,7 kN
$N_H(\text{Feld})$	86,0 kN
$N_B(\text{Feld})$	-70,8 kN
$M_H(\text{Stütz})$	-8,7 kNm
$M_B(\text{Stütz})$	8,7 kNm
$M_H(\text{Feld})$	10,1 kNm
$M_B(\text{Feld})$	10,1 kNm
F_d	363,4 kN

Tabelle 22: Maximale Bemessungsschnittgrößen gemäß Gleichungen 180-184

Nachweise

Holznachweise:

Schwächster Punkt im System ist der Bereich des Stützmoments, da hier nur das Holz ohne Beton trägt.

Das maximale Stützmoment für $t = \infty$ wird gemäß [20] um 10% abgemindert! $\rightarrow M_{red} = 25,13 \text{ kNm} \cdot 0,9 = 22,62 \text{ kNm}$.

$$W_y = \frac{100 \cdot 10^2}{6} = 1666,6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{22617}{1666,6} = 1,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,y,d} = \frac{f_{m,y,k} k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2,4 \cdot 0,8}{1,3} = 1,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{1,36}{1,48} = 0,92 < 1 \checkmark$$

Nachweis wird erfüllt, allerdings sind weitere Reduzierungen des Holzanteils aufgrund des Stützmoments nicht möglich. In der Vergleichsberechnung mit gekreuzten Schrauben im Abschnitt 6.3 tritt dieser Effekt noch stärker auf. Da der Betonquerschnitt über der Mittelstütze nicht ohne aufwendige Untersuchungen angesetzt werden kann wird im folgenden Kapitel das statische System in einen Einfeldträger umgeändert. Hierdurch erscheint eine weitere Reduktion des Holzes wahrscheinlicher. Desweiteren ist die Vergleichbarkeit mit dem numerischen Modell hierdurch einfacher.

Die Nachweise werden dennoch für die aktuellen Einstellungen erläutert. In den folgenden Kapiteln werden im weiteren lediglich die Auslastungen aufgeführt. Zur detaillierten Bemessung wird wiederum auf die Excel-Bemessungen im Anhang verwiesen. Zur effizienten Analyse des Trägers werden die Spannungen in der Mitte des längsten Feldes sowie im kurzen Feld dem Mittellager nächsten Bereich bemessen (vgl. Bild 66). In der Mitte des langen Feldes sind die Druckspannungen im Beton am höchsten und die Zugspannungen im Holz. Im kurzen Feld muss sichergestellt werden, das in der maßgebenden



Bild 66: Bemessungspunkte in [15]

Belastungssituation (Eigengewicht + volle Nutzlast langes Feld LK4) keine Zugspannungen im Beton auftreten. Falls Zugspannungen auftreten müssen diese für den Beton nachgewiesen werden. Das Ziel dieser Arbeit ist auch soweit es möglich ist Bewehrung des Betons zu vermeiden. Falls die Zugspannungen in diesem Bereich einen kritischen Wert von $1,2 \text{ N/mm}^2$ überschreiten ist der Nachweis ohne Bewehrung für den Stahlfaserbeton ohne zusätzliche Bewehrung nicht mehr möglich. In diesem Fall wird die Bemessung abgebrochen und die Bemessung mit dem Einfeldträger weitergeführt.

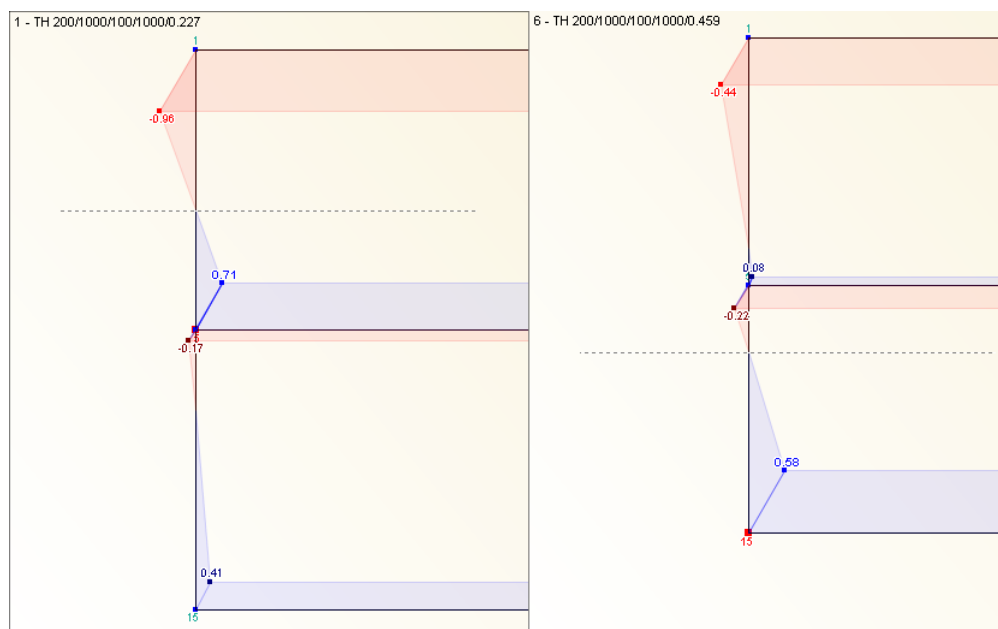


Bild 67: Max. Spannungen Methode a langes Feld. Beton in $t=0$ links; Holz $t = 3 - 7 \text{ J}$ rechts. $[\text{kN/cm}^2]$

Im Vergleich von Bild 67 mit 68 ist erkennbar, dass die Schubnachgiebigkeit von Methode a eher überschätzt, während Sie mit Methode b unterschätzt wird. Der Ansatz für Methode b ist für diese Situation konservativer und im weiteren verfolgt. Desweiteren wird auch bestätigt was in der Arbeit von [28] bereits aufgeführt wurde. Die maximale Auslastung des Holzes ergibt sich nicht für $t = \infty$ sondern für $t = 3 - 7 \text{ Jahre}$. Die hohe Zugspannung des Betons für $t=0$ sowie die hohe Zugspannung des Holzes sind plausibel, wenn die „reale“ Entwicklung der Belastung des Trägers im Hinterkopf behalten wird.

1. Nach Aushärten des Betons erfolgt ein ausschalen ($t = 0$).
2. Der Beton wird aufgrund der Beanspruchung maximal belastet.
3. Das Kriechen des Betons nimmt maximal zu.

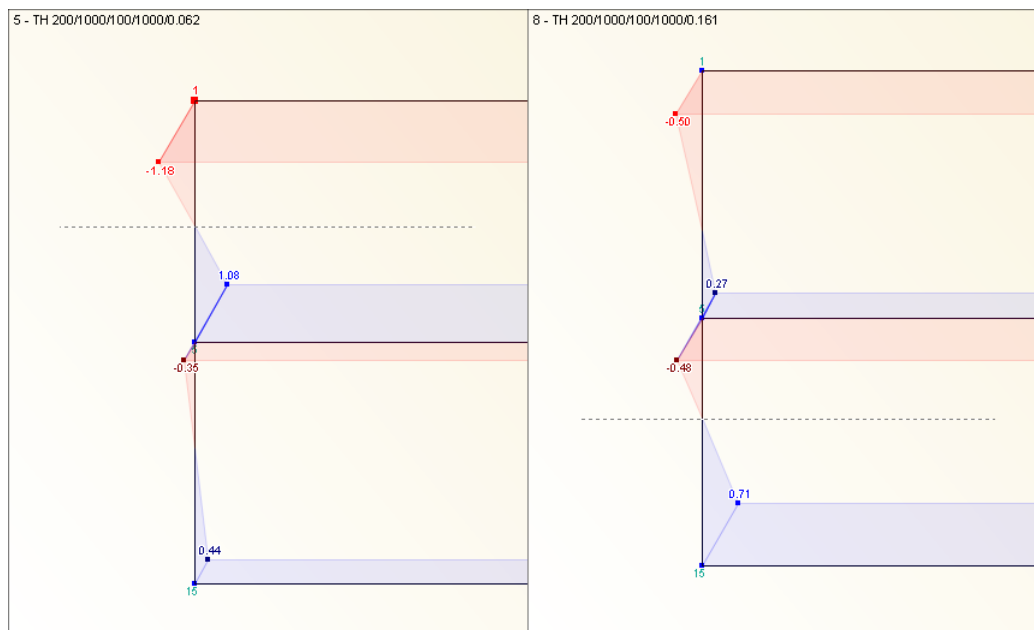


Bild 68: Max. Spannungen Methode b langes Feld. Beton in $t=0$ links; Holz $t = 3 - 7J$ rechts. [kN/cm^2]

4. Nach 3-7 Jahren ist das Kriechen des Betons abgeschlossen. Der Beton hat sich folglich maximal der Last entzogen.
5. Da der Beton sich maximal der Last entzogen hat, geht mehr Lastanteil in das Holz was sich in der Folge seinerseits der Last entzieht.

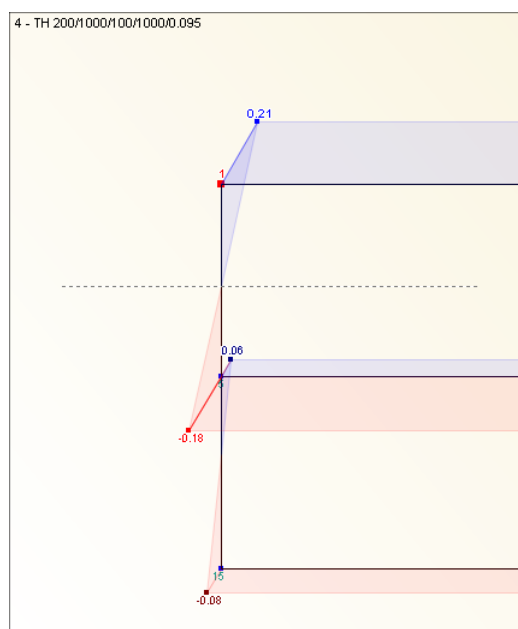


Bild 69: Max. Spannungen Methode b kurzes Feld ($t=0$). [kN/cm^2]

Wie in den Bildern 68 und 69 ersichtlich sind die Zugspannungen im Beton mit $10,8 kN/cm^2$ (langes Feld) sowie $2,1 kN/cm^2$ (kurzes Feld) sehr weit überschritten. → Die Bemessung mit nur zwei Kernen bzw. als Durchlaufträger ist nicht wirtschaftlich und wird nicht weiter verfolgt. Wie bereits erwähnt wird mit höherer Schubsteifigkeit nicht nur die Verformung

des Trägers verringert. Es wird auch die Zugspannung des Betons im Feld verringert, da die Spannungslinie sich der eines starren Verbundes annähert.

Wie erwähnt soll dennoch die Bemessung der relevanten Spannungen erfolgen.

Randspannung Zuggurt Holz ($t=3$):

$$\eta = \frac{0,71 \text{ kN/cm}^2}{1,48 \text{ kN/cm}^2} = 0,48 < 1 \checkmark$$

Schubspannung des Holzes im Bereich der Kerfe:

- $f_{v,d} = \frac{f_{v,k} k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{0,35 \cdot 0,8}{1,3} = 0,22 \text{ kN/cm}^2$
(k_{cr} braucht bei Brettstapfeldecken nicht berücksichtigt werden!)
- vh_1 = Vorholzlänge 16cm.
- l Länge Träger 5,97m.
- l_{eff} effektive Länge Träger 5,67m.

$$\tau_{H,d,t} = 1,5 \frac{V_{ges,d,t}}{A'_H} = 1,5 \frac{24,2}{800} = 0,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (188)$$

$$\eta = \frac{\tau_{H,d,t}}{f_{v,d}} = \frac{0,03}{0,22} = 0,14 \leq 1 \checkmark \quad (189)$$

$$V = V \cdot \left[\frac{l - vh_1}{l_{eff}} \right] \quad (190)$$

$$= 23,6 \text{ kN} \cdot \left[\frac{597 \text{ cm} - 16 \text{ cm}}{567 \text{ cm}} \right] = 24,2 \text{ kN}$$

$$A'_H = b \cdot (h_H - t_k) = 100 \cdot (10 - 2) = 800 \text{ cm}^2 \quad (191)$$

Abscheren Vorholz:

$$\tau_{v,d} = \frac{F_H}{vh_1 \cdot b} = \frac{59,3 \text{ kN}}{16 \cdot 100} = 0,037 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{0,037}{0,22} = 0,17 \leq 1 \checkmark$$

Betonnachweise:

Beim Beton wird ein C30/37 L1,2/0,9 (Leistungsklasse) Zementklasse: CEM II/B-S 42,5N Größtkorn 16 XC1 verwendet.

Fasertragwirkung:

Zur Ermittlung der Fasertragwirkung wird die Spannungs-Dehnungslinie für die Berechnung bei nichtlinearen Verfahren gemäß Bild R.1 in [10] gewählt (vgl. Bild 40).

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{ct0,u}^f = 1,03 \cdot 0,333 = 0,34 N/mm^2 \quad (192)$$

Nachrisszugfestigkeit bei Spannungsblock oder Bewehrung (GZT)

$$\kappa_G^f = 1,0 + A_{ct}^f \cdot 0,5 \leq 1,7 = 1,03 \quad (193)$$

$$f_{ct0,L1}^f = \beta_{L1} \cdot f_{cfllk,L1}^f = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 N/mm^2 \quad (194)$$

Grundwert Nachrisszugfestigkeit L1

$$f_{ct0,L2}^f = \beta_{L2} \cdot f_{cfllk,L2}^f = 0,25 \cdot 0,9 = 0,225 N/mm^2 \quad (195)$$

Grundwert Nachrisszugfestigkeit L2

$$f_{ct0,u}^f = \beta_u \cdot f_{cfllk,L2}^f = 0,37 \cdot 0,9 = 0,333 N/mm^2 \quad (196)$$

Grundwert Nachrisszugfestigkeit bei Spannungsblock oder Bewehrung (GZT)

$$f_{ct0,s}^f = \beta_s \cdot f_{cfllk,L1}^f = 0,37 \cdot 1,2 = 0,444 N/mm^2 \quad (197)$$

Grundwert Nachrisszugfestigkeit bei Spannungsblock oder Bewehrung (GZG)

$$f_{ctm} = 2,9 N/mm^2 \quad \text{Zentrische Zugfestigkeit Beton}$$

Beiwerte Fasertragwirkung:

- $\kappa_F^f = 1,0 \rightarrow b > 5h$
- $A_{ct}^f = 0,05 m^2$ Zugbeanspruchte Querschnittsfläche.
- $L2/L1 = \frac{1,2}{0,9} = 1,33$
- $\beta_{L1} = 0,4$ Leistungsklasse 1.
- $\beta_{L2} = 0,25$ Leistungsklasse 2.
- $\beta_u = 0,37$.
- $\beta_s = 0,37$ (falls Bewehrung verwendet).

Bemessungswert der Festigkeit (vgl. Gl. 101)(Zug):

$$f_{ctd,L1}^f = 1,04 \cdot 0,48 = 0,5 N/mm^2 \quad (198)$$

$$f_{ctd,L2}^f = 1,04 \cdot 0,225 = 0,234 N/mm^2 \quad (199)$$

Bewehrung

Um auf die Bewehrung gänzlich zu verzichten müssen folgende Voraussetzungen erfüllt werden.:

- Umlagerung der Schnittgrößen muss möglich sein (redundantes System).
- Die Rissbreitenbeschränkung zum Zeitpunkt $t = \infty$ ist eingehalten.
- Alternativ steht das gesamte System konstant unter Druck.
- Systemverformungen müssen mit den Rissbreiten kompatibel sein.

Für den Fall notwendiger Bewehrung wird folgende Verteilung gewählt: $\varnothing = 10mm$; $s=40cm$.

$$\rightarrow n = \frac{l - 2 \cdot c_{nom} - \varnothing}{s} = \frac{100cm - 2 \cdot 2cm - 1,0cm}{40cm} \approx 3 \text{ Stäbe}$$

$$a_{s,vorh} = \frac{\pi d^2}{4s} = \frac{\pi \cdot 10^2/4}{40cm} = 1,96cm^2/m$$

Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung gemäß 7.2 in [2]. Bei reinem Zug $k_c = 1$! Ermittelt mit Nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung in [13].

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

Mindestbewehrung:

Kontrolle ob auf Bewehrung verzichtet werden kann (Gleichung (R.9.2b) in [10]).

$$f_{ctR,u} = 0,34 \geq k_c \cdot f_{ctm} = 0,4 \cdot 3 = 1,2N/mm^2 \quad \times \quad (200)$$

Bewehrung notwendig! Im Weiteren wird versucht über eine Begrenzung der Rissbreite auf Bewehrung zu verzichten. Gemäß der Expositionsklasse XC1 ist eine Rissbreite von $w_{max} = 0,4mm$ zulässig. Mit der genauen Berechnung in [10] Abschnitt 7.3.4 kann diese vergrößert werden. Zur Ermittlung der mittleren Dehnung des Stahlfaserbetons ε_{ct}^f wird im Programm [13] die nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung gemäß [10] vgl. Bild 40 und 70 definiert. Im Programm wird mit einer Einheitslast von 1kNm die Dehnung und Spannung auf einen Ersatzquerschnitt von 100 x 1000 mm aufgebracht. Über das nichtlineare Diagramm ist die maximale Dehnung im Programm auf 25‰ begrenzt. Die Eingabedatei zum Querschnitt liegt ebenfalls dem Datenträger der Arbeit bei. Zulässige Dehnungen und Spannungen gemäß nichtlinearer Berechnung in [13]:

- $\sigma = 0,19kN/cm^2$
- $\varepsilon = 25‰$.

$$w_k = s_w^f \cdot \varepsilon_{ct}^f = 140mm \cdot 25‰ = 0,49mm$$

Falls die oben aufgezeigten Grenzen eingehalten werden, kann folglich auf eine Mindestbewehrung verzichtet werden. Wie bereits erwartet können bereits die Spannungsbegrenzungen ($\sigma = 0,19$) für den Durchlaufträger mit den hohen Schubnachgiebigkeiten nicht eingehalten werden. Daher wird der Nachweis hier nicht weiter geführt.

Das Duktilitätskriterium (nach [2] Abschnitt 3.2.4) braucht bei einem Verbundquerschnitt nicht nachgewiesen werden, wenn sichergestellt ist, dass das System nicht versagen kann. Für den Durchlaufträger muss also sichergestellt werden, dass der Holzquerschnitt die Last aufnehmen kann ohne zu versagen. Alternativ kann ein Rissmoment ausgerechnet werden.

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} - \frac{N_{cr}}{A_c} \cdot \frac{I_{cI}}{z_{I,c1}} \right) = (0,3kN/cm^2 - 0) \frac{8333cm^4}{5cm} = 5,0kNm$$

Der Betonanteil des Trägers gewährleistet folglich die Duktilität des Tragwerks für ein

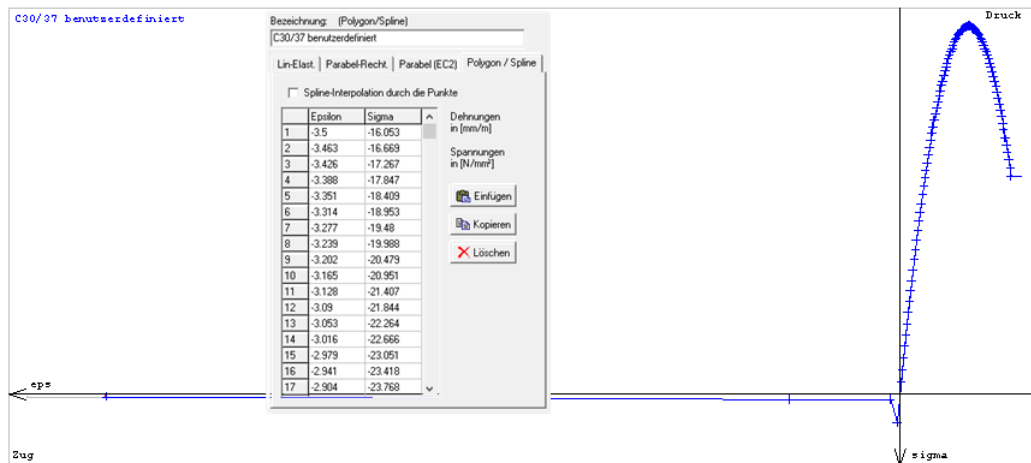


Bild 70: In [13] definierte nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Funktion gemäß [10].

Moment von 5kNm.

Biegebemessung

Die Biegebemessung wird ebenfalls mit der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus [13] durchgeführt. Die Bemessung wird hier exemplarisch für das lange Feld mit der relativ hohen Zugkomponente im Biegezugbereich durchgeführt (Tabelle 31)($t = 0$).

Druckzone	52,1mm
Schwerpunkt	57,8mm
σ_c (oben)	$-1,18kN/cm^2$
σ_c (unten)	$1,08kN/cm^2$

Tabelle 23: Querschnittswerte und Spannungen des Betons am Querschnitt 5 (Bild 71)

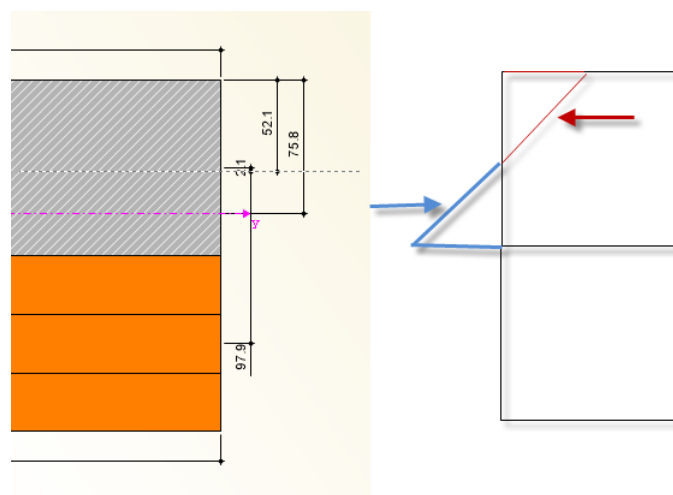


Bild 71: Verschiebung Spannungsnulllinie QS5

Rein auf den Betonquerschnitt bezogen ergibt sich aus diesen Spannungen ein Kräftepaar von $F_{Ed,c} = \frac{1}{2} \cdot -1,18kN/cm^2 \cdot 5,21cm = -3,07kN$ (Druck) und eine Zugkomponente von $F_{Ed,t} = 0,5 \cdot 1,08 \cdot 4,79 = 2,59kN$.

Diese Berechnung ist natürlich nur für linear elastische Berechnungen zulässig und muss iterativ erfolgen.

Die Biegebemessung folgt den Regelungen des Stahlbetons ([2]) nachdem die Summe der inneren und äußeren Kräfte im Gleichgewicht sein muss (Bild 41). Die Berechnung ist so nicht gültig. Da aber wie erwähnt der Träger ohnehin nicht so ausgeführt wird wie hier aufgezeigt, wird die Bemessung im folgenden Kapitel exakter durchgeführt.

Im folgenden wird versucht die Berechnung im Programm [13] über Handrechnungen zu veranschaulichen.

$$\sum M = M_{Ed} - M_{Rd} = 0 \quad (201)$$

$$F_{cd} = b \cdot x \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ Betondruckkraft} \quad (202)$$

$$= 100 \cdot 0,32 \cdot 0,42 \cdot 0,85 \cdot \frac{3}{1,25} = 27,4 \text{ kN}$$

$$F_{fd} = f_{eq,ctd,II} \cdot (b - 2 \cdot \Delta h) \cdot (h - \Delta h - x) \text{ Stahlfaserzugkraft} \quad (203)$$

$$= 0,05 \text{ kN/cm}^2 \cdot (100 - 2 \cdot 2) \cdot (10 - 2 - 0,32) = 37,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = F_{fd} - F_{cd} = 37,6 - 27,4 = 10,2 \text{ kN innerer Hebelarm } N \quad (204)$$

$$M_{Rd} = F_{fd} \cdot z_f - N_{Ed} \cdot (h/2 - a) \quad (205)$$

$$= 37,6 \cdot 7,68 \text{ cm} - 10,2 \cdot (5 - 0,111) = 238,9 \text{ kNcm}$$

Werte:

- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,25} = 20,4 \text{ N/mm}^2$
- **b Breite Bauteil.**
- $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_s} \cdot d = \frac{-0,84}{-0,84 - 25} \cdot 10 \text{ cm} = 0,32 \text{ cm (Druckzonenhöhe)}$
- $\varepsilon_c = -0,84\text{‰}$ Wert Druckzone aus [13].
- $\varepsilon_s = 25\text{‰}$ Wert Zugzone aus [13].
- $\alpha_R = -\frac{1}{2}\varepsilon_c - \frac{1}{12} \cdot \varepsilon_c^2 = -\frac{1}{2} \cdot -0,84 = 0,42$ (Völligkeitsbeiwert).
- $\alpha = 0,85$
- $f_{eq,ctd,II} = f_{ctd,L1}^f = 0,5 \text{ N/mm}^2$
- $\Delta h = 2 \text{ cm}$ Ausfallschicht Stahlfaser abgelesen aus [13].
- $k_a = (8\varepsilon_c)/(4 \cdot (6 + \varepsilon_c)) = (8 + (-0,84))/(4 \cdot (6 + (-0,84))) = 0,347$
- $a = k_a \cdot x = 0,347 \cdot 0,32 = 0,111$

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] = 20,4 \left[1 - \left(1 - \frac{2,2}{2} \right)^2 \right] = 20,2 \text{ N/mm}^2 \quad (206)$$

Beiwerte:

- $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 0,3kN/cm^2$ (Betonzugfestigkeit bei Erstrissbildung)
- $k = 0,8$ (Nichtlinear verteilte Eigenspannung)
- $k_s = 0,9$
- $k_c = 0,82 < 1$
- $z_0 = 52mm$

Querkraftbemessung

Die maximal einzuleitende Querkraft beträgt 27,8kNm für $t = \infty$ in Methode b.

$$V_{Rd,c}^f = V_{Rd,c} + V_{Rd,cf} = 242 + 22,85 = 177,6kN$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,12\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,24 \cdot 100 \cdot 10 = 242kN$$

$$V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f \cdot b_w \cdot h}{\gamma_{ct}^f} = \frac{0,85 \cdot 0,034 \cdot 100 \cdot 10}{1,25} = 22,85kN$$

Beiwerte:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1$.
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{100}} = 2,41 > 2 \rightarrow k = 2$.
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{79}{50 \cdot 10} = 0,158$ (Mittelaufleger).
- An den äußeren Auflagern ist $\rho_l = 0,02$!
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$.
- $v_{min} = (0,0525/y_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = (0,0525/1,5 \cdot 2^{3/2} \cdot 3^{1/2}) = 0,24kN$

Die Querkraft wurde im Zuge der Holzbemessung bereits vollständig dem Holzquerschnitt zugewiesen. Hier wird deutlich, dass die Querkraftbemessung im Beton selbst mit der vollständigen Querkraft nicht bemessungsrelevant wird. → Auf einen weiteren Nachweis der Querkraft wird verzichtet!

Querkraftbemessung Kerven

Für die Bemessung der Kerven im Beton wird mit der Schubkraft der Verbundfuge ($V_{ges,d,t} = 63kN$) 3 Grenzfälle untersucht.

1. Betonzugstrebe. $N_{Rd,B,1} = f_{ctd} \cdot x \cdot b \cdot \tan \vartheta = 1,2 \cdot 50 \cdot 1000 \cdot \tan 60^\circ = 104kN$
2. Druck auf Betonnocke. $N_{Rd,B,3} = t_k \cdot b \cdot 0,75 \cdot f_{cd} = 20 \cdot 1000 \cdot 0,75 \cdot 37 = 555kN$
3. Betondruckstrebe. $N_{Rd,B,4} = 0,75 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \vartheta \cdot t_k \cdot b = 0,75 \cdot 37 \sin^2 60^\circ \cdot 20 \cdot 1000 = 416kN$

Die Wirksamkeit der Zugstrebe hängt von der Kervertiefe ab mit $x = 5cm$ bei $t_v = 2cm$.

6.2 Änderung des Systems in einen Einfeldträger

In diesem Abschnitt wird das statische System aus Abschnitt 6.1 in einen Einfeldträger geändert. Es wird im folgenden das längste Feld mit einer Spannweite von 5,97m bzw. einer freien Spannweite von 5,67m betrachtet.

Im ersten Schritt werden jetzt 4 anstelle 2 Kerven pro Seite mit $t_v = 30mm$ angeordnet.

Lage und Breite der Kerven

- Tiefe der Kerne $t_v = 30mm \rightarrow k_{ser} = 1500kN/mm/m$ (gemäß [7]).
- Abstand vom Auflagerrand $l_v \geq 8t_v = 8 \cdot 20 = 160mm$.
- Kervenbreite $l_N = 150mm$
- Es werden 4 Kerven gewählt. $l_s = 220mm$.
- $\rightarrow s_{min} = 16 + 15 = 31cm$ $s_{max} = 157 + 15 = 172cm$ (vgl. Bild 72 und 55).

Es werden in diesem Abschnitt nur die notwendigen Angaben zur Ermittlung der Steifigkeiten durchgeführt. Weiterhin werden nur die maximalen Nachweise von Beton, Holz und Schubfuge aufgeführt.

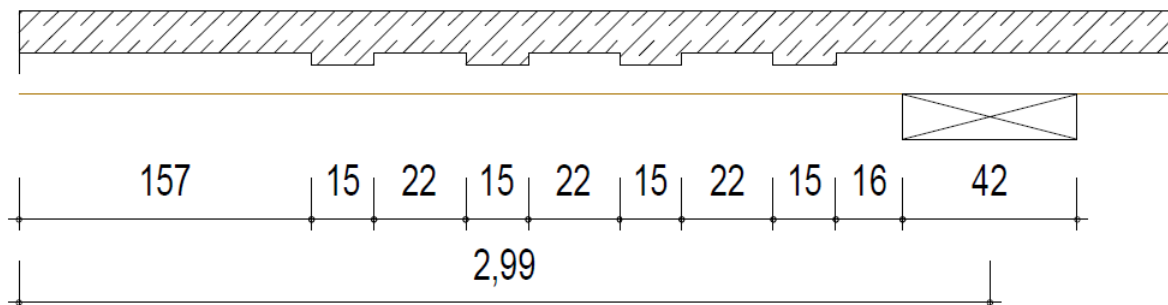


Bild 72: Lage der Kerven im Einfeldträger

6.2.1 Kriechen

Die Schwind- und Kriechfaktoren für die effektiven E-Moduln werden aus Bemessung I übernommen.

Anhand der Verbundkriechzahlen modifizierte E-Moduln.

$$E_{H,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{H,V,t}} \cdot E_{H,0} = E_{v,t}$$

$$E_{B,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{B,V,t}} \cdot E_{B,0}$$

	Holz $E_{H,t}$	Beton $E_{B,t}$
t=0	11500	33000
t = 3 – 7	8846	5715
t = ∞	7188	5477

Tabelle 24: Effektive E-Moduln N/mm^2

6.2.2 Schwinden

Die Endschwinddehnung des Holzes wird idealisiert mit $\varepsilon_{H,sID,\infty} = 0$ angenommen. Beton $\varepsilon_{H,sID,\infty} = -5,3 \cdot 10^{-5}$.

	$k_{s,res,t}$	$\Delta \varepsilon_{sID,t}$
t=0	0	0
t=3-7	0,5	-2,65E-05
t = ∞	0,8	-4,24E-05

Tabelle 25: Schwindbeiwerte ([28])

Im Unterschied zur vorigen Bemessung wird die Schwinddehnung des Betons über Ersatznormalkräfte und Biegemomente berücksichtigt. Die Ersatzlast wird jeweils auf den Trägern mit den zugehörigen Steifigkeiten angesetzt in einem extra Lastfall Eigengewicht angesetzt. Hierdurch kann die Ersatzlast des Schwindens charakteristisch angesetzt werden.

Dies hat den Vorteil, dass zum einen die Steifigkeit nicht durch den Vorfaktor $C_{J,sID,t}$ reduziert werden muss. Weiterhin kann diese Methode zur Berücksichtigung auch auf die weiteren Modelle angewandt werden, was die Vergleichbarkeit erhöht.

Der Lastfall Schwinden wird in GZT und GZG angesetzt. $t = 0$ bedeutet für alle Belastungssituationen eigentlich t=28Tage.

Gemäß [4]: Das Steifigkeitsverhältnis wird gemäß Tabelle 10 eingestellt!

$$L_e / = 0,25(L_1 + L_2) = 0,25(4,26 + 5,62)/2 = 2,47/2 = 1,24m$$

$$N_s = \varepsilon_{sID,t} \cdot \frac{E_{B,t}}{n_{2,t}} \cdot A_c$$

$$M_s = h \cdot N_s$$

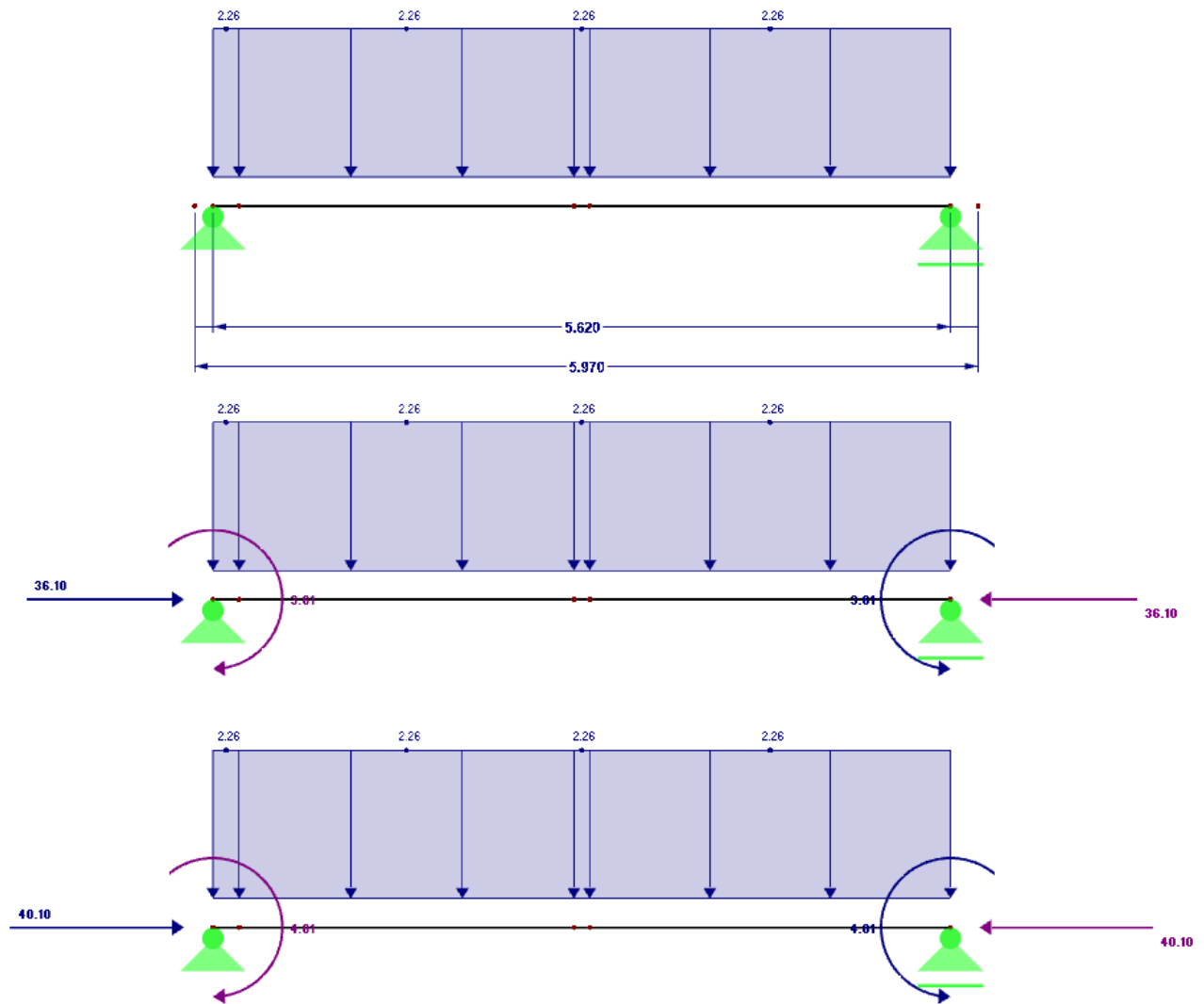


Bild 73: Zeitabhängige Berücksichtigung des Schwindens

6.2.3 Effektive Steifigkeit

Wie erwähnt wird die weitere Ermittlung der Steifigkeiten immer mit der Methode der Vorfaktoren gemäß [28] durchgeführt.

$$a) s_{ef} = 1,14 \cdot 31 + 3,14 \frac{172}{562} (172 - 31) = 170 \text{ cm}$$

Verschiebungsmoduln:

- $k_{ser,0} = 1500 \text{ kN}$ (nach [7]).
- $k_{u,0} = \frac{2}{3} \cdot 1500 = 1000 \text{ kN/mm/m}$.
- $k_0 = \frac{1000}{1,3} = 769 \text{ kN/mm/m}$.

	N_s	M_s
t=0	0,00 kN	0,00 kNm
t=3-7	36,1 kN	3,61 kNm
$t = \infty$	40,1 kN	4,01 kNm

Tabelle 26: Ersatzlasten Schwinden**Nachgiebigkeitsfaktoren:**

$$\gamma_{1,t} = \frac{1}{1 + \left(\pi^2 \cdot E_{B,t} \cdot A_B \cdot \frac{s_{ef}}{l^2 \cdot K_t} \right)}$$

$$\gamma_{2,t} = 1$$

	$E_{B,t} N/mm^2$	$K_t kN/mm/m$	γ
t=0	33000,0	769	0,81
t=3-7	5715,0	384,5	0,93
$t = \infty$	5477,0	323,1	0,92

Tabelle 27: γ -Faktoren Einfeldträger**Schnittgrößen und Verformungen**

- GZT:
 - Maximales Feldmoment für $t = \infty$ in LK2 40,5kNm.
 - Querkraft 26kN in $t = 0$.
- GZG:
 - Maximale Verformung $t = \infty$ Jahre in Charakteristisch/Quasi-ständiger Kombination $u = 26,8cm$.

Die Position „Y-Verfahren II“ liegt dieser Arbeit auf einem Datenträger bei.

Grenzwert $l/200 = 562/200 = 28mm$. Mit einer höheren Anzahl Kernen sowie einer Veränderung des statischen Systems ist die Struktur ausreichend steif.

6.2.4 Bemessung

Die Bemessung des Systems erfolgt analog zum vorigen Kapitel. Es werden Bemessungspunkte im System ausgewählt. Hier wird lediglich die Mitte des Trägers sowie der Rand für den Schubnachweis in [15] analysiert.

In Bild 76 sind die maximalen Spannungen aufgrund von Biegung aufgeführt. Der Betonquerschnitt in der Belastungssituation t=0 erfährt weiterhin relativ hohe Zugkräfte von $3,1N/mm^2$. In allen anderen zeitabhängigen Belastungssituationen (t=3-7 und $t = \infty$) ist der Betonquerschnitt komplett überdrückt.

Randspannung Zuggurt Holz (t=3Jahre; LK2):

$$\eta = \frac{-0,02kN/cm^2}{1,18} + \frac{0,66kN/cm^2}{1,48kN/cm^2} = 0,46 < 1\checkmark$$

Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

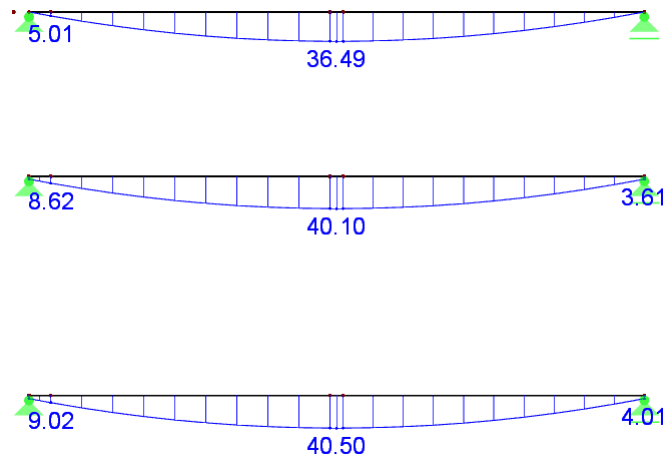


Bild 74: Schnittgrößen GZT.

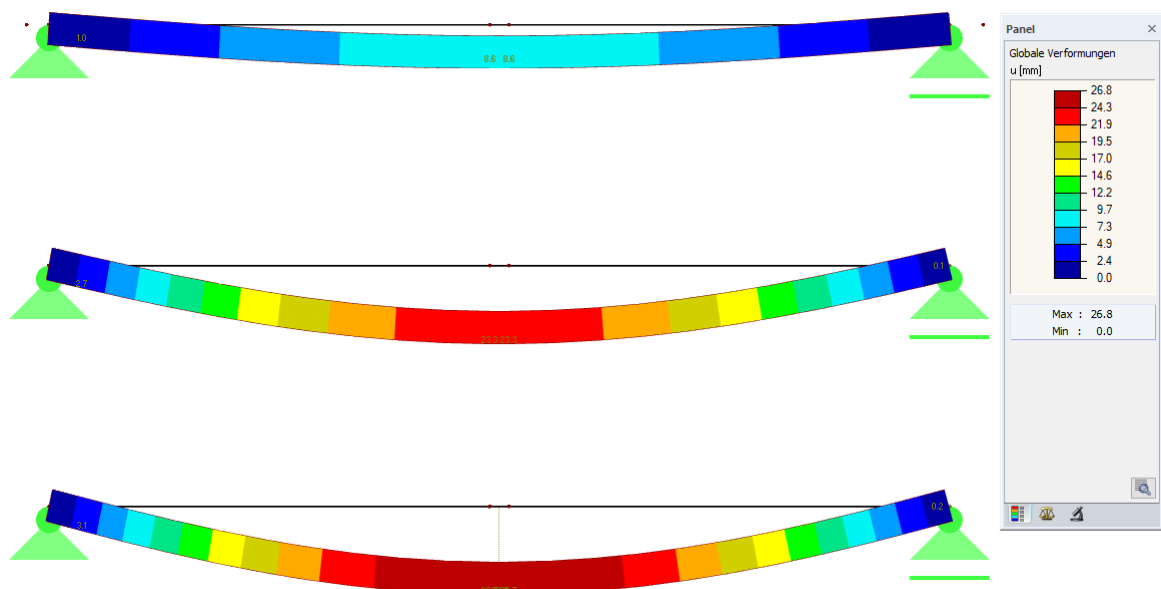


Bild 75: Extremale Verformungen GZG.

Schubspannung des Holzes im Bereich der Kerbe (massgebend ständige Last mit $k_{mod} = 0,6$):

- $f_{v,d} = 0,22 \text{ kN/cm}^2$ für $k_{mod} = 0,8$!
- $f_{v,d} = \frac{0,35 \cdot 0,6}{1,3} = 0,16 \text{ kN/cm}^2$ für $k_{mod} = 0,6$!
- vh_1 = Vorholzlänge 16cm.
- l Länge Träger 5,62m.
- l_{eff} effektive Länge Träger 5,62m.

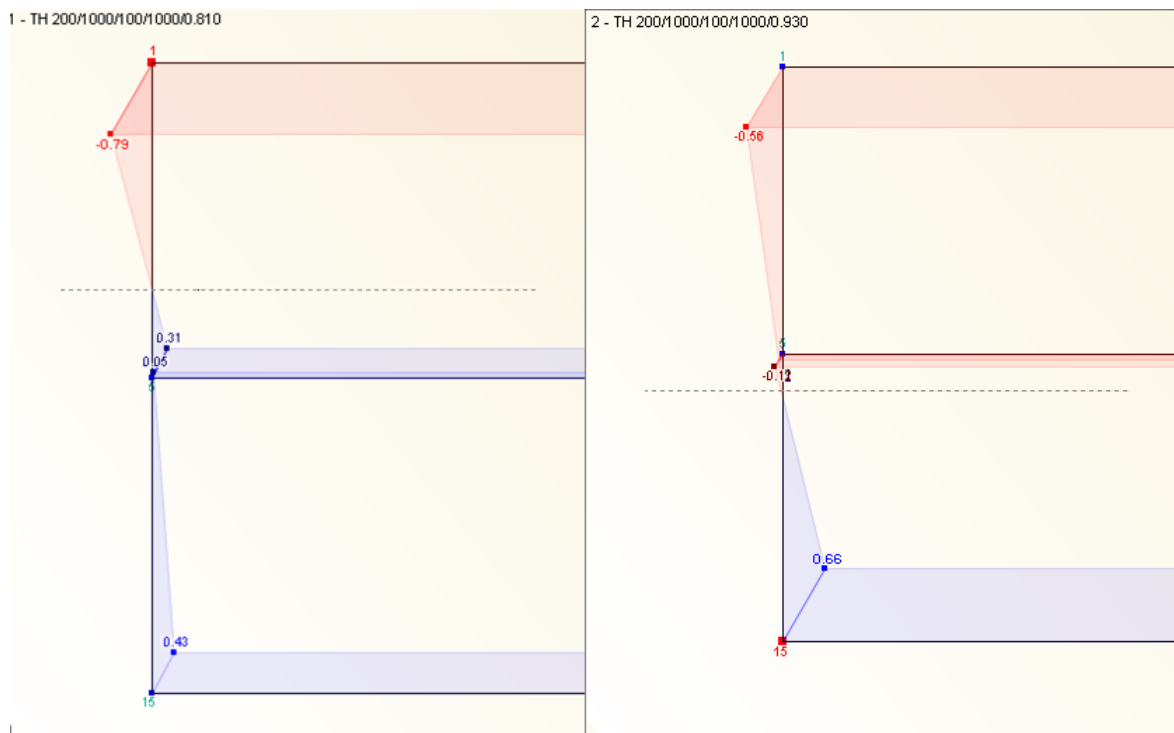


Bild 76: Maximale Spannungen t=0 und t=3-7Jahre

$$\tau_{H,d,t} = 1,5 \frac{V_{ges,d,t}}{A'_H} = 1,5 \frac{19,1}{700} = 0,041 \text{ kN/cm}^2 \quad (207)$$

$$\eta = \frac{\tau_{H,d,t}}{f_{v,d}} = \frac{0,041}{0,16} = 0,26 \leq 1 \checkmark \quad (208)$$

$$V = V \cdot \left[\frac{l - v h_1}{l_{eff}} \right] \quad (209)$$

$$= 19,7 \text{ kN} \cdot \left[\frac{562 \text{ cm} - 16 \text{ cm}}{562 \text{ cm}} \right] = 19,1 \text{ kN}$$

$$A'_H = b \cdot (h_H - t_k) = 100 \cdot (10 - 3) = 700 \text{ cm}^2 \quad (210)$$

Betonnachweise:

Der Holzquerschnitt würde im Falle eines vollkommenen Aufreißen des Betons nicht versagen. Bemessung mit charakteristischen Lasten aus LF1 + 2.

$$\eta = \frac{\frac{M_y}{W_y}}{\frac{f_{m,k}}{2,4 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,8}} = \frac{\frac{2050 + 590 \text{ kNcm}}{1666 \text{ cm}^3}}{2,4 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,8} = 0,82 \leq 1 \checkmark$$

→ Mindestbewehrung braucht nicht nachgewiesen werden!

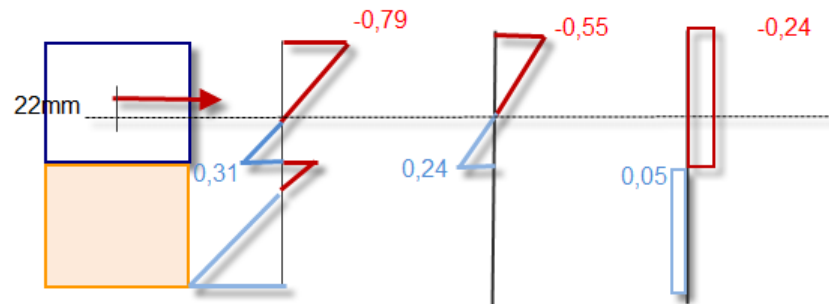
Querkraft und Zugkraft in der Betonnocke wird nicht nachgewiesen. Für $t = 0$ sind die Querkraften in beiden Positionen nahezu identisch (0,5kN Unterschied). Da die Auslastung hier sehr gering war, wird der Nachweis nicht geführt.

Die Biegebemessung wird im kritischen Querschnitt 1 für t=0 (LK2) identisch zum vorigen Kapitel mit dem Programm [13] händisch iteriert.

Die Biegespannungen gemäß Bild 76 des Betonquerschnitts werden hierbei über die Gleichungen 136 und 137 in die Schwerpunktteile zerlegt. Von der Achse des Betonquerschnitts aus gesehen verschiebt sich die Nulllinie um 22mm nach unten (Bild 77).

Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

	Oben	Unten
$\sigma_{c,m}$	-0,79	0,31
$\sigma_{c/t}$	-0,24	0,05
σ_m	-0,55	0,24

Tabelle 28: Schwerpunktspannungen [kN/cm^2]**Bild 77:** Aufteilung der Spannungen

Kräftepaar:

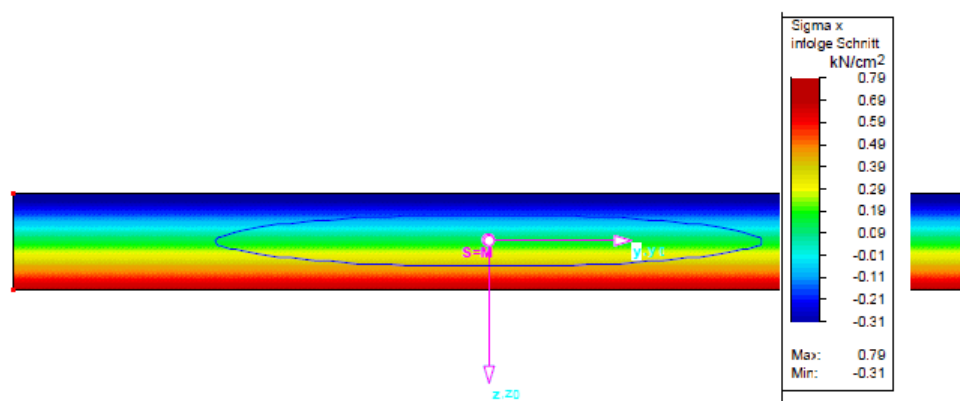
$$\text{Hebelarm } x = \frac{2}{3} \cdot 7,2 + \frac{2}{3} \cdot 2,8 = 6,67 \text{ cm}$$

$$F_{Ed} = \sigma_c \cdot A = 0,24 \cdot 10 \cdot 100 = 240 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,m} = \sigma_m \cdot A = 0,55 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} = 1,375 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = (F_{Ed,m} \cdot x/2) \cdot 2 = (1,375 \cdot 3,33)2 = 9,17 \text{ kNm}$$

Zur Kontrolle werden diese Werte in Bild 78 auf einen Betonquerschnitt aufgebracht. Die Spannungen sind mit denen in Tabelle 30 identisch ✓.

**Bild 78:** Lineare Berechnung Spannungen in [15]

Das Moment von 9,17kNm und die Kraft von 240kN wird in [13] (Bild 79) definiert.

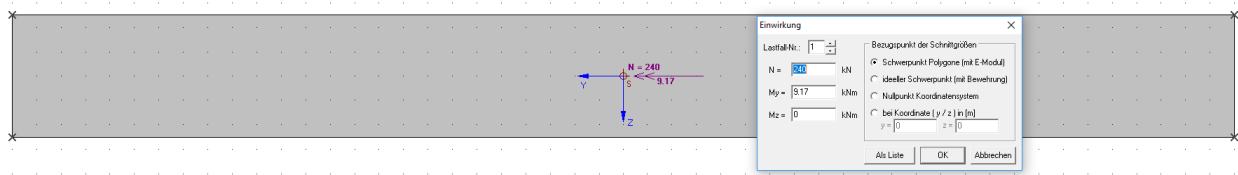


Bild 79: Definition der Kräfte in [13]

Mit der bereits im vorigen Kapitel aufgeführten nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung und den definierten Kräften werden folgende Dehnungen berechnet (Bild 80).:

- Druck $\varepsilon = -0,352\text{‰} \rightarrow \sigma = -8\text{N/mm}^2$.
- Zug $\varepsilon = 0,16\text{‰} \rightarrow \sigma = 1,5\text{N/mm}^2$.

Die Dehnungsbeschränkungen des Betons sind somit eingehalten. Das Problem ist, dass auf diese Weise keine Rückkopplung mit dem Verbundquerschnitt erfolgen kann. Von daher lässt sich mit dieser Methode aufzeigen, dass die existierenden Kräfte der linear elastischen Beziehung aufgenommen werden können. Allerdings zeigen die berechneten Spannungen der nichtlinearen Berechnung in [13], dass dem Holzquerschnitt mehr Last zugewiesen werden muss. Die Auslastung des Holzquerschnitts liegt mit unter 50% aber auf einem sehr niedrigen Niveau. Zudem hätten sich in einer „klassischen“ HBV-Bemessung mit Bewehrung ähnliche Umlagerungen ergeben, die ebenfalls nicht berücksichtigt werden!

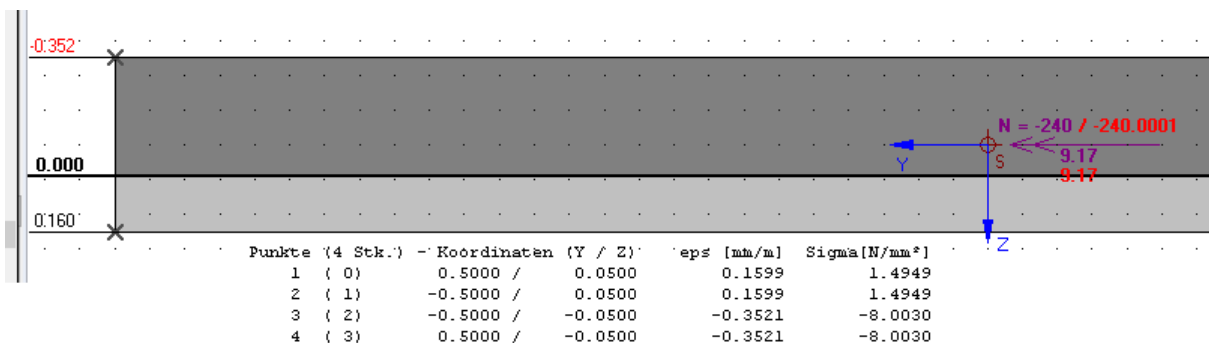


Bild 80: Dehnungen und Spannungen in [13]

6.3 γ -Verfahren mit gekreuzten Schrauben

Alternativ zur Brettstapeldecke wird die Bemessung einer Holzbalkendecke mit gekreuzten Schrauben gemäß Zulassung [9] durchgeführt. Hiermit ergibt sich im Kapitel 8 eine weitere Option zur Diskussion der Wirtschaftlichkeit.

Schrauben:

- Einschraubwinkel $45^\circ \rightarrow l_{ef} = 160 - 70 = 89\text{mm}$.
- $k_{ser} = 100 \cdot l_{ef} = 890\text{N/mm}$.
- Durchmesser 8mm.

- Länge 160mm.
- $s_{ef} = 150mm$ (Konstant über den Träger verteilt.)
- Abstand zum Auflagerrand 200mm.

Das statische System wird übernommen (vgl. Bild 73). Allerdings muss eine neue Einteilung der Holzbalken zur Lastannahme erfolgen (Bild 83).

Auch für diesen Träger wurde im 1. Schritt ein Durchlaufträger wie im Kapitel 6.1 generiert. Hierbei ergaben sich aber noch gravierendere Probleme als bei der Brettstapeldecke. Aufgrund des Stützmoments von -18,5kNm war hier ein Querschnitt von 18/20cm notwendig. Dies führte in seiner Konsequenz zu einer statisch notwendigen Höhe des Trägers von 28cm!

Nachweis für Durchlaufträgersystem:

Das maximale Stützmoment für $t = \infty$ wird gemäß [20] um 10% abgemindert! $\rightarrow M_{red} = 18,5kNm \cdot 0,9 = 16,7kNm$.

$$W_y = \frac{18 \cdot 20^2}{6} = 1200cm^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1665}{1200} = 1,39kN/cm^2$$

$$f_{m,y,d} = \frac{f_{m,y,k} k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2,4 \cdot 0,8}{1,3} = 1,48kN/cm^2$$

$$\eta = \frac{1,39}{1,48} = 0,94 < 1 \checkmark$$

→ Für ein Durchlaufträgersystem ist eine Brettstapeldecke bei HBV-Konstruktionen wirtschaftlicher.

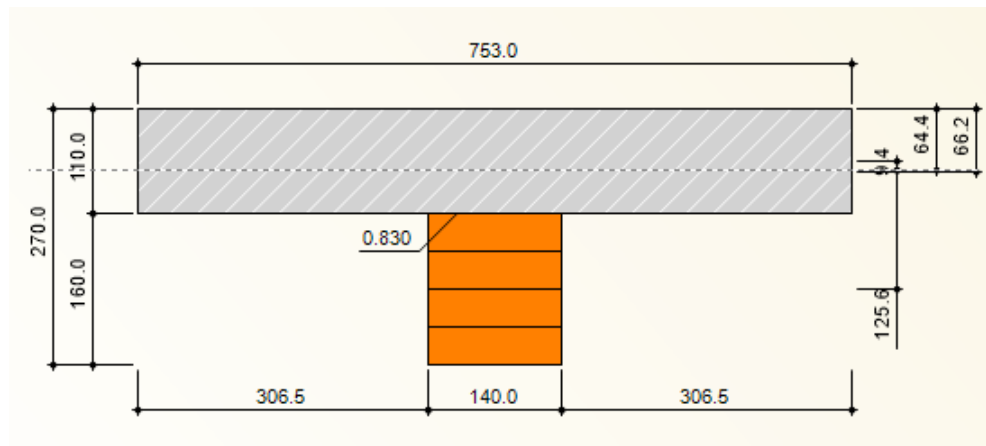


Bild 81: Querschnitt

Gemäß [7] ist eine Mindestdicke des Betons von 8cm vorgeschrieben. Um die Durchbiegungsnachweise einzuhalten wird der Betonanteil auf 11cm erhöht. Die verlorene Schalung zur Einbringung des Betons wird nicht angesetzt.

Gemäß [36] muss die mitwirkende Breite des Betons berücksichtigt werden. Hierbei wird ebenfalls auf die Regelungen in [4] und [2] zurückgegriffen.

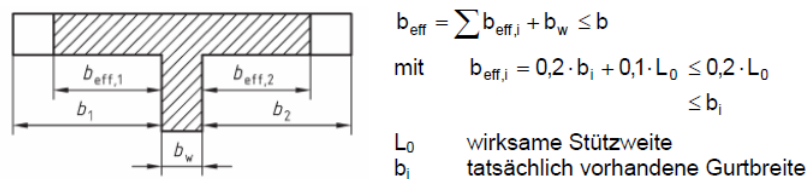


Bild 82: Mitwirkende Breite (Quelle [36])

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 30,7 \text{ cm} + 0,1 \cdot 562 \text{ cm} = 117,6 \rightarrow b_{eff} = 30,7 \text{ cm} \quad (211)$$

Die mitwirkende Breite kann voll angesetzt werden.

Lastannahmen

Auch für eine HBV-Decke mit Balken kann eine ausreichende Lastverteilung angesetzt werden. Maximaler Lasteintrag Durchlaufträger $e = 75^3 \text{ cm}$.

- $LF1 = 2,26 \cdot 0,753 = 1,7 \text{ kN/m}$.
- $LF2 = 1,50 \cdot 0,753 = 1,1 \text{ kN/m}$.

Eigengewicht programmseits!

Die Schwind- und Kriechfaktoren für die effektiven E-Moduln werden aus Bemessung II übernommen.

Schnittgrößen und Verformungen

- GZT:
 - Maximales Feldmoment für $t = \infty$ in LK2 31,1kNm.
 - Querkraft 17,2kN in $t = 0$.
- GZG:
 - Maximale Verformung $t = 3$ Jahre in Charakteristisch/Quasi-ständiger Kombination $u = 2,96\text{cm}$ Grenzwert $l/200 = 562/200 = 2,81\text{mm} \rightarrow 105\%$ Überlastet. Mit der ursprünglichen Spannweite könnte der Nachweis erbracht werden.

Die Position „Y-Verfahren III“ liegt dieser Arbeit auf einem Datenträger bei.

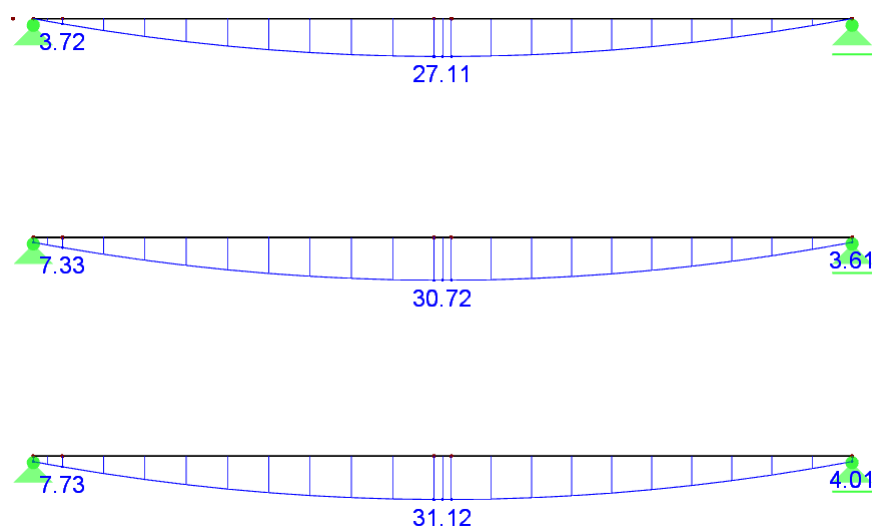


Bild 84: Schnittgrößen GZT.

6.3.2 Bemessung

Die Bemessung des Systems erfolgt analog zum vorigen Kapitel. Es werden Bemessungspunkte im System ausgewählt. Hier wird lediglich die Mitte des Trägers sowie der Rand für den Schubnachweis in [15] analysiert.

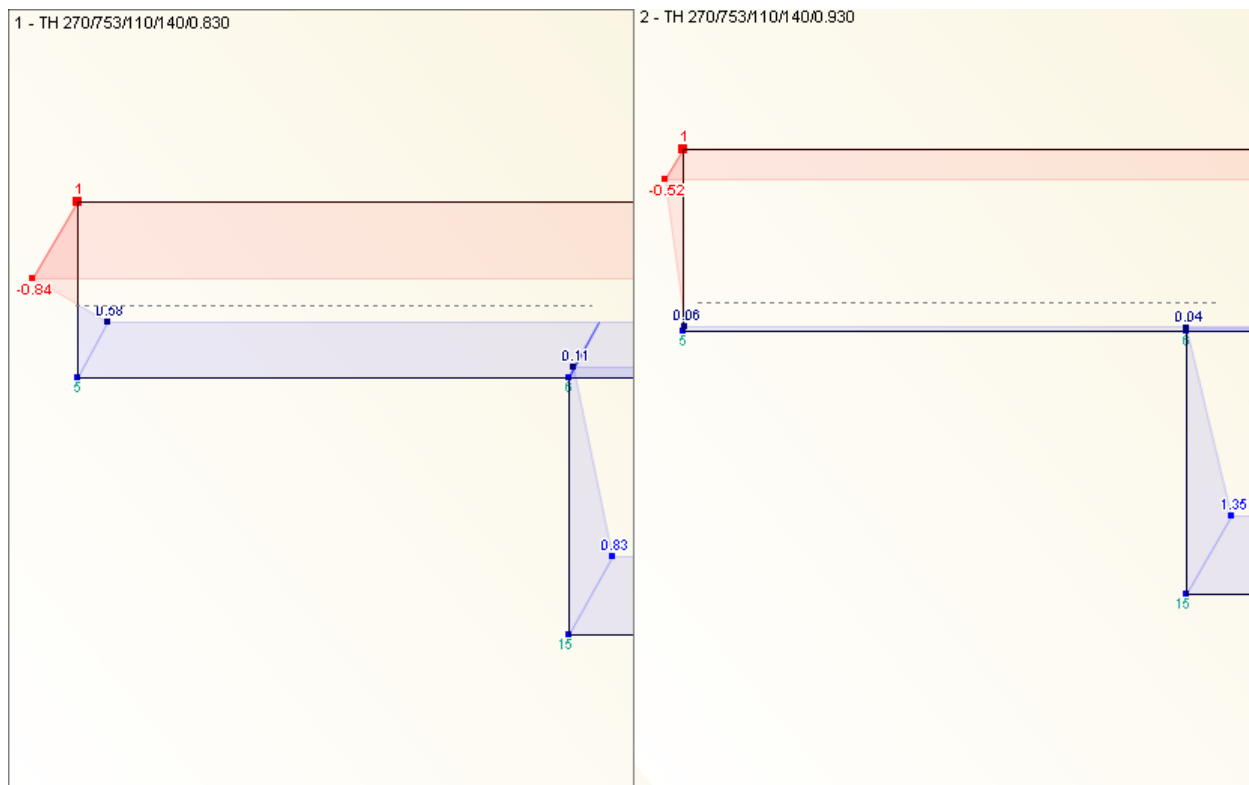
In Bild 85 sind die maximalen Spannungen aufgrund von Biegung aufgeführt. Der Betonquerschnitt in der Belastungssituation $t=0$ erfährt auch hier hohe Zugkräfte von $5,8\text{N/mm}^2$. In allen anderen zeitabhängigen Belastungssituationen ($t=3-7$ und $t = \infty$) ist der Betonquerschnitt ebenfalls nahezu komplett überdrückt.

Randspannung Zuggurt Holz ($t=3$; LK2):

$$\eta = \frac{-0,05\text{kN/cm}^2}{1,48} + \frac{1,4\text{kN/cm}^2}{1,48\text{kN/cm}^2} = 0,94 < 1\checkmark$$

Schubspannung:

- $f_{v,d} = 0,22\text{kN/cm}^2$ für $k_{mod} = 0,8$!

**Bild 85:** Maximale Biegespannung t=0 und t=3-7

$$\tau_{H,d,t} = 1,5 \frac{V_{ges,d,t}}{A'_H} = 1,5 \frac{17,2}{700} = 0,12 \text{ kN/cm}^2 \quad (212)$$

$$\eta = \frac{\tau_{H,d,t}}{f_{v,d}} = \frac{0,12}{0,22} = 0,49 \leq 1 \checkmark \quad (213)$$

Kraft je Verbindungsmittel (Gleichung 139):

Massgebend ist auch hier $t = 0$ mit einem Schubfluß von $f_{xy} = 2,46 \text{ kN/cm}$.

$$F_1 = f_{xy} \cdot s_{ef} = 2,46 \cdot 1,5 = 3,69 \text{ kN} \quad (214)$$

$$F_{Rd} = 56 \cdot l_{ef} = 56 \cdot 89 = 4,9 \text{ kN} \quad (215)$$

$$\eta = \frac{3,69}{4,9} = 0,75 < 1 \checkmark \quad (216)$$

Betonnachweise:

Die Biegebemessung wird im kritischen Querschnitt 1 für t=0 (LK2) identisch zum vorigen Kapitel mit dem Programm [13] händisch iteriert. Von der Achse des Betonquerschnitts aus gesehen verschiebt sich die Nulllinie um 11,7mm nach unten.

	Oben	Unten
$\sigma_{c,m}$	-0,84	0,58
$\sigma_{c/t}$	-0,13	0,11
σ_m	-0,71	0,47

Tabelle 30: Schwerpunktspannungen [kN/cm^2]

Kräftepaar:

$$\text{Hebelarm } x = \frac{2}{3} \cdot 6,2 + \frac{2}{3} \cdot 3,8 = 6,67 \text{ cm}$$

$$F_{Ed} = \sigma_c \cdot A = 0,13 \cdot 10 \cdot 100 = 130 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,m} = \sigma_m \cdot A = 0,71 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{1}{2} 0,5 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} = 1,8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = (F_{Ed,m} \cdot x/2) \cdot 2 = (1,8 \cdot 3,33) 2 = 12 \text{ kNm}$$

Das Moment von 12kNm und die Kraft von 210kN wird erneut in [13] (Bild 79) definiert. Das Programm findet für die definierte Belastung keine Konvergenz. Der Querschnitt reißt komplett auf und es können keine Kräfte mehr übertragen werden.

Die Berechnung ist somit nicht möglich. Im folgenden wird daher eine klassische Bemessung über Bewehrungsmatten vorgenommen.

6.4 Stabmodell nach Rautenstrauch

Der bekannte Träger wird im folgenden wieder für eine Brettstapeldecke nach dem System von [19] berechnet.

Wie im Kapitel 5 erläutert werden die Querschnitte aus Beton und Holz „real“ modelliert und alle 16,2cm geteilt. An diesen Knoten wird ein Pendelstab definiert, der die Wegverformungen der beiden Querschnitte koppelt.

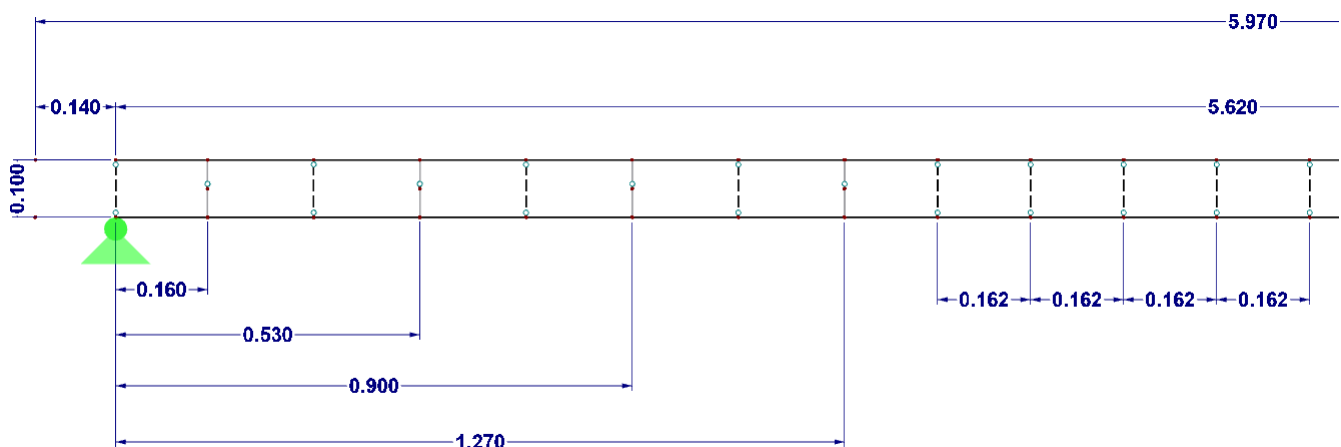


Bild 86: Detail der Stabanordnung in [15]

Die Kernen werden entsprechend der Geometrie in Bild 72 wie folgt berechnet und als Steifigkeitsstab im System definiert. Der Schubmodul wird hierbei entsprechend dem Schubmodul des Holzes auf die Breite des Holzes umgerechnet. Der Effekt ist aber gering. Als axiale Steifigkeit wird eine numerisch verträgliche hohe Steifigkeit gewählt.

Biegesteifigkeiten Koppelstäbe

$$EI^* = \frac{k_t}{3} \left[\left(\frac{h_B}{2} \right)^3 + \left(\frac{h_H}{2} \right)^3 \right] \quad (217)$$

Alle weiteren Einstellungen hinsichtlich des zeitabhängigen Verhaltens, Belastung usw.

Torsions- und Biegesteifigkeiten		Torsions- und Biegesteifigkeiten		Torsions- und Biegesteifigkeiten	
Torsionssteifigkeiten	GI _T : [] [kNmm ²]	Torsionssteifigkeiten	GI _T : [] [kNmm ²]	Torsionssteifigkeiten	GI _T : [] [kNmm ²]
Biegesteifigkeiten	EI _y : 24100000.0 [kNmm ²] EI _z : [] [kNmm ²]	Biegesteifigkeiten	EI _y : 32000000.0 [kNmm ²] EI _z : [] [kNmm ²]	Biegesteifigkeiten	EI _y : 26900000.0 [kNmm ²] EI _z : [] [kNmm ²]
Axiale und Schubsteifigkeiten		Axiale und Schubsteifigkeiten		Axiale und Schubsteifigkeiten	
Axiale Steifigkeit	EA : 10000000.0 [kN]	Axiale Steifigkeit	EA : 10000000.0 [kN]	Axiale Steifigkeit	EA : 10000000.0 [kN]
Schubsteifigkeiten	GA _V : [] [kN] GA _Z : 69000.000 [kN]	Schubsteifigkeiten	GA _V : [] [kN] GA _Z : 69000.000 [kN]	Schubsteifigkeiten	GA _V : [] [kN] GA _Z : 69000.000 [kN]

Bild 87: Definierte zeitabhängige Steifigkeitsstäbe

	EI^*
$t=0$	$6,41E + 10$
$t=3-7$	$3,20E + 10$
$t = \infty$	$2,69E + 10$

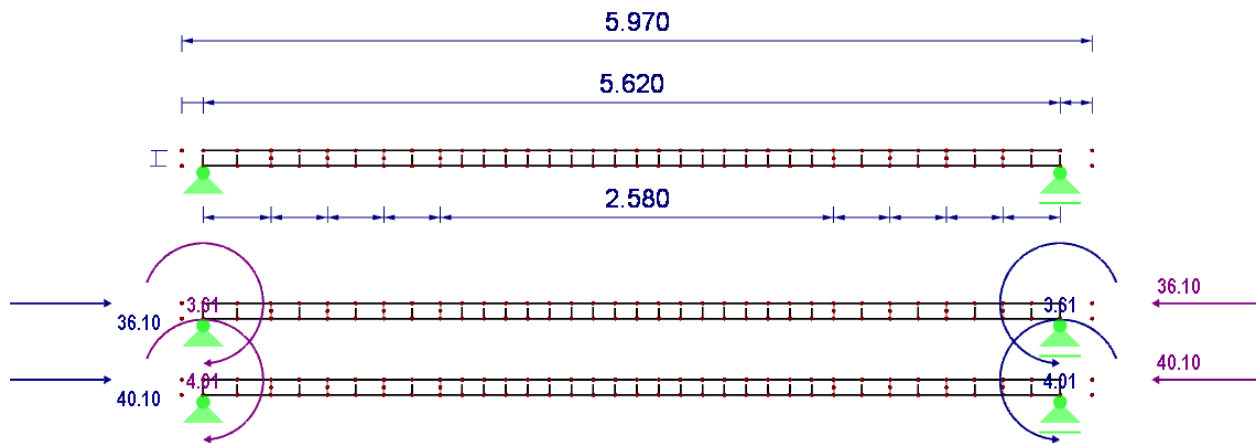
Tabelle 31: Biegesteifigkeiten Kernen [Nmm²]

Bild 88: Statisches System Rautenstrauch

werden aus dem Kapitel 6.2 übernommen.

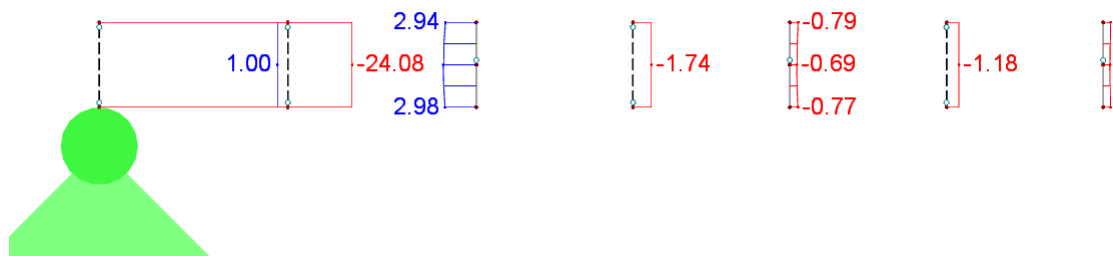
Schnittgrößen und Verformungen

In den Kopplungsstäben, welche zur Modellierung der Exzentrizität erzeugt wurden, zeigten sich kleine Zugkräfte welche in dieser Art und Weise nicht auftauchen dürfen. Diese Zugkräfte entstehen durch die Kopplung der Querschnitte. Während sich das Stabstück zwischen diesen beiden Kopplungen verformt, kommt es zu diesem Durchlaufträgereffekt. Um das Problem abzumindern, wird ein definierter Zug von maximal 0,2kN zwischen den Kopplungen zugelassen (Bild 89). Über dieser Kraft fließen die Stäbe.

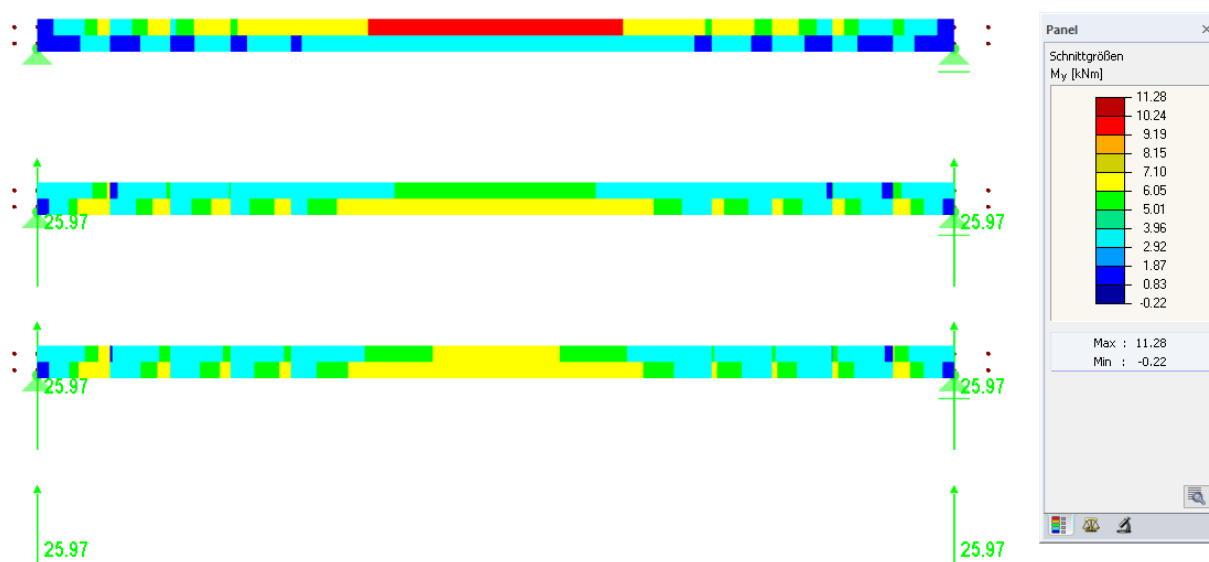
Alternativ wird die weitere Berechnung nicht mit der Methode der FEM sondern mit einem Stabwerksprogramm in [16] durchgeführt. Hier werden die Stäbe intern nicht geteilt und der unerwünschte Effekt tritt nicht so stark auf.

Beide Positionen liegen ebenfalls der Arbeit bei. Um den Zuwachs der Schnittgrößen, bedingt durch die hohen Normalkräfte in den Kopplungsstäben zu berücksichtigen, wird eine nichtlineare Berechnungsmethode nach Theorie II. Ordnung gewählt.

	Holz $E_{H,t}$	Beton $E_{B,t}$
$t=0$	11500	33000
$t = 3 - 7$	8846	5715
$t = \infty$	7188	5477

Tabelle 32: Effektive E-Moduln N/mm^2 **Bild 89:** Zugkräfte in Kopplungen (in [15])

- GZT in LK2:
 - 11,9kNm im Betonquerschnitt ($t=0$).
 - 9,4kNm im Holzquerschnitt ($t=3-7$ Jahre).
 - Querkraft 26kN (Holz).
- GZG:
 - Maximale Verformung $t = \infty$ in Charakteristisch/Quasi-ständiger Kombination $u = 3,3cm$.

**Bild 90:** Biegemomente GZT

Die Kräfte im GZT teilen sich auf den Holz und Betonquerschnitt auf. Hiermit ist eine Vergleichbarkeit mit dem γ -Verfahren schwierig. Die Querkraft liegt jedoch in vergleichbaren Größen.

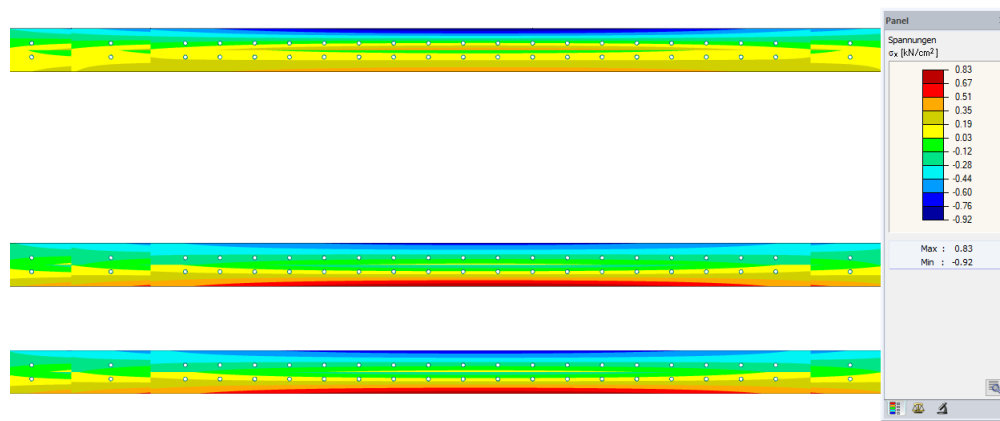


Bild 91: Verlauf der Spannungen Beton und Holzquerschnitt

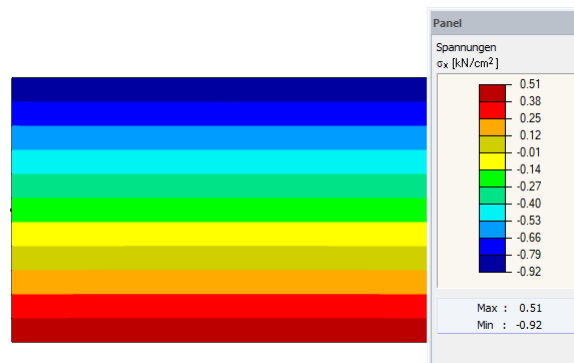


Bild 92: Extremale Biegespannungen im Beton (t=0)

Die Biegespannungen im Beton (Bild 92) betragen $-0,92 \text{ kN/cm}^2$ (Druck) und $0,51 \text{ kN/cm}^2$ (Zug).

Die Verformungen (Bild 93) sind mit $3,3 \text{ cm}$ $0,6 \text{ cm}$ größer als in der Bemessung mit dem γ -Verfahren. Dies ist ein 1. Indiz dafür, dass die Steifigkeit des Verbundquerschnitts mit dem γ -Verfahren überschätzt wird.

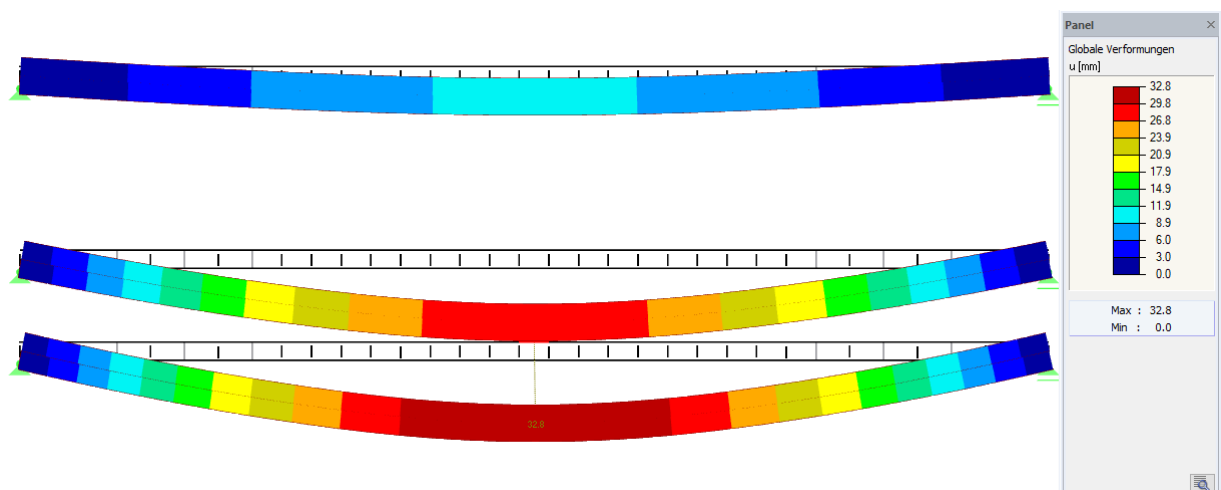
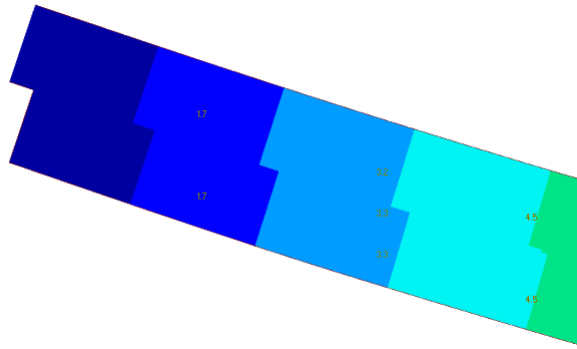


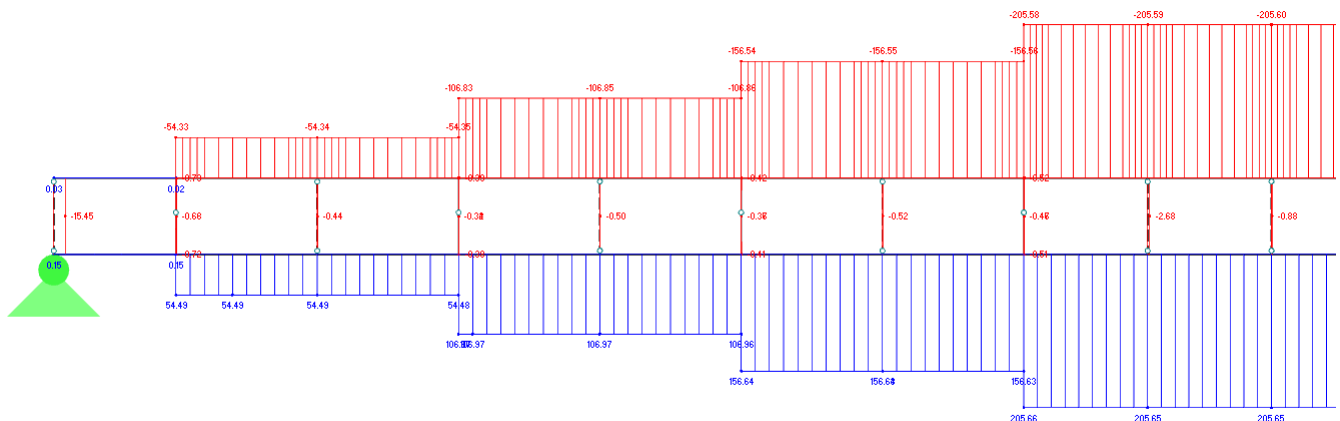
Bild 93: Verformungen GZG

Auch der Vergleich der Spannungen in Feldmitte sowie der Schubfluß am Rand der Ker-
ven spiegelt das wieder (vgl. Tabelle 34).

Die Schubverformungen sind durch die Methode nach [19] sehr gut erkennbar (Bild 94).

**Bild 94:** Schubverformung im Lagerbereich

In Bild 95 ist die Abnahme der Normalkräfte an jeder Kerbe dargestellt. Es ergibt sich an jeder Kerbe ein Normalkraftsprung von 60kN ($t=0$). Diese Kraft muss folglich vom Beton (Zugstrebe) sowie vom Holz (Abscheren) aufgenommen werden. Der Nachweis auf Abscheren wird erneut durchgeführt. Der Nachweis der Betonnocke wird nicht erneut durchgeführt. Die im Kapitel 6.1 ermittelten Tragfähigkeiten liegen über der Beanspruchung.

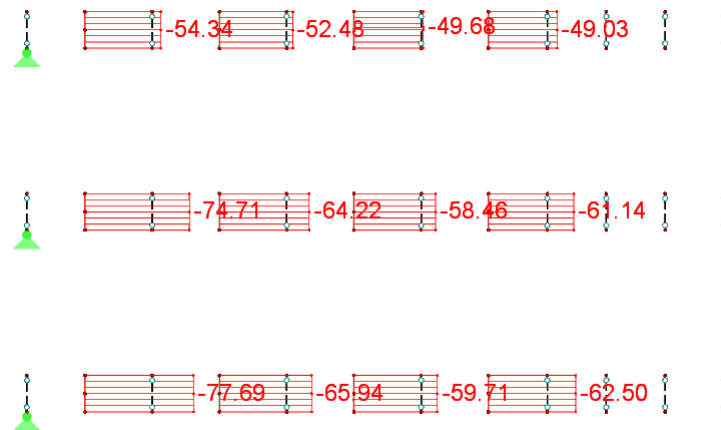
**Bild 95:** Abnahme der Normalkräfte je Kerbe

Zur Berechnung des Schubflusses wird die an den Steifigkeitsstäben berechnete Querkraft auf die Querschnittsfläche (1000cm^2) bezogen (Bild 96).

6.4.1 Bemessung

Bedingt durch die in der Berechnung nach Rautenstrauch nicht kontinuierlich verteilte Verbundkraft wird der Träger in der Mitte sehr schubweich. Infolgedessen schlägt die Zugkraft im Beton noch mehr durch als in der Belastungssituation $t=0$ des γ -Verfahrens (Tabelle 34).

In allen anderen zeitabhängigen Belastungssituationen ($t=3-7$ und $t = \infty$) ist die Zugkraft im Beton sehr gering und kann Problemlos aufgenommen werden. Allerdings ist der Betonquerschnitt in diesen Situationen nicht mehr komplett überdrückt.

**Bild 96:** Querkraft Rautenstrauch (halbes System)

Randspannung Zuggurt Holz ($t = 3 - 7$; LK2):

$$\eta = \frac{0,27 \text{ kN/cm}^2}{1,18} + \frac{0,53 \text{ kN/cm}^2}{1,48 \text{ kN/cm}^2} = 0,59 < 1 \checkmark$$

Schubspannung des Holzes im Bereich der Kerfe ($h=7\text{cm}; t = 3 - 7$; LK2):

$$\tau = 1,5 \frac{25,7}{700 \text{ cm}^2} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{0,04}{0,22} = 0,25 < 1 \checkmark$$

Abscheren Vorholz:

$$\tau_{v,d} = \frac{F_H}{v h_1 \cdot b} = \frac{60 \text{ kN}}{16 \cdot 100} = 0,038 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta = \frac{0,038}{0,22} = 0,17 \leq 1 \checkmark$$

Betonnachweise:

Die Biegebemessung wird im kritischen Querschnitt 1 für $t=0$ (LK2) identisch zum vorigen Kapitel mit dem Programm [13] händisch iteriert.

Kräftepaar (vgl. Tabelle 34).

Hebelarm = $6,67 \text{ cm}$

$$F_{Ed} = 206 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 11,9 \text{ kNm}$$

Identisch zum Verbundquerschnitt mit Schrauben, findet das Programm für die definierte Belastung keine Konvergenz. Der Querschnitt reißt komplett auf und es können keine Kräfte mehr übertragen werden. Das zulässige Moment was vom Querschnitt aufgenommen werden kann, liegt bei $9,6 \text{ kNm}$.

Eine Option die Bemessung erfolgreich durchzuführen ist ein nichtlinear elastisches Materialverhalten, analog zu den vorgestellten Möglichkeiten im Kapitel 4.1 (Bild 98).

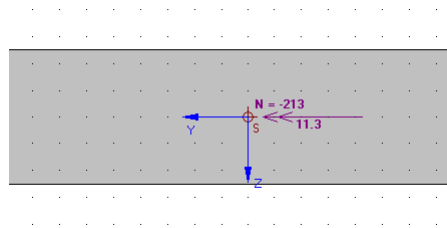


Bild 97: Definition der Kräfte in [13] (Rautenstrauch)

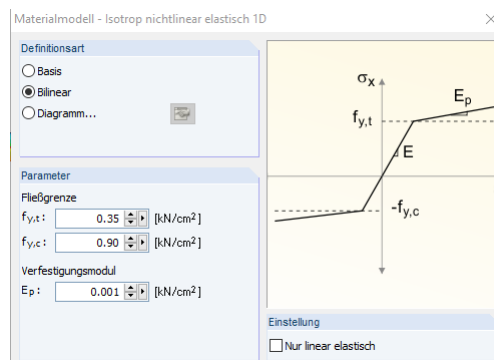


Bild 98: Nichtlinear elastisches Materialmodell 1D

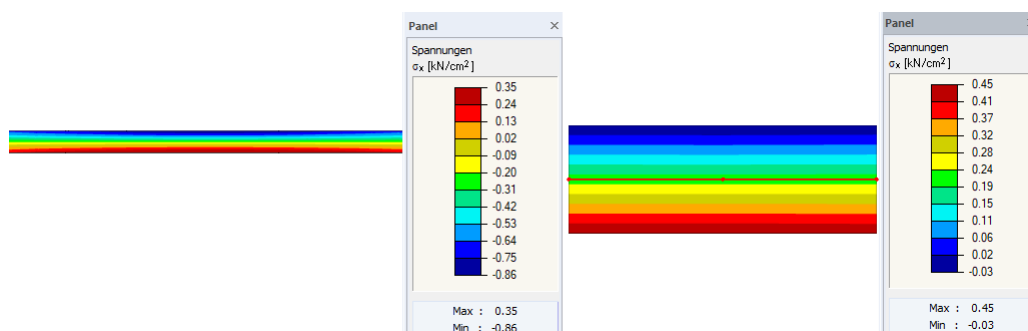
Im Folgenden werden dem Betonquerschnitt im kritischen Zeitpunkt $t=0$ folgende Steifigkeiten zugewiesen.:

- Fließgrenze Zug $f_{y,t} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$.
- Fließgrenze Druck $f_{y,c} = 0,90 \text{ kN/cm}^2$.
- Verfestigung $E_p = 0,001 \text{ kN/cm}^2$.

Der Vorteil dieser Methode liegt in einer Kopplung der Umlagerungen welche sich aus den Verzerrungen aufgrund der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons ergeben. Es berücksichtigt aber nicht die nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahlfaserbetons!

Des Weiteren berücksichtigt das nichtlineare Materialmodell auch keine Schädigung des Systems. Die Steifigkeit wird also weiterhin überschätzt!

Diese Methode stellt jedoch eine erste Möglichkeit dar die Fehler des γ -Verfahrens zu reduzieren. Erläuterungen zum Materialmodell befinden sich wie erwähnt im Kapitel 4.1.

Bild 99: Spannungen nichtlinear elastischer Berechnung ($t=0$) (links Beton, rechts Holz)

Die definierten Grenzspannungen im Betonquerschnitt werden eingehalten (Bild 99). Die Umlagerungen auf den Holzquerschnitt sind jedoch sehr gering. Dies liegt zum einen an der fehlenden Reduzierung der Steifigkeit im Materialmodell, aber auch an der nicht vorhandenen Schubkraftübertragung in Feldmitte. Die Verformungen nehmen aus diesen Gründen ebenfalls nur sehr gering zu. Dies deutet daraufhin, dass die Steifigkeiten weiterhin überschätzt werden.

Der Nachweis des Betons wird nicht erneut durchgeführt.

6.5 FEM-Analyse

Anhand einer FEM-Analyse werden die im Kapitel 6 durchgeführten Berechnung weiter analysiert. Die Belastung wird hierzu übernommen. Im Weiteren wird jedoch lediglich die Lastkombination 2 untersucht.

Modellierung

Die Einteilung der Kernen erfolgt hier gemäß Bild 72. Die Kerventiefe wird mit 3cm angeordnet. Bei 1,45m wird das System geteilt. Der Grund hierfür ist die nicht notwendige Netzverdichtung der FE-Elemente in Feldmitte. In Feldmitte kann dadurch mit einem relativ groben FE-Netz von 5cm gerechnet werden. Im Bereich der Kernen wird aufgrund der Singularitäten eine Netzverdichtung von 1cm angeordnet. Es kommen vierknotige FE-Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen zum Einsatz. Eine Beschreibung der Berechnung mittels der FEM wird im Kapitel 4.1 gegeben.

Als Berechnungsmethode wird eine Newto-Raphson Iteration wie im Kapitel 4.1 erläutert angewendet.

Die Anordnung der Kernen im FEM-Modell ist im Bild 100 dargestellt.

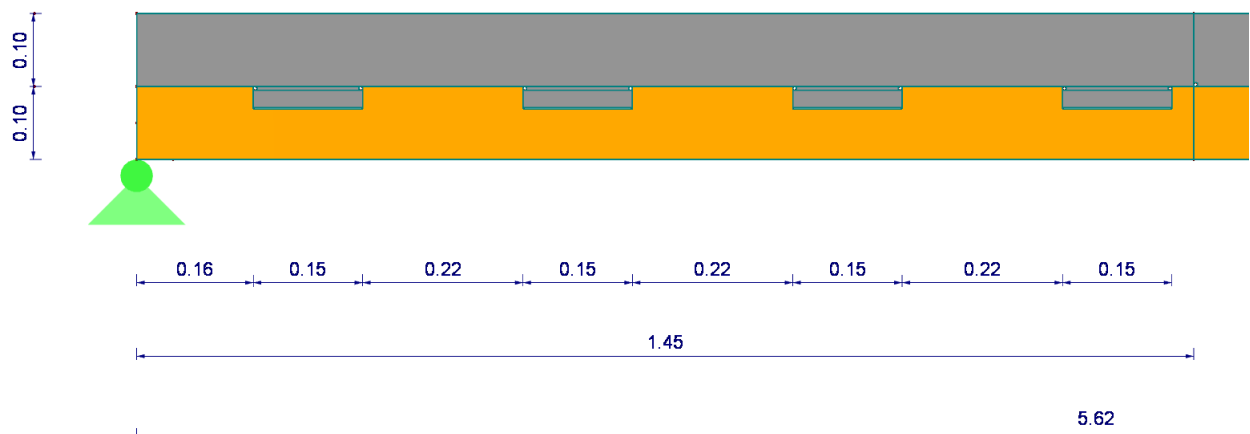


Bild 100: Anordnung der Kernen im FEM-Modell

Die Berechnung des Systems erfolgt in 4 Schritten.:

1. Linear-Elastische Berechnung des Systems diskretisiert mit 2D FE-Elementen (schubstarrer Verbund).
2. Linear-Elastische Berechnung des Systems mit nichtlinearen Kontaktbedingungen zwischen den Verbundquerschnitten. Schubloser Verbund Kopplung über Kraftschlüssige Verbindung der Kernen.

3. Nichtlinear-Elastisch-Plastische Berechnung des Betonquerschnitts. Die Kopplungsbedingungen werden wie im Punkt 2 eingeführt beibehalten.
4. Berechnung des Systems unter Berücksichtigung der Schädigung mit einer unsymmetrischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Das im Kapitel 4.1 Abschnitt 4.1.6 eingeführte Materialmodell wird hier zur Modellierung des Verbundquerschnitts angewandt.

Für den Betonquerschnitt kommt hierbei ein isotropes Materialmodell mit 1m Dicke zum Einsatz.

Der Holzquerschnitt wird mit einem orthotropen Materialmodell gemäß der Beschreibung im Kapitel 4.4 erstellt. Die Dicke beträgt ebenfalls 1m.

Matereialeigenschaften:

- Isotropes Material:
 - $E = 3300 \text{ kN/cm}^2$ (zeitabhängig bis $t = \infty$ variiert gemäß Tabelle 32).
 - $\nu = 0$.
- Orthotropes Material:
 - $E_x = 1150 \text{ kN/cm}^2$ (alle Steifigkeitswerte zeitabhängig verändert).
 - $E_y = 30 \text{ kN/cm}^2$.
 - $G_y = 6,5 \text{ kN/cm}^2$.
 - $G_x = 65 \text{ kN/cm}^2$.
 - $G_{xy} = 65 \text{ kN/cm}^2$.
 - $\nu_{xy} = \nu_{yx} = 0$.

Als nichtlineare Kontaktbedingungen werden doppelte Knoten an den Linien definiert, die keine Kraft in u_x (Längsrichtung) der Linie übertragen sollen. In u_z -Richtung der Linie wird die Kraftübertragung fest im Falle von Druck und Ausfall im Fall von Zug definiert (Bild 101).

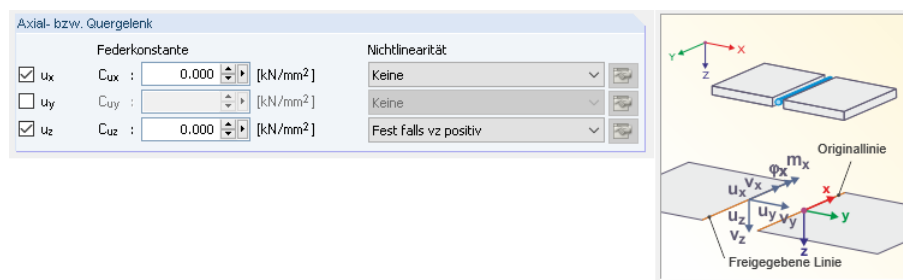


Bild 101: Definition Kontaktbedingung in [15]

Der Abgleich der Nichtlinearitätsbedingung (Ausfall auf Zug) wird über die Verformung jedes Knotens (Penalty-Methode) zurückgerechnet. An Punkten an denen sich die Ausfallbedingungen überschneiden wird ein 1 mal 1cm großes Loch modelliert (Bild 102). Hierdurch werden problematische Überlappungen der Ausfallbedingungen vermieden. Der Lagerbereich wird mit einer kleinen starren Fläche etwas steifer ausgebildet (Bild 102). Hierdurch werden die Spannungen im Lagerbereich nicht so stark verzerrt.

ε^+	$\sigma[kN/cm^2]$
0,000000	0,000000
0,000088	0,290000
0,000300	0,031200
0,003500	0,031200
0,025000	0,021060
ε^-	$\sigma[kN/cm^2]$
0,000000	0,000000
-0,000150	-0,245438
-0,000300	-0,471750
-0,000450	-0,678938
-0,000600	-0,867000
-0,000750	-1,035938
-0,000900	-1,185750
-0,001050	-1,316438
-0,001200	-1,428000
-0,001350	-1,520438
-0,001500	-1,593750
-0,001650	-1,647938
-0,001800	-1,683000
-0,001950	-1,698938
-0,002000	-1,700000
-0,003500	-1,700000

Tabelle 33: Daten Nichtlineares Materialmodell

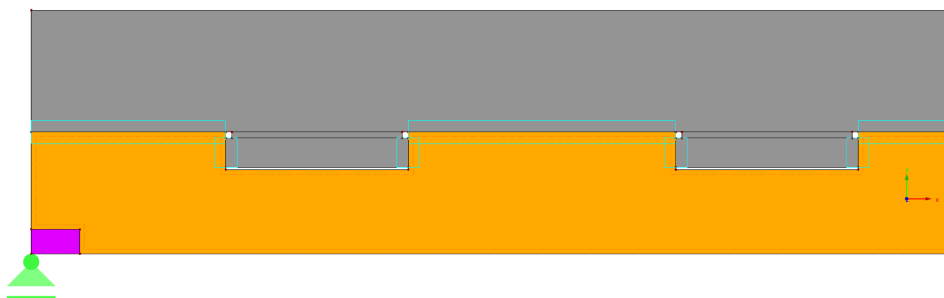


Bild 102: Nichtlinearitätsbedingungen im Modell

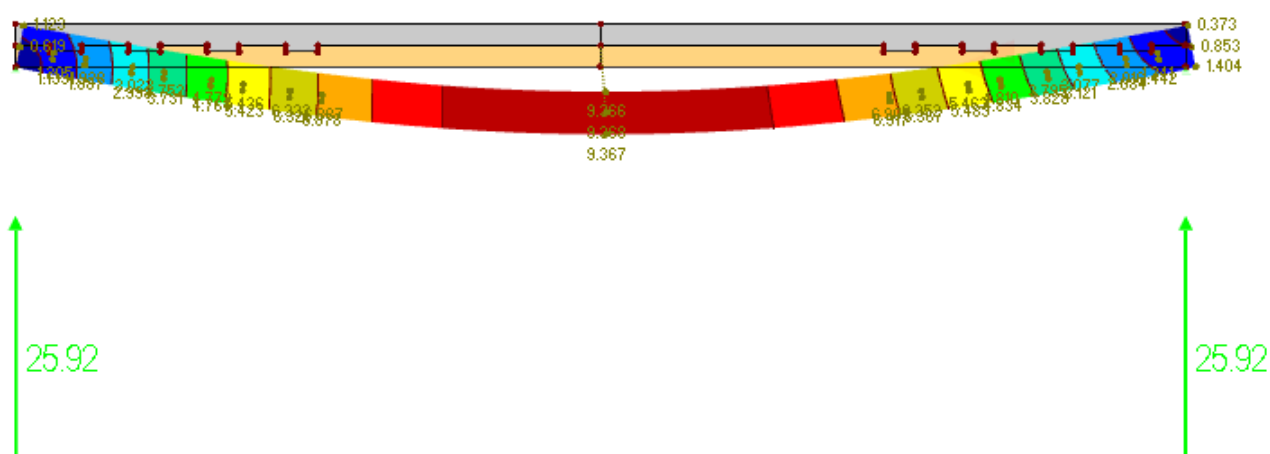


Bild 103: Verformung LK2 t=0 lineares FEM Modell

Schnittgrößen und Verformungen

Punkt 1 (Modell FEM-Schubstarr im Anhang):

Mit der linear elastischen Berechnung wird die Plausibilität der Modellierung überprüft. Die maximale Verformung in LK2 beträgt 33mm bei $t = \infty$. Die Lagerreaktionen passen zur aufgetragten Last und sind symmetrisch (Bild 103). Verformungen und Spannungen sind in Tabelle 34 dokumentiert (Bild 104). Die Flächen sind mit vollem Schubverbund modelliert! Zur Berechnung der Normalkräfte werden die Spannungen aus jedem Flächenteil (getrennt für Beton und Holz) aufintegriert (Bild 104).

Der leichte Durchschlag der Biegespannungen bei $t=0$ (Bild 104) ergibt sich durch den hohen Unterschied der Steifigkeiten der Materialien.

Die Spannungen und Verformungen des FEM-Modells mit vollem Verbund decken sich sehr gut mit den Ergebnissen nach dem γ -Verfahren.

In der Literatur werden auch bei HBV-Decken mit Schubkernen häufig Querkugsicherungen angeordnet. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit auch untersucht, ob Querkugsicherungen oder Abhebungen in der Verbundfuge entstehen. Für den schubstarren Verbund sind keine Querkugsicherungen aufgetreten (Bild 105).

Im Bild 105 sind im Bereich der 3. Kerne minimale Querkugsicherungen vorhanden. Diese liegen jedoch nahe bei null.

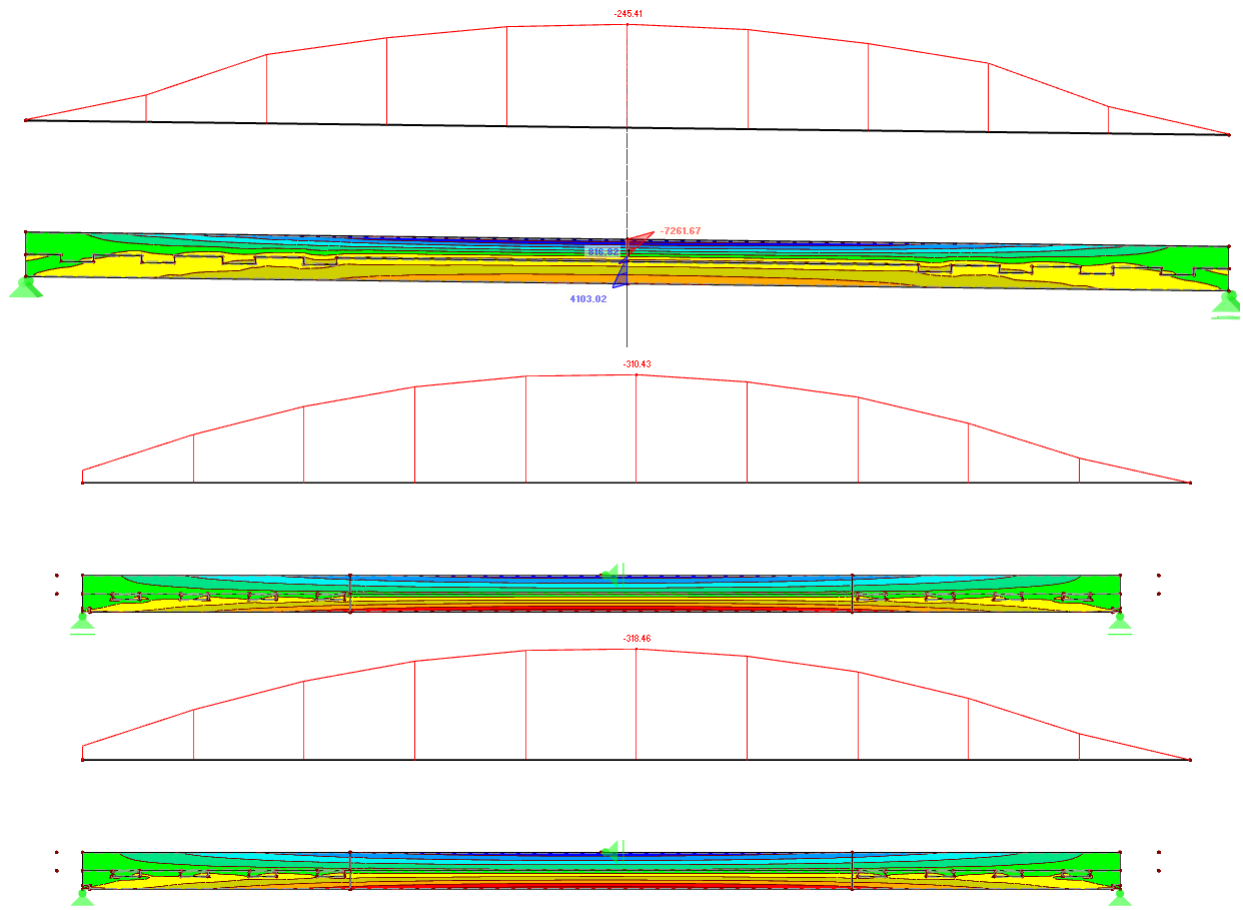


Bild 104: Schnittgrößen und Normalkräfte LK2 t=0

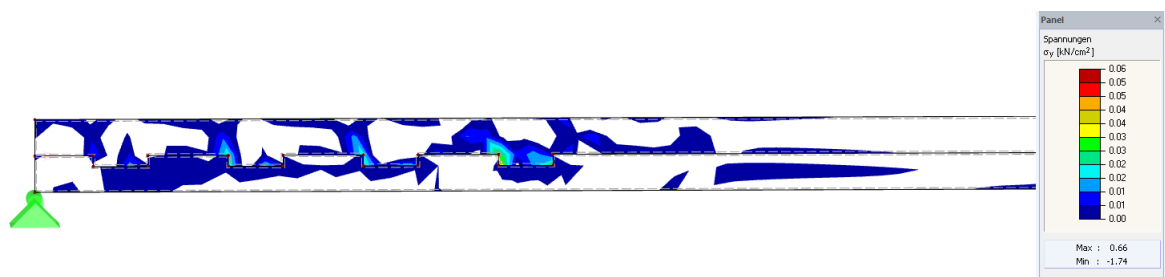


Bild 105: Querkzugkräfte bei Schubstarren Verbund =0

Punkt 2 (Modell FEM-Schublos im Anhang):

Im Punkt 2 werden nichtlineare Kontaktbedingungen eingeführt. Die maximale Verformung in LK2 wird in $t = \infty$ erreicht mit 35,3mm (Bild 106).

Die Modelle der Punkte 1 und 2 werden in Tabelle 34 und den folgenden Diagrammen mit den Ergebnissen aus den Stabmodellen verglichen.

Die Plausibilitätskontrolle der Verformungen und Kräfte ergibt ein schlüssiges Ergebnis. Im Bereich der Schubbeanspruchung der Kerne ergibt sich im Druckbereich eine sehr hohe Kontaktkraft. Im Zugbereich wird keine Kraft übertragen (Bild 108). Im Bereich der Verbundfuge betragen die Querkzugkräfte der Elemente null bzw. sind negativ (Druck). Bedingt durch die Dehnungen des Materials und die Kraftübertragung an der Schubkerne über Kontakt hebt sich der Lastabgewandete Bereich der Kerne geringfügig ab (Bild 108). Die Verformung beträgt aber lediglich 0,018mm $\approx$ 0 (Bild 107).

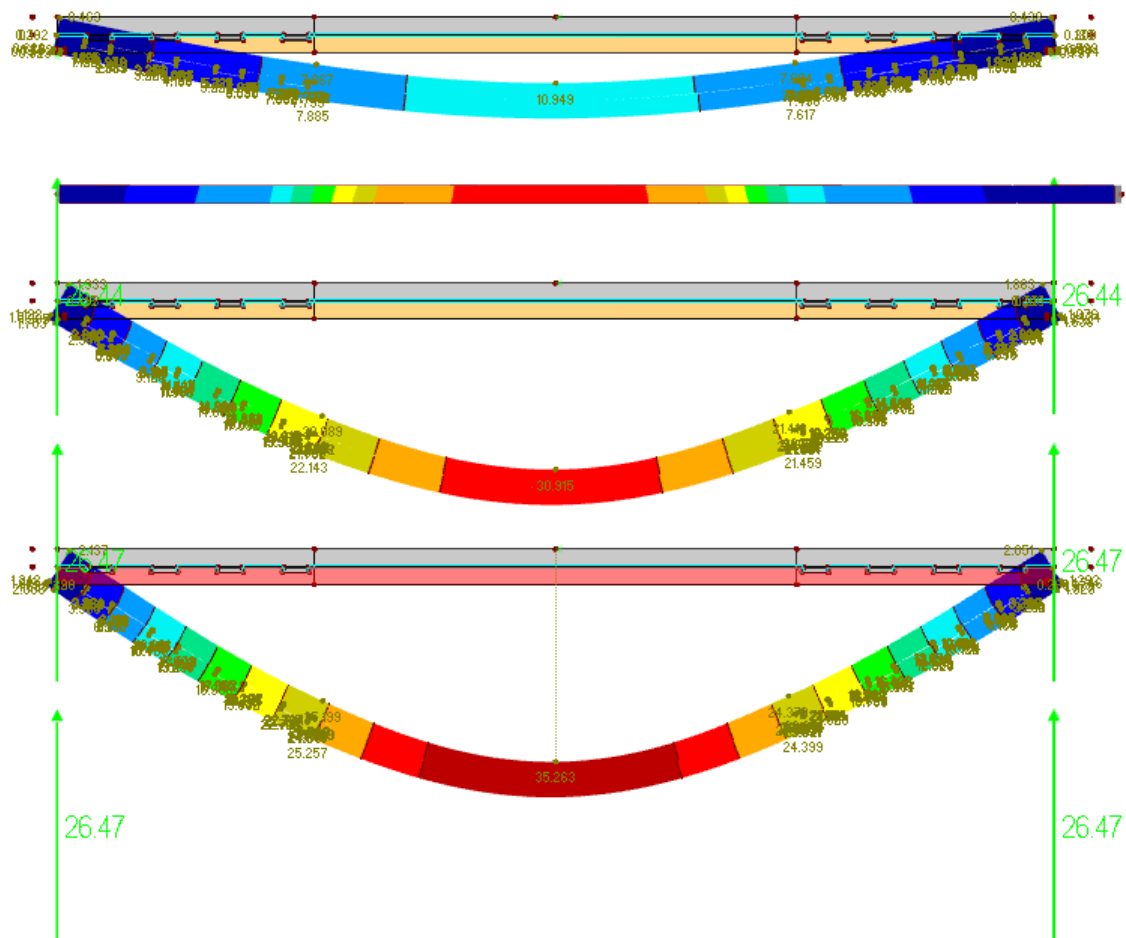


Bild 106: Verformung LK2 FEM Modell mit nichtlinearen Kontaktbedingungen



Bild 107: Unterschied der Verformung lastabgewandte Kerve

Auch mit einer nichtlinearen Berechnung mit schublosen Verbund treten folglich keine Kräfte bzw. Verformungen auf, welche zumindest für vertikal eingeschnittene Kerben eine Quersugsicherungen rechtfertigen.

Im Bild 109 erfolgt die Auswertung der Verformung für die unterschiedlichen Berechnungsmodelle. Die Darstellung zeigt die Verformungen abhängig von den zeitabhängig reduzierten Steifigkeiten der Struktur.

t=0	Beton		Holz		u (GZG)	τ_{xy}	N[kN]
	oben	unten	oben	unten			
Y-Verfahren	-0,79	0,31	0,05	0,43	8,6 mm	0,07 kN/cm	240
Rautenstrauch	-0,92	0,51	-0,04	0,45	12,4 mm	0,07 kN/cm	206
FEM (linear)	-0,73	0,24	0,08	0,41	9,4 mm	0,04 kN/cm	245
FEM (Kontakt)	-0,87	0,42	0,01	0,44	11,0 mm	0,10 kN/cm	225

t=3	Beton		Holz		u(GZG)	τ_{xy}	N[kN]
	oben	unten	oben	unten			
Y-Verfahren	-0,56	-0,06	-0,12	0,66	23,3 mm	0,08 kN/cm	
Rautenstrauch	-0,66	0,07	-0,31	0,83	37,2 mm	0,10 kN/cm	295
FEM (linear)	-0,56	-0,07	-0,1	0,65	29,0 mm	0,05 kN/cm	310
FEM (Kontakt)	-0,6	0,04	-0,24	0,73	31,0 mm	0,12 kN/cm	282

t = ∞	Beton		Holz		u(GZG)	τ_{xy}	N[kN]
	oben	unten	oben	unten			
Y-Verfahren	-0,59	-0,04	-0,09	0,64	26,8 mm	0,08 kN/cm	
Rautenstrauch	-0,71	0,10	-0,26	0,80	42,8 mm	0,10 kN/cm	306
FEM (linear)	-0,59	-0,05	-0,07	0,63	33,0 mm	0,06 kN/cm	319
FEM (Kontakt)	-0,64	0,06	-0,2	0,7	35,3 mm	0,12 kN/cm	290

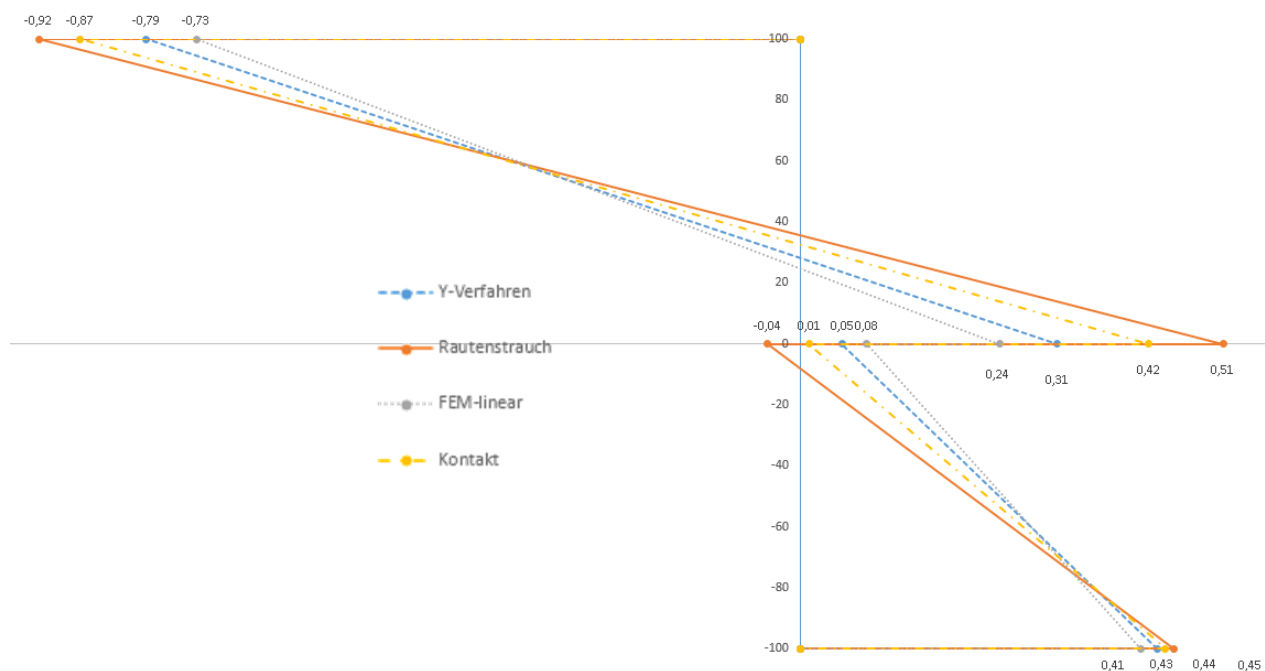
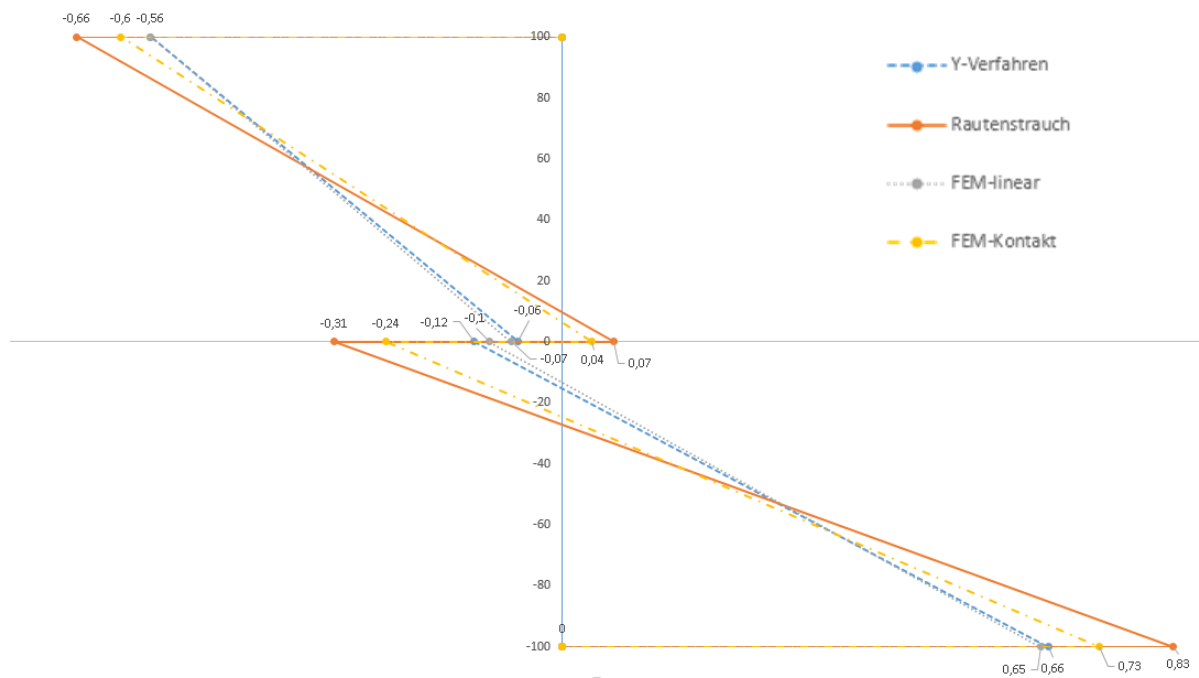
Tabelle 34: Vergleich der Spannungen LK2 (γ –; Rautenstrauch; FEM) [kN/cm^2]

Bild 110: Spannungen t=0

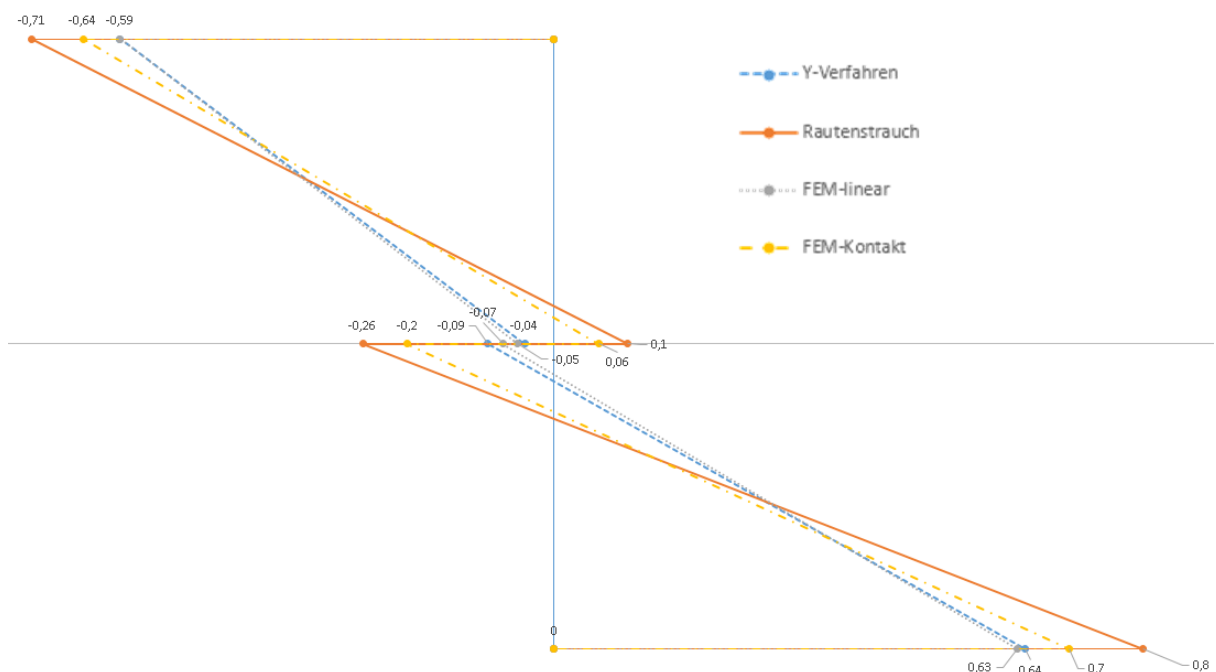
nungen des Modells nach [19] sind für alle Zeitpunkte ($t=0$, $t=3-7$ Jahre und $t = \infty$) extremal. Dies liegt an der relativ weichen Modellierung des Schubverbundes. Der lineare Verlauf des Diagramms ist für das nichtlineare FE-Modell (schubloser Verbund) nicht mehr korrekt, wird aber aufgrund einer einfacheren Vergleichbarkeit beibehalten. Bei $t=0$ also dem starrsten Verbund des Profils erreicht lediglich das Modell nach [19] einen Durchschlag in den Druckbereich ($\sigma = -0,04 kN/cm^2$). Dies erscheint zumindest

Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

Bild 111: Spannungen $t=3-7$ Jahre

für einen derart hohen Verbund nicht realistisch, ist aber ein konservatives Ergebniss, dda die Zugspannungen im Beton hierdurch extremal werden.

Das schubstarre FE-Modell (FEM-linear) liegt wieder sehr nahe bei den Spannungen die mit dem γ -Verfahren berechnet werden. Für $t = \infty$ wurden sogar identische Werte ermittelt. Mit der hohen Verzerrung von den relativ weichen FE-Elementen in diesem Belastungszustand wird eine nahezu identische Schubnachgiebigkeit berücksichtigt wie mit dem γ -Verfahren.

Bild 112: Spannungen $t=\infty$

Lediglich mit dem schublos verbundenen FE-Modell und dem Verfahren nach [19]

ergibt sich zu den Zeitpunkten $t=3-7$ Jahre sowie $t = \infty$ eine Zugspannung im Beton. Auch wenn diese sehr klein ist erscheint dieser Wert realistischer wie bei den anderen Modellen. Das γ -Verfahren entspricht hier wiederum mehr einem schubstarken Verbund welcher zumindest in Feldmitte so nicht gegeben ist.

Die Schubspannungen im Kervenbereich sind beim schublosen Verbund größer wie bei den Berechnungsmodellen mit Stäben (Tabelle 34). In dieser Auswertung wird jedoch lediglich der maximale Wert ermittelt. Detaillierter wird dieser Nachweis mit den nicht-linearen Materialmodellen der folgenden Punkte analysiert. Hier werden auch die Zugspannungen im Bereich der Kerven näher untersucht falls diese auftauchen sollten.

Punkt 3 (Position FEM Material plastisch):

Ab Punkt 3 wird nur noch der Zeitpunkt $t=0$ untersucht. Die Reduzierung der Steifigkeiten des nichtlinearen Materials würde sehr viele Daten generieren die nur sehr schwer dokumentiert werden können. Desweiteren ist eine Vergleichbarkeit der Stabmodelle mit den nichtlinearen Materialmodellen nicht gegeben. Das Modell wird mit einer Einheitslast von 1kN/m belastet, die über eine inkrementelle Laststeigerung erhöht wird. Als Abbruchbedingung der Berechnung wird eine Verformung von 4cm definiert (Bild 113). Dies entspricht ungefähr dem größten Wert der Verformung bei der Bemessung der Stabmodelle. Zur Berechnung wurde eine nichtlineare Berechnung nach Newton-Raphson mit großen Verformungen gewählt. Alle weiteren Einstellungen hinsichtlich Last, Modellierung und FE-Netz werden aus den linearen FE-Modellen übernommen.

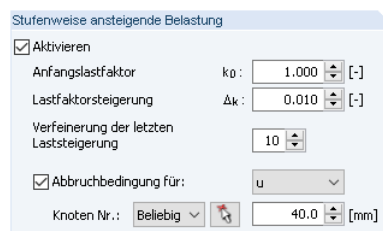


Bild 113: Inkrementelle Belastung

Aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens wird ab Punkt 3 auch eine dreidimensionale Berechnung gewählt. Die Berechnung erfolgt aber weiterhin mit den erläuterten 2D Elementen. Um ein Ausbeulen der 2D Elemente in Y-Ebene zu vermeiden wird die Struktur in der Richtung entsprechend gelagert.

Die Auswertung der Ergebnisse wird für die signifikanten Lastschritte in Tabelle 35 dargestellt.

Im Materialmodell Isotrop plastisch wird die plastische Verzerrung des Materials untersucht. Eine Schädigung kann hier nicht berücksichtigt werden. Aus diesem Grund muss die definierte Spannungs-Dehnungs-Linie immer innerhalb der Fließfläche liegen. Weitere Informationen hierzu befinden sich im Kapitel 4.1. Aus diesem Grund kann das Diagramm aus Tabelle 33 mit diesem Materialmodell nicht berücksichtigt werden. Die Fließgrenze wird identisch mit dem Modell nach Rautenstrauch gewählt (Bild 98). Die Fließfläche wird hier nach Drucker-Prager gewählt (Bild 114).

Steifigkeiten:

- Fließgrenze Zug $f_{y,t} = 0,35\text{kN/cm}^2$.
- Fließgrenze Druck $f_{y,c} = 0,90\text{kN/cm}^2$.

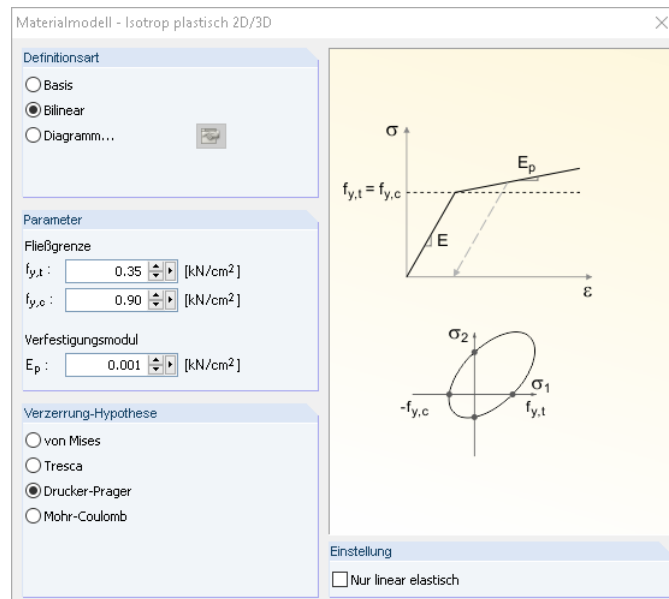


Bild 114: Materialmodell Isotrop plastisch

- Verfestigung $E_p = 0,001 \text{ kN/cm}^2$.

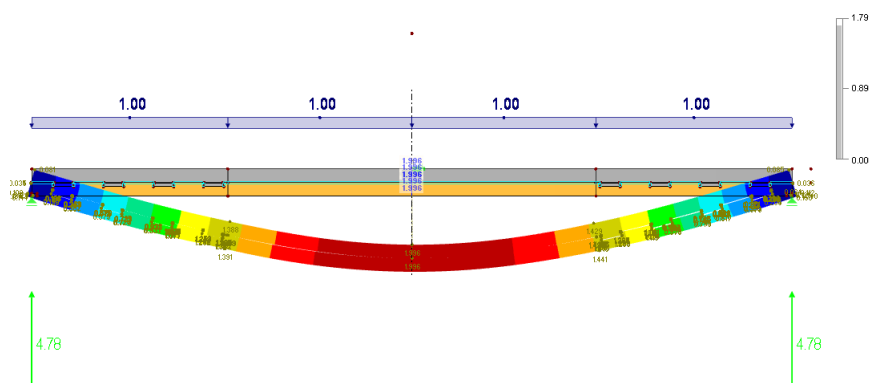


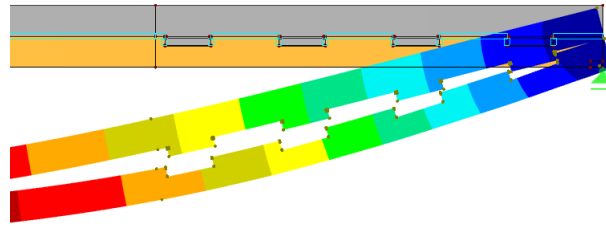
Bild 115: Maximale Verformung der Struktur mit isotrop plastischem Materialmodell (Faktor 1,7)

In Bild 115 ist die maximale Verformung der Struktur bei einer Laststufe von 1,7 dargestellt. Das Programm hat hier noch weitere Laststufen generiert, die aber nicht verwendbar sind. Die Verformung beträgt 2mm. Die definierten Grenzspannungen werden eingehalten. Für den Beton wird aufgrund seines isotropen Verhaltens im folgenden immer die Hauptachsenspannungen σ_1 , σ_2 und τ_{xy} ausgewertet. Auf diese Spannungen beziehen sich auch die Fließkriterien der folgenden Materialmodelle (vgl. Kapitel 4.1).

Für das orthotrope Materialmodell werden jedoch weiterhin die gerichteten Spannungen in X- und Y-Richtung der lokalen Flächenachsen untersucht. Diese werden als mit der Ausrichtung der Fasern parallel angesetzt (vgl. Kapitel 4.4).

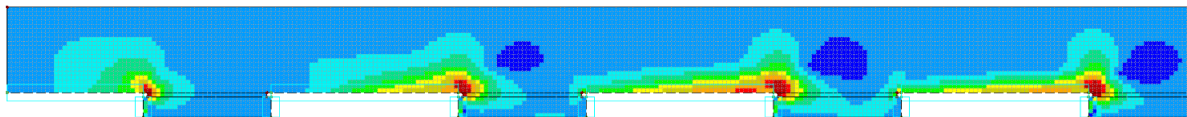
Die Glättung der Ergebnisse wird konstant angenommen. Es wird also der Mittelwert aus allen 4 Randknoten eines FE-Elements dargestellt. Die Auswertung bezieht sich soweit nicht anders benannt auf den maximalen Lastfaktor von 1,7.

Über dem Lastfaktor von 1,7 löst sich der Verbundquerschnitt am rechten Lager vom Holzquerschnitt ab. Für eine lineare Berechnung trat dieses Versagen nicht auf, da die Umlagerung der Kräfte hieraus nicht berücksichtigt wird. Um die Spannungen in den Kernen und Betonnocken zu vergleichen werden diese Ergebnisse hier aufgeführt.

**Bild 116:** Versagen des Tragwerks

Für den Druckspannungsbereich wird das Fließspannungskriterium in Feldmitte erreicht. Im Feldbereich werden zur Verkürzung der Rechenzeit nur zwei FE-Elemente über die Höhe definiert. Für den Zugbereich wird die Fließgrenze in Feldmitte nicht erreicht. Die Glättung der Spannungen wird auf konstant umgestellt um die originalen Schnittgrößen aus jedem FE-Knoten zu erhalten.

Das Fließkriterium der Zugspannungen wird im lastzugewandten Bereich der Betonnocken erreicht (Bild 117 Theorie I.Ordnung)).

**Bild 117:** Fließgrenze Betonnocken Modell Plastisch

Die Fließgrenze wird hier bereits in der ersten Laststufe also 10kN/m Belastung erreicht. Demzufolge werden bei dem Berechnungsbeispiel schon bei der ersten Belastung Mikrorisse auftauchen. Die Fließgrenze wird zuerst in der inneren dem Auflager am weitesten entfernten Nocke erreicht. In dieser Nocke werden auch die Druckspannungen am unteren Punkt so groß, dass sie in den Fließbereich von $-0,94 \text{ kN/cm}^2$ gelangen (Bild 116).

Für den Holzquerschnitt sind die Spannungen in Feldmitte nicht weiter interessant. Die Spannung schlägt nicht durch. Der Holzquerschnitt steht somit in Feldmitte komplett unter Zug ($\sigma_o = 0$; $\sigma_u = 1,13 \text{ kN/cm}^2$).

Für das Material Holz kommt ein linear elastisches Materialverhalten zum Einsatz welches keine plastische Verzerrung bzw. Schädigung des Materials berücksichtigt. Daher werden die kritischen Spannungen der spröden Versagensweisen des Holzes genauer betrachtet.

Kritisch ist in diesem Zusammenhang ein Versagen auf Querkzug bzw. Abscheren des Vorholzes.

Die größten Spannungen werden wiederum zuerst im Bereich der am weitesten vom Auflager entfernten Schubkerve erreicht (Bild 118). Der Querdruck breitet sich mit zunehmender Last über die gesamte Höhe der Fläche aus. Die Querkzugspannungen bilden sich lediglich in 6 FE-Elementen mit einem Maximalwert von $0,14 \text{ kN/cm}^2$ aus. Die Querkzugfestigkeit von $f_{t,90,k} = 0,05 \text{ kN/cm}^2$ ist damit deutlich überschritten. In der Realität würde dieses Element aufreißen und die Verformung des Modells wären größer. Dieser Umstand wird hier nicht weiter untersucht.

Die hohen Druckspannungen decken sich mit einem Versagen welches für Funierschichtholz in einer Arbeit von [27] beobachtet wurde (Bild 119). Dieses Versagen würde einem gewünschten duktilen Versagen entsprechen. Für die hier verwendeten tiefen Einschnitt-

Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

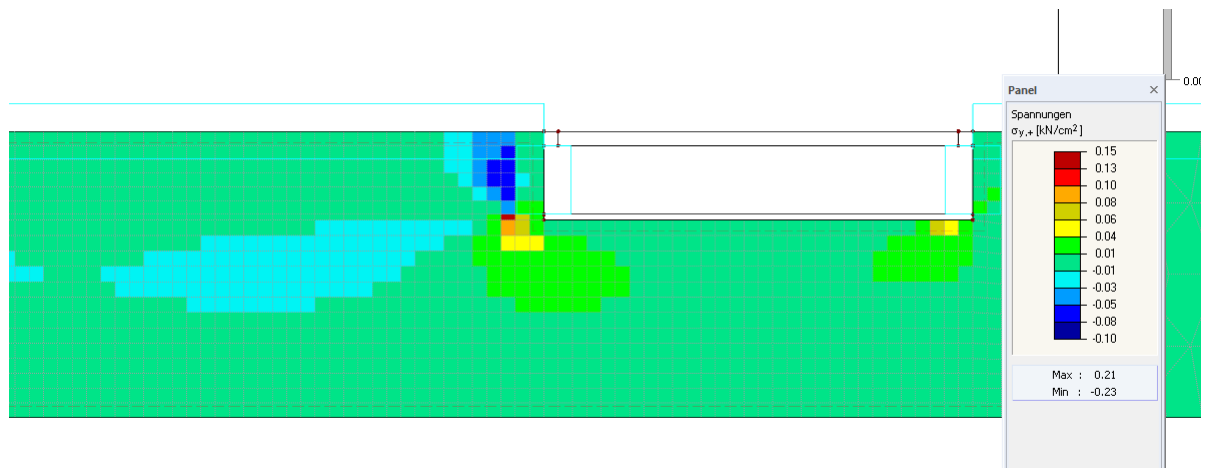


Bild 118: Querzug-/ Druckspannungen 4. Schubkerve Modell Plastisch

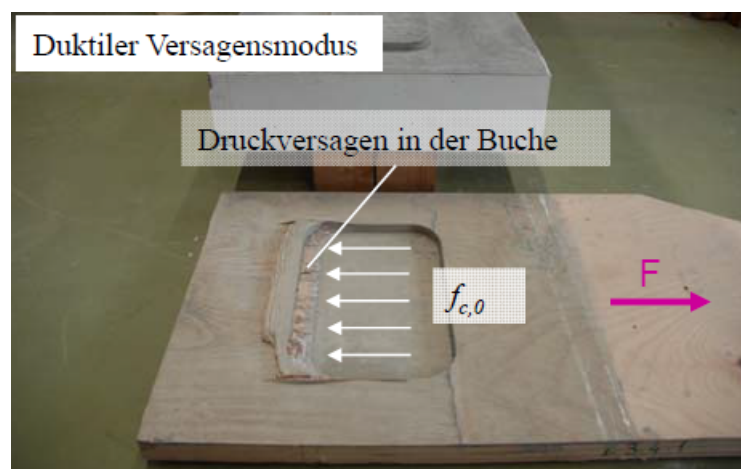
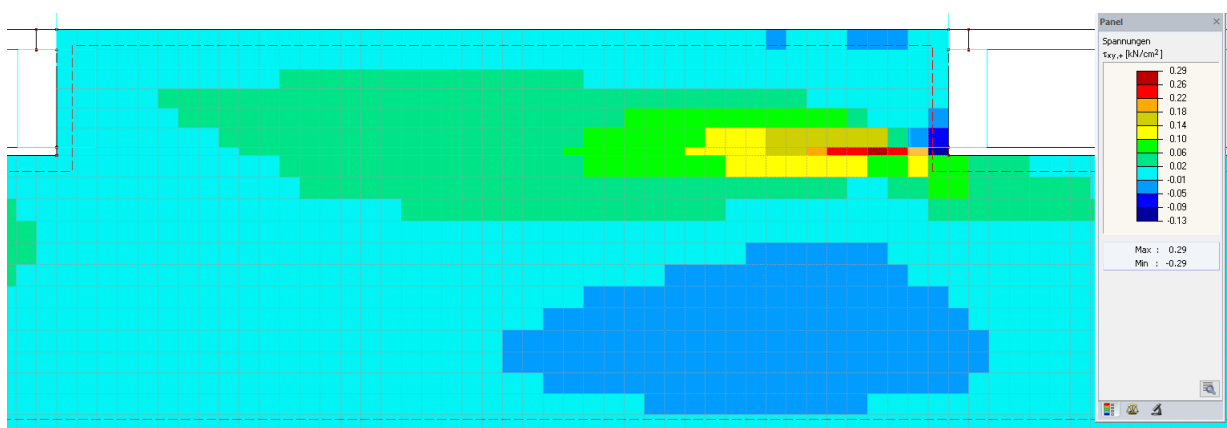


Bild 119: Druckversagen Baubuche (Quelle [27])

te der Kernen in Verbindung mit der relativ geringen Tragfähigkeit des Fichtenholzes ist aber ein aufreißen des Vorholzes wahrscheinlicher.

Bild 120: Schubspannungen τ_{xy} Modell plastisch

Die Schubspannungen sind am gleichen Punkt wie die Querzugspannungen extremal

(Bild 120). Die Spannungen breiten sich über eine Länge von 6cm an der Kerne aus. Der Wert beträgt im Maximum $0,29 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,k} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$. Im Bereich der Schubspannungen ist der Querschnitt folglich weiterhin im linear elastischen Bereich. Lediglich in einem FE-Element werden die Querspannungsfestigkeiten überschritten. Für das plastische Materialverhalten sind die Spannungen im Beton bemessungsrelevant. Ein sprödes Versagen bedingt durch den Holzquerschnitt kann ausgeschlossen werden.

Punkt 4 (Position FEM Material-Schädigung):

In diesem Punkt wird das Materialmodell Schädigung gemäß Kapitel 4.1.6 eingesetzt. Um die Probleme mit den Spannungsspitzen des Materials zu umgehen wird die Spitze von $0,29 \text{ kN/cm}^2$ im Diagramm gemäß Tabelle 33 ausgerundet (vgl. Bild 122).

Die Daten für das nichtlineare Materialmodell werden mit einem Excel Blatt von Herrn Lobisch (BPL24 vgl. Anhang B) für den gewählten Stahlfaserbeton der Leistungsklasse L1,2/0,9 umgerechnet. Die Ausgabe der Excel Berechnung befindet sich ebenfalls im Datenträger zu dieser Arbeit. Die Berechnung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms erfolgt nach [10] und den berechneten Materialfestigkeiten im Abschnitt 6.1.6.

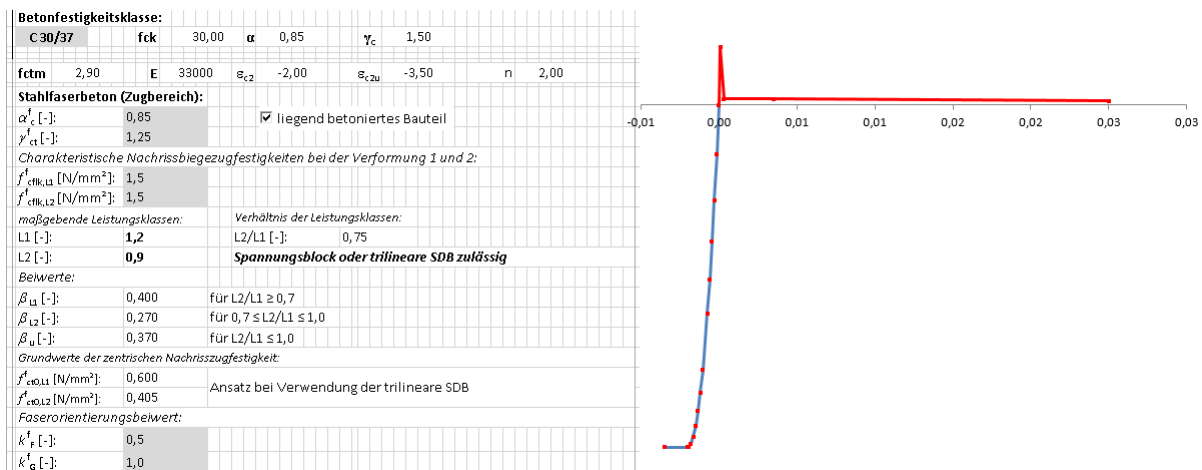


Bild 121: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Excel

Bei beiden Materialmodellen gemäß Punkt 3 und 4 wird eine inkrementelle Laststeigerung mit 0,01 Lastschritten definiert. Als Startbelastung werden 1kN/m definiert.

Auch hier versagt das Tragwerk bereits bei einem Lastfaktor von 1,71. Der Versagensmodus ist identisch mit dem plastischen Material.

Mit einer linearen Berechnung nach Newton-Raphson können aber auch hier verwertbare Ergebnisse erzielt werden. Für diese lineare Berechnung wurde die Belastung direkt auf 10kN/m vergrößert um die gewünschten Schädigungen im System schneller zu erreichen. Die Schädigungsformulierung ergibt an den Betonnocken ausgeprägte Schubrisse (Bild 123). Über eine Kopplung der Querschnitte dürfte die Berechnung nach III. Ordnung vergleichbare Ergebnisse erzielen.

Vergleich der Ergebnisse Punkt 3 und 4

Im Materialmodell plastisch wird das Grenzkriterium bei einem Faktor von 3,42 erreicht. Ab diesem Punkt beginnt das Material zu fließen. Die maximal erreichte Verformung beträgt 40mm.

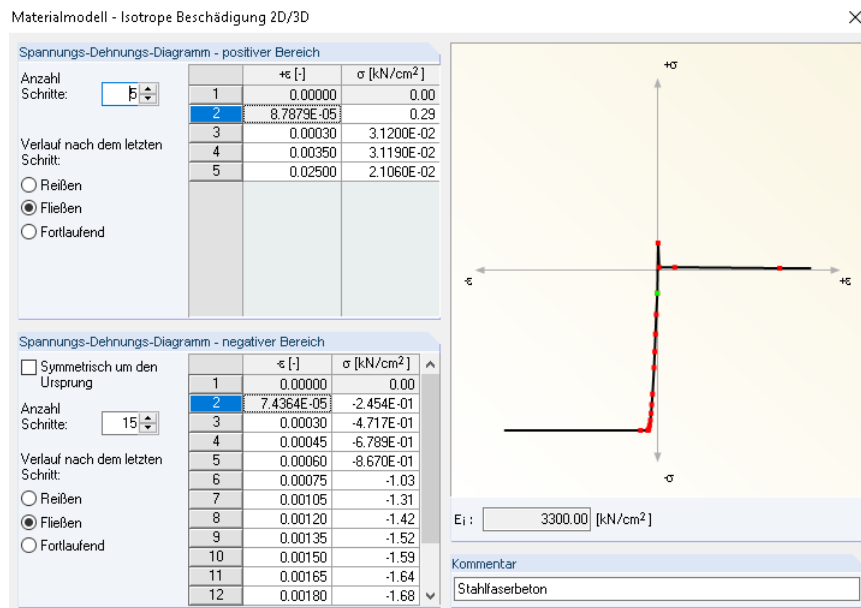


Bild 122: Diagramm Materialmodell Schädigung in [15]

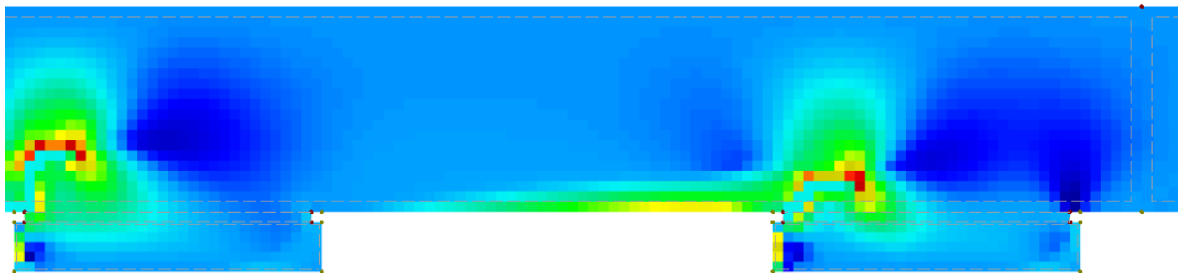


Bild 123: Schubrisse in Betonnocken

Mit dem Materialmodell Schädigung wird die definierte Grenzverformung mit einem Lastfaktor von 1,9 erreicht. Der nichtlineare Bereich beginnt bei einem Lastfaktor von 1,2. Die maximale Verformung beträgt 48mm.

Die Ergebnisse werden für die Laststufe 2 in allen Modellen aufgeführt. Damit bleiben die Werte vergleichbar.

Im Diagramm Bild 124 ist die Vergrößerung der Verformung nach Materialmodell getrennt aufgeführt.

Die Verformung der Struktur nimmt bei gleicher Last immer weiter zu. Durch die Umlagerung der Spannungen wird das System folglich immer weicher.

6.6 Variation der Kerfenneigung

Zum Abschluß der FEM-Untersuchung wird die Kerfенflanke um 18° nach innen geneigt. Die Modellierung des Systems wird nicht verändert. Es erfolgt eine Analyse des Modells mit linearen Materialmodellen aber Kontaktkopplungen analog zur vorigen Analyse und

Modell	40mm	max. LS	u [mm]	NL LS	Beton [kN/cm^2]		Holz [kN/cm^2]	
					σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Linear	ja	3,42	23,4	-	-1,17	0,21	0,25	0,71
Plastisch	ja	2,36	30,3	1,01	-0,87	-0,16	0,13	0,89
Geschädigt	ja	2,2	38	1,04	-0,78	-0,07	0,17	0,98

Tabelle 35: Vergleich der Materialmodelle (Theorie I. Ordnung)

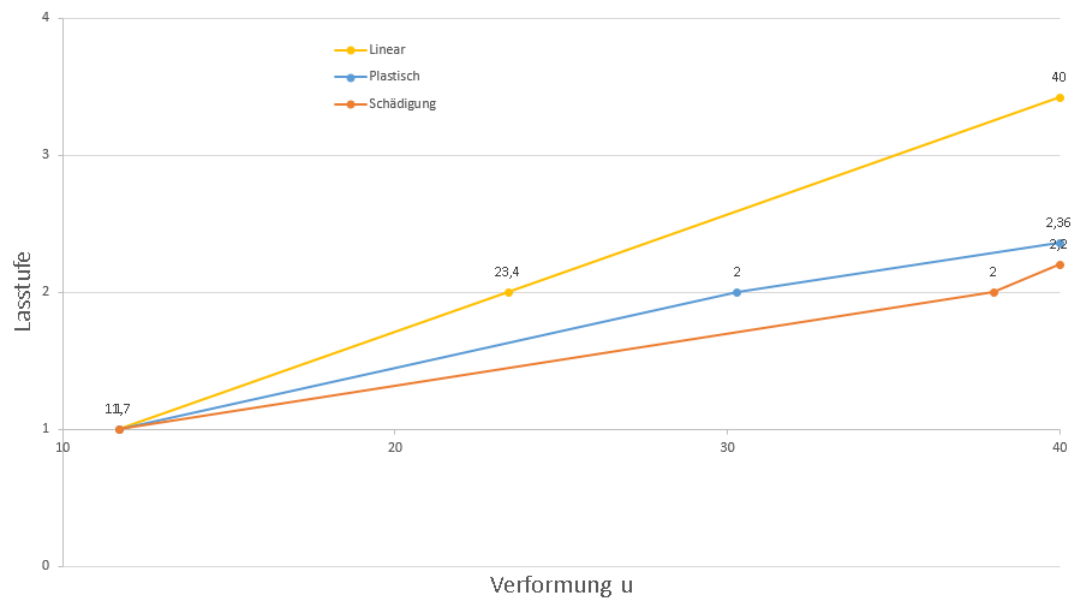


Bild 124: Erhöhung der Verformung bei gleicher Last (vertikale Kerven)

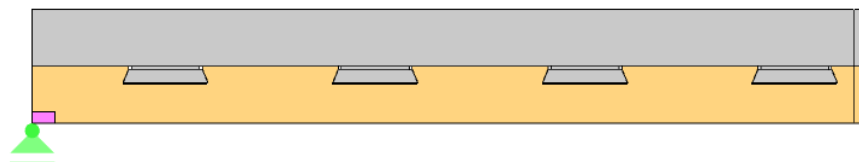


Bild 125: Geneigte Kervenflanken

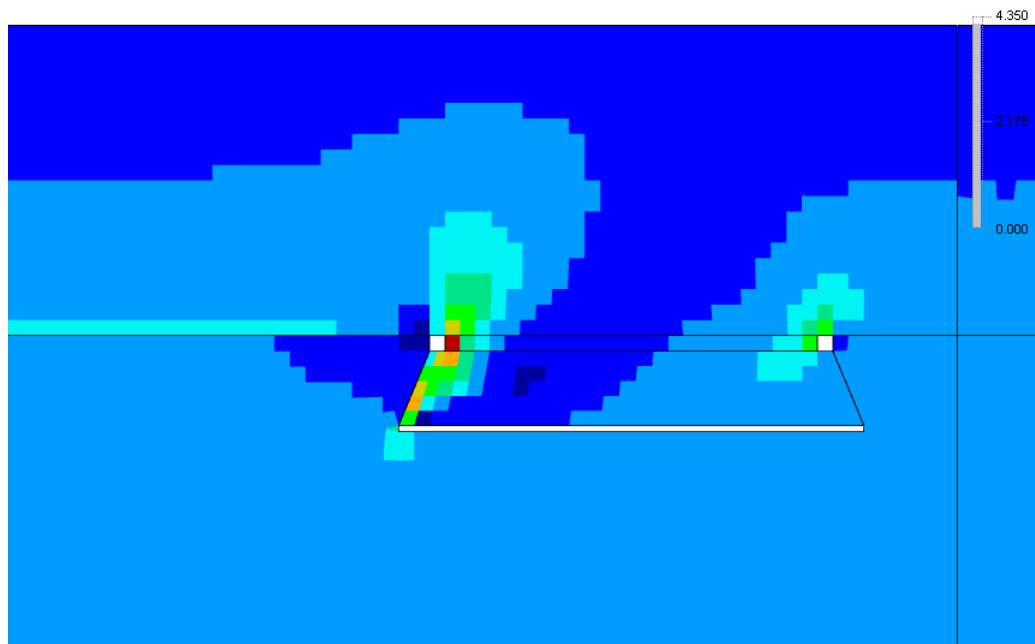
eine Analyse mit dem Materialmodell Schädigung. Die Belastung erfolgt einheitlich mit $1kN/m$. Die Abbruchbedingung wird mit $30mm$ festgelegt. $\Delta k = 0,05$. Alle anderen Einstellungen bleiben unverändert. Es wird mit einer nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung großer Verformungen gerechnet.

Materialmodell Linear:

Mit dem linearen Materialmodell ergibt sich eine maximale Verformung von $8,2mm$. Die Spannungen in Feldmitte liegen auf vergleichbaren Niveau zu vertikalen Kervennneigungen. Die Querspannungen im Holz liegen nahe null da die Kräfte über Druck in das Holz eingeleitet werden. Der Beton erfährt relative hohe Zugspannungen an der Kervenflanke (Bild 126). Das abheben des Betonquerschnitts wird durch die Kerven vermieden.

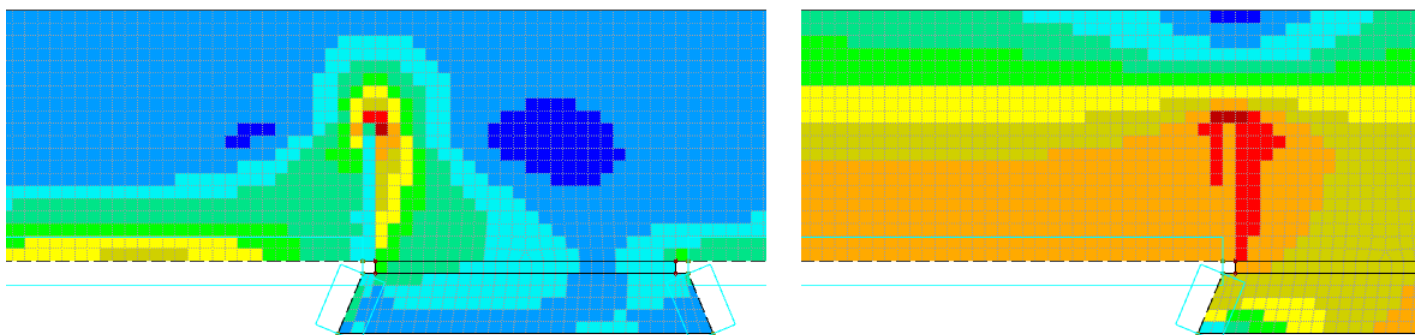
Materialmodell Schädigung:

Mit dem Materialmodell Schädigung ergibt sich eine Verformung von $30mm$. Das defi-

**Bild 126:** Zugspannungen an Kervenflanke

nierte Maximum wird erreicht. Auch hier liegen die kritischen Spannungen im Betonquerschnitt während im Holz nur sehr geringen kritische Querspannungen entstehen.

	max. Laststufe	u [mm]	Beton [kN/cm^2]		Holz [kN/cm^2]	
			τ_{xy}	σ_y (Querzug)	τ_{xy}	σ_y (Querzug)
Linear	4,35	8,2	0,13	0,5	0,09	0,11
Geschädigt	4	30	0,09	0,22	0,09	0,17

Tabelle 36: Ergebnisse Kerve geneigt**Bild 127:** Zugspannungen $\sigma_{1/2}$ Modell Schädigung

Mit den Bilder 127 und 128 wird der Effekt des Materialmodells Schädigung gezeigt. Mit dem linearen Materialmodell werden die Zugspannungen im Beton im ersten Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

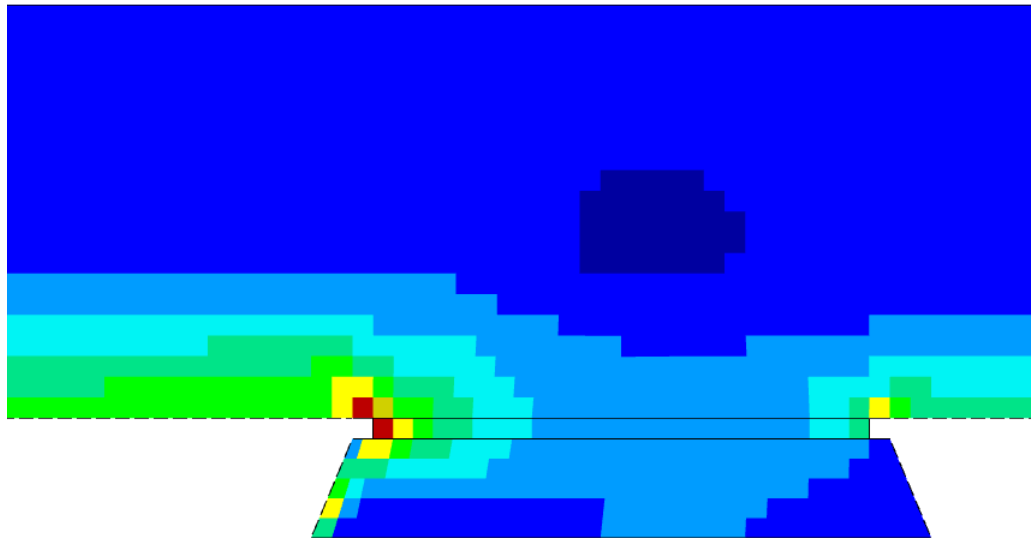


Bild 128: Zugspannungen $\sigma_{1/2}$ Modell Schublos

Element extremal mit $0,50 \text{ kN/cm}^2$. Der Querschnitt reißt jedoch nicht auf. Dies ist auch der Grund weshalb die Verformung des linearen Modells lediglich 8,2mm betragen anstelle der 30mm des Materialmodells Schädigung.

Im Bild 127 ist das nahezu komplette Aufreißen des Querschnitts dargestellt. Da sich keine Risse ergeben können, wird die Verzerrung der Elemente sehr groß. Die Dehnung liegt im Lastschritt 3,95 unterhalb der Grenze von $\varepsilon = 0,25\%$. Mit der nächsthöheren Stufe versagt das System.

6.7 Schwingungsnachweis

Mit den Methoden des γ -Verfahrens (geschraubt und Schubkerve), der Methode nach Rautenstrauch und dem FEM Modell mit Kontaktausfall (schubloser Verbund) wird für eine identische Belastung ein Schwingungsnachweis gemäß Kapitel 4.5.3 durchgeführt. Das Materialmodell wird hierbei linear elastisch gemäß Punkt 2 in Kapitel 6.5 gewählt. Als Belastung wird der Lastfall Eigengewicht gewählt. Bei dem FEM Modell wird zwar ein lineares Materialmodell gewählt allerdings bringen die Kontaktkopplungen eine strukturell bedingte Nichtlinearität in die Berechnung. Hierfür wurde in [15] die erste Versagensform aus dem Lastfall 1 zur Analyse der Eigenschwingungen gewählt. Hiermit wird folglich im ersten Schritt die Nichtlinearität berücksichtigt.

Grenzwerte:

$$\begin{aligned} f_{\min} &= 4,5 [\text{Hz}] \\ f_{\text{grenz}} &= 8,0 [\text{Hz}] \\ a_{\text{grenz}} &= 0,1 \text{ m/s}^2 \\ w_{\text{grenz}} &= 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Die Schwingungsanalyse spiegelt die Ergebnisse der bisherigen Berechnung wieder. Für den Zeitpunkt $t=0$ kann der Nachweis mit fast allen Berechnungsmodellen geführt werden. Lediglich im Modell nach [19] kann das Steifigkeitskriterium nicht eingehalten

	f_e	$< f_{\text{grenz}}$	$> f_{\text{min}}$	a	$a < a_{\text{grenz}}$	w	$w(2kN) < w_{\text{grenz}}$
t=0	7,63	ja	ja	0,06	ja	0,4	ja ✓
t=3	5,02	ja	ja	0,09	ja	0,8	ja ✓
$t = \infty$	4,67	ja	ja	0,11	nein	Nachweis nicht erfüllt	

Tabelle 37: Schwingungsanalyse γ -Verfahren Schrauben

	f_e [Hz]	$\leq f_{grenz}$	$\geq f_{min}$	a	$a \leq a_{grenz}$	w	$w(2kN) \leq w_{grenz}$
t=0	7,40	ja	ja	0,099	ja	0,7mm	ja ✓
t=3	4,64	ja	ja	0,5	nein	Nachweis nicht erfüllt	
$t = \infty$	4,36	ja	nein		Nachweis nicht erfüllt		

Tabelle 38: Schwingungsanalyse γ -Verfahren

	f_e	$\leq f_{grenz}$	$\geq f_{min}$	a	$a \leq a_{grenz}$	w	$w(2kN) \leq w_{grenz}$
t=0	6,8	ja	ja	0,13	nein	Nachweis nicht erfüllt	
t=3	4,3	ja	nein		Nachweis nicht erfüllt		
$t = \infty$	4,1	ja	nein		Nachweis nicht erfüllt		

Tabelle 39: Schwingungsanalyse Rautenstrauch

	f_e	$\leq f_{grenz}$	$\geq f_{min}$	a	$a \leq a_{grenz}$	w	$w(2kN) \leq w_{grenz}$
t=0	7,3	ja	ja	0,1	ja	0,7	nein
t=3	4,5	ja	ja	0,2	nein	Nachweis nicht erfüllt	
$t = \infty$	4,3	ja	nein		Nachweis nicht erfüllt		

Tabelle 40: Schwingungsanalyse FEM

werden. Für alle anderen Zeitpunkte kann der Nachweis mit allen Modellen nicht erfüllt werden. Bei den geschraubtem Modell ist auch mit einem auf 30cm vergrößerten Querschnitt der Nachweis mit $t = \infty$ nicht zu führen. Für t=3-7Jahre wird er jedoch eingehalten.

Die Ergebnisse des FEM Modells liegen in der Mitte der Stabmodelle. Allerdings wurde hier die Nichtlinearität des Materials nicht berücksichtigt was darauf hindeutet, dass die Steifigkeiten mit dem Modell nach [19] realistischer abgebildet werden.

Der Durchbiegungsnachweis war bei nahezu allen zeitabhängigen Berechnungen der Modelle erfüllt. Der Schwingungsnachweis ist der Bemessungsrelevante Nachweis bei weitgespannten Tragwerken.

Für den geschraubten stark vergrößerten Querschnitt könnte der Nachweis unter Zugrundelegung der Massen des Estrichs eventuell noch eingehalten werden.

7 Kosten-Nutzen Vergleich

Für das durchgerechnete Beispiel im Kapitel 6 wird eine Kostenanalyse für die Ausführung als klassische Zimmermannsmäßige Holzbalkendecke und als HBV-Decke aufgestellt. Die HBV-Decke wird dabei mit SFB betoniert. als Schubverbinder kommen zum einen schräg eingedrehte Schrauben auf einer Holzbalkendecke und Schubkerven in einer Brettstapeldecke zum Einsatz. Bei der geschraubten Decke ist aufgrund der hohen Zugspannungen im Beton eine Ausführung in Stahlfaserbeton nicht mehr wirtschaftlich. Der Faseranteil müsste zu stark erhöht werden. Daher wird hier auf einen bewehrten Beton zurückgegriffen.

Die Kostenvoranschläge zur Auflistung befinden sich in den Anhängen F-G.

		Volumen	€/m ³ (Holz)	Preis [€]
Holz Hauptträger	14/28 GL28c	2,98 m ³	650	1937
Holz Nebenträger	10/28 C24	2,05 m ³	420	861
OSB				1000
VBM				300
Summe				4098

Tabelle 41: Holzbalkendecke h=30,5cm

Für die Brettstapeldecke ist der Kostenvoranschlag dahingehend als nicht vollständig anzusehen, da kein Hersteller gefunden werden konnte, der die Kerven im Werk vorfertigt. Diese müssen nach Aussage der Hersteller bauseits eingefräst werden. Daher wurde bei allen Vergleichsdecken lediglich die Materialpreise verglichen. Der Stahlfaserbeton beinhaltet allerdings bereits den fertigen Preis inklusive der Kosten zur Einbringung des Betons (Pumpe etc.). Bei dem Beispiel 2 ist die Ersparnis durch den Stahlfaserbeton als noch höher einzustufen, da hier eine Abstufung des Betons (Abschalen) ausgeführt wurde. Mit Stahlfaserbeton konnte das kostenneutral durchgeführt werden. Mit bewehrtem Beton hätte hier ein relativ aufwendiger Bewehrungskorb ausgeführt werden müssen (vgl. Bild 129).

Bei der geschraubten Decke wurde der Abstand der Schrauben auf den nicht so stark ausgelasteten Nebenträgern auf 30cm erhöht. Die Schrauben werden paarweise gekreuzt eingebracht. Für die gesamte Decke werden 1500 Schrauben benötigt.

		Menge	€/m ³ /Stück	Preis [€]
Holz Hauptträger	14/16 C24	1,70 m ³	420	714,0
Holz Nebenträger	10/16 C24	1,17 m ³	420	491,4
Beton C30/37	h=9cm A=95m ²	8,55 m ³	147	1256,9
Schrauben	ASSY VG 8x160	1512 Stück	0,732 €/St	1106,8
VBM				300,0
Summe				3869,0

Tabelle 42: Geschraubte Decke h=25cm

Analog verhält es sich für den bewehrten Beton. Die 147/m³ sind inklusive der verlegten Bewehrung.

Auch bei der Holzbalkendecke sind die aufgelisteten Preise vom Aufwand zur Montage bereinigt dargestellt. Im Anhang G ist jedoch auch der fertige Kostenvoranschlag von Schubkerven und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

5300€ aufgeführt.

Abgesehen vom Aufwand zur Einbringung der Schrauben ist der geschraubte HBV-Querschnitt somit am wirtschaftlichsten. Es ist auch der einzige Querschnitt bei dem mit vertretbarem Aufwand der Schwingungsnachweis eingehalten werden konnte.

Die Brettstapeldecke dürfte wirtschaftlicher werden, wenn die Zeit zur Einbringung der Schrauben mit eingerechnet wird. Der Beton ist nicht maßgebend. Die Ersparnis liegt bei 500€. Bei größeren Volumen könnte es dennoch interessanter sein auf eine Stahlfaserbetondecke anstelle einer bewehrten Decke zurückzugreifen.

		Menge	€/m ³ /Stück	Preis [€]
Holz	GL24h A=95m ² h=0,1	9,50 m ³	611	5804,5
Holz Nebenträger	10/24 C24	0,13 m ³	420	54,6
Beton C30/37	h=9cm A=95m ²	9 m ²	100	855,0
VBM				100,0
Summe				6814,1

Tabelle 43: Brettstapeldecke h=20cm

Für das geplante Bauvorhaben im Beispiel 2 und 3 der Kapitel 3 kam für die Bodenplatte eine Stahlfaserbetonbodenplatte zum Einsatz. Die Ersparnis liegt nach Abschluss bei 1800€. Es sei jedoch angemerkt, dass der planerische Aufwand höher war. Viele ausführende Firmen und Betonwerke sind mit dem Material Stahlfaserbeton noch nicht so vertraut. Für die Decke des Beispiels kommt eine geschraubte Decke klassisch bewehrt



Bild 129: Ausgeführte Bodenplatte (Beispiel 2 Kapitel 3)

zum Einsatz. Diese Entscheidung wurde aufgrund der höheren Qualität gegenüber einer Holzbalkendecke getroffen.

8 Fazit

Die Bemessung mit Stahlfaserbeton ist sehr aufwendig, auch weil es an geeigneten einfachen Bemessungsregeln und Programmen fehlt.

Der Werkstoff Stahlfaserbeton ist sehr komplex aber eine bewehrte Stahlbetondecke ist auch kein einfaches Bauteil. Hier haben sich aber über die Jahre einfache Regeln durchgesetzt, die eine schnelle und sichere Bemessung des Werkstoffs ermöglichen. Dies sollte auch für Stahlfaserbeton erfolgen.

Insbesondere beim zuerst analysierten Durchlaufträger ist der Ansatz aus dem [4] zu unwirtschaftlich. Bei einer klassischen Stahlbetondecke welche hier nicht untersucht wurde, wird den hohen Zugspannungen über dem Stützmoment auch nicht in dieser Form Rechnung getragen.

Die Reduzierung der Festigkeiten des Stahlfaserbetons nach der [10] erscheint dem Autor sehr konservativ.

Das Verbundmittel Schubkerve ist eine sehr schubsteife Verbindung welche sich eigentlich optimal zur Vorfertigung im Werk eignen würde. Die Forschungen im Bereich Holz-Beton-Verbund richten sich jedoch sehr häufig auf Verbundanker aus Metall (Schrauben oder Bleche). Eine These hierzu ist, dass es sich bei den Herstellern der Metallanker um größere Industriebetriebe handelt, die mehr Möglichkeiten haben in Forschung und Entwicklung ihrer Produkte zu investieren. Bei den Anwendern der Ausführung als Schubkerve handelt es sich meistens um kleinere Betriebe welche weniger Mittel in die Forschung stecken können.

Die Analyse des Trägers mit der Methode der FEM liefert für das Materialmodell Schädigung ein plausibles Ergebnis. Im Bereich der Kerven sind Querkugsicherungen notwendig. Die These am Anfang dieser Arbeit ist damit widerlegt. Bei höheren Belastungen ist unter Berücksichtigung eines Zuwachses der Schnittgrößen aus den Druckkräften eine Sicherung notwendig. Es zeigte sich aber, dass die Sicherung auch aus positiv geneigten Kerven bestehen kann. Hiermit werden sehr hohe Tragfähigkeiten berechnet. Lineares Materialverhalten vorausgesetzt war keine höhere Verformung als 8,2mm zu erreichen. Die Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens ist hier folglich sehr wichtig.

Die Verbindung mit positiv geneigten Kerven ist sehr steif. Allerdings ist das Einbringen des Betons in den hinteren Bereich der Kerve von vielen Unwägbarkeiten abhängig. Nach Abschluss der Betonage kann dieser Bereich nicht analysiert werden. Von daher erfordert diese Ausführung sicherlich noch weitergehende Untersuchungen und auch Tests.

Die Querkugspannungen des Holzquerschnitts lagen in allen Analysen im unkritischen Bereich. Hinsichtlich einer kompletten Analyse könnte aber zumindest für die geneigten Kerven noch eine weitere Rissformulierung in den FE-Modellen integriert werden. In den kritischen Bereichen könnte hierzu eine Freigabe wie sie beim schublosen Verbund des Querschnitts eingeführt wurde implementiert werden.

Diese Untersuchung könnte aber auch an einem realen Test durchgeführt werden. Bei den FE-Modellen könnte mit dieser weiteren Implementierung die aktuellen Rechnerkapazitäten erreicht werden. Auch mit den hier durchgeführten Berechnungen war dieser Aufwand recht hoch mit teilweise bis zu 2 Tage dauernden Berechnungen und bis zu 30GB großen Modellen.

Die Ergebnisse hieraus sind aber plausibel und können in dieser Form direkt für weitere Parameterstudien adaptiert werden.

Bei den analysierten Bemessungsmethoden zeigt sich das γ -Verfahren als relativ steif. Dieser Effekt könnte über eine Variation der Vorfaktoren im Bemessungsmodell verbessert werden. Generell ist es aber fraglich ob diese Methode eine zuverlässige Analyse

bieten kann. Für den zuerst analysierten Durchlaufträger ist das Verfahren nur unzureichend in der Literatur analysiert so dass eine Bemessung auf dieser Grundlage für statisch unbestimmte Systeme nicht durchgeführt werden sollte.

Das Modell nach Rautenstrauch ist ein wenig zu schubweich. Auch dieser Effekt könnte über entsprechende Faktoren korrigiert werden. Generell bietet diese Methode aber die zuverlässigste und auf der sicheren Seite liegende Analyse mittels Stabmodellen. Auch ergibt sich hier die direkte Möglichkeit Nichtlinearitäten im Beton oder Holzquerschnitt besser zu erfassen.

Nachteilig ist, dass der Modellierungsaufwand für ein solches Modell recht hoch ist. In ein dreidimensionales Berechnungsmodell lässt sich der zerlegte Querschnitt überhaupt nicht einfügen.

Eine denkbare Lösung dem Ingenieur die Arbeit mit Holz-Beton-Verbund Querschnitten zu erleichtern könnte sein die Definition in einer dreidimensionalen Berechnung über ein modifiziertes γ -Verfahren durchzuführen. Die damit ermittelten Schnittgrößen könnten in einer Detailuntersuchung mit dem Modell nach Rautenstrauch durchgeführt werden.

Ein Anschluss der Verbundkräfte über Schubfugen ist wirtschaftlich und sicher. Die häufig verwendeten Querkzugverstärkungen sind nicht notwendig.

Stahlfaserbeton ist lediglich zur Verbesserung des Tragverhaltens bei der Nachrissfestigkeit an den Schubkernen bzw. Betonnocken wirtschaftlich. Auf die Bewehrung komplett zu verzichten ist mit den aktuellen Bemessungsmöglichkeiten nicht wirtschaftlich. Die FE-Analyse zeigt aber, dass die Bemessung damit zu konservativ ist.

Literatur

- [1] *DIN 1052:2004-08*. Beuth Verlag.
- [2] *DIN EN 1992-1-1*. Beuth Verlag.
- [3] *DIN EN 1993-1-1 - DIN EN 1993-1-8*. Beuth Verlag.
- [4] *DIN EN 1994-1-1*. Beuth Verlag.
- [5] *DIN EN 1995-1-1:2013*. Beuth Verlag.
- [6] *DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08*. Beuth Verlag.
- [7] *EN 1995-1-3*. CEN Working draft.
- [8] *Stahlfaserbeton: Elastoplastisches Materialgesetz - Berechnungsmodelle - Versuche*. Dipl.-Ing. Bernhard Thomée, Prof. Dr.-Ing. Karl Schikora.
- [9] *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Würth ASSY plus VG Schrauben als Verbindungsmittel für HBV-Konstruktionen*. Deutsches Institut für Bautechnik, 2012.
- [10] *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. DAfStb, 2012.
- [11] *MatLab R2013a Studentenversion*. MathWorks inc., 2013.
- [12] *Vorlesungsskript Festkörpermechanik*. Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik, Gottfried Wilhelm Leibniz Universität, Prof. Dr.-Ing. U. Nackenhorst, 2015.
- [13] *INCA 2.90*. Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer, 2016.
- [14] *Vorlesungsskript Finite Element Anwendungen in Statik und Dynamik*. Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik, Gottfried Wilhelm Leibniz Universität, Prof. Dr.-Ing.habil. R. Rolfes, 2016.
- [15] *RFEM 5.10*. Dlubal Software GmbH, 2017.
- [16] *RFEM 8.10*. Dlubal Software GmbH, 2017.
- [17] *Wikipedia Holzverbindung*. <https://de.wikipedia.org/wiki/Holzverbindung>, 2017.
- [18] Kenel A. *Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen; Forschungs- und Arbeitsbericht*. EMPA Abteilung Holz, 2000.
- [19] Prof.Dr.-Ing.K.Rautenstrauch Dipl.-Ing.M.Grosse Dipl.-Ing.S.Lehmann Dipl.-Ing.R.Hartnack. *Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken*. Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2003.
- [20] H.J. Blaß J.Ehlbeck H.Kreuzinger G.Steck. *Erläuterungen zu DIN1052:2004-08*. Informationsdienst Holz.
- [21] H.Altенbach. *Kontinuumsmechanik – Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen*. 3. Auflage, Springer Verlag, 2015.

- [22] Dr.-Ing. A. Hürkamp. *Micro-Mechanically Based Damage Analysis of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete Structures with Uncertainties*. Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik, Gottfried Wilhelm Leibniz Universität, Prof. Dr.-Ing. U. Nackenhorst, 2013.
- [23] Stephane Grange Jacky Mazars, Francois Hamon. *A new 3D damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings*. 2014.
- [24] Rui Faria Jian Ying Wu, Jie Li. *An energy release rate-based plastic-damage model for concrete*. 2005.
- [25] Pirmin Jung. *Pirmin Jung - Projekte*. <http://www.pirminjung.ch/projekte/>, 2017.
- [26] Klaus Holschemacher Ricky Selle Jörg Schmidt Hubertus Kieslich. *Holz-Beton-Verbund, Fachbeitrag im BetonKalender 2013*. Ernst Sohn GmbH Co. KG., 2013.
- [27] Andrea Frangi Lorenzo Boccadoro. *Duktile Holz-Beton-Verbunddecke aus Buchen-funierschichtholz*. ETH-Zürich, 2017.
- [28] Dr.-Ing. Birgit Christiane Michelfelder. *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2006.
- [29] Ulrike Kuhlmann Jörg Schänzlin Birgit Michelfelder. *Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken*. Beton- und Stahlbetonbau Heft 4, 2004.
- [30] Dr.-Ing. Torsten Müller. *Dissertation Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Stahlfaserbeton und betonstahlbewehrtem Stahlfaserbeton unter Berücksichtigung des Einflusses von Stahlfaserart und Betonzusammensetzung*. Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät der Universität Leipzig, 2014.
- [31] Prof. Dipl.-Ing. Andreas Müller. *Holz-Beton-Verbundsysteme - Überblick und Ausblick*. Fachhochschule Biel, 2013.
- [32] Dipl.-Ing.(FH)Dr. Gerlind Schubert M.Sc. *Manufacture, Characterisation and Modelling of Magneto-Rheological Elastomers*. School of Engineering College of Science and Engineering University of Glasgow Scotland, 2014.
- [33] Prof.Dr.-Ing.habil.Peter Mark Peter Heek M.Sc. *Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen*. 2013.
- [34] Dr.-Ing. Johann M. Pravida. *Dissertation Zur nichtlinearen adaptiven Finite-Element-Analyse*. Lehrstuhl für Statik der Technischen Universität München, 1999.
- [35] Prof. Dr. Ing. Patricia Hamm; Dipl.-Ing. Antje Richter. *Bemessungs- und Konstruktionsregeln zum Schwingungsnachweis*.
- [36] Dr.-Ing. Antje Simon. *Dissertation Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Bauhaus Universität Weimar, 2008.
- [37] Dr.-Ing.L.Goedde M.Sc.P. Heek Prof.Dr.-Ing.habil.P.Mark Dr.-Ing. M. Strack. *Stahlfaserbeton, Fachbeitrag in Stahlbetonbau Beispiele aus Bemessung Konstruktion und Ausführung*. Beuth Verlag GmbH, 2017.

Abbildungsverzeichnis

1	BV Bachwilmatte Entlebuch [25]	4
2	Querschnittsaufbau	5
3	BV Rumberg Blockbau	6
4	Kinematische Beziehung Referenz- Momentankonfiguration (rechts)(Quelle [12])	7
5	Beziehung Deformationsgradient am Flächenelement(Quelle [12])	8
6	Spannungs-Dehnungs-Diagramm Stahl)(aus [12])	12
7	a)Isotrope, b)Kinematische c) gemischte Verfestigung (aus [34])	13
8	Linear elastisch; ideal plastisch)(aus [12])	13
9	elastisch-plastische Verformung; spröde Schädigung; duktile Schädigung(Quelle [12])	15
10	Mikromechanische Interpretation eines Makroskopen Teilchens(aus [12])	16
11	Geometrische Darstellung der Fließfläche(Quelle [12])	18
12	Ablaufschema Newton-Raphson-Iteration	20
13	Newton-Raphson-Iteration	21
14	Last-Verformungspfad mit Newton-Raphson-Iteration (Quelle [14])	22
15	Radial Return Mapping Algorithmus(Quelle [12])	23
16	Material Dialog Isotropic Damage 2D/3D	24
17	Lineare Zwischenpunkte eingefügt.	24
18	Abstand der Tangenten	25
19	Ablaufdiagramm des Materialmodells Schädigung	26
20	Beispiel Spannung- Dehnung.	28
21	Linkes Diagramm besser als rechtes (Qualitativ).	28
22	Kontrolle der Lastinkremente	29
23	Lastfaktor 1,54 erreicht die Schädigung.	29
24	Spannungs-Dehnungs-Diagramm (manuell)	30
25	Links isotrop plastisches, rechts Schädigungsverhalten	31
26	System Kragarm	31
27	Lastfaktor 3 mit plastisch isotropen Materialmodell Kragarm	33
28	Geändertes Diagramm. Links Schädigung, rechts plastisch	33
29	Zug in LK1 1	34
30	Stahlfasern (aus [33])	35
31	Aktivierung der Nachrisszugfestigkeit (aus [22])	36
32	Über- und unterkritischer Fasergehalt (Quelle [8])	36
33	Tragverhalten von SFB unter Biegezugbeanspruchung(Quelle [30])	39
34	Orientierung der Fasern/Übertragung über Rissufer(Quelle [30] und [22])	39
35	Last-Verschiebungs-Kurven für Fasern mit und ohne Endhaken(Quelle [30])	41
36	Ermittlung NRBZ (monotoner Verlauf)(Quelle [10])	42
37	Beispiel zur Ermittlung von Leistungsklassen(Quelle [37])	43
38	Leistungsklassen mit Grundwerten der zentrischen Nachrisszugfestigkeit(Quelle [10])	44
39	Konzentration der Fasern im Kervenbereich durch Betonierrichtung	44
40	Spannungs-Dehnungs-Linien (SDL) gemäß[10](Quelle:[30])	46
41	Dehn- und Spannungsgrenzen(Quelle:[2])	47
42	Zusätzliches Moment aus Schwinden	49
43	Effekte Schwinden(Quelle:[29])	50
44	Formschluss (behindert durch Kontakt)	51

45	Kraftschluss (aus [17])	52
46	Kervenanschluss mit zweidimensionalen Versagensmoden (aus [20]) . .	52
47	Analysierte Kervenneigungen (vertikal oben, positiv geneigt unten) . . .	53
48	Querzugsicherung bei negativen Kervenneigungen (System Natterer-Hilti)(Quelle [30])	53
49	Orthotropie (Ort-Ursache)	54
50	Schwingungsnachweis (Quelle:[35])	56
51	Ablaufdiagramm aus [35]	57
52	Definition des Zeitverlaufs in [15]	58
53	Tragverhalten HBV. Schubloser-, Schubstarrer-, Schubweicher Verbund (Quelle [31])	59
54	Schnittgrößen am Trägerteil (Quelle [26])	60
55	Kervenabstände (Quelle [28])	62
56	Abweichungen Berechnungsmethoden (Quelle [28])	63
57	Stabmodell(Quelle [28])	64
58	Statisches Ersatzsystem(Quelle [28])	64
59	Reduzierung des Querschnitts(Quelle [4])	65
60	Statisches System	65
61	Querschnitt und Material	65
62	Plan Deckenlage	66
63	Lage Schubkerven	67
64	Schnittgrößen GZT Ergebnissumhüllende. Links Methode a rechts b. . .	75
65	Extremale Verformungen GZG. Ergebnissumhüllende	76
66	Bemessungspunkte in [15]	78
67	Max. Spannungen Methode a langes Feld. Beton in $t=0$ links; Holz $t = 3 - 7J$ rechts. $[kN/cm^2]$	78
68	Max. Spannungen Methode b langes Feld. Beton in $t=0$ links; Holz $t = 3 - 7J$ rechts. $[kN/cm^2]$	79
69	Max. Spannungen Methode b kurzes Feld ($t=0$). $[kN/cm^2]$	79
70	In [13] definierte nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Funktion gemäß [10].	83
71	Verschiebung Spannungsnulllinie QS5	83
72	Lage der Kerven im Einfeldträger	86
73	Zeitabhängige Berücksichtigung des Schwindens	88
74	Schnittgrößen GZT.	90
75	Extremale Verformungen GZG.	90
76	Maximale Spannungen $t=0$ und $t=3-7$ Jahre	91
77	Aufteilung der Spannungen	92
78	Lineare Berechnung Spannungen in [15]	92
79	Definition der Kräfte in [13]	93
80	Dehnungen und Spannungen in [13]	93
81	Querschnitt	95
82	Mitwirkende Breite (Quelle [36])	95
83	Deckenplan	96
84	Schnittgrößen GZT.	97
85	Maximale Biegespannung $t=0$ und $t=3-7$	98
86	Detail der Stabanordnung in [15]	99
87	Definierte zeitabhängige Steifigkeitsstäbe	100
88	Statisches System Rautenstrauch	100
89	Zugkräfte in Kopplungen (in [15])	101
90	Biegemomente GZT.	101

91	Verlauf der Spannungen Beton und Holzquerschnitt	102
92	Extremale Biegespannungen im Beton ($t=0$)	102
93	Verformungen GZG	102
94	Schubverformung im Lagerbereich	103
95	Abnahme der Normalkräfte je Kerbe	103
96	Querkraft Rautenstrauch (halbes System)	104
97	Definition der Kräfte in [13](Rautenstrauch)	105
98	Nichtlinear elastisches Materialmodell 1D	105
99	Spannungen nichtlinear elastischer Berechnung ($t=0$) (links Beton, rechts Holz)	105
100	Anordnung der Kerven im FEM-Modell	106
101	Definition Kontaktbedingung in [15]	107
102	Nichtlinearitätsbedingungen im Modell	109
103	Verformung LK2 $t=0$ lineares FEM Modell	109
104	Schnittgrößen und Normalkräfte LK2 $t=0$	110
105	Querzugkräfte bei schubstarren Verbund $=0$	110
106	Verformung LK2 FEM Modell mit nichtlinearen Kontaktbedingungen .	111
107	Unterschied der Verformung lastabgewandte Kerbe	111
108	Druckübertragung der Schubbeanspruchten Kerbe	112
109	Verformungen der Berechnungsmodelle	112
110	Spannungen $t=0$	113
111	Spannungen $t=3-7$ Jahre	114
112	Spannungen $t=\infty$	114
113	Inkrementelle Belastung	115
114	Materialmodell Isotrop plastisch	116
115	Maximale Verformung der Struktur mit isotrop plastischem Materialmodell (Faktor 1,7)	116
116	Versagen des Tragwerks	117
117	Fließgrenze Betonnocken Modell Plastisch	117
118	Querzug-/ Druckspannungen 4. Schubkerve Modell Plastisch	118
119	Druckversagen Baubuche (Quelle [27])	118
120	Schubspannungen τ_{xy} Modell plastisch	118
121	Spannungs-Dehnungs-Diagramm Excel	119
122	Diagramm Materialmodell Schädigung in [15]	120
123	Schubrisse in Betonnocken	120
124	Erhöhung der Verformung bei gleicher Last (vertikale Kerven)	121
125	Geneigte Kervenflanken	121
126	Zugspannungen an Kervenflanke	122
127	Zugspannungen $\sigma_{1/2}$ Modell Schädigung	122
128	Zugspannungen $\sigma_{1/2}$ Modell Schublos	123
129	Ausgeführte Bodenplatte (Beispiel 2 Kapitel 3)	126
130	Vergleich N.-R. zu Bogenlängenmethode (mit Lotrechter) (Quelle[14] .	160
131	Handskizze zum Ablauf Bogenlängenberechnung bei absteigendem Ast	160
132	Kraft-Verformungspfad in [11]	161
133	Ansicht West	167
134	Grundriss EG	168
135	Deckenbalken	169
136	Dachtragwerk	169
137	Lasten Lastfall 2	207

A Beispiel 1 BV Bachwilmatte Entlebuch

ZEICHNUNGEN

Rain, 28.08.2014

**PIRMIN JUNG**Ingenieure
für Holzbau

PROJEKT	214.2059 - Hofstetter - MFH, Entlebuch
---------	--

POSITIONSPLAN

PLANUNGSPHASE	Ausführung
PROJEKTADRESSE	Bachwilmatte 6162 Entlebuch
AUFTRAGGEBER	Sandra Limacher Hofstetter Dietmar Hofstetter Dorf 28 6162 Entlebuch
VERTEILER	- Betoningenieur: - Architekt: - Holzbauer:
INHALT	- 1x A4 (inkl. Deckblatt) - 3x A3

Erstellt:	Rain, 27. Mai 2014
Letzte Änderung:	Rain, 28. August 2014
Autor:	Dietmar Hofstetter T: 041 459 70 43, dhofstetter@pirminjung.ch
Dateiname:	140821_AUS_Positionsplan.2d

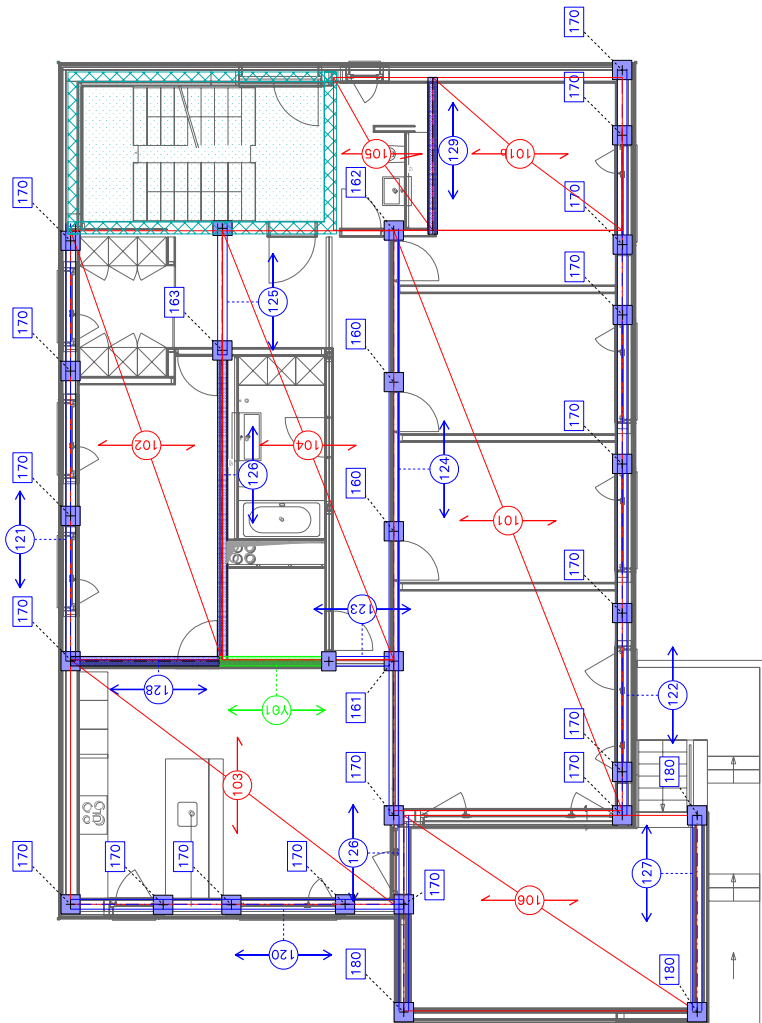
PIRMIN JUNG Ingenieure für Holzbau AG
Grossweid 4, CH - 6026 Rain
T: 041 459 70 40, F: 041 459 70 50
info@pirminjung.ch, www.pirminjung.ch

PROJEKT	214, 2059 - Hofstetter - MFH, Entlebuch
PLAN-NR.	POS,001
PHASE	Ausführung
ERSTELLT	dho/21.08.2014
	MST. 1:100
	REV.

Positionsplan - Erdgeschoss

Grundlage: Planstand Architekt vom 22.07.2014

LEGENDE						
		Linien-Punktlager Last nach unten		Primär-Tragwerk linear		Sekundär-Tragwerk linear
		Linien-Punktlager Last nach oben		Primär-Tragwerk linear (als Überzug)		Sekundär-Tragwerk linear (als Überzug)
		Scheibe horizontal		Sekundär-Tragwerk flächig, axial		Sekundär-Tragwerk flächig, axial
		Scheibe vertikal		Sekundär-Tragwerk flächig, biaxial		Sekundär-Tragwerk flächig, biaxial
		Massivbau Decke				
		Massivbau Wand				



Stoss Wandelement/Unterzug

PROJEKT 214.2059 Hofstetter - MFH, Entlebuch
PLAN-NR. DET.003
PHASE Ausführung MST. 1:10
ERSTELLT dho/29.10.2014 REV.

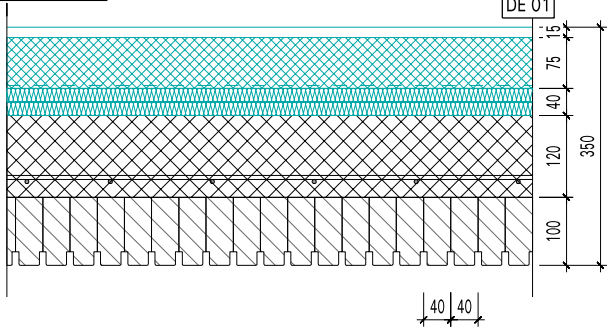


PIRMIN JUNG
Ingenieure
für Holzbau

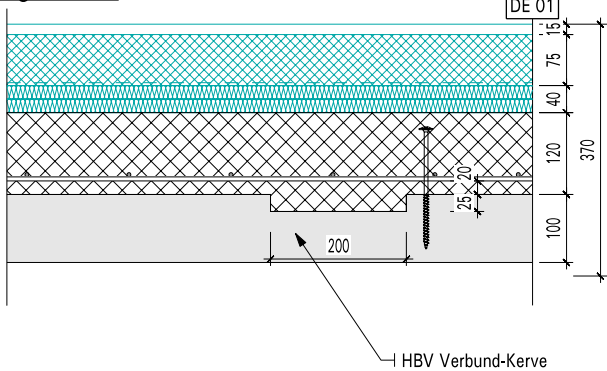
Konstruktionsaufbauten I

VORABZUG

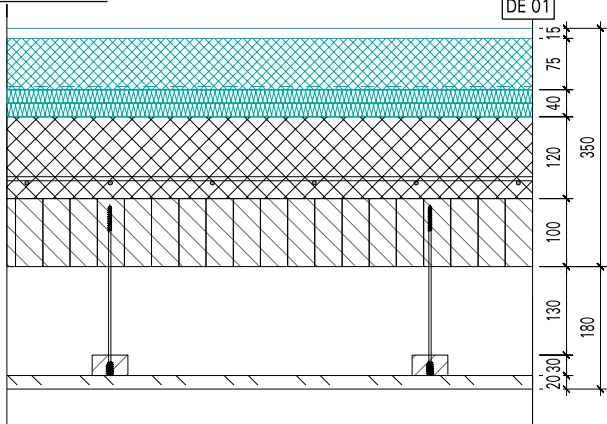
Querschnitt



Längsschnitt



Querschnitt



NAME DE 01 - HBV-Decke - sichtbar		
STATIK tragend und aussteifend	BRAND Tragwerk: R30	Brandabschnitt: EI30
AUFBAU Bodenbelag Zement-UB, 75mm Trittschalldämmung Mineralfaser 20mm Trittschalldämmung EPS 20mm Überbeton (Pumpbeton) C30/37, 120mm mit Schwindbeweh. Brettstapel, C24, 100mm, Behandlung farblos mit UV-Schutz, Falzprofil		
BEMERKUNGEN Farben diffusionsoffen		

NAME DE 02 - HBV-Decke - nicht sichtbar		
STATIK tragend und aussteifend	BRAND Tragwerk: R30	Brandabschnitt: EI30
AUFBAU Bodenbelag Zement-UB, 75mm Trittschalldämmung Mineralfaser 20mm Trittschalldämmung EPS 20mm Überbeton (Pumpbeton) C30/37, 120mm mit Schwindbeweh. Brettstapel, C24, 100mm, Industrie Abgehängte Decke für Haustechnikerschliessung: 130mm(im Licht) Lattenrost 30mm Gipsfaserplatte 18mm		
BEMERKUNGEN Innenputz mineralisch (Lehm oder Kalkputz) Farben diffusionsoffen		

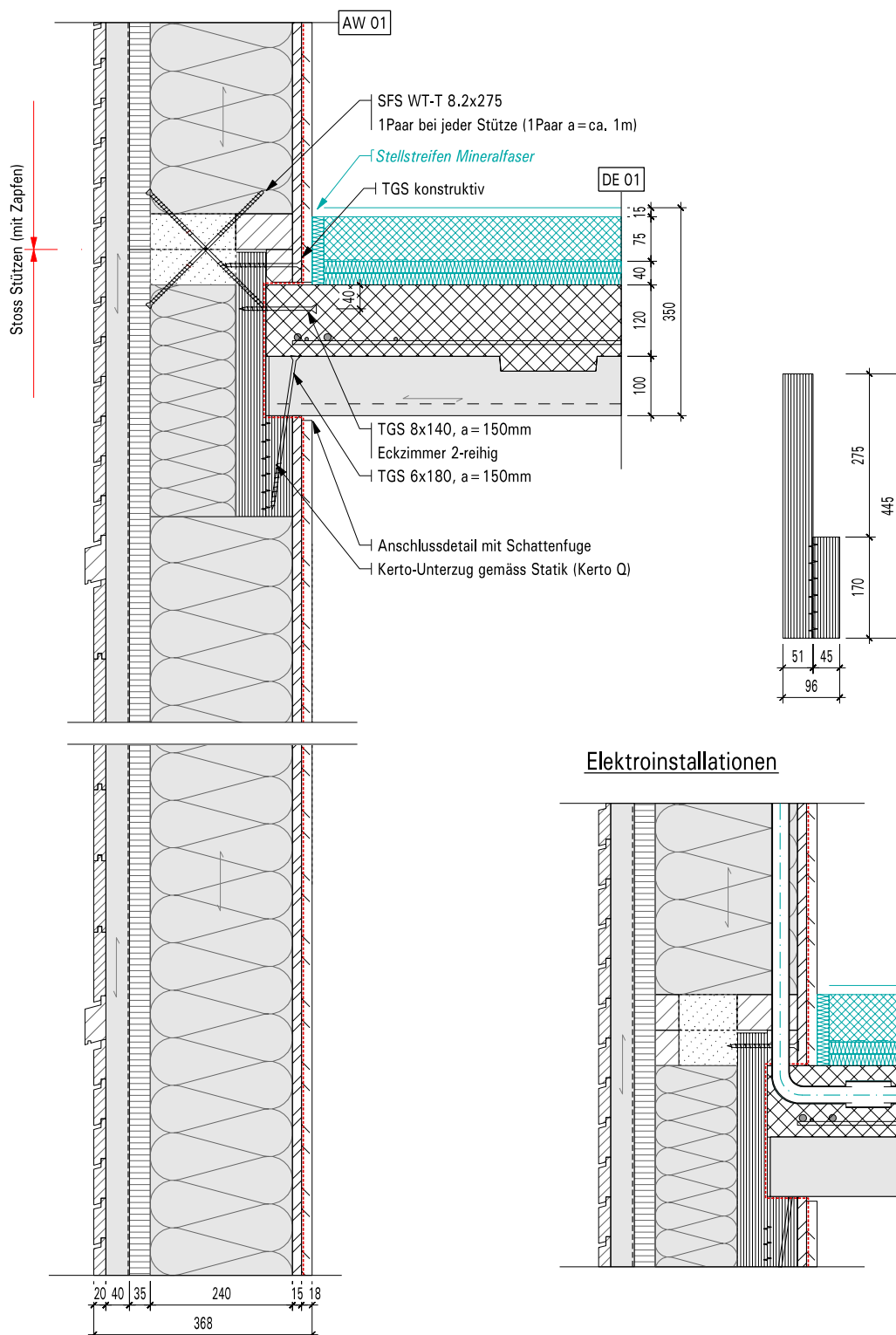
PROJEKT 214.2059 Hofstetter - MFH, Entlebuch
 PLAN-NR. DET.201
 PHASE Ausführung MST. 1:10
 ERSTELLT dho/29.10.2014 REV.



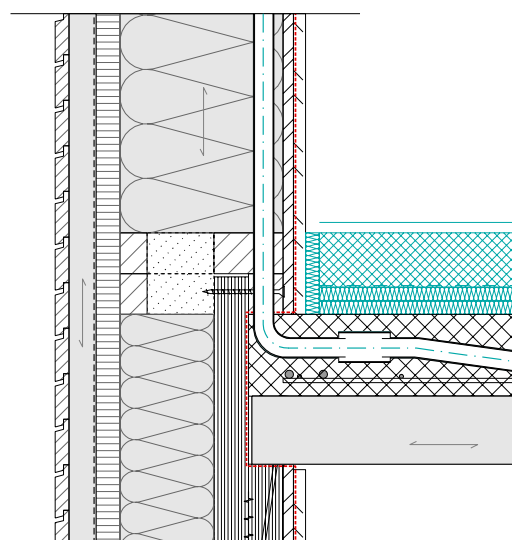
PIRMIN JUNG
 Ingenieure
 für Holzbau

Geschossübergang Aussenwand

VORABZUG



Elektroinstallationen



B Beispiel 2 Industriefußboden aus Stahlfaserbeton



Industrieböden aus Stahlfaserbeton Bemessung nach DIN EN 1922-1-1:2011-01, DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton 2012-11 und DBV - Merkblatt Industriefußböden aus Stahlfaserbeton 2013-07

Projektnummer:	20170010
Bauvorhaben:	Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
Bauteil:	Industriebodenplatte - Bereich Lagerlift
Bauherr:	BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
Auftraggeber:	Goldbeck Süd GmbH, Domagkstraße 1, D-80807 München
Statische Brechnung:	Baustoffprüflabor Müller & Lobisch GmbH, Am Gewerbepark 8, 04860 Süptitz

Diese Berechnung wurde erstellt von:

M.Sc. Dipl.-Ing. Frank Lobisch

Telefon: +49 3421 706596

Fax: +49 3421 706599

Mobil: +49 174 306 3312

E-Mail: support@bpl24.de

Projektnummer: 20170010
Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
Datum: Dienstag, 21. März 2017



Inhaltsverzeichnis

1. Berechnungsparameter	1
2. Materialien	3
2.1 Beton	3
2.2 Stahlfaser	5
3. Querschnittsparameter	7
4. Bodenparameter	7
5. Kombinatorik	8
5.1 Lastfälle	8
5.2 Lastfallkombinationen	12
6. Ergebnisse	13
6.1 Ergebnisse - Gesamt - Grenzzustand der Tragfähigkeit	13
6.2 Ergebnisse - Gesamt - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	16
7. Schlussbemerkungen	20

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



1. Berechnungsparameter

Bemessung erfolgt nach Norm DIN EN 1992-1-1:2011-01
 Bemessung erfolgt nach Richtlinie DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton 2012-11
 Bemessung von Stahlfaserbeton
 Schnittgrößenermittlung erfolgt nach Meyerhof
 Generierung der Bemessungssituationen Automatisch
 Tragfähigkeit Grundkombination

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Gebrauchstauglichkeit

Quasi-ständig

$$E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

DIN EN 1990 : 2010-12

Ständige Einwirkungen	g_G	=	1,35	[-]
Veränderliche Einwirkungen	g_Q	=	1,50	[-]
Temperatur	$g_{Q,T}$	=	1,20	[-]
	γ_0	γ_1	γ_2	
Ständig	1,00	1,00	1,00	[-]
Nutzlasten - Wohn/Aufenthaltsräume	0,70	0,50	0,30	[-]
Nutzlasten - Lagerräume	1,00	0,90	0,80	[-]
Verkehrslasten - Fahrzeuglast = 30 kN	0,70	0,70	0,60	[-]
Verkehrslasten - Fahrzeuglast = 160 kN	0,70	0,50	0,30	[-]
Temperatur	0,60	0,50	0,00	[-]
Sonstige Einwirkungen (Schwinden)	0,80	0,70	0,50	[-]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



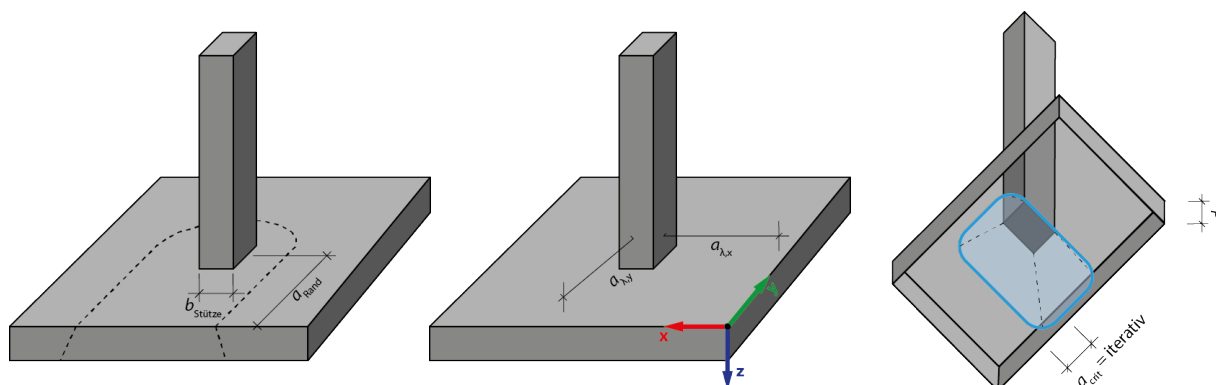
Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Biegung
 Durchstanzen

Detaileinstellungen - Grenzzustand der Tragfähigkeit

Durchstanzen

parallele Seite der Stütze zum Fugenrand	=	b	[-]
zulässige Sohlspannung	S_0	=	150,00 [kN/m ²]
Fundamentüberstand in x - Richtung	$a_{\lambda,x}$	=	0,20 [m]
Fundamentüberstand in y - Richtung	$a_{\lambda,y}$	=	0,20 [m]
Berechnung des kritischen Rundschnitts	=	iterativ	[-]



Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit

Begrenzung der Betondruckspannung
 Begrenzung der Rissbreiten

Detaileinstellungen - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Begrenzung der Betondruckspannung

DIN EN 1992-1-1, NDP 7.2

zulässige Sohlspannung	k_{bd}	=	0,45 [kN/m ²]
zulässige Sohlspannung	$S_{c,max}$	=	-13,50 [kN/m ²]

Begrenzung der Rissbreite

Grenzwert der zulässigen Rissbreite	w_k	=	0,20 [mm]
Nachweis nach 7.3.1			ja [-]
Nachweis nach 7.3.4			ja [-]
Art der Einspannung			Innerer Zwang [-]
verwendeter Zementtyp (Annahme für die Berechnung)			CEM 42,5 N [-]
Alter des Betons in Tagen	T_d	=	3,00 [d]
Nachweis = 28d			ja [-]
Nachweis < 28d			ja [-]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



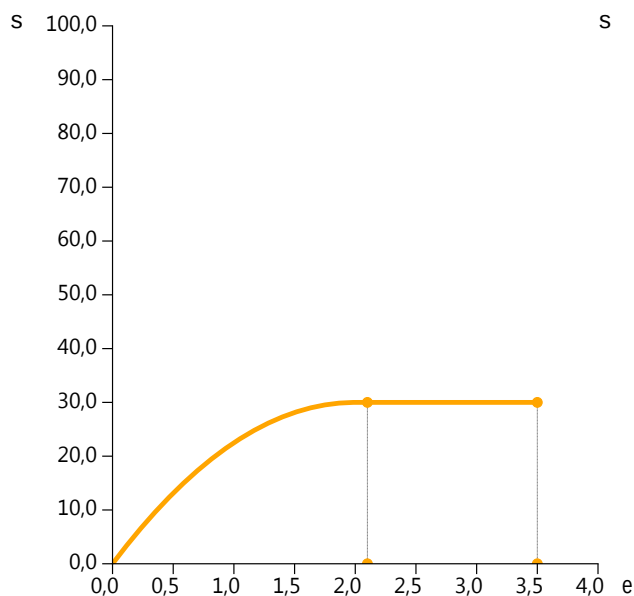
2. Materialien

2.1 Beton

Betonfestigkeitsklasse	=	C30/37	[-]
Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen nach 3.1.6 (NA Parameter)			
Grenzzustand der Tragfähigkeit	$a_{cc,GZT}$	=	1,00 [-]
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$a_{cc,GZG}$	=	1,00 [-]
Teilsicherheitsbeiwerte nach 2.4.2.4 (NA Parameter)			
Grenzzustand der Tragfähigkeit	$\gamma_{c,GZT}$	=	1,50 [-]
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\gamma_{c,GZG}$	=	1,30 [-]
Schnittgrößen nichtlinear nach 5.7			
Grenzzustand der Tragfähigkeit	$\gamma_{R,GZT}$	=	1,40 [-]
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\gamma_{R,GZG}$	=	1,40 [-]
Faktor zur Modifizierung des Beiwertes k der Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren nach 3.1.5	F_{Ecm}	=	1,05 [-]

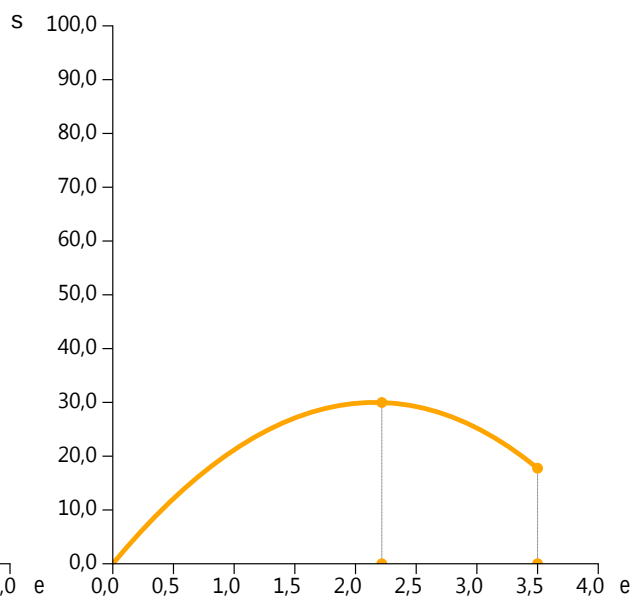
Spannungs-Dehnungs-Funktion im GZT:

Parabel-Rechteck



Spannungs-Dehnungs-Funktion im GZG:

Parabel-Nichtlinear



Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Materialkennwerte Beton nach DIN EN 1992-1-1:2011-01

charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	-30,00	[N/mm ²]
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	-30,00	[N/mm ²]
charakteristische Würfeldruckfestigkeit	$f_{ck,cube}$	-37,00	[N/mm ²]
Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit	f_{cm}	-38,00	[N/mm ²]
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit	f_{ctm}	2,90	[N/mm ²]
Grenzdehnung bei Maximalspannung - Parabel	ϵ_{c1}	-2,16	[‰]
Bruchdehnung - Parabel	ϵ_{cu1}	-3,50	[‰]
Grenzdehnung bei Maximalspannung - Parabel-Rechteck	ϵ_{c2}	-2,00	[‰]
Bruchdehnung - Parabel-Rechteck	ϵ_{cu2}	-3,50	[‰]
Grenzdehnung bei Maximalspannung - Bilinear	ϵ_{c3}	-1,75	[‰]
Bruchdehnung - Bilinear	ϵ_{cu3}	-3,50	[‰]
Exponent der Parabel	n	2,000	[-]
Mittelwert des Elastizitätsmoduls	E_{cm}	32.837	[N/mm ²]
Beiwert - nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Linie	k	1,962	[-]
Beiwert - Bestimmung der Zugfestigkeit	h_1	1,000	[-]
Korrekturfaktor - Elastizitätsmodul	h_E	1,000	[-]
Beiwert - Gesteinsart - Norm-Gestein	$a_{E,g}$	1,000	[-]
Spezifisches Gewicht	g	25,00	[kN/m ³]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



2.2 Stahlfaser

Leistungsklasse L1 / L2 = L 2,1 / 1,8 [-]

Zugfestigkeit des Betons abgemindert ja

Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen nach DAfStb RiLi R.3.6.4

Grenzzustand der Tragfähigkeit $a_{cc,GZT}^f = 0,85$ [-]

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $a_{cc,GZG}^f = 1,00$ [-]

Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb RiLi 2.4.2.4

Grenzzustand der Tragfähigkeit $\gamma_{cc,GZT}^f = 1,25$ [-]

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $\gamma_{cc,GZG}^f = 1,25$ [-]

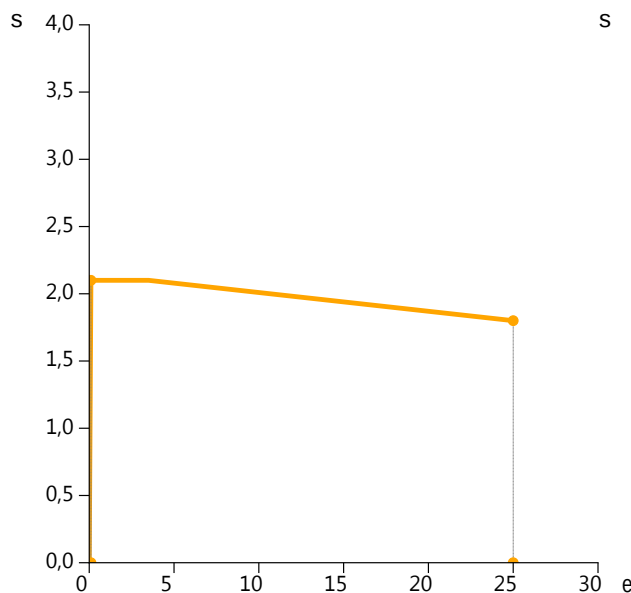
Schnittgrößen nichtlinear nach DAfStb RiLi 5.7

Grenzzustand der Tragfähigkeit $\gamma_{R,GZT} = 1,40$ [-]

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $\gamma_{R,GZG} = 1,40$ [-]

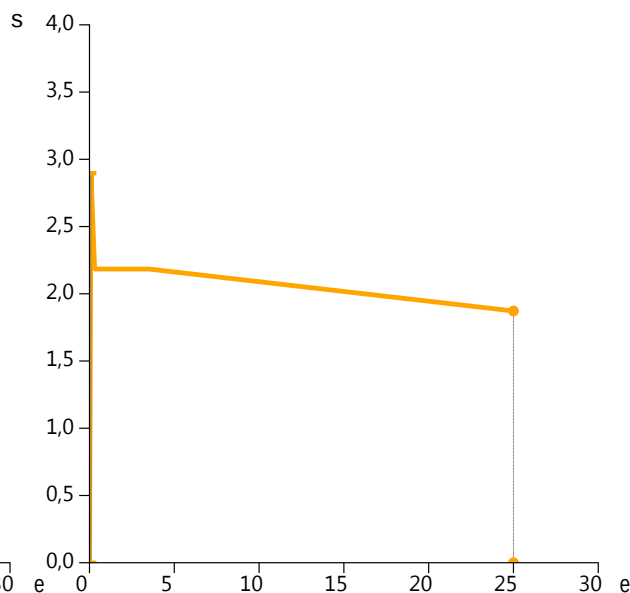
Spannungs-Dehnungs-Funktion im GZT:

Trilinear



Spannungs-Dehnungs-Funktion im GZG:

Multilinear



Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Materialkennwerte Stahlfaser nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton 2012-11:

Leistungsklasse	L_1	2,10	[N/mm ²]
Leistungsklasse	L_2	1,80	[N/mm ²]
Faktor zur Berücksichtigung der Faserorientierung	k_F^f	1,00	[-]
Verhältnis der Leistungsklasse L2 zu L1	$L2/L1$	0,857	[-]
Beiwert zur Ermittlung der zentr. Nachrisszugfestigkeit L1	b_{L1}	0,400	[-]
Beiwert zur Ermittlung der zentr. Nachrisszugfestigkeit L2	b_{L2}	0,306	[-]
Beiwert im GZT bei Kombinationsbewehrung	b_u	0,370	[-]
Beiwert im GZG bei Kombinationsbewehrung	b_s	0,370	[-]
Grundwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit L1	$f_{ct0,L1}^f$	0,840	[N/mm ²]
Grundwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit L2	$f_{ct0,L2}^f$	0,550	[N/mm ²]
Grundwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit GZT	$f_{ct0,u}^f$	0,666	[N/mm ²]
Grundwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit GZG	$f_{ct0,s}^f$	0,666	[N/mm ²]

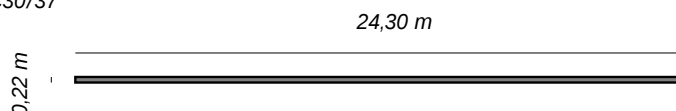
Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



3. Querschnittsparameter

Querschnittsgeometrie			Rechteckquerschnitt	
Länge	l	=	30,30	[m]
Breite	b	=	24,30	[m]
Höhe	h	=	0,22	[m]

Material: C30/37



Querschnittswerte

Querschnittsfläche	A_c	5,35	[m ²]
Schwerpunkt in y-Richtung	y_s	0,000	[m]
Schwerpunkt in z-Richtung	z_s	0,000	[m]
Widerstandsmoment	W_y	0,000	[m ³]
Widerstandsmoment	W_z	0,000	[m ³]
Flächenträgheitsmoment	I_y	0,02	[m ⁴]
Flächenträgheitsmoment	I_z	263,06	[m ⁴]
Deviations- bzw. Zentrifugalmoment	I_{yz}	0,00	[m ⁴]
Hauptachsenwinkel	α	0,00	[°]
Hauptflächenträgheitsmoment	I_u	0,02	[m ⁴]
Hauptflächenträgheitsmoment	I_v	263,06	[m ⁴]
Polares Trägheitsmoment	I_p	263,08	[m ⁴]
Trägheitsradius	i_y	0,064	[m]
Trägheitsradius	i_z	7,015	[m]

4. Bodenparameter

Definition der Reibbeiwerte			benutzerdefiniert	
	m_1	=	0,80	[-]
	m_w	=	0,53	[-]
	g_μ	=	1,35	[-]

Definition der elastischen Länge auf der Grundlage von:

Lastplattendruckversuch	E_{v1}	=	40,00	[N/mm ²]
	E_{v2}	=	100,00	[N/mm ²]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



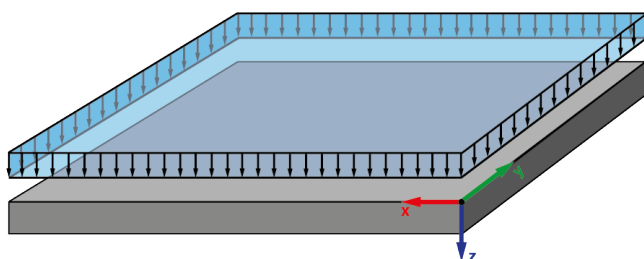
5. Kombinatorik

5.1 Lastfälle

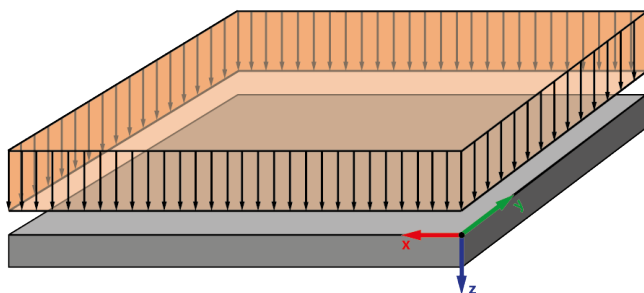
LF Nr.	Bezeichnung	Kategorie
1	Eigengewicht	Ständige Einwirkungen
2	Volllast	Nutzlast
3	Gabelstapler	Verkehrslast
4	Regallasten	Nutzlast
5	Temperatur	Temperatur

Details der einzelnen Lastfälle

Lastfall - Eigengewicht $g_k = 5,500 \text{ [kN/m}^2\text{]}$



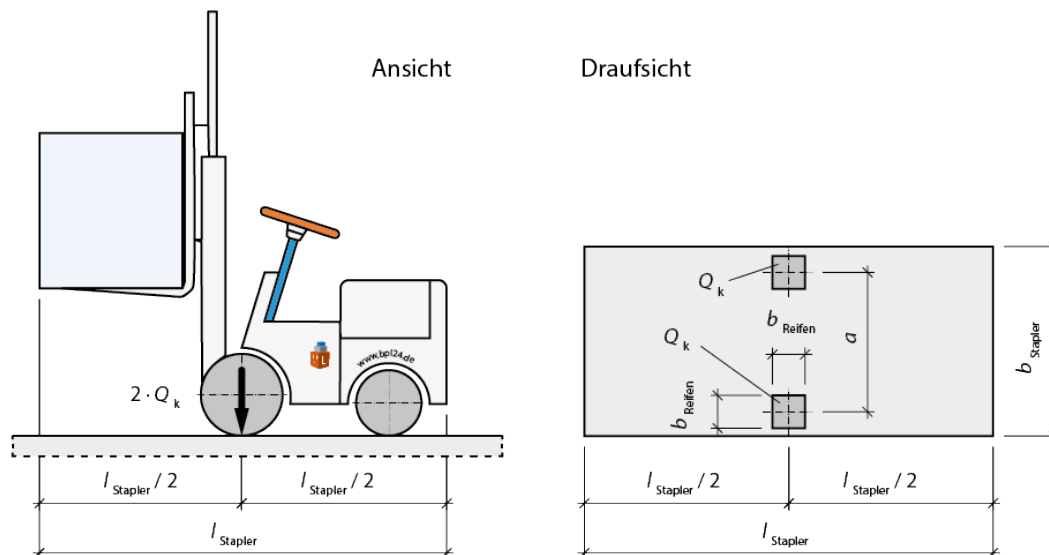
Lastfall - Volllast $q_k = 50,000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$



Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Lastfall - Gabelstapler - Kategorie nach DIN EN 1991-1-1 - FL3



Detaileinstellungen - Gabelstapler - Nachweis der Radlast:

Plattenmitte berücksichtigen ja
 Plattenrand berücksichtigen ja
 Plattenecke berücksichtigen ja

Abminderungsfaktor	=	1,000	[-]
Abminderungsfaktor	=	0,600	[-]
Abminderungsfaktor	=	0,200	[-]

Belastung / weitere Eingangswerte:

Kategorie nach DIN EN 1991-1-1 FL3

zulässige Gesamtlast

= 69,000 [kN]

Nenntragfähigkeit

= 25,000 [kN]

Flächenlast

q_k = 17,500 [kN]

Achslast des Gegengewichtstaplers

$2 \cdot Q_k$ = 63,000 [kN]

Schwingbeiwert

F = 1,400 [kN]

Abstand Gegengewichtstaplerrad zur Fuge

$a_{\text{Fuge,GS}}$ = 0,300 [kN]

Art der Bereifung

= Luft [m]

Abmessungen des Gegengewichtstaplers:

Breite

b_{Stapler} = 1,200 [m]

Länge

l_{Stapler} = 3,300 [m]

Radabstand

a = 1,000 [m]

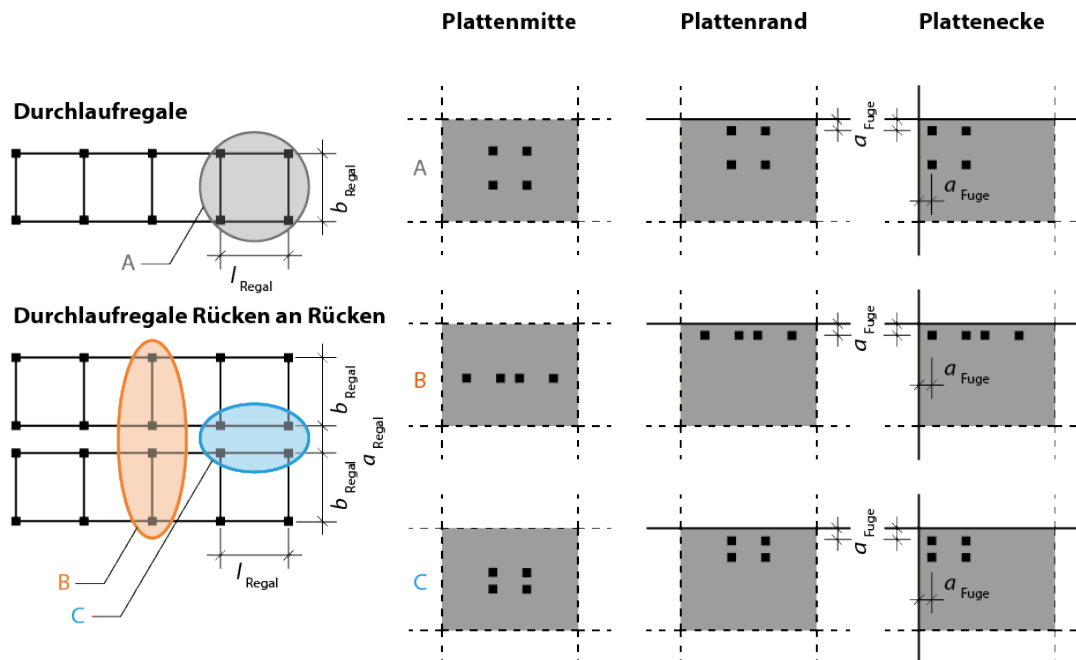
Radaufstandsfläche

b_{Reifen} = 0,200 [m]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Lastfall - Regal



Regalbezeichnung - Lagerlift Firma Jungheinrich

Detaileinstellungen - Regal:

Durchlaufregale berücksichtigen ja

Durchlaufregale Rücken an Rücken berücksichtigen ja

Plattenmitte berücksichtigen ja

Plattenrand berücksichtigen ja

Plattenecke berücksichtigen ja

Abminderungsfaktor	=	1,000	[-]
Abminderungsfaktor	=	0,600	[-]
Abminderungsfaktor	=	0,200	[-]

Belastung/Abmessungen:

Stiellast charakteristisch

Breite

Länge

Abstand Regal zur Fuge

Abstand zwischen zwei Regalen

$P_{k,R}$	=	52,794	[kN]
b_{Regal}	=	0,683	[m]
l_{Regal}	=	2,660	[m]
$a_{Fuge,R}$	=	0,300	[m]
$a_{Regal,R}$	=	1,251	[m]

Fußplattenabmessungen:

Breite

Länge

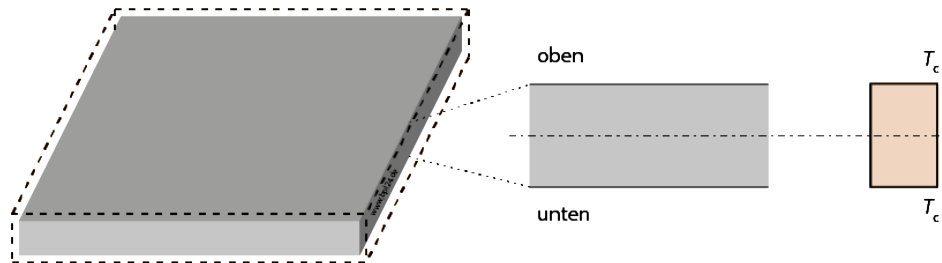
$b_{Fußplatte}$	=	0,120	[m]
$l_{Fußplatte}$	=	0,205	[m]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Lastfall - Temperatur

Lastfall „Temperatur – konstanter Verlauf“



Detaileinstellungen - Temperatur:

Relaxation berücksichtigen ja

Relaxationsbeiwert

x = 0,800 [-]

Lastfall im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigen ja

Lastfall im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigen ja

Belastung:

Temperaturlast

T_c = 5,000 [K]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



5.2 Lastfallkombinationen

Lastfallkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit

<i>LK Nr.</i>	<i>Bezeichnung</i>	<i>Bemessungssituation</i>
1	$1,35 \cdot \text{LF1}$	GZT - (STR/GEO)
2	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF2}$	GZT - (STR/GEO)
3	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF4}$	GZT - (STR/GEO)
4	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF2} + 0,72 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)
5	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF4} + 0,72 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)
6	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF3}$	GZT - (STR/GEO)
7	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF3} + 0,72 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)
8	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,20 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)
9	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF2} + 1,20 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)
10	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,50 \cdot \text{LF4} + 1,20 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)
11	$1,35 \cdot \text{LF1} + 1,05 \cdot \text{LF3} + 1,20 \cdot \text{LF5}$	GZT - (STR/GEO)

Lastfallkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

<i>LK Nr.</i>	<i>Bezeichnung</i>	<i>Bemessungssituation</i>
12	LF1	GZG - Quasi-ständig
13	$\text{LF1} + 0,80 \cdot \text{LF2}$	GZG - Quasi-ständig
14	$\text{LF1} + 0,80 \cdot \text{LF4}$	GZG - Quasi-ständig
15	$\text{LF1} + 0,30 \cdot \text{LF3}$	GZG - Quasi-ständig

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



6. Ergebnisse

6.1 Ergebnisse - Gesamt - Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	Maßgeb. LK	Symbol	vorh. Wert	Symbol	Grenzwert	Einheit	Ausnutzung
Biegung	LK 3	M_{Ed}	21,557	M_{Rd}	38,893	[kNm]	0,554
Durchstanzen	LK 3	$v_{Ed,ui}$	77,637	$v_{Rd,cf}^f$	737,049	[kN/m ²]	0,105

Hinweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Durchstanzen: Maßgebend Randstütze

Zwischenergebnisse - Biegung - Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bezeichnung	Symbol	Wert	Einheit
einwirkendes Gesamtmoment (absolut)	M_{Ed}	21,557	[kNm/m]
obere Betondehnung	e_{co}	-1,696	[‰]
untere Betondehnung	e_{cu}	25,000	[‰]
Nulllinienlage	x	0,014	[m]
Betonkraft	$F_{c,u}$	-169,989	[kN/m]
Betonmoment	$M_{c,u}$	17,829	[kNm/m]
Stahlfaserkraft	$F_{sfb,u}$	169,989	[kN/m]
Stahlfasermoment	$M_{sfb,u}$	-0,075	[kNm/m]
Gesamtkraft	$F_{ges,u}$	0,000	[kN/m]
maximal aufnehmbares Moment Plattenunterseite	$M_{Rd,u}$	17,754	[kNm/m]
obere Betondehnung	e_{co}	-0,784	[‰]
untere Betondehnung	e_{cu}	5,585	[‰]
Nulllinienlage	x	0,027	[m]
Betonkraft	$F_{c,o}$	-184,491	[kN/m]
Betonmoment	$M_{c,o}$	18,566	[kNm/m]
Stahlfaserkraft	$F_{sfb,o}$	184,491	[kN/m]
Stahlfasermoment	$M_{sfb,o}$	2,573	[kNm/m]
Gesamtkraft	$F_{ges,o}$	0,000	[kN/m]
maximal aufnehmbares Moment Plattenoberseite	$M_{Rd,o}$	21,139	[kNm/m]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Zwischenergebnisse - Durchstanzen - Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bezeichnung	Symbol	Wert	Einheit
Beton	C	30/37	[-]
Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen	a_{cc}	1,000	[-]
Teilsicherheitsbeiwert Beton	γ_c^f	1,500	[-]
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	-30,000	[N/mm ²]
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	f_{cd}	-20,000	[N/mm ²]
Leistungsklasse	L	2,1 / 1,8	[-]
Betonstahl	B	ohne	[-]
Bemessungswert der Streckgrenze	f_{yd}	434,783	[N/mm ²]
Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen	a^f	0,850	[-]
Teilsicherheitsbeiwert Stahlfaserbeton	γ_c^f	1,250	[-]
Faktor zur Berücksichtigung der Faserorientierung	k_F^f	0,500	[-]
Faktor zur Berücksichtigung der Bauteilgröße	k_G^f	1,110	[-]
Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit	$f_{ctR,u}^f$	0,370	[N/mm ²]
Zugbewehrung in x-Richtung	$A_{s,x}$	0,000	[cm ² /m]
Zugbewehrung in y-Richtung	$A_{s,y}$	0,000	[cm ² /m]
maximaler Bewehrungsgrad	$r_{l,max1}$	0,02000	[-]
maximaler Bewehrungsgrad	$r_{l,max2}$	0,02300	[-]
Bewehrungsgrad	$r_{l,calc}$	0,00000	[-]
maßgebender Bewehrungsgrad	r_l	0,00000	[-]
Maßstabsfaktor	k	1,953	[-]
empirischer Vorfaktor	$C_{Rd,c}$	0,100	[-]
Höhe Bodenplatte	h	0,220	[m]
kleinste Querschnittsbreite	b_w	1,000	[m]
statische Nutzhöhe in x-Richtung	d_x	0,220	[m]
statische Nutzhöhe in y-Richtung	d_y	0,220	[m]
mittlere statische Nutzhöhe	d_m	0,220	[m]
Betonquerschnittsfläche	A_c	0,220	[m ² /m]
Querschnittsfläche nach Abs. 6.2.2	A_{ct}^f	0,220	[m ² /m]
Art der Stütze - Rechteckquerschnitt	-	-	[-]
Lage der Stütze		Randstütze	[-]
Lasterhöhungsfaktor	b	1,400	[-]
Breite der Stütze	$b_{Stütze}$	0,120	[m]
Länge der Stütze	$l_{Stütze}$	0,205	[m]
parallele Seite der Stütze zum Fugenrand		b	[-]
Abstand vom Regalstiel zum Fugenrand	a_{Rand}	0,300	[m]
Abminderung der Regalstiellast		0,600	[-]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Zwischenergebnisse - Durchstanzen - Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bezeichnung	Symbol	Wert	Einheit
Belastung aus Stütze	N_{Ed}	-47,514	[kN]
zulässige Sohlspannung	s_0	150,000	[N/mm ²]
Betonnormalspannung	s_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Fundamentüberstand in x-Richtung	$a_{l,x}$	0,200	[m]
Fundamentüberstand in y-Richtung	$a_{l,y}$	0,200	[m]
Lamda	l	0,909	[-]
Info - gedrungenes Fundament		-	[-]
Info - acrit wurde iterativ ermittelt		-	[-]
Info - konstanter Rundschnitt darf nicht angesetzt werden		-	[-]
Umfang des kritischen Rundschnitts	u_1	2,512	[m]
Fläche des kritischen Rundschnitts	$A_{krit,1}$	0,862	[m ²]
Umfang der Lasteinleitungsfläche	u_0	0,650	[m]
Fläche der Lasteinleitungsfläche	A_0	0,025	[m ²]
Verhältnis kritischer Abstand/statische Nutzhöhe	a_{it}/d	2,000	[-]
kritischer Abstand	a_{it}	0,440	[m]
kritischer Umfang	u_i	3,895	[m]
kritische Fläche	A_i	2,271	[m ²]
maximal kritische Fläche	$A_{i,max}$	0,385	[m ²]
maßgebende kritische Fläche	$A_{i,maß.}$	0,385	[m ²]
abzugsfähiger Anteil	Δ	0,000	[%]
resultierende Sohlspannungskraft	ΔV_{Ed}	0,000	[kN]
reduzierte Bemessungsquerkraft	$V_{Ed,red}$	-47,514	[kN]
Bemessungsschubspannung	$v_{Ed,ui}$	-77,637	[kN/m ²]
Schubtragfähigkeit Beton	$v_{Rd,c}$	0,000	[kN/m ²]
Mindestschubtragfähigkeit	$v_{Rd,c,min}$	523,403	[kN/m ²]
maßgebende Schubtragfähigkeit Beton	$v_{Rd,c,maß.}$	523,403	[kN/m ²]
Schubtragfähigkeit Stahlfaser	$v_{Rd,cf}$	213,646	[kN/m ²]
Gesamtschubtragfähigkeit	$v_{Rd,cf}^f$	737,049	[kN/m ²]
Druckstreben­tragfähigkeit	$v_{Rd,max}$	732,764	[kN/m ²]
Nachweis Schubtragfähigkeit	$v_{Ed,ui}/v_{Rd,cf}^f$	0,105	[-]
Nachweis Druckstreben­tragfähigkeit	$v_{Ed,ui}/v_{Rd,max}$	0,106	[-]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



6.2 Ergebnisse - Gesamt - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Nachweis	Maßgeb. LK	Symbol	vorh. Wert	Symbol	Grenzwert	Einheit	Ausnutzung
Betondruckspannung	LK 14	$s_{cd,perm}$	-1,477	$s_{cd,max}$	-13,500	[N/mm ²]	0,109
Rissbreite	LK 14	$w_{k,vorh.}$	0,0087	$w_{k,max}$	0,200	[mm]	0,043
Zwang	LK 13	n_{ct}	493,212	n_{Rd}	637,223	[kN/m]	0,774
Duktilität	LK 12	$k_c \cdot f_{ctm}$	0,739	$f_{ctR,u}^f$	1,159	[N/mm ²]	0,638

Zwischenergebnisse - Betondruckspannung - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bezeichnung	Symbol	Wert	Einheit
einwirkendes Biegemoment	$M_{Ed,GZG}$	11,846	[kNm/m]
einwirkende Drucknormalkraft	$N_{Ed,GZG}$	0,000	[kN/m]
maßgebene Dehnung	ϵ_{ct}^f	-0,061	[‰]
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	-30,000	[N/mm ²]
vorhandene Betondruckspannung	$s_{cd,perm}$	-1,477	[N/mm ²]
maximale Betondruckspannung	$s_{cd,max}$	-13,500	[N/mm ²]
Prüfung $k_{bd} \cdot f_{ck} = \sigma_{c,perm}$		Ja	[-]
Ausnutzung		0,109	[-]
Nachweis der Betondruckspannung		erfüllt	[-]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Zwischenergebnisse - Rissbreite - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bezeichnung	Symbol	Wert	Einheit
Nachweis nach DAfStb Abs. 7.3.1			
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit	f_{ctm}	2,896	[N/mm ²]
Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit L1	$f_{ctR,L1}^f$	0,840	[N/mm ²]
Höhe Bodenplatte	h	0,220	[m]
maximale Bodenplattenabmessung	l	30,300	[m]
einwirkende Normalkraft	N_{Ed}	0,000	[kN/m]
Innerer Zwang		Ja	[-]
Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit	$f_{ct,eff}$	3,000	[N/mm ²]
Verhältniswert	a_f	0,290	[-]
Beiwert	h^*	0,220	[m]
Beiwert	k	0,800	[-]
mittlere Betonspannung	s_c	0,000	[N/mm ²]
Beiwert	k_1	0,667	[-]
Beiwert	k_c	0,400	[-]
Berechnung	$k_c \cdot k$	0,320	[-]
Prüfung $a_f = k_c \cdot k$		Nein	[-]
Ausnutzung		1,103	[-]
Nachweis nach 7.3.1 Begrenzung der Rissbreite		nicht erfüllt	[-]

Nachweis nach DAfStb Abs. 7.3.4

einwirkendes Biegemoment	$M_{Ed,GZG}$	11,846	[kNm/m]
einwirkende Normalkraft	$N_{Ed,GZG}$	0,000	[kN/m]
maßgebene Dehnung	ϵ_{ct}^f	0,062	[‰]
verschmierte Risslänge	s_w^f	140,000	[mm]
charakteristische Rissbreite	$w_{k,vorh.}$	0,0087	[mm]
maximale Rissbreite	$w_{k,max}$	0,200	[mm]
Prüfung $w_k < w_{kmax}$		Ja	[-]
Ausnutzung		0,043	[-]
Nachweis nach 7.3.4 Begrenzung der Rissbreite		erfüllt	[-]

Projektnummer: 20170010
 Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
 Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
 Datum: Dienstag, 21. März 2017



Zwischenergebnisse - Zwang - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bezeichnung	Symbol	Wert	Einheit
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons	$f_{ctm,28}$	2,896	[N/mm ²]
Reibbeiwert bei Erstverschiebung	m_{1d}	1,080	[-]
Reibbeiwert bei wiederholter Verschiebung	m_{wd}	0,716	[-]
Wichte des Betons	g_c	25,000	[kN/m ³]
Querschnittshöhe	h	0,220	[m]
Querschnittslänge	l	30,300	[m]
Eigengewicht Bodenplatte	$g_{d,perm}$	5,500	[kN/m ²]
zusätzliche Last während der Bauphase	$q_{d,perm}$	1,000	[kN/m ²]
Last bei $t = 28d$	$q_{d,perm}$	40,000	[kN/m ²]
Beiwert in Abhängigkeit des verwendeten Zementtyps	s	0,250	[-]
Alter des Betons	t	3,000	[d]
ein vom Alter des Betons abhängiger Beiwert	$b_{cc}(t)$	0,598	[-]
Beiwert	a	1,000	[-]
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach 3 Tagen	$f_{ctm,3d}$	1,733	[N/mm ²]
bezogene Querschnittsfläche des Betons	A_{ct}	0,220	[m ² /m]
vorhandene Spannung während der Bauphase	$s_{c,3d}$	6,500	[kN/m ²]
vorhandene Spannung bei $t = 28d$	$s_{c,28d}$	45,500	[kN/m ²]
einwirkende Normalkraft während der Bauphase	$n_{Ed,3d}$	106,353	[kN/m]
einwirkende Normalkraft bei $t = 28d$	$n_{Ed,28d}$	493,212	[kN/m]
aufnehmbare Normalkraft während der Bauphase	$n_{Rd,3d}$	381,213	[kN/m]
aufnehmbare Normalkraft während der Bauphase	$n_{Rd,28d}$	637,223	[kN/m]
Ausnutzung früher Zwang $t < 28d$		0,279	[-]
Ausnutzung $t = 28d$		0,774	[-]
Nachweis früher Zwang $t < 28d$		erfüllt	[-]
Nachweis Zwang $t = 28d$		erfüllt	[-]

Projektnummer: 20170010
Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
Datum: Dienstag, 21. März 2017

**Zwischenergebnisse - Duktilität - Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

<i>Bezeichnung</i>	<i>Symbol</i>	<i>Wert</i>	<i>Einheit</i>
Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit	$f_{ctR,u}^f$	0,739	[N/mm ²]
Beiwert	k_c	0,400	[-]
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit	f_{ctm}	2,896	[N/mm ²]
Ausnutzung $ff_{ctR,u} / k_c \cdot f_{ctm}$		0,638	[-]
Prüfung $k_c \cdot f_{ctm} = ff_{ctR,u}$		erfüllt	[-]

Projektnummer: 20170010
Bauvorhaben: Neubau einer Halle mit Bürogebäude, Eduard-Buchner-Straße 3, 85662 Hohenbrunn
Bauherr: BERRANG / HOFMANN GmbH & Co. KG, Elsa-Brändström-Straße 12, 68229 Mannheim
Datum: Dienstag, 21. März 2017



7. Schlussbemerkungen

Industriefußböden sind in der Regel Bauteile mit niedrigem Gefährdungspotential und unterliegen nicht der Bauordnung. Sie können ebenfalls tragende und/oder stabilisierende Funktionen übernehmen. In diesem Fall sind die Anforderungen der Bauordnung einzuhalten.

Die vorliegende Bemessung des Industriefußbodens als Bauteil ohne baurechtliche Anforderungen basiert auf dem DBV-Merkblatt „Industrieböden aus Stahlfaserbeton“ (Ausgabe Juli 2013), sowie auf die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (Ausgabe November 2012) als auch auf der DIN EN 1992-1-1 (Ausgabe Januar 2011) in Verbindung mit der DIN EN 1992-1-1/NA (Ausgabe April 2013). Vorgenannte Richtlinie und Norm sind für tragende und/oder stabilisierende Industriefußböden zwingend anzuwenden.

Die Bemessung beruht auf der Hypothese eines rein elastischen Verhaltens des Bodens als Unterlage für die Bodenplatte. Bleibende und/oder differentielle Setzungen des Untergrundes werden nicht berücksichtigt und können zur Rissbildung führen.

Etwaige Zwangsbeanspruchungen, die ebenfalls zur Rissbildung führen können, werden nicht oder nur teilweise berücksichtigt. Um die Rissgefahr zu minimieren ist die Bodenplatte grundsätzlich getrennt von allen auf- und abgehenden Bauteilen herzustellen.

Die in der Bemessung angesetzten Belastungen, Bodenkennwerte und andere Eingabedaten wurden dem Aufsteller seitens des Kunden mitgeteilt und von ersterem als korrekt angenommen. Bei fehlenden oder unvollständigen Kundenangaben wurden seitens des Aufstellers Annahmen getroffen welche vom Kunden im Nachhinein auf Richtigkeit zu prüfen sind. Alle der Bemessung zugrunde liegenden Werte sowie die eventuell vom Aufsteller getroffenen Annahmen sind vor Bauausführung bauseits verantwortlich zu überprüfen. Änderungen oder Fehler sind dem Aufsteller dieser Bemessung umgehend mitzuteilen. Gegebenenfalls wird eine Neubemessung erforderlich.

Dieser Nachweis ist nur bei der bauseitigen Verwendung des in der Bemessung genannten ArcelorMittal-Stahldrahtfasertyps gültig. Bei Verwendung anderer Stahlfasertypen sowie der Verwendung von Fremdprodukten wird die vorliegende Bemessung ungültig.

Die Nachrissbiegezugfestigkeiten, eingestuft in Leistungsklassen, werden nach der o.g. DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton aus 4-Punkt-Biegebalkenversuchen bestimmt.

C Bogenlängenverfahren

Der Unterschied bei einer Berechnung nach dem „Bogenlängenverfahren“ gegenüber einer Newton-Raphson (N.-R.)-Iteration liegt in der Möglichkeit nicht nur die Last sondern auch die Verformung inkrementell zu erhöhen oder zu reduzieren. Zum einen besteht die Möglichkeit dies über einen Bogen vom Ursprung der jeweiligen Tangente zu schlagen oder eine Lotrechte zu jeder Tangente zu führen. Am „neuen Schnittpunkt“ der Tangente mit dem Last-Verformungspfad wird wiederum die Steifigkeitsmatrix aufgestellt und neu iteriert.

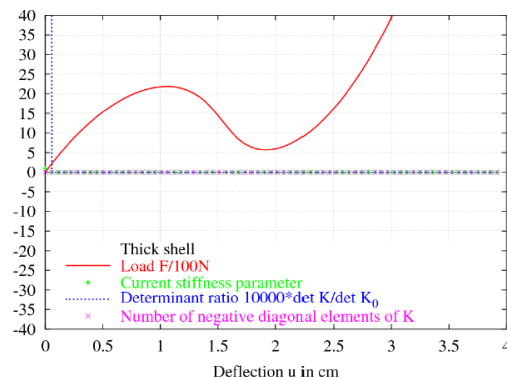


Bild 130: Vergleich N.-R. zu Bogenlängenmethode (mit Lotrechter) (Quelle[14])

Im Falle von absteigenden Ästen des Last-Verformungspfad erfolgt somit auf den Prädiktorschritt der Tangentensteifigkeitsmatrix ein Korrektorschritt bei dem mit der Last auch die Verformung geringer werden kann. Der Name Prädiktorschritt impliziert bereits, dass es sich hierbei um eine Annahme handelt die erst noch durch den Korrektorschritt bestätigt werden muss.

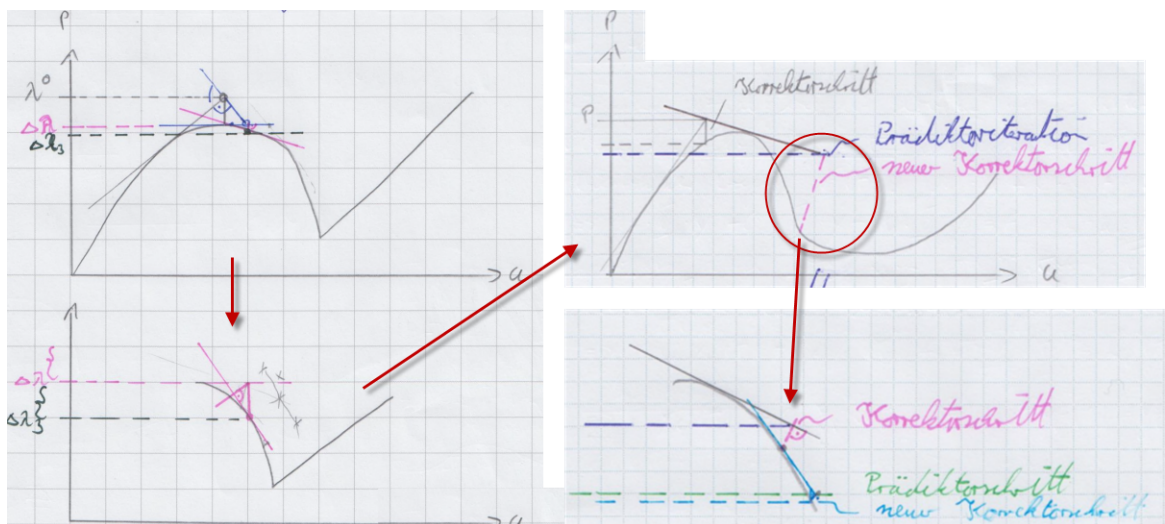


Bild 131: Handskizze zum Ablauf Bogenlängenberechnung bei absteigendem Ast

```
x2=zeros();
x2=0;
y2=0;
xv1=zeros();           \%Vektorwerte löschen
yv1=zeros();
```

```

n=1;
while n<(j*2+1) %\% $ n=1:j+n
    k=1;
    a_x2=((42.53-2.571*x2)./(1+0.0767*x2))*10^4; \%Nichtlineare Gleichung
    a_tx2=(42.53-5.142*x2-0.1972*x2^2)./(1+0.0767*x2)^2*10^4; \%Tangenten
    y=a_x2.*x2;
    d_x=((b-y)./a_tx2);
    %for (k=1:2)
    if x2==0
        xv1(n)=x2;
        yv1(n)=y2;
        n=n+1;
    end
    x2=x2+d_x;
    y2=b;
    while k < 2.1
        xv1(n)=x2;
        yv1(n)=y2;
        a_x2=((42.53-2.571*x2)./(1+0.0767*x2))*10^4;
        y7=a_x2.*x2;
        y2=y7; \%Funktion gemäß (1.24a)
        k=k+1;
        n=n+1;
    end
end
x6=xv1;
y6=yv1;

```

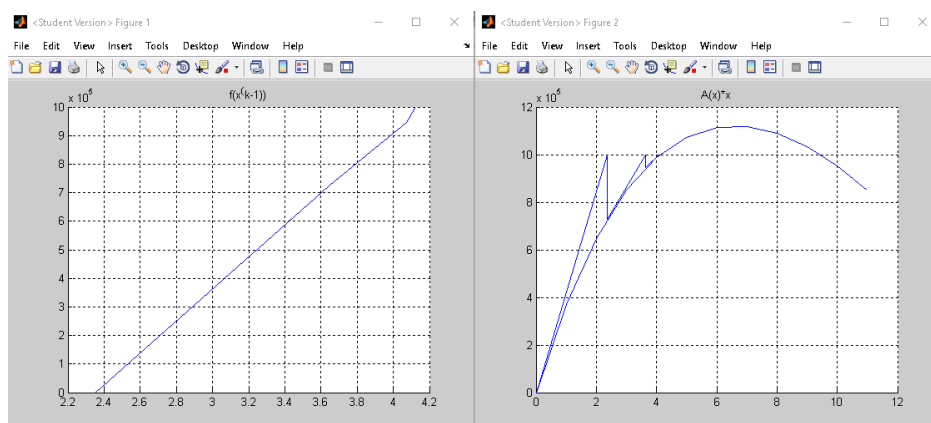


Bild 132: Kraft-Verformungspfad in [11]

D Tensorrechnung

Ein Tensor 4. Stufe ist das dyadische Produkt aus 2 Tensoren 2.Stufe (3x3 Matrix die durch 6 Komponenten beschrieben wird) weitere Informationen dazu finden sich z.B. in Kapitel 2 in[21].

$$A \otimes B = A_{ij} B_{kl} = D_{ijkl} \quad \text{Tensor 4. Stufe}$$

$$\vec{a} \otimes \vec{b} = \vec{a} \vec{b}^T = \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} b_1 & b_2 & b_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} a_1 b_1 & a_1 b_2 & a_1 b_3 \\ a_2 b_1 & a_2 b_2 & a_2 b_3 \\ a_3 b_1 & a_3 b_2 & a_3 b_3 \end{bmatrix} = A \quad \text{Tensor 2. Stufe}$$

Invarianten des Spannungstensors:

Invarianten sind der zugehörige Wert zu einem Objekt welches sich nicht ändert, wenn das Objekt selbst modifiziert wird. Als erste Invariante wird die Spur einer Matrix definiert, die die Summe aller Diagonalen Elemente bildet. $I = \text{spur}(A) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$.

$$I_\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad \text{Erste Invariante des Spannungstensors} \quad (218)$$

$$J_\varepsilon = 0,5 [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2] \quad \text{Äquivalente Schreibweise der 1. Invariante (Deviator)} \quad (219)$$

$$II_\varepsilon = E_{11}E_{22} + E_{22}E_{33} + E_{33}E_{11} - E_{212} - E_{213} - E_{223} \quad (220)$$

Die zweite Invariante ist die Spur aus zwei Matrizen. $J_\varepsilon = \frac{1}{2}(\text{spur}(A)^2 - \text{spur}(A^2))$

Dritte Invariante $III = \det(A)$.

Äquivalente Spannung Zug und Druckzone:

$$\varepsilon_t = \frac{I_\varepsilon}{2(1 - 2\nu)} + \frac{\sqrt{J_\varepsilon}}{2(1 + \nu)} \quad (221)$$

$$\varepsilon_c = \frac{I_\varepsilon}{5(1 - 2\nu)} + \frac{6\sqrt{J_\varepsilon}}{5(1 + \nu)} \quad (222)$$

Mit Y_t und Y_c als das Maximum (Supremum) der während der Belastung erreichten Last-Verformung.

$$Y_t = \sup[\varepsilon_{0t}, \max \varepsilon_t] \quad \text{und} \quad Y_c = \sup[\varepsilon_{0c}, \max \varepsilon_c].$$

E Verfestigung:

- Isotrope Verfestigung resultiert aus einem strecken der Mikrokristalle im Kristallgitter der Materialien. → auch nach einer rein plastischen Verformung (Stahl) ist das Material eigentlich nicht mehr isotrop!
- → Im allgemeinen wird die Verfestigung über eine innere Variable α beschrieben.
- Kinematische Verfestigung gleicht den lokalen Eigenspannungen des Materials, welche aus lokalen Versetzungen des Materials resultieren. → Bauschinger Effekt. Vergleichbar zu einem mehrfach in verschiedene Richtungen gebogenen Draht bei dem für den Knick in die andere Richtung weniger Kraft aufgewendet werden muss wird hiermit die Fließgrenze des Materials herabgesetzt.
- Mit kinematischer Verfestigung wird das Materialverhalten von isotrop in anisotrop geändert.

• Kinematische Verfestigung wird über die innere Variable β beschrieben.
 Schubkernen und Stahlfaserbeton für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Bastian Kuhn

- Freie Energie $\psi := \psi(\varepsilon^e, \alpha, \beta)$.
- Dissipation der Energie $D^{in} = \sigma \cdot \dot{\varepsilon}^p - \frac{\partial \psi}{\partial \alpha} \dot{\alpha} - \frac{\partial \psi}{\partial \beta} \cdot \dot{\beta}$
- Thermodynamische Kräfte Isotrop $\alpha = -\frac{\partial \psi}{\partial \alpha}$
- Thermodynamische Kräfte kinematisch $\tau = -\frac{\partial \psi}{\partial \beta}$

$$f(\sigma_{ij}; \varepsilon_p) = \sigma_e - k(\varepsilon_p) \quad \text{Yield Function isotropic} \quad (223)$$

$$f(\sigma_{ij}; \varepsilon_{ij}^{pl}) = F(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}(\varepsilon_{ij}^{pl})) - k \quad \text{Yield Function kinematic} \quad (224)$$

$$f(\sigma; \varepsilon_{ij}^{pl}; \varepsilon_p) = F(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}(\varepsilon_{ij}^{pl})) - k(\varepsilon_p) \leq 0 \quad \text{Yield Function} \quad (225)$$

In Gleichung 223 ist $(\sigma_e = F(\sigma_{ij}))$ die „effektive“ Spannung des Materials im räumlichen Spannungszustand. k hingegen ist die Grenzspannung im einaxialen Druck- Zug Tests. Dem liegt die Annahme zugrunde, dass plastisches Materialverhalten im mehraxialen Spannungszustand dem einaxialen Zustand entspricht (Idealisierung). Für die Definition von z.B. Stahlfaserbeton trifft dies auf das mikroskopische Verhalten einer Stahlfaser nicht zu. Für das makroskopische Tragverhalten über eine verschmierte Tragfähigkeit eines Materials kann der Ansatz jedoch zutreffen.

Bei kinematischer Verfestigung beschreibt der Tensor α_{ij} das Zentrum der Fließfläche. Das Zentrum wird durch den jeweiligen Lastschritt $d\alpha_{ij}$ verschoben (vgl. Bild 7).

Für das Verschieben der Fließfläche gibt es einige Ansätze. Aktuell wird diese Art der Verfestigung in [15] nicht berücksichtigt.

Ein möglicher Ansatz ist eine Verschiebung nach der *Prager Regel* $d\alpha_{ij} = c d\varepsilon_{ij}^{pl}$. Mit c als Materialkonstante.

Die effektive plastische Dehnung wird in kinematische und isotrope Verfestigung zerlegt.

$$d\varepsilon_p = d\varepsilon_p^{iso} + d\varepsilon_p^{kin} \quad (226)$$

$$d\varepsilon_p^{iso} = m d\varepsilon_p \quad (227)$$

$$d\varepsilon_p^{kin} = (1 - m) d\varepsilon_p \quad (228)$$

m beschreibt hier einen Faktor mit dem das Verhältnis von isotroper zu kinematischer Verfestigung kontrolliert wird.

$$k = \left(\frac{1}{f_y} \right)^2 \cdot \frac{E}{E_p} \quad (229)$$

$$\sigma = (E + E_p) \cdot \varepsilon \quad (230)$$

F Kostenvoranschlag Brettstapeldecke



STRAB Ingenieurholzbau Hermsdorf GmbH · Postfach 2144 · 07621 Hermsdorf

Dipl.-Ing. Bastian Kuhn
Brandiser Straße 24
04828 Zeititz

Angebot

Seite 1

Datum	Beleg Nr.	Projekt
27.06.2017	VAG009531	P27693
Kundenr.	Telefonnr.	Telefaxnr.
15275	017650453218	
Projektleiter	Telefonnr.	
Martin Rothe	036601/772-36	

BV: BSH - Decke Grimma

Wir bedanken uns für Ihre Anfrage vom 26.06.2017 und bieten Ihnen an:

Pos.	Beschreibung	EP	GP EUR
001	95 m ² Liefern von Deckenelementen, aus Brettschichtholz, nach DIN EN 14080, als Parallelträger, ohne extreme klimatische Wechselbeanspruchung, Holzart Fichte, gerade, parallel, Festigkeitsklasse GL 24, Verklebung mit Melaminharzleim, Unterseite in Sichtqualität, Bauteil: Deckenelement incl. Profilierung der Längsseiten, Breite: bis 60 cm, Dicke: 10 cm, Einzellänge: bis 12,68 cm. Die Schubkerven werden bauseitig eingefräst!	61,10	5.804,50
	Nettosumme		5.804,50
19,00 %	Mehrwertsteuer		1.102,86
	Summe Angebot	EUR	6.907,36

Lieferzeit: ca. 6-8 Wochen nach Planfreigabe

Lieferart: frei Baustelle, ohne abladen

Für eine ungehinderte Baustellenzufahrt ist bauseits Sorge zu tragen.

Es ist eine Entladezeit von 2,0 Std pro LKW im Preis enthalten.

Entladezeit darüber hinaus muß je nach Fahrzeugtyp extra vergütet werden.

Bindefrist: 31.07.2017

Zahlungsbedingungen werden nach Bonitätsprüfung vereinbart.

STRAB Ingenieurholzbau Hermsdorf GmbH – Industriestraße 11a – 07629 Hermsdorf
Tel.: (03 66 01) 7 72-0 · Fax (03 66 01) 7 72-20 · e-mail: info@strab-holz.com · www.strab-holz.com

Geschäftsführer: Matthias Tremel
HRB 209332, Amtsgericht Jena
Steuer-Nr. 162/120/00624
USt.-IdNr. DE 223118412

Raiffeisen-Volksbank Hermsdorfer Kreuz eG
BLZ 830 644 88 · Konto 66 036
IBAN DE67 8306 4488 0000 0660 36
BIC GENODEF1HMF

Sparkasse Jena-Saale-Holzland
BLZ 830 530 30 · Konto 41 556
IBAN DE37 8305 3030 0000 0415 56
BIC HELADEF1JEN

Commerzbank AG Filiale Hermsdorf
BLZ 830 400 00 · Konto 230 987 000
IBAN DE44 8304 0000 0230 9870 00
BIC COBADEFF334

G Kostenvoranschlag Holzbalkendecke

Zimmerei

kreative & dekorative Holzverarbeitung

Telefon: 0163/3250480

Telefax:

zimmerei.goedicke@web.de

Datum: 02.02.2017

Kundennummer: 117085

Angebot

Bauvorhaben: Neubau eines Einfamilienhauses in Grimma

Sehr geehrte Damen und Herren,

nachfolgend erhalten Sie das Angebot für die auszuführenden Arbeiten.

	Menge	Einzelpreis	Gesamt
02 Deckenbalkenlage und Fußboden			
02.001 Konstruktionsvollholz, KVH nsi Fi Liefern von Konstruktionsvollholz in Fichte für nicht sichtbare Verwendung (nsi), Sortierklasse S10 nach DIN 1052-1/A1, kerngetrennt, künstlich getrocknet auf ca. 15% HF (+/- 3 %), vierseitig gehobelt und Kanten gefast, Längen grösser 5 m keilgezinkt nach DIN 68140. Holzart: Fichte Form: gerade, parallel Sortierklasse: S 10 Oberflächenqualität: Standard Habe je einen Randdeckenbalken mit eingeplant ist in Zeichnung nicht vorhanden. 14/24 5x 10,51m ; 10/24 4x4,20m ; 10/24 4x 4,55m ; 12/24 1x 3,57m	2.709 m³	420.00 €	1,137.78 €
02.002 Brettschichtholz, BS 11 Fichte Liefern von Brettschichtholz nach DIN 1052-1 und DIN 1052-1/A 1 Holzart: Fichte Form: gerade, parallel Verleimung: Melaminharzleim bzw. gleichwertig Festigkeitsklasse: BS 11 Sortierklasse: S 10 Oberflächenqualität: Standard Balken für Treppenwechsel 14/28 länge 10,51m	0.421 m³	648.42 €	272.98 €
02.003 Abinden und Stellen Abbinden und stellen der Deckenbalken laut Zeichnung	101.63 m	9.75 €	990.89 €
02.004 OSB/ 3 Platten liefern und verlegen - OSB /3 Platte ungeschliffen 25mm - 625x 2500mm ,mit Nut und Feder 28 St/Pack - fachgerechtes verlegen der OSB- platten auf den Deckenbalken und befestigen	83.32 m²	12.75 €	1,062.33 €
02.005 Fußboden abdecken	83.32 m²	2.70 €	224.96 €

Spk Muldental BLZ86050200 KNR 1210390473

GrimmaSteuerNR238/224/02461Ust.IDNR80 420 365 713

	Menge	Einzelpreis	Gesamt
- liefern der Folie und Klebeband - Fußboden mit Folie abdecken und Stöße mit Klebeband abkleben			
02.006 Kraneinsatz Leistung für Kraneinsatz zum heben der Deckenbalken und OSB-Platten	3.00 Std.	153.30 €	459.90 €
02.007 Kleineisenteile (Balkenschuhe) o. Abbund Kleineisenteile wie Balkenschuhe, Lochplatten, Balkenträger, Flachverbinder, Winkelverbinder, Sparren- und Pfettenanker usw. für Holzverbindungen liefern ohne Abbund.	1.00 psch	300.00 €	300.00 €
02.008 Bauholz S 10 (FI) scharfkantig, kerngetr. (Eventualposition) Bauschnittholz als Kantholz für Zimmererarbeiten (Dach) liefern. Abbund und Verlegen in eigener Position. Holzart: Fichte Sortierklasse: S 10 scharfkantig, kerngetrennt nach DIN 4074/1 Schnittklasse: S nach DIN 68365 Holzfeuchte < 20 % Querschnitte: bis 18 / 26 cm Einzellänge: bis 10 m Bauholz technisch getrocknet als Eventualposition für KVH	1.00 m ³	320.00 €	(320.00 €)
Summe von Titel 02			4,448.84 €
Zwischensumme			5,302.04 €

H Auszug Statik EFH

Gegenstand des vorliegenden Standsicherheitsnachweises ist der Neubau eines Einfamilienhauses in Massivholz- und Tafelbauweise mit angeschlossener Garage. Hier werden nur die für Umnutzung der Decke relevanten Nachweise aufgeführt. Das Wohngebäude hat die Abmessungen:

- 10,83m Länge
- 8,44m Breite
- 8,09m Firsthöhe (ab OK Bodenplatte)

Das Dach ist als Pfettendach ausgebildet mit 38° Dachneigung. Grundlage der statischen Bemessung bilden die Masse und Bezeichnungen des folgenden Positionsplans. Im Anhang ist dieser im Maßstab 1:100 angehängen.

H.1 Dachkonstruktion

Alle Holzverbindungen sind, soweit keine gesonderten Angaben in der Statik, nach herkömmlicher, zimmermannsmäßiger Art herzustellen. Jeder Sparren ist durch Sparrennägeln an die Pfetten zu befestigen. Zur Aussteifung der Dachebene wird die Aufdachdämmung gemäß Zulassung angesetzt. Stabilitätsversagen in Dachebene wird druck- und zugfeste Verbindung der Dachaussteifung gewährleistet!

H.2 Positionspläne

Detaillierte Pläne im Maßstab 1:100 befinden sich im Anhang.

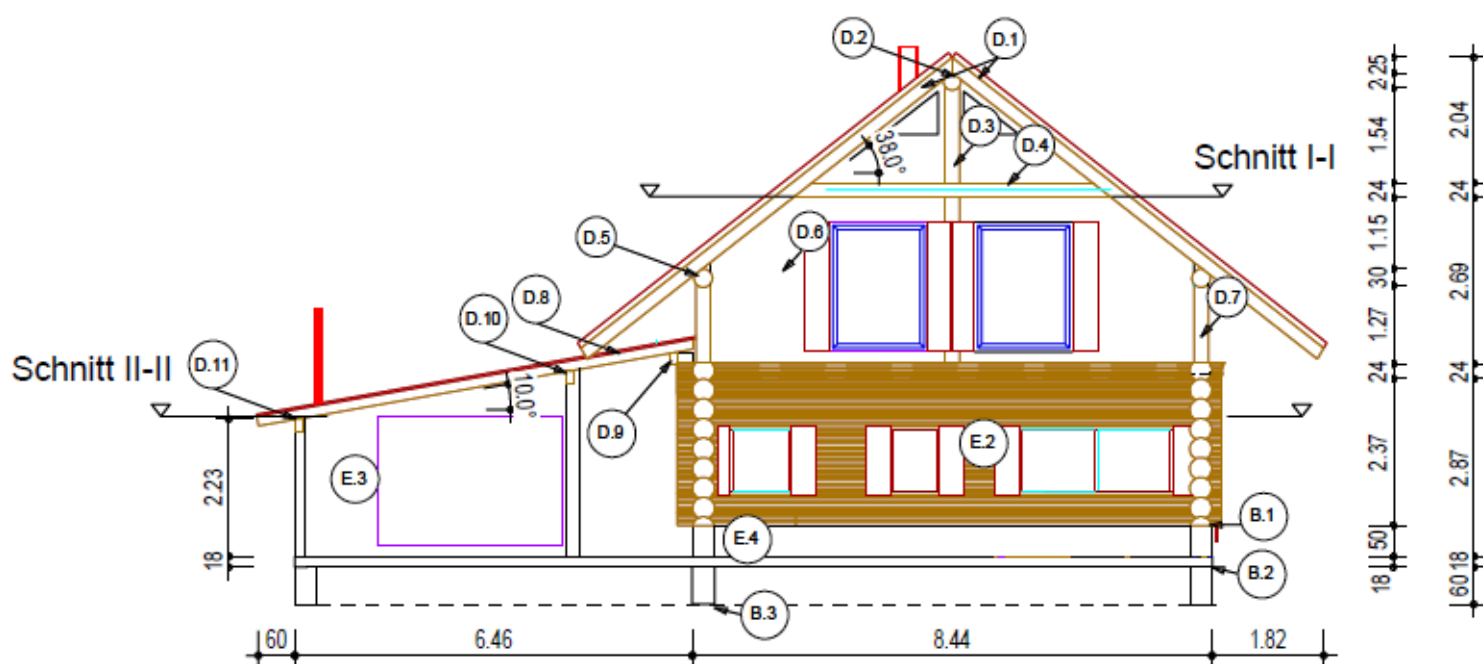


Bild 133: Ansicht West

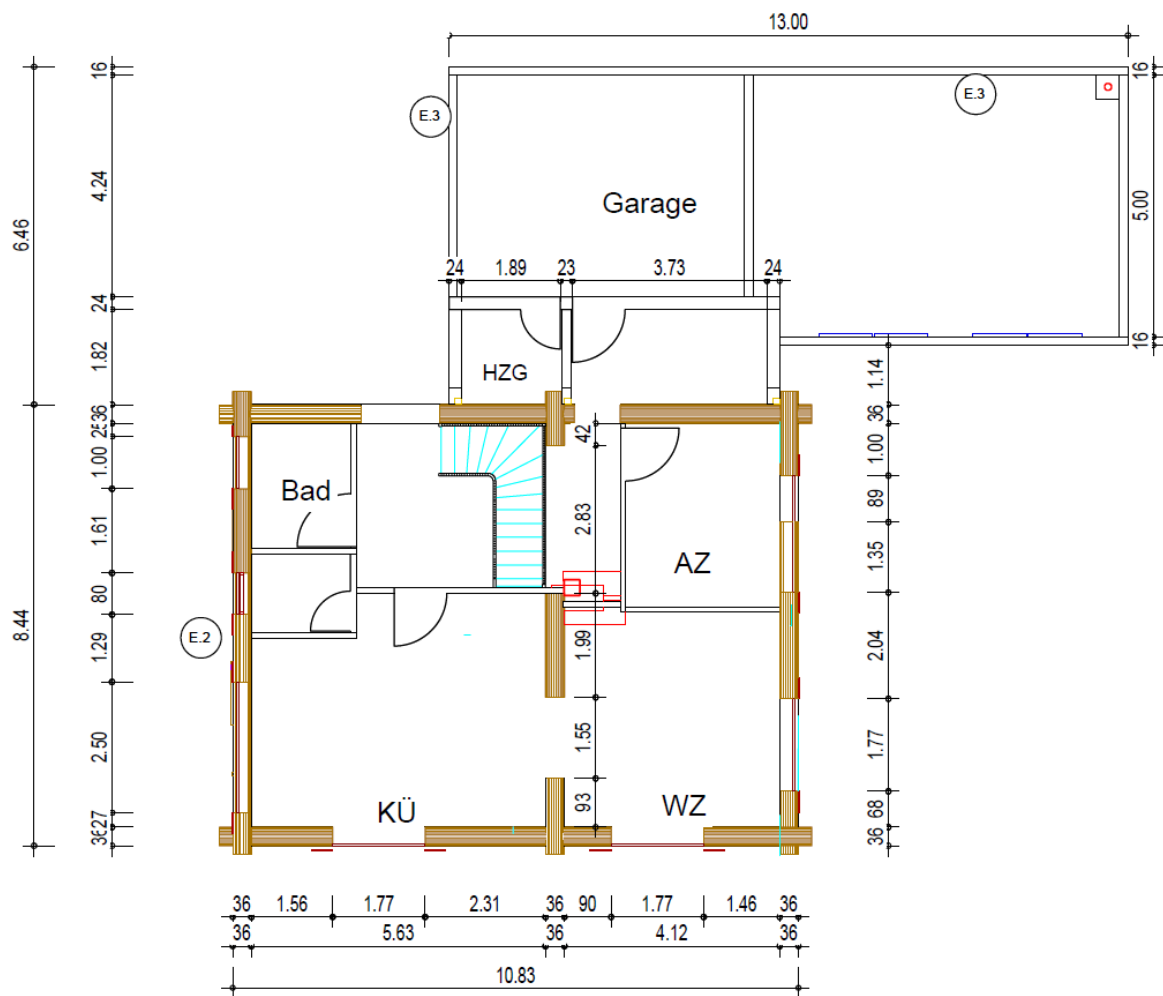


Bild 134: Grundriss EG

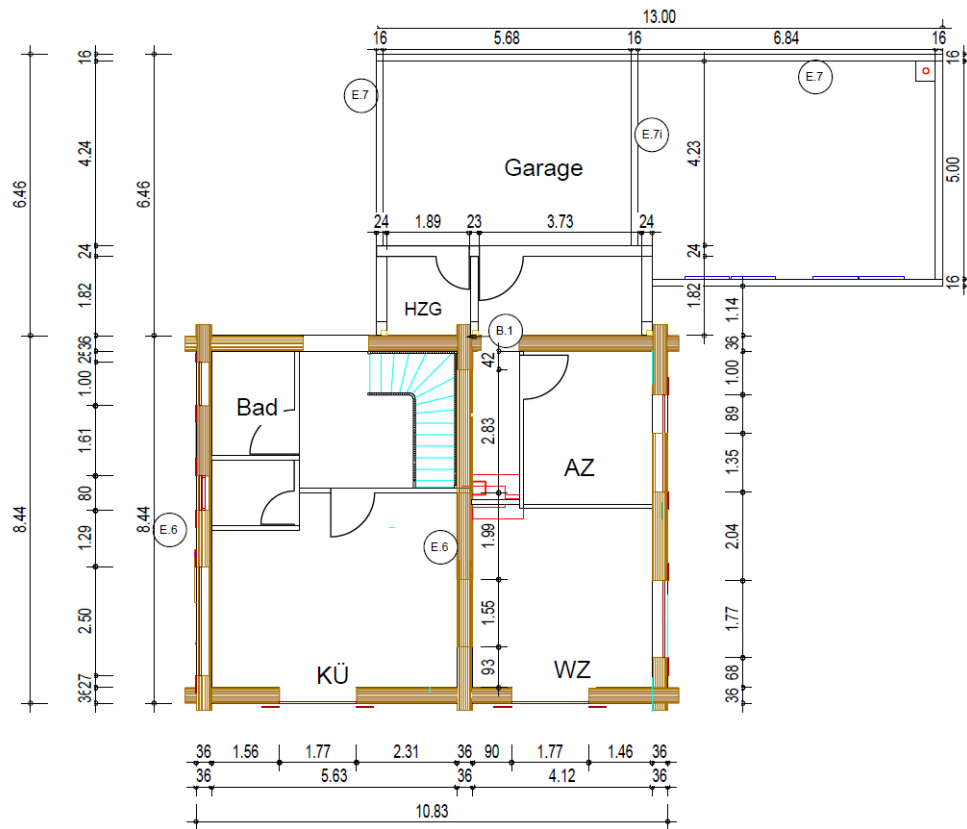


Bild 135: Deckenbalken

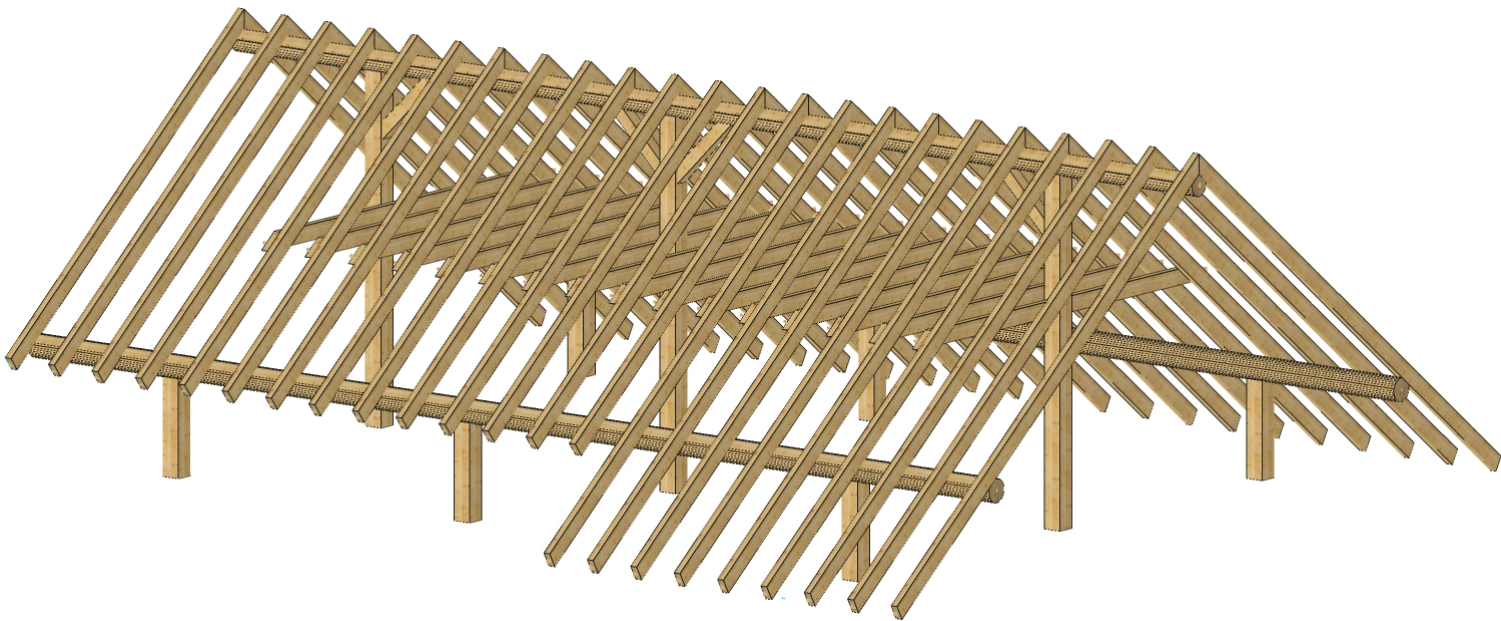


Bild 136: Dachtragwerk

H.3 Nachweise Wohnhaus

H.3.1 Position E.2 (Nebenträger Decke)

Anschluß der Lagerreaktionen von 17,8kN an Position E.3 über BSN120/190 gemäß Zulassung teilausgenagelt (oberseitig angeschlossen) $R_{1,kdown} = 22,2\text{ kN} \geq 17,8\text{ kN}$.

$$B/h = \frac{190 + 40}{240} = 0,96 \geq 0,7 \quad \checkmark.$$

GRAFISCHE DARSTELLUNG

Material: Brettschichtholz GL28c Breite: 12 cm Höhe: 24 cm Volumen: 0,1 m³

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften			
Grundkombinationen für Brettschichtholz	γ_M	:	1.300
Grundkombinationen für Vollholz	γ_M	:	1.300
Außergewöhnliche Kombinationen	γ_M	:	1.000
Kombination für Brandschutznachweis	$\gamma_{M,fi}$	:	1.000

Grenzwerte der Verformungen nach Tab. 7.2 - Charakteristische (seltene) Einwirkungskombination			
w_{inst}	Feld $\leq l / 300$	Kragträger $\leq l_k / 150$	

Grenzwerte der Verformungen - Quasi-ständige Bemessungssituation			
$w_{net,fin}$	$\leq l / 280$	$\leq l_k / 150$	Gl. (NA.1)

Grenzwerte der Verformungen - Quasi-ständige / Charakteristische Bemessungssituation			
w_{fin}	$\leq l / 200$	$\leq l_k / 100$	

Modifikationsbeiwert k_{mod}			
KLED	1	2	3
-Ständig	0.600	0.600	0.500
-Lang	0.700	0.700	0.550
-Mittel	0.800	0.800	0.650
-Kurz	0.900	0.900	0.700
-Sehr kurz	1.100	1.100	0.900

LAGER

Lager Nr.	Stelle X [m]	Feldlänge l [m]	Lagerbreite b [cm]	Lagertyp	Stützung			Einspannung		
					u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
1	0.100	3.470	20.00	Gelenkig	☒	☒	☒	☒	☐	☐
2	3.570		0.00	Gelenkig verschieblich	☐	☒	☒	☒	☐	☐

QUERSCHNITTE

Abmessungen	
Querschnittsbreite	b : 12.00 cm
Querschnittshöhe	h : 24.00 cm

BELASTUNGSDATEN

Lastendefinition	
Flächenlastbezogen	b_k : 0.440 m
Einflussbreite	b_{te} : 0.440 m

Ständige Einwirkungen	
Berücksichtigen mit Faktor	: 1.000
Dachaufbau	$g_{k,z}$: 0.000 kN/m ²
Eigengewicht Träger (Durchschnitt)	$g_{k,z}$: 0.000 kN/m
	$g_{k,1}$: 0.121 kN/m
	g_k : 0.121 kN/m

Nutzungsklasse	
Nutzungsklasse	NKL : 1

■ LF1 - EIGENGEWICHT + DACHAUFBAU

Nr.	Lastart	Last-Richtung	Lastbezug	Last-Parameter			Über ges. Länge	
				Symbol	Wert	Einheit		
3	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	4.670	kN	☐	
				A	0.875	m		
4	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	4.670	kN	☐	
				A	1.730	m		
5	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	4.670	kN	☐	
				A	2.585	m		

■ LF21 - NUTZLAST FELD NR. 1

Nr.	Lastart	Last-Richtung	Lastbezug	Last-Parameter			Über ges. Länge	
				Symbol	Wert	Einheit		
1	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	3.610	kN	☐	
				A	0.875	m		
2	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	3.610	kN	☐	
				A	1.730	m		
3	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	3.610	kN	☐	
				A	2.585	m		

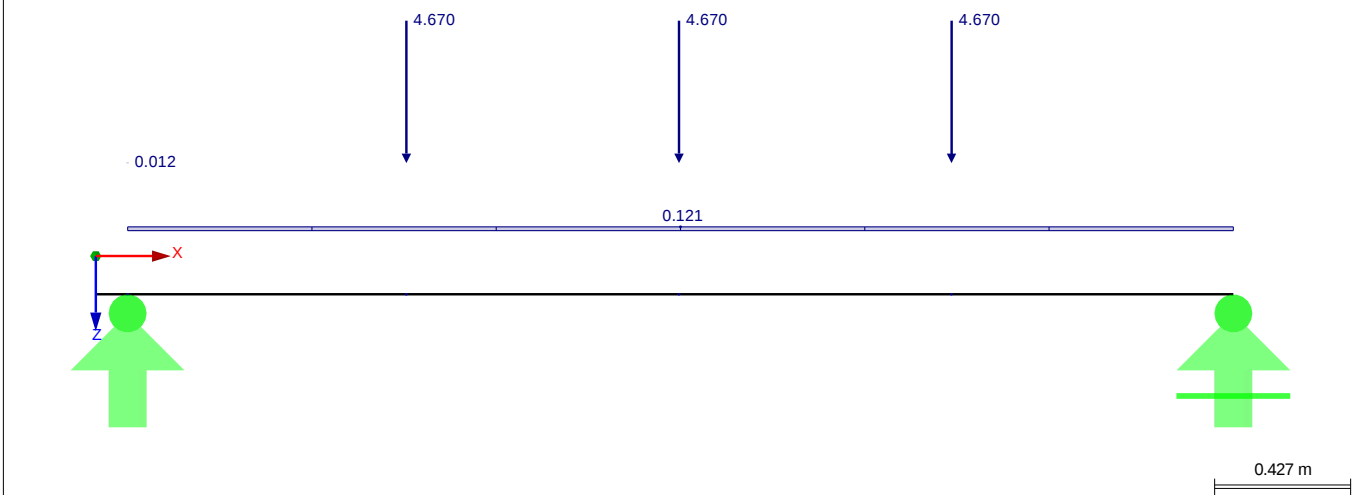
■ HINWEIS:

Einzellasten wurden Lager 2 aus Position E.1 entnommen!

■ LF1 - EIGENGEWICHT + DACHAUFBAU

LF 1: Eigengewicht + Dachaufbau
Belastung [kN/m], [kN]

Entgegen der Y-Richtung

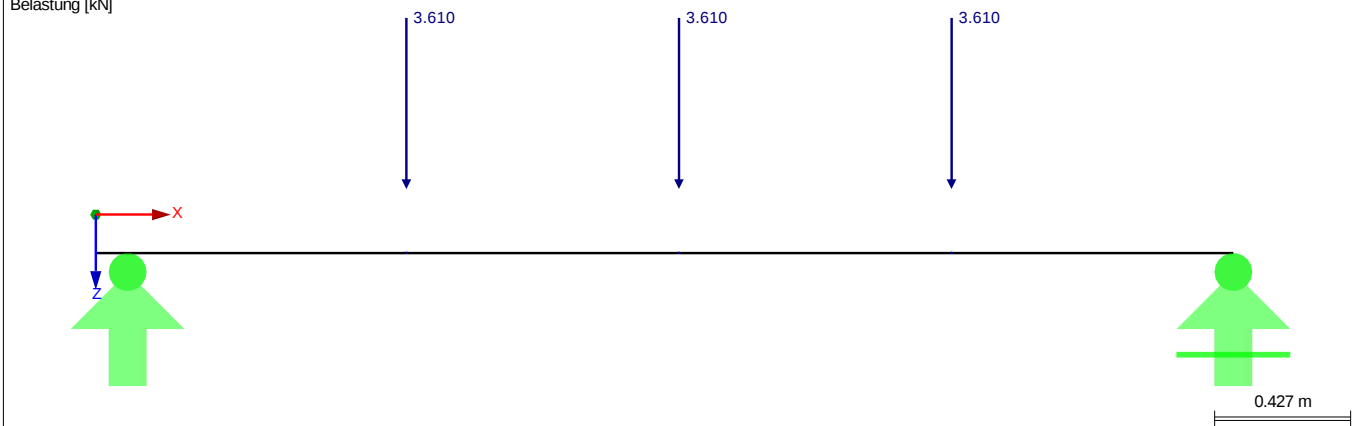


Einzellasten aus Position E.1!

■ LF21 - NUTZLAST FELD NR. 1

LF 21: Nutzlast Feld Nr. 1
Belastung [kN]

Entgegen der Y-Richtung



■ STEUERUNGSPARAMETER

Durchzuführende Nachweise

Lagesicherheit EQU	☐
Tragfähigkeit STR	☒
Gebrauchstauglichkeit	☒
Brandschutz	☐
Auflagerpressung	☒
Lagerkräfte ausgeben	☒
Verformung ausgeben	☒

Angaben zum Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Überhöhung w_c : 0.0 mm

Einstellungen

Einfluss der Querschnittabmessungen an die Materialeigenschaften

Erhöhung $f_{m,k}$ und $f_{t,0,k}$ ☒ nach 3.3(3) für Brettschichtholz
☒ nach 3.3(NA.6) für Brettschichtholz

Umlagerung der Momente nach DIN EN 1990 1.5.6.4

Umlagerung: : 10.000 %

Berechnungsparameter

Anzahl Stabteilungen für Ergebnisverläufe 10
 Anzahl Stabteilungen für interne Teilung der Voutenstäbe 10

■ EFFEKTIVE LÄNGEN

Stabsatz Nr.	Knicken möglich	Längen l [m]	Knicken um Achse y-y			Knicken um Achse z-z			Kippen		
			Möglich	$\beta_{ef,y}$	$l_{ef,y}$ [m]	Möglich	$\beta_{ef,z}$	$l_{ef,z}$ [m]	Möglich	l_{ef} manuell	l_{ef} [m]
1	☒	3.470	☒	1.000	3.470	☐	1.000	3.470	☐	☐	3.470

■ ERGEBNISKOMBINATIONEN

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lastfälle	Bemessungs- situation	KLED	Faktor k_{mod}	Max. Nutzung
Tragfähigkeitsnachweise						
EK1	g	1.35*LF1	TG	Ständig	0.60	0.69
EK2	g + p(F1)	1.35*LF1 + 1.50*LF21	TG	Mittel	0.80	0.95
Gebrauchstauglichkeitsnachweise						
EK3	g	LF1	GC	Ständig		0.54
EK4	g + p(F1)	LF1 + LF21	GC	Mittel		0.95
EK5	g	1.60*LF1	GQ	Ständig		0.81
EK6	g + p(F1)	1.60*LF1 + 0.48*LF21	GQ	Mittel		1.00
EK8	g + p(F1)	1.60*LF1 + 1.18*LF21	GCQ	Mittel		0.90

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

111) Querschnittstragfähigkeit - Schub aus Querkraft V_z nach 6.1.7

Maßgebend	Stelle	X	0.447 m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK2	
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000 kN	
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000 kN	
	Querkraft	$V_{z,d}$	17.855 kN	
	Torsion	M_T	0.000 kNm	
	Moment	$M_{y,d}$	6.206 kNm	
	Moment	$M_{z,d}$	0.000 kNm	
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d}$	17.855 kN	
	Querschnittsbreite	b	12.00 cm	
	Querschnittshöhe	h	24.00 cm	
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714	6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	205.71 cm ²	
	Schubspannung	τ_d	1.3 N/mm ²	
	Schubfestigkeit	f_{vk}	3.5 N/mm ²	[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300	Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800	Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2 N/mm ²	Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.60	Gl. (6.13)

114) Querschnittstragfähigkeit - Schubspannung am Auflager V_z nach 6.1.7

Maßgebend	Stelle	X	0.100 m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK2	
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000 kN	
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000 kN	
	Querkraft	$V_{z,d}$	17.912 kN	
	Torsion	M_T	0.000 kNm	
	Moment	$M_{y,d}$	0.000 kNm	
	Moment	$M_{z,d}$	0.000 kNm	
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d, red}$	17.856 kN	6.1.7 ((NA.5))
	Querschnittsbreite	b	12.00 cm	
	Querschnittshöhe	h	24.00 cm	
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714	6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	205.71 cm ²	
	Schubspannung	τ_d	1.3 N/mm ²	
	Schubfestigkeit	f_{vk}	3.5 N/mm ²	[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300	Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800	Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2 N/mm ²	Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.60	Gl. (6.13)

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

151) Querschnittstragfähigkeit - Einfache Biegung nach 6.1.6

Maßgebend	Stelle	X	1.830	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK2			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	5.910	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	20.721	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Moment	$M_{y,d}$	20.721	kNm		
	Widerstandsmoment	W_y	1152.00	cm ³		
	Biegespannung	$\sigma_{m,y,d}$	18.0	N/mm ²	3.3(3)	[7], Tab.2
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,k}$	30.7	N/mm ²		Tab. 2.3
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 3.1
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Gl. (2.14)
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,d}$	18.9	N/mm ²		Gl. (6.11)
	Nachweis	η	0.95		≤ 1	

251) Auflagerpressung - Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes nach 6.1.5

Maßgebend	Stelle	X	0.100	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK2			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	17.912	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	0.000	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Auflagerkraft	A_d	17.928	kN		
	Auflagerlänge	l_A	20.00	cm		
	Effektive Auflagerlänge	$l_{A,ef}$	23.00	cm		
	Trägerbreite	b	12.00	cm		
	Wirksame Querdruklfläche	A_{df}	276.00	cm ²		
	Querdrukspannung	$\sigma_{c,90,d}$	0.6	N/mm ²		
	Querdruksbeiwert	$k_{c,90}$	1.750			
	Querdruksfestigkeit	$f_{c,90,k}$	2.5	N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Tab. 3.1
	Querdruksfestigkeit	$f_{c,90,d}$	1.5	N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.24		≤ 1	Gl. (6.3)

401) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	1.830	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK4			
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm		
	Richtung y	w_y	0.0	mm		
	Richtung z	w_z	11.0	mm		
Nachweis	Verformung am Innenfeld	$w_{inst,z}$	11.0	mm		
	Bezugslänge	l	3.470	m		
	Grenzwertkriterium	$l / w_{inst,grenz,z}$	300			
	Grenzwert der Verformung	$w_{inst,grenz,z}$	11.6	mm		
	Nachweis	η	0.95		≤ 1	Tab. 7.2

402) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	1.830	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK6			
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm		
	Richtung y	w_y	0.0	mm		
	Richtung z	w_z	12.3	mm		
Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60			Tab. 3.2
	Verformung am Innenfeld	$w_{fin,z}$	12.3	mm		
	Überhöhung	w_c	0.0	mm		
	Nettoenddurchbiegung	$w_{net,fin,z}$	12.3	mm		
	Bezugslänge	l	3.470	m		
	Grenzwertkriterium	$l / w_{net,fin,limit,z}$	280			
	Grenzwert der Verformung	$w_{net,fin,limit,z}$	12.4	mm		
	Nachweis	η	1.00		≤ 1	Tab. 7.2

403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch / Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

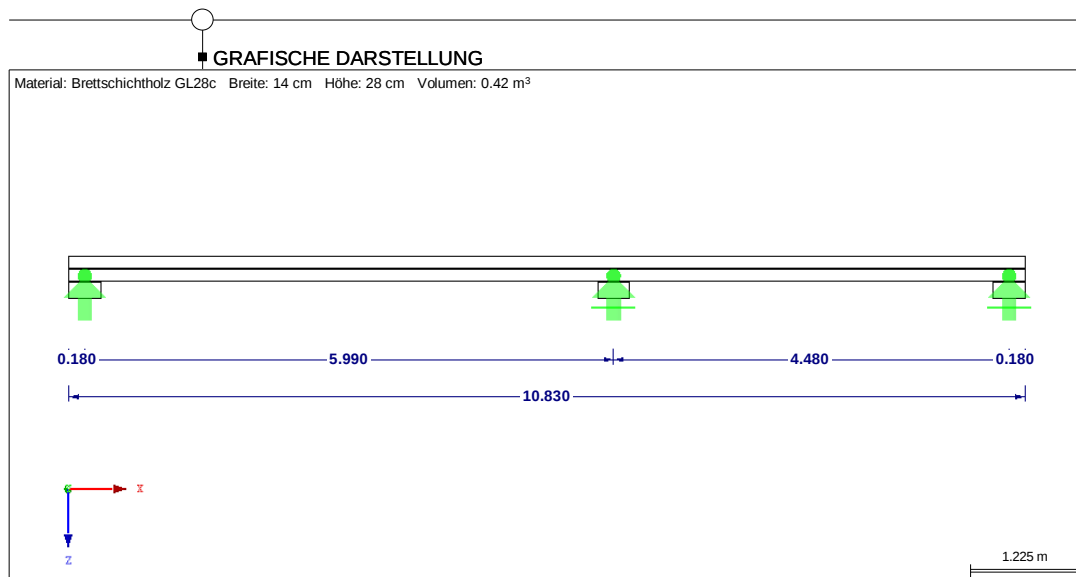
Maßgebend	Stelle	X	1.830	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK8			
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm		
	Richtung y	w_y	0.0	mm		
	Richtung z	w_z	15.7	mm		
Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60			Tab. 3.2
	Verformung am Innenfeld	$w_{fin,z}$	15.7	mm		
	Bezugslänge	l	3.470	m		
	Grenzwertkriterium	$l / w_{fin,grenz,z}$	200			
	Grenzwert der Verformung	$w_{fin,grenz,z}$	17.3	mm		
	Nachweis	η	0.90		≤ 1	Tab. 7.2

■ LAGERKRÄFTE

EK	Ergebniskombinationen	Lager Nr.	X [m]	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
	Bezeichnung			P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z
Lastfälle (charakteristische Werte)									
LF1	Eigengewicht + Dachaufbau	1	0.100	0.000	0.000	7.247	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	7.195	0.000	0.000	0.000
LF21	Nutzlast Feld Nr. 1	1	0.100	0.000	0.000	5.430	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	5.400	0.000	0.000	0.000
LF41	Schnee	1	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LF51	Wind Formbeiwert c _{pe,min}	1	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LF52	Wind Formbeiwert c _{pe,max}	1	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.100	0.000	0.000	7.247	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Max		2	3.570	0.000	0.000	7.195	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Tragfähigkeit (Bemessungswerte) (STR)									
EK1	g	1	0.100	0.000	0.000	9.783	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	9.714	0.000	0.000	0.000
EK2	g + p(F1)	1	0.100	0.000	0.000	17.928	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	17.813	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.100	0.000	0.000	17.928	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	9.783	0.000	0.000	0.000
Max		2	3.570	0.000	0.000	17.813	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	9.714	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Werte)									
EK3	g	1	0.100	0.000	0.000	7.247	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	7.195	0.000	0.000	0.000
EK4	g + p(F1)	1	0.100	0.000	0.000	12.677	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	12.595	0.000	0.000	0.000
EK5	g	1	0.100	0.000	0.000	11.595	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	11.512	0.000	0.000	0.000
EK6	g + p(F1)	1	0.100	0.000	0.000	14.201	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	14.104	0.000	0.000	0.000
EK8	g + p(F1)	1	0.100	0.000	0.000	18.002	0.000	0.000	0.000
		2	3.570	0.000	0.000	17.884	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.100	0.000	0.000	18.002	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	7.247	0.000	0.000	0.000
Max		2	3.570	0.000	0.000	17.884	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	7.195	0.000	0.000	0.000

H.3.2 Position E.3 (Hauptträger an Treppe)

Träger wird an den Endauflagern ausgeklingt und beim Mittelaufleger eingelassen (höhere Beanspruchung durch Stützmoment).



■ DETAILS

Maximaler Faseranschnittswinkel	
Benutze Einschränkung	$\alpha \leq 24.00^\circ$
Torsionsmoment an Auflagern	
Querschnittsnachweis an Auflagern anwenden mit Torsionsmoment T_d :	☐
Sondereinstellungen für Holz	
Faser parallel zur Unterkante des Trägers	☐
Kombiniertes Brettschichtholz in das homogene umklassifizieren, falls die Voraussetzungen nach DIN EN 1194, Anhang A nicht erfüllt sind	☐
Reduktion der Schnittgrößen	
Momentenausrundung über Auflager	☒
Reduktion der Querkkräfte nach 6.1.7(3) im Abstand h von der Auflagerkante. (h = Trägerhöhe entlang der Auflagerachse)	☐
Reduktion der Querkkräfte nach 6.1.7(NA.5) im Abstand h von der Auflagerkante. (h = Trägerhöhe entlang der Auflagerachse)	☒
Einstellungen für Bemessung	
Abminderung der Steifigkeit mit Beiwert $1 / (1 + k_{\text{def}})$ infolge Kriecheffekte in den Nutzungsklassen 2 und 3 nach NCI NA. 5.9	☐

■ DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften			
Grundkombinationen für Brettschichtholz	γ_M	:	1.300
Grundkombinationen für Vollholz	γ_M	:	1.300
Außergewöhnliche Kombinationen	γ_M	:	1.000
Kombination für Brandschutznachweis	$\gamma_{M,fi}$	:	1.000
Grenzwerte der Verformungen nach Tab. 7.2 - Charakteristische (seltene) Einwirkungskombination			
w_{inst}	Feld $\leq l / 300$	Kragträger $\leq l_k / 150$	
Grenzwerte der Verformungen - Quasi-ständige Bemessungssituation			
$w_{\text{rec,lin}}$	$\leq l / 280$	$\leq l_k / 150$	Gl. (NA.1)
Grenzwerte der Verformungen - Quasi-ständige / Charakteristische Bemessungssituation			
w_{lin}	$\leq l / 200$	$\leq l_k / 100$	
Modifikationsbeiwert k_{mod}			
KLED	1	2	3
-Ständig	0.600	0.600	0.500
-Lang	0.700	0.700	0.550
-Mittel	0.800	0.800	0.650
-Kurz	0.900	0.900	0.700
-Sehr kurz	1.100	1.100	0.900

■ LAGER

Lager Nr.	Stelle X [m]	Feldlänge l [m]	Lagerbreite b [cm]	Lagertyp	Stützung			Einspannung		
					u _x	u _y	u _z	φ _x	φ _y	φ _z
1	0.180	5.990	36.00	Gelenkig	☒	☒	☒	☒	☐	☐
2	6.170	4.480	36.00	Gelenkig verschieblich	☐	☒	☒	☒	☐	☐
3	10.650		36.00	Gelenkig verschieblich	☐	☒	☒	☒	☐	☐

■ QUERSCHNITTE

Abmessungen

Querschnittsbreite	b	:	14.00	cm
Querschnittshöhe	h	:	28.00	cm

■ BELASTUNGSDATEN

Lastendefinition

Flächenlastbezogen	b _l	:	0.000	m
Einflussbreite	b _{re}	:	0.440	m

Ständige Einwirkungen

Berücksichtigen mit Faktor		:	1.000	
Dachaufbau		:		
OSB		:	0.150	kN/m ²
Zementestrich		:	1.100	kN/m ²
Glasplatten, -fliesen, -mosaik		:	0.125	kN/m ²
Styropor		:	0.080	kN/m ²
Trennwandzuschlag		:	0.800	kN/m ²
Dachaufbau	g _{k,2'}	:	2.255	kN/m ²
Eigengewicht Träger (Durchschnitt)	g _{k,2}	:	0.992	kN/m
	g _{k,1}	:	0.165	kN/m
	g _k	:	1.157	kN/m

Nutzlast

Nutzlast	p _k	:	2.000	kN/m ²	GFL
	p _k	:	0.880	kN/m	GFL

Nutzlast - Kategorie nach EN 1991-1-1

A

Nutzungsklasse

Nutzungsklasse	NKL	:	1	
----------------	-----	---	---	--

■ LF1 - EIGENGEWICHT + DACHAUFBAU

Nr.	Lastart	Last-Richtung	Lastbezug	Symbol	Last-Parameter Wert	Einheit	Über ges. Länge	
9	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	7.200	kN	☐	
10	Trapezlast	ZL	Feld Nr. 1	A	4.300	m	☐	
				p ₁	0.992	kN/m		
				p ₂	0.992	kN/m		
				A	0.000	m		
				B	4.300	m		
11	Lasteinzug b _{li}							
	Linienlast	ZL	Feld Nr. 2	p	0.992	kN/m	☐	
	Lasteinzug b _{li}							

■ LF21 - NUTZLAST FELD NR. 1

Nr.	Lastart	Last-Richtung	Lastbezug	Symbol	Last-Parameter Wert	Einheit	Über ges. Länge	
3	Einzellast	ZL	Feld Nr. 1	P	5.400	kN	☐	
4	Trapezlast	ZL	Feld Nr. 1	A	4.300	m	☐	
				p ₁	0.880	kN/m		
				p ₂	0.880	kN/m		
				A	0.000	m		
				B	4.300	m		
	Lasteinzug b _{li}							

■ LF22 - NUTZLAST FELD NR. 2

Nr.	Lastart	Last-Richtung	Lastbezug	Symbol	Last-Parameter Wert	Einheit	Über ges. Länge	
3	Linienlast	ZL	Feld Nr. 2	p	0.880	kN/m	☐	

■ HINWEIS:

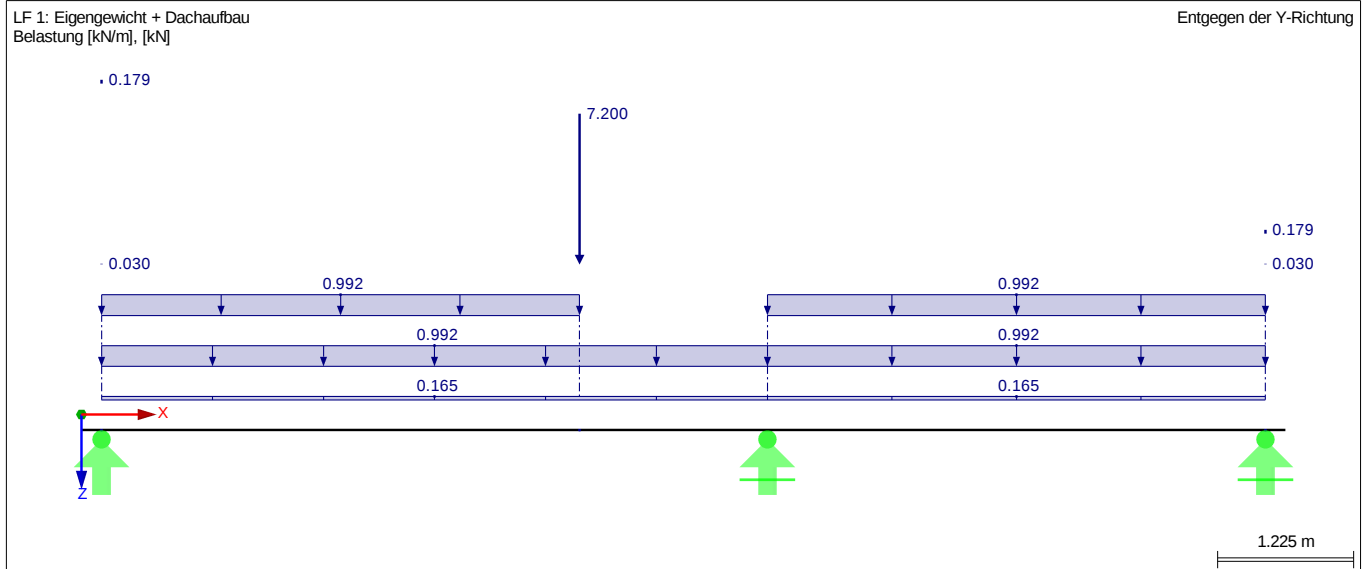
Im Lastfall Eigengewicht und im Lastfall Nutzlast wurde das Treppenloch bei der Belastung entsprechend ausgespart. Hierfür wurde der Lasteinzug (links) zu null gesetzt. Die fehlenden Lasten wurden manuell als Trapezlast mit 0,992 kN/m (LF1) und 0,88kN/m (LF21) definiert.

■ HINWEIS:

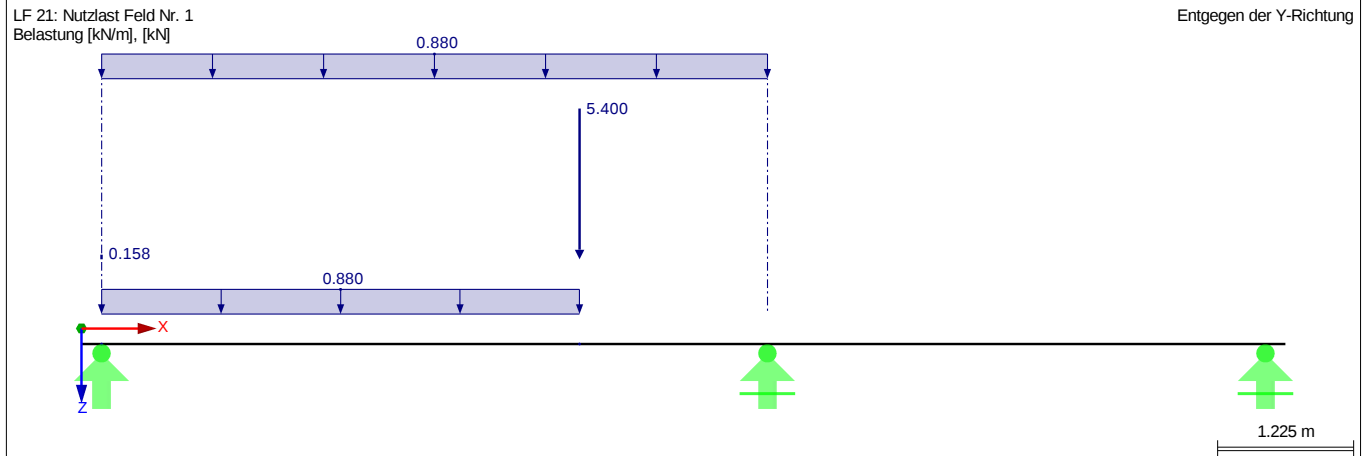
Die Einzellasten wurde aus Position E.2 bei $x=4,3\text{m}$ angesetzt.

Weiteres siehe Positionsplan im Anhang.

■ LF1 - EIGENGEWICHT + DACHAUFBAU

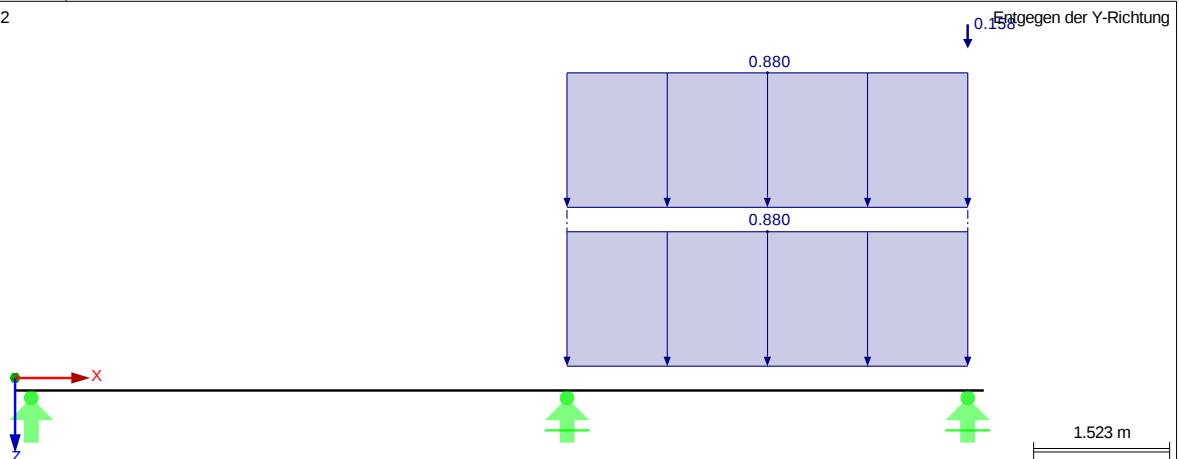


■ LF21 - NUTZLAST FELD NR. 1



■ LF22 - NUTZLAST FELD NR. 2

LF 22: Nutzlast Feld Nr. 2
Belastung [kN/m], [kN]



■ STEUERUNGSPARAMETER

Durchzuführende Nachweise

- Lagesicherheit EQU ☐
 Tragfähigkeit STR ☒
 Gebrauchstauglichkeit ☒
 Brandschutz ☐
 Auflagerpressung ☒
 Lagerkräfte ausgeben ☒
 Verformung ausgeben ☒

Angaben zum Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Überhöhung w_c : 0.0 mm

Einstellungen

Einfluss der Querschnittabmessungen an die Materialeigenschaften

- Erhöhung $f_{m,k}$ und $f_{t,0,k}$ ☒ nach 3.3(3) für Brettschichtholz
☒ nach 3.3(NA.6) für Brettschichtholz

Umlagerung der Momente nach DIN EN 1990 1.5.6.4

Umlagerung: : 10.000 %

Berechnungsparameter

Anzahl Stabteilungen für Ergebnisverläufe 10
 Anzahl Stabteilungen für interne Teilung der Voutenstäbe 10

■ EFFEKTIVE LÄNGEN

Stabsatz Nr.	Knicken möglich	Längen l [m]	Knicken um Achse y-y			Knicken um Achse z-z			Kippen		
			Möglich	$\beta_{ef,y}$	$l_{ef,y}$ [m]	Möglich	$\beta_{ef,z}$	$l_{ef,z}$ [m]	Möglich	l_{ef} manuell	l_{ef} [m]
1	☒	5.990	☒	1.000	5.990	☐	1.000	5.990	☐	☐	5.990
2	☒	4.480	☒	1.000	4.480	☐	1.000	4.480	☐	☐	4.480

ERGEBNISSE

■ ERGEBNISKOMBINATIONEN

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lastfälle	Bemessungs- situation	KLED	Faktor k_{mod}	Max. Nutzung
Tragfähigkeitsnachweise						
EK1	g	1.35*LF1	TG	Ständig	0.60	0.54
EK2	g + p(F1)	1.35*LF1 + 1.50*LF21	TG	Mittel	0.80	0.77
EK3	g + p(F1) + p(F2)	1.35*LF1 + 1.50*LF21 + 1.50*LF22	TG	Mittel	0.80	0.76
EK4	g + p(F2)	1.35*LF1 + 1.50*LF22	TG	Mittel	0.80	0.48
Gebrauchstauglichkeitsnachweise						
EK5	g	LF1	GC	Ständig		0.54
EK6	g + p(F1)	LF1 + LF21	GC	Mittel		1.02
EK7	g + p(F1) + p(F2)	LF1 + LF21 + LF22	GC	Mittel		0.96
EK8	g + p(F2)	LF1 + LF22	GC	Mittel		0.47
EK9	g	1.60*LF1	GQ	Ständig		0.80
EK10	g + p(F1)	1.60*LF1 + 0.48*LF21	GQ	Mittel		1.02
EK11	g + p(F1) + p(F2)	1.60*LF1 + 0.48*LF21 + 0.48*LF22	GQ	Mittel		0.99
EK12	g + p(F2)	1.60*LF1 + 0.48*LF22	GQ	Mittel		0.77
EK14	g + p(F1)	1.60*LF1 + 1.18*LF21	GCQ	Mittel		0.95
EK15	g + p(F1) + p(F2)	1.60*LF1 + 1.18*LF21 + 1.18*LF22	GCQ	Mittel		0.90
EK16	g + p(F2)	1.60*LF1 + 1.18*LF22	GCQ	Mittel		0.52

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

111) Querschnittstragfähigkeit - Schub aus Querkraft Vz nach 6.1.7

Maßgebend	Stelle	X	5.990 m
	Ergebniskombinationen	EK	EK3
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000 kN
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000 kN
	Querkraft	$V_{z,d}$	-29.799 kN

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

Nachweis	Torsion	M_T	0.000	kNm	
	Moment	$M_{y,d}$	-23.400	kNm	
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm	
	Querkraft	$V_{z,d,red}$	28.993	kN	6.1.7 ((NA.5))
	Querschnittsbreite	b	14.00	cm	
	Querschnittshöhe	h	28.00	cm	
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714		6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	280.00	cm ²	
	Schubspannung	τ_d	1.6	N/mm ²	
	Schubfestigkeit	$f_{v,k}$	3.5	N/mm ²	[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300		Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2	N/mm ²	Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.72		Gl. (6.13)
114) Querschnittstragfähigkeit - Schubspannung am Auflager Vz nach 6.1.7					
Maßgebend	Stelle	X	6.170	m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK3		
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN	
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN	
	Querkraft	$V_{z,d}$	-30.318	kN	
	Torsion	M_T	0.000	kNm	
	Moment	$M_{y,d}$	-28.701	kNm	
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm	
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d,red}$	28.993	kN	6.1.7 ((NA.5))
	Querschnittsbreite	b	14.00	cm	
	Querschnittshöhe	h	28.00	cm	
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714		6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	280.00	cm ²	
	Schubspannung	τ_d	1.6	N/mm ²	
	Schubfestigkeit	$f_{v,k}$	3.5	N/mm ²	[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300		Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2	N/mm ²	Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.72		Gl. (6.13)
151) Querschnittstragfähigkeit - Einfache Biegung nach 6.1.6					
Maßgebend	Stelle	X	3.175	m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK2		
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN	
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN	
	Querkraft	$V_{z,d}$	0.067	kN	
	Torsion	M_T	0.000	kNm	
	Moment	$M_{y,d}$	25.052	kNm	
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm	
Nachweis	Moment	$M_{y,d}$	26.347	kNm	
	Widerstandsmoment	W_y	1829.33	cm ³	
	Biegespannung	$\sigma_{m,y,d}$	14.4	N/mm ²	
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,k}$	30.2	N/mm ²	3.3(3)
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300		[7], Tab.2
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800		Tab. 2.3
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,d}$	18.6	N/mm ²	Tab. 3.1
	Nachweis	η	0.77		Gl. (2.14)
				≤ 1	Gl. (6.11)
251) Auflagerpressung - Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes nach 6.1.5					
Maßgebend	Stelle	X	6.170	m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK3		
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN	
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN	
	Querkraft	$V_{z,d}$	-30.318	kN	
	Torsion	M_T	0.000	kNm	
	Moment	$M_{y,d}$	-28.701	kNm	
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm	
Nachweis	Auflagerkraft	A_d	49.136	kN	
	Auflagerlänge	l_A	36.00	cm	
	Effektive Auflagerlänge	$l_{A,ef}$	42.00	cm	
	Trägerbreite	b	14.00	cm	
	Wirksame Querdruckfläche	A_{ef}	588.00	cm ²	
	Querdruckspannung	$\sigma_{c,90,d}$	0.8	N/mm ²	
	Querdruckbeiwert	$k_{c,90}$	1.750		
	Querdruckfestigkeit	$f_{c,90,k}$	2.5	N/mm ²	[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300		Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Querdruckfestigkeit	$f_{c,90,d}$	1.5	N/mm ²	Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.31		Gl. (6.3)
401) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung					
Maßgebend	Stelle	X	3.175	m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK6		
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm	
	Richtung y	w_y	0.0	mm	
	Richtung z	w_z	20.4	mm	
Nachweis	Verformung am Innenfeld	$w_{inst,z}$	20.4	mm	
	Bezugslänge	l	5.990	m	
	Grenzwertkriterium	$l / w_{inst,grenz,z}$	300		
	Grenzwert der Verformung	$w_{inst,grenz,z}$	20.0	mm	
	Nachweis	η	1.02		> 1 Tab. 7.2

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

402) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	3.175 m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK10	
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0 mm	
	Richtung y	w_y	0.0 mm	
	Richtung z	w_z	21.8 mm	
Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60	Tab. 3.2
	Verformung am Innenfeld	$w_{in,z}$	21.8 mm	
	Überhöhung	w_c	0.0 mm	
	Nettoenddurchbiegung	$w_{net,fin,z}$	21.8 mm	
	Bezugslänge	l	5.990 m	
	Grenzwertkriterium	$l / w_{net,fin,limit,z}$	280	
	Grenzwert der Verformung	$w_{net,fin,limit,z}$	21.4 mm	
	Nachweis	η	1.02	> 1 Tab. 7.2

403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch / Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	3.175 m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK14	
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0 mm	
	Richtung y	w_y	0.0 mm	
	Richtung z	w_z	28.6 mm	
Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60	Tab. 3.2
	Verformung am Innenfeld	$w_{in,z}$	28.6 mm	
	Bezugslänge	l	5.990 m	
	Grenzwertkriterium	$l / w_{in,grenz,z}$	200	
	Grenzwert der Verformung	$w_{in,grenz,z}$	29.9 mm	
	Nachweis	η	0.95	≤ 1 Tab. 7.2

■ LAGERKRÄFTE

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lager Nr.	X [m]	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
				P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
Lastfälle (charakteristische Werte)									
LF1	Eigengewicht + Dachaufbau	1	0.180	0.000	0.000	6.548	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	19.395	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	2.494	0.000	0.000	0.000
LF21	Nutzlast Feld Nr. 1	1	0.180	0.000	0.000	5.560	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	10.635	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	-1.582	0.000	0.000	0.000
LF22	Nutzlast Feld Nr. 2	1	0.180	0.000	0.000	-0.310	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	4.667	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	3.686	0.000	0.000	0.000
LF41	Schnee	1	0.180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LF51	Wind Formbeiwert $c_{pe,min}$	1	0.180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LF52	Wind Formbeiwert $c_{pe,max}$	1	0.180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.180	0.000	0.000	6.548	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	-0.310	0.000	0.000	0.000
Max		2	6.170	0.000	0.000	19.395	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Max		3	10.650	0.000	0.000	3.686	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	-1.582	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Tragfähigkeit (Bemessungswerte) (STR)									
EK1	g	1	0.180	0.000	0.000	8.840	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	26.183	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	3.366	0.000	0.000	0.000
EK2	g + p(F1)	1	0.180	0.000	0.000	17.180	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	42.135	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	0.994	0.000	0.000	0.000
EK3	g + p(F1) + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	16.715	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	49.136	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	6.523	0.000	0.000	0.000
EK4	g + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	8.374	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	33.184	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	8.895	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.180	0.000	0.000	17.180	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	8.374	0.000	0.000	0.000
Max		2	6.170	0.000	0.000	49.136	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	26.183	0.000	0.000	0.000
Max		3	10.650	0.000	0.000	8.895	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.994	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Werte)									
EK5	g	1	0.180	0.000	0.000	6.548	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	19.395	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	2.494	0.000	0.000	0.000
EK6	g + p(F1)	1	0.180	0.000	0.000	12.108	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	30.029	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	0.912	0.000	0.000	0.000
EK7	g + p(F1) + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	11.798	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	34.697	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	4.598	0.000	0.000	0.000
EK8	g + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	6.238	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	24.062	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	6.180	0.000	0.000	0.000
EK9	g	1	0.180	0.000	0.000	10.477	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	31.031	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	3.990	0.000	0.000	0.000

■ LAGERKRÄFTE

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lager Nr.	X [m]	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
				P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z
EK10	g + p(F1)	1	0.180	0.000	0.000	13.146	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	36.136	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	3.231	0.000	0.000	0.000
EK11	g + p(F1) + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	12.997	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	38.376	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	5.000	0.000	0.000	0.000
EK12	g + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	10.328	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	33.272	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	5.759	0.000	0.000	0.000
EK14	g + p(F1)	1	0.180	0.000	0.000	17.038	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	43.580	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	2.124	0.000	0.000	0.000
EK15	g + p(F1) + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	16.672	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	49.088	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	6.473	0.000	0.000	0.000
EK16	g + p(F2)	1	0.180	0.000	0.000	10.111	0.000	0.000	0.000
		2	6.170	0.000	0.000	36.539	0.000	0.000	0.000
		3	10.650	0.000	0.000	8.339	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.180	0.000	0.000	17.038	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	6.238	0.000	0.000	0.000
Max		2	6.170	0.000	0.000	49.088	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	19.395	0.000	0.000	0.000
Max		3	10.650	0.000	0.000	8.339	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.912	0.000	0.000	0.000

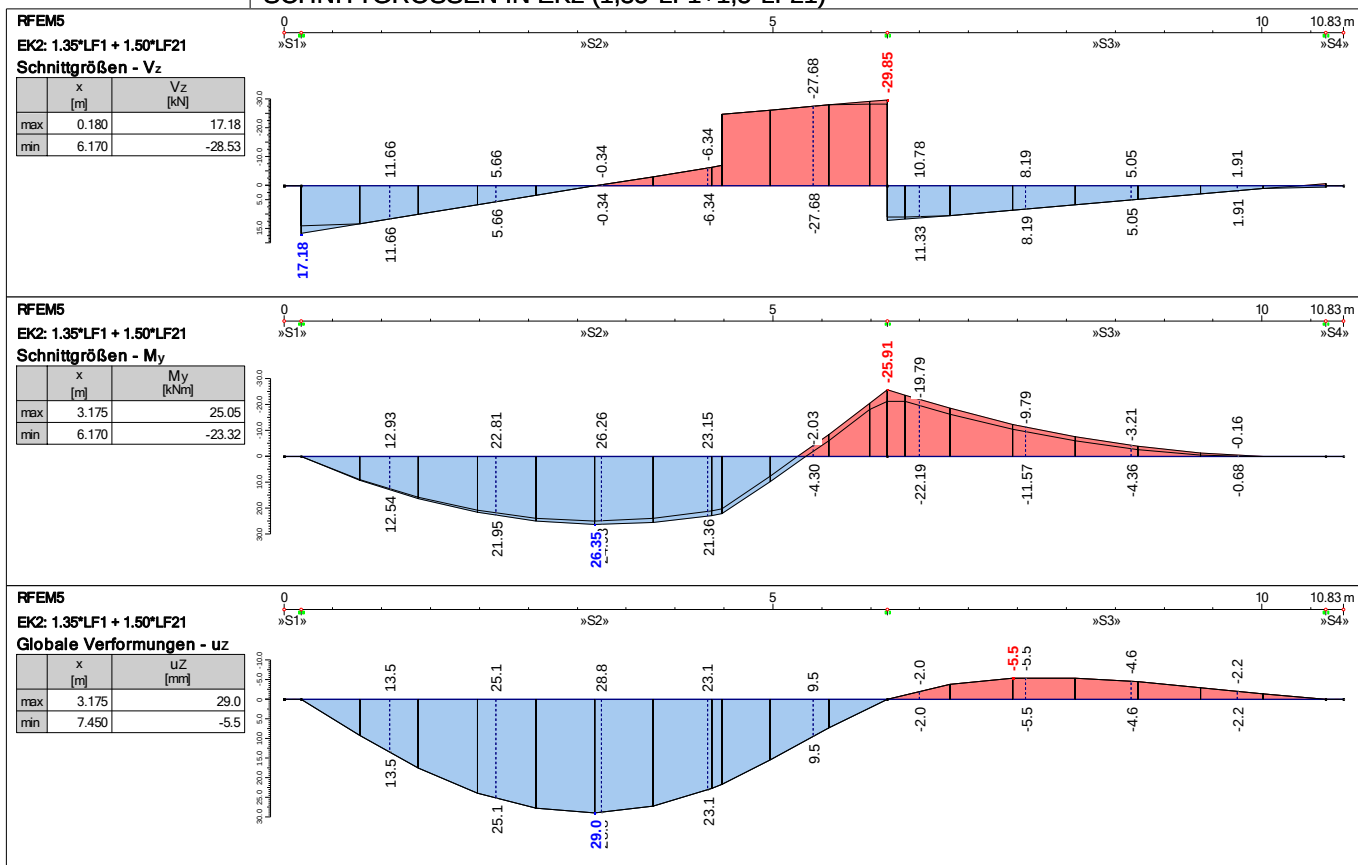
■ VERFORMUNGEN

EK	Ergebniskombinationen		Stelle		Verschiebungen [mm]			Verdrehungen [mrad]		
	Bezeichnung		Bezeichnung	X [m]	u _x	u _y	u _z	φ _x	φ _y	φ _z
Lastfälle										
LF1	Eigengewicht + Dachaufbau	Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-5.6	0.0	
		Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	10.7	0.0	-5.6	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	0.0	
LF21	Nutzlast Feld Nr. 1	Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-1.2	0.0	2.9	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-5.0	0.0	
LF22	Nutzlast Feld Nr. 2	Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	9.7	0.0	-5.0	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4	0.0	
		Feld Nr. 2	8.090	0.0	0.0	-2.8	0.0	3.4	0.0	
LF41	Schnee	Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	
		Feld Nr. 1	3.774	0.0	0.0	-1.3	0.0	-1.2	0.0	
LF51	Wind Formbeiwert cpe,min	Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.2	0.0	
		Feld Nr. 2	8.730	0.0	0.0	2.3	0.0	1.6	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	0.0	
LF52	Wind Formbeiwert cpe,max	Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Feld Nr. 1	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
LF52	Wind Formbeiwert cpe,max	Feld Nr. 2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
LF52	Wind Formbeiwert cpe,max	Feld Nr. 1	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Feld Nr. 2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
LF52	Wind Formbeiwert cpe,max	Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Feld Nr. 1	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
LF52	Wind Formbeiwert cpe,max	Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Feld Nr. 2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Ergebniskombinationen										
EK5	g	Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-5.6	0.0	
		Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	10.7	0.0	-5.6	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	0.0	
EK6	g + p(F1)	Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-1.2	0.0	2.9	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.6	0.0	
EK7	g + p(F1) + p(F2)	Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	20.4	0.0	-10.6	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	6.3	0.0	
		Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-3.8	0.0	6.3	0.0	
EK8	g + p(F2)	Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.1	0.0	
		Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	19.1	0.0	-10.1	0.0	
EK9	g	Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	0.0	
		Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-2.0	0.0	5.1	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	
EK10	g + p(F1)	Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-5.1	0.0	
		Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	9.4	0.0	-5.1	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	0.0	
EK11	g + p(F1) + p(F2)	Feld Nr. 2	8.730	0.0	0.0	1.9	0.0	1.7	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.0	0.0	
EK12	g + p(F2)	Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	17.1	0.0	-9.0	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	4.6	0.0	
		Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-1.9	0.0	4.6	0.0	
EK13	g	Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-11.4	0.0	
		Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	21.8	0.0	-11.4	0.0	
EK14	g + p(F1)	Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	6.2	0.0	
		Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-3.1	0.0	6.2	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.8	0.0	
EK15	g + p(F1) + p(F2)	Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-11.2	0.0	
		Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	21.2	0.0	-11.2	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	0.0	
EK16	g + p(F2)	Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-2.3	0.0	5.7	0.0	
		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.7	0.0	
EK17	g + p(F2)	Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	16.5	0.0	-8.7	0.0	
		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	0.0	

■ VERFORMUNGEN

EK	Ergebniskombinationen		Stelle		Verschiebungen [mm]			Verdrehungen [mrad]		
	Bezeichnung		Bezeichnung	X [m]	u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
EK14	g + p(F1)		Feld Nr. 2	6.810	0.0	0.0	-1.2	0.0	4.1	0.0
			Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0
			Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-14.9	0.0
			Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	28.6	0.0	-14.9	0.0
			Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0
EK15	g + p(F1) + p(F2)		Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-4.9	0.0	8.6	0.0
			Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.9	0.0
			Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-14.3	0.0
			Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	27.0	0.0	-14.3	0.0
			Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	7.2	0.0
EK16	g + p(F2)		Feld Nr. 2	7.450	0.0	0.0	-2.8	0.0	7.2	0.0
			Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0
			Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.4	0.0
			Feld Nr. 1	3.175	0.0	0.0	15.6	0.0	-8.4	0.0
			Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	0.0
			Feld Nr. 2	9.370	0.0	0.0	2.1	0.0	3.2	0.0
			Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0
Max/Min-Verformungen										
Max	EK5 (φ_z)		Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-5.1	0.0
Min	EK14 (φ_y)			0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-14.9	0.0
Max	EK14 (u_z)		Feld Nr. 1	2.995	0.0	0.0	28.6	0.0	12.1	0.0
Min	EK5 (u_y)			0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-14.9	0.0
Max	EK14 (φ_y)		Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0
Min	EK5 (φ_z)			6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	0.0
Max	EK16 (u_z)		Feld Nr. 2	3.200	0.0	0.0	2.1	0.0	8.6	0.0
Min	EK14 (u_z)			1.280	0.0	0.0	-4.9	0.0	-2.0	0.0
Max	EK16 (φ_y)		Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0
Min	EK14 (φ_y)			10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.9	0.0

■ SCHNITTGRÖSSEN IN EK2 (1,35*LF1+1,5*LF21)



H.4 Position E.4 (Hauptträger)

■ HINWEIS:

Belastung und Geometrie wie bei Position E.3. Jedoch ohne die Einzellasten aus dem Treppenaufgang.

Damit können alle anderen Deckenbalken in 14/24 cm ausgeführt werden.

■ QUERSCHNITTE

Abmessungen			
Querschnittsbreite	b	:	14.00 cm
Querschnittshöhe	h	:	24.00 cm

■ BELASTUNGSDATEN

Lastendefinition			
Flächenlastbezogen			
Einflussbreite	b_{le}	:	0.440 m
	b_{le}	:	0.440 m
Ständige Einwirkungen			
Berücksichtigen mit Faktor		:	1.000
Dachaufbau		:	
OSB		:	0.150 kN/m ²
Zementestrich		:	1.100 kN/m ²
Glasplatten, -fliesen, -mosaik		:	0.125 kN/m ²
Styropor		:	0.080 kN/m ²
Trennwandzuschlag		:	0.800 kN/m ²
Dachaufbau	$g_{k,z'}$	:	2.255 kN/m ²
	$g_{k,z}$	:	1.984 kN/m
Eigengewicht Träger (Durchschnitt)	$g_{k,1}$	:	0.141 kN/m
	g_k	:	2.126 kN/m
Nutzlast			
Nutzlast	p_k	:	2.000 kN/m ² GFL
	p_k	:	1.760 kN/m GFL
Nutzlast - Kategorie nach EN 1991-1-1		:	A
Nutzungs-kategorie			
Nutzungs-kategorie	NKL	:	1

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

111) Querschnittstragfähigkeit - Schub aus Querkraft V_z nach 6.1.7					
Maßgebend	Stelle	X	5.990 m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK3		
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000 kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000 kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	-18.814 kN		
	Torsion	M_T	0.000 kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	-16.536 kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000 kNm		
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d,red}$	17.492 kN		6.1.7 ((NA.5))
	Querschnittsbreite	b	14.00 cm		
	Querschnittshöhe	h	24.00 cm		
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714		6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	240.00 cm ²		
	Schubspannung	τ_d	1.1 N/mm ²		
	Schubfestigkeit	f_{vk}	3.5 N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300		Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2 N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.51	≤ 1	Gl. (6.13)
114) Querschnittstragfähigkeit - Schubspannung am Auflager V_z nach 6.1.7					
Maßgebend	Stelle	X	6.170 m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK3		
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000 kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000 kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	-19.805 kN		
	Torsion	M_T	0.000 kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	-19.804 kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000 kNm		
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d,red}$	17.492 kN		6.1.7 ((NA.5))
	Querschnittsbreite	b	14.00 cm		
	Querschnittshöhe	h	24.00 cm		
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714		6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	240.00 cm ²		
	Schubspannung	τ_d	1.1 N/mm ²		
	Schubfestigkeit	f_{vk}	3.5 N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300		Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2 N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.51	≤ 1	Gl. (6.13)

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

151) Querschnittstragfähigkeit - Einfache Biegung nach 6.1.6

Maßgebend	Stelle	X	6.170	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK3			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	-19.805	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	-19.804	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Moment	$M_{y,d}$	17.824	kNm		
	Widerstandsmoment	W_y	1344.00	cm ³		
	Biegespannung	$\sigma_{m,y,d}$	13.3	N/mm ²	3.3(3)	[7], Tab.2
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,k}$	30.7	N/mm ²		Tab. 2.3
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 3.1
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Gl. (2.14)
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,d}$	18.9	N/mm ²		Gl. (6.11)
	Nachweis	η	0.70		≤ 1	

251) Auflagerpressung - Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes nach 6.1.5

Maßgebend	Stelle	X	6.170	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK3			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	-19.805	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	-19.804	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Auflagerkraft	A_d	36.566	kN		
	Auflagerlänge	l_A	36.00	cm		
	Effektive Auflagerlänge	$l_{A,ef}$	42.00	cm		
	Trägerbreite	b	14.00	cm		
	Wirksame Quерdruckfläche	A_{df}	588.00	cm ²		
	Quерdruckspannung	$\sigma_{c,90,d}$	0.6	N/mm ²		
	Quерdruckbeiwert	$k_{c,90}$	1.750			
	Quерdruckfestigkeit	$f_{c,90,k}$	2.5	N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Tab. 3.1
	Quерdruckfestigkeit	$f_{c,90,d}$	1.5	N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.23		≤ 1	Gl. (6.3)

401) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	3.175	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK6			
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm		
	Richtung y	w_y	0.0	mm		
	Richtung z	w_z	19.8	mm		
Nachweis	Verformung am Innenfeld	$w_{inst,z}$	19.8	mm		
	Bezugslänge	l	5.990	m		
	Grenzwertkriterium	$l / w_{inst,grenz,z}$	300			
	Grenzwert der Verformung	$w_{inst,grenz,z}$	20.0	mm		
	Nachweis	η	0.99		≤ 1	Tab. 7.2

402) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	3.175	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK10			
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm		
	Richtung y	w_y	0.0	mm		
	Richtung z	w_z	20.4	mm		
Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60			Tab. 3.2
	Verformung am Innenfeld	$w_{fin,z}$	20.4	mm		
	Überhöhung	w_c	0.0	mm		
	Nettoenddurchbiegung	$w_{net,fin,z}$	20.4	mm		
	Bezugslänge	l	5.990	m		
	Grenzwertkriterium	$l / w_{net,fin,limit,z}$	300			
	Grenzwert der Verformung	$w_{net,fin,limit,z}$	20.0	mm		
	Nachweis	η	1.02		> 1	Tab. 7.2

403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch / Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung

Maßgebend	Stelle	X	3.175	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK14			
Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm		
	Richtung y	w_y	0.0	mm		
	Richtung z	w_z	27.4	mm		
Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60			Tab. 3.2
	Verformung am Innenfeld	$w_{fin,z}$	27.4	mm		
	Bezugslänge	l	5.990	m		
	Grenzwertkriterium	$l / w_{fin,grenz,z}$	200			
	Grenzwert der Verformung	$w_{fin,grenz,z}$	29.9	mm		
	Nachweis	η	0.92		≤ 1	Tab. 7.2

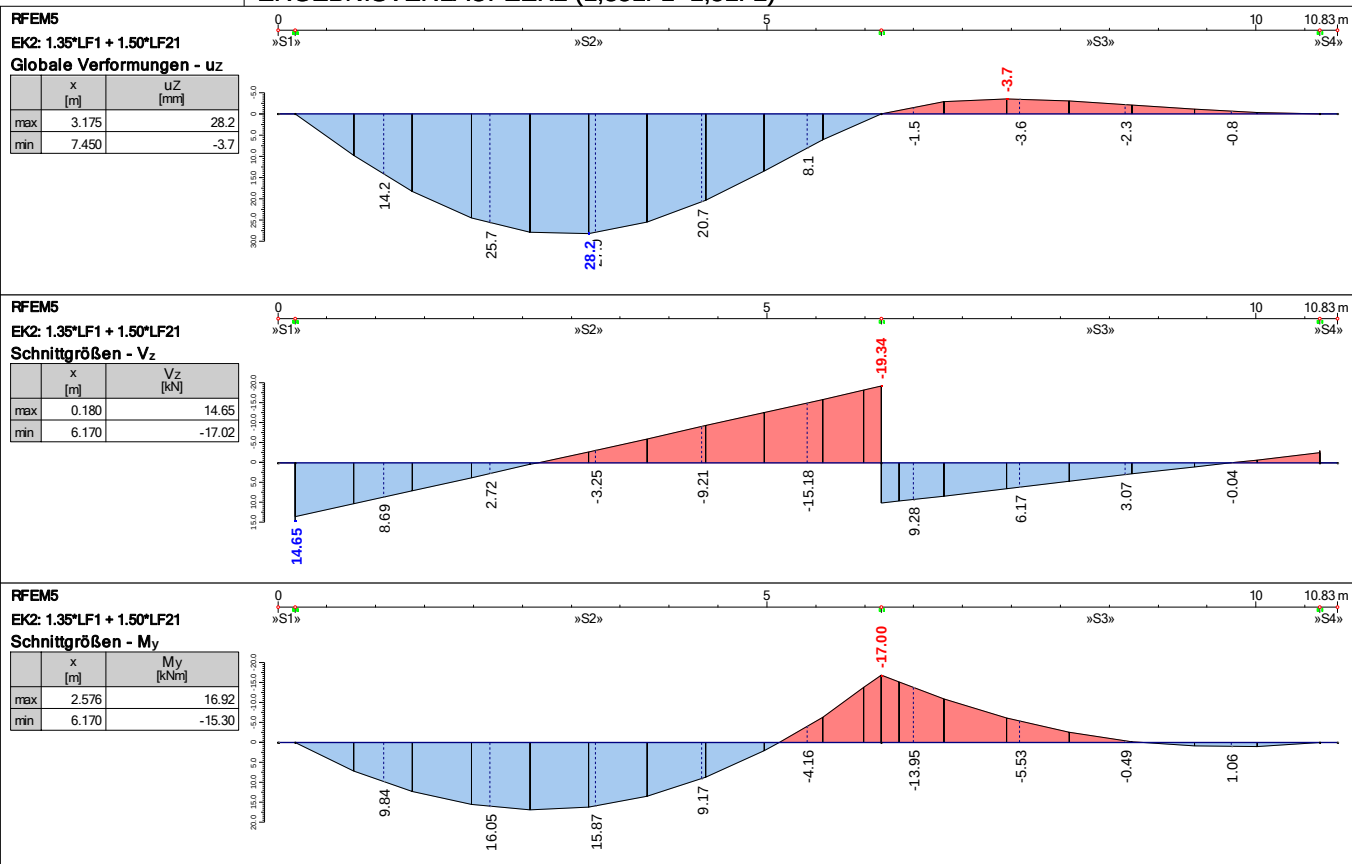
■ LAGERKRÄFTE

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lager Nr.	X [m]	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
				P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z
Lastfälle (charakteristische Werte)									
Max		1	0.180	0.000	0.000	5.472	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	-0.312	0.000	0.000	0.000
Max		2	6.170	0.000	0.000	14.106	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Max		3	10.650	0.000	0.000	3.843	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	-0.996	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Tragfähigkeit (Bemessungswerte) (STR)									
Max		1	0.180	0.000	0.000	14.652	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	6.920	0.000	0.000	0.000
Max		2	6.170	0.000	0.000	36.566	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	19.043	0.000	0.000	0.000
Max		3	10.650	0.000	0.000	10.405	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	3.147	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Werte)									
Max		1	0.180	0.000	0.000	14.470	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	5.160	0.000	0.000	0.000
Max		2	6.170	0.000	0.000	36.354	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	14.106	0.000	0.000	0.000
Max		3	10.650	0.000	0.000	10.034	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	2.442	0.000	0.000	0.000

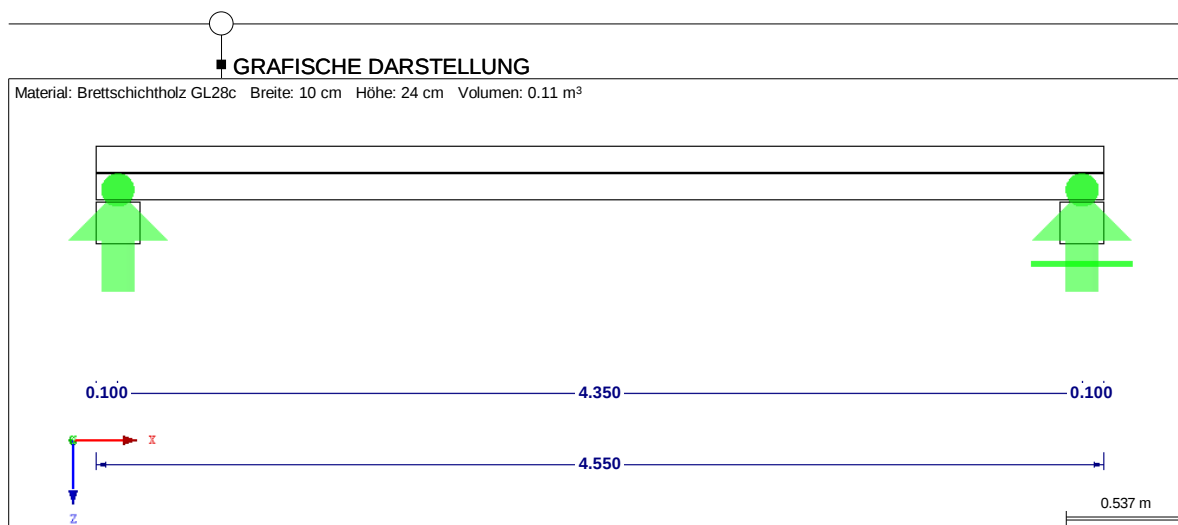
■ VERFORMUNGEN

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Stelle Bezeichnung	X [m]	Verschiebungen [mm]			Verdrehungen [mrad]		
				u _x	u _y	u _z	φ _x	φ _y	φ _z
Max/Min-Verformungen									
Max	EK5 (φ _z)	Lager Nr. 1	0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-4.8	0.0
Min	EK14 (φ _y)		0.180	0.0	0.0	0.0	0.0	-15.8	0.0
Max	EK14 (u _z)	Feld Nr. 1	2.995	0.0	0.0	27.4	0.0	11.1	0.0
Min	EK5 (u _y)		0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-15.8	0.0
Max	EK14 (φ _y)	Lager Nr. 2	6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	0.0
Min	EK8 (φ _y)		6.170	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0
Max	EK16 (u _z)	Feld Nr. 2	2.560	0.0	0.0	6.3	0.0	6.8	0.0
Min	EK14 (u _z)		1.280	0.0	0.0	-2.8	0.0	-3.1	0.0
Max	EK16 (φ _y)	Lager Nr. 3	10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0
Min	EK6 (φ _y)		10.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.4	0.0

■ ERGEBNISVERLÄUFE EK2 (1,35LF1+1,5LF2)



H.5 Position E.5 (Träger Arbeitszimmer)

■ **DETAILS****Maximaler Faseranschnittswinkel**

Benutze Einschränkung

 $\alpha \leq 24.00^\circ$ **Torsionsmoment an Auflagern**Querschnittsnachweis an Auflagern anwenden mit Torsionsmoment T_d :☐**Sondereinstellungen für Holz**

Faser parallel zur Unterkante des Trägers

☐

Kombiniertes Brettschichtholz in das homogene umklassifizieren, falls die

☐

Voraussetzungen nach DIN EN 1194, Anhang A nicht erfüllt sind

Reduktion der Schnittgrößen

Momentenausrundung über Auflager

☐Reduktion der Querkraft nach 6.1.7(3) im Abstand h von der Auflagerkante. (h =☐

Trägerhöhe entlang der Auflagerachse)

Reduktion der Querkraft nach 6.1.7(NA.5) im Abstand h von der Auflagerkante. (h =☒

Trägerhöhe entlang der Auflagerachse)

Einstellungen für BemessungAbminderung der Steifigkeit mit Beiwert $1 / (1 + k_{def})$ infolge Kriecheffekte in den☐

Nutzungsklassen 2 und 3 nach NCI NA. 5.9

■ **DATEN DES NATIONALEN ANHANGS****Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften**

Grundkombinationen für Brettschichtholz

 γ_M : 1.300

Grundkombinationen für Vollholz

 γ_M : 1.300

Außergewöhnliche Kombinationen

 γ_M : 1.000

Kombination für Brandschutznachweis

 $\gamma_{M,fi}$: 1.000**Grenzwerte der Verformungen nach Tab. 7.2 - Charakteristische (seltene) Einwirkungskombination**

Feld

Kragträger

 $W_{inst} \leq l / 300$ $\leq l_k / 150$ **Grenzwerte der Verformungen - Quasi-ständige Bemessungssituation** $W_{inst,fin} \leq l / 280$ $\leq l_k / 150$

Gl. (NA.1)

Grenzwerte der Verformungen - Quasi-ständige / Charakteristische Bemessungssituation $W_{fin} \leq l / 200$ $\leq l_k / 100$ **Modifikationsbeiwert k_{mod}**

KLED

1

2

3

-Ständig

0.600

0.600

0.500

-Lang

0.700

0.700

0.550

-Mittel

0.800

0.800

0.650

-Kurz

0.900

0.900

0.700

-Sehr kurz

1.100

1.100

0.900

■ **LAGER**

Lager Nr.	Stelle X [m]	Feldlänge l [m]	Lagerbreite b [cm]	Lagertyp	Stützung			Einspannung		
					u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
1	0.100	4.350	20.00	Gelenkig	☒	☒	☒	☒	☐	☐
2	4.450		20.00	Gelenkig verschieblich	☐	☒	☒	☒	☐	☐

■ **QUERSCHNITTE****Abmessungen**

Querschnittsbreite

b : 10.00 cm

Querschnittshöhe

h : 24.00 cm

■ PARAMETER UND MATERIAL

Charakt. Festigkeitswert für Biegung	$f_{m,k}$	:	28.0	N/mm ²
Charakt. Festigkeitswert für Zug parallel	$f_{t,0,k}$	:	19.5	N/mm ²
Charakt. Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{t,90,k}$	:	0.5	N/mm ²
Charakt. Festigkeitswert für Druck parallel	$f_{c,0,k}$	:	24.0	N/mm ²
Charakt. Festigkeitswert für Druck rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	:	2.5	N/mm ²
Charakt. Festigkeitswert für Schub/Torsion	$f_{v,k}$	:	3.5	N/mm ²
Schubmodul	G_{mean}	:	650.0	N/mm ²
Elastizitätsmodul parallel	$E_{0,05}$	:	10400.0	N/mm ²
Schubmodul	G_{05}	:	540.0	N/mm ²
Spezifisches Gewicht	γ	:	4.20	kN/m ³
Temperaturdehnzahl (Wärmedehnzahl)	α	:	0.000005	

■ GEOMETRIE

Träger-Geometrie

Anzahl der Felder	n	:	1	
Gesamtlänge des Trägers	L	:	4.200	m

Info-Parameter

Anstrichfläche Träger	A_s	:	2.90	m ²
Volumen Träger	V	:	0.10	m ³
Trägergewicht (4.20 kN/m ³)	G	:	0.042	t

■ LAGER

Lager Nr.	Stelle X [m]	Feldlänge l [m]	Lagerbreite b [cm]	Lagertyp	Stützung u_x	u_y	u_z	Einspannung ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z
1	0.100	4.100	20.00	Gelenkig	☒	☒	☒	☒	☐	☐
2	4.200		0.00	Gelenkig verschieblich	☐	☒	☒	☒	☐	☐

■ QUERSCHNITTE

Abmessungen

Querschnittsbreite	b	:	10.00	cm
Querschnittshöhe	h	:	24.00	cm

■ BELASTUNGSDATEN

Lastendefinition

Flächenlastbezogen				
Einflussbreite	b_l	:	0.440	m
	b_{re}	:	0.440	m

Ständige Einwirkungen

Berücksichtigen mit Faktor		:	1.000	
Dachaufbau		:		
OSB		:	0.150	kN/m ²
Zementestrich		:	1.320	kN/m ²
Glasplatten, -fliesen, -mosaik		:	0.125	kN/m ²
Styropor		:	0.080	kN/m ²
Trennwandzuschlag		:	0.800	kN/m ²
Dachaufbau	$g_{k,2'}$	:	2.475	kN/m ²
Eigengewicht Träger (Durchschnitt)	$g_{k,2}$	:	2.178	kN/m
	$g_{k,1}$	:	0.101	kN/m
	g_k	:	2.279	kN/m

Nutzlast

Nutzlast	p_k	:	2.000	kN/m ²	GFL
	p_k	:	1.760	kN/m	GFL

Nutzlast - Kategorie nach EN 1991-1-1

A

Nutzungs-kategorie

Nutzungs-kategorie	NKL	:	1	
--------------------	-----	---	---	--

■ STEUERUNGSPARAMETER

Durchzuführende Nachweise

Lagesicherheit EQU	☐
Tragfähigkeit STR	☒
Gebrauchstauglichkeit	☒
Brandschutz	☐
Auflagerpressung	☒
Lagerkräfte ausgeben	☒
Verformung ausgeben	☒

Angaben zum Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Überhöhung	w_c	:	0.0	mm
------------	-------	---	-----	----

Umlagerung der Momente nach DIN EN 1990 1.5.6.4

Umlagerung:		:	10.000	%
-------------	--	---	--------	---

Berechnungsparameter

Anzahl Stabteilungen für Ergebnisverläufe		10
Anzahl Stabteilungen für interne Teilung der Voutenstäbe		10

ERGEBNISSE

■ EFFEKTIVE LÄNGEN

Stabsatz	Knicken	Längen	Knicken um Achse y-y			Knicken um Achse z-z			Kippen		
Nr.	möglich	l [m]	Möglich	$\beta_{ef,y}$	$l_{ef,y}$ [m]	Möglich	$\beta_{ef,z}$	$l_{ef,z}$ [m]	Möglich	l_{ef} manuell	l_{ef} [m]
1	☒	4.100	☒	1.000	4.100	☐	1.000	4.100	☐	☐	4.100

■ ERGEBNISKOMBINATIONEN

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lastfälle	Bemessungs- situation	KLED	Faktor k_{mod}	Max. Nutzung
Tragfähigkeitsnachweise						
EK1	g	1.35*LF1	TG	Ständig	0.60	0.52
EK2	g + p(F1)	1.35*LF1 + 1.50*LF21	TG	Mittel	0.80	0.73
Gebrauchstauglichkeitsnachweise						
EK3	g	LF1	GC	Ständig		0.45
EK4	g + p(F1)	LF1 + LF21	GC	Mittel		0.80
EK5	g	1.60*LF1	GQ	Ständig		0.72
EK6	g + p(F1)	1.60*LF1 + 0.48*LF21	GQ	Mittel		0.89
EK8	g + p(F1)	1.60*LF1 + 1.18*LF21	GCQ	Mittel		0.76

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

111) Querschnittstragfähigkeit - Schub aus Querkraft Vz nach 6.1.7						
Maßgebend	Stelle	X	0.510	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK2			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	9.375	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	4.324	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d}$	9.375	kN		
	Querschnittsbreite	b	10.00	cm		
	Querschnittshöhe	h	24.00	cm		
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714			6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	171.43	cm ²		
	Schubspannung	τ_d	0.8	N/mm ²		
	Schubfestigkeit	f_{vk}	3.5	N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2	N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.38		≤ 1	Gl. (6.13)
114) Querschnittstragfähigkeit - Schubspannung am Auflager Vz nach 6.1.7						
Maßgebend	Stelle	X	4.200	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK2			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	-11.719	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	0.000	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Querkraft	$V_{z,d, red}$	10.347	kN		6.1.7 ((NA.5)
	Querschnittsbreite	b	10.00	cm		
	Querschnittshöhe	h	24.00	cm		
	Schubkorrekturfaktor	k_{cr}	0.714			6.1.7 (2)
	Effektive Fläche	A_{ef}	171.43	cm ²		
	Schubspannung	τ_d	0.9	N/mm ²		
	Schubfestigkeit	f_{vk}	3.5	N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Tab. 3.1
	Schubfestigkeit	$f_{v,d}$	2.2	N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.42		≤ 1	Gl. (6.13)
151) Querschnittstragfähigkeit - Einfache Biegung nach 6.1.6						
Maßgebend	Stelle	X	2.150	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK2			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{z,d}$	0.000	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	12.012	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
Nachweis	Moment	$M_{y,d}$	12.012	kNm		
	Widerstandsmoment	W_y	960.00	cm ³		
	Biegespannung	$\sigma_{m,y,d}$	12.5	N/mm ²		
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,k}$	28.0	N/mm ²		[7], Tab.2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Tab. 3.1
	Biegefestigkeit	$f_{m,y,d}$	17.2	N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.73		≤ 1	Gl. (6.11)
251) Auflagerpressung - Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes nach 6.1.5						
Maßgebend	Stelle	X	0.100	m		
	Ergebniskombinationen	EK	EK2			
Bemessungsschnittgrößen	Normalkraft	N_d	0.000	kN		
	Querkraft	$V_{y,d}$	0.000	kN		

■ NACHWEISE - ALLE - DETAILS

Nachweis	Querkraft	$V_{z,d}$	12.290	kN		
	Torsion	M_T	0.000	kNm		
	Moment	$M_{y,d}$	0.000	kNm		
	Moment	$M_{z,d}$	0.000	kNm		
	Auflagerkraft	A_d	12.290	kN		
	Auflagerlänge	l_A	20.00	cm		
	Effektive Auflagerlänge	$l_{A,ef}$	23.00	cm		
	Trägerbreite	b	10.00	cm		
	Wirksame Querkdruckfläche	A_{df}	230.00	cm ²		
	Querkdruckspannung	$\sigma_{c,90,d}$	0.5	N/mm ²		
401) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung	Querkdruckbeiwert	$k_{c,90}$	1.750			
	Querkdruckfestigkeit	$f_{c,90,k}$	2.5	N/mm ²		[7], Tab. 2
	Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.300			Tab. 2.3
	Modifikationsbeiwert	k_{mod}	0.800			Tab. 3.1
	Querkdruckfestigkeit	$f_{c,90,d}$	1.5	N/mm ²		Gl. (2.14)
	Nachweis	η	0.20		≤ 1	Gl. (6.3)
	Maßgebend	Stelle	X	2.150	m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK4			
	Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm	
		Richtung y	w_y	0.0	mm	
402) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung		Richtung z	w_z	11.0	mm	
	Nachweis	Verformung am Innenfeld	$w_{inst,z}$	11.0	mm	
		Bezugslänge	l	4.100	m	
		Grenzwertkriterium	$l / w_{inst,grenz,z}$	300		
		Grenzwert der Verformung	$w_{inst,grenz,z}$	13.7	mm	
	Nachweis	η	0.80		≤ 1	Tab. 7.2
	Maßgebend	Stelle	X	2.150	m	
	Ergebniskombinationen	EK	EK6			
	Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm	
		Richtung y	w_y	0.0	mm	
403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch / Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung		Richtung z	w_z	12.2	mm	
	Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60		Tab. 3.2
		Verformung am Innenfeld	$w_{fin,z}$	12.2	mm	
		Überhöhung	w_c	0.0	mm	
		Nettoenddurchbiegung	$w_{net,fin,z}$	12.2	mm	
		Bezugslänge	l	4.100	m	
		Grenzwertkriterium	$l / w_{net,fin,limit,z}$	300		
		Grenzwert der Verformung	$w_{net,fin,limit,z}$	13.7	mm	
	Nachweis	η	0.89		≤ 1	Tab. 7.2
	Maßgebend	Stelle	X	2.150	m	
403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch / Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung	Ergebniskombinationen	EK	EK8			
	Verformungen	Richtung x	w_x	0.0	mm	
		Richtung y	w_y	0.0	mm	
		Richtung z	w_z	15.5	mm	
	Nachweis	Verformungsbeiwert	k_{def}	0.60		Tab. 3.2
		Verformung am Innenfeld	$w_{fin,z}$	15.5	mm	
		Bezugslänge	l	4.100	m	
		Grenzwertkriterium	$l / w_{fin,grenz,z}$	200		
		Grenzwert der Verformung	$w_{fin,grenz,z}$	20.5	mm	
	Nachweis	η	0.76		≤ 1	Tab. 7.2

■ LAGERKRÄFTE

EK	Ergebniskombinationen Bezeichnung	Lager Nr.	X [m]	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]		
				P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z
Lastfälle (charakteristische Werte)									
LF1	Eigengewicht + Dachaufbau	1	0.100	0.000	0.000	4.899	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	4.672	0.000	0.000	0.000
LF21	Nutzlast Feld Nr. 1	1	0.100	0.000	0.000	3.784	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	3.608	0.000	0.000	0.000
LF41	Schnee	1	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LF51	Wind Formbeiwert c _{pe,min}	1	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LF52	Wind Formbeiwert c _{pe,max}	1	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.100	0.000	0.000	4.899	0.000	0.000	0.000
Min			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Max		2		0.000	0.000	4.672	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Tragfähigkeit (Bemessungswerte) (STR)									
EK1	g	1	0.100	0.000	0.000	6.614	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	6.307	0.000	0.000	0.000
EK2	g + p(F1)	1	0.100	0.000	0.000	12.290	0.000	0.000	0.000
		2	4.200	0.000	0.000	11.719	0.000	0.000	0.000
Max		1	0.100	0.000	0.000	12.290	0.000	0.000	0.000
Min			0.000	0.000	6.614	0.000	0.000	0.000	
Max		2		0.000	0.000	11.719	0.000	0.000	0.000
Min				0.000	0.000	6.307	0.000	0.000	0.000
Ergebniskombinationen für Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Werte)									
EK3	g	1	0.100	0.000	0.000	4.899	0.000	0.000	0.000

H.6 Alternative Berechnung als Holz-Beton-Verbunddecke

Die Balkendecke wird alternativ als Holzbeton-Verbunddecke umgerechnet. Der Positionsplan hierzu befindet sich im Anhang

Das statische System wird für die Alternative geändert. Die Brettstapeldecke mit $h=10\text{cm}$ wird als Einfeldträgersystem umgerechnet. Die Spannrichtungen der Decken befinden sich ebenfalls im Anhang

Lastannahmen:

Übernahme aus Position E.1 soweit möglich. Gilt für alle folgenden Positionen (Flächenlast).

- LF1 $4,8\text{kN/m}^2$.
 - $2,5\text{kN/m}^2$ Beton 10cm.
 - $2,3\text{kN/m}^2$ aus Position E1 abzüglich OSB.
 - $\sum 4,8\text{kN/m}^2$.
- LF2 2kN/m^2 .

Die Decken werden als 2D System in einer dreidimensionalen Berechnung berechnet. Die Bemessung in den einzelnen Positionen wird anhand dieser Schnittgrößen Positionsweise durchgeführt.

MODELL-BASISANGABEN

Allgemein	Modellname	: E1_a
	Modellbezeichnung	: Brettstapeldecke
Projektname	Positionen	
	Modelltyp	: 3D
Positive Richtung der globalen Z-Achse	Nach unten	
	Klassifizierung der Lastfälle und Kombinationen	: Nach Norm: EN 1990 + EN 1995 (Holz)
Kombinationen	Nationaler Anhang: DIN - Deutschland	
	☒ Kombinationen automatisch erzeugen	☒ Lastkombinationen
Optionen	☐ RF-FORMFINDUNG - Ermittlung von Ausgangs-Gleichgewichtsformen für Membran- und Seilkonstruktionen	
	☐ RF-ZUSCHNITT	
	☐ Rohrleitungsanalyse	
	☐ CQC-Regel anwenden	
	☐ CAD/BIM-Modell ermöglichen	
Erdbeschleunigung g		: 10.00 m/s ²

FE-NETZ-EINSTELLUNGEN

Allgemein	Angestrebte Länge der Finiten Elemente	l_{FE}	: 0.5 m
	Maximaler Abstand zwischen Knoten und Linie um in die Linie zu integrieren	ϵ	: 0.0 m
	Maximale Anzahl der FE-Netz-Knoten (in Tausenden)		: 500
Stäbe	Anzahl Teilungen von Stäben mit Seil, Bettung, Voute oder plastischer Charakteristik		: 10
	☒ Stäbe bei Theorie III. Ordnung bzw. Durchschlagproblem intern teilen		
	☒ Teilung der Stäbe durch den Knoten, der auf den Stäben liegt		
Flächen	Maximales Verhältnis der FE-Viereck-Diagonalen	Δ_D	: 1.800
	Maximale Neigung von zwei Finiten Elementen aus der Ebene	α	: 0.50 °
	Form der Finiten Elemente:		: Drei- und Vierecke
			☒ Gleiche Quadrate generieren, wo möglich

1.8 LINIENLAGER

Lager Nr.	Linien Nr.	Bezugs-system	Drehung β [°]	Wand in Z	Feste Stützung bzw. Einspannung					
					u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
1	5,9,16	Lokal	☒	☒	Feder	Feder	Ausfall	☐	☐	☒
4	2,10	Lokal	☒	☒	Feder	☐	Ausfall	☐	☐	☒
5	3,4,8,11,12,14,15,20,21	Lokal	☒	☒	Feder	☐	Ausfall	☐	☐	☒

1.8.1 LINIENLAGER - WÄNDE

Lager Nr.	Breite t [mm]	Höhe H [m]	Material	Lagerungsart am		Schub-Steffigkeit	Kommentar
				Kopfpunkt	Fußpunkt		
1	280.0	3.000	4 - Baustahl S 235_Pseudo-Holz	Gelenkig	Elast. 50.0%	☒	
4	100.0	3.000	4 - Baustahl S 235_Pseudo-Holz	Gelenkig	Gelenkig	☒	
5	300.0	3.000	4 - Baustahl S 235_Pseudo-Holz	Gelenkig	Gelenkig	☒	

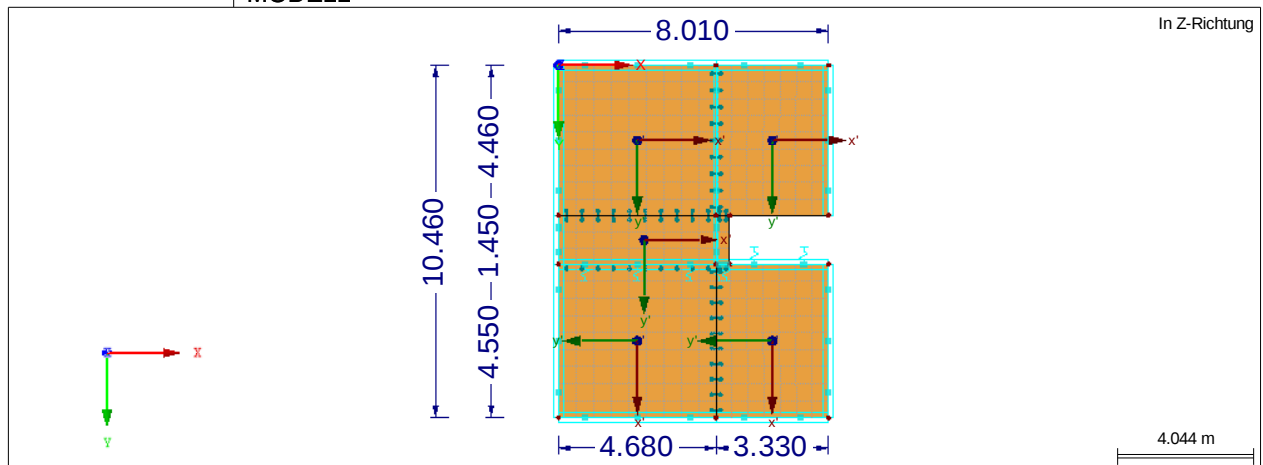
1.8.2 LINIENLAGER - FEDERN

Lager Nr.	Linien Nr.	Wegfeder [kN/m ²]			Drehfeder [kNm/rad/m]		
		$C_{u,x}$	$C_{u,y}$	$C_{u,z}$	$C_{\varphi,x}$	$C_{\varphi,y}$	$C_{\varphi,z}$
1	5,9,16	466667.000	1011.010	933333.000	-	-	-
4	2,10	166667.000	-	333333.000	-	-	-
5	3,4,8,11,12,14,15,20,21	500000.000	-	1000000.000	-	-	-

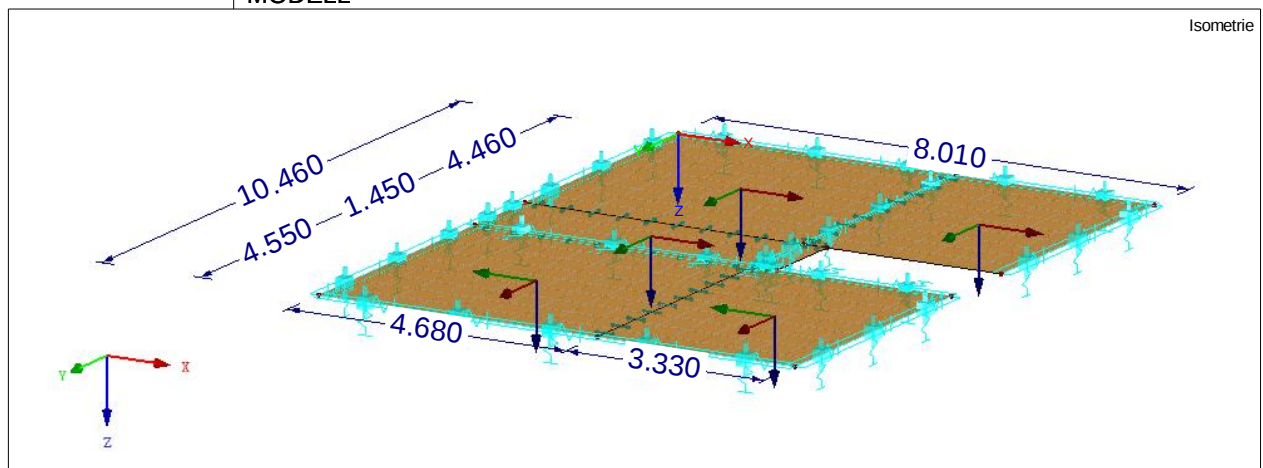
1.8.3 LINIENLAGER - AUSFÄLLE

Lager Nr.	Linien Nr.	Ausfall des Lagers bei [kN/m ²]			Kommentar
		u_x	u_y	u_z	
1	5,9,16	-	-	Ausfall falls -P	
4	2,10	-	-	Ausfall falls -P	
5	3,4,8,11,12,14,15,20,21	-	-	Ausfall falls -P	

■ MODELL



■ MODELL



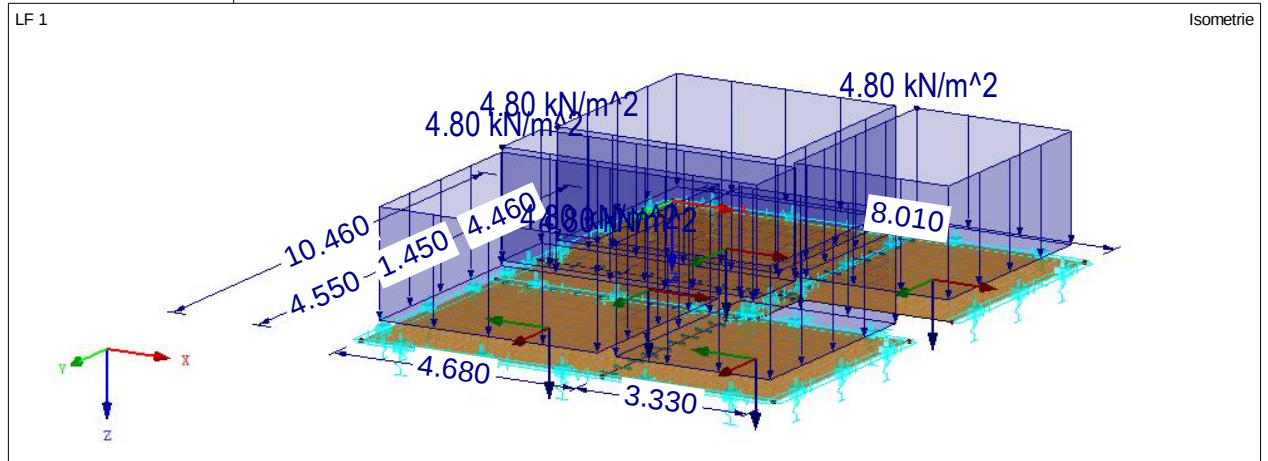
■ 2.5 LASTKOMBINATIONEN

Last-kombin.	BS	Lastkombination Bezeichnung	Nr.	Faktor	Lastfall
LK1	GZT	1.35G	1	1.35	LF1
LK2	GZT	1.35G + 1.5Q _{iA}	1	1.35	LF1
			2	1.50	LF2
LK3	G Ch	G	1	1.00	LF1
LK4	G Ch	G + Q _{iA}	1	1.00	LF1
			2	1.00	LF2
LK5	G Qs	1.8G	1	1.80	LF1
LK6	G Qs	1.8G + 0.54Q _{iA}	1	1.80	LF1
			2	0.54	LF2
LK7		1.8G	1	1.80	LF1
LK8		1.8G + 1.24Q _{iA}	1	1.80	LF1
			2	1.24	LF2

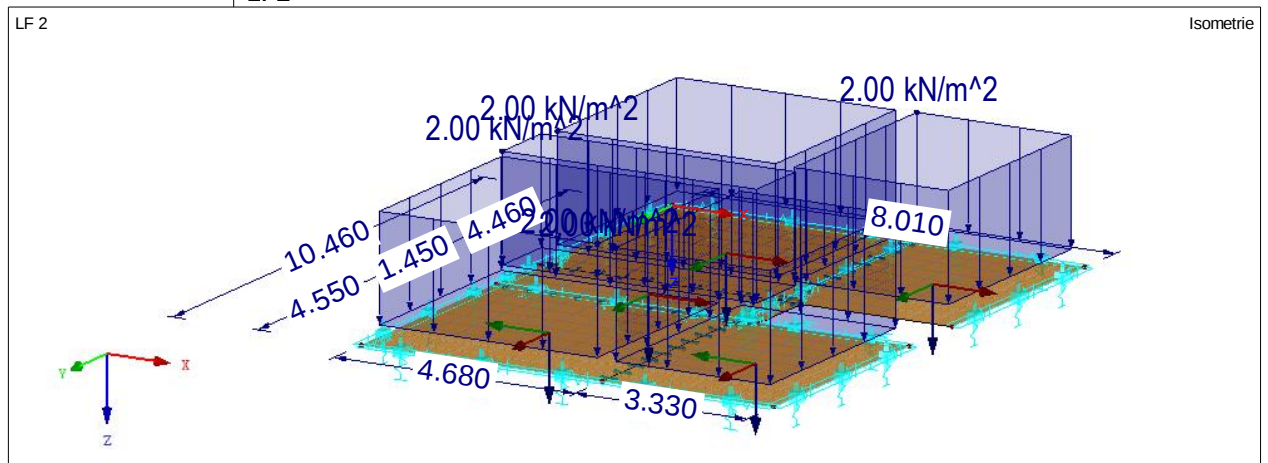
■ 2.7 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebn.- kombin.	Bezeichnung	Belastung
EK1	GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10	LK1/s oder LK2/s
EK2	GZG - Charakteristisch / Selten	LK3/s oder LK4/s
EK3	GZG - Quasi-ständig	LK5/s oder LK6/s
EK4	GZG - Charakteristisch / Quasi-ständig	LK7/s oder LK8/s

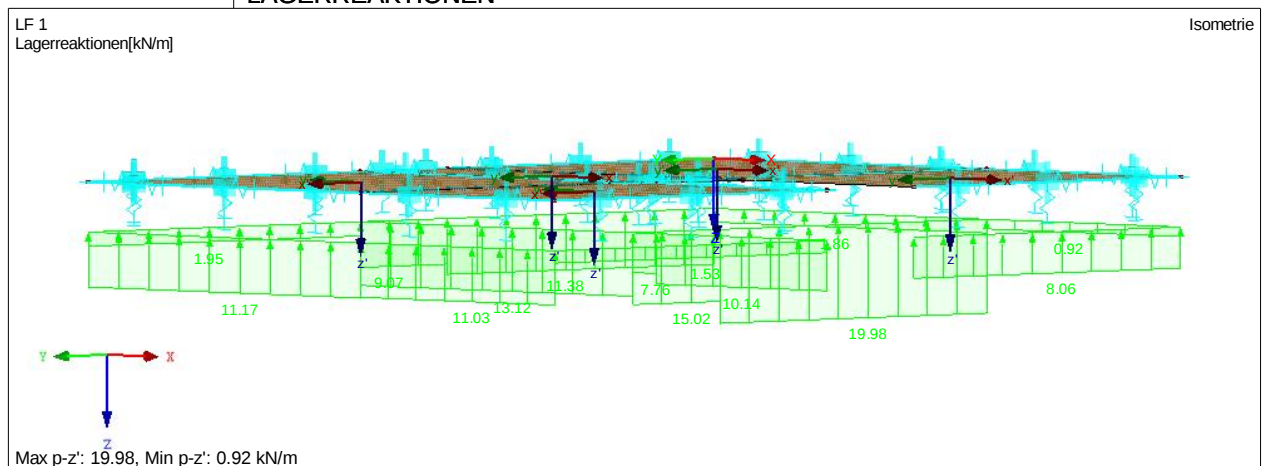
■ LF1



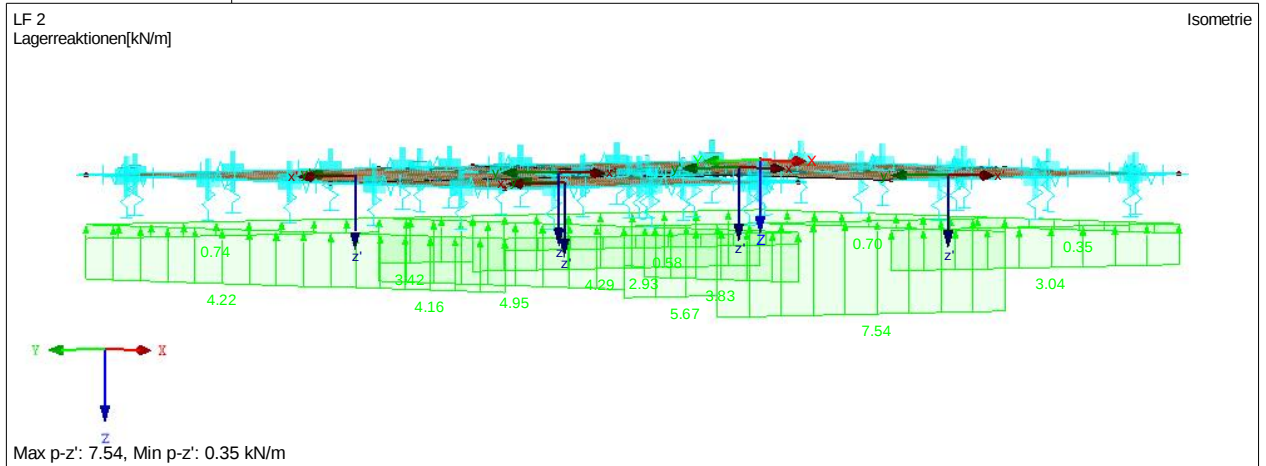
■ LF2



■ LAGERREAKTIONEN



■ LAGERREAKTIONEN



H.7 Position E6a Unterzug

Lasten auf Unterzug.

LF1:

$$Pos\ E.1 \quad \frac{4,68m}{2} \cdot 4,8kN/m^2 = 11,23kN/m$$

$$Pos\ E.2 \quad \frac{3,33m}{2} \cdot 4,8kN/m^2 = 7,99kN/m$$

$$\sum 19,22kN/m$$

$$Pos\ E.3 \quad \left(0,4m \cdot 2,4(Durchlaufw.) + \frac{4,68m}{2} \right) \cdot 4,8kN/m^2 = 15,8kN/m$$

LF2:

$$Pos\ E.1 \quad \frac{4,68m}{2} \cdot 2kN/m^2 = 4,68kN/m$$

$$Pos\ E.2 \quad \frac{3,33m}{2} \cdot 2kN/m^2 = 3,33kN/m$$

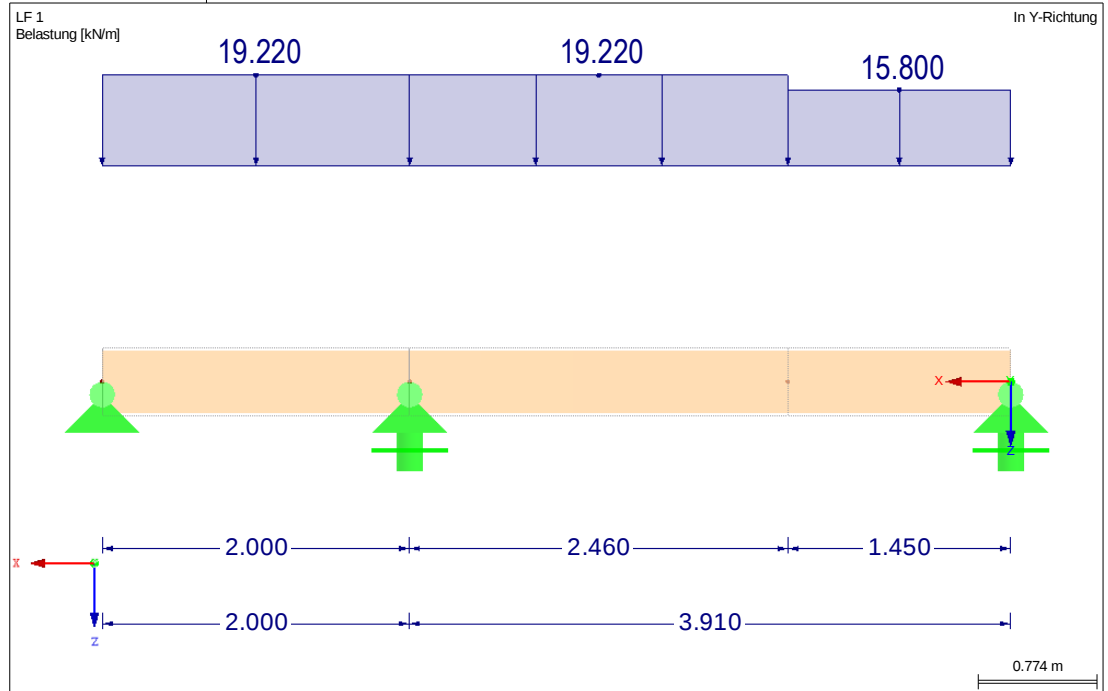
$$\sum 8,00kN/m$$

$$Pos\ E.3 \quad \left(0,4m \cdot 2,4(Durchlaufw.) + \frac{4,68m}{2} \right) \cdot 2kN/m^2 = 6,6kN/m$$

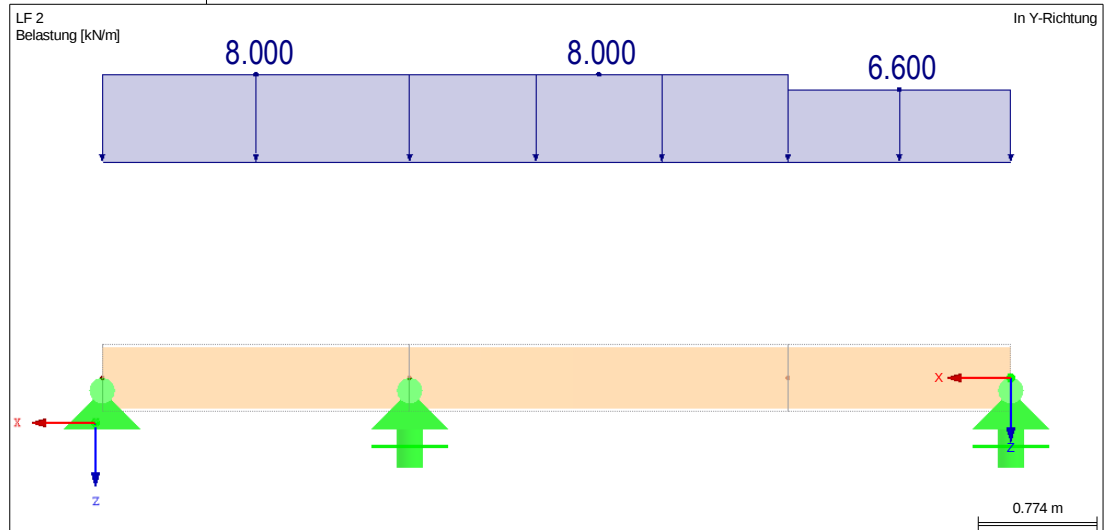
1.3 MATERIALIEN

Mat. Nr.	Modul E [kN/cm ²]	Modul G [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]	Wärmedehn. α [1/°C]	Teilsich.-Beiwert γ_M [-]	Material-Modell
6	STEICOLVL-RS, Scheibenbeanspruchung, parallel DIN EN Z-9.1-942:2014-01 1560.00	50.00	14.600	5.50	5.00E-06	1.20	Isotrop linear elastisch

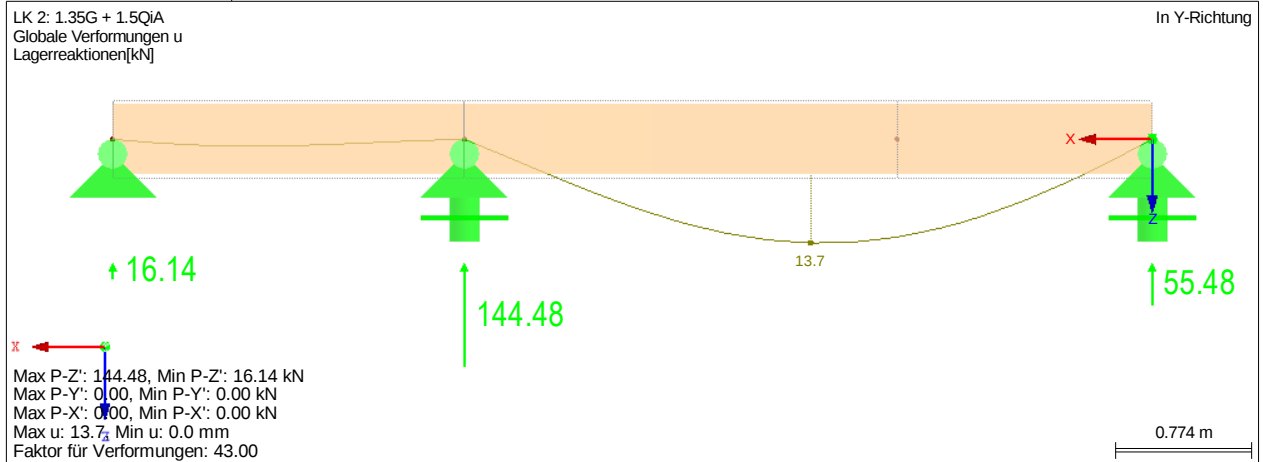
LF1



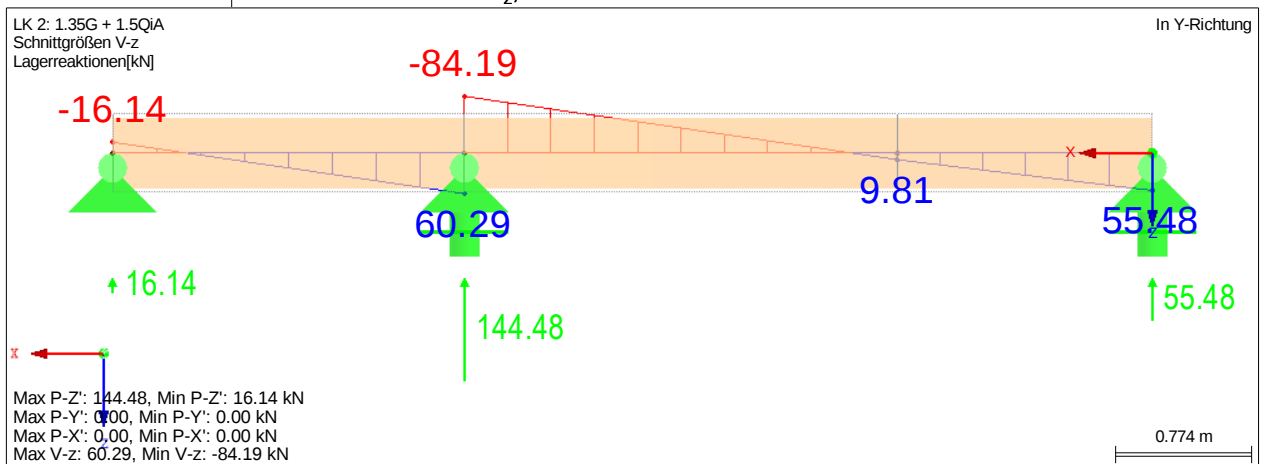
LF2



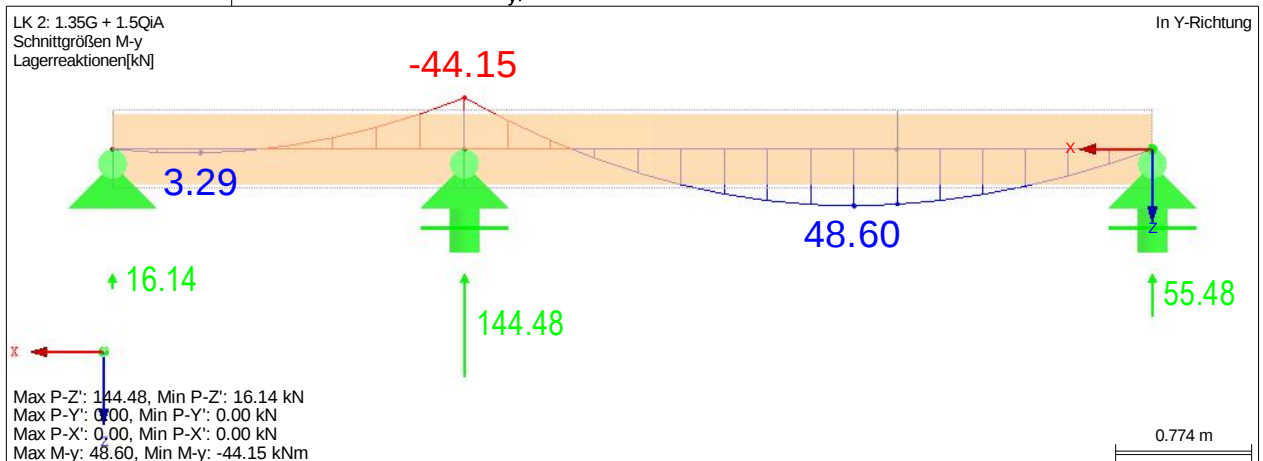
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



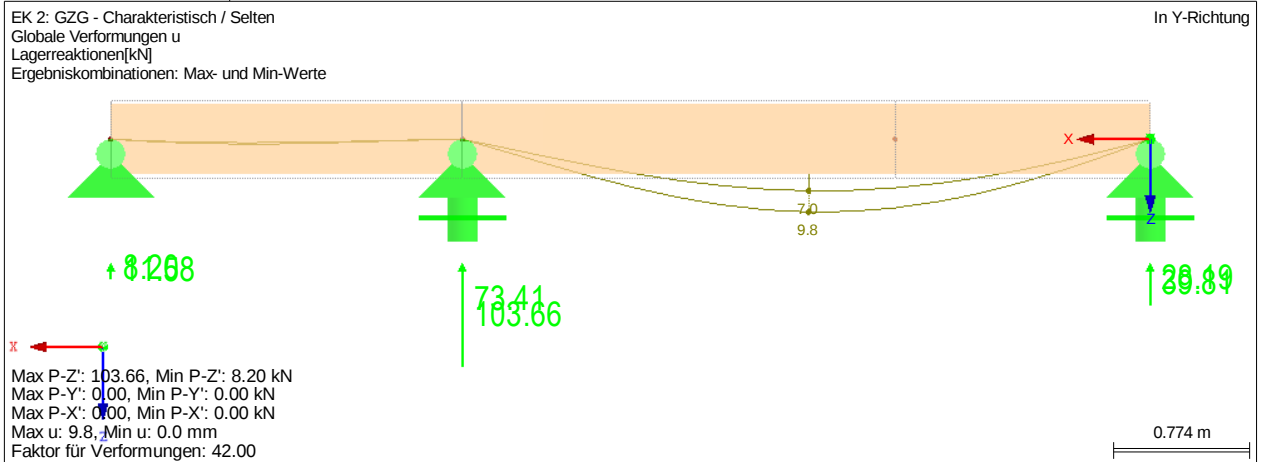
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z , LAGERREAKTIONEN



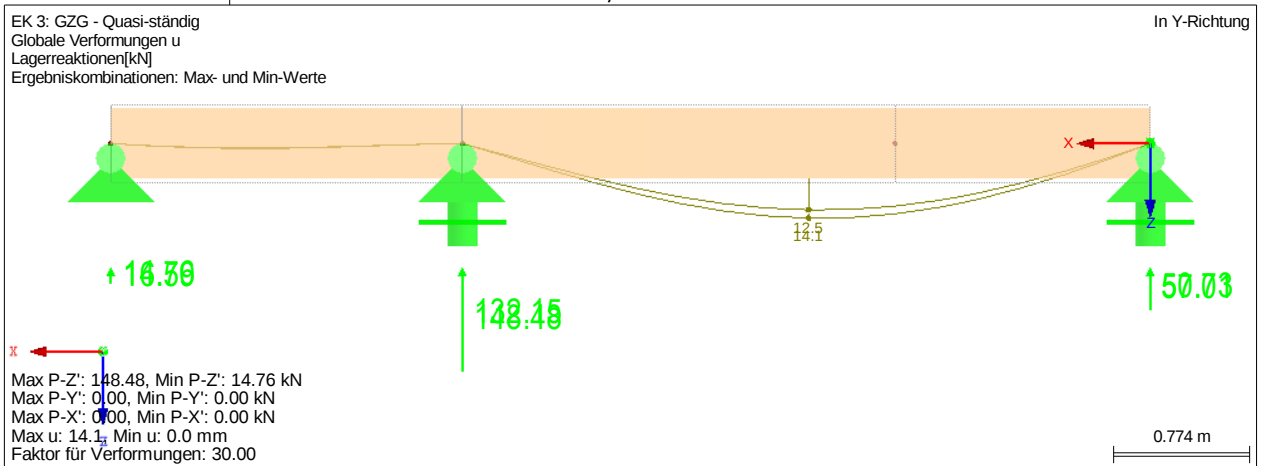
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y , LAGERREAKTIONEN



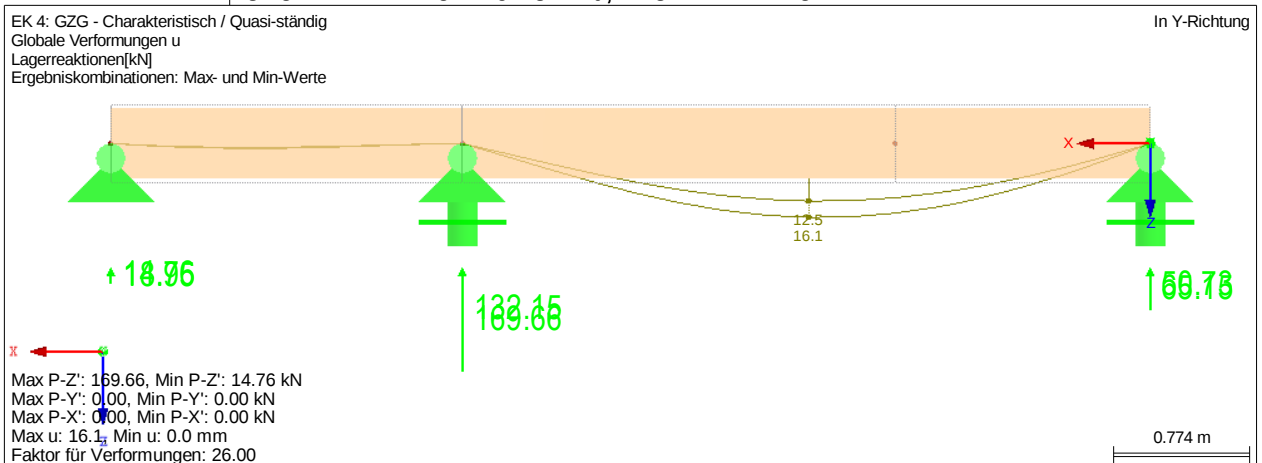
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



RF-HOLZ Pro
FA1

■ 1.5 KNICKLÄNGEN - STÄBE

Stab Nr.	Knicken möglich	Knicken um Achse y möglich	$k_{cr,y}$	$L_{cr,y}$ [m]	Knicken um Achse z möglich	$k_{cr,z}$	$L_{cr,z}$ [m]	Biegedrillknicken möglich	L_{cr} definieren / M_{cr}	L_{cr} [m] / M_{cr} [kNm]
4	☒	☒	1.000	2.460	☐	1.000	2.460	☐	Als Stablänge	2.460
5	☒	☒	1.000	1.450	☐	1.000	1.450	☐	Als Stablänge	1.450
6	☒	☒	1.000	2.000	☐	1.000	2.000	☐	Als Stablänge	2.000

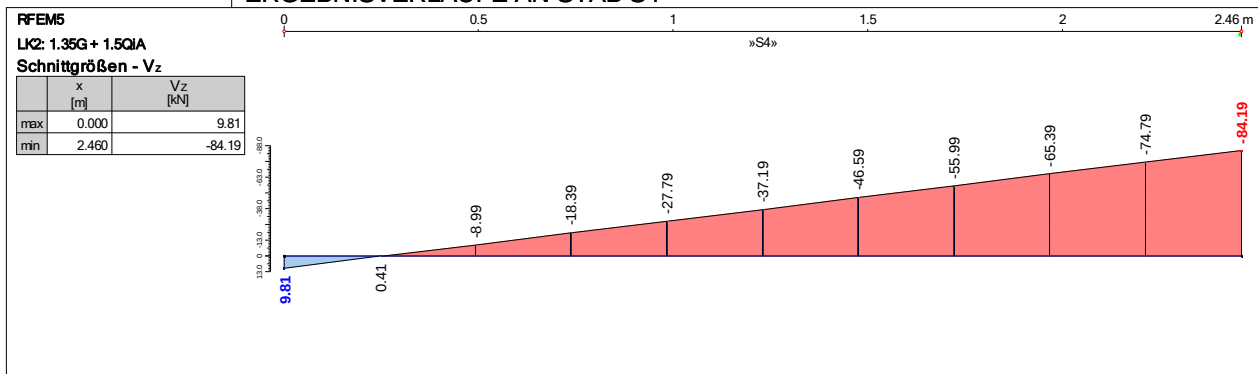
■ 2.4 NACHWEISE STABWEISE

Stab Nr.	Stelle x [m]	LF/LK/EK	Nachweis	Bemessun Nr.	Bezeichnung
4	Querschnitt Nr. 1 - Rechteck 90/400				
	2.460	LK2	1.10	> 1	111) Beanspruchbarkeit von Querschnitt - Schub aus Querkraft V_z nach 6.1.7
	Bemessungsschnittgrößen				
	N_d	0.00	kN	$V_{z,d}$	-84.19 kN
	$V_{y,d}$	0.00	kN	T_d	0.00 kNm
	Nachweis				
	$V_{z,d}$	84.19	kN	A_{ef}	360.00 cm ²
	b	90.0	mm	τ_d	0.35 kN/cm ²
	h	400.0	mm	$f_{v,k}$	0.52 kN/cm ²
	k_{cr}	1.000		k_{mod}	0.800
	0.246	LK2	0.60	≤ 1	151) Beanspruchbarkeit von Querschnitt - Einfache Biegung nach 6.1.6
	Bemessungsschnittgrößen				
	N_d	0.00	kN	$V_{z,d}$	0.41 kN
	$V_{y,d}$	0.00	kN	T_d	0.00 kNm
	Nachweis				
	$M_{y,d}$	48.60	kNm	$f_{m,y,k}$	5.50 kN/cm ²
	W_y	2400.00	cm ³	k_{mod}	0.800
	$\sigma_{m,y,d}$	2.02	kN/cm ²	γ_M	1.300
	2.460	LK3	0.00	≤ 1	400) Gebrauchstauglichkeit - Sehr kleine Verformungen
	Verformungen				
	w_x	0.0	mm	w_y	0.0 mm
	Nachweis				
	η	0.00			
	0.492	LK4	0.76	≤ 1	401) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung
	Verformungen				
	w_x	0.0	mm	w_y	0.0 mm
	Nachweis				
	$w_{inst,z}$	9.8	mm	$l / w_{inst,grenz,z}$	300.00
	l	3.910	m	$w_{inst,grenz,z}$	13.0 mm
	0.492	LK6	1.08	> 1	402) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, y-Richtung
	Verformungen				
	w_x	0.0	mm	w_y	0.0 mm
	Nachweis				
	$w_{fin,z}$	14.1	mm	l	3.910 m
	w_c	0.0	mm	$l / w_{net,fin,limit,z}$	300.00
	$w_{net,fin,z}$	14.1	mm	$w_{net,fin,limit,z}$	13.0 mm
	0.492	LK8	0.82	≤ 1	403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch/Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung
	Verformungen				
	w_x	0.0	mm	w_y	0.0 mm
	Nachweis				
	$w_{fin,z}$	16.1	mm	$l / w_{fin,grenz,z}$	200.00
	l	3.910	m	$w_{fin,grenz,z}$	19.6 mm
5	Querschnitt Nr. 1 - Rechteck 90/400				
	0.000	LK2	0.72	≤ 1	111) Beanspruchbarkeit von Querschnitt - Schub aus Querkraft V_z nach 6.1.7
	Bemessungsschnittgrößen				
	N_d	0.00	kN	$V_{z,d}$	55.48 kN
	$V_{y,d}$	0.00	kN	T_d	0.00 kNm
	Nachweis				
	$V_{z,d}$	55.48	kN	A_{ef}	360.00 cm ²
	b	90.0	mm	τ_d	0.23 kN/cm ²
	h	400.0	mm	$f_{v,k}$	0.52 kN/cm ²
	k_{cr}	1.000		k_{mod}	0.800
	1.450	LK2	0.58	≤ 1	151) Beanspruchbarkeit von Querschnitt - Einfache Biegung nach 6.1.6
	Bemessungsschnittgrößen				
	N_d	0.00	kN	$V_{z,d}$	9.81 kN
	$V_{y,d}$	0.00	kN	T_d	0.00 kNm
	Nachweis				
	$M_{y,d}$	47.34	kNm	$f_{m,y,k}$	5.50 kN/cm ²
	W_y	2400.00	cm ³	k_{mod}	0.800
	$\sigma_{m,y,d}$	1.97	kN/cm ²	γ_M	1.300
	0.000	LK3	0.00	≤ 1	400) Gebrauchstauglichkeit - Sehr kleine Verformungen
	Verformungen				
	w_x	0.0	mm	w_y	0.0 mm
	Nachweis				
	η	0.00			
	1.450	LK4	0.71	≤ 1	401) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Charakteristisch nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung
	Verformungen				
	w_x	0.0	mm	w_y	0.0 mm
	Nachweis				
	$w_{inst,z}$	9.3	mm	$l / w_{inst,grenz,z}$	300.00
	l	3.910	m	$w_{inst,grenz,z}$	13.0 mm
	1.450	LK6	1.02	> 1	402) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation Quasi-ständig nach 7

2.4 NACHWEISE STABWEISE

Stab Nr.	Stelle x [m]	LF/LK/ EK	Nachweis	Bemessun Nr.	Bezeichnung
6	7.2 - Innenfeld, y-Richtung				
	Verformungen				
	w_x	0.0 mm	w_y	0.0 mm	w_z 13.3 mm
	Nachweis				
	$w_{lin,z}$	13.3 mm	l	3.910 m	η 1.02
	w_c	0.0 mm	$l / w_{net,fin,limit,z}$	300.00 mm	
	$w_{net,fin,z}$	13.3 mm	$w_{net,fin,limit,z}$	13.0 mm	
	1.450	LK8	0.78	≤ 1	403) Gebrauchstauglichkeit - Bemessungssituation
	Charakteristisch/Quasi-ständig nach 7.2 - Innenfeld, z-Richtung				
	Verformungen				
6	w_x	0.0 mm	w_y	0.0 mm	w_z 15.2 mm
	Nachweis				
	$w_{lin,z}$	15.2 mm	$l / w_{lin,grenz,z}$	200.00 mm	η 0.78
	l	3.910 m	$w_{lin,grenz,z}$	19.6 mm	
	Querschnitt Nr. 1 - Rechteck 90/400				
	0.000	LK2	0.79	≤ 1	111) Beanspruchbarkeit von Querschnitt - Schub aus Querkraft V_z nach 6.1.7
	Bemessungsschnittgrößen				
	N_d	0.00 kN	$V_{z,d}$	60.29 kN	$M_{y,d}$ -44.15 kNm
	$V_{y,d}$	0.00 kN	T_d	0.00 kNm	$M_{z,d}$ 0.00 kNm
	Nachweis				
	$V_{z,d}$	60.29 kN	A_{ef}	360.00 cm ²	γ_M 1.300
6	b	90.0 mm	τ_d	0.25 kN/cm ²	$f_{v,d}$ 0.32 kN/cm ²
	h	400.0 mm	f_{vk}	0.52 kN/cm ²	η 0.79
	k_{cr}	1.000	k_{mod}	0.800	
	0.000	LK2	0.54	≤ 1	151) Beanspruchbarkeit von Querschnitt - Einfache Biegung nach 6.1.6
	Bemessungsschnittgrößen				
	N_d	0.00 kN	$V_{z,d}$	60.29 kN	$M_{y,d}$ -44.15 kNm
	$V_{y,d}$	0.00 kN	T_d	0.00 kNm	$M_{z,d}$ 0.00 kNm
	Nachweis				
	$M_{y,d}$	44.15 kNm	$f_{m,y,k}$	5.50 kN/cm ²	$f_{m,y,d}$ 3.38 kN/cm ²
	W_y	2400.00 cm ³	k_{mod}	0.800	η 0.54
	$\sigma_{m,y,d}$	1.84 kN/cm ²	γ_M	1.300	

ERGEBNISVERLÄUFE AN STAB S4



NACHWEIS SCHUBSPANNUNGEN MIT QUERKRAFTREDUZIERUNG

Schubspannungen werden mit 40cm Abstand der Querkraft am mittleren Auflager ermittelt.

Vergleiche Bild.

--> $V_z = 76,6 \text{ kN}$

--> $\tau = 1,5 \cdot (76,6 / (9 \cdot 40)) = 0,319 \text{ kN/cm}^2$

Nachweis:

$\tau_{u/f_{v,d}} = 0,319 / 0,32 = 1,0$ --> Nachweis damit erfüllt!

H.8 Position B.1 (Nachweis Sockel)

Der tragende Sockel ist in $d = 24 \text{ cm}$ auszuführen. Im Bereich der abgehenden Innenwand sind Flachstahlanker einzusetzen oder es ist im Verband zu mauern. Gewählt: KLB Hohlblocksteine – Rd 0,6 - SFK 4.

Nachweis nicht notwendig ($h \leq 0,5 \text{ m}$).

H.9 Position B.2 (Bodenplatte)

Die Lasten der Bodenplatte aus dem Obergeschoß und der Decke sind in Tabelle ?? aufgeführt.

Aus Eigengewicht und Nutzlast im EG kommen noch folgende Lasten hinzu (Eigenlast wird vom Programm berücksichtigt) (vgl. Pos E.1 in Kapitel ??):

- LF1 $2,48 \text{ kN/m}^2 + 4,7 \text{ kN/m}$ (aus Eigengewicht Blockwand)
- LF20 $2,00 \text{ kN/m}^2$

Baugrundwerte nach Bodengutachten. Folgende Baugrundwerte wurden ermittelt:

- zulässige Bodenpressung: 180 kN/m^2
- Bettungsmodul: 32 MN/m^3

Festlegungen:

- Die Gründung erfolgt frostsicher ($t \geq 1,0 \text{ m}$), das heißt am vorderen Plattenrand sind Frostschrzen $b = 40 \text{ cm}$ anzuordnen.
- Die Berechnung erfolgt vorerst unter der Annahme, dass auf die Gründung kein Einfluss aus Grundwasser vorhanden ist. Ist nach dem Aushub die Gefahr von Grund- oder Schichtenwasser zu erkennen, ist der Bearbeiter sofort zu informieren.
- Am Rand der Bodenplatte wird programmseits mit einem 1 m breiten Randstreifen gerechnet. Damit wird ein entsprechender Bettungskragen am freien Rand berücksichtigt. Der Randstreifen ist identisch zur Bodenplatte gebettet.
- $d = 20 \text{ cm}$
- Grundbewehrung unten/oben Matten Q335 A ausreichend. Keine Zulagenbewehrung erforderlich!
- Baustoffe C25/30 / BSt 500 M/S
- XC4, XF1, XA2, WF (bzw. gemäß Angabe Baugrundgutachten).
- Breite $0,4 \text{ m}$ (Frostschrze).
- Tiefe $t = 1,0 \text{ m}$ (Frostschrze).

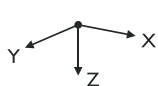
■ FE-NETZ-EINSTELLUNGEN

	Allgemein	Angestrebte Länge der Finiten Elemente	l_{FE}	: 0.4 m
		Maximaler Abstand zwischen Knoten und Linie um in die Linie zu integrieren	δ	: 0.0 m
		Maximale Anzahl der FE-Netz-Knoten (in Tausenden)		: 500
	Stäbe	Anzahl Teilungen von Stäben mit Seil, Bettung, Voute oder plastischer Charakteristik		: 10
		☒ Stäbe bei Theorie III. Ordnung bzw. Durchschlagproblem intern teilen		
		☒ Teilung der Stäbe durch den Knoten, der auf den Stäben liegt		
	Flächen	Maximales Verhältnis der FE-Viereck-Diagonalen	Δ_D	: 1.800
		Maximale Neigung von zwei Finiten Elementen aus der Ebene	α	: 0.50 °
		☒ Auch nicht verwendete Objekte in die Flächen integrieren Form der Finiten Elemente:		: Drei- und Vierecke ☒ Gleiche Quadrate generieren, wo möglich

■ 1.3 MATERIALIEN

Mat. Nr.	Modul E [kN/cm ²]	Modul G [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]	Wärmedehnz. α [1/°C]	Teilsch.-Beiwert γ_M [-]	Material-Modell
2	Beton C25/30 DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 3100.00	1291.67	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch

■ 1.9 FLÄCHENLAGER



Bettung Nr.	Flächen Nr.	Federkonstanten RF-SOILIN	Stützung bzw. Feder [MN/m ²]			Schubfeder [kN/m]	
			u_x	u_y	u_z	v_{xz}	v_{yz}
1	1-5	-	32.000	32.000	32.000	32.000	32.000

■ 1.9.1 FLÄCHENLAGER - AUSFALL

Bettung Nr.	Flächen Nr.	Ausfall des Lagers bei σ_z	Fließen ab Kontaktspannung σ_x [kN/m ²]	Reibungszahl μ_z [-]
1	1-5	Negativ		

■ 2.1 LASTFÄLLE

Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990 DIN Einwirkungskategorie	Aktiv	Eigengewicht - Faktor in Richtung		
				X	Y	Z
LF1		Ständig	☒	0.000	0.000	1.000
LF20		Nutzlasten - Kategorie A: Wohn/Aufenthaltsräume	☐			
LF41		Schnee (H ≤ 1000 m über NN)	☐			

■ 2.5 LASTKOMBINATIONEN

Lastkombin.	BS	Lastkombination Bezeichnung	Nr.	Faktor	Lastfall	
LK1	GZT	1.35G	1	1.35	LF1	
LK2	GZT	1.35G + 1.5Q _{iA}	1	1.35	LF1	
			2	1.50	LF20	
LK3	GZT	1.35G + 1.5Q _{iA} + 0.75Q _s	1	1.35	LF1	
			2	1.50	LF20	
			3	0.75	LF41	
LK4	GZT	1.35G + 1.5Q _s	1	1.35	LF1	
			2	1.50	LF41	
LK5	GZT	1.35G + 1.05Q _{iA} + 1.5Q _s	1	1.35	LF1	
			2	1.05	LF20	
			3	1.50	LF41	

■ 2.7 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebniskombin.	Bezeichnung	Belastung
EK1	GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10	LK1/s oder bis LK5

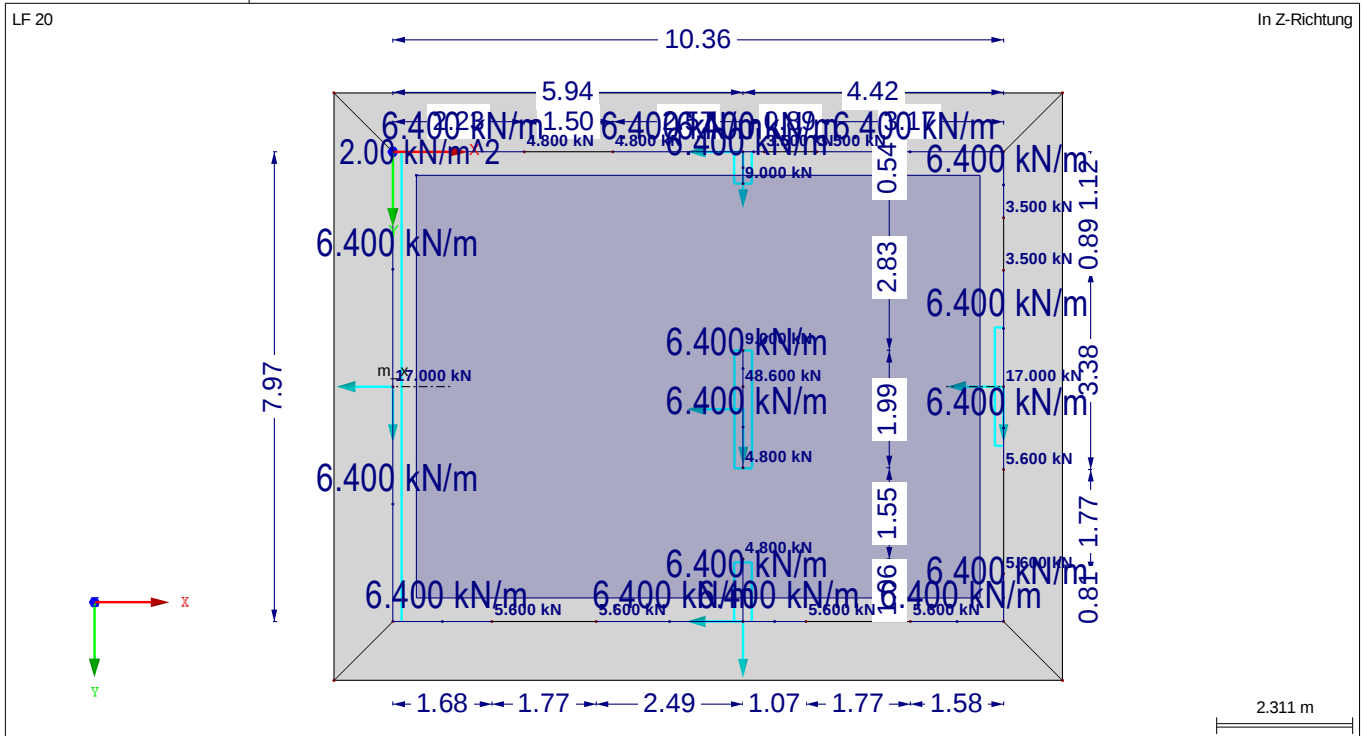
■ 3.1 KNOTENLASTEN - KOMPONENTENWEISE
- KOORDINATENSYSTEM

LF1

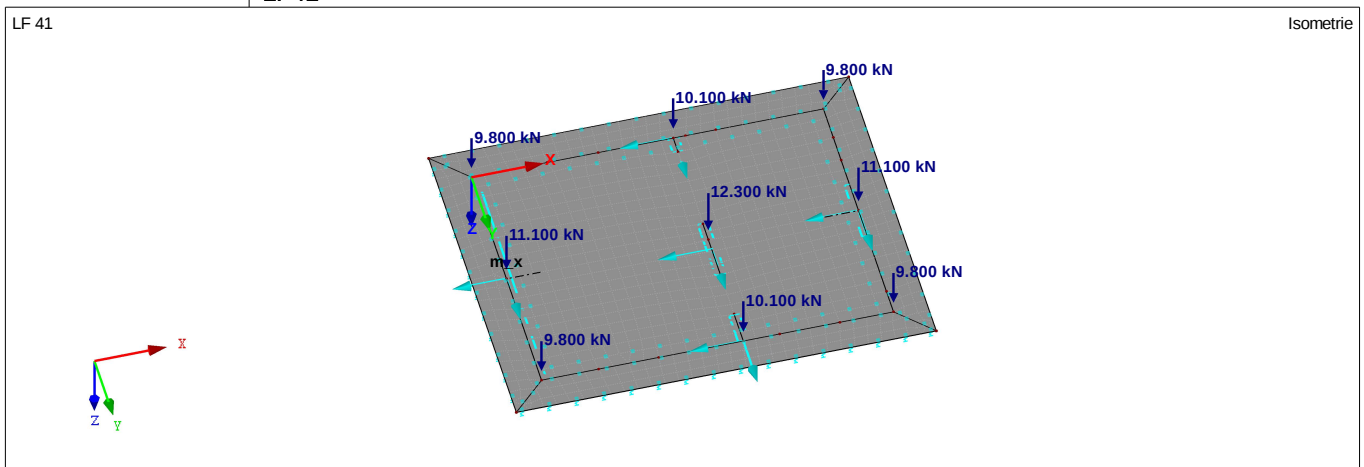
LF1

Nr.	An Knoten Nr.	Koordinatensystem	Kraft [kN]			Moment [kNm]		
			P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
1	5,6	0 Globales XYZ	0.000	0.000	34.200	0.000	0.000	0.000
2	9	0 Globales XYZ	0.000	0.000	7.100	0.000	0.000	0.000
3	7,8	0 Globales XYZ	0.000	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
4	1-4	0 Globales XYZ	0.000	0.000	19.200	0.000	0.000	0.000
5	19-24	0 Globales XYZ	0.000	0.000	6.500	0.000	0.000	0.000
	Einzellast aus Decke an Türöffnung							
6	11,12,15	0 Globales XYZ	0.000	0.000	5.600	0.000	0.000	0.000
	Einzellast aus Decke an Türöffnung 7,4kN/m ² /l/2							
7	10,13	0 Globales XYZ	0.000	0.000	10.400	0.000	0.000	0.000

- LF20

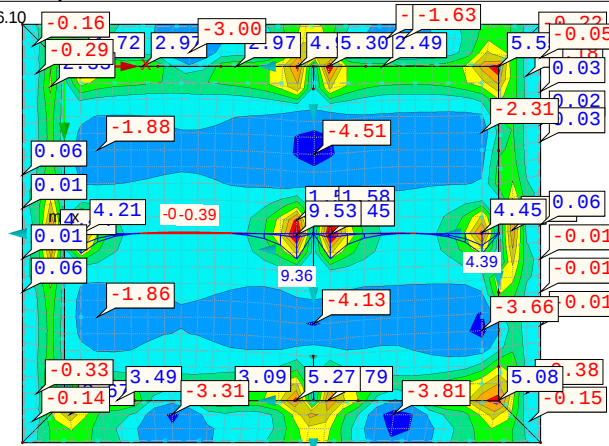
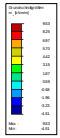


- LF41



MOMENTE IN X (AN DEN WÄNDEN WURDEN GLÄTTUNGSBEREICHE DEFINIERT!)

EK 1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
 Grundschnittgrößen m-x
 Lagerreaktionen[kN/m]
 Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte
 Werte: m-x [kNm/m]



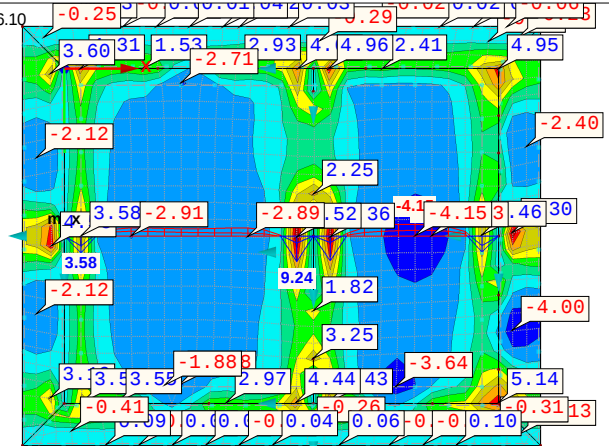
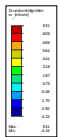
In Z-Richtung

Max m-x: 9.53, Min m-x: -4.51 kNm/m

3.249 m

MOMENTE IN Y

EK 1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
 Grundschnittgrößen m-y
 Lagerreaktionen[kN/m]
 Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte
 Werte: m-y [kNm/m]



In Z-Richtung

Max m-y: 9.31, Min m-y: -4.15 kNm/m

3.249 m

RF-BETON Flächen
 FA1
 Stahlbeton-Bemessung

1.1 BASISANGABEN

Bemessung nach Norm:	DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04
TRAGFÄHIGKEIT	
Zu bemessende Ergebniskombination:	EK1 GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10 Ständig und vorübergehend
Definition der vorhandenen Zusatzbewehrung	Automatische Anordnung nach Vorgaben in Maske 1.4
DETAILEINSTELLUNGEN	
Nachweisverfahren für Bewehrungsumhüllende	Gemischte
Geglättete Schnittgrößen in definierten Glättungsbereichen für GZT-Berechnung und analytisches Verfahren der GZG-Berechnung anwenden.	☒
Ansatz von Schnittgrößen ohne Rippenanteil	☐
Einstellungen der Bemessungssituation für GZG-Nachweise	
Lastkombination:	
Charakteristisch mit Direktlast	Nachweise: $k_1 \cdot f_{ck}$, $k_3 \cdot f_{yk}$
Charakteristisch mit Zwangsverformung	Nachweise: $k_1 \cdot f_{ck}$, $k_4 \cdot f_{yk}$
Häufig	Nachweise: w_k
Quasi-ständig	Nachweise: $k_2 \cdot f_{ck}$, w_k , u_l

1.3 FLÄCHEN

Fläche Nr.	Mat. Nr.	Dicke Typ	Dicke [cm]	Anmerkungen	Kommentar
1	2	Konstant	20.00		

1.4 BEWEHRUNGSSATZ NR. 1

Angewendet auf Flächen:	1
BEWEHRUNGSGRAD	
Mindest-Querbewehrung	20.0 %

1.4 BEWEHRUNGSSATZ NR. 1

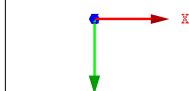
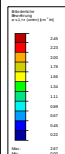
Mindest-Bewehrung generell	0.0 %
Mindest-Druckbewehrung	0.0 %
Mindest-Zugbewehrung	0.0 %
Maximaler Bewehrungsgrad	4.0 %
Minimaler Schubbewehrungsgrad	0.0 %
Betondeckung nach Norm	☐
ANORDNUNG DER GRUNDBEWehrUNG - OBEN (-z)	
Anzahl der Bahnen	2
Achsaßdeckungen	d-1: 3.00, d-2: 4.00 cm
Bewehrungsrichtungen	Phi-1: 0.000°, Phi-2: 90.000°
Bewehrungsfläche	As-1,-z (oben): 3.35, As-2,-z (oben): 3.35 cm²/m
ANORDNUNG DER GRUNDBEWehrUNG - UNTEN (+z)	
Anzahl der Bahnen	2
Achsaßdeckungen	d-1: 3.00, d-2: 4.00 cm
Bewehrungsrichtungen	Phi-1: 0.000°, Phi-2: 90.000°
Bewehrungsfläche	As-1,+z (unten): 3.35, As-2,+z (unten): 3.35 cm²/m
LÄNGSBEWehrUNG FÜR QUERKRAFTNACHWEIS	
Ansatz des jeweils größeren Wertes aus erforderlicher oder vorhandener Längsbewehrung (Grund- und Zusatzbewehrung) pro Bewehrungsrichtung.	
EINSTELLUNGEN ZU DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04	
Mindestlängsbewehrung für Platten nach 9.3.1	☒
Richtung der Mindestbewehrung	
Bewehrungsrichtung mit der Hauptzugkraft im betrachteten Element(As,min auf Ober- (-z) oder Unterseite (+z)):	☒
Mindestlängsbewehrung für Wände nach 9.6	☐
Mindestschubbewehrung	☒
Verhältnis b/h	> 5
Begrenzung der Druckzone	☒
Veränderliche Druckstrebenneigung - Min	18.434 °
Veränderliche Druckstrebenneigung - Max	45.000 °
Teilsicherheitsbeiwert γ_c	ST+V 1.15, AU 1.00, GZG 1.00
Teilsicherheitsbeiwert γ_s	ST+V 1.50, AU 1.30, GZG 1.00
Berücksichtigung von Langzeitwirkungen Alpha-cc	ST+V 0.85, AU 0.85, GZG 1.00
Berücksichtigung von Langzeitwirkungen Alpha-ct	GZG 1.00

2.2 ERFORDERLICHE BEWEHRUNG FLÄCHENWEISE

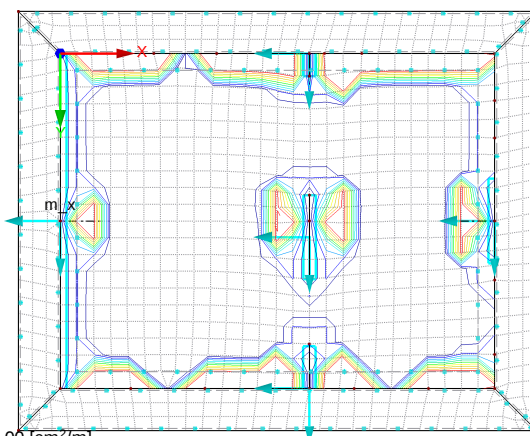
Fläche Nr.	Punkt Nr.	Punkt-Koordinaten [m]			Symbol	Erford. Bewehrung GZT	Basis Bewehr.	Zusätzliche Bewehrung		Einheit	Anmerkungen
		X	Y	Z				Erforderlich	Vorhanden		
1	N49	10.360	6.718	0.000	$\bar{a}_{s,1,-z}$ (oben)	2.33	3.35	0.00	-	cm²/m	
	N39	7.453	7.970	0.000	$\bar{a}_{s,2,-z}$ (oben)	2.33	3.35	0.00	-	cm²/m	
	N3	10.360	7.970	0.000	$\bar{a}_{s,1,+z}$ (unten)	2.67	3.35	0.00	-	cm²/m	
	N3	10.360	7.970	0.000	$\bar{a}_{s,2,+z}$ (unten)	2.87	3.35	0.00	-	cm²/m	
	N1	0.000	0.000	0.000	$\bar{a}_{sw}$	0.00	-	-	-	cm²/m²	

MAXIMALE ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $A_{s,1,z} < A_{s,vorh.}$

RF-BETON Flächen FA1
Stahlbeton-Bemessung
Erforderliche Bewehrung a-s,1,+z (unten)



Max a-s,1,+z (unten): 2.67, Min a-s,1,+z (unten): 0.00 [cm²/m]



In Z-Richtung

3.249 m

H.10 B.2a Alternative Berechnung als Stahlfaserbetonbodenplatte

Die Lasten wurden aus Position B.2 in Kapitel H.9 übernommen.

Änderungen Lastfall 1:

Die $7,4\text{ kN/m}$ aus der aus Position E.1 in Kapitel ?? mussten aufgrund der größeren Auflast des Betons erhöht werden (vgl. Bild 137). Diese Lasten werden in einem separaten Lastfall 2 erfasst der gemeinsam mit LF1 überlagert wird. Die $7,4\text{ kN/m}$ wurden gelöscht. Zusätzlich wurden die Lasten aus dem Unterzug in Position E.6a ebenfalls in den Baugrund eingeleitet. Auch mit dieser Auflast ist die gewählte Matte von Q355 ausreichend. Die erforderliche Bewehrung der unteren Lagen erhöht sich leicht auf 3 cm/m . Hier wird jedoch eine Umbemessung in einen Stahlfaserbeton mit C30/37 vorgenommen.

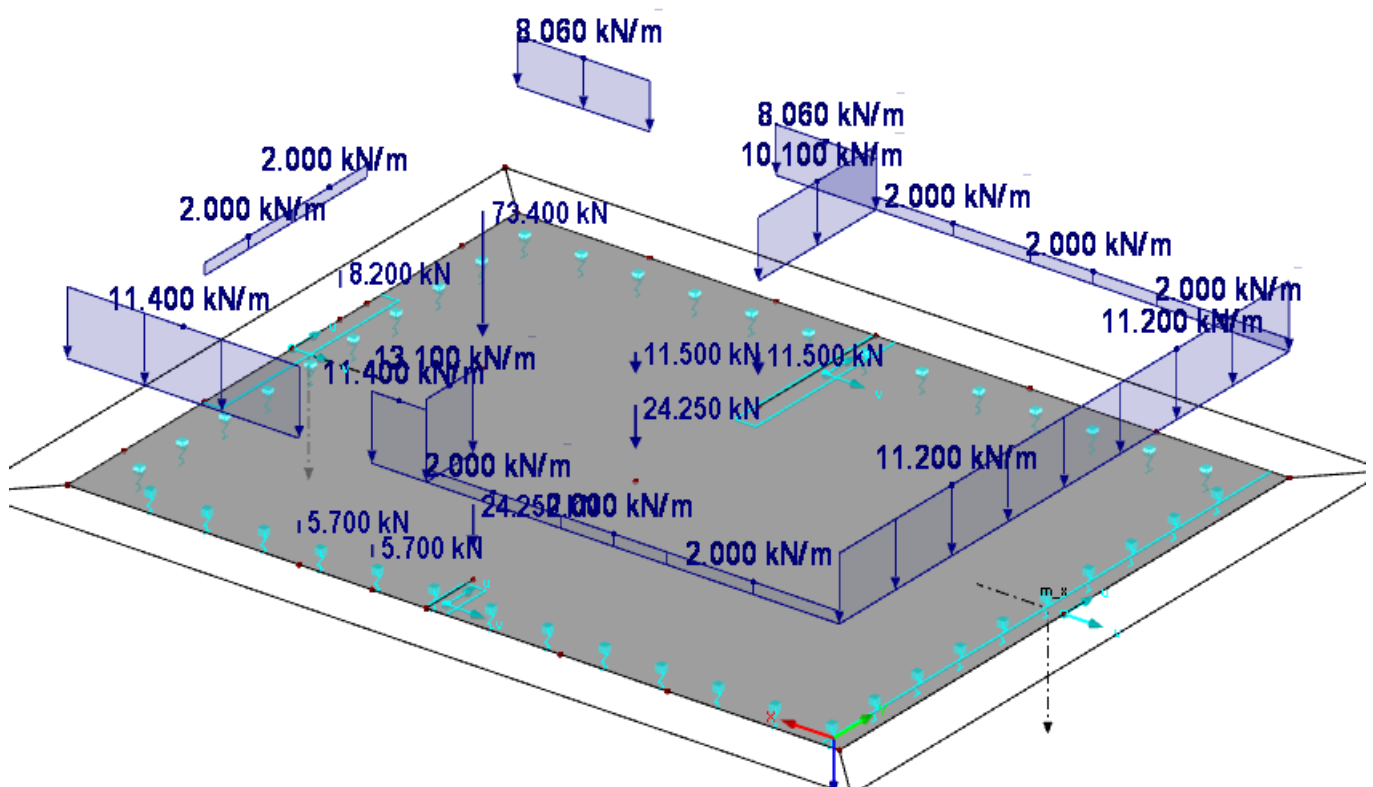


Bild 137: Lasten Lastfall 2



1.9 FLÄCHENLAGER

Bettung Nr.	Flächen Nr.	Federkonstanten RF-SOILIN	Stützung bzw. Feder [MN/m³]			Schubfeder [kN/m]	
			u_x	u_y	u_z	v_{xz}	v_{yz}
1	1-5	-	1.000	1.000	32.000	☐	☐

2.5 LASTKOMBINATIONEN

Last-kombin.	BS	Lastkombination Bezeichnung	Nr.	Faktor	Lastfall
LK1	GZT	1.35G1 + 1.35G2	1	1.35	LF1
			2	1.35	LF2
LK2	GZT	1.35G1 + 1.35G2 + 1.5Q1A	1	1.35	LF1
			2	1.35	LF2
			3	1.50	LF20
LK3	GZT	1.35G1 + 1.35G2 + 1.5Q1A + 0.75Qs	1	1.35	LF1
			2	1.35	LF2
			3	1.50	LF20
			4	0.75	LF41
LK4	GZT	1.35G1 + 1.35G2 + 1.5Qs	1	1.35	LF1
			2	1.35	LF2
			3	1.50	LF41
LK5	GZT	1.35G1 + 1.35G2 + 1.05Q1A + 1.5Qs	1	1.35	LF1
			2	1.35	LF2
			3	1.05	LF20
			4	1.50	LF41

2.7 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebn.-kombin.	Bezeichnung	Belastung
EK1	GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10	LK1/s oder bis LK5

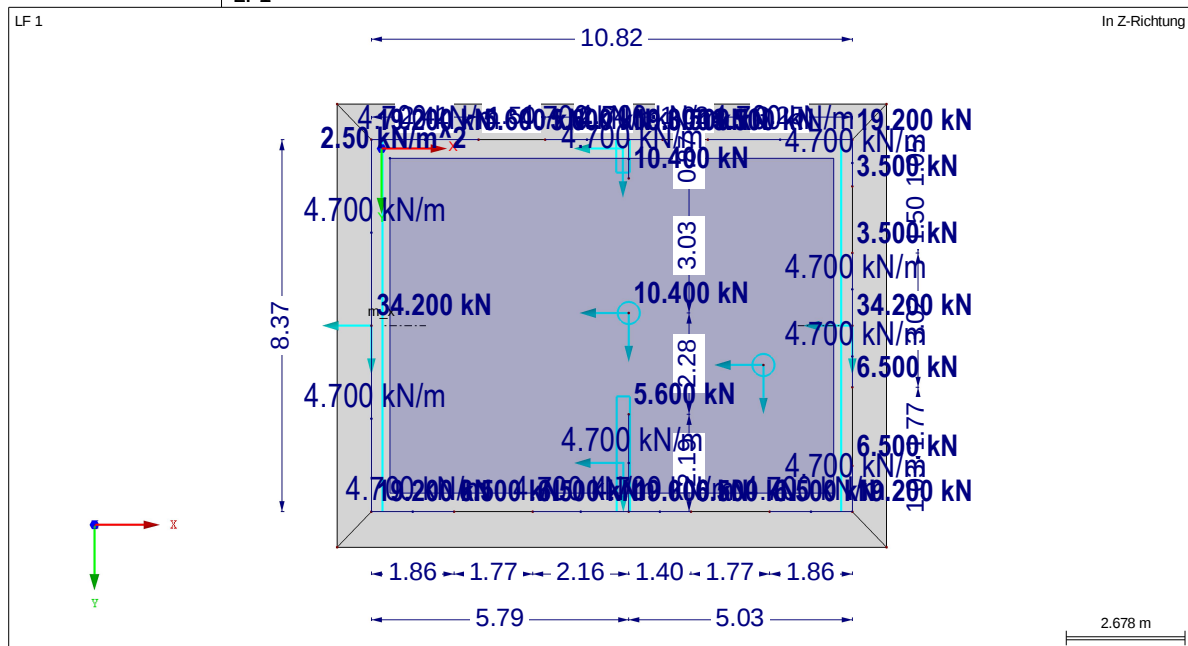
LF1

3.3 LINIENLASTEN

LF1

Nr.	Beziehen auf	An Linien Nr.	Last-Art	Last-verteilung	Last-Richtung	Symbol	Lastparameter Wert	Einheit
2	Linien	1-7,9-11,14,17,19,20,23,24	Kraft	Konstant	ZL	p	4.700	kN/m
	Gewicht Blockwand und Sockel							

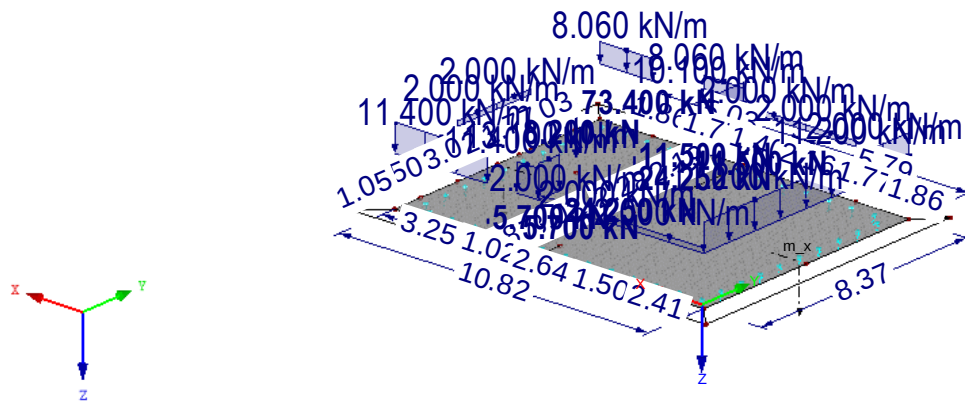
LF1



LF2

LF 2

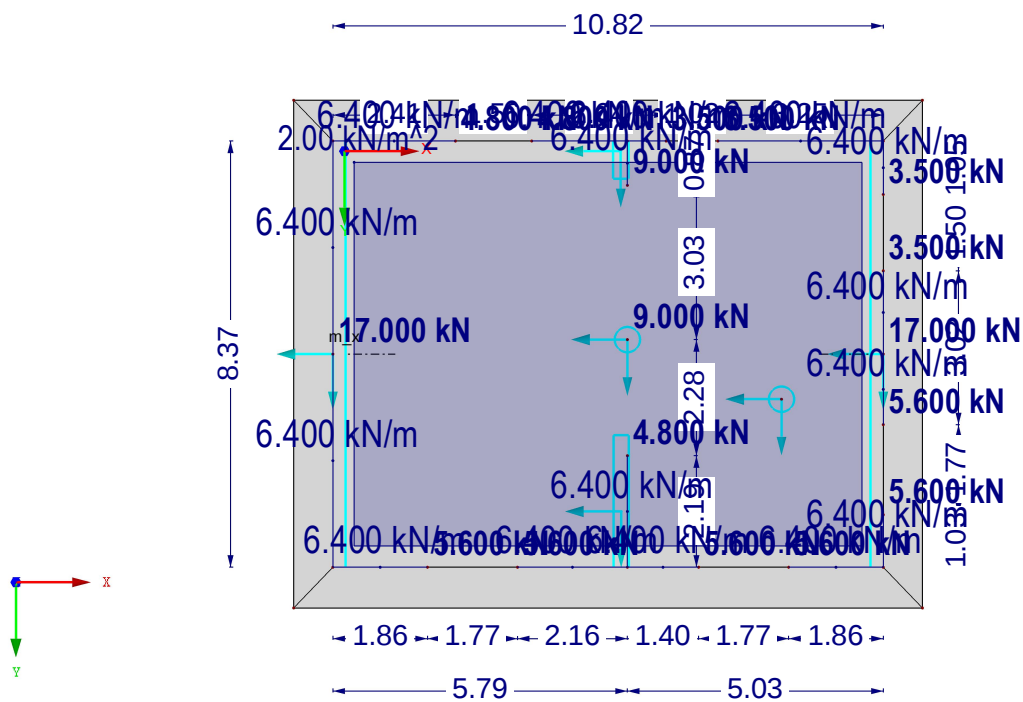
Isometrie



LF20

LF 20

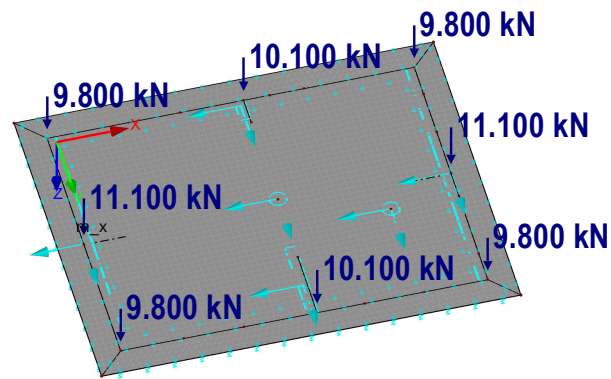
In Z-Richtung



LF41

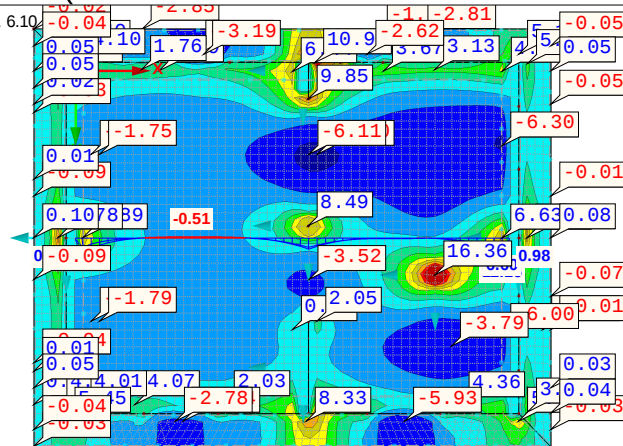
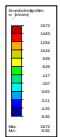
LF 41

Isometrie



MOMENTE IN X (AN DEN WÄNDEN WURDEN GLÄTTUNGSBEREICHE DEFINIERT!)

EK 1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
 Grundschnittgrößen m-x
 Lagerreaktionen[kN/m]
 Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte
 Werte: m-x [kNm/m]



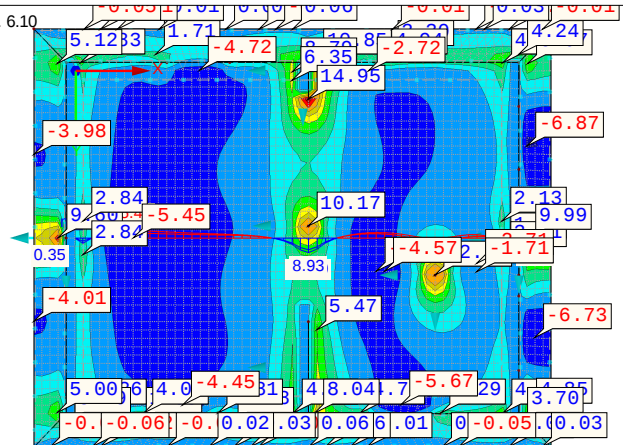
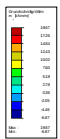
In Z-Richtung

Max m-x: 16.72, Min m-x: -6.30 kNm/m

3.255 m

MOMENTE IN Y

EK 1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
 Grundschnittgrößen m-y
 Lagerreaktionen[kN/m]
 Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte
 Werte: m-y [kNm/m]



In Z-Richtung

Max m-y: 19.67, Min m-y: -6.87 kNm/m

3.255 m

