Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

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

Diploma Thesis

Timber – lightweight concrete continuous floor construction: Theoretical and experimental investigation on bearing behaviour

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Durchlaufdecken in Holzleichtbeton – Verbundbauweise: Theoretische und experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Shapol Khan
Matr.Nr.: 0928772

unter der Anleitung von

Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alireza Fadai**

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Christoph Radlherr**, BSc

Institut für Architekturwissenschaften
Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259.2, A-1040 Wien

Wien, im Oktober 2017 ……..

Danksagung

Am Ende meines Studiums angelangt, möchte ich mich herzlich bei all jenen bedanken, die einen Beitrag dazu geleistet haben.

Einerseits verstehe ich unter diesem Beitrag das Zusammenarbeiten und die gegenseitige Motivation zwischen den Studierenden sowie die Inspiration der ProfessorInnen, die durch Ihre persönliche und fachliche Kompetenz, ein Vorbild für die StudentInnen sind. Andererseits bildet das private Umfeld das Fundament für den universitären und in weiterer Folge beruflichen Erfolg.

Meinen größten Dank möchte ich an meine Familie richten, die mich auch in den schwierigen Phasen – sowohl moralisch, als auch finanziell – unterstützt hat. Im November letzten Jahres, hatten meine Frau Lawen und ich das große Glück, die Geburt unseres Sohnes – Levan – zu erleben.

Umgeben von Hochgefühl, aber auch gezeichnet durch die gleichzeitige Leistungserwartung im Studium bzw. Berufsleben, stellte sich diese Phase als besonders anspruchsvoll heraus. Die Bewältigung dieser Hürde hätte ich ohne meine Frau Lawen nicht geschafft, die mir stets zur Seite stand und mich, soweit es für sie möglich war, entlastet hat.

Für die theoretische sowie praktische Umsetzung dieser Diplomarbeit möchte ich mich herzlich bei Herrn Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Fadai und Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Radlherr, BSc sowie allen beteiligten Mitarbeitern des Institutes für Architekturwissenschaften | Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau | TU Wien bedanken. Für die – zu dieser Diplomarbeit erforderlichen – Bauteilversuche, möchte ich mich auch herzlich bei den beteiligten Mitarbeitern und der Leitung der Camillo Sitte Lehranstalt | Höhere Technische Bundeslehr- und Versuchsanstalt | 1030 Wien bedanken.

Während der Studienzeit bereits berufstätig zu sein, stellt nicht nur für StudentInnen bzw. ArbeitnehmerInnen eine Herausforderung dar. Auch auf der Arbeitgeberseite bedarf es an Flexibilität und Verständnis.

Für das ständige Entgegenkommen sowie die Bildungskarenz und Bildungsteilzeit in der Endphase meines Studiums möchte ich mich herzlich bei meinem Arbeitgeber, der PORR Design & Engineering GmbH, bedanken.

Kurzfassung

Die heutzutage zunehmende Flexibilität in der Grundrissgestaltung eines zu planenden Gebäudes bringt möglichst stützenfreie Räume bzw. Deckenkonstruktionen mit größeren Spannweiten mit sich. Für diese geometrischen Randbedingungen werden Verbundkonstruktionen eingesetzt, wobei die verwendeten Werkstoffe so miteinander kombiniert werden, dass eine verbesserte Tragwirkung erzielt wird.

Um mit klassischen Lösungen wie beispielsweise Stahl – Beton – Verbundkonstruktionen konkurrieren zu können, finden diesbezüglich auch im modernen Holzbau Entwicklungen statt. Derzeit werden im Rahmen eines Forschungsprojektes, vom Institut für Architekturwissenschaften | Fachbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der TU Wien (ITI), mehrere Verbunddeckenkonstruktionen untersucht.

Unter anderem wurde eine Holz – Beton – Rippendeckenkonstruktion entwickelt, welche den Kern dieser Arbeit darstellt. Dabei wird das Tragverhalten dieser Deckenkonstruktion experimentell, analytisch sowie numerisch untersucht.

Nach der Durchführung einer Vorversuchsreihe in Form von Einfeld – Trägern, wurden die Ergebnisse mit Hilfe von analytischen Berechnungsverfahren evaluiert. Dadurch konnten im ersten Schritt das Tragverhalten der Verbundfuge sowie die Versagensmechanismen auf einem kritischen Lastniveau analysiert werden.

Anhand eines dreidimensionalen numerischen Modells, war es dann möglich, die kritischen Bereiche unter Prüflastbedingungen zu bestätigen. Durch die Anpassung dieses Modells auf einen Zweifeld – Träger, konnte auch das Durchlaufverhalten dieser Konstruktion untersucht werden.

Durch Vergleichsrechnungen konnte weiters gezeigt werden, dass die Beschreibung des Tragverhaltens der durchlaufenden Decke auch anhand eines praktikablen analytischen Modells erfolgen kann.

Im Rahmen einer Parameterstudie durch das deskriptive numerische Modell, wurden einige Einflussgrößen ausgewählt sowie deren Auswirkungen auf das Tragverhalten der Deckenkonstruktion analysiert. Für eine zukünftige Ausführung dieser entwickelten Verbundkonstruktion, sowie für weitere Bauteilversuche, wurden dann abschließend Optimierungsvorschläge gemacht.

Abstract

Nowadays the increasing flexibility, regarding floor plans of a modern building design, requires unsupported areas and higher slab – span widths. These geometrical boundary conditions are the reason for the application of composite construction elements. The specific combination of the composite partners realizes an improved load bearing effect.

The competition between modern timber structure and conventional constructions like steel – concrete – composite products, is the driving force for the development of wood – composite solutions. Currently – within a research project – there are investigations going on concerning a number of slab – composite constructions, which take place at the Department of Architectural Sciences | Structural Design and Timber Engineering (ITI) at the Technical University Vienna.

The object in this diploma thesis is an innovative ribbed / wood – concrete – composite slab construction. The main focus lies on the load bearing behaviour of this slab – system. For the description of the mechanical characteristics, several component tests and common calculation methods are used.

After carrying out several bending tests, the results were evaluated by means of the already mentioned analytical calculation methods. This allowed to describe the load bearing behaviour of the composite system and the failure mechanisms at a critical load level.

With the use of a three – dimensional numeric model, it was possible to confirm the critical stress areas under test load conditions. By the modification of this model, to a two – span – beam, the load bearing behaviour of this continuous slab construction could also be investigated.

It was also shown by comparative considerations, that the bearing behaviour of this continuous system can also be described by a practicable analytical calculation model.

By means of a parameter study with the descriptive numerical model, the influence of some selected variables on the bearing behavior were analyzed. Finally, some optimization proposals were made for the application of this developed composite construction.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 1

1.1 Fragestellung 1

1.2 Methodik 1

2 Bisherige Entwicklung von HBV – Decken an der TU Wien 2

3 Experimentelle Untersuchungen 4

3.1 Versuchskörper 4

3.2 Bauteil – Hauptkomponenten 13

3.2.1 LVL | Laminated Veneer Lumber 13
3.2.2 Zementgebundene Holzwolle - Dämmplatten 14
3.2.3 Selbstverdichtender Beton (SVB) 14

3.3 Versuchsanordnung 17

3.4 Belastungsverfahren 22

3.5 Bauteilversuch / LVL – R 25

3.6 Bauteilversuch / RD – 1 26

3.7 Bauteilversuch / RD – 2 28

3.8 Bauteilversuch / RD – 3 29

3.9 Versuchsergebnisse 31

3.9.1 Bauteilversuch LVL – R 32
3.9.2 Bauteilversuch RD – 1 33
3.9.3 Bauteilversuch RD – 2 34
3.9.4 Bauteilversuch RD – 3 35

4 Berechnungsverfahren 37

4.1 Grundlagen 37

4.2 γ – Verfahren 38

4.3 Schubanalogie – Verfahren 41

4.4 Stabwerksmodelle 46

4.5 Finite – Elemente – Methode (FEM) 48

5 Anwendung analytischer und numerischer Berechnungsmethoden 49

5.1 Vorversuche | HBV – Rippendeckenkonstruktion 49

5.1.1 Vergleichsberechnung anhand des γ – Verfahrens 50
5.1.2 Vergleichsberechnung anhand des Schubanalogie – Verfahrens 54
5.1.3 Vergleichsberechnung anhand eines Stabwerksmodelles 56
5.1.4 Numerische Analyse anhand der Finite – Elemente – Methode 61
5.1.5 Tragreserven der HBV-Einfeld-Rippendecke auf Gebrauchstauglichkeitsniveau 69

5.2 Übertragung der HBV – Einfeld – Rippendecke auf ein Durchlaufsystem 71

5.2.1 Anpassung des FE – Modells 71
5.2.2 Numerische Berechnungsergebnisse der HBV-Zweifeld-Rippendecke 73
5.2.3 Vergleichsberechnung anhand eines Stabwerksmodelles 77
5.2.4 Berücksichtigung der gerissenen Zugzone des SVB im Stützbereich 81
5.2.5 Parameterstudie 83

6 Näherungsansatz zur Berechnung der HBV – Zweifeld – Rippendecke 87

6.1 Geometrie des zu untersuchenden Bauteils 87

6.2 Berücksichtigung der Langzeiteinwirkungen 88

6.2.1 Kriechen der LVL – Träger 88
6.2.2 Kriechen der SVB – Schicht 89
6.2.3 Schwinden der SVB – Schicht 91

6.3 Zusammenfassung der Material- und Verbundmittelkennwerte 92

6.4 Lastannahmen 93

6.4.1 Ständige Lasten 93
6.4.2 Veränderliche Lasten 93
6.4.3 Lastkombinationen 93

6.5 Erstellung des Stabwerksmodells 94

6.6 Widerstände 95

6.7 Grenzzustand der Tragfähigkeit 95

6.7.1 GZT (t = 0) 95
6.7.2 GZT (t = ∞) 96

6.8 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 97

6.8.1 Charakteristische Bemessungssituation 97
6.8.2 Quasiständige Bemessungssituation 97

7 Zusammenfassung 98

7.1 Problemstellungen bei der Herstellung der Versuchskörper 98

7.2 Experimentelle Charakteristika der HBV – Einfeld – Rippendecke 98

7.3 Analytische Vergleichsberechnungen der HBV – Einfeld – Rippendecke 99

7.4 Numerische Analyse der HBV – Rippendeckenkonstruktion 99

7.5 Parameterstudie 100

8 Literatur 101

A. Dokumentation der Bauteilversuche I

A1. Bauteilversuch LVL – R I

A2. Bauteilversuch RD – 1 II

A3. Bauteilversuch RD – 2 III

A4. Bauteilversich RD – 3 III

B. Ergebnisse aus der numerischen Berechnung IV

B1. Zweifeldträger unter charakteristischer Einwirkungskombination IV

1 Einleitung

Diese Diplomarbeit ist im Rahmen des vom Wissenschaftfonds FWF (Fonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung) geförderten Forschungsprojektes „Wood-based concrete: building construction with composite elements of wood – concrete compound and timber (WooCon)“ am Institut für Architekturwissenschaften | Fachbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der TU Wien entstanden.

1.1 Fragestellung

In dieser Arbeit wird das Tragverhalten von durchlaufenden Holz – Beton – Verbunddecken (HBV – Decken) untersucht. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf einer, vom ITI entwickelten, HBV – Rippendeckenkonstruktion.

Für eine baupraktische Anwendung dieser Verbundbauweise ist ein Bemessungskonzept herauszuarbeiten, welches das Tragverhalten der verwendeten Materialien sowie der Verbundfuge realistisch abbildet.

1.2 Methodik

Im ersten Schritt werden an der erwähnten HBV – Rippendecke, Bauteilversuche durchgeführt. Das Versuchsprogramm dieser Konstruktionsvariante besteht aus mehreren Phasen, wobei in dieser Diplomarbeit die Vorversuche behandelt werden.

In diesen Vorversuchen wurde das System als Einfeldträger ausgeführt, um etwaige Anpassungen der Versuchsanordnung für die in Zukunft geplanten Hauptversuche – in Form von Zweifeldträgern – treffen zu können.

Weiters verschaffen die Vorversuche einen vereinfachten Einblick in das Tragverhalten der Verbundfuge. Basierend auf diesen experimentellen Untersuchungen an der HBV – Rippendeckenkonstruktion, sollen die Versuchsergebnisse in Abstimmung mit analytischen Berechnungsmethoden sowie einer numerischen Simulation verifiziert werden.

Die gewonnen Ergebnisse der Vorversuche sind dabei auf ein Durchlaufsystem zu übertragen. Anhand des erstellten numerischen Modells ist es dann möglich, eine Parameterstudie zu betreiben, welche die Einflüsse der jeweiligen Eingangsgrößen aufzeigt.

Für die Entwicklung eines Näherungsansatzes zur Berechnung der HBV – Rippendeckenkonstruktion wird abschließend ein allgemeines Beispiel mit Berücksichtigung der Langzeiteinwirkungen ausgearbeitet, das für den Anwender die Vorgangsweise zur Berechnung der Materialbelastungen im Bemessungsfall beschreibt.

2 Bisherige Entwicklung von HBV – Decken an der TU Wien

Am ITI wurde bereits im Rahmen des von der österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft FFG geförderten Forschungsprojektes „Weitgespannte Flachdeckensysteme in Holzspanbeton – Verbundbauweise“ ein dreischichtiges Deckensystem aus Holz, Holzleichtbeton und Beton (siehe Abb.1) in Sandwichbauweise entwickelt.

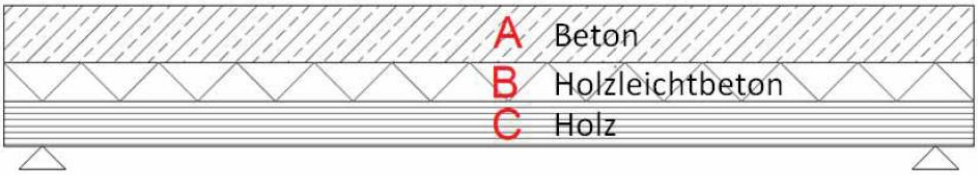

Abb.1: schematischer Aufbau der Sandwichkonstruktion, *Quelle:* Hofer T. **[5]**

Hierbei erfüllen die jeweiligen Schichten unterschiedliche Funktionen. Während die Aufbetonschicht (A) aus selbstverdichtendem Beton die Drucknormalkräfte aufnimmt und weiters gute Schallschutzeigenschaften aufweist, stellt die unterste Schicht in Form von Brettsperrholz (C) die Zugkomponente des Systems dar. Die mittlere Tragschicht besteht aus einem Holzleichtbeton (B), der die auftretenden Längsschubspannungen aufnehmen soll und zusätzlich – im Vergleich zu einer Betonschicht gleicher Dicke – eine erhebliche Gewichtsersparnis mit sich bringt. Das Gewichtsverhältnis zwischen Beton und Holzleichtbeton schwankt in Abhängigkeit der Zusammensetzung und Verdichtung zwischen 5 und 1,5.

Hierzu wurden in der Diplomarbeit von *Hofer* [5] Bauteilversuche in Form von Einfeldträgern mit einer Spannweite von 7,20 m durchgeführt. Die Verbindungsmittelsteifigkeit in der Verbundfuge konnte dann mit Hilfe von Schubversuchen bestimmt werden. Durch das Heranziehen des normativ verankerten γ – Verfahrens erfolgte dann abschließend die Erstellung eines Bemessungskonzeptes. Zeitgleich wurde in der Diplomarbeit von *Köpl* [6] eine analytische Untersuchung des Tragverhaltens dieser Konstruktion unter besonderer Berücksichtigung des Schubanalogie – Verfahrens durchgeführt.

Dabei konnte aufgezeigt werden, dass die Berechnungsergebnisse dieser beiden Berechnungsmethoden eine gute Übereinstimmung mit der gemessenen Durchbiegung erzielten. In weiterer Folge hat *Köpl* noch einen Berechnungsansatz anhand des Schubanalogie – Verfahrens entwickelt.

Werner [14] hat mit Hilfe der finiten Elemente Methode ein dreidimensionales Modell erstellt bzw. berechnet und dessen Ergebnisse mit jenen von *Hofer* und *Köpl* verglichen. Durch diesen Vergleich mit den analytischen Berechnungsverfahren konnte im ersten Schritt das numerische Modell verifiziert werden.

Im experimentellen Teil seiner Diplomarbeit führte *Werner* zur Ermittlung des Anfangskriechverhaltens dieser Konstruktion Langzeitbiegeversuche durch (siehe Abb.2).

Abb.2: Versuchsaufbau der Langzeitbiegeversuche, *Quelle:* Werner B.F. **[14]**

Der zeitliche Rahmen der Langzeitversuche betrug etwa sieben Monate. Ziel war es, eine Kriechzahl zu ermitteln, die eine Berechnung des Systems unter Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens ermöglichen soll.

Nach einer Parameterstudie, in welcher es zur Variation der Schichthöhen, Lage der Verbindungsmittel sowie der Materialgrößen kam, hat *Werner* eine Bemessungstafel entwickelt, die eine schnelle Auswahl der Verbundkonstruktion in Abhängigkeit der Belastung sowie Spannweite ermöglicht.

3 Experimentelle Untersuchungen

Im Folgenden werden die eigens durchgeführten Bauteilversuche näher erläutert.

3.1 Versuchskörper

Bei den Vorversuchen handelt es sich um eine HBV – Rippendeckenkonstruktion. Die jeweiligen Hauptkomponenten dieses Versuchskörpers werden im anschließenden Unterkapitel 3.2 detailliert erläutert.

Prinzipiell ist die HBV – Rippendecke als vorgefertigter Bauteil angedacht, wobei diese Elemente dann vor Ort auf der Baustelle „Mann an Mann“ verlegt und in weiterer Folge montiert und ausbetoniert werden können. Wie bereits im Kapitel 1 angeführt, kam es hier zunächst zur Ausführung eines Einfeldsystems mit einer Gesamtlänge von 5 Metern.

Für die Längsträger (siehe Abb.3) wurde der Holzwerkstoff Furnierschichtholz (Laminated Veneer Lumber, LVL / **01**) des Typs „S“ der Fa. Stora Enso, mit den Querschnittsabmessungen 3,9 cm x 30 cm, herangezogen.

Für die Herstellung des Verbundes zwischen Holz und Beton wurde an der Oberseite der LVL – Träger eine abgestufte Ausführung von formschlüssigen Kervenverbindungen / **02** (Abmessungen 7,0 cm x 20 cm) entsprechend des Querkraftverlaufes eingeplant. Die Kervenabstände sowie der Querschnitt des Versuchskörpers sind in Abb.4 dargestellt.

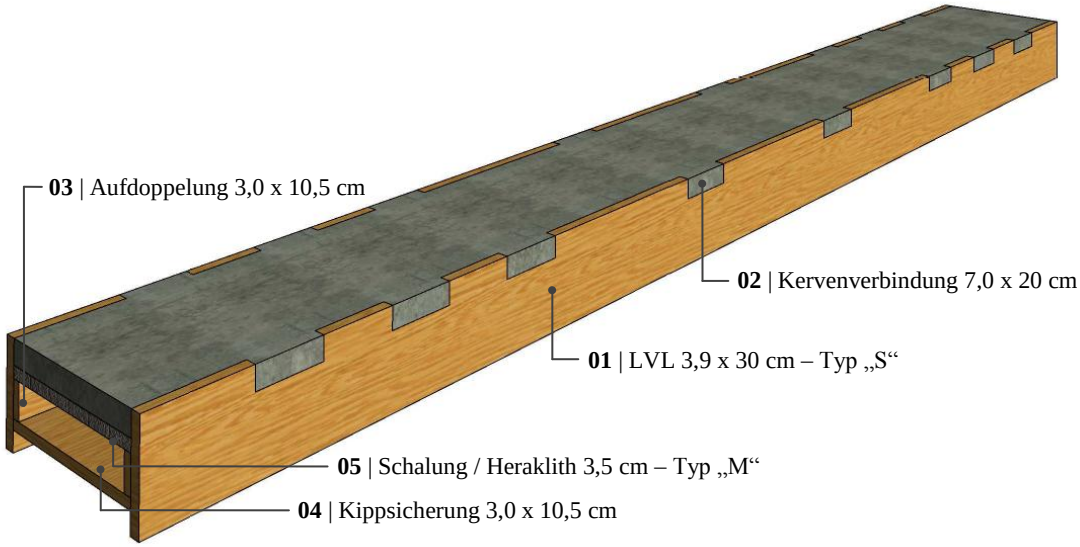

Abb.3: axonometrische Darstellung der HBV – Rippendecke

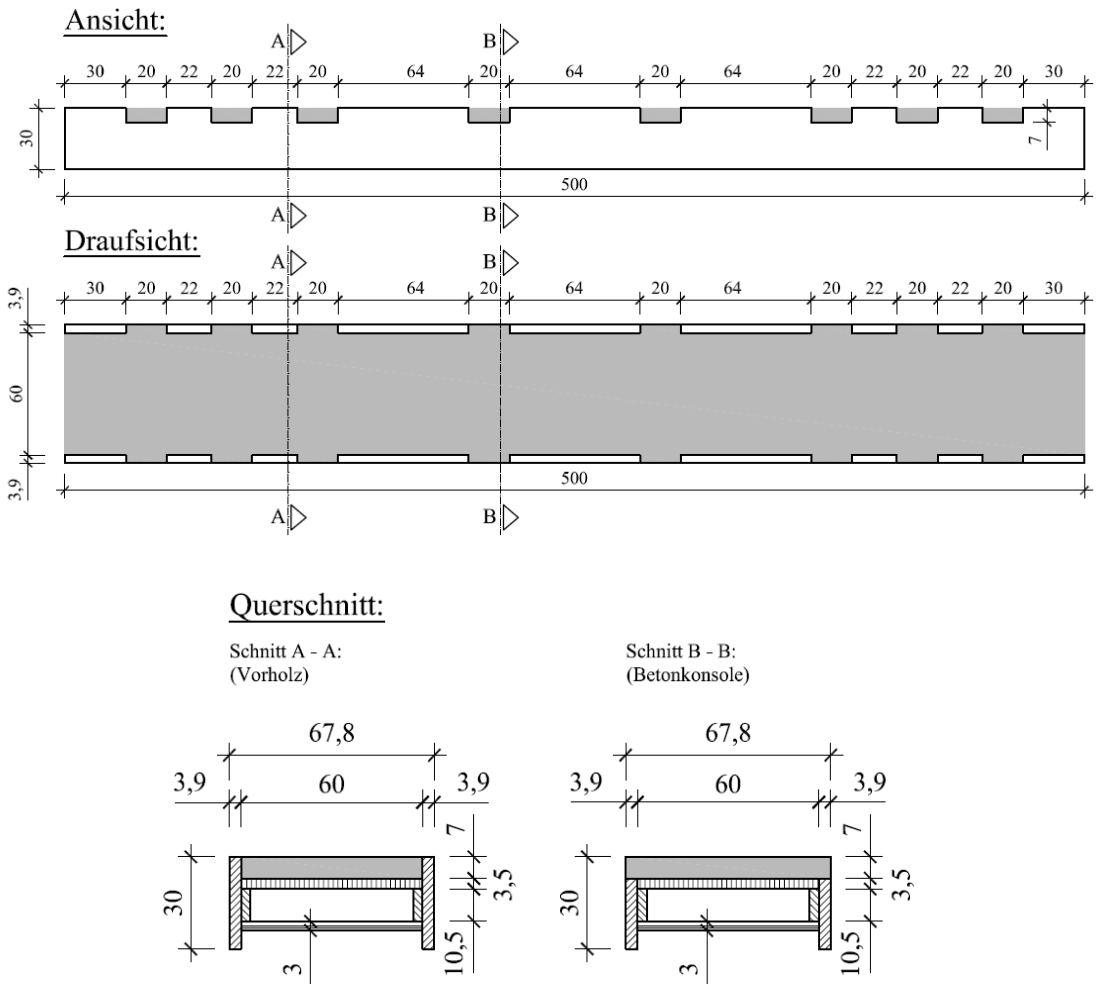

Abb.4: Ansicht, Draufsicht und Querschnitt der HBV – Rippendecke [cm]

Abb.5: Herstellung der Kerven

Abb.6: Kervenausbildung im Detail

Für eine Auflage der benötigten Schalung des Betons auf horizontaler Ebene, wurden bei den LVL – Trägern, Aufdoppelungen aus Nadelholz / **03** (3,0 cm x 10,5 cm) vorgesehen.

Diese Aufdoppelungen wurden mit Hilfe von Holzbauschrauben Rapid® 2000 (5,0 mm x 70 mm) der Fa. Schmid zweireihig verschraubt. Der Verbindungsmittelabstand betrug in Längsrichtung etwa 20 cm und die Randabstände in Querrichtung etwa 3 cm (siehe Abb.7 und Abb.8).

Abb.7: Montage der Aufdoppelungen

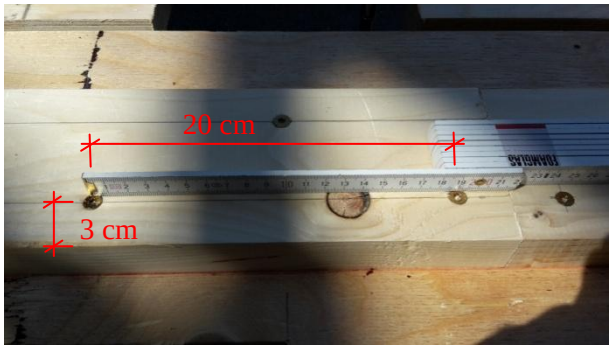

Abb.8: Schraubenabstände und Stoßausbildung im Detail

Die Bemessung der erforderlichen Verbindungsmittelanzahl (10 Stück je Laufmeter) erfolgte nach dem Tragfähigkeitsnachweis metallischer, stiftförmiger Verbindungsmittel auf Abscheren für einschnittige Verbindungen (siehe Gleichung (1)). Für die Auslegung der Schrauben werden dabei sechs Versagensmechanismen betrachtet, welche in Abb.9 dargestellt sind.

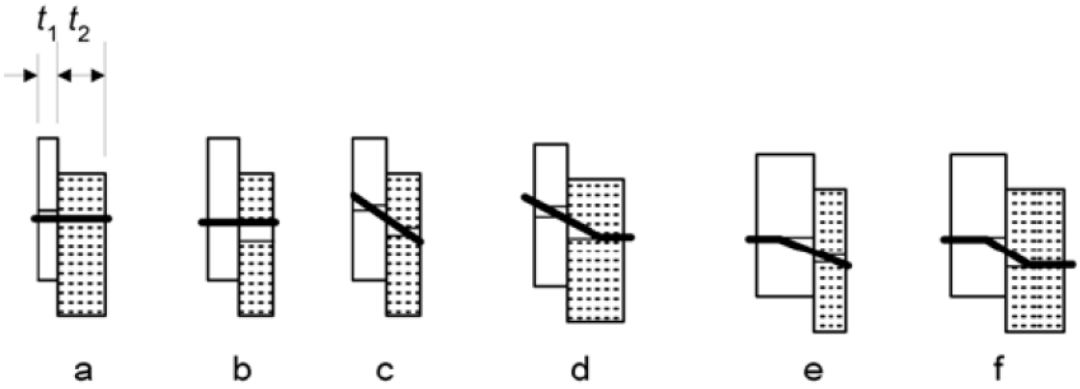

Abb.9: Versagensmechanismen für einschnittige Holzverbindungen, *Quelle:* ÖNORM EN 1995 – 1 – 1 **[6]**

Die Ausdrücke für diese Mechanismen sind fortlaufend (a – f) in Glg. (1) zusammengefasst. Dabei stellt der Kleinstwert die maßgebende charakteristische Tragfähigkeit des Verbindungsmittels dar [20], [25]:

$$F_{v,Rk} = min \begin{cases} f_{h,1,k} * t_1 * d \\ f_{h,2,k} * t_2 * d \\ \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{1+\beta} * \left[\sqrt{\beta + 2 * \beta^2 * \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 \right] + \beta^3 * \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta * \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1{,}05 * \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{2+\beta} * \left[\sqrt{2 * \beta * (1+\beta) + \frac{4 * \beta * (2+\beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * {t_1}^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1{,}05 * \frac{f_{h,1,k} * t_2 * d}{1+2*\beta} * \left[\sqrt{2 * \beta^2 * (1+\beta) + \frac{4 * \beta * (1+2*\beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * {t_2}^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1{,}15 * \sqrt{\frac{2*\beta}{1+\beta}} * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (1)$$

$F_{v,Rk}$ …char. Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel
t_i …Holz – oder Holzwerkstoffdicke oder Einbindetiefe
$f_{h,i,k}$ …char. Wert der Lochleibungsfestigkeit im Holzteil
d …Durchmesser des Verbindungsmittels
$M_{y,Rk}$ …char. Fließmoment des Verbindungsmittels
β …Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Bauteile zueinander
$F_{ax,Rk}$ …char. Ausziehwiderstand des Verbindungsmittels

Der zweite Summand $F_{ax,Rk}/4$, der den Ausziehwiderstand berücksichtigt, enthält den Einfluss der Seilwirkung. Dieser Anteil sollte laut EC 5 [25] zu null angenommen werden, wenn der charakteristische Ausziehwiederstand $F_{ax,Rk}$ nicht bekannt ist. Da keine Angaben zu dieser Kenngröße vorlagen, wurde der Beitrag des Ausziehwiederstandes nicht in Rechnung gestellt.

Bei Holzschrauben ist für die Lochleibungsfestigkeit des Holzes der Einfluss des Schraubgewindes durch die Verwendung eines wirksamen Durchmessers d_{ef} zu bestimmen. Der wirksame Durchmesser entspricht dabei dem 1,1 – fachen des Gewindekerndurchmessers. Weiters ist zu berücksichtigen, dass für einen Durchmesser $d_{ef} \leq 6$ mm, die Festlegungen für Nägel gelten [25].

$t_1 = 30\ mm$ (2)

$t_2 = 39\ mm$ (3)

$d_i = 3{,}15\ mm$ …[27] (4)

$d_{ef} = 1{,}1 * d_i = 3{,}47\ mm$ (5)

$\rho_{k,1} = 370\ kg/m^3$ …[23] (6)

$\rho_{k,2} = 510\ kg/m^3$ …(Tab.1) (7)

$f_{h,1,k} = 0{,}082 * (1 - 0{,}01 * d_{ef}) * \rho_{k,1} = 29{,}29\ N/mm^2$ (8)

$f_{h,2,k} = 0{,}082 * (1 - 0{,}01 * d_{ef}) * \rho_{k,2} = 40{,}37\ N/mm^2$ (9)

$M_{y,Rk} = 6500\ N/mm$ …[27] (10)

$\beta = \frac{40{,}37}{29{,}29} = 1{,}378$ (11)

$\boldsymbol{F_{v,Rk} = 1{,}35\ kN}\ je\ Scherfuge\ und\ Schraube$ (12)

$g_{k,Aufdoppelung} = 2 * (0{,}03 * 0{,}105) * 3{,}70 = 0{,}02\ kN/m$ (13)

$\rho_{Heraklith} = 0{,}15\ kN/m^2$ …[31] (14)

$g_{k,Heraklith} = 0{,}15 * 0{,}6 = 0{,}09\ kN/m$ (15)

$g_{k,SVB} = 25 * \left(0{,}6 * 0{,}07 + \frac{0{,}039*0{,}07*0{,}2*16\ Kerven}{5m}\right) = 1{,}14\ kN/m$ …Abb.32 (16)

$g_{k,HBV-Decke} = 0{,}02 + 0{,}09 + 1{,}14 = 1{,}24\ kN/m$ (17)

$g_{k,Bodenaufbau} = 1{,}60 * 0{,}678 = 1{,}09\ kN/m$ (18)

$g_{k,gesamt} = 1{,}25 + 1{,}09 = 2{,}33\ kN/m$ (19)

$F_{max} = 45\ kN/Zylinder$ …siehe 3.4 (20)

$a = 1{,}44\ m$ …Abb.32 (21)

$l = 4{,}80\ m$ …Abb.32 (22)

$$\frac{\frac{(p_{Ek} - g_{k,gesamt}) * l^2}{8}}{a} = F_{max} \rightarrow \boldsymbol{p_{Ek} = 12{,}42\ kN/m}$$ (23)

$$\boldsymbol{n_{erf}} = \frac{12{,}42}{1{,}35} = 9{,}18 = \boldsymbol{10\ Stk./lfm}$$ (24)

In Abb.8 ist weiters ersichtlich, dass diese Aufdoppelung – abgesehen von der Funktion als Schalungsauflage – auch eine Verstärkung der LVL – Träger darstellt. Da jedoch, die Bretter für die Aufdoppelungen in Längsrichtung gestoßen wurden und somit kein durchgehendes System darstellen, werden diese für die in Rechnung zu stellenden Querschnittsgrößen nicht berücksichtigt. Die Aufdoppelungen bewirken weiters eine lokale Verbesserung des Brandschutzes, welcher in dieser Arbeit nicht untersucht wurde. In Abhängigkeit der Abbrandrate des Nadelholzes wird der volle dreiseitige Abbrand der LVL – Träger zeitlich verzögert (Abb.10).

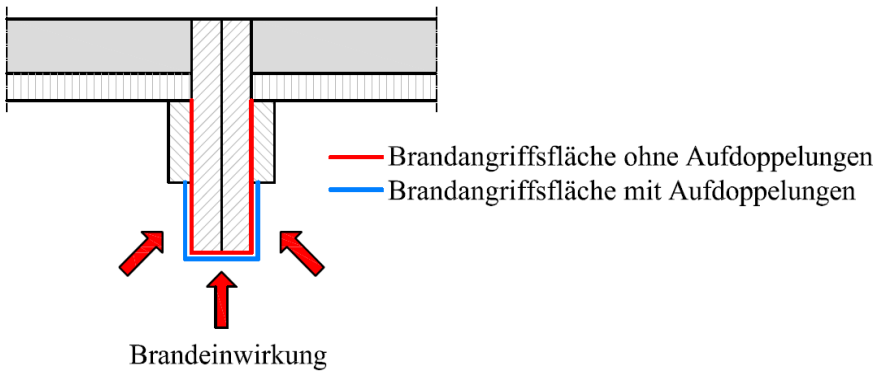

Abb.10: Elementstoß unter Brandeinwirkung / Querschnitt im Bereich der Vorhölzer

Für eine Kippsicherung / **04** der LVL – Träger wurden in Längsrichtung 6 Bretter mit den gleichen Querschnittsabmessungen (3,0 cm x 10,5 cm) in regelmäßigen Abständen angeordnet und je Seite mit Hilfe von 2 Schrauben in ihrer Lage gesichert (siehe Abb.11 bis Abb.13).

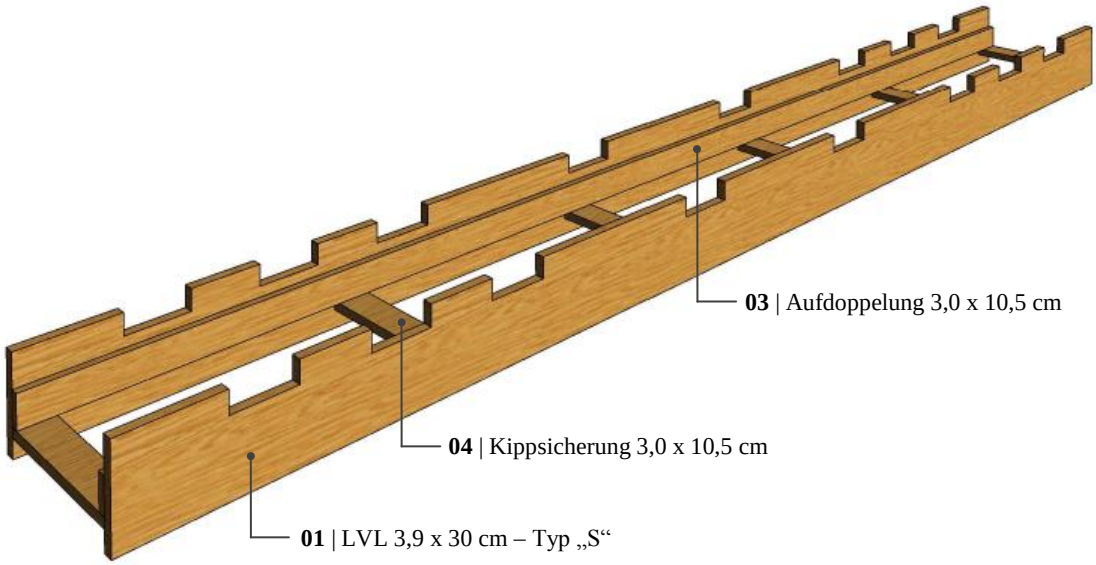

Abb.11: axonometrische Darstellung der gesamten Holzkonstruktion mit Positionen der Kippsicherungen

Abb.12: Montage der Kippsicherungen

Abb.13: Verschraubung der Kippsicherungen im Detail

Für die Schalungselemente auf horizontaler Ebene wurden zementgebundene Holzwolle – Dämmplatten der Fa. Heraklith (Typ „M“) mit den Abmessungen 200 cm x 60 cm x 3,5 cm verwendet. Bei einer Gesamtlänge von 5 m sind somit zwei Ganze und eine halbe Heraklith – Platte erforderlich, was bedeutet, dass bei der Vorfertigung dieser Elemente kein Verschnitt entsteht.

Dabei werden, in Längsrichtung betrachtet, die ganzen Platten außen bzw. die halbe Platte in der Mitte angeordnet. Mit der Breite der Heraklith – Elemente ist auch gleichzeitig die Gesamtbreite des vorgefertigten Deckenelementes festgelegt.

Abgesehen von den günstigeren Wärmeleiteigenschaften von etwa 0,09 W/mK (im Vgl. Holz mit etwa 0,13 W/mK) gelten zementgebundene Holzwolle – Dämmplatten aufgrund ihrer mineralischen Bestandteile als schwer entflammbar (B – s1, d0 [31], [26]).

Für die Optimierung des Brandschutzes müssen jedoch zusätzliche Vorkehrungen im Anschlussbereich zum LVL – Träger (z.B. die Applikation einer intumeszierenden Masse etc.) getroffen werden. Der Brandschutz dieser Deckenkonstruktion wurde in weiterer Folge nicht behandelt.

Abb.14: Heraklith – Platten im Format 200cm x 60cm x 3,5cm

Abb.15: Montage der Heraklith – Patten

Bedingt durch die hohe Rauigkeit der Heraklith – Elemente sowie der sehr guten Fließeigenschaften eines optional verwendeten selbstverdichteten Betons, können sehr gute Verbundeigenschaften zwischen diesen beiden Komponenten erzielt werden.

Voraussetzung für die Nutzung dieses Effektes, ist eine ausreichende Schubübertragung der (verlorenen) Schalungselemente auf die beiden LVL – Träger. Erfolgt eine ausreichende Übertragung der Längsschubkräfte im Anschlussbereich der Aufdoppelungen, ändert sich das Verhältnis zwischen Eigengewicht und Tragwiderstand der Konstruktion, da die zementgebundenen Holzwolle – Dämmplatten eine erhebliche Gewichtsersparnis mit sich bringen.

Da die Heraklith – Platten im Sinne einer Lagesicherung in einem Abstand von etwa 30 cm senkrecht auf die Aufdoppelungen geschraubt wurden, kann diese zusätzliche Verbundtragwirkung nicht berücksichtigt werden. Aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der zementgebundenen Holzwolle – Dämmplatten sowie deren Stoßausbildungen in Längsrichtung werden auch diese – bei Betrachtung eines losen Verbundes – bezüglich des Tragwiderstandes vernachlässigt.

Für die Aktivierung des Tragwiderstandes der erwähnten Komponenten (Aufdoppelungen und Holzwolle – Dämmplatten) ist, in den zukünftig geplanten Versuchsphasen, eine Modifikation der HBV – Deckenkonstruktion vorzusehen.

Für die konstruktive Bewehrung der Betonschicht wurde ein Baustahlgitter / **06** (Abb.16, Abb.20) mit einem Durchmesser von 5 mm sowie einer Maschenweite von 100 mm (in Längs- und Querrichtung) herangezogen.

Um das Baustahlgitter mittig in der Lage zu halten, wurden die in Abb.16 dargestellten Klemmabstandhalter verwendet. Weiters wurde als Verstärkungsmaßnahme im Bereich der Kerven (Betonkonsolen) eine zusätzliche Schlaufenbewehrung angeordnet (siehe Abb.17).

Abb.16: Position des Baustahlgitters

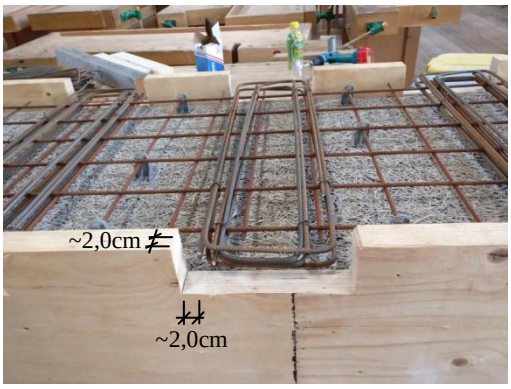

Abb.17: zusätzliche Schlaufen im Bereich der Kerven

Dabei wurden ober- und unterseitig vom Baustahlgitter 4 Schlaufen mit einer Breite von 16 cm sowie 4 Schlaufen mit einer Breite von 8 cm / **07** mittig in den Kerven angeordnet (siehe Abb.17).

Der Durchmesser betrug bei sämtlichen Schlaufen 6 mm. Somit ergab sich ein Betonzwischenraum von jeweils 2 cm zwischen den breiteren Schlaufen und den Vorhölzern der Kerve. Es wurde weiters darauf geachtet, dass die seitliche Überdeckung (orthogonal zu den LVL – Trägern) etwa 2 cm beträgt (siehe Abb.17).

Da die Versuchskörper der Rippendeckenkonstruktionen für die vorgesehenen Bauteilversuche einzeln zu betonieren sind und somit nicht „Mann an Mann“ verlegt werden, mussten diese – wie in Abb.18 ersichtlich – mit Brettern ausgeschalt werden.

Für die Betonschicht wurde ein eigens gemischter selbstverdichtender Beton / **08** (SVB) verwendet (nähere Informationen siehe Unterkapitel 3.2), wobei die Betonierhöhe jener der Kervenverbindungen entspricht (siehe Abb.19).

Abb.18: aufgeschraubte Schalungsbretter

Abb.19: Betonieren sowie Abziehen des überschüssigen Betons an der Oberkante der Deckenkonstruktion

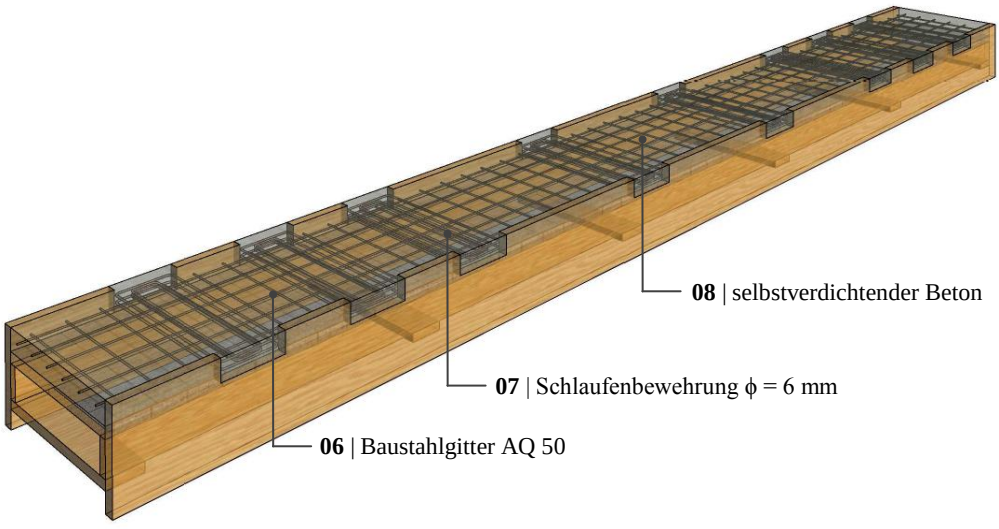

Abb.20: axonometrische Darstellung des gesamten Versuchskörpers mit der Bewehrung sowie Betonlage

Abb.21: fertiggestellte HBV – Rippendecken

3.2 Bauteil – Hauptkomponenten

3.2.1 LVL | Laminated Veneer Lumber

Unter LVL – im deutschsprachigen Raum auch als Furnierschichtholz bekannt – versteht man miteinander verklebte Nadelholz – Schälfurniere, welche zu stab- bzw. plattenförmigen Werkstoffen weiterverarbeitet werden. Die Verklebung erfolgt unter Druck und Hitze [29]. Vor dem Klebevorgang werden die Schälprodukte maschinell sortiert und in jener Reihenfolge angeordnet, welche die besten Festigkeitseigenschaften erzielt. Für die erwähnte Versuchsdecke wurden LVL – Träger der Firma Stora Enso des Typs „S“ verwendet, die besonders für die Ausführung von Balken geeignet sind. Bezogen auf das Eigengewicht, ist Laminated Veneer Lumber eines der widerstandsfähigsten Holzwerkstoffe [32].

Abb.22: Laminated Veneer Lumber (LVL), *Quelle:* www.storaenso.com **[33]**

Tab.1: Festigkeitseigenschaften des LVL-Typs „S“ der Fa. Stora Enso, *Quelle:* www.storaenso.com [33]

Eigenschaft	**Kürzel**	**Maßeinheit**	**Bemessungswerte (24 – 75mm)**
Biegung parallel zur Faser	$f_{m,0,k}$	N/mm²	44
Exponent für Größeneinfluss	s	-	0,15
Biegung parallel zur Faser	$f_{m,0,flat,k}$	N/mm²	50
Zug parallel zur Faser	$f_{t,0,k}$	N/mm²	35
Zug normal zur Faser	$f_{t,90,k}$	N/mm²	0,8
Druck parallel zur Faser	$f_{c,0,k}$	N/mm²	35
Druck normal zur Faser	$f_{c,90,k}$	N/mm²	6
Schub hochkant	$f_{v,0,k}$	N/mm²	4,1
Schub flachkant	$f_{v,0,k}$	N/mm²	2,3
Elastizitätsmodul	$E_{0,mean}$ $E_{0,k}$	N/mm² N/mm²	13800 11600
Schubmodul	$G_{edge,mean}$ $G_{edge,k}$	N/mm² N/mm²	600 400
Dichte	ρ_{mean} ρ_k	kg/m³ kg/m³	510 480

3.2.2 Zementgebundene Holzwolle - Dämmplatten

Wie in 3.1 angeführt, wurden für die horizontalen Schalelemente, Holzwolle – Dämmplatten der Fa. Heraklith verwendet. Hierbei wurde das Produkt Heraklith „M“ [31] mit einer Dicke von 35 mm eingebaut. Bei der Herstellung dieses Produktes werden Holzfasern in Kombination mit einer Zementsuspension verpresst.

Das Endprodukt besitzt gute Dauerhaftigkeits- sowie Brandeigenschaften. Auch für Schallschutzmaßnahmen, werden Holzwolle – Dämmplatten eingesetzt. Sie sind somit universell einsetzbar und haben ideale Putzträgereigenschaften [30].

3.2.3 Selbstverdichtender Beton (SVB)

Für die Betonschicht in den HBV – Versuchskörpern wurde ein selbst gemischter SVB verwendet. Im Gegensatz zu Normalbetonmischungen, wo für die Einsparung von Zement ein hohes Gesteinskörnungsvolumen und ein geringer Porenanteil angestrebt wird, weist SVB einen höheren Mehlkornanteil auf. Definitionsgemäß wird unter SVB ein Beton verstanden, der sehr fließfähig ist und somit nicht verdichtet werden muss (siehe Abb.19).

Für den selbst gemischten SVB wurde jene Mischrezeptur (siehe Tab.2) verwendet, die sich bereits bei vergangenen Bauteilversuchen bewährt hat. Sämtliche Bestandteile wurden manuell eingewogen und mit Hilfe eines Zwangsmischers zu einer homogenen Mischung vermengt.

Dabei wurde darauf geachtet, dass hinsichtlich der Reihenfolge die trockenen Bestandteile von grob zu fein in den Zwangsmischer gefüllt werden. Anschließend wurde die erforderliche Wassermenge beigemengt und dann noch das Fließmittel hinzugefügt (siehe Abb.23 und Abb.24).

Abb.23: Waage und Mischbehälter

Abb.24: Zwangsmischer

Abb.25: Schalungen für Würfeldruckproben

Abb.26: fertige Würfeldruckproben

Für die Nachvollziehbarkeit der effektiv vorliegenden Betondruckfestigkeit in den Versuchskörpern wurden je Betoniervorgang 3 Proben für die Untersuchung der Würfeldruckfestigkeit vorgesehen.

Hierfür wurden die in Abb.25 dargestellten Schalelemente ausbetoniert. Die Anzahl der Würfeldruckproben sowie deren Zuordnung zu den Versuchsdecken sind Tab.3 zu entnehmen.

Tab.2: Mischrezeptur für den SCC – Beton, *Quelle:* Camillo Sitte Lehranstalt

Bestandteil	**Gewicht [kg]**
Wasser	7,70
Zement CEM II / A – M (S – L) 42,5 N WT 38	15,60
Zusatzstoff Fluamix C	6,80
Korngruppe 0/4mm	41,00
Korngruppe 4/8mm	11,30
Korngruppe 8/16mm	11,34
Fließmittel Profluid VP 3	0,18

Tab.3: Zuordnung der Würfeldruckproben zu den Versuchsdecken

Würfeldruckprobe	**Versuchsdecke**
W1	RD-1
W2	RD-1
W3	RD-1
W4	RD-2+3
W5	RD-2+3
W6	RD-2+3

Bei dem Zement laut Tab.2 handelt es sich um einen Portlandkompositzement, der wiederum folgende Bestandteile enthält:

- 80 – 94% Portlandzementklinker
- 6 – 20% Gemisch aus Hüttensand, Flugasche und Kalkstein
- 0 – 5% Nebenbestandteile

Die Bezeichnung „42,5 N“ beschreibt die Frühfestigkeitseigenschaften. „N“ steht hierbei für normale Erhärtung. Der Wert „42,5“ sagt aus, dass nach einer Abbindezeit von 2 Tagen eine Festigkeit ≥ 10 N/mm² vorliegen muss.

Das Kurzzeichen „WT 38“ ordnet die Wärmeentwicklungsklasse des Zementes ein. Beim „Fluamix C“ handelt es sich um einen aufbereiteten hydraulisch wirksamen Zusatzstoff (AHWZ), für den bei der Ermittlung des anrechenbaren Bindemittelgehaltes ein k – Wert von 0,8 berücksichtigt werden kann. Daraus errechnet sich, bei Vernachlässigung der Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung, ein W/B – Wert von 0,37.

Die erreichten Würfeldruckfestigkeiten der sechs Probekörper gemäß Tab.3 sind wie folgt in Tab.4 aufgelistet. Die zu erzielende Betongüte C25/30 gem. EC 2 [24] wurde überschritten.

Für die rechnerisch zu berücksichtigende Druckfestigkeit des SVB musste die Betongüte auf C45/55 angepasst werden, welche – bezogen auf die zu erreichende Würfeldruckfestigkeit – von sämtlichen Probekörpern eingehalten wird. Bei dem Versuchskörper RD – 1 liegt eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 61,83 MPa vor, welche von jener der Deckenkonstruktionen RD – 2 und RD – 3 mit 58,80 MPa leicht unterschritten wird.

Wie in Tab.4 weiters zu erkennen ist, liegt die tatsächlich vorhandene Rohdichte unter dem Richtwert von 2400 kg/m³ (unbewehrter Beton) bzw. 2500 kg/m³ (bewehrter Beton).

Tab.4: Auswertung der Würfeldruckversuche, *Quelle:* Camillo Sitte Lehranstalt

Bezeichnung		**Abmessungen [mm]**			**Masse**	**Rohdichte**	**Höchstkraft**	**Festigkeit**
		l	**b**	**h**	**[g]**	**[kg/m³]**	**[kN]**	**[MPa]**
RD-1	W1	150	150	150	7720	2287,41	1414,20	62,85
	W2	150	150	150	7800	2311,11	1341,50	59,62
	W3	150	150	150	7800	2311,11	1418,10	63,03
RD-2 + RD-3	W4	150	150	150	7760	2299,26	1430,40	63,57
	W5	150	150	150	7680	2275,56	1273,30	56,59
	W6	150	150	150	7960	2358,52	1265,70	56,25

3.3 Versuchsanordnung

Für die experimentelle Untersuchung der in 3.1 beschriebenen Versuchskörper wurde ein von der Camillo Sitte Lehranstalt eigens konzipierter Bauteilprüfstand herangezogen. Dabei wurden 4 – Punkt – Biegeversuche durchgeführt, wobei die in den Lasteinleitungspunkten angeordneten Einzelprüfzylinder der Fa. Walter + Bai AG eine Höchstlast von 500 kN erreichen (siehe Abb.27).

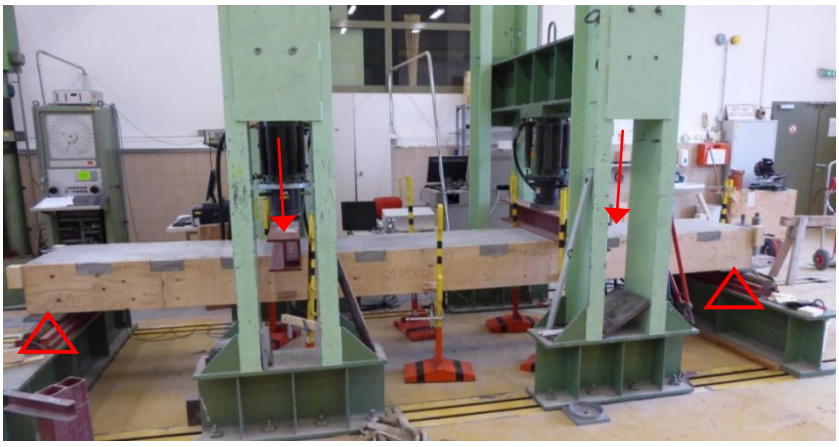

Abb.27: 4 – Punkt – Biegeversuch am Bauteilprüfstand

Um bezüglich der LVL – Träger, einen Referenzwert zum Biegetragverhalten unter den Versuchsbedingungen zu erhalten, wurde eine LVL – Einzelrippe (LVL-R) mit den bereits genannten Abmessungen einer gleichen 4 – Punkt – Biegeprüfung unterzogen (siehe Abb.28). In Abb.28 ist weiters ersichtlich, dass der LVL – Träger im Auflagerbereich gegen Kippen gesichert wurde.

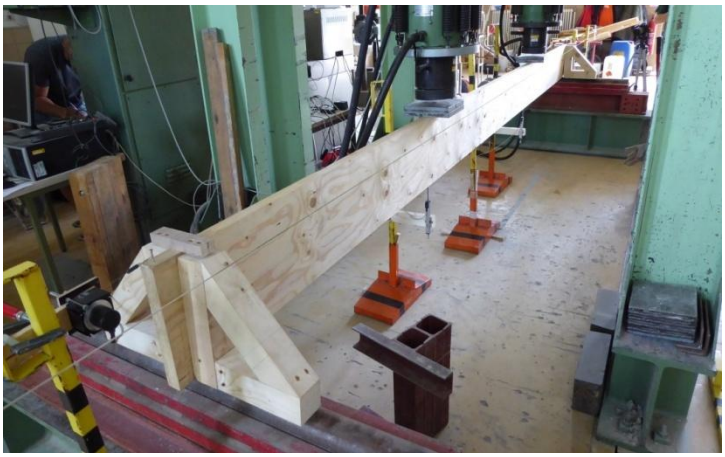

Abb.28: Versuchsanordnung des LVL – Trägers (LVL-R)

Dabei ist anzumerken, dass dieser Referenzträger keine Kerven enthält. Für die Datenerfassung wurde die Messtechnik in Tab.5 herangezogen. Die Anordnung der Lasten sowie der Messpositionen sind Abb.29 zu entnehmen.

Tab.5: verwendete Messtechnik bei sämtlichen Bauteilversuchen

Messelement	Typ	Messweg	Messgenauigkeit
Präzisionsmessgerät mit Datenloggerfunktion	Ahlborn Almemo 2890-9	-	-
Wegtaster	Ahlborn FW A100-TR	100mm	0,01mm
Seilzug - Wegsensor	Micro – Epsilon WDS-750-P60-CR-P	1000mm	0,1mm

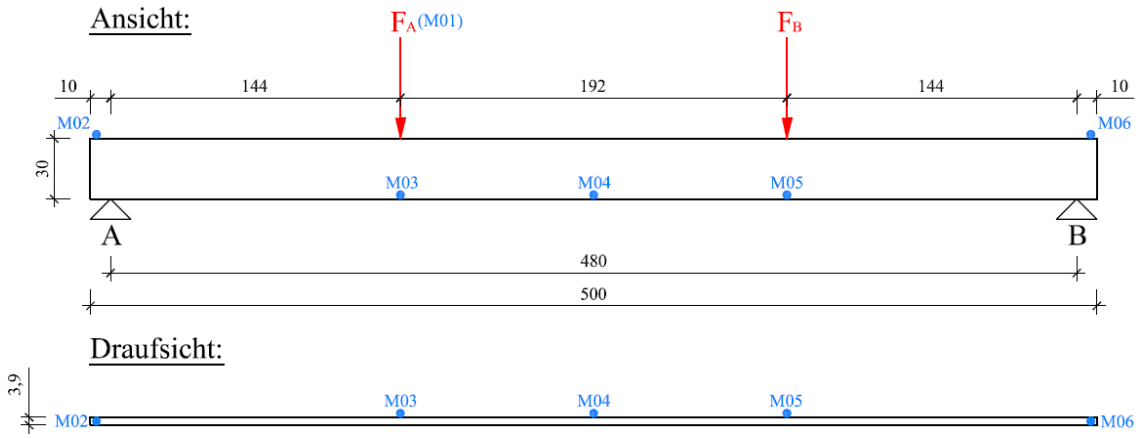

Abb.29: Versuchsanordnung der LVL – Einzelrippe (LVL – R) mit Messpositionen [cm]

Die Positionen der Lasteinleitungen wurde hierbei so gewählt, dass die konstante Funktion des Biegemomentes in Feldmitte (zufolge der Einzellasten) eine Umhüllende des parabelförmigen Momentenverlaufes einer äquivalenten Gleichlast darstellt.

Auch die Lastpositionen bei den Vorversuchen der HBV – Rippendecken entsprechen jenen in Abb.29. Im Folgenden werden die bei der LVL – Einzelrippe eingesetzten Messpositionen nochmals tabellarisch angeführt.

Tab.6: Auflistung der Messpositionen bei der LVL – Einzelrippe (LVL-R)

Messposition	Sensortyp	Anmerkung
M00	-	Kraft
M01	Wegtaster	Wegmesser beim Prüfzylinder
M02	Seilzug - Wegsensor	Verdrehung am Auflager A
M03	Wegtaster	Durchbiegung bei F_A
M04		Durchbiegung in Feldmitte
M05		Durchbiegung bei F_B
M06	Seilzug - Wegsensor	Verdrehung am Auflager B

Abb.30: Detail / M02+M06

Abb.31: Detail / M03 – M05

Für die Vorversuche betreffend der HBV – Rippendecken (RD-1 bis RD-3) wurde die gleiche Messtechnik gemäß Tab.5 verwendet. Dabei ist jedoch anzumerken, dass die Seilzug – Wegsensoren nicht benötigt wurden und somit nur die Wegtaster zum Einsatz kamen. Die gesamte Versuchsanordnung ist in Abb.32 dargestellt.

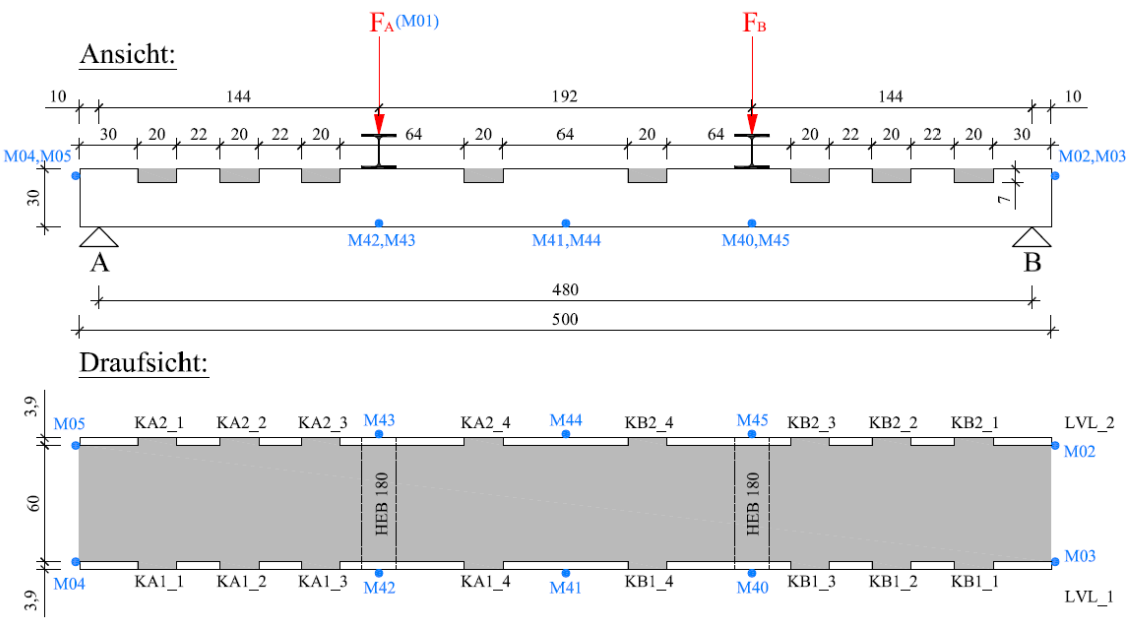

Abb.32: Versuchsanordnung der HBV – Rippendecke (RD-1 bis RD-3) mit Messpositionen [cm]

Die Anordnung der Wegsensoren entspricht prinzipiell jener bei der LVL – Einzelrippe. Allerdings wird bei den Positionen M02 bis M05 nicht mehr die Querschnittsverdrehung am Auflager, sondern die Relativverschiebung zwischen LVL und SVB gemessen, um eine Aussage hinsichtlich der Klaffung in der Verbundfuge treffen zu können (siehe Abb.33).

Für die Nachvollziehbarkeit des Tragverhaltens in den Kerven, wurden diese mit folgender Namenslogik bezeichnet:

KA2_1:

- KA = Kerve auf der Seite des Auflagers „A“
- 2 = LVL – Träger Nummer 2
- _1 = fortlaufende Nummerierung in Richtung Feldmitte

Durch diese Namensgebung konnte weiters ein eventuelles Versagen in den Vorhölzern der jeweiligen Kerven problemlos zugeordnet werden. Für eine gleichmäßige Lastverteilung in Trägerbreite wurden zwei HEB 180 – Träger in den Lasteinleitungspunkten angeordnet (siehe Abb.34). Bei einer Länge von etwa 140 cm betrug das Gewicht je Träger ca. 72 kg, welches dann bei den Berechnungen berücksichtigt wird. Die Auflistung der, bei den HBV – Rippendecken eingesetzten Messelemente, ist in der Tab.7 angeführt.

Tab.7: Auflistung der Messpositionen bei den HBV – Rippendecken (RD-1 bis RD-3)

Messposition	Sensortyp	Anmerkung
M00	-	Kraft
M01	Wegtaster	Wegmesser beim Prüfzylinder
M02		Relativverschiebung / LVL 2 – SVB / Auflager B
M03		Relativverschiebung / LVL 1 – SVB / Auflager B
M04		Relativverschiebung / LVL 1 – SVB / Auflager A
M05		Relativverschiebung / LVL 2 – SVB / Auflager A
M40		Durchbiegung bei F_B / LVL 1
M41		Durchbiegung in Feldmitte / LVL 1
M42		Durchbiegung bei F_A / LVL 1
M43		Durchbiegung bei F_A / LVL 2
M44		Durchbiegung in Feldmitte / LVL 2
M45		Durchbiegung bei F_B / LVL 2

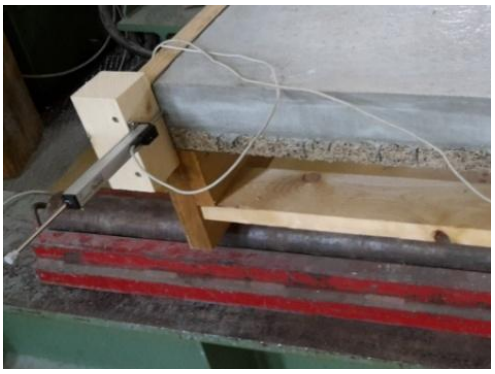

Abb.33: Detail / M02 – M05

Abb.34: Detail / Stahlträger

Für die Durchführung der Würfeldruckversuche (W1 – W6) wurde eine hydraulische Prüfmaschine der Fa. Walter + Bai AG mit einer möglichen Höchstlast von 5000 kN herangezogen. Die Anordnung der Würfeldruckprüfung ist in Abb.35 dargestellt.

Abb.35: Versuchsanordnung der Würfeldruckproben (W1 – W6)

3.4 Belastungsverfahren

Für den 4 – Punkt – Biegeversuch der LVL Einzelrippe wurde ein Belastungsverfahren gewählt, welches sich bereits in vergangenen Forschungsprojekten bewährt hat. Die jeweiligen Belastungsphasen sind wie folgt sowohl tabellarisch (Tab.8), als auch grafisch (Abb.36) angeführt.

Diese Belastungskurve orientiert sich weiters an jener Empfehlung von ÖNORM EN 595 [21]. In Tab.8 ist ersichtlich, dass der Versuch bis zur „Halteperiode 3“ kraftgesteuert durchgeführt wurde. Ab der Belastungsphase „Weg 4“ kam es zu einer Umstellung auf eine weggesteuerte Belastungsgeschwindigkeit. Die theoretisch zu erreichende Maximallast mit 18 kN wurde wie folgt berechnet:

$$g_{k,LVL} = 5{,}1 * 0{,}039 * 0{,}3 = 0{,}06\ kN/m \tag{25}$$

$$W_y = \frac{3{,}9 * 30^2}{6} = 585\ cm^3 \tag{26}$$

$$M_{max} = 4{,}4 * 585 * 10^{-2} = \mathbf{25{,}74\ kNm} \tag{27}$$

$$M_{LVL} = 0{,}06 * \frac{4{,}80^2}{8} = 0{,}17\ kNm \tag{28}$$

$$F_{max} = \frac{25{,}74 - 0{,}17}{1{,}44} = 17{,}76kN \approx \mathbf{18\ kN} \tag{29}$$

$g_{k,LVL}$ …Eigengewicht der LVL – Einzelrippe (Wichte siehe Tab.1)
W_y …Widerstandsmoment um die starke Achse
M_{max} …maximal aufnehmbares Biegemoment der Versuchskörpers
M_{LVL} …Biegemoment zufolge Eigengewicht / LVL – Einzelrippe
F_{max} …erwartete Maximallast beim 4 – Punkt - Biegeversuch

Dabei wurde angenommen, dass der Träger – abgesehen von den Auflagerbereichen (siehe Abb.28) – bedingt durch die Versuchsanordnung, unter Lasteinwirkung seitlich nicht ausweicht. Wenn man die Bedingung für den Biegedrillknicknachweis – bei alleiniger Biegung um die starke Achse – gemäß EC 5 [25] betrachtet, reduziert sich der Ausdruck (bezogen auf charakteristische Werte) auf:

$$\frac{\sigma_{m,y,k}}{k_{crit} * f_{m,y,k}} \leq 1 \tag{30}$$

$$k_{crit} = 1{,}0 \quad \text{…siehe 6.3.3(5)} \tag{31}$$

$$\frac{\frac{M_{max}}{585}}{1{,}0 * 4{,}4} = 1 \tag{32}$$

$$M_{max,BDK} = 2574kNcm = \mathbf{25{,}74kNm} = M_{max,Biegung} \tag{33}$$

Tab.8: geplante Belastungsphasen für die LVL – Einzelrippe (LVL – R), *Quelle:* ITI

Belastungs-phase	Kraft pro Zylinder	Geschw.	Dauer	Gesamtdauer	Gesamtdauer
	[kN]	[N/s]	[s]	[s]	[min]
Ausgangspunkt	2	-	0	0	**13**
Weg 1	7,2 (0,4*F_{max})	100	52	52	
Halteperiode 1	7,2	-	180	232	
Weg 2	2	100	52	284	
Halteperiode 2	2	-	180	464	
Weg 3	7,2	100	52	516	
Halteperiode 3	7,2	-	180	696	
Weg 4	**18**	**0,2 mm/s**	**100**	**796**	

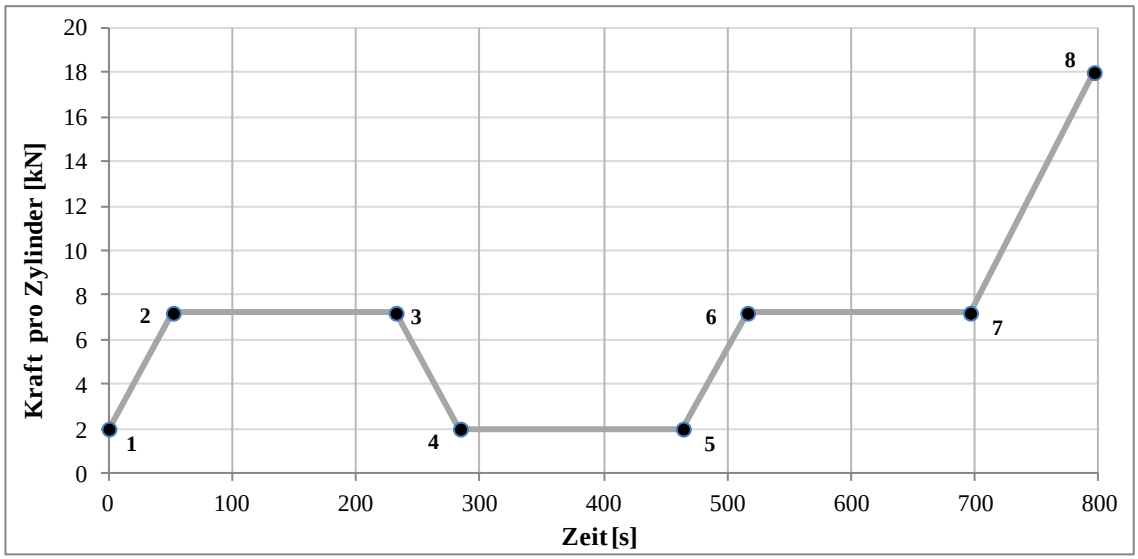

Abb.36: geplante Belastungskurve für die LVL – Einzelrippe (LVL – R), *Quelle:* ITI

Die für die Vorversuche RD – 1 bis RD – 3 gewählten Belastungsphasen sind in Tab.9 bzw. Abb.37 dargestellt. Analog zum Versuch der LVL – Einzelrippe, wurde hier auch in der letzten Belastungsphase eine weggesteuerte Belastungsgeschwindigkeit bis zum Bauteilversagen gewählt. Die Halteperioden dienen zur Hervorhebung des Langzeitverhaltens, in welchen eine Zunahme der Verformung bei konstant gehaltener Last angestrebt wird. Die zu erwartende Maximallast wurde hier zunächst mit 45 kN abgeschätzt (siehe 5.1.3, Gleichung (104)).

Tab.9: geplante Belastungsphasen für die HBV - Rippendecken (RD-1 bis RD-3), *Quelle:* ITI

Belastungs-phase	Kraft pro Zylinder	Geschw.	Dauer	Gesamtdauer	Gesamtdauer
	[kN]	[N/s]	[s]	[s]	[min]
Ausgangspunkt	2	-	0	0	**29**
Weg 1	4,5 (0,1*F_{max})	100	25	25	
Halteperiode 1	4,5	-	180	205	
Weg 2	2	100	25	230	
Halteperiode 2	2	-	180	410	
Weg 3	4,5	100	25	435	
Halteperiode 3	4,5	-	180	615	
Weg 4	18 (0,4*F_{max})	100	135	750	
Halteperiode 4	18	-	180	930	
Weg 5	2	100	160	1090	
Halteperiode 5	2	-	180	1270	
Weg 6	18	100	160	1430	
Halteperiode 6	18	-	180	1610	
Weg 7	**45**	**0,2mm/s**	**100**	**1710**	

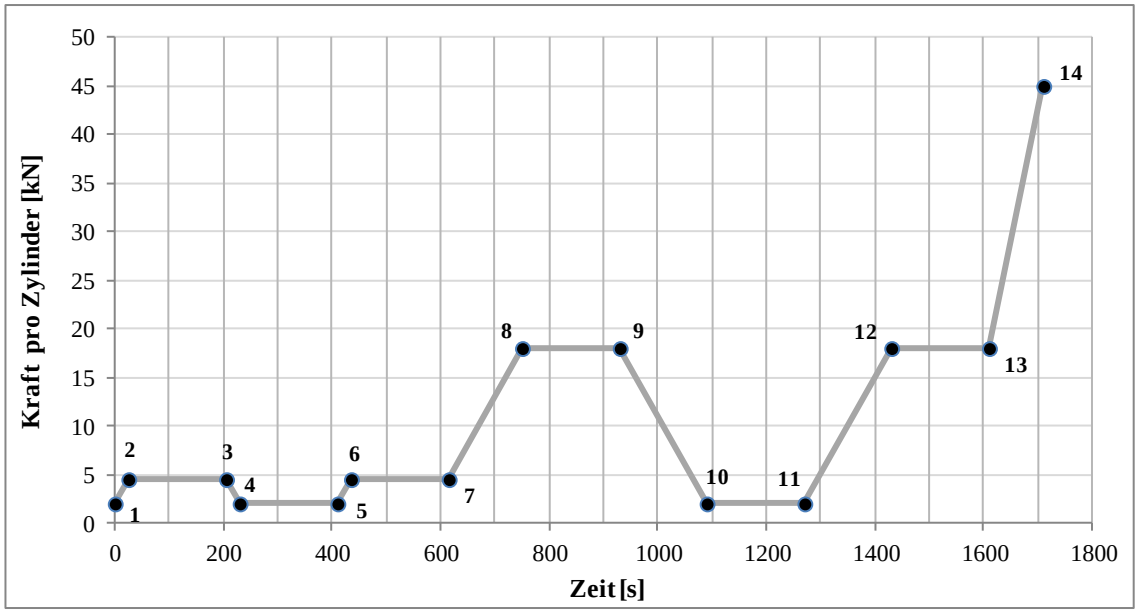

Abb.37: geplante Belastungskurve für die HBV - Rippendecken (RD-1 bis RD-3), *Quelle:* ITI

3.5 Bauteilversuch / LVL – R

Das Versagen der LVL – Einzelrippe trat in der weggesteuerten Belastungsphase („Weg 4“ gem. Tab.8) bei einer Kraft von etwa 14,5 kN auf. Die in 3.4 angeführte Biegetragfähigkeit mit 18 kN je Prüfzylinder wurde somit überschätzt.

Die Ursache könnte darin liegen, dass die Halterungen in den Auflagern nachgegeben haben und somit das seitliche Ausweichen des Querschnittes das Biegetragverhalten beeinflusst hat (Abb.38).

Abb.38: Verformungsfigur der LVL – Einzelrippe

Abb.39: Bruch in der Zugzone zwischen den Lasteinleitungen F_A und F_B

3.6 Bauteilversuch / RD – 1

Beim Ausschalen des Versuchskörpers wurde festgestellt, dass durch das Schwinden des Betons, entlang der gesamten LVL – Träger (LVL_1 und LVL_2) ein Spalt von etwa 5 – 7 mm vorhanden ist und somit kein Haftverbund mehr vorliegt (siehe Abb.40). Dieser Spalt hat sich dann im Laufe des Versuches um ein Vielfaches vergrößert (siehe Abb.45). Auch das Schwinden der LVL – Träger trug einen Teil zur Entstehung des Spaltes bei (siehe Abb.41). Hinsichtlich der LVL – Träger waren beteits vor dem Zusammenbau Verwerfungsansätze zu erkennen.

Abb.40: Spalt (5-7 mm) nach dem Ausschalen

Abb.41: Schwinden des LVL - Trägers

Im Laufe des Versuches kam es, im weggesteuerten Bereich („Weg 7“ gem. Tab.9) bei einem Lastniveau von etwa 34 kN, zu einem Schubversagen der Vorhölzer im Bereich der Kerven KB1_1 bis KB1_3. Ob die Vorhölzer gleichzeitig oder nacheinander versagten, konnte nicht festgestellt werden. Danach kam es zu einem ähnlichen Mechanismus im Bereich KB2_1 bis KB2_3 bzw. KA1_1 bis KA1_3 (Abb.42, Abb.43).

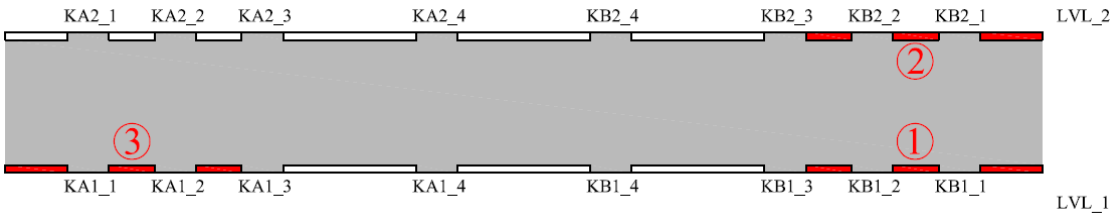

Abb.42: Auftreten und Reihenfolge des Schubversagens in den Vorhölzern / RD – 1

Nur im Bereich KA2_1 bis KA2_3 waren die Vorhölzer noch intakt. Nach der Sicherung der Messtechnik, wurde der Versuchskörper solange weiter belastet, bis bei einer Laststufe von etwa 35 kN ein globales Bauteilversagen auf Zug im Lasteinleitungsbereich F_B / LVL_2 eintrat (siehe Abb.44).

Abb.43: Schubversagen der Vorhölzer im Bereich KB1_1 bis KB1_3

Abb.44: globales Bauteilversagen im Zugbereich F_B/ LVL_2

Durch das Versagen der erwähnten Vorhölzer kam es zu einer Spannungsumlagerung der Teilquerschnitte. In weiterer Folge stieg die Biegerandspannung im LVL an und führte zum Bruch in der Zugzone.

In Abb.46 ist ersichtlich, dass aufgrund des Schubversagens der Vorhölzer sowie der hohen Steifigkeit der Betonkonsolen, keine Relativverschiebung zwischen den LVL – Rippen und dem SVB stattgefunden hat.

Die Messpositionen M02 – M05 führen somit zu keinen zielführenden Ergebnissen. Allerdings führt der Schubbruch des jeweiligen Vorholzes zu einer plötzlichen Bewegung in den Wegtastern.

Dieser Effekt konnte daher für die Ermittlung des Zeitpunktes des ersten Schubbruches in der jeweiligen Versuchsdecke, welcher im Kapitel 5.1 für Vergleichsberechnungen herangezogen wird, genutzt werden. Für die Versuche RD – 2 sowie RD – 3 wurden daher die erwähnten Messpositionen belassen.

Es stellten somit, laut Versagensmechanismus, die Vorhölzer der äußeren drei Kerven den Schwachpunkt dieser HBV – Deckenkonstruktion dar. Um diese Annahme zu bestätigen, wurde daher entschieden, den Versuch RD – 2 analog RD – 1 durchzuführen. Im Falle eines nochmaligen Versagens der Vorhölzer waren anschließend Verstärkungsmaßnahmen für den Bauteilversuch RD – 3 geplant.

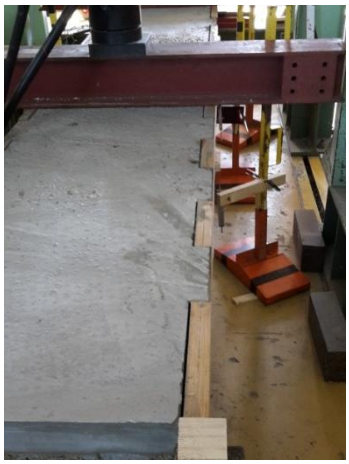

Abb.45: Vergrößerung des Luftspaltes / LVL - SVB

Abb.46: keine Relativverschiebung / LVL - SVB

3.7 Bauteilversuch / RD – 2

Auch hier ist – wie auch bereits in 3.6 angemerkt – trotz Berieseln und anschließendem Abdecken des Betons, ein Luftspalt (zufolge Schwinden des Betons bzw. der LVL - Träger) zwischen den LVL – Rippen und dem SVB entstanden (dieser Effekt ist auch bei RD – 3 aufgetreten). Weiters traten zahlreiche Schwindrisse auf, welche in Abb.47 schematisch dokumentiert sind. Die Rissbreiten betrugen hierbei etwa 0,2 – 0,5 mm.

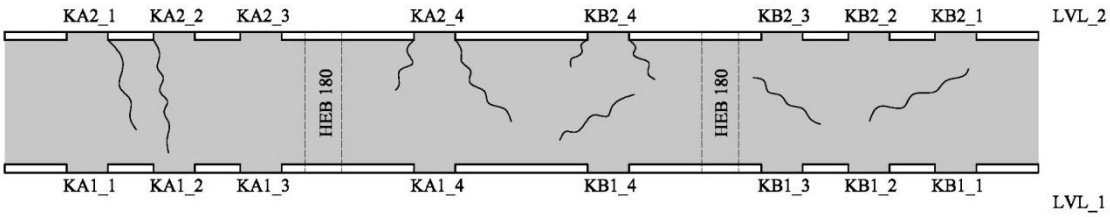

Abb.47: schematisches Rissbild des Versuchskörpers RD – 2

Bei einem Lastniveau von etwa 33 kN, kam es hierbei wieder, wie bei RD – 1, zu einem Schubversagen der Vorhölzer (Bereich KB2_1 bis KB2_3). Als die Belastung ungefähr 36 kN erreichte, versagten weiters die Vorhölzer der Kerven KB1_1 bis KB1_3 (Abb.48).

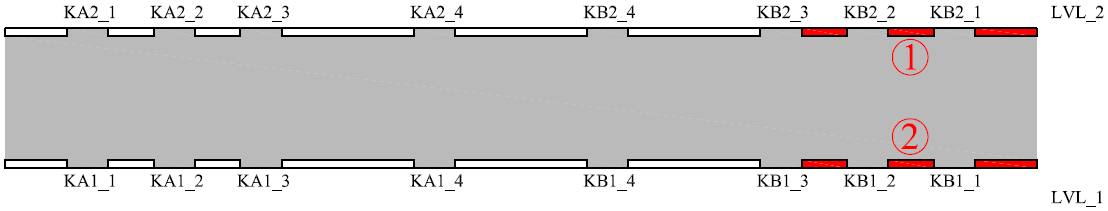

Abb.48: Auftreten und Reihenfolge des Schubversagens in den Vorhölzern / RD – 2

Nach Fortführung der letzten Belastungsphase (weggesteuert) sowie Sicherung der Messtechnik, versagte der Versuchskörper global auf Zug (bei etwa 35 kN) im Lasteinleitungsbereich F_B / LVL_2 (siehe Abb.49). Abgesehen von der Tatsache, dass die äußeren drei Vorhölzer im Bereich des Auflagers A noch intakt waren, liegt hier ein ähnliches Versagensmuster wie bei RD – 1 vor.

Abb.49: globales Bauteilversagen im Zugbereich F_B/ LVL_2

3.8 Bauteilversuch / RD – 3

Auch hier wurden beim Einheben der Versuchsdecke in den Bauteilprüfstand Risse dokumentiert, welche in Abb.50 schematisch dargestellt sind (Rissbreiten ~ 0,2 – 1 mm).

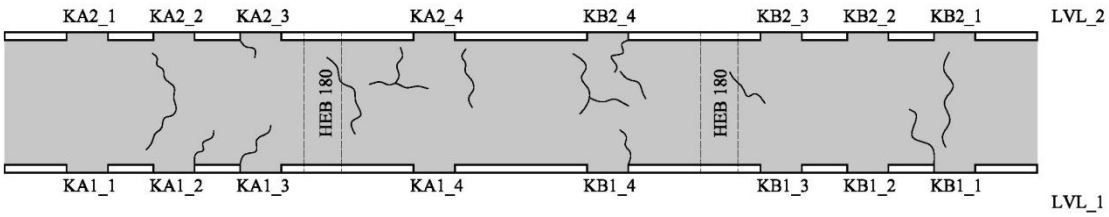

Abb.50: schematisches Rissbild des Versuchskörpers RD – 3

Wie bereits in 3.6 erwähnt, wurden aufgrund des Schubversagens der Vorhölzer im Kervenbereich (Versuchsdecke RD – 2), Verstärkungsmaßnahmen für die letzte Deckenkonstruktion RD – 3 vorgesehen. Die Intention bestand darin, ein mögliches Optimierungspotential dieser Konstruktionsvariante zu erkennen.

Hierfür wurden Schrauben der Fa. Schmid des Typs Rapid® T – Con 8,0 x 205 mm in den äußeren zwei Vorhölzern angeordnet (KA1_1, KA1_2, KB1_1, KB1_2; gilt analog für LVL_2). Die Schrauben wurden mit einem Durchmesser von 6 mm vorgebohrt und unter einem Winkel von 45° hinein geschraubt. Die Verbindungsmittelanzahl betrug dabei zwei Stück je Vorholz (siehe Abb.51).

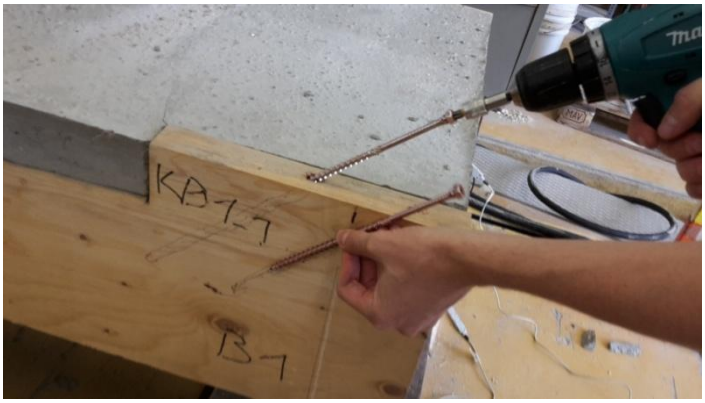

Abb.51: Verstärkungsmaßnahme der äußeren beiden Vorhölzer je LVL – Rippe

In der weggesteuerten Belastungsphase versagten, ab einer Last von etwa 35 kN, nach und nach sämtliche Vorhölzer der 3 äußeren Kerven.

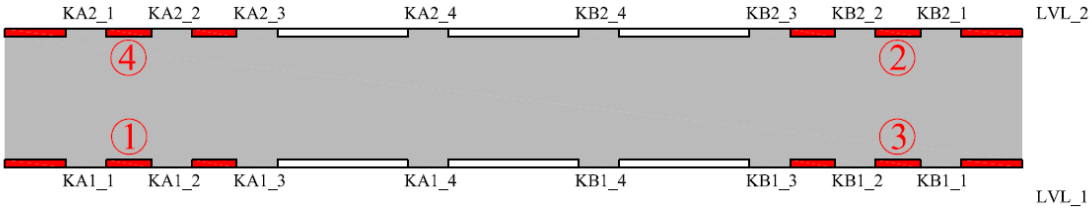

Abb.52: Auftreten und Reihenfolge des Schubversagens in den Vorhölzern / RD – 3

Nachdem die erwähnten Vorhölzer zufolge Schubversagen keinen Tragwiderstand mehr geleistet haben, wurden die Schrauben auf Zugbeanspruchung aktiviert. Dadurch konnte eine Laststeigerung erreicht werden.

Mit Zunahme der Biegerandspannung in den LVL – Trägern trat bei einer Last von etwa 41,5 kN, im Lasteinleitungsbereich F_B / LVL_1, ein Zugversagen in der LVL – Rippe auf (siehe Abb.53).

Abb.53: globales Bauteilversagen im Zugbereich F_B/ LVL_1

Wie bei allen HBV – Versuchsdecken dokumentiert wurde, kam es im Bereich der Lasteinleitung bzw. unmittelbar unter der Kerve K_3 zum Zugversagen im LVL – Träger. Abgesehen von den bereits angemerkten Spannungsumlagerungen in den Teilquerschnitten, trat das globale Bauteilversagen stets im Bereich des geschwächten Querschnittes (Kerve) auf.

Auch für den Fall, in dem die Vorhölzer die Schubspannungen aufnehmen können, sind die Biegerandspannungen im Bereich der innenliegenden Kerven kritisch zu betrachten. Die maximalen Schnittgrößen, die in diesem Bereich zu erwarten sind, resultieren aus einer Überlagerung des maximalen (konstanten) Momentes zwischen den Lasteinleitungen sowie der exzentrischen Schubkrafteinleitung der Kervenverbindungen.

3.9 Versuchsergebnisse

Im Folgenden werden die Last – Verformungs – Verläufe, welche im Rahmen der Bauteilversuche aufgezeichnet wurden, ausgewertet und interpretiert. Hierbei erfolgt die Auswertung nur für die Messpositionen in Feldmitte, da jene die maßgebenden Werte liefern. Wie in 3.6 erwähnt, wurde vor dem Auftreten des globalen Bauteilversagens die Messtechnik gesichert, um etwaige Schäden und damit verbundene Messungenauigkeiten der Folgeversuche zu vermeiden. Jedoch ist es möglich, den weiteren Verformungsverlauf mit Hilfe der Messposition M01 (Wegmesser beim Prüfzylinder, Abb.32) zu beobachten. Dieser vertikale Verschiebungsverlauf des Prüfzylinders (M01) mitsamt der übrigen Messpositionen kann aus der Dokumentation in Anhang A entnommen werden.

3.9.1 Bauteilversuch LVL – R

Anhand des gemessenen Kraft – Verformungs – Verlaufes in Abb.54 ist zu erkennen, dass der Nullpunkt der Verformung bei 2 kN liegt. Dieser Ausgangspunkt wurde bereits in Tab.8 angeführt, wobei die Kraft vor Versuchsstart – bei einer angenommenen Verformung von 0 mm – mit 2 kN konstant gehalten wurde (dies gilt auch für die nachfolgenden Bauteilversuche).

Die Unregelmäßigkeiten der Verläufe im Bereich von 7,2 kN sind auf die Be – und Entlastungszyklen laut Tab.8 zurückzuführen (Bereich „a“), welche in dieser Darstellung nicht berücksichtigt wurden (diese Belastungsphasen wurden auch bei den Versuchen RD – 1 bis RD – 3 nicht ausgewertet).

Die Abflachung des Verformungsverlaufes in der Halteperiode resultiert aus den Kriechvorgängen der LVL – Rippe bei konstant gehaltener Kraft. Bis zum Versagen in der Zugzone des LVL – Trägers liegt ein annähernd lineares Verformungsverhalten vor.

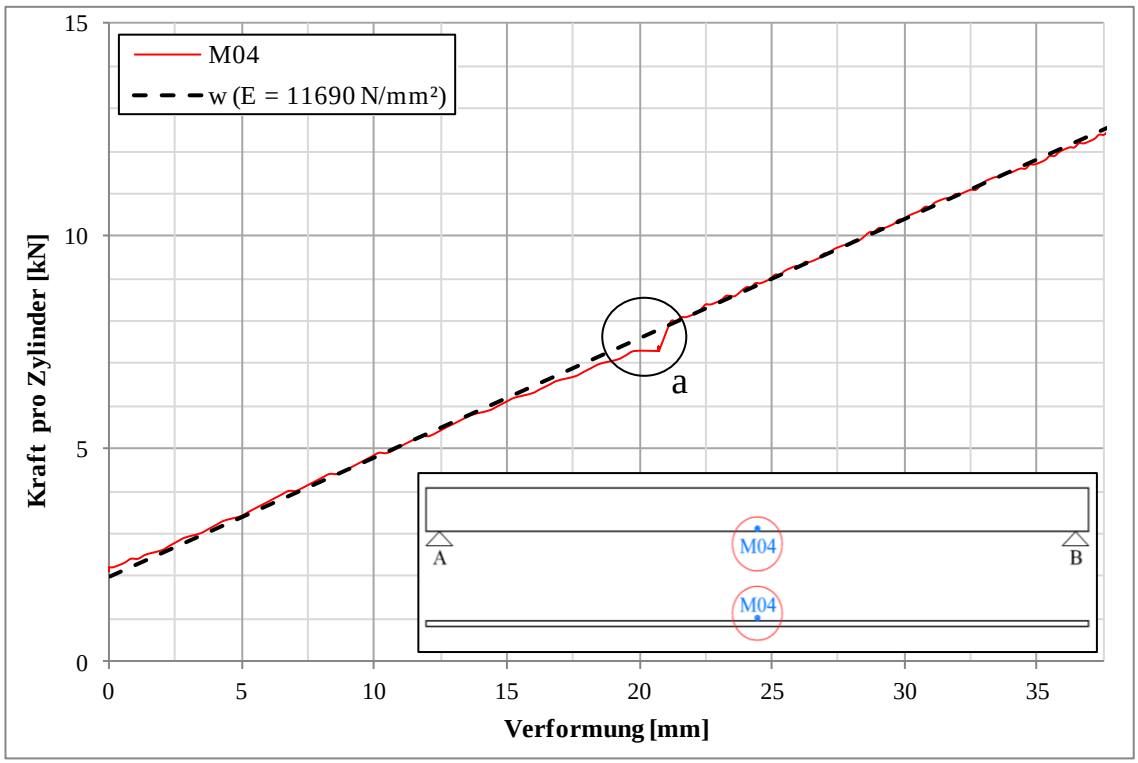

Abb.54: Annäherung der rechnerisch ermittelten Durchbiegung an den Kraft-Verformungs-Verlauf / LVL – R in Feldmitte

Um den rechnerisch zu verwendenden E – Modul des LVL – Trägers für die Verbundtragwirkung zu verifizieren, wurde die tatsächlich vorliegende Materialkonstante mit folgender Beziehung (4 – Punkt – Biegeversuch, Messposition M04) an fünf Stellen ausgewertet [12]:

$$w = \frac{F * l^3}{24 * E * I} * \frac{1{,}44}{4{,}80} * \left[3 - 4 * \left(\frac{1{,}44}{4{,}80}\right)^2\right] \tag{34}$$

$$E = \frac{F * l^3}{24 * w * I} * \frac{1{,}44}{4{,}80} * \left[3 - 4 * \left(\frac{1{,}44}{4{,}80}\right)^2\right] \tag{35}$$

Hierbei wurde im Mittel ein E – Modul von 11690 N/mm² errechnet, welcher sich unterhalb von jenem laut Tab.1 (13800 N/mm²) befindet. Für die weiteren analytischen Berechnungen sowie das FE – Modell wird der errechnete E – Modul des LVL – R Versuches verwendet. Der berechnete Verformungsverlauf mit diesem tatsächlich vorliegenden Materialkennwert ist in Abb.54 dargestellt.

3.9.2 Bauteilversuch RD – 1

In Abb.55 ist der Kraft – Verformungs – Verlauf der Versuchsdecke dargestellt. Auch hier wurden die Kriechvorgänge des Versuchskörpers im Bereich des Kraftplateaus festgehalten (Bereich „b“). Bis zum Schubversagen der Vorhölzer (Bereich „c“) liegt ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Kraft und Verformung vor. Es wurde weiters in Punkt 3.6 erwähnt, dass die Messpositionen M02 – M05 trotz fehlender Relativverschiebung zwischen SVB und LVL, für die zeitliche Zuordnung der Schubbrüche herangezogen wurden.

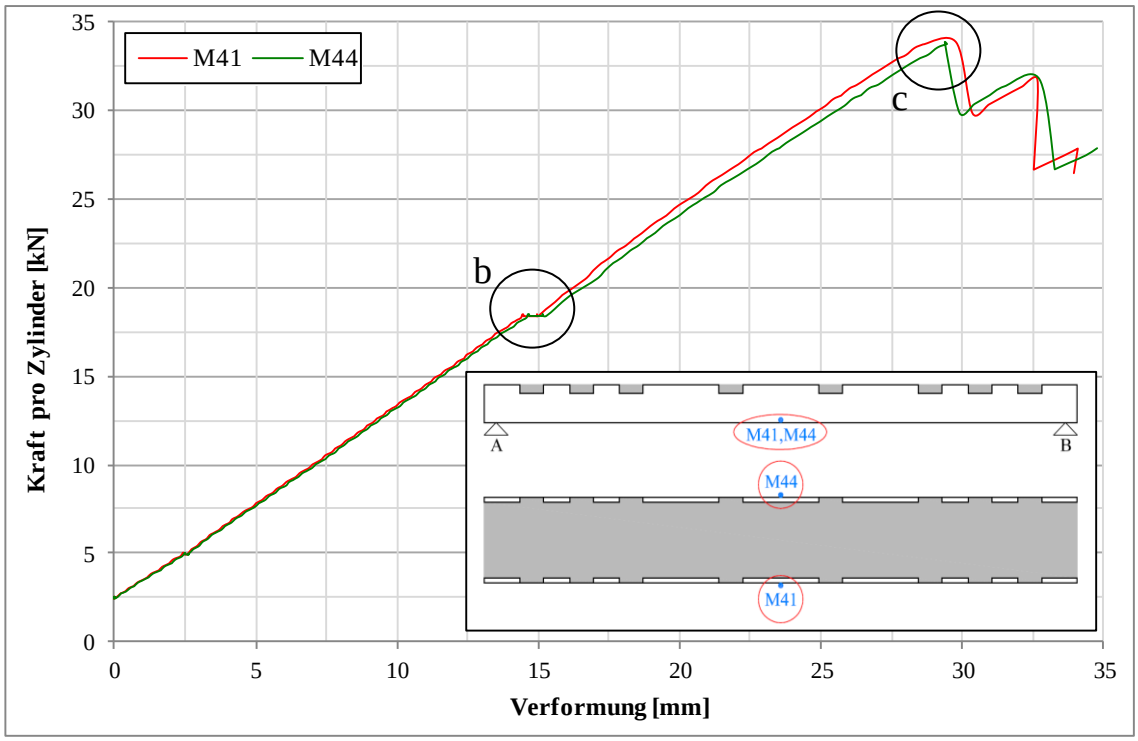

Abb.55: Kraft – Verformungs – Verlauf / RD – 1 in Feldmitte

Die Reihenfolge des Abscherversagens in den Vorhölzern mit dem jeweiligen Lastniveau ist in Abb.56 dargestellt. Aus den ähnlichen Verläufen der Messpositionen in Feldmitte (Abb.55) ist zu entnehmen, dass keine Torsionseffekte vorliegen.

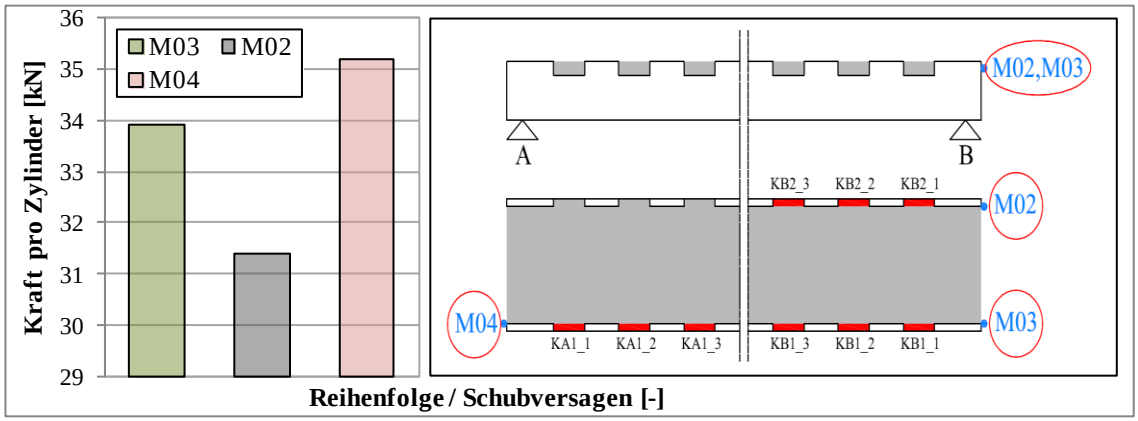

Abb.56: Auftreten und Reihenfolge des Schubversagens / RD – 1

3.9.3 Bauteilversuch RD – 2

Im Rahmen dieses Bauteilversuches konnte auch ein näherungsweise linearer Zusammenhang bis zum Versagen der Vorhölzer festgestellt werden (Abb.57, Bereich „d“). Die Kriechvorgänge in der Halteperiode bei 18 kN sind im Bereich „e“ hervorgehoben. Betreffend der Schubbrüche wurde in 3.7 dokumentiert, dass lediglich die äußeren drei Vorhölzer im Bereich des Auflagers „B“ versagten.

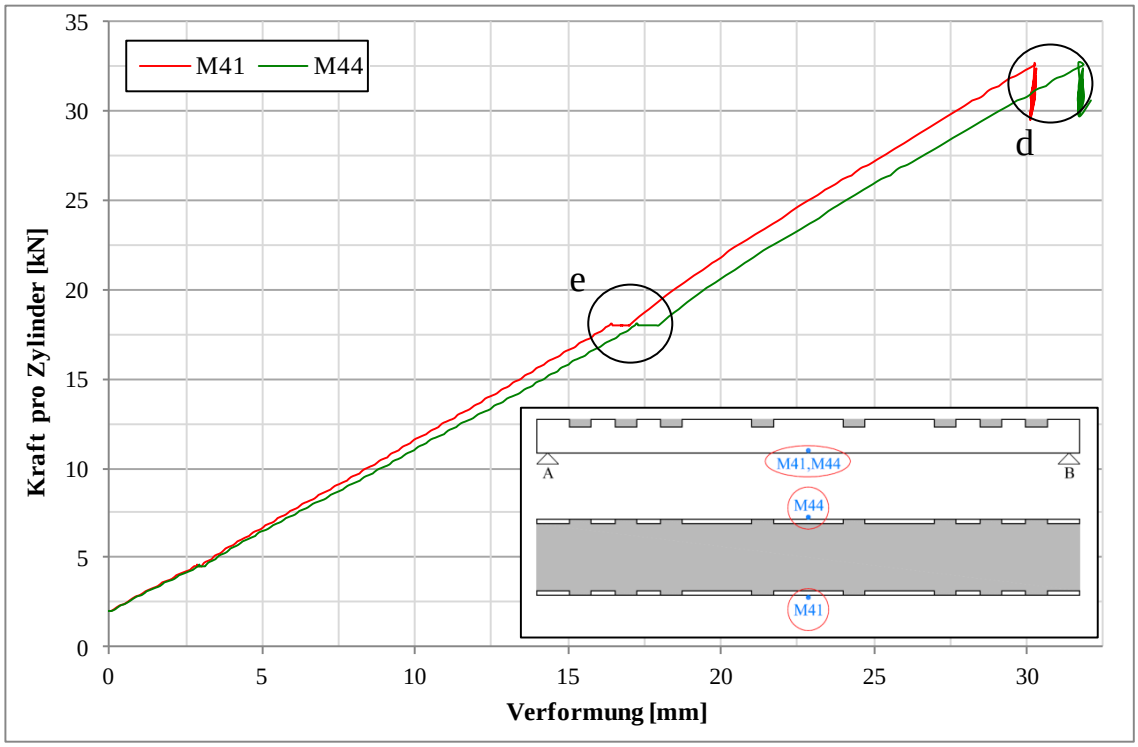

Abb.57: Kraft – Verformungs – Verlauf / RD – 2 in Feldmitte

Dies kann auch mit Abb.58 bestätigt werden, da nur bei den Messpositionen M02 und M03 ein Ausschlag der „Relativverschiebung“ erfasst werden konnte. Analog zum Bauteilversuch RD – 1 konnten keine größeren Unterschiede in den gegenüberliegenden Messpositionen in Feldmitte erkannt werden, was die Annahme bezüglich der fehlenden Torsionseffekte bestätigt.

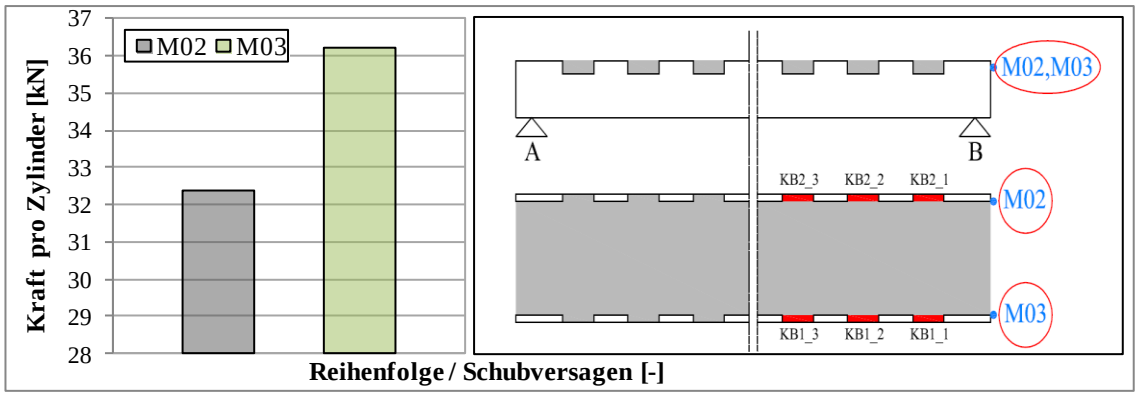

Abb.58: Auftreten und Reihenfolge des Schubversagens / RD – 2

3.9.4 Bauteilversuch RD – 3

Bedingt durch die Verstärkungsmaßnahmen, welche in 3.8 angemerkt wurden, konnte eine Laststeigerung erreicht werden, welche in Abb.59 entnommen werden kann (Bereich „f“). Auch beim dritten Bauteilversuch der HBV – Decken wurde eine Kriechverformung auf einem Lastniveau von 18 kN erfasst (Bereich „g“).

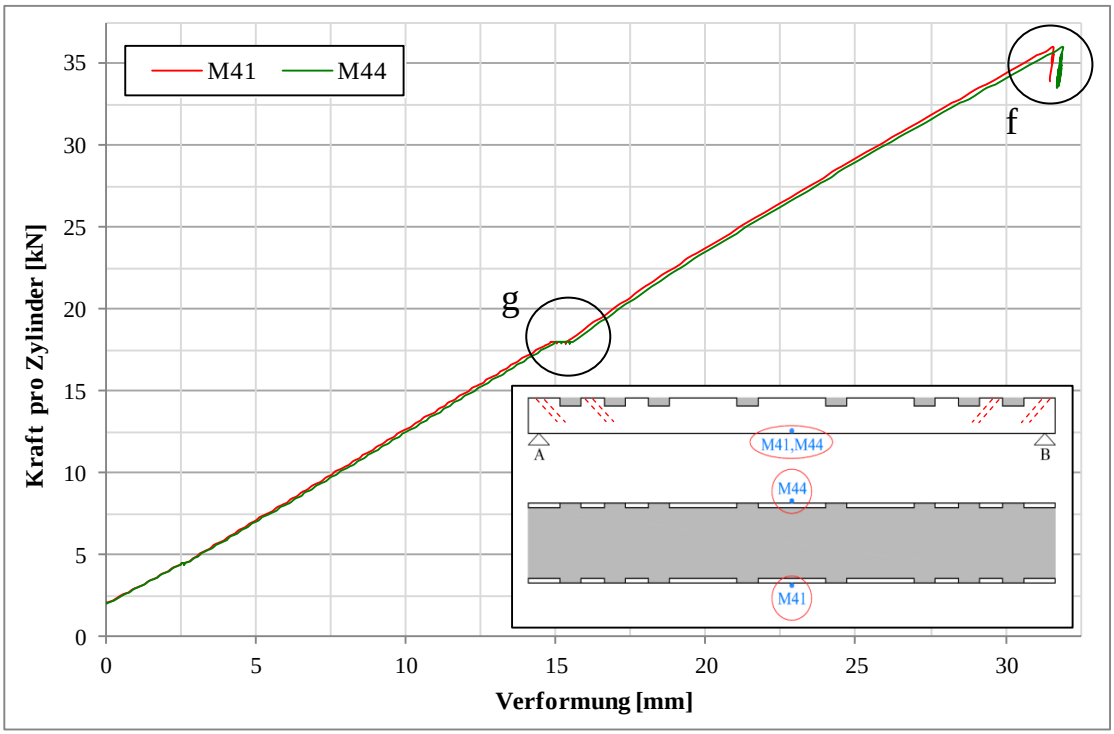

Abb.59: Kraft – Verformungs – Verlauf / RD – 3 in Feldmitte

Weiters wurden auch die Schubbrüche sämtlicher äußeren (drei) Kerven in der Auswertung dokumentiert, welche in Abb.60 ersichtlich sind. Aufgrund der annähernd gleichen Verformungsverläufe in den Messpositionen M41 und M44 in Feldmitte (Abb.59), konnten bei diesem Bauteilversuch, keine Torsionseinwirkungen festgestellt werden.

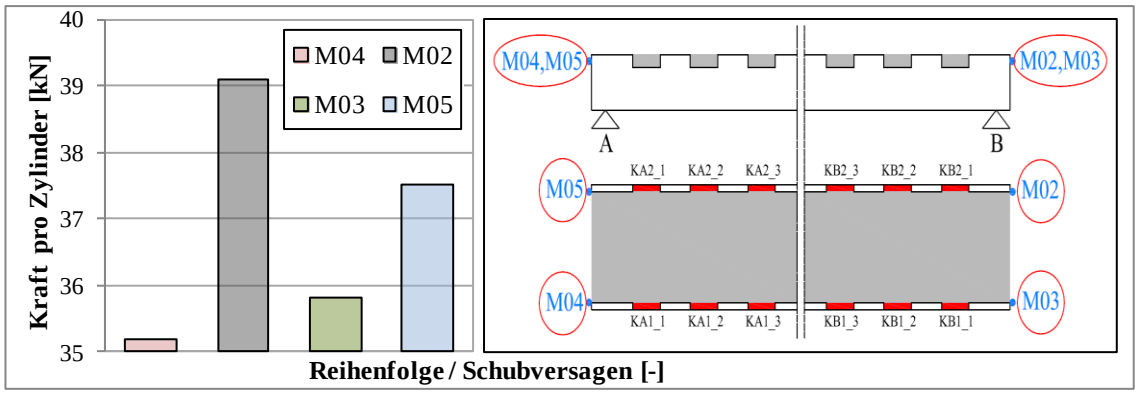

Abb.60: Auftreten und Reihenfolge des Schubversagens / RD – 3

In Abb.61 wurden zu Vergleichszwecken sämtliche Bauteilversuche nochmals zusammengefasst. Um die Grafik übersichtlich zu halten, kam es hierbei nur zur Auswertung der Messpositionen in Feldmitte (Mittelwert von M41 und M44). Wenn man die Versuche RD – 1 und RD – 3 gegenüberstellt, erkennt man ein ähnliches Verformungsverhalten (paralleler Verlauf). Dies lässt darauf schließen, dass die zusätzlichen Verschraubungen bei RD – 3 zwar zu einer Laststeigerung, aber nicht zu einer Steifigkeitserhöhung geführt haben (Bereich „h“).

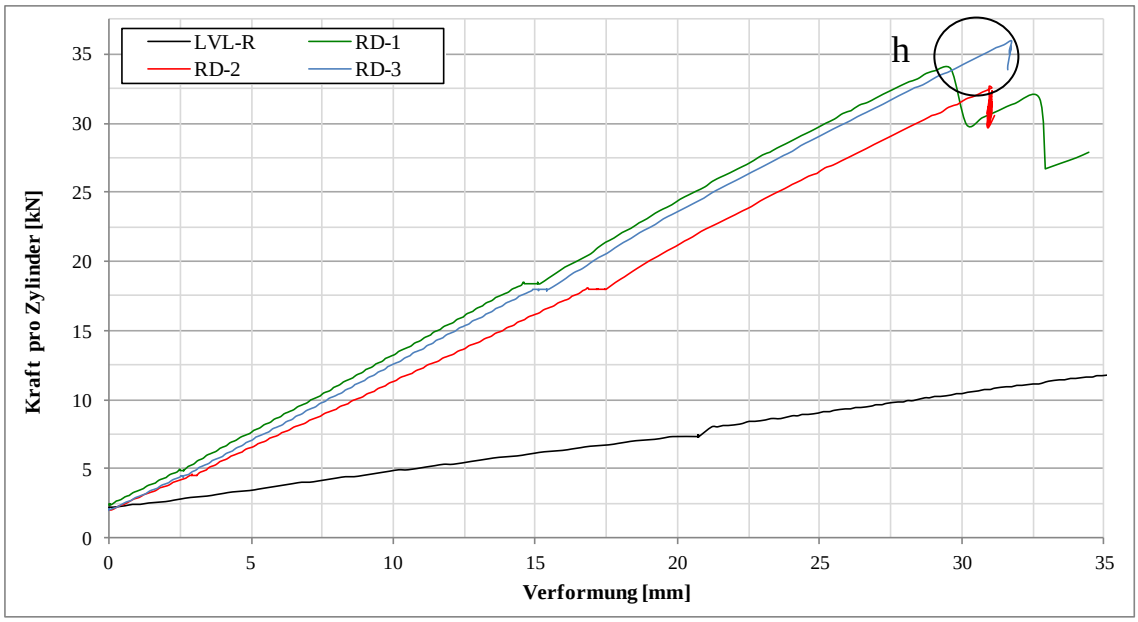

Abb.61: gemittelter Kraft – Verformungs – Verlauf sämtlicher Bauteilversuche in Feldmitte

4 Berechnungsverfahren

4.1 Grundlagen

Verbundträger bestehen aus zwei oder mehreren Einzelquerschnitten, die gleiche bzw. unterschiedliche Materialeigenschaften aufweisen können. Das Zusammenwirken der „Verbundpartner“ wird durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge charakterisiert. Wenn kein Verbund vorliegt, wird die Relativverschiebung der Teilquerschnitte zueinander lediglich von der Reibung behindert, wodurch die kinematische Annahme der Bernoulli Hypothese nur mehr bei den Teilquerschnitten gilt (zwei Nulllinien im Dehnungsverlauf). Dies führt weiters zu einem Schlupf in der Verbundfuge (Abb.62 – oben). Hinsichtlich der Biegesteifigkeit des Verbundträgers, gehen daher nur die Eigenträgheitsmomente ein:

$$EI_{ef} = \sum EI_i \tag{36}$$

Der starre Verbund stellt den anderen Grenzfall dar, in welchem die volle Biegesteifigkeit des Trägers ausgenutzt wird (Aktivierung der Steiner – Anteile, Abb.62 – Mitte). Dies kann nur durch eine vollständige Behinderung der Relativverschiebung erfolgen. Die Bernoulli Hypothese gilt hierbei für den Gesamtquerschnitt.

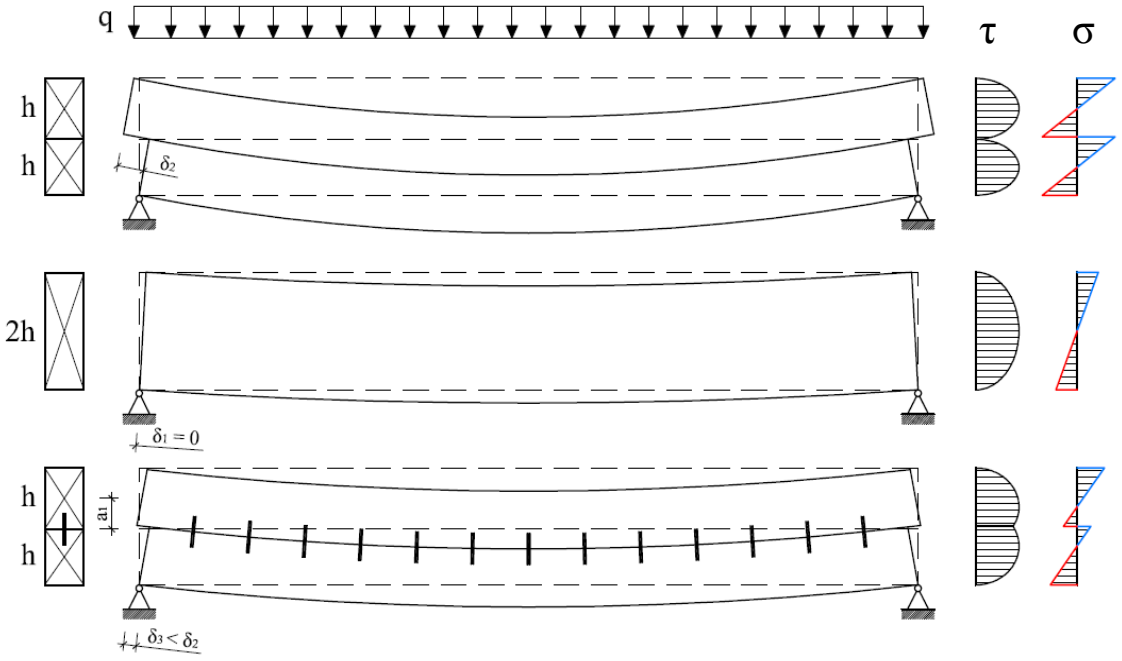

Abb.62: allgemeine Grenzbetrachtung eines Verbundträgers (modifiziert), Quelle: Kuhlmann U., Schänzlin J. [9]

Das Verhalten eines nachgiebig verbundenen Trägers bewegt sich, in Abhängigkeit der Ausbildung der Verbundfuge, zwischen den oben genannten Grenzfällen. Da die Relativverschiebungen – aufgrund des Verformungsverhaltens der Verbundmittel – nicht vollständig abgebaut werden können, liegt ein Sprung im Dehnungsverlauf des Gesamtquerschnittes vor. Somit kann das Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes nicht eingehalten werden (gilt jedoch für die Teilquerschnitte, Abb.62 – unten). In den folgenden Unterkapiteln werden die üblich angewendeten Verfahren zur Berechnung von Verbundträgern beschrieben.

4.2 γ – Verfahren

Diese Berechnungsmethode ist normativ im EC 5 / Anhang B [25] verankert. Dabei handelt es sich um eine Erweiterung der Differentialgleichungen nach der linearen Elastizitätstheorie, welche die Gleichgewichtsbedingungen sowie Verformungsbedingungen in der Verbundfuge berücksichtigt. Aus den getroffenen Annahmen resultiert ein Differentialgleichungssystem, dessen geschlossene Lösung folgende Randbedingungen voraussetzt [13]:

- kontinuierlicher Schubverbund
- statisch bestimmt gelagerter Einfeldträger mit der Spannweite l
- sinusförmige Belastung

Weiters werden gemäß EC 5 noch weitere Annahmen vorausgesetzt [25]:

- für Durchlaufträger dürfen die anzuwendenden Formeln mit dem 0,8 – fachen der Stützweite des betreffenden Feldes sowie für Kragträger mit der doppelten Kraglänge verwendet werden
- die einzelnen Querschnittsteile sind entweder ungestoßen oder mit geklebten Stößen versehen
- die Verbindungsmittel sind entweder äquidistant ausgeführt oder sind in Abhängigkeit des Querkraftverlaufes mit $s_{max} \leq 4 * s_{min}$ abgestuft

Für eine baupraktische Anwendung (Gleichlast anstatt sinusförmiger Belastung), stellt dieses Verfahren eine gute Näherung dar. Die Berechnung einer effektiven Biegesteifigkeit, in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Verbundfuge, wird mit Hilfe des Abminderungsfaktors „γ“ ermöglicht. Dieser Faktor berücksichtigt die Abminderung des jeweiligen Steiner – Anteiles eines Teilquerschnittes, der gedanklich an einen weiteren – „festgehaltenen“ – Teilquerschnitt ($\gamma = 1$) nachgiebig angeschlossen ist.

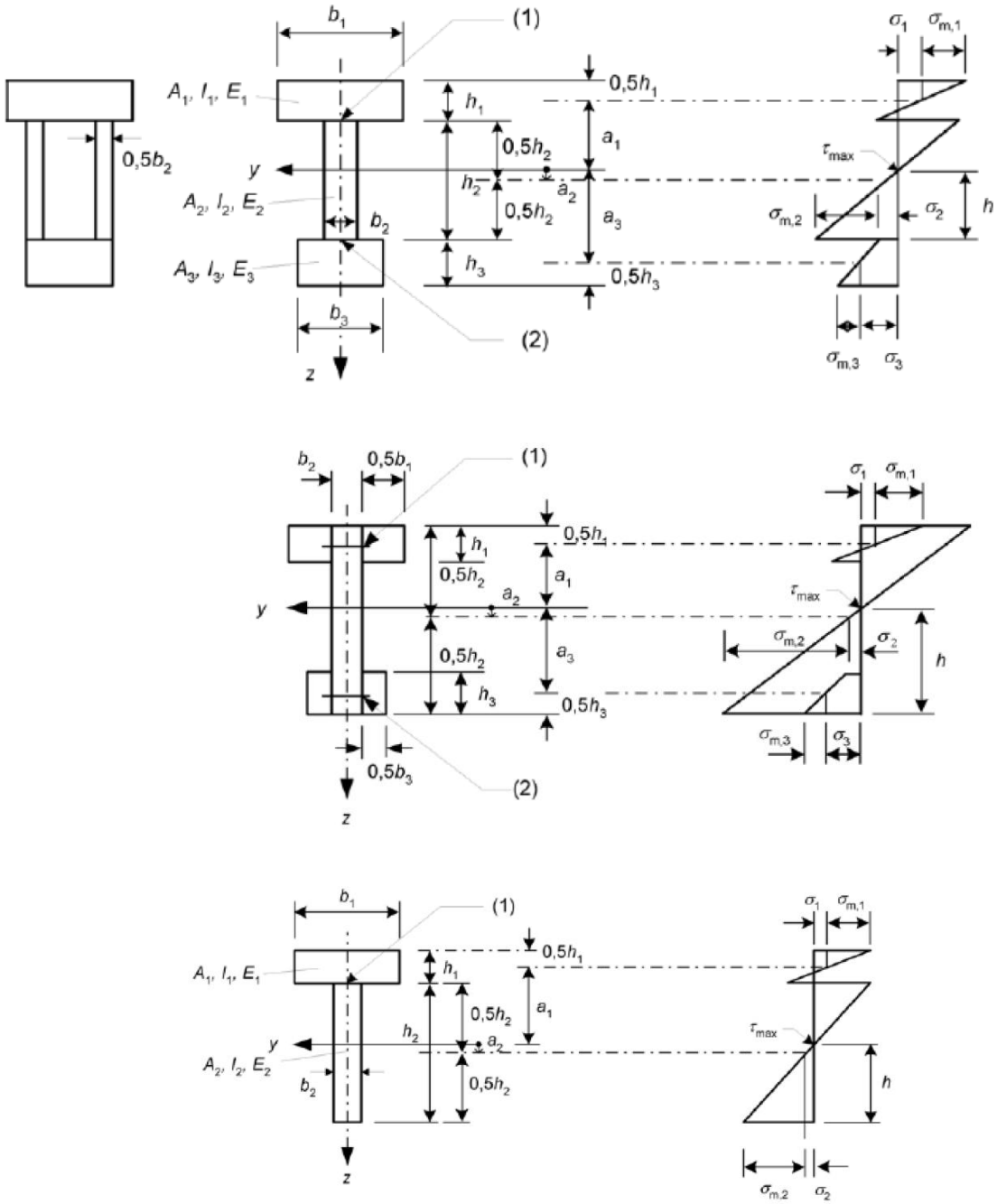

Abb.63: Querschnittsabmessungen und Spannungsverteilungen, *Quelle:* ÖNORM EN 1995 – 1 – 1 **[25]**

$$(EI_{ef}) = \sum_{i=1}^{3} (E_i * I_i + \gamma * E_i * A_i * {a_i}^2) \tag{38}$$

$$A_i = b_i * h_i \tag{39}$$

$$I_i = \frac{b_i * {h_i}^3}{12} \tag{40}$$

$$\gamma_2 = 1 \tag{41}$$

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \pi^2 * \frac{E_i * A_i * s_i}{K_i * l^2}} \tag{42}$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 * E_1 * A_1 * (h_1 + h_2) - \gamma_3 * E_3 * A_3 * (h_2 + h_3)}{2 * \sum_{i=1}^{3} \gamma_i * E_i * A_i} \tag{43}$$

(EI_{ef}) …effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes
E_i …E – Modul
I_i …Eigenträgheitsmoment des Teilquerschnittes
A_i …Fläche des Teilquerschnittes
a_i …Schwerpunktsabstand des Teilquerschnittes zur ideellen Schwerachse
γ_i …Abminderungsfaktor für den Steiner – Anteil des Teilquerschnittes
K_i …Anfangsverschiebungsmodul des Verbindungsmittels
s_i …Abstand der Verbindungsmittel
l …Abstand der Momentennullpunkte
h_i …Querschnittshöhe
b_i …Querschnittsbreite

Wenn bei der untersuchten Konstruktion keine äquidistante Anordnung der Verbindungsmittel vorliegt, ist der rechnerische Abstand wie folgt zu berücksichtigen:

$$s_{ef} = 0{,}75 * s_{min} + 0{,}25 * s_{max} \tag{44}$$

s_{min} …minimaler Verbindungsmittelabstand
s_{max} …maximaler Verbindungsmittelabstand

Hinsichtlich des Anfangsverschiebungsmoduls, ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit folgender Zusammenhang zu berücksichtigen:

$$K_{u,i} = \frac{2}{3} * K_{ser,i} \tag{45}$$

$K_{ser,i}$ …Anfangsverschiebungsmodul für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$K_{u,i}$ …Anfangsverschiebungsmodul für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Zuge von Nachlaufrechnungen können dann in weiterer Folge die Schnittgrößen sowie Spannungen in den Teilquerschnitten berechnet werden:

$$N_{i,d} = \frac{M_d}{(EI)_{ef}} * \gamma_i * a_i * E_i * A_i \tag{46}$$

$$M_{i,d} = \frac{M_d}{(EI)_{ef}} * E_i * I_i \tag{47}$$

$$\tau_{2,max,d} = \frac{V_{max,d} * (\gamma_3 * E_3 * A_3 + 0{,}5 * E_2 * b_2 * h^2)}{(EI)_{ef} * b_2} \quad (48)$$

$$t_{1,d} = \frac{V_{max,d} * \gamma_1 * E_1 * A_1 * a_1}{(EI)_{ef}} \quad (49)$$

M_d …einwirkendes Moment auf den Gesamtquerschnitt
$V_{max,d}$ …einwirkende maximale Querkraft auf den Gesamtquerschnitt
$N_{i,d}$ …Bemessungs – Normalkraft im Teilquerschnitt
$M_{i,d}$ …Bemessungs – Moment im Teilquerschnitt
$\tau_{2,max,d}$ …Bemessungswert der Schubspannung im Querschnitt i = 2
$t_{1,d}$ …Bemessungswert des Schubflusses in der Verbundfuge

Für diese Methode wird, im Gegensatz zu den anderen Verfahren, kein Stabwerksprogramm benötigt. Somit können sämtliche Berechnungen Software – unabhängig erfolgen.

4.3 Schubanalogie – Verfahren

Auch dieses Verfahren wurde in der DIN EN 1995 – 1 – 1 / NA [16] normativ festgelegt. Hierbei wird der Verbundquerschnitt, welcher aus mehreren nachgiebig verbundenen Teilquerschnitten besteht, in einen ideellen Rechenquerschnitt umgewandelt (siehe Abb.64). Das Schubanalogie – Verfahren ist ein rechenorientiertes Verfahren, wobei sich die Nachgiebigkeit der Verbundfuge entweder aus den angeordneten Verbindungsmitteln oder auch aus einer schubweichen Zwischenschicht zusammensetzen kann.

In Abb.64 sind weiters die zu modellierenden Bestandteile des ideellen Rechenquerschnitts zu entnehmen. Die obere – schubstarre – Ebene „A“ berücksichtigt die Eigenanteile der Biegesteifigkeiten der jeweiligen Teilquerschnitte. In der unteren Ebene „B“ fließt das Zusammenwirken des gesamten Verbundquerschnittes ein, bestehend aus den Steineranteilen der Biegesteifigkeiten sowie der Schubnachgiebigkeit des Gesamtquerschnittes [15]. Da die beiden Ersatzträger unter einer Belastung die gleiche Durchbiegung erfahren müssen, erfordern diese noch gelenkige Kopplungen untereinander. Aufgrund dieser Kopplungen hat der vertikale Abstand der beiden Ebenen „A“ und „B“ keinen Einfluss auf die Ergebnisse. Allerdings ist die Teilung der Kopplungen über die Länge des Rechenmodells mit dem Detailierungsgrad der Schnittgrößen verbunden. Die Durchbiegung des Schubanalogie – Modells entspricht dann der tatsächlichen Verformung.

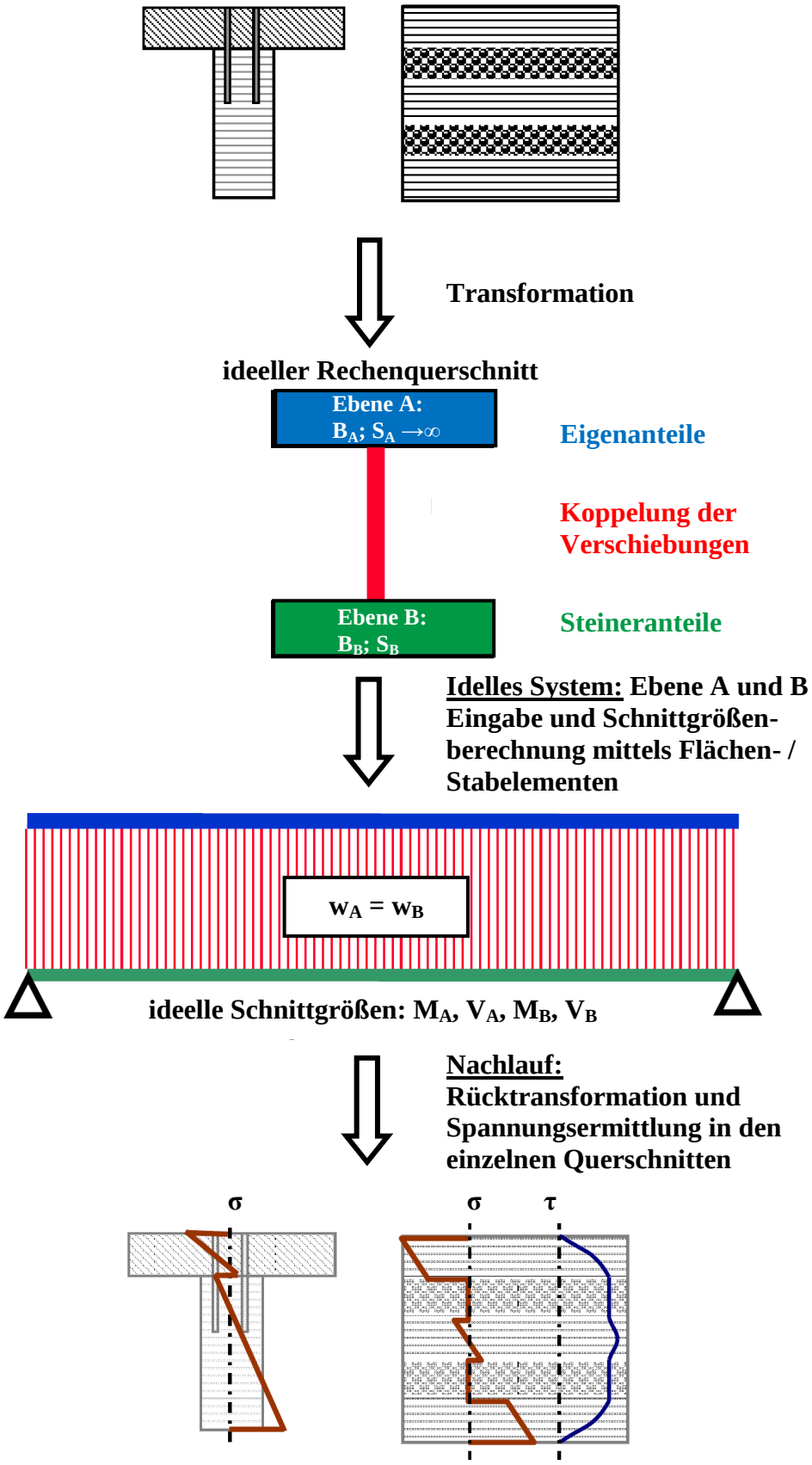

Abb.64: schematischer Berechnungsablauf des Schubanalogieverfahrens (modifiziert), *Quelle:* Winter S., Kreuzinger H., Mestek P. **[15]**

Für eine theoretisch exakte Lösung ist diese Berechnungsmethode mit folgenden Bedingungen verknüpft [15]:

- die Schwerpunkte der Teilquerschnitte liegen im verformten Zustand auf einer Linie. Diese Bedingung ist für zwei- bzw- dreiteilige Querschnitte erfüllt
- die Teilquerschnitte sind schubstarr
- die Verbundschichten besitzen keine Biegesteifigkeit
- die Diskretisierung des ideellen Systems erfolgt mit einer ausreichenden Genauigkeit

Eine gute Näherung wird unter folgenden Bedingungen erreicht:

- symmetrischer Querschnittsaufbau
- konstante Schichtdicken der Einzelschichten
- eine gleichmäßig verteilte Fugensteifigkeit über die Höhe des Verbundquerschnittes

Ebene A:

$$Biegesteifigkeit\colon\ B_A = \sum E_i * I_i \tag{50}$$

$$Schubsteifigkeit\colon\ S_A = \infty \tag{51}$$

Ebene B:

$$Biegesteifigkeit\colon\ B_B = \sum E_i * A_i * {z_{s,i}}^2 \tag{52}$$

$z_{s,i}$ … Schwerpunktsabstand der Teilquerschnitte zum Schwerpunkt des Verbundquerschnittes, unter Berücksichtigung unterschiedlicher E – Moduln

$Schubsteifigkeit$:

$$\frac{1}{S_A} = \frac{1}{a^2} * \left\{ \sum_{n}^{n-1} \frac{e_x}{K_{x,i} * n_{VBM-Reihen}} + \frac{d_1}{2 * b_1 * G_{xz,1}} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{b_i * G_{xz,i}} + \frac{d_n}{2 * b_n * G_{xz,n}} \right\} \tag{53}$$

$K_{x,i}$ …Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittels
e_x …Abstand der Verbindungsmittel in x – Richtung (Abb.65)
$n_{VBM-Reihen}$ …Anzahl der Verbindungsmittel in y – Richtung (Abb.65)
a …siehe Abb.65
d_1 …Dicke der Schicht i = 1
d_i …Dicke der Zwischenschichten
d_n …Dicke der Schicht i = n
b_1 …Breite der Schicht i = 1

b_i …Breite der Zwischenschichten
b_n …Breite der Schicht i = n
$G_{xz,1}$ …Schubmodul der Schicht i = 1
$G_{xz,i}$ …Schubmodul der Zwischenschichten
$G_{xz,n}$ …Schubmodul der Schicht i = n

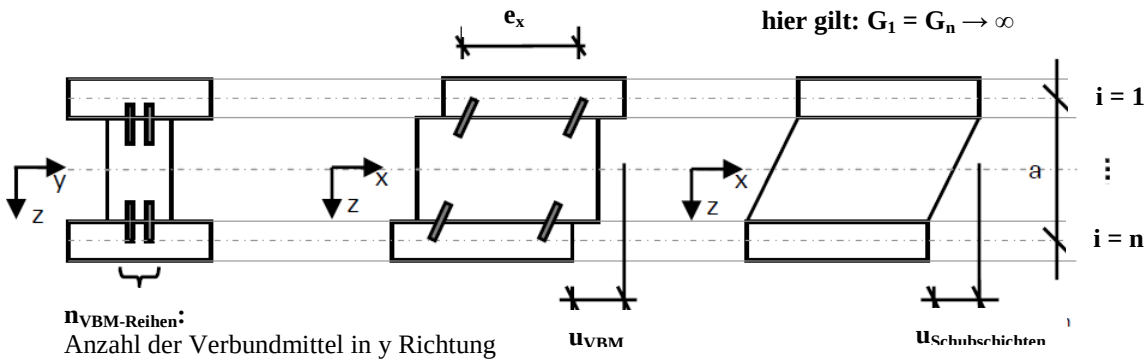

Abb.65: Ermittlung der Schubsteifigkeit der Ebene „B“ (modifiziert), *Quelle:* Winter S., Kreuzinger H., Mestek P.**[15]**

Nach der Ermittlung der Steifigkeiten erfolgt die Übertragung der Randbedingungen vom realen auf das ideelle System. In Abb.66 wird die Umsetzung der üblichen Lagerungsbedingungen anhand eines zweiteiligen Querschnittes gezeigt [15].

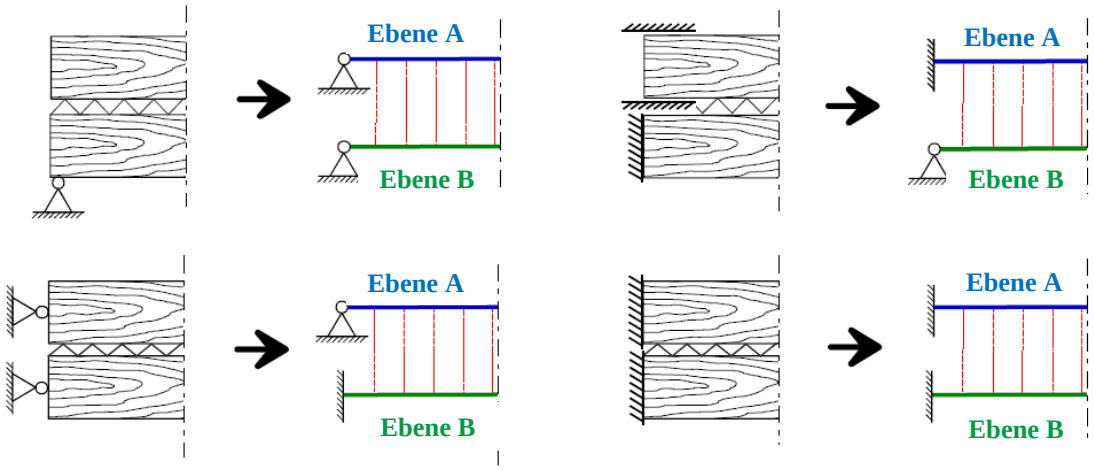

Abb.66: unterschiedliche Endlagerungen eines zweiteiligen Verbundquerschnittes sowie deren Umsetzung auf das ideelle System (modifiziert), *Quelle:* Winter S., Kreuzinger H., Mestek P. **[15]**

Mittels Nachlaufrechnungen müssen die Schnittgrößen des ideellen Querschnittes auf die Spannungen der Querschnittsteile des Verbundquerschnittes zurückgerechnet werden. Da der Ersatzträger „A“ nur das Tragverhalten aus den Eigenanteilen der Biegesteifigkeiten beschreibt – erzeugt dieser ein Biegemoment – welches entsprechend dem Verhältnis der Eigenanteile, Biegespannungen in den einzelnen Teilquerschnitten hervorruft.

Wie bereits erwähnt, gibt der Ersatzträger „B“ das Zusammenwirken der Teilquerschnitte wieder. Das Biegemoment dieser Ebene führt daher zu Normalkräften, die konstante Normalspannungen in den Teilquerschnitten erzeugen. Durch eine horizontale Gleichgewichtsbedingung ist es dann möglich, aus der Integration der Änderung der Normalkraft über die Querschnittshöhe, die Schubspannungen zu berechnen. Dies führt dazu, dass eine Querkraft in der Ebene „A“ einen parabelförmigen und in der Ebene „B“ einen linearen Schubspannungsverlauf in den Teilquerschnitten hervorruft (siehe Abb.67) [15].

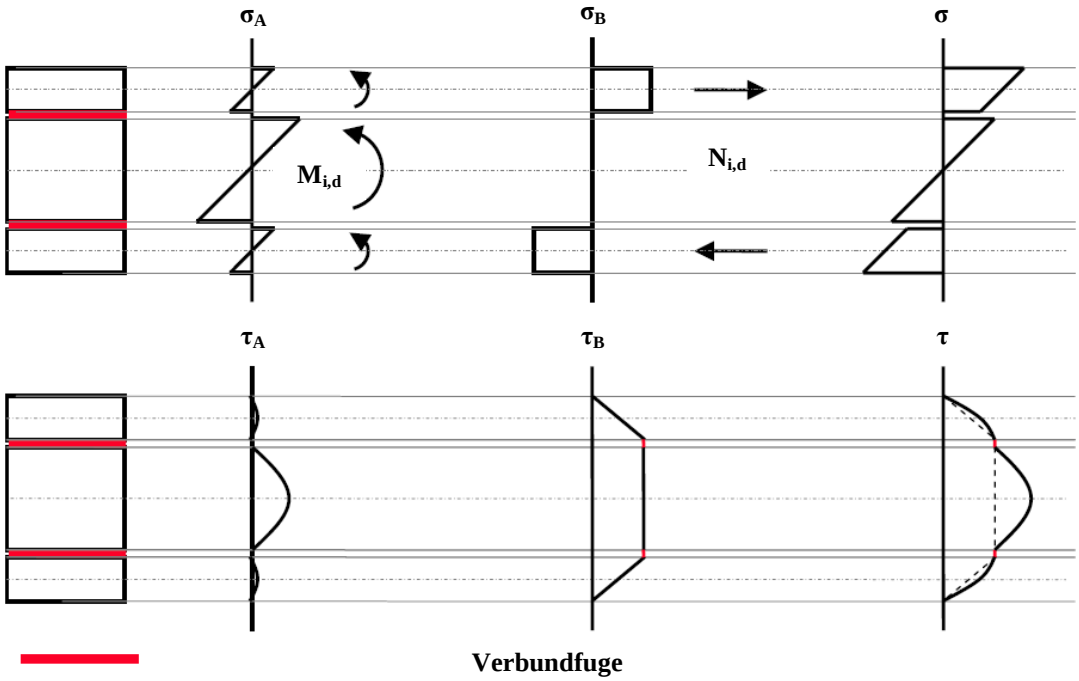

Abb.67: qualitative Spannungsverteilungen an einem nachgiebig miteinander verbundenen dreiteiligen Querschnitt / konstanter E – Modul / gleiche Steifigkeit in beiden Verbundfugen (modifiziert), *Quelle:* Winter S., Kreuzinger H., Mestek P. **[15]**

Längsspannungen:

$$Ebene\ A\text{:}\quad M_{i,d} = M_{A,d} * \frac{E_i * I_i}{B_A} \tag{54}$$

$$\sigma_A = \sigma_{m,i,d} = \pm \frac{M_{i,d}}{I_i} * z_i = \pm \frac{M_{A,d}}{B_A} * E_i * z_i \tag{55}$$

$$Ebene\ B\text{:}\quad N_{i,d} = \pm M_{B,d} * \frac{E_i * A_i * z_{s,i}}{B_B} \tag{56}$$

$$\sigma_B = \sigma_{t/c,0,d} = \pm \frac{N_{i,d}}{A_i} = \pm M_{B,d} * \frac{E_i}{B_B} * z_{s,i} \tag{57}$$

Schubfluss:

$$Ebene\ A\text{:}\quad t_{i,d}^{A}(z_i) = -V_{A,d} * \frac{E_i}{B_A} * \left(\frac{z_i^2}{2} - \frac{d_i^2}{8}\right) \tag{58}$$

$$Ebene\ B\text{:}\quad t_{i,d}^{B}(z_{s,i}, z_i) = -V_{B,d} * \frac{E_i}{B_B} * z_{s,i} * \left(z_i - \frac{d_i}{2}\right) + t_i^0 \tag{59}$$

z_i …$-d_i/2 < z_i < d_i/2$
$z_{s,i}$ …Schwerpunktabstand der einzelnen Lagen
E_i …E – Modul der einzelnen Lagen
A_i …Flächeninhalt der Teilquerschnitte
I_i …Trägheitsmomente der Teilquerschnitte

Verglichen mit dem γ – Verfahren, gibt es beim Schubanalogie – Verfahren weniger Einschränkungen. Beispielsweise ist das γ – Verfahren nur für Verbundquerschnitte mit maximal drei Teilquerschnitten geeignet. Beim Schubanalogie – Verfahren können, abgesehen von beliebigen Querschnittsaufbauten, auch das statische System sowie die Belastung frei gewählt werden.

Auch hinsichtlich der Modellierung der Verbundfuge können Modifikationen getroffen werden. Im Falle von Kerven, wo punktuell angeordnete Verbindungsmittel mit großen Abständen vorliegen, kann die Schubsteifigkeit der Trägerbereiche ohne Kerven zu Null angenommen werden [10].

4.4 Stabwerksmodelle

Wenn die Verbundmittel bei beispielsweise Holz – Beton – Verbunddecken nur an bestimmten Punkten angeordnet sind bzw. einen großen Abstand untereinander aufweisen (z.B. Kerven), bilden Stabwerksmodelle das Tragverhalten derartiger Konstruktionen gut ab.

Wie in Abb.68 dargestellt, werden zunächst der Beton- und Holzquerschnitt in der jeweiligen Querschnittslängsachse modelliert. Ähnlich zum Schubanalogie – Verfahren, werden zur Erzielung der gleichen Durchbiegung beider Stäbe, in Elementlängsrichtung Koppelstäbe angeordnet.

Der Unterschied besteht in jenen Koppelstäben, die an den Stellen der Verbundmittel angeordnet sind. Diese werden durch zwei, senkrecht zu den Stabzügen angeordnete Stabelemente, mit einem Endgelenk in Höhe der Verbundfuge ersetzt.

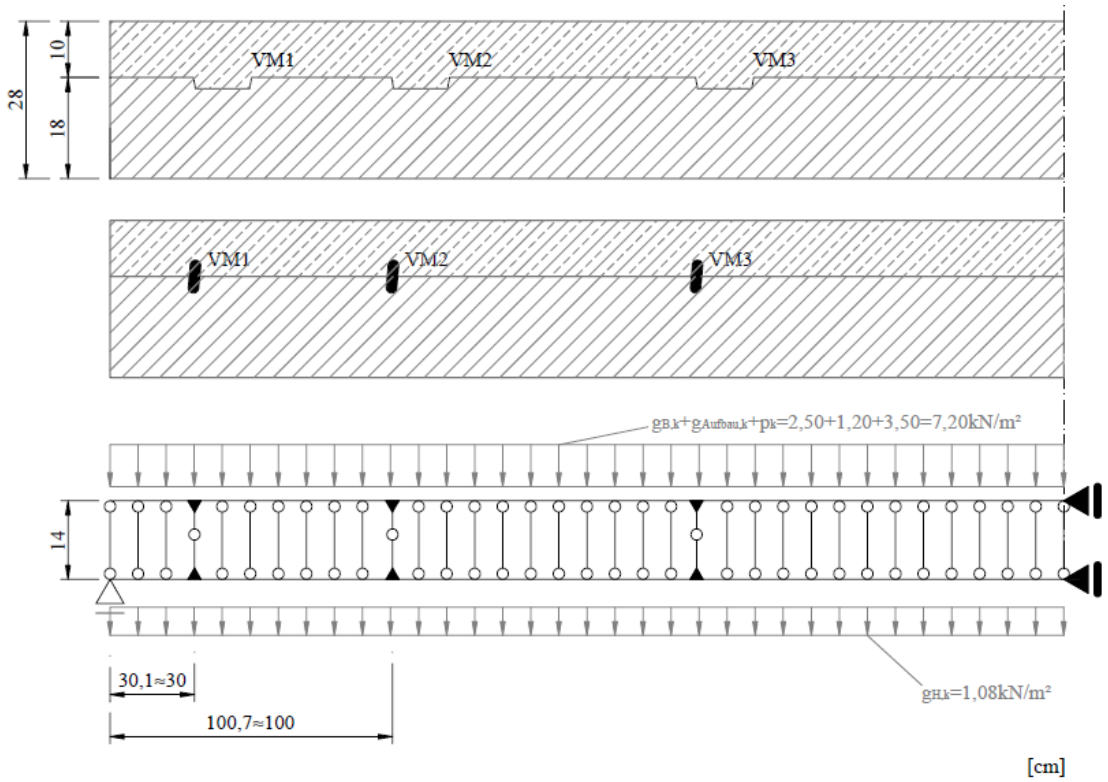

Abb.68: Beispiel für ein Stabwerksmodell, *Quelle:* Rautenstrauch K., Grosse M., Hartnack R., Lehmann S. **[13]**

Die Schubnachgiebigkeit der Verbundmittel wird mit Hilfe der Biegesteifigkeit der Stabelemente berücksichtigt, welche sich aus der Geometrie des Verbundträgers und der Verbindungsmittelsteifigkeit (Verschiebungsmodul) errechnen lässt (siehe Abb.69 und Abb.70) [13].

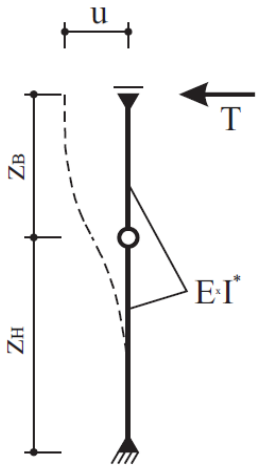

Abb.69: Ersatzsystem bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit, *Quelle:* Rautenstrauch K., Grosse M., Hartnack R., Lehmann S. **[13]**

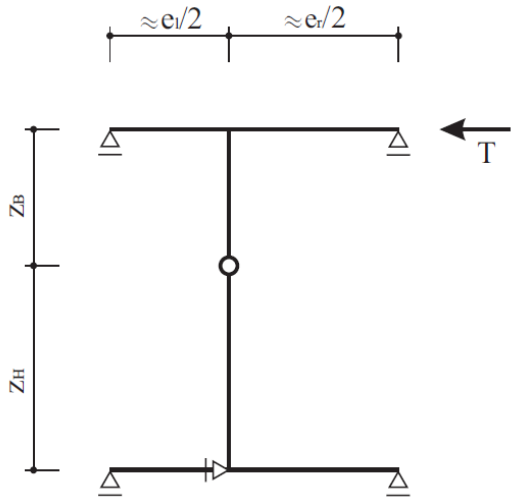

Abb.70: Ersatzsystem bei Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit, *Quelle:* Rautenstrauch K., Grosse M., Hartnack R., Lehmann S. **[13]**

Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit:

$$EI^* = \frac{K_s}{3} * ({z_B}^3 + {z_H}^3) \tag{60}$$

Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit:

$$EI^* = \frac{{z_B}^3 + {z_H}^3}{\frac{3}{K_s} - \frac{{e_l}^3 + {e_r}^3}{2 * (e_l + e_r)^2} * \left(\frac{{z_B}^2}{E_B * I_B} + \frac{{z_H}^2}{E_H * I_H}\right)} \tag{61}$$

K_s …Verschiebungsmodul des Verbundmittels
z_B …Abstand zwischen Gelenk und Schwerachse / Beton
z_H …Abstand zwischen Gelenk und Schwerachse / Holz
e_l …Abstand zum nächsten Koppelstab / links
e_r …Abstand zum nächsten Koppelstab / rechts

Auch bei diesem Berechnungsverfahren sind beliebige Lagerungsbedingungen sowie Belastungen möglich. Die Anordnung der Verbindungsmittel ist frei wählbar. Ein weiterer großer Vorteil dieser Methode besteht darin, dass die tatsächlich vorliegenden Schnittkraftverläufe – ohne zusätzliche Nachlaufrechnungen – anhand des Modells direkt abgelesen werden können.

Durch die exzentrische Schubkraftübertragung an den Verbindungsmitteln werden die dadurch entstehenden Momentensprünge berücksichtigt, welche bei großen Verbindungsmittelabständen einen Einfluss auf die maßgebenden Schnittgrößen haben können.

4.5 Finite – Elemente – Methode (FEM)

Für die Ermittlung der Spannungen sowie Verformungsgrößen einer zu untersuchenden Konstruktion ist im Allgemeinen eine Lösung von Differentialgleichungen erforderlich. Bei Stabtragwerken, Platten oder auch Scheiben ist es oft möglich, diese Differentialgleichungen analytisch zu lösen.

Allerdings kann es bei bestimmten Lagerungen, geometrischen Diskontinuitätsbereichen oder inhomogenen Materialeigenschaften dazu kommen, dass eine analytische Lösung der zugehörigen Differentialgleichungen unmöglich wird. Hier werden numerische Methoden eingesetzt, wobei die FE – Methode eine weit verbreiterte ist. Dabei wird der zu untersuchende Körper in endlich viele Teile von einfacher geometrischer Form – in sogenannte finite Elemente – zerlegt.

In weiterer Folge werden im Rahmen der linearen Elastizitätstheorie mit Hilfe von Verschiebungsansätzen die unbekannten Knotenpunktverschiebungen der Elementecken definiert. Die unbekannten Verschiebungsgrößen werden mit Hilfe eines diskretisierten Differentialgleichungssystems numerisch ermittelt. Die Umrechnung in Spannungen erfolgt im Zuge einer Nachlaufrechnung über ein Materialmodell [2].

5 Anwendung analytischer und numerischer Berechnungsmethoden

5.1 Vorversuche | HBV – Rippendeckenkonstruktion

Im ersten Schritt, wurden mit Hilfe des γ - Verfahrens, die experimentell gewonnenen Kraft – Verformungs – Verläufe der Bauteilversuche RD – 1 bis RD – 3 analytisch nachgerechnet. Dabei konnte der Verschiebungsmodul der formschlüssigen Verbindung anhand eines gewählten Verformungswertes aus den Versuchsergebnissen solange variiert werden, bis das zugehörige Lastniveau erreicht wurde.

Es wurde jene Verformung (Mittelwert von M41 und M44) definiert, bei der es – abhängig vom Versuch – zum ersten Schubversagen der Vorhölzer kam (bis dahin lag ein annähernd linearer Verlauf vor). Eine Zusammenfassung der betroffenen Positionen der Vorhölzer samt Messwerten befindet sich in Tab.10. Die Werte können weiters aus den Grafiken in Abb.55, Abb.57 und Abb.59 entnommen werden.

Für einen Vergleich des Verschiebungsmoduls zwischen der in 4.2 bis 4.4 beschriebenen analytischen Berechnungsmethoden wurde im zweiten Schritt nur der Bauteilversuch RD – 1 herangezogen. Anschließend wurde, in Zusammenarbeit mit dem Institut für Architekturwissenschaften | Fachbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau, ein FE – Modell entwickelt.

Ziel war es, die Ergebnisse eines gewählten analytischen Berechnungsverfahrens mit jenen des FE – Modells zu verifizieren. Da die Vergleichsberechnungen auf dem Lastniveau des Erstversagens der Vorhölzer durchgeführt wurden, bestand weiters die Intention darin, diesen Versagensmechanismus mit dem FE – Modell zu bestätigen.

Im letzten Schritt erfolgte eine analoge Übertragung des deskriptiven FE – Modells auf ein Durchlaufträgersystem. Anhand einer Parameterstudie konnte dann abschließend das Traglastpotential der untersuchten Konstruktion aufgezeigt werden.

Tab.10: Zusammenfassung der Referenzwerte für die Vergleichsberechnungen / RD – 1 bis RD – 3

Bauteilversuch	Messposition [-]	Verformung [mm]	Lastniveau [kN]
RD – 1	M03 (Abb.56)	29,6	33,9
RD – 2	M02 (Abb.58)	32,0	32,4
RD – 3	M04 (Abb.60)	32,0	35,2

5.1.1 Vergleichsberechnung anhand des γ – Verfahrens

Die Vergleichsberechnung nach dem γ - Verfahren erfolgte mit Hilfe der in 4.2 angeführten Gleichungen (38) bis (44). Die Berechnungsschritte werden exemplarisch für den Versuch RD – 1 aufgezeigt:

System:

$l = 480\ cm$ … siehe Abb.32 (62)

$a = 144\ cm$ … siehe Abb.32 (63)

$b = 480 - 2 * 144 = 192\ cm$ (64)

E – Moduln:

$LVL - Typ\ \mathrm{S}: E = 1169\ kN/cm^2$ …siehe 3.9 (65)

$SVB - C45/55: E = 3600\ kN/cm^2$ …siehe 3.9 (66)

Querschnittsgrößen:

$SVB - C45/55$

$b_1 = 67{,}8\ cm$ (67)

$h_1 = 7{,}0\ cm$ (68)

$A_1 = 67{,}8 * 7{,}0 = 474{,}60\ cm^2$ (69)

$I_1 = \frac{67{,}8 * 7{,}0^3}{12} = 1937{,}95\ cm^4$ (70)

$LVL - Typ\ "S"$

$b_2 = 7{,}8\ cm$ … siehe Abb.63 (71)

$h_2 = 30{,}0\ cm$ (72)

$A_2 = 7{,}8 * 30{,}0 = 234{,}00\ cm^2$ (73)

$I_2 = \frac{7{,}8 * 30{,}0^3}{12} = 17550{,}00\ cm^4$ (74)

Kerven:

$s_{min} = 42{,}0\ cm$ … siehe Abb.32 (75)

$s_{max} = 84{,}0\ cm$ … siehe Abb.32 (76)

$s_{ef} = 0{,}75 * 42{,}0 + 0{,}25 * 84{,}0 = 52{,}5\ cm$ (77)

$\boldsymbol{K_{ser,gewählt} = 224{,}8 kN/cm = 22{,}5\ kN/mm}$ (78)

effektive Biegesteifigkeit:

$$\gamma_2 = 1{,}0 \tag{79}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * 3600 * 474{,}60 * 52{,}5}{2 * 224{,}8 * 480^2}} = 0{,}10 \tag{80}$$

$$a_2 = \frac{0{,}10 * 3600 * 474{,}60 * (-7{,}0 + 30{,}0)}{2 * (0{,}10 * 3600 * 474{,}60 + 1{,}0 * 1169 * 234{,}00)} = 4{,}55\ cm \tag{81}$$

$$a_1 = \frac{30{,}0}{2} - \frac{7{,}0}{2} - 4{,}55 = 6{,}95\ cm \tag{82}$$

$$EI_{eff} = 3600 * 1937{,}95 + 0{,}10 * 3600 * 474{,}60 * 6{,}95^2 + 1169 * 17550 + 1{,}0 * 1169 * 234 * 4{,}55^2 = 41800607{,}9 kNcm^2 = 4{,}18\ MNm^2 \tag{83}$$

$$w_{Referenz} = 2{,}96\ cm \quad \text{…siehe Tab.10} \tag{84}$$

$$F_{Referenz} = \frac{2{,}96 * 24 * 41800607{,}9 * 480}{144 * \left[3 - 4 * \left(\frac{144}{480}\right)^2\right] * 480^3} = 33{,}90\ kN \tag{85}$$

Nach Anpassung des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel konnte dann mittels der in Gleichung (34) angeführten Beziehung die rechnerische Durchbiegung ermittelt werden. In Abb.71 bis Abb.73 werden die rechnerischen Näherungen der experimentell ermittelten Kraft – Verformungs - Diagramme in Feldmitte dargestellt. Zur Verdeutlichung der Verbundwirkung der jeweiligen Versuchsdecke wurden weiters die beiden Grenzfälle „kein Verbund“ und „starrer Verbund“ (gemäß Abb.62) rechnerisch ausgewertet.

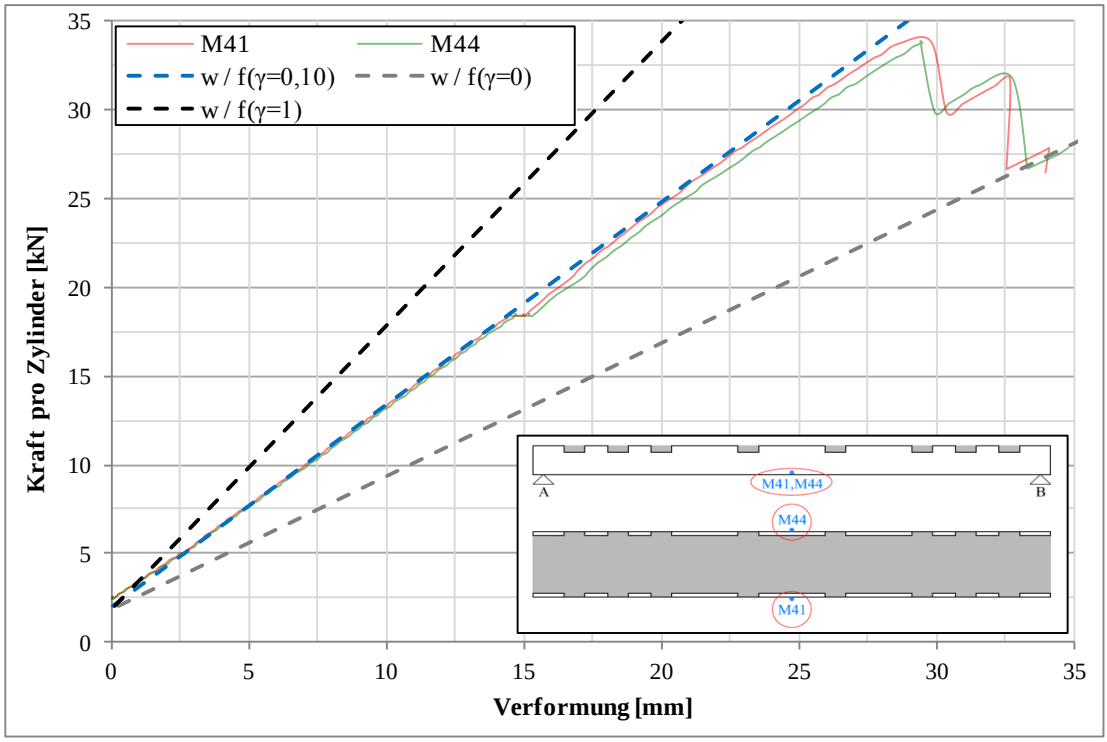

Abb.71: Annäherung der rechnerischen Durchbiegung an den Kraft – Verformungs – Verlauf / RD – 1 in Feldmitte

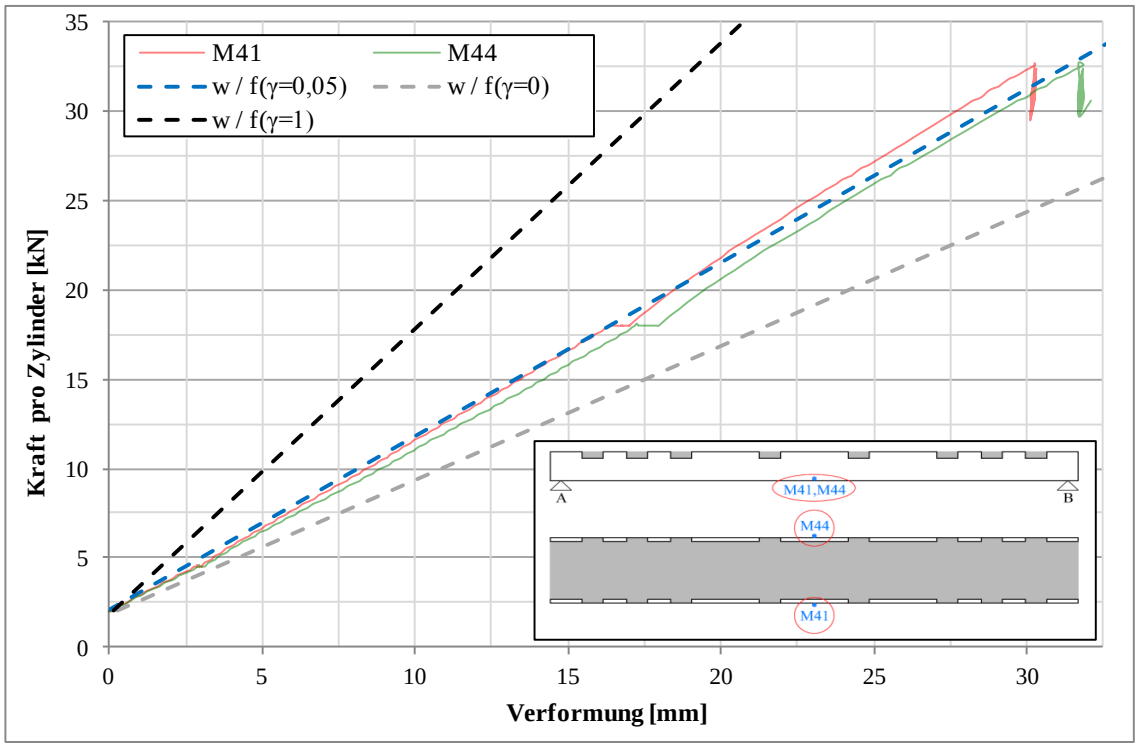

Abb.72: Annäherung der rechnerischen Durchbiegung an den Kraft – Verformungs – Verlauf / RD – 2 in Feldmitte

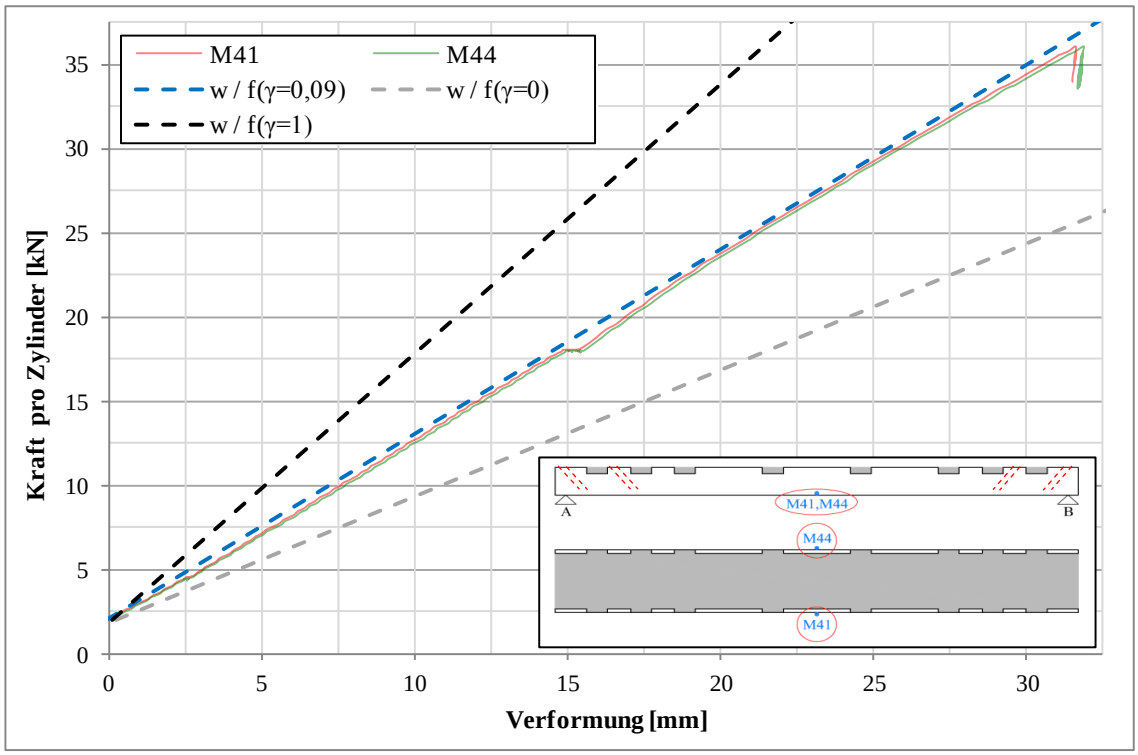

Abb.73: Annäherung der rechnerischen Durchbiegung an den Kraft – Verformungs – Verlauf / RD – 3 in Feldmitte

Aufgrund der erwähnten Variation der Verbundmittelsteifigkeit für die Näherung der Verläufe ergeben sich in weiterer Folge unterschiedliche γ – Werte, welche zwischen 0,05 und 0,10 liegen. Hierbei ist auch zu erkennen, dass – bereits bei einem niedrigen Verbundgrad – eine signifikante Steifigkeitserhöhung erreicht wird.

In Abb.74 wurden zusammenfassend die rechnerisch ermittelten Kraft – Verformungs – Verläufe sowie effektiven Biegesteifigkeiten sämtlicher Bauteilversuche gegenübergestellt. Beim Verlauf des LVL – R Versuches wurden zwei nebeneinander liegende Träger analog zur Versuchsanordnung berücksichtigt.

Auch hier kann die Verbundwirkung der Kervenverbindungen aufgezeigt werden. Bei einem losen Verbund mit $\gamma = 0$ verläuft die Kraft – Verformungs – Linie zwischen jenen der alleinig wirkenden LVL – Träger und des nachgiebigen Verbundes.

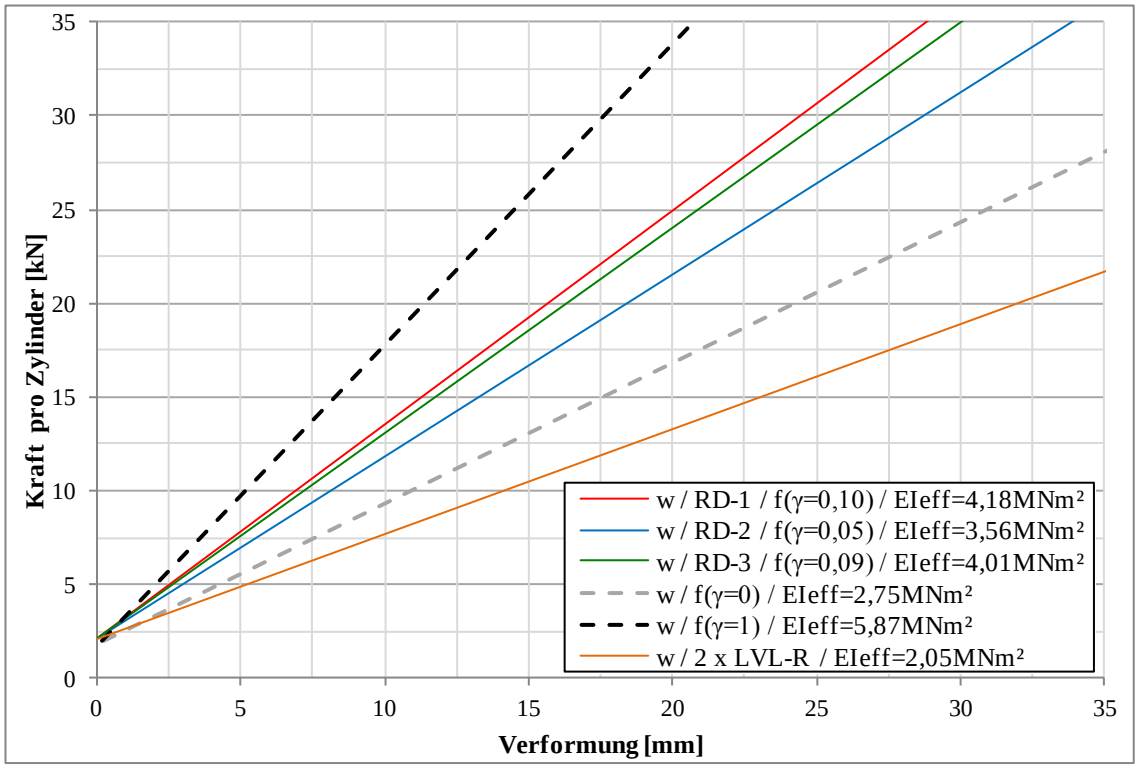

Abb.74: Gegenüberstellung der berechneten Kraft – Verformungs – Verläufe sämtlicher Bauteilversuche

Der rückgerechnete Verschiebungsmodul zu Vergleichszwecken beträgt bei RD – 1 etwa 22,5 kN/mm. Laut Literatur schwankt diese Kenngröße in Abhängigkeit der Kervengeometrie und weiteren Faktoren zwischen ca. 400 – 1400 kN/mm.

Die Ermittlung eines effektiven Verbindungsmittelabstandes für die Berücksichtigung der Abstufung der Verbundmittel laut EC 5 [25] (siehe Gleichung (44)) führt zu einer konservativen Berechnung und somit zu einer Überschätzung der effektiven Biegesteifigkeit [10], [3].

5.1.2 Vergleichsberechnung anhand des Schubanalogie – Verfahrens

Für die Anpassung des zu ermittelnden Verschiebungsmoduls wurden die Steifigkeiten der Ersatzträger „A“ und „B“ (siehe Abb.64) mit den Gleichungen (50) - (53) berechnet. Die Berechnungen werden bei der Anwendung dieses Verfahrens nur für die Versuchsdecke RD – 1 durchgeführt.

Schubmoduln:

$$LVL - Typ\ \text{S}: G = 60\ kN/cm^2 \tag{86}$$

$$SVB - C45/55: G = \frac{3600}{2 * (1 + 0{,}2)} = 1500\ kN/cm^2 \tag{87}$$

Steifigkeiten:

Ebene A:

$$B_A = 3600 * 1937{,}95 + 1169 * 17550 = 27492570{,}00 kNcm^2 = 2749{,}3\ kNm^2 \tag{88}$$

$$S_A = \infty\ kN \tag{89}$$

Ebene B:

$$a = \frac{30{,}0}{2} - \frac{7{,}0}{2} = 11{,}50\ cm \tag{90}$$

$$B_B = 11{,}5^2 * \frac{3600 * 474{,}60 * 1169 * 234}{3600 * 474{,}60 + 1169 * 234} = 3118{,}4\ kNm^2 \quad \ldots 2 - \text{Pkt.} - \text{QS}\ [15] \tag{91}$$

$$\boldsymbol{K_{ser,gewählt}} = 5080{,}0 kN/cm = \mathbf{508{,}0\ kN/mm} \tag{92}$$

$$S_B = \left(\frac{1}{11{,}5^2} * \left(\frac{52{,}5}{2 * 5080} + \frac{7{,}0}{2 * 67{,}8 * 1500} + \frac{30{,}0}{2 * 7{,}8 * 60}\right)\right)^{-1} = 3550\ kN \tag{93}$$

Für eine schnelle Berechnung ist die Anwendung eines Stabwerksprogrammes empfehlenswert, da unter anderem auch die Schubverformungen berücksichtigt werden müssen [15]. Für diese Aufgabenstellung wurde eine RSTAB 8.07.15 Studentenversion herangezogen [28].

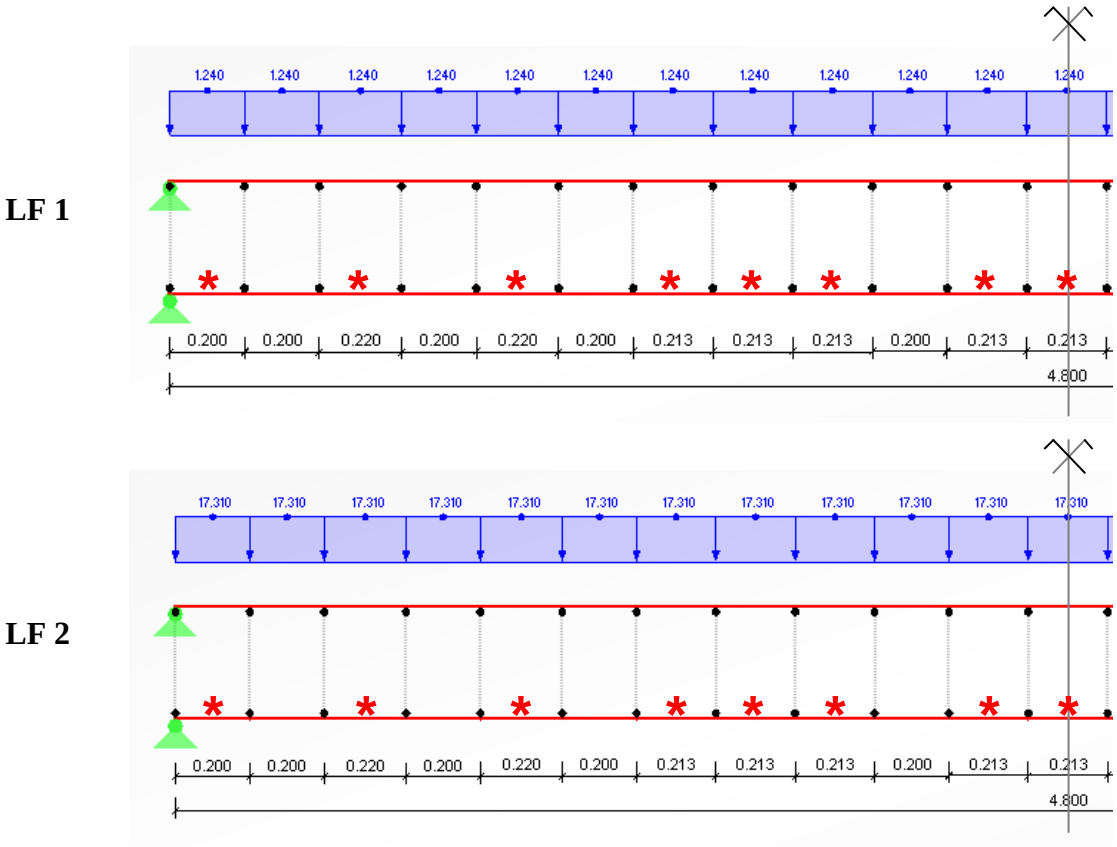

Abb.75: statisches System des ideellen Systems nach dem Schubanalogie – Verfahren sowie aufgebrachte Lasten [kN/m]

In Abb.75 ist das in 4.3 erläuterte Ersatzsystem dargestellt. Aufgrund der Symmetrieeigenschaften hinsichtlich der Struktur sowie der Belastung, wird hier nur die linke Systemhälfte betrachtet.

Für die Berücksichtigung der Eingangsparameter laut Gleichung (88) – (93) besteht in der RSTAB Version 8 die Möglichkeit, Stäbe des Typs „Steifigkeiten“ zu verwenden, welche lediglich die Eingabe der Ersatzsteifigkeiten erfordern. In Abb.75 sind diese Elemente rot dargestellt.

Wie bereits erwähnt, kann bei diesem Ersatzmodell die punktuelle Anordnung der Verbundmittel mit großen Abständen untereinander berücksichtigt werden. Dabei wird die Ersatzschubsteifigkeit nur den Kervenverbindungen zugewiesen. Die Berücksichtigung der Schubverformung in den Trägerbereichen ohne Kerve (mit „*“ gekennzeichnete Bereiche) ist in diesem Stabwerksprogramm nur möglich, wenn eine Ersatzschubsteifigkeit nahe – aber größer – Null eingegeben wird. Wird die Schubsteifigkeit mit Null angenommen, interpretiert das Programm den Trägerabschnitt als schubsteif, was zu abweichenden Ergebnissen führt [15].

Für die Herstellung der Kopplungen zur Erzielung der gleichen Durchbiegungen in den Trägern „A“ und „B“ wurde der Stabtyp „Kopplung Gelenk – Gelenk“ verwendet, welcher in Abb.75 hellgrau gekennzeichnet ist. Da in diese Modellstruktur keine Wichten einfließen, musste das Eigengewicht der Konstruktion in einem zusätzlichen Lastfall (LF 1) berücksichtigt werden. Im Lastfall 2 (LF 2) wurde die Referenzlast laut Tab.10 angesetzt (siehe Abb.75).

Lastfall 1 (*LF* 1):

$$g_{k,HBV-Decke} = 1{,}24\ kN/m \qquad \text{…siehe Gleichung (17)} \tag{94}$$

Lastfall 2 (*LF* 2):

$$p_{k,Referenzlast,RD-1} = \frac{[33{,}9 + 0{,}72\ (HEB\ 180)] * 1{,}44 * 8}{4{,}80^2} = 17{,}31\ kN/m \tag{95}$$

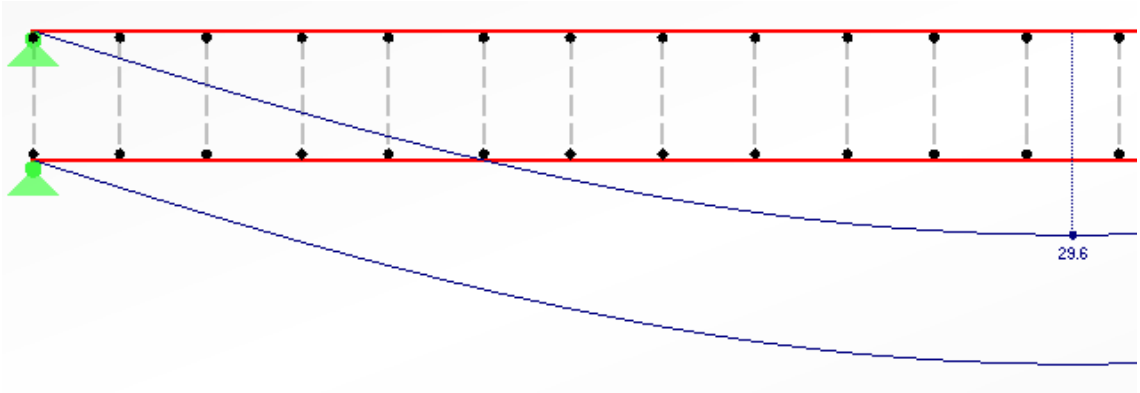

Abb.76: Verformung des Ersatzsystems mit angenähertem Verschiebungsmodul [mm]

Die Durchbiegung in Abb.76 entspricht jener in Tab.10. Somit wurde ein Verschiebungsmodul gefunden, welcher das Tragverhalten der hergestellten Kervenverbindungen charakterisiert und in weiterer Folge in die Bandbreite laut Literatur eingeordnet werden kann. Um diese Aussage zu bestätigen, wird das Untersuchungsobjekt mit einem weiteren Berechnungsverfahren analysiert.

5.1.3 Vergleichsberechnung anhand eines Stabwerksmodelles

In diesem Berechnungsverfahren fließt die Verbundmittelsteifigkeit, wie in 4.4 beschrieben, in die Biegesteifigkeit jener Stäbe ein, die auf gleicher Höhe der Verbindungsmittel angeordnet werden. In den anderen Trägerbereichen erfolgt die Kopplung der beiden Verbundpartner analog zum Schubanalogie – Verfahren. Die Berechnungen erfolgen hier wieder nur für den Versuchskörper RD – 1.

Für die Ermittlung der Biegesteifigkeit wurde die Gurtsteifigkeit vernachlässigt (siehe Abb.69 bzw. Gleichung (60)), da jene einen geringen Einfluss auf die Ergebnisse ausübt.

$$\boldsymbol{K_{ser,gewählt}} = 5406{,}0 kN/cm = \mathbf{540{,}6\ kN/mm} \quad (96)$$

$$EI^* = \frac{2*5406{,}0}{3} * (3{,}5^3 + 8^3) = 1999769{,}5 \text{kNcm}^2 = 200 \text{ kNm}^2 \quad (97)$$

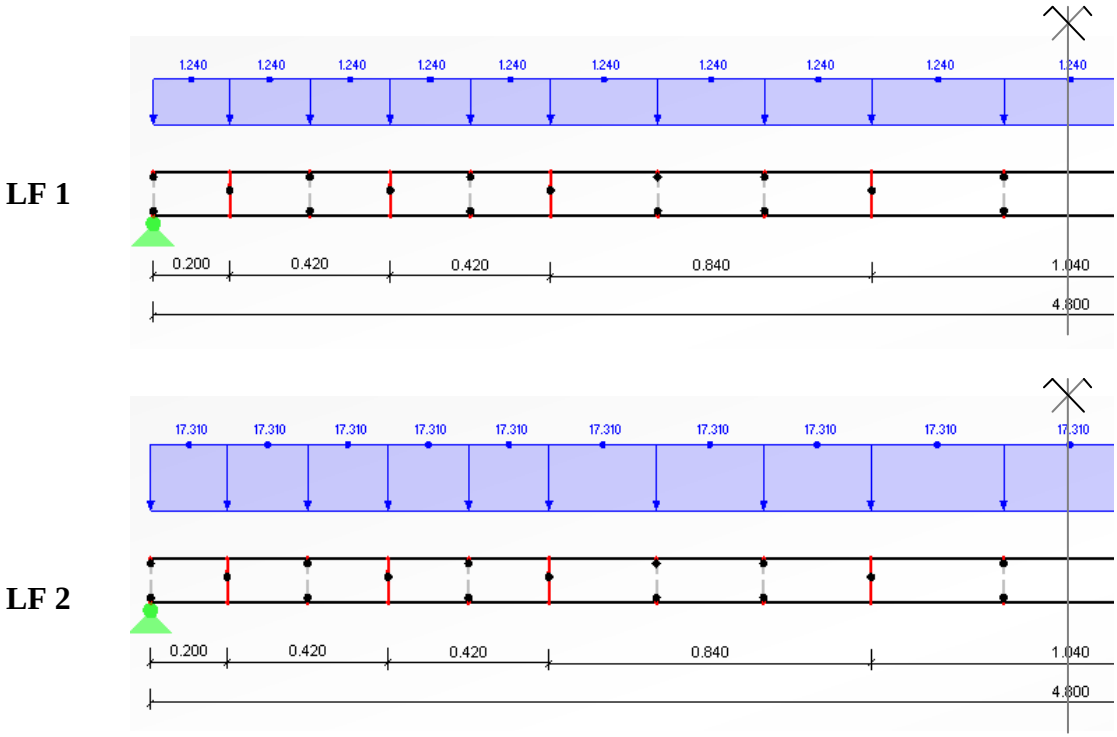

Abb.77: Stabwerksmodell zum Versuchskörper RD – 1 [kN/m]

Die Vorgangsweise entspricht jener in 5.1.2 – allerdings mit dem Unterschied – dass die Verbundkomponenten als Biegestäbe mit Materialeigenschaften definiert sind (schwarz) und die Verbundmittel mit dem Stabtyp „Steifigkeiten“ modelliert werden (rot).

Zu den Kopplungen ist noch hinzuzufügen, dass deren Länge – im Gegensatz zum Schubanalogie-Verfahren – hier nicht frei gewählt werden kann, da der Beton- und Holzquerschnitt in deren Schwerlinien positioniert sind.

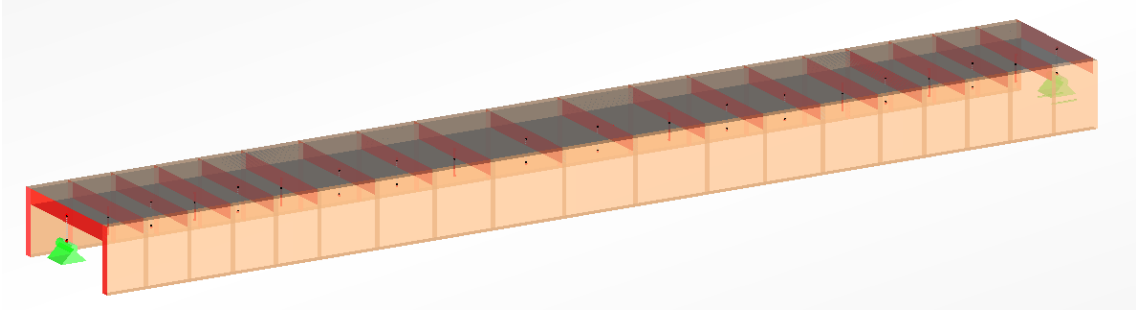

Abb.78: axonometrische Darstellung des Stabwerksmodelles

Im Sinne einer konsistenten Arbeitsweise wurde das Eigengewicht der Konstruktion in einem eigenen Lastfall (LF 1) berücksichtigt (siehe Abb.77). Die Schnitt- und Verformungsgrößen in den Teilquerschnitten können in Abb.79 – Abb.82 direkt aus dem Modell abgelesen werden.

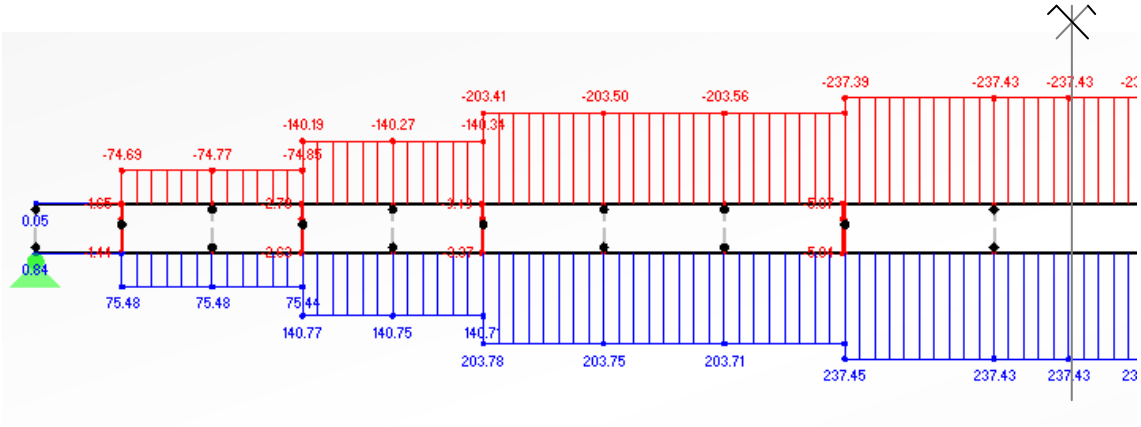

Abb.79: Normalkraftverlauf des Stabwerksmodelles [kN]

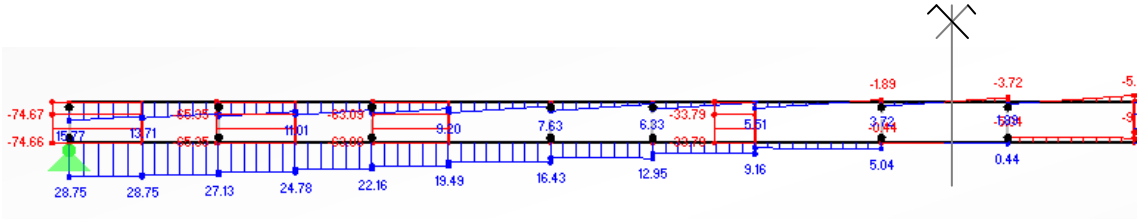

Abb.80: Querkraftverlauf des Stabwerksmodelles [kN]

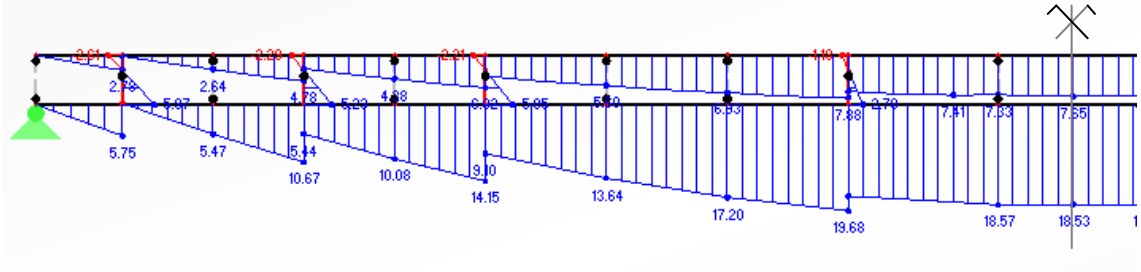

Abb.81: Momentenverlauf des Stabwerksmodelles [kNm]

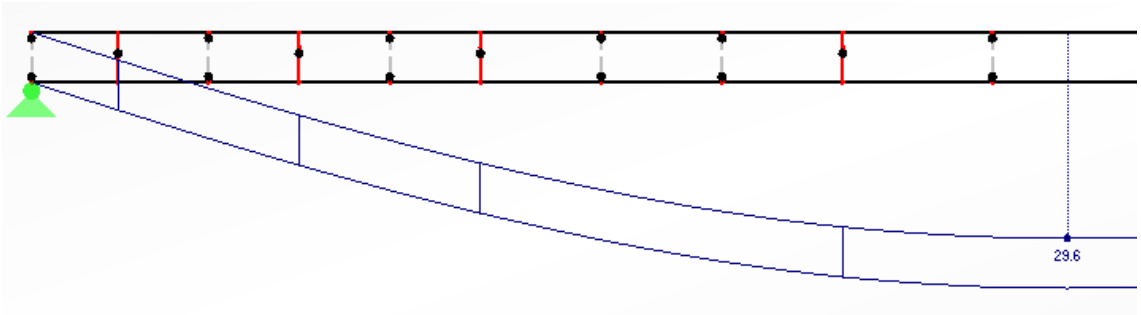

Abb.82: Verformungsverlauf des Stabwerksmodelles [mm]

Wie in Abb.82 zu erkennen ist, entspricht die Verformung – bei der definierten Referenzlast – wieder jener in Tab.10. Der gewählte Verschiebungsmodul mit 540,6 kN/mm ähnelt jenem des Schubanalogie – Verfahrens mit modifizierter Steifigkeit über die Trägerlange (508 kN/mm). Aufgrund dieser Analogie wird der ermittelte Verschiebungsmodul anhand des Stabwerksmodelles für weitere Berechnungen herangezogen.

$$\boldsymbol{K_{ser} = 540,6\ kN/mm} \tag{98}$$

Die Sprünge im Normalkraftverlauf der Teilquerschnitte (siehe Abb.79) resultieren aus den Schubkräften, die in den Kerven übertragen werden. Durch die exzentrische Lasteinleitung dieser Schubkräfte folgen weiters Sprünge in der Momentenverteilung (siehe Abb.81). Diese lokalen Einflüsse auf die Schnittgrößen müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden, um eine Fehleinschätzung des Systems zu vermeiden.

Wenn man beispielsweise den Sprung im Momentenverlauf im Bereich der Kerve K4 betrachtet, erkennt man, dass dort die größte Momentenbeanspruchung – in einem geschwächten Bereich des LVL – Trägers – vorherrscht. Somit wäre der Querschnittsnachweis dieser Stelle und nicht jener in Feldmitte maßgebend.

Um den Versagensmechanismus der in 3.6 erwähnten Vorhölzer nachzuvollziehen, wird der Normalkraftverlauf näher betrachtet. Dabei erfährt das äußerste Vorholz die größte Schubbeanspruchung.

$$f_{v,k} = 0{,}41\ kN/cm^2 \quad \text{…siehe Tab.1} \tag{99}$$

$$\tau_k = \frac{75{,}48}{2*3{,}9*30} = 0{,}32\ kN/cm^2 < f_{v,k} \tag{100}$$

Trotz Versagen der Vorhölzer im Rahmen des Bauteilversuches wurde – rechnerisch betrachtet – die zulässige charakteristische Schubspannung nicht überschritten. Die Ursache könnte darin liegen, dass durch das Verwerfen des LVL – Trägers nach außen, nicht die gesamte Vorholzbreite für den Kontakt zur Betonkonsole aktiviert wurde (siehe Abb.43). Die minimal erforderliche Breite für die Abscherfläche des Vorholzes erhält man durch Umformen von Gleichung (100).

$$b_{krit} = \frac{75{,}48}{2*0{,}41*30} = 3{,}06\ cm \tag{101}$$

$$\Delta_b = 3{,}90 - 3{,}06 = 0{,}84\ cm = 8{,}4\ mm \tag{102}$$

Bei einer Verringerung Kontaktbreite um 8,4 mm kann es theoretisch auf diesem Lastniveau zu einem Schubversagen des Vorholzes kommen. Wenn man die Verwerfung in Abb.43 näher betrachtet, befindet sich diese möglicherweise in der Größenordnung des erwähnten kritischen Differenzmaßes in Gleichung (102).

Aufgrund dieser Annahme muss bei den vorbeugenden Maßnahmen für die heiße Witterung des SVB darauf geachtet werden, dass beim Berieseln die LVL – Träger von einem übermäßigem Feuchteeintrag zu schützen sind. Bei voller Aktivierung der Kontaktfläche mit der Betonkonsole kann von dem äußersten Vorholz folgende Normalkraft aufgenommen werden.

$$N_{krit} = 0{,}41 * 2 * 3{,}8 * 30 = \ 93{,}48\ kN \tag{103}$$

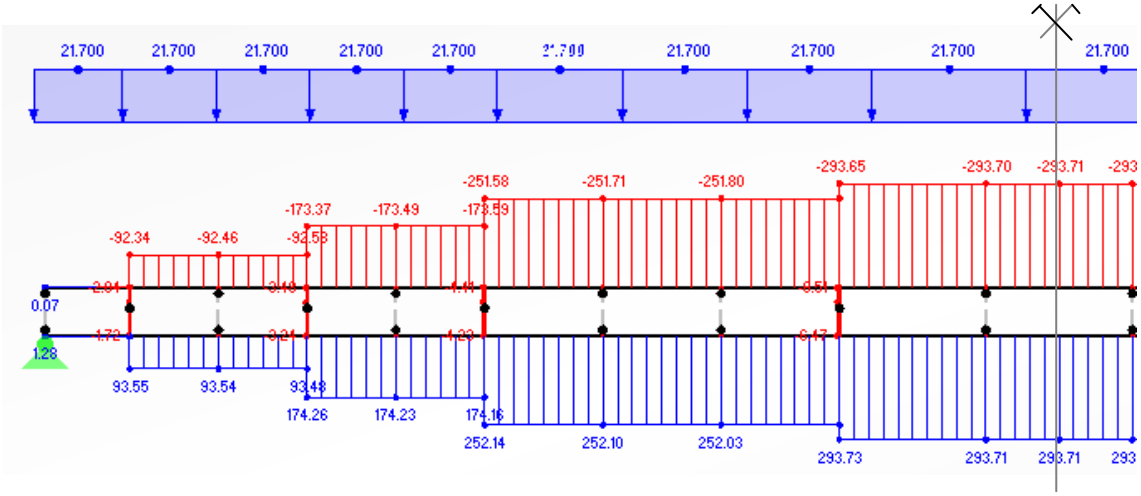

Abb.83: Normalkraftverlauf bei voller Ausnutzung der zulässigen Schubspannung im äußersten Vorholz [kN]

Die in Gleichung (103) berechnete Normalkraft wird im Stabwerksmodell dann erreicht, wenn unter Berücksichtigung des Eigengewichtes eine konstante Gleichlast von 21,7kN/m aufgebracht wird. Umgerechnet auf die Einzellast am Prüfzylinder ergibt diese Streckenlast:

$$F_{krit,Vorholz} = \frac{\frac{21{,}7 * 4{,}8^2}{8}}{1{,}44} = \ 43{,}40\ kN \tag{104}$$

Aufgrund der Kontaktproblematik wurden somit in diesem Bauteilversuch etwa 78% jenes Lastniveaus erreicht, bei der es laut Stabwerksmodell zu einem Schubversagen des äußersten Vorholzes kommt. Im Folgenden wird der Versuchskörper RD – 1 mit einer FE – Simulation untersucht. Anschließend werden die numerisch ermittelten Spannungen mit jenen des Stabwerksmodells verglichen.

5.1.4 Numerische Analyse anhand der Finite – Elemente – Methode

Für die numerische Analyse der Versuchsdecke RD – 1 wurde eine RFEM 5.07.15 Studentenversion verwendet [28]. Die Verbunddecke wurde mit Volumenkörpern modelliert, mit welchen es möglich ist, die Orthotropieeigenschaften der LVL – Träger bzw. die Kontakteigenschaften in der Verbundfuge zu definieren.

Die Volumenkörper, die in RFEM 5 zur Verfügung stehen, werden weiters für eine realitätsnahe Abbildung der Konstruktion in Steifigkeitstypen unterteilt. Im Folgenden werden nur die herangezogenen Elemente angeführt:

- Material: Volumenkörper mit dem jeweiligen Materialmodell
- Kontakt: wird für die Beschreibung der Kontakteigenschaften zwischen zwei Flächen verwendet
- Null: dieser Volumenkörper wird mitsamt der darauf wirkenden Belastung in der Berechnung nicht berücksichtigt. Eine Anwendung dieser Elemente ist vorteilhaft, wenn man das Gesamtsystem bei einem Entfall dieser Elemente untersuchen möchte, ohne sie löschen zu müssen

Die jeweiligen Materialien des Versuchskörpers wurden hinsichtlich ihrer Geometrie gemäß der Angaben in Abb.32 modelliert. Für die Kontakteigenschaften zwischen den Elementen wurden Kontaktvolumina angeordnet, welche eine Dicke von 1 cm aufweisen. In Abb.84 bis Abb.86 ist zu sehen, dass sowohl die Aufdoppelungen, als auch die Heraklith – Platten mitsamt deren Kontaktvolumina zum LVL bzw. SVB rot dargestellt sind. Das signalisiert, dass diese Elemente vorerst als Nullvolumen definiert wurden und bei Bedarf für eine numerische Simulation herangezogen werden können. Die Intention bestand darin, das Modell aufgrund der Nachvollziehbarkeit – aber auch der erforderlichen Rechenleistung – zu vereinfachen.

Somit fließen rechnerisch nur mehr die beiden LVL – Träger, der SVB – Körper und die Verbundmittel in die Steifigkeit des Gesamtquerschnittes ein. Hinsichtlich der Kontakteigenschaften wurden nur im Bereich der Kerven (allseitig) Kontaktvolumina angeordnet (siehe Abb.86). Aufgrund der Spaltproblematik in den LVL – Trägerbereichen ohne Kerven (siehe 3.6) wurde der Haftverbund zum SVB vernachlässigt, was dazu führte, dass keine Modellierung von Kontaktvolumen in diesen Deckenabschnitten erfolgte (siehe Abb.85).

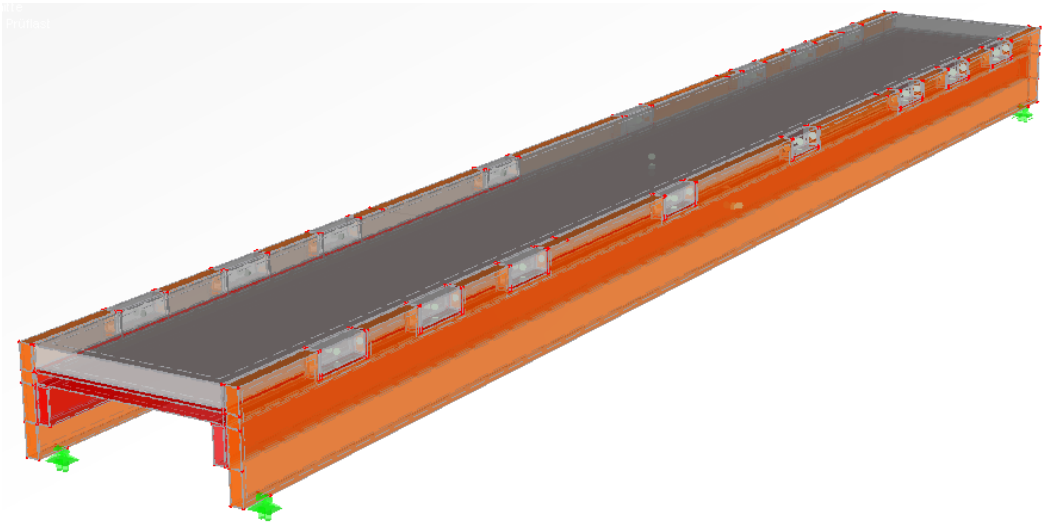

Abb.84: FE – Modell der Versuchsdecke RD – 1 in axonometrischer Darstellung

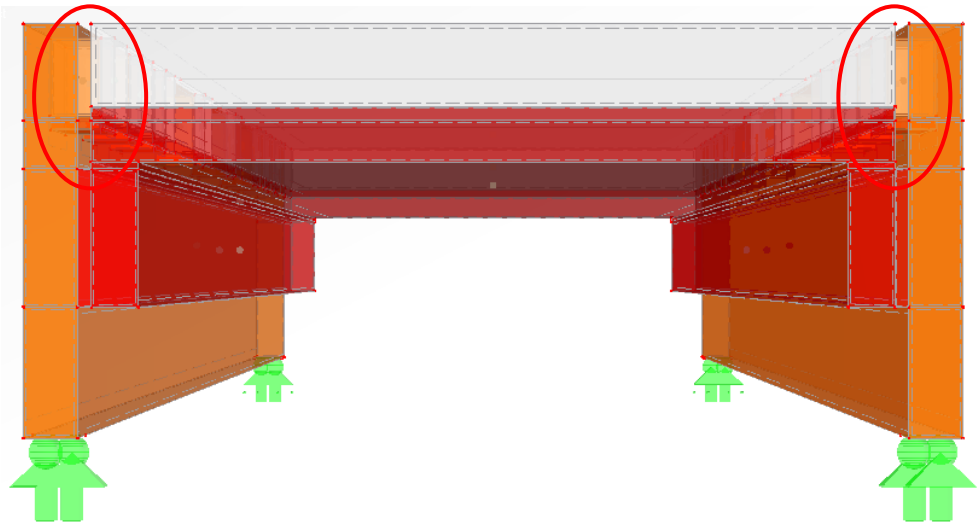

Abb.85: Querschnitt und Untersicht des FE – Modelles der Versuchsdecke RD – 1

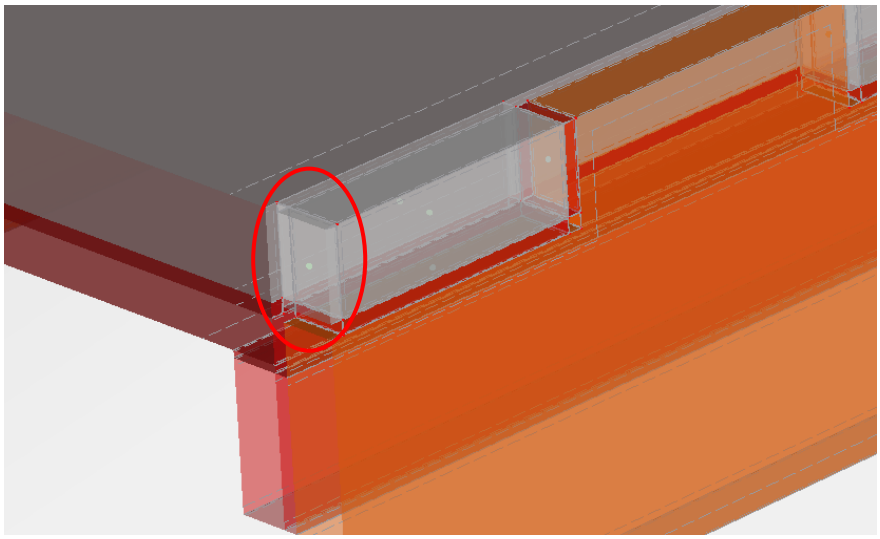

Abb.86: 3D – Schnitt im Bereich des Kontaktvolumens der äußersten Kerve

In Abb.86 ist ein detaillierter 3D – Schnitt der Kervenausbildung dargestellt. Hier werden nur die nach außen orientierten Kontaktvolumina (siehe rote Markierung) in Rechnung gestellt. Der Grund für diese Vereinfachung ist die Relativverschiebung in der Verbundfuge, wobei die Betonkonsolen nach außen gegen die Vorhölzer gepresst werden und somit kein Verbund mehr zu den – nach innen orientierten – Kervenflanken existiert.

Bezüglich der Unterkante der Kervenverbindung (auf Höhe der Scherfläche), konnte auch hier das Kontaktvolumen mit der Steifigkeit „Null“ definiert werden, da aufgrund der geringen Länge der Kerven die Gleitreibung vernachlässigbar klein ist.

Für die Materialien wurde beim SVB ein isotrop linear elastisches Materialverhalten und für die LVL – Träger das Modell „Orthotrop elastisch 3D“ festgelegt. Ein linear elastisches Verhalten wurde gewählt, weil bei sämtlichen Versuchsdecken (bis zum Auftreten der ersten Schubbrüche), ein proportionaler Zusammenhang des Kraft – Verformungs – Verlaufes vorliegt. In Tab.11 und Tab.12 sind die Eingangswerte für die Materialmodelle zusammengefasst.

Tab.11: Materialmodell für die LVL – Träger / Stora Enso / Typ „S“ (Orthotrop elastisch 3D“)

Elastizitätsmodul	E_x =	81,80	kN/cm²
	E_y =	**1169,00**	**kN/cm²**
	E_z =	42,00	kN/cm²
Schubmodul	**G_{yz} =**	**60,00**	**kN/cm²**
	G_{xz} =	4,20	kN/cm²
	G_{xy} =	62,30	kN/cm²
Querdehnzahl	ν_{yz} =	0,554	-
	ν_{xz} =	0,599	-
	ν_{xy} =	0,055	-
	ν_{zy} =	0,020	-
	ν_{zx} =	0,308	-
	ν_{yx} =	0,786	-

Tab.12: Materialmodell für den SVB C45/55 (isotrop linear elastisch)

Elastizitätsmodul	E =	3600,00	kN/cm²
Schubmodul	G =	1500,00	kN/cm²
Querdehnzahl	ν =	0,20	-

Für das Materialmodell der LVL – Träger des Typs „S“ konnten, abgesehen von den hervorgehobenen Parametern in Tab.11, keine Werte in den technischen Datenblättern gefunden werden. Für eine realitätsnahe FE – Berechnung ist jedoch eine genaue Definition des Materialmodelles erforderlich.

Hierfür wurde in weiterer Folge eine Strukturannahme getroffen. In 3.2 wurde bereits erläutert, dass es sich beim Holzwerkstoff LVL, um Nadelholz – Schälfurniere handelt. Da beim Furnierschichtholz Typ „S“ sämtliche Furnierlagen dieselbe Faserrichtung aufweisen, wurden die anatomischen Richtungen des LVL – Trägers gemäß Abb.87 festgelegt.

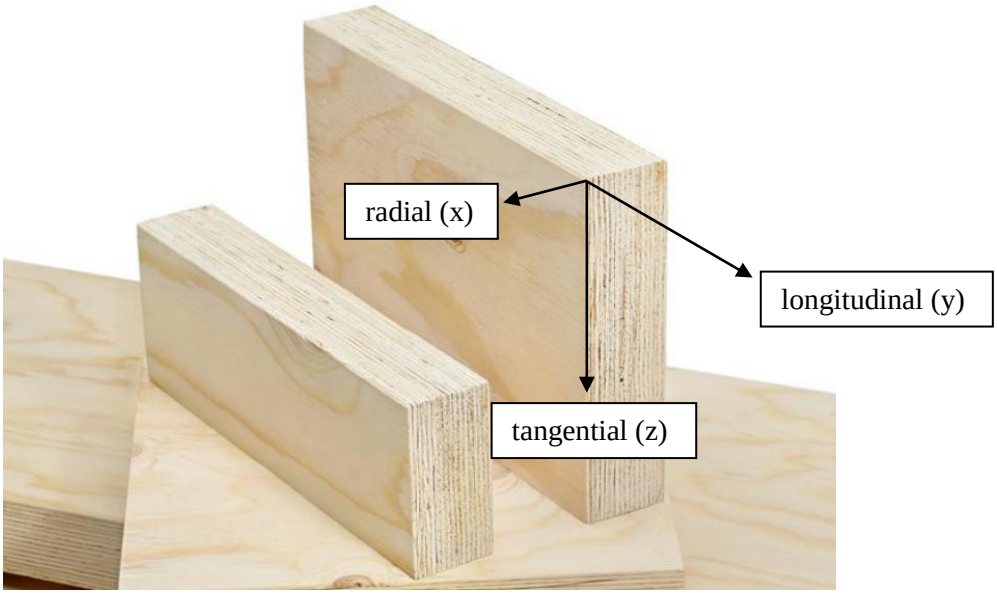

Abb.87: Festlegung der Faserorientierung des LVL – Trägers, *Quelle:* www.storaenso.com **[33]**

Wie auch in Abb.87 ersichtlich, wurde angenommen, dass die Schälung der Furniere bei den Versuchskörpern stets in Tangentialrichtung verläuft. Durch diese Annahme sind in weiterer Folge die beiden anderen Achsen bereits definiert. Der Grund, warum die beiden Achsen „x“ und „y“ vertauscht sind, liegt darin, dass die FE – Modellierung bereits anhand dieses Koordinatensystems erfolgte. Dies wurde auch beim Materialmodell berücksichtigt.

In einer Dissertation von *Neuhaus* [12] wurden unter anderem Elastizitätszahlen von Fichtenholz ermittelt, welche im Materialmodell in Tab.11 berücksichtigt wurden. Hierbei ist jedoch anzumerken, dass die letzten drei Querdehnzahlen (ν_{zy}, ν_{zx}, ν_{yx}) automatisch von RFEM generiert wurden und von den Werten in der Literatur abweichen. Das Materialmodell wird allerdings als hinreichend genau angenommen.

Betreffend der FE – Netzgenerierung wurde eine globale Elementlänge von 3cm gewählt, weil bei einer weiteren Verfeinerung eine zu hohe Rechenleistung erforderlich war. Laut Softwarehersteller sollte eine Mindestanzahl von vier Elementen zwischen den Randlinien einer Fläche nicht unterschritten werden. Für die kleinsten Abstände der Randflächen, welche bei den Kontaktvolumina (1cm Dicke) vorliegen, ist für die Erzielung genauerer Ergebnisse, eine Elementlänge von 2,5 mm einzuhalten. Die Verformung von 32 mm in Feldmitte (Abb.88), welche über jener Referenzverformung in Tab.10 liegt (29,6mm), lässt darauf schließen, dass die Steifigkeitswerte – bedingt durch die angenommenen Elastizitätszahlen – etwas geringer ausgefallen sind.

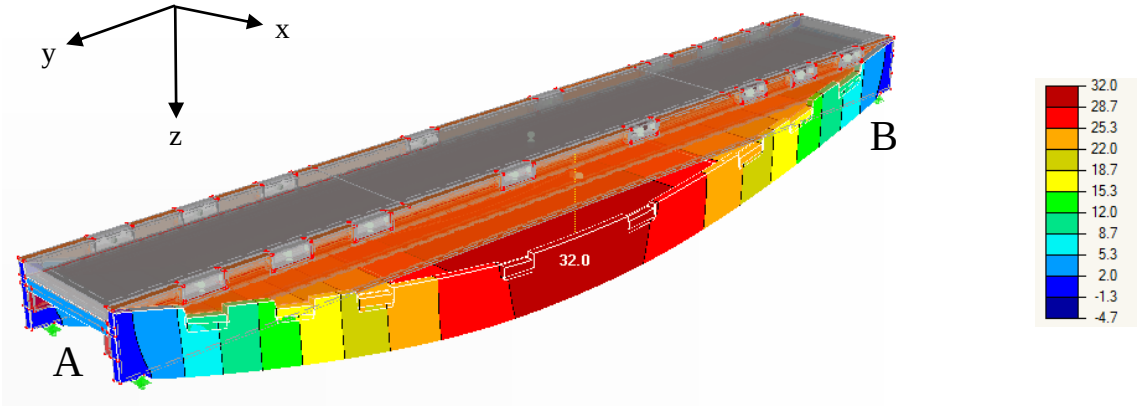

Abb.88: Verformungsverlauf der Versuchsdecke RD – 1 anhand der numerischen Berechnung [mm]

Bei einer Differenz von 2,4 mm kann aber auch die Vorverformung des Versuchskörpers vor der Erfassung der Vertikalverschiebung – im Rahmen des Bauteilversuches (erst ab 2kN, siehe 3.4) – einen Einfluss haben. Aus dem genannten Grund wurde die Verformung der numerischen Berechnung als hinreichend genau angenommen. Im Folgenden werden die numerisch berechneten Spannungsverläufe grafisch dargestellt.

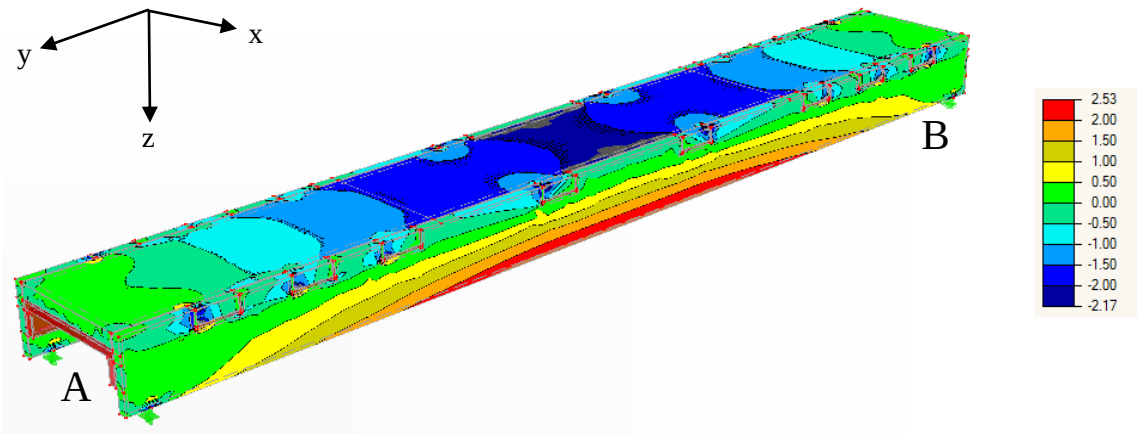

Abb.89: Normalspannungsverlauf der Versuchsdecke RD – 1 anhand der numerischen Berechnung [kN/cm²]

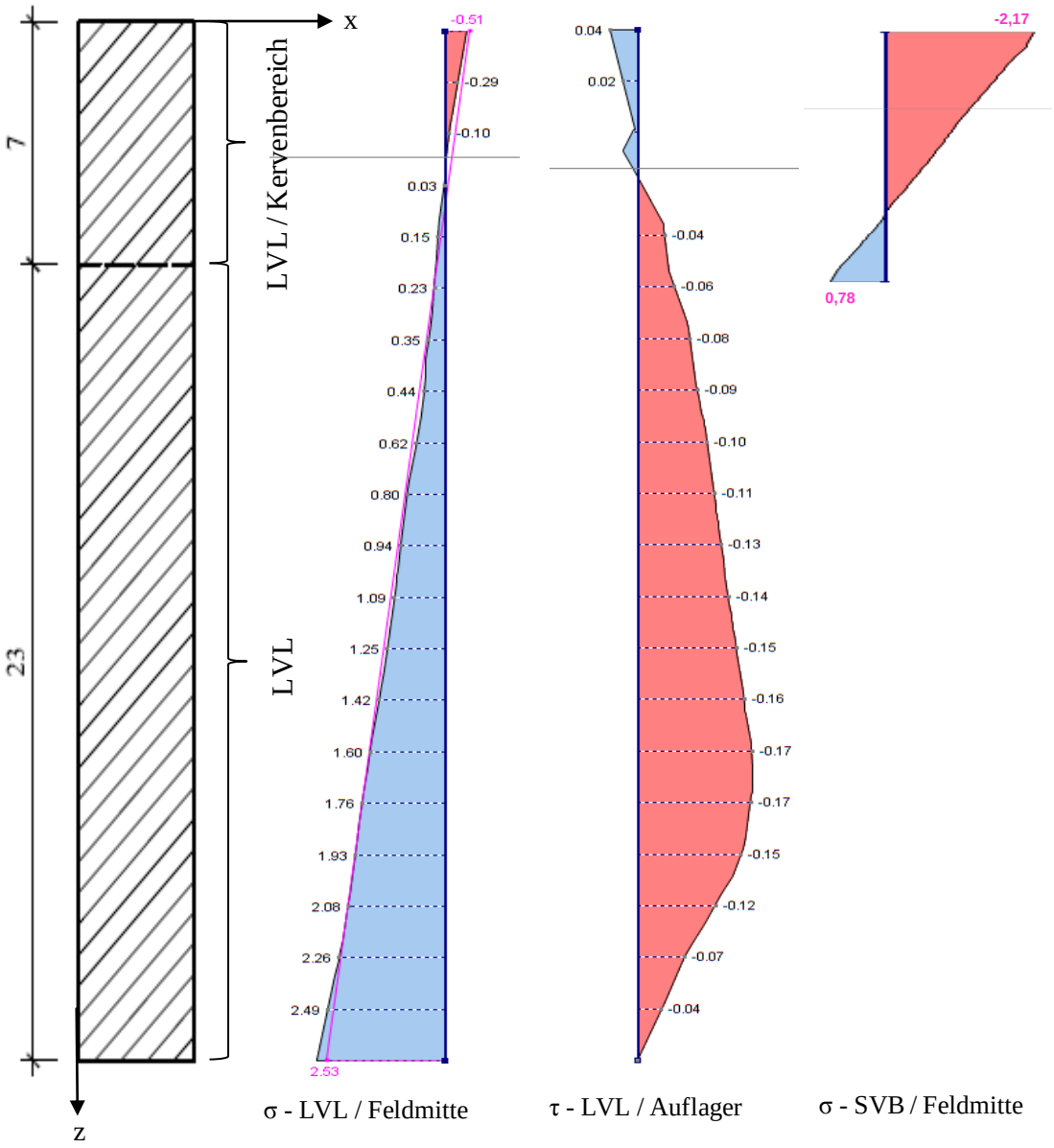

Abb.90: Spannungsverläufe im LVL und SVB aus der numerischen Berechnung [kN/cm²]

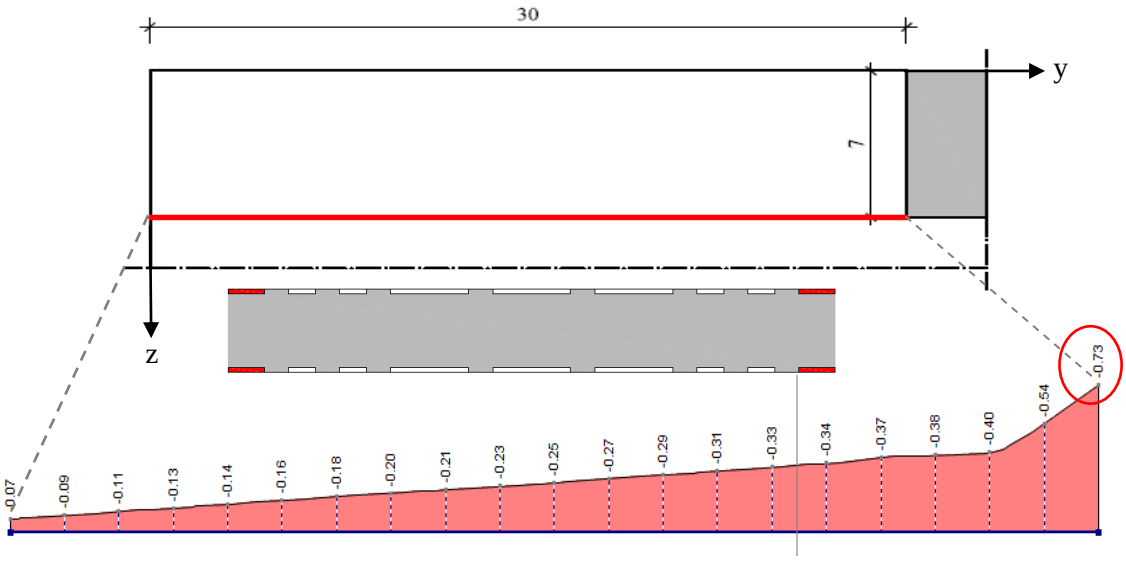

Abb.91: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_1 auf Höhe der Scherfläche [kN/cm²]

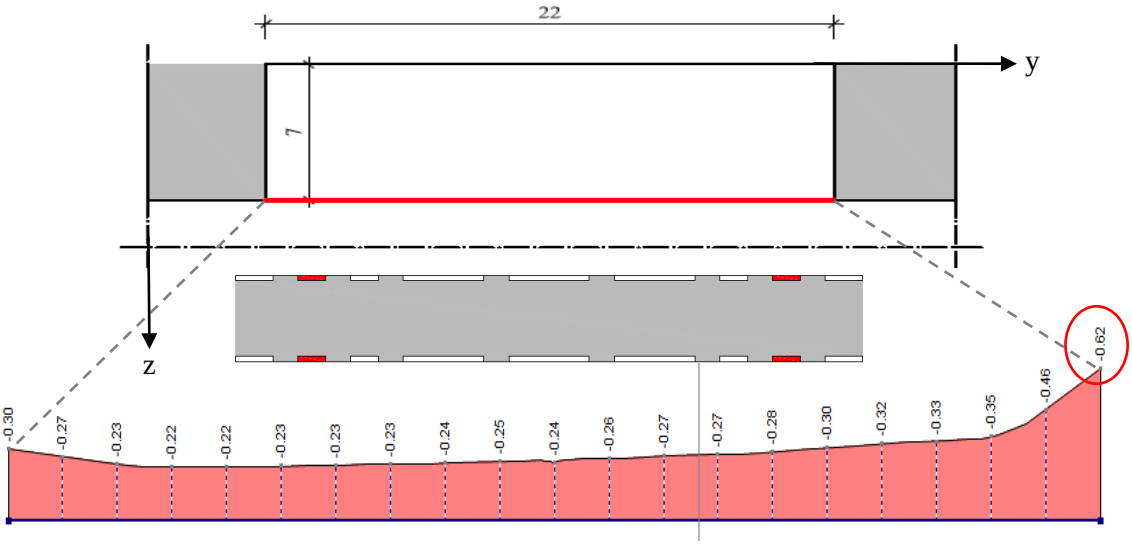

Abb.92: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_2 auf Höhe der Scherfläche [kN/cm²]

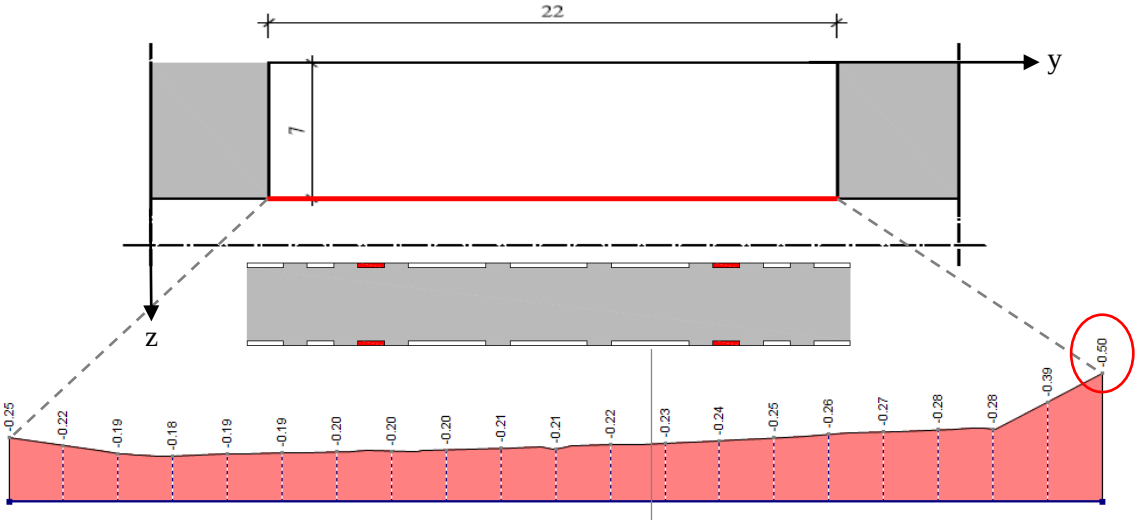

Abb.93: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_3 auf Höhe der Scherfläche [kN/cm²]

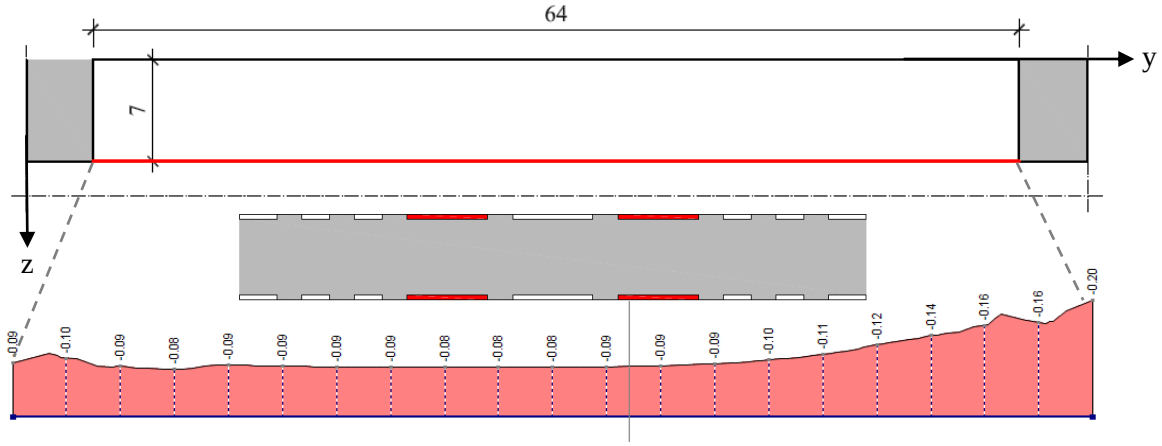

Abb.94: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_4 auf Höhe der Scherfläche [kN/cm²]

Für die Verifizierung der ermittelten Spannungen aus Abb.90 – Abb.94 werden in weiterer Folge die Spannungen des Stabwerksmodelles gemäß 5.1.3 berechnet:

Feldmitte ($x = 2,40\ m$)

SVB:

$N_{SVB} = -237,43\ kN$ …siehe Abb.79 (105)

$M_{SVB} = +7,65\ kNm$ …siehe Abb.81 (106)

$$\sigma_{SVB,o,k} = \frac{-237,43}{474,60} - \frac{7,65}{1937,95} * \frac{7,0}{2} = -1,88\ kN/cm^2 \quad (107)$$

$$\sigma_{SVB,o,k} = \frac{-237,43}{474,60} + \frac{7,65}{1937,95} * \frac{7,0}{2} = +0,88\ kN/cm^2 \quad (108)$$

LVL:

$N_{LVL} = +237,43\ kN$ …siehe Abb.79 (109)

$M_{LVL} = +18,53\ kNm$ …siehe Abb.81 (110)

$$\sigma_{LVL,o,k} = \frac{+237,43}{234,00} - \frac{18,53}{17550} * \frac{30}{2} = -0,57\ kN/cm^2 \quad (111)$$

$$\sigma_{LVL,o,k} = \frac{+237,43}{234,00} + \frac{18,53}{17550} * \frac{30}{2} = +2,60\ kN/cm^2 \quad (112)$$

Auflager ($x = 0,00\ m$)

LVL:

$V_{LVL} = +28,75\ kN$ …siehe Abb.80 (113)

$$\tau_{LVL,max} = \frac{3 * 28,75}{2 * 7,8 * 30} = 0,18\ kN/cm^2 \quad (114)$$

Tab.13: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse / Versuchsdecke RD – 1

Position	Spannung	Stabwerksmodell	FE – Berechnung	Abweichung [%]
LVL (Feldmitte)	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	-0,57	-0,51	10,5
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	+2,60	+2,53	2,7
LVL (Auflager)	$\tau_{LVL,max}$ [kN/cm²]	0,18	0,17	5,6
SVB (Feldmitte)	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	-1,88	-2,17	13,4
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	0,88	0,78	11,4

In der Tab.13 wurden die Berechnungsergebnisse des Stabwerksmodelles und der FE – Berechnung gegenübergestellt. Dabei ist zu erkennen, dass – trotz der Strukturannahmen des Furnierschichtholzes, einer groben Netzstruktur, der Vereinfachung des FE – Modells und der Approximation des Verschiebungsmoduls der Kervenverbindungen für das Stabwerksmodell – die Abweichungen nur gering ausfallen.

Die Abweichungen zwischen den beiden Berechnungsmethoden schwanken in diesem Fall zwischen etwa 3 und 13%. Aus den Spannungsergebnissen kann auch entnommen werden, dass jene Werte des Stabwerksmodells, mit Ausnahme der Druckspannung im Beton, höher ausfallen.

Auch der Versagensmechanismus der Vorhölzer konnte mit diesem Berechnungsmodell bestätigt werden. In Abb.91 bis Abb.94 kann man gut die immer größer werdende Schubspannung entlang der Scherfläche ablesen, wobei jene des Vorholzes K_1 (Abb.91) den zulässigen Wert (0,41 kN/cm², siehe Tab.1) überschreitet.

Diese Abstufung der Schubübertragung entlang der Deckenlänge bestätigt auch die Sprünge im Normalkraftverlauf des Stabwerksmodelles (siehe Abb.79). Somit kann auch die Frage der Versagensreihenfolge der hintereinander liegenden Vorhölzer in 3.6 beantwortet werden.

Da das numerische Modell – hinsichtlich der Beschreibung des Tragverhaltens der untersuchten Deckenkonstruktion – dem baupraktischen Stabwerksmodell entspricht, können die bisherigen Erkenntnisse auf ein Durchlaufsystem (Zweifeldsystem) übertragen werden (siehe Kapitel 5.2).

5.1.5 Tragreserven der HBV-Einfeld-Rippendecke auf Gebrauchstauglichkeitsniveau

Nach der Analyse des Tragverhaltens der HBV – Rippendeckenkonstruktion, wird in weiterer Folge aufgezeigt, welche Tragreserven dieses System bei Gebrauchslasten aufweist. Hierzu werden wieder die Versuchsergebnisse des Bauteilversuches RD – 1 herangezogen. Mit Hilfe der angenäherten Durchbiegung anhand des γ - Verfahrens werden folgende zwei Fälle betrachtet:

Grenzverformung l/400

Die Beschränkung der Kurzzeitdurchbiegung auf l/400, welche näherungsweise den Verformungsanteil infolge des Langzeittragverhaltens berücksichtigt. Diese Grenzverformung wird als Eingangsgröße im γ – Verfahren verwendet, um das Verhältnis zwischen dem dazugehörigen Lastniveau und der kritischen Last (lokales Schubversagen) zu bestimmen.

Gebrauchszustand

Betrachtung eines Gebrauchszustandes, in welchem Annahmen für eine Ausbau- sowie Nutzlast für Büroflächen gemäß ÖNORM EN 1991 – 1 – 1 [23] getroffen werden.

Die einwirkende Gleichlast unter charakteristischer Einwirkungskombination gemäß ÖNORM EN 1990 [22] wird in eine Einzellast je Prüfzylinder umgerechnet, deren Moment eine Umhüllende des parabelförmigen Verlaufes aus der Gleichlast hervorruft. Diese Einzellast (Eingangsgröße) kann dann anschließend mit der Prüflast verglichen werden.

Fall 1 – Grenzverformung

$$l = 480\ cm = 4{,}80\ m \tag{115}$$

$$\frac{\boldsymbol{l}}{\boldsymbol{400}} = 1{,}2\ cm = \boldsymbol{12mm} \tag{116}$$

Fall 2 – Gebrauchslast

$$g_{k,HBV-Decke} = 1{,}24\ kN/m \quad \text{…siehe Gleichung (17)} \tag{117}$$

$$g_{k,Ausbau} = 1{,}60 * 0{,}678 = 1{,}08\ kN/m \quad \text{…[18]} \tag{118}$$

$$q_{k,Büro} = (3{,}0 + 0{,}8) * 0{,}678 = 2{,}58\ kN/m \quad \text{…[18]} \tag{119}$$

$$E_d = 1{,}24 + 1{,}08 + 2{,}58 = 4{,}90\ kN/m \quad \text{…[22]} \tag{120}$$

$$a = 144\ cm = 1{,}44\ m \tag{121}$$

$$\boldsymbol{E_{d,je\ Prüfzylinder}} = \frac{\frac{(4{,}90 * 4{,}80)^2}{8}}{1{,}44} = \boldsymbol{9{,}80\ kN} \tag{122}$$

Mit den Gleichungen (116) sowie (122) wurden somit die Eingangsgrößen bestimmt. Mit Hilfe des rechnerisch angenäherten Verformungsverlaufes durch das γ – Verfahren ist es nun möglich, durch den proportionalen Zusammenhang im linear elastischen Materialbereich, die konjugierten Arbeitsgrößen zu berechnen.

In Abb.95 sind die Berechnungen der Fälle 1 und 2 anhand des γ – Verfahrens dargestellt. Die Kraftgröße F_{krit} mit 33,90 kN (entspricht bei dieser Versuchsanordnung einer Gleichlast von 16,95 kN/m) stellt hierbei das maximale Lastniveau dar, in welchem das erste Schubversagen in den Vorhölzern aufgetreten ist. Die zugehörige Verformung w_{krit}, welche sich aus dem Schnittpunkt der Prüflast mit der linearen Annäherung ergibt, beträgt 27,90 mm (rot).

Zunächst wird der Fall 1 betrachtet (blau)y. Hierbei wird die Grenzverformung unter Berücksichtigung der Langzeiteinwirkungen voll ausgenutzt. Die Eingangsgröße $w_{l/400}$ mit 12mm (Gleichung (116)) entspricht dabei einer Einzellast von 15,70 kN je Prüfzylinder. Setzt man die Last ins Verhältnis zu F_{krit}, ist ersichtlich, dass auf diesem Lastniveau eine Tragreserve von 44 % verbleibt.

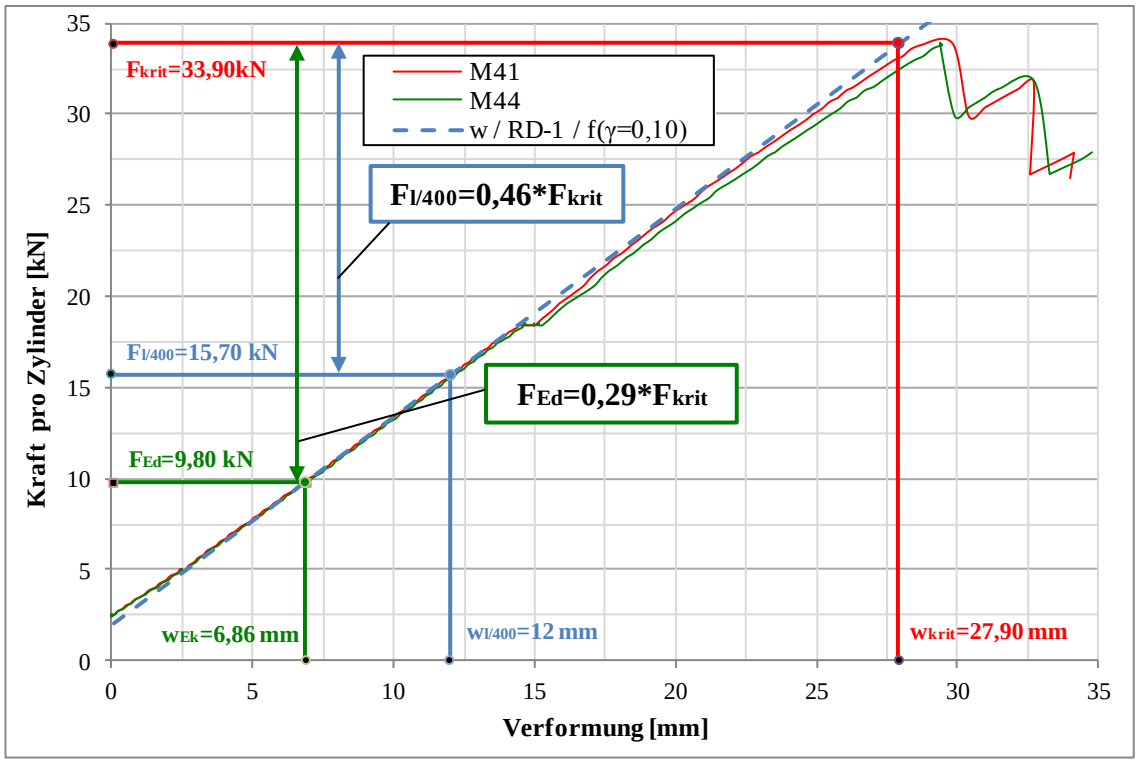

Abb.95: Darstellung der Tragreserven der HBV – Einfeld – Rippendecke im Gebrauchslastzustand

Der grüne Verlauf stellt den Fall 2 dar, in welchem die errechnete Gebrauchslast auf eine äquivalente Last je Prüfzylinder (F_{Ed} = 9,80 kN, siehe Gleichung (122)) umgerechnet wurde.

Die dazugehörige Verformungsgröße beträgt 6,86 mm, welche den zuvor festgelegten Grenzwert von 12 mm einhält. Aus Abb.95 ist weiters zu entnehmen, dass bei der angenommenen Gebrauchslast eine Tragreserve von 71 % vorliegt.

5.2 Übertragung der HBV – Einfeld – Rippendecke auf ein Durchlaufsystem

5.2.1 Anpassung des FE – Modells

Die Anpassung des FE – Modells (gemäß 5.1.4) auf einen Zweifeldträger erfolgte durch das Spiegeln sämtlicher Volumenkörper um die x – Achse. Das festgelegte Koordinatensystem wurde, basierend auf der erwähnten Strukturannahme, bereits in Abb.87 angeführt.

Wie in Abb.96 dargestellt, entspricht die Anordnung der Kervenverbindungen je Feld jener der Einfeld - Rippendecke. Für eine einfache Lokalisierung der kritischen Spannungsbereiche, erfolgte hier wieder eine Positionierung der Kerven mit der Namenslogik aus 3.3. Diese Übersicht kann weiters für die zukünftig geplanten Hauptversuche verwendet werden.

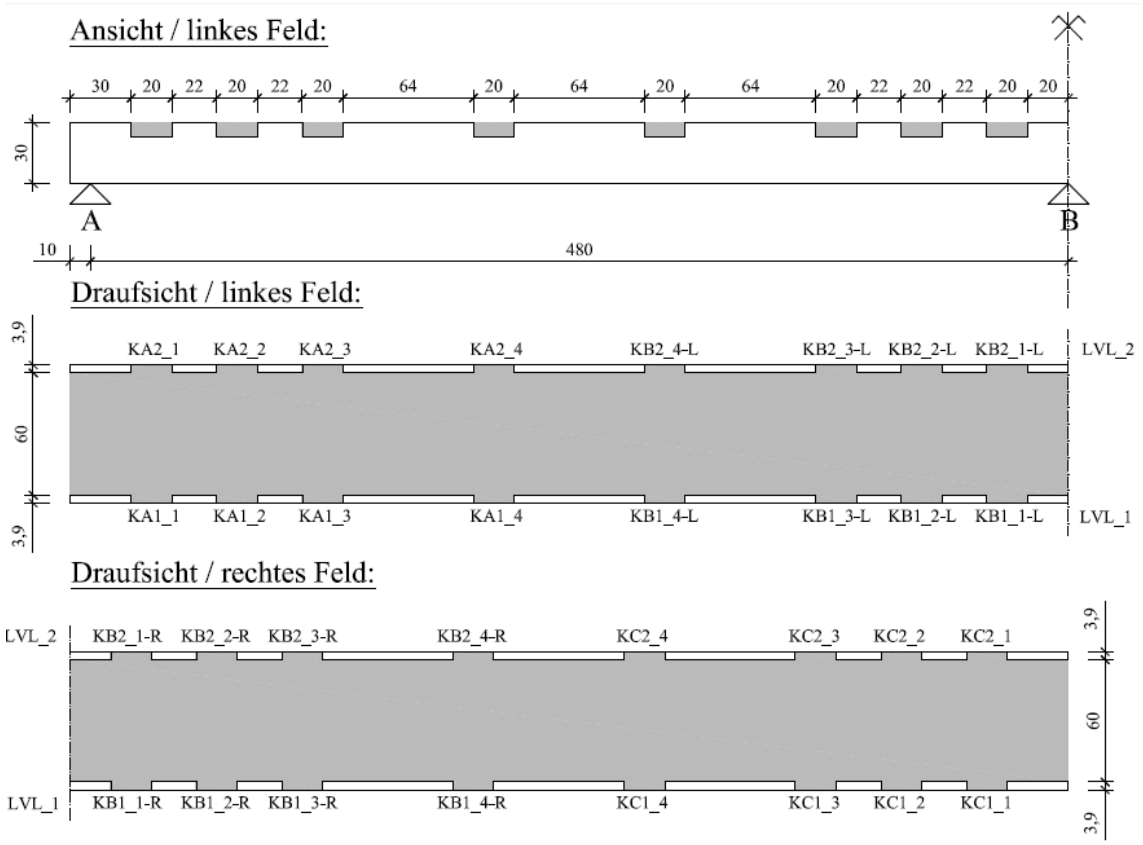

Abb.96: Geometrie des Zweifeldträgers und Positionen der Kervenverbindungen [cm]

Hinsichtlich der Volumenkörper, Kontaktvolumina, Materialmodelle sowie der FE – Netzgenerierung wurde die gleiche Modellierweise wie in 5.1.4 gewählt.

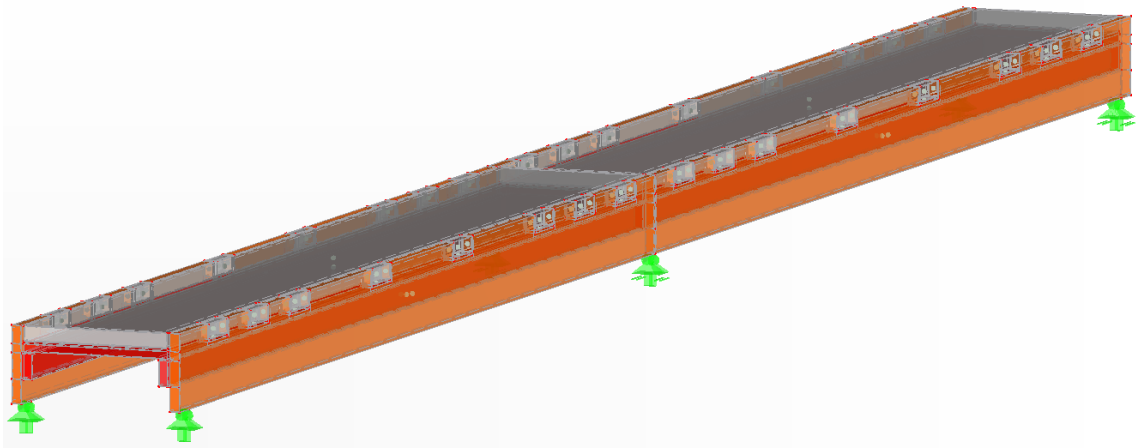

Abb.97: FE – Modell des Zweifeldsystems in axonometrischer Darstellung

5.2.2 Numerische Berechnungsergebnisse der HBV-Zweifeld-Rippendecke

Im Folgenden werden die numerischen Berechnungsergebnisse des in 5.2.1 erläuterten Durchlaufsystems zufolge einer charakteristischen Einwirkungskombination (siehe Gleichung (120)) dargestellt.

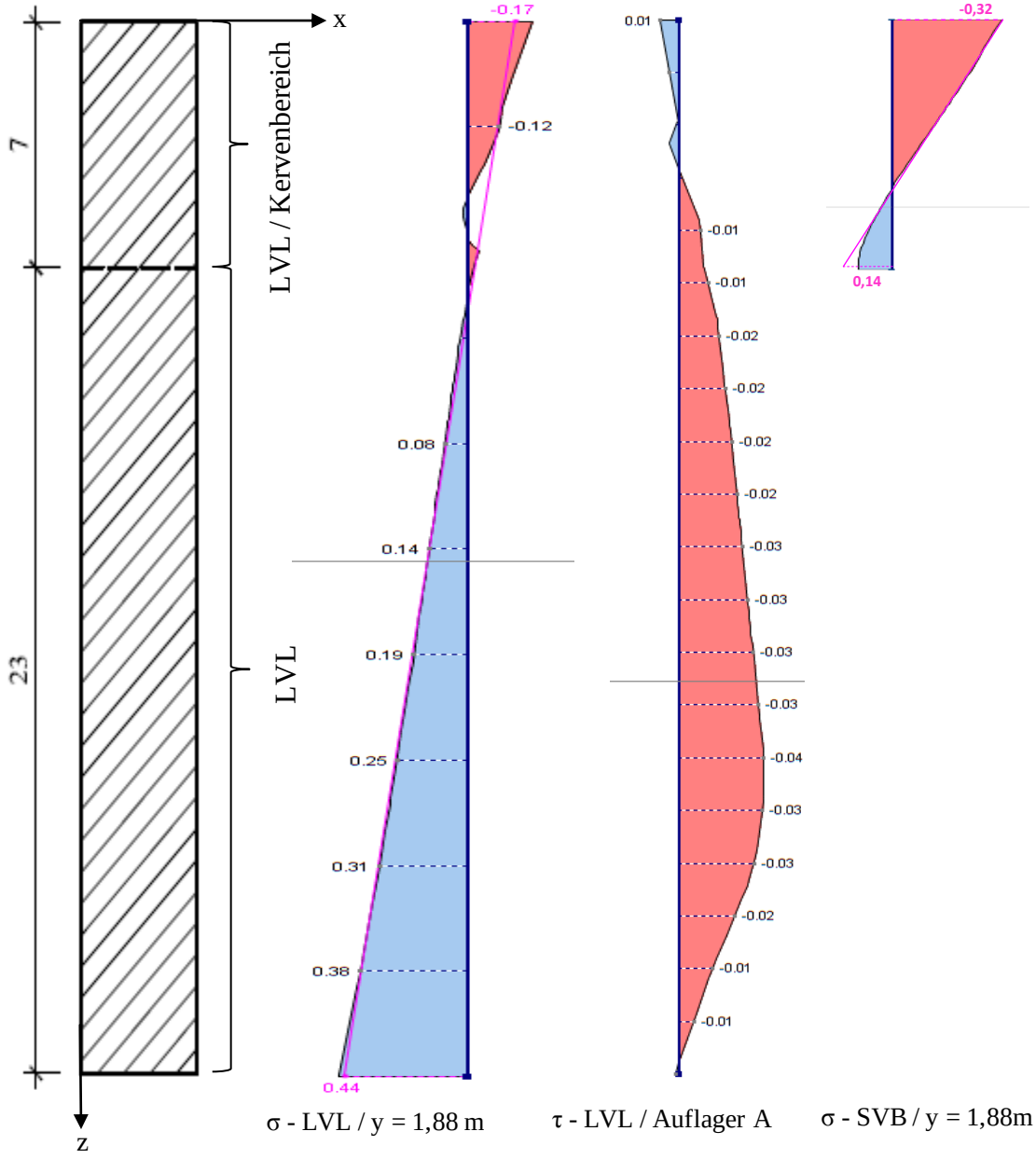

Abb.98: Spannungsverläufe im LVL und SVB im Feldbereich sowie Endauflager, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

In Abb.98 sind die Normalspannungsverläufe an der maßgebenden Stelle im Feld sowie der Schubspannungsverlauf der LVL – Träger im Endauflager dargestellt. Die Stelle mit y = 1,88 m befindet sich im geschwächten Querschnitt im Bereich der äußeren Flanke der Kerve K_4.

Der Schnitt in RFEM für die Auswertung des Spannungsverlaufes musste allerdings kurz davor gesetzt werden (y = 1,87 m, gilt auch für den SVB - Teilquerschnitt), da keine nachvollziehbare Auswertung im Bereich der Kontaktflächen möglich war. Daher erfolgt die Ermittlung der Spannungen aus dem Stabwerksmodell in 5.2.3 anhand des vollen LVL – Querschnitts (y = 1,87 m).

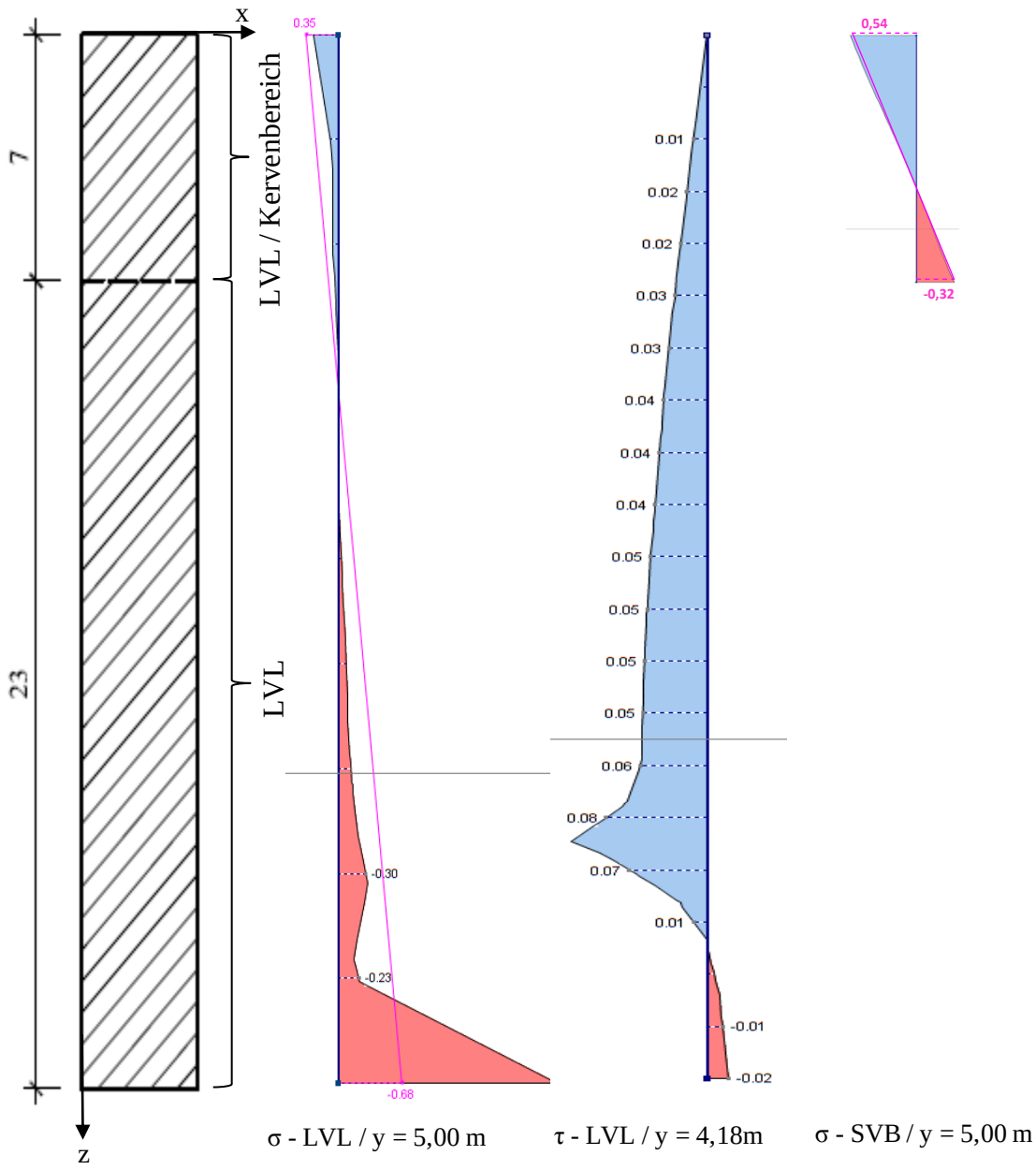

Abb.99: Spannungsverläufe im LVL und SVB im Stützbereich sowie bei V_{max}, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

In Abb.99 werden die Spanungszustände im Stützbereich veranschaulicht. Die unregelmäßigen Verläufe resultieren aus der groben FE – Netzstruktur, welche aufgrund der hohen Rechenkapazität begrenzt wurde.

Mit Hilfe von Glättungsbereichen ist es jedoch möglich, diese Ergebnisse zu interpretieren. Diese Glättung ist anhand der rosa – gefärbten Verläufe ersichtlich (gilt auch für Abb.98). Es ist weiters eine sprunghaft erhöhte Druckspannung an der Unterseite des LVL – Teilquerschnitts erkennbar. Der Anstieg resultiert aus der Deformation im Bereich der Lasteinleitung des mittleren Auflagers B. Zur Vermeidung dieses Effektes kann man für zukünftige Untersuchungen in diesem Bereich eine Steifigkeit wählen, die einem Vielfachen jener des Prüfkörpers entspricht. Bezüglich des Schubspannungsverlaufes entlang der Scherfläche im jeweiligen Vorholz wird in weiterer Folge nur der maßgebende Bereich angeführt (siehe Abb.100). Eine ausführliche Dokumentation dieser Spannungsverläufe kann im Anhang B entnommen werden.

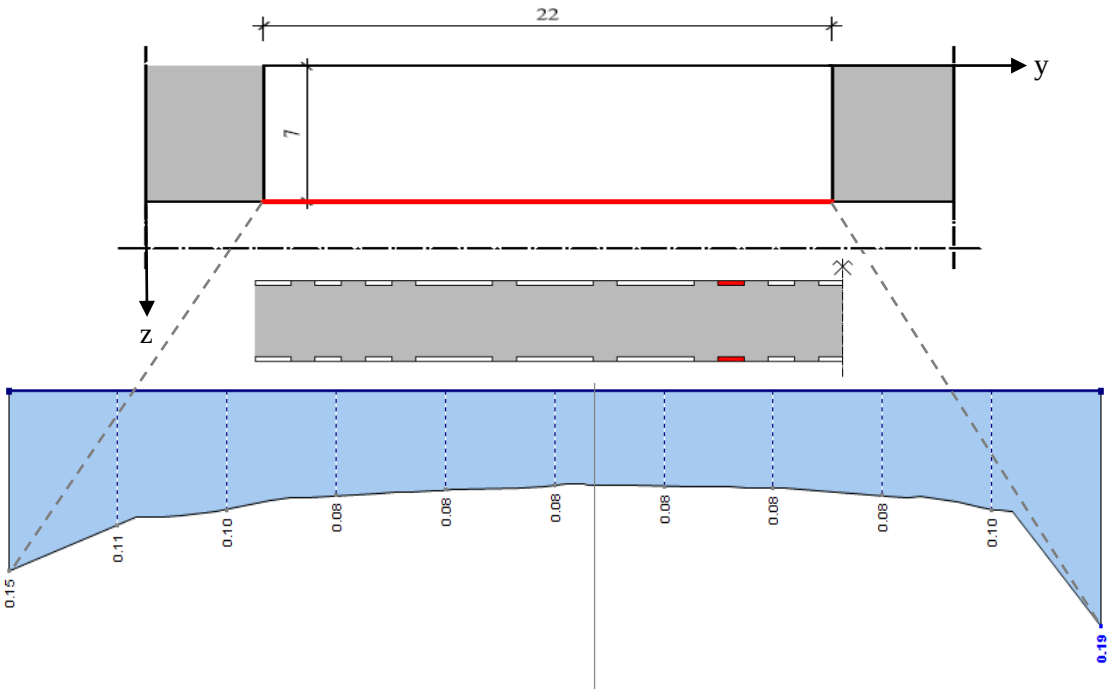

Abb.100: Schubspannungsverlauf zwischen K_2-L und K_3, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

Die größte Schubspannung liegt im Bereich des Vorholzes zwischen den Kerven K_2-L und K_3-L vor (siehe Abb.100). Diese Stelle ist auch – bei dieser Modellstruktur unter Gebrauchslast – für die Querkrafttragfähigkeit des LVL – Querschnitts maßgebend. Der dazugehörige Schubspannungsverlauf ist in Abb.99 dargestellt. In Abb.101 ist der Verformungsverlauf des Systems zu entnehmen, wobei der maximale Wert im Feldbereich 6,1 mm beträgt. Im Vergleich dazu beläuft sich die Durchbiegung des in 5.1.4 beschriebenen Einfeldsystems – bei einem gleichen Lastniveau – auf 8,5 mm. Die Differenz zeigt das günstigere Verformungsverhalten des Zweifeldträgers auf.

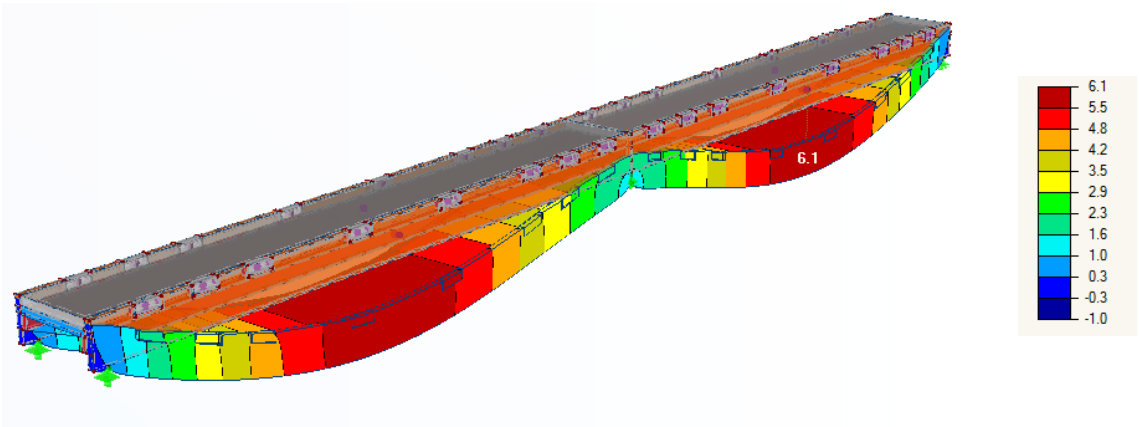

Abb.101: Verformungsverlauf der Zweifeldecke, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [mm]

In weiterer Folge werden die zuvor dargestellten Spannungen an den maßgebenden Stellen nochmals in Tab.14 zusammengefasst.

Tab.14: tabellarische Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse an den maßgebenden Stellen

Position	Spannung		zul. Spannung	Ausnutzung [%]
LVL / y = 1,88 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	-0,17	4,40	3,9
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	+0,44	4,40	10,0
SVB / y = 1,88 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	-0,32	4,50	7,6
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	+0,14	0,27	51,9
LVL / y = 5,00 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	+0,35	4,40	8,0
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	-0,68	4,40	15,5
SVB / y = 5,00 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	**+0,54**	0,27	**200,0**
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	-0,32	4,50	7,1
LVL / Auflager A	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,04	0,41	9,8
LVL / y = 4,18 m	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,07	0,41	17,1
Vorholz K_2-L / K_3-L	τ_{LVL} [kN/cm²]	**0,19**	0,41	**46,3**

Hierbei ist zu erkennen, dass bereits bei einem Gebrauchslastniveau die zulässige Biegezugfestigkeit des SVB über dem Auflager B (y = 5,00 m) überschritten wurde. Dies hat zur Folge, dass sich der SVB – Teilquerschnitt im Bereich des Auflagers B nicht mehr im linear elastischen Bereich befindet.

Der Trägerabschnitt im Stützbereich geht somit vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen – Zustand II – über. Hinsichtlich einer weiteren Laststeigerung entzieht sich dieser Tragwerksteil – zufolge der Steifigkeitsverteilung – der Tragwirkung, wodurch es zu einer Umverteilung der Schnittgrößen – sowohl innerhalb der Teilquerschnitte, als auch vom Stütz- ins Feldmoment – kommt.

Durch diese Umverteilung werden in Abhängigkeit des Rotationsvermögens des betrachteten Querschnittes jene Systemreserven aktiviert, welche in einem linear elastischen Bereich nicht genutzt werden. Für die Berücksichtigung der Rissbildung im Betonquerschnitt werden verschiedene ingenieurpraktische Modelle zur Idealisierung des Tragverhaltens angewendet.

Es ist weiters zu beachten, dass im Falle von breiten bzw. scheibenförmigen Gurten – wie das beim SVB der Fall ist – die mitwirkende Gurtbreite in Rechnung zu stellen ist. Aufgrund der auftretenden Schubverzerrungen im Gurt ist das Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes nicht mehr erfüllt, was dazu führt, dass die Biegenormalspannung in den äußeren Bereichen abnimmt.

Durch eine vereinfachte Berücksichtigung eines konstanten Spannungsverlaufes mit einer zugehörigen mitwirkenden Plattenbreite b_{eff}, kann gemäß EC 2 [24], die Druckgurtkraft hinreichend genau ermittelt werden.

Aufgrund des bisher getätigten Modellieraufwandes und der Intention, das Tragverhalten der untersuchten Konstruktion für die praktische Anwendung zu vereinfachen, wurde – für das Implementieren der Einwirkungen sowie die weiteren Berechnungen – ein Stabwerksmodell herangezogen.

Vor der Anwendung des Stabwerksmodells ist jedoch im ersten Schritt zu zeigen, dass an den betrachteten Stellen gemäß Abb.98 bis Abb.100 – unter dem betrachteten Gebrauchslastniveau (Gleichung (120)), ähnliche Spannungsverhältnisse vorherrschen. Dies wird im Anschluss in 5.2.3 gezeigt.

Betreffend des Verformungsverlaufes in Abb.101 ist anzumerken, dass der Maximalwert von 6,1 mm, nicht die Umverteilung der Schnittgrößen zufolge einer Steifigkeitsänderung beinhaltet. Es ist daher anhand des Stabwerksmodells aufzuzeigen, ob die Rissbildung im Stützbereich – bei der Betrachtung auf einem Gebrauchslastniveau – eine wesentliche Schnittgrößenumlagerung und Verformungsänderung hervorruft. Ist der Einfluss im Gebrauchszustand vernachlässigbar klein, kann mit Hilfe des entwickelten FE – Modells eine Parameterstudie betrieben werden.

5.2.3 Vergleichsberechnung anhand eines Stabwerksmodelles

Auch beim Stabwerksmodell wurde jenes Modell aus 5.1.3 in Längsrichtung gespiegelt. Im Folgenden werden die Schnittgrößenverläufe abgebildet. Das Koordinatensystem

sowie die Lasteinwirkung entspricht dabei jenem des FE – Modells. Dabei wird aufgrund der Symmetrie des Systems und der Belastung nur das linke Feld betrachtet. Die daraus ermittelten Spannungen werden weiters tabellarisch zusammengefasst und mit jenen der numerischen Berechnung verglichen.

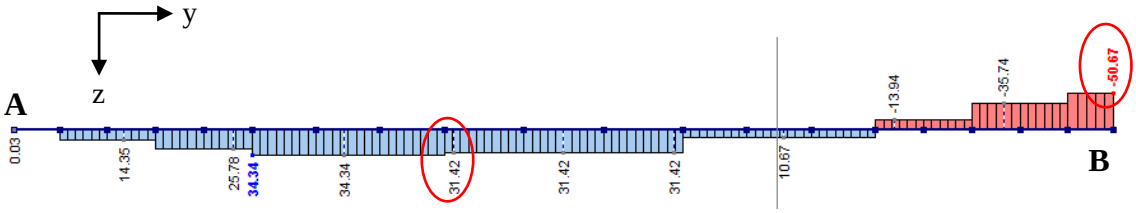

Abb.102: Normalkraftverlauf in den LVL – Trägern / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke [kN]

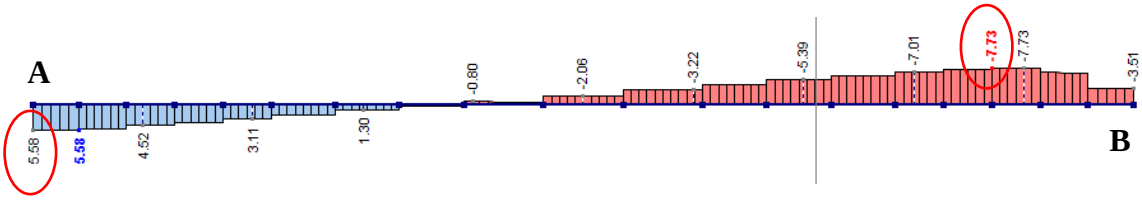

Abb.103: Querkraftverlauf in den LVL – Trägern / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke [kN]

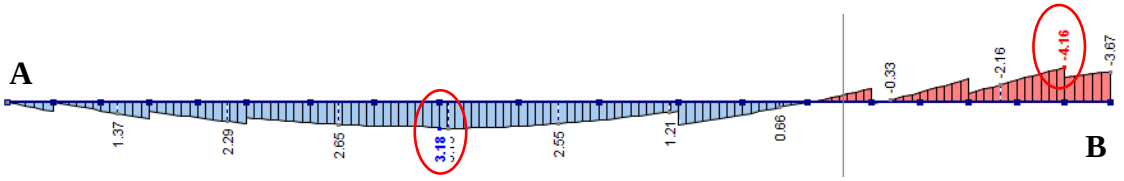

Abb.104: Momentenverlauf in den LVL – Trägern / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke [kNm]

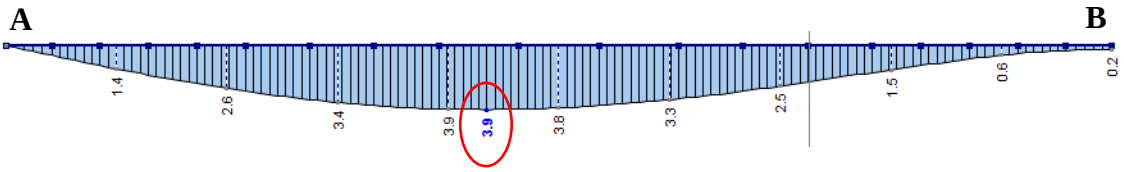

Abb.105: Verformungsverlauf / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke [mm]

Anhand des Normalkraft- sowie Momentenverlaufes in Abb.102 bzw. Abb.104 kann man die maßgebenden Stellen für die Biegenormalspannungen herauslesen. Es ist weiters im Momentenverlauf (Abb.104) zu erkennen, dass zufolge der exzentrischen Schubkrafteinleitung der zum Auflager B zugewandten Kerve (K_1-L) ein Sprung im Biegemoment entsteht, welcher die maximale Momentenbeanspruchung hervorruft. Um eine Fehleinschätzung dieses Systems zu vermeiden, sind diese lokalen Einflüsse bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Betreffend der maximalen Verformung im Feldbereich beträgt diese beim Stabwerksmodell 3,9 mm, welche von jener des FE – Modells (6,1 mm) abweicht. Dies kann auf die in 5.1.4 angenommenen Elastizitätszahlen zurückgeführt werden.

Die detaillierten Schnittgrößenverläufe sind in Abb.106 bis Abb.109 dargestellt.

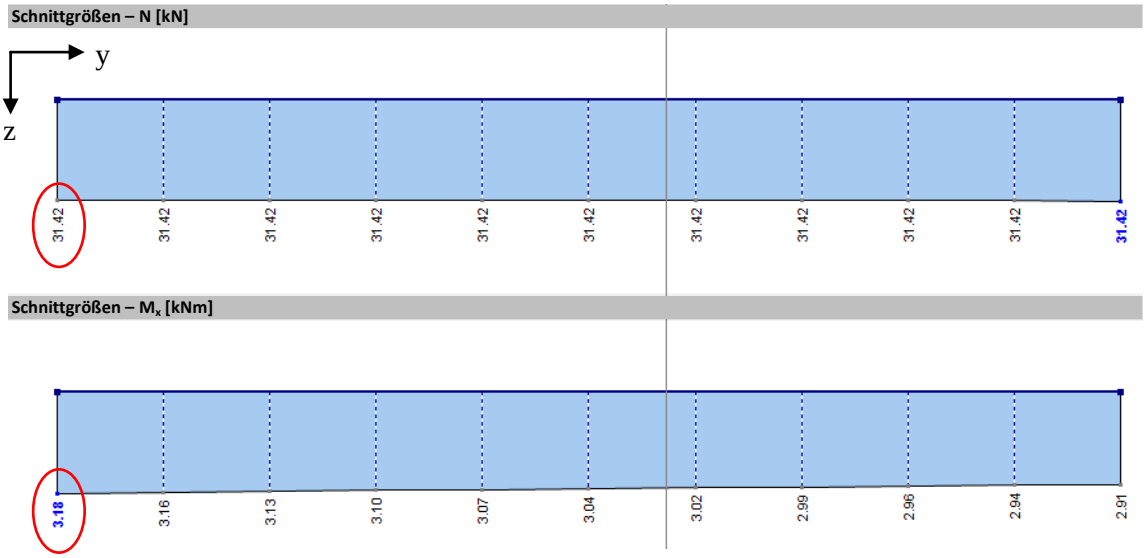

Abb.106: Normalkraft-(oben) und Momentenverlauf (unten) der LVL - Träger / y= 1,88 m

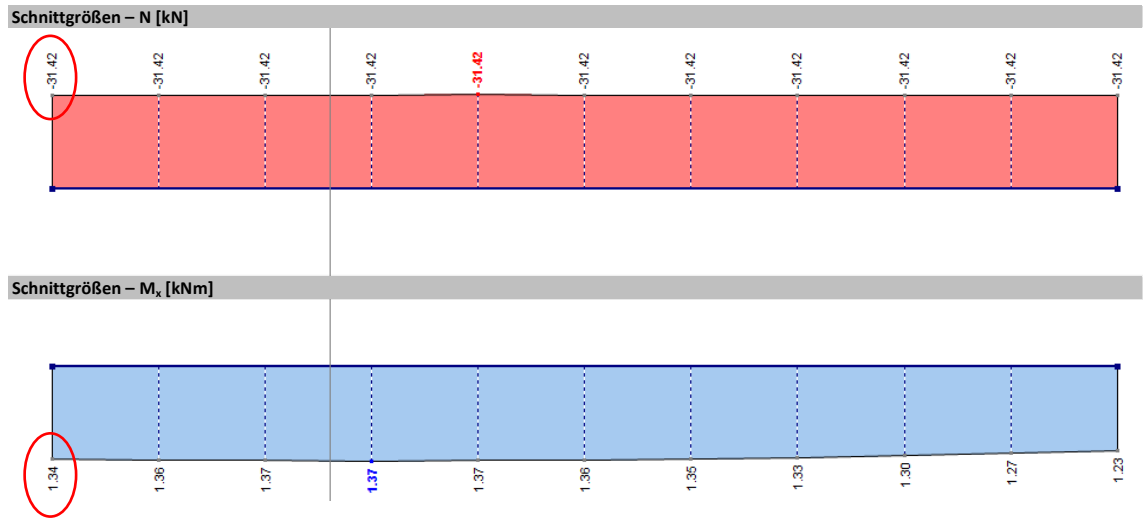

Abb.107: Normalkraft-(oben) und Momentenverlauf (unten) des SVB – Querschnitts / y = 1,88 m

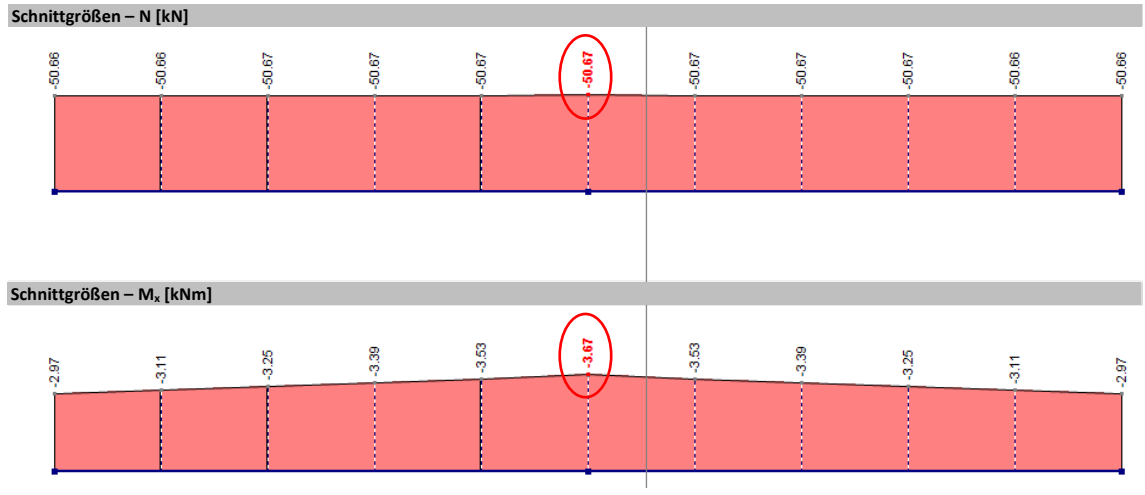

Abb.108: Normalkraft-(oben) und Momentenverlauf (unten) der LVL - Träger / Auflager B

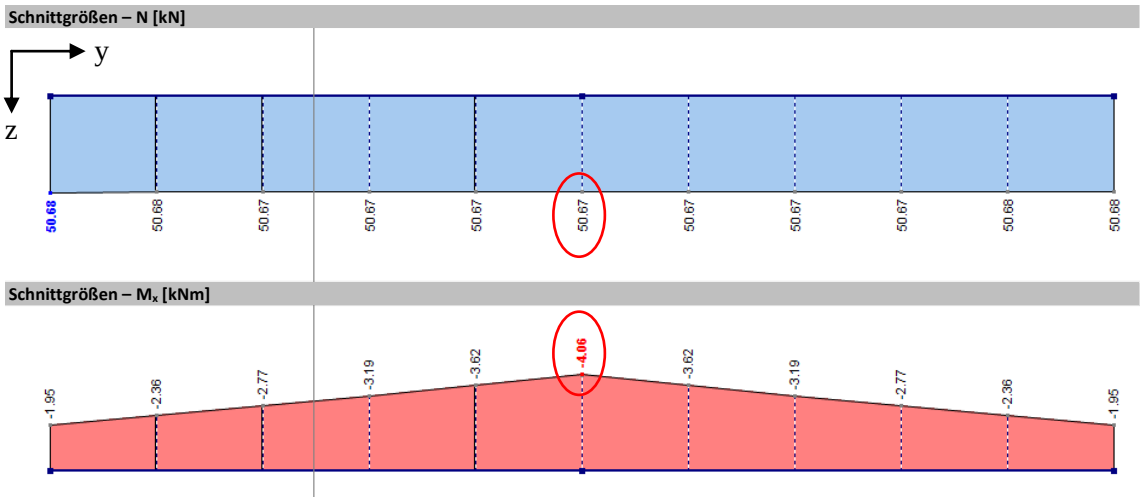

Abb.109: Normalkraft-(oben) und Momentenverlauf (unten) des SVB – Querschnitts / Auflager B

Tab.15: Vergleich der analytischen und numerischen Berechnungsergebnisse

Position	Spannung	Stabwerksmodell	FE-Modell	Abweichung [%]
LVL / y = 1,88 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	-0,14	-0,17	21,4
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	+0,41	+0,44	7,3
SVB / y = 1,88 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	-0,31	-0,32	3,2
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	+0,18	+0,14	22,2
LVL / y = 5,00 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	+0,10	+0,35	**250,0**
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	-0,53	-0,68	**28,3**
SVB / y = 5,00 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	+0,84	+0,54	**35,7**
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	-0,63	-0,32	**49,2**
LVL / Auflager A	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,04	0,04	0,0
LVL / y = 4,18 m	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,06	0,07	16,7
Vorholz K_2-L / K_3-L	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,13	0,19	**46,2**

In Tab.15 werden die Berechnungsergebnisse des Stabwerks- sowie FE – Modells gegenübergestellt. Jene Stellen, an welchen große Abweichungen vorliegen, sind hervorgehoben. In den übrigen Bereichen ist eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse vorhanden. Dabei belaufen sich die Abweichungen zwischen etwa 0 und 22%. Der Grund für die unterschiedliche Schubspannung im Vorholz (zwischen K_2-L und K_3-L) kann darin liegen, dass gemäß Abb.100 die Schubspannung im Bereich des Kontaktes mit der Konsole zufolge starker Deformation höher ist (0,19 kN/cm²) und bereits nach etwa 2 cm auf 0,10 kN/cm² sinkt. Der abgeklungene Wert liegt somit näher bei jenem des Stabwerksmodells (0,13 kN/cm²), welcher durch eine Mittelung der Schubkraft bezogen auf die Scherfläche des Vorholzes berechnet wurde. Bei der Annahme eines gemittelten Verlaufes von etwa 0,11 kN/cm² (Abb.100) beträgt die Abweichung zwischen den Berechnungsmethoden etwa 15 %.

Die größten Differenzen zwischen den beiden Berechnungsverfahren liegen, bezogen auf dieses Deckensystem, im Stützbereich vor. Die Abweichungen in den LVL – Trägern können aus den unregelmäßigen Spannungsverläufen zufolge der zuvor erwähnten groben Netzstruktur resultieren (siehe Abb.99).

Vergleicht man die Gegenüberstellung in Tab.15 mit jener in Tab.13 (Einfeldsystem), so ist ersichtlich, dass beim Zweifelträger größere Abweichungen vorliegen.

Da bei diesem äußerlich statisch unbestimmten System die Steifigkeitsverhältnisse einen höheren Einfluss auf die Schnittgrößen haben, müssen für eine genauere Berechnung die Materieleigenschaften angepasst werden. Hierfür ist, für die Definition der Orthotropieeigenschaften des Holzwerkstoffes LVL, ein Materialmodell zu entwickeln.

Aufgrund der großteils ähnlichen Spannungswerte in Tab.15, wurde trotz der erforderlichen Modifikationen am FE – Modell gezeigt, dass das Stabwerksmodell ähnliche Spannungszustände abbildet. In weiterer Folge kann der Einfluss der Rissbildung im Stabwerksmodell berücksichtigt werden.

5.2.4 Berücksichtigung der gerissenen Zugzone des SVB im Stützbereich

Für die Berücksichtigung einer Steifigkeitsänderung im Zustand II wird die gerissene Betonzugzone näherungsweise mit der 0,15 fachen Feldlänge, jeweils links und rechts vom mittleren Auflager B, begrenzt.

$$0{,}15 * l = 0{,}15 * 4{,}80 = 0{,}72\ m \tag{123}$$

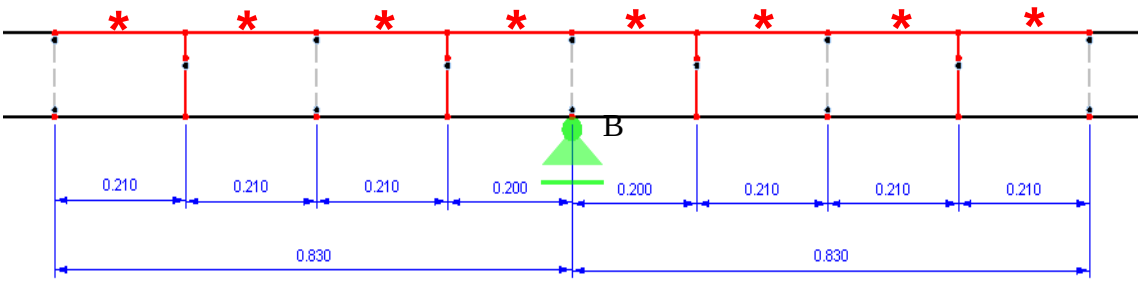

Abb.110: Ausschnitt des Stabwerkmodells im Stützbereich über dem Auflager B [m]

Wie in Abb.110 ersichtlich wurde der Bereich der Rissbildung, entsprechend der Anordnung der Koppelungen, mit 0,83 m angepasst. Jene Stäbe, bei welchen eine Anpassung der Biegesteifigkeit – mit dem Stabtyp „Steifigkeiten“ – getroffen wird, sind in Abb.110 mit einem „*“ versehen.

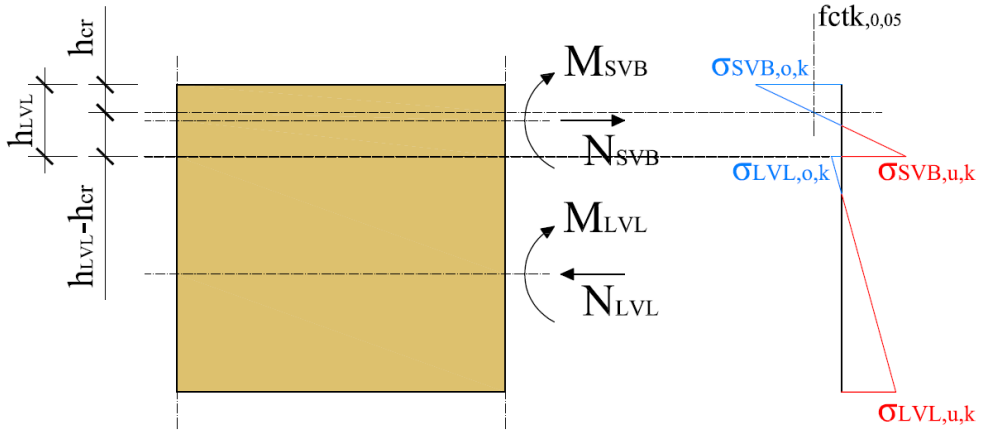

Abb.111: Betrachtung des Spannungszustandes zufolge Rissbildung im Stützbereich

In Abb.111 ist die idealisierte Spannungsverteilung dargestellt. Mit Hilfe folgender Beziehung kann näherungsweise der Querschnitt unter Rissbildung berücksichtigt werden:

$$h_{cr} = h_1 * \frac{\sigma_{SVB,o,k} - f_{ctk,0,05}}{\sigma_{SVB,o,k} + |\sigma_{SVB,u,k}|} \tag{124}$$

Mit Hilfe der errechneten Höhe der gerissenen Betonschicht lässt sich in weiterer Folge die Biegesteifigkeit dieses Teilquerschnittes berechnen. Angewendet auf den definierten Rissbereich in Abb.110 ergibt sich ein Schnittgrößen- bzw. Verformungsverlauf an den betrachteten Stellen, der in Abb.112 bis Abb.115 dargestellt ist:

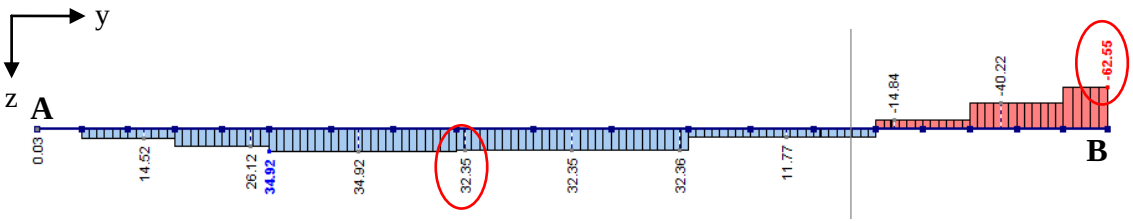

Abb.112: Normalkraftverlauf in den LVL – Trägern / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke, Zustand II im Stützbereich [kN]

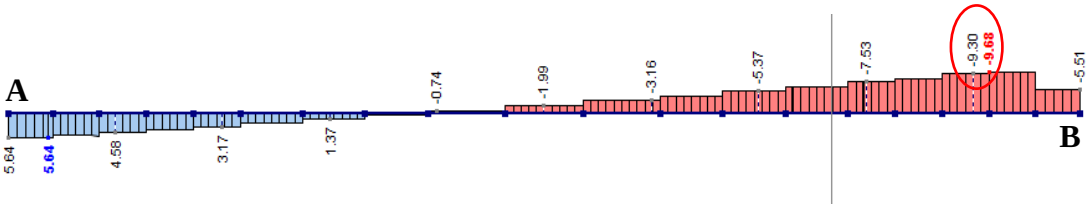

Abb.113: Querkraftverlauf in den LVL – Trägern / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke, Zustand II im Stützbereich [kN]

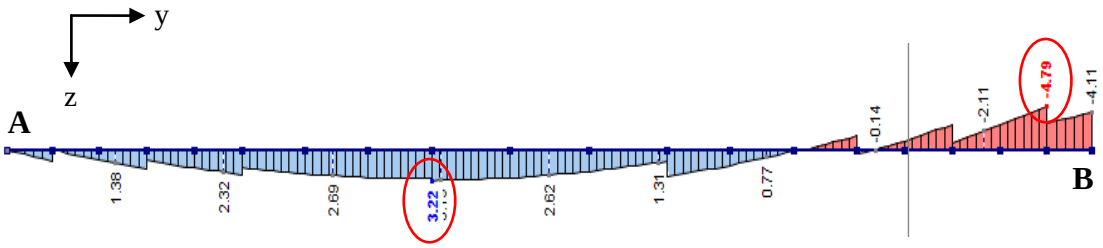

Abb.114: Momentenverlauf in den LVL – Trägern / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke, Zustand II im Stützbereich [kNm]

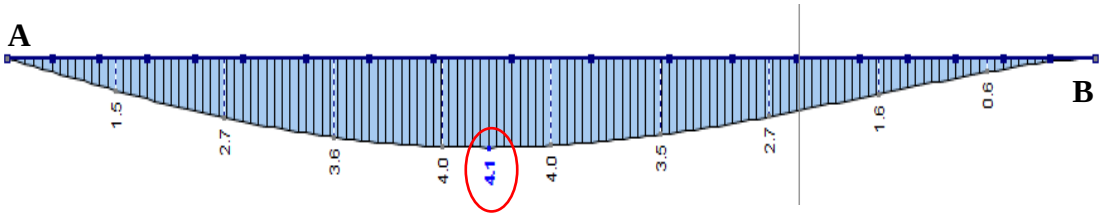

Abb.115: Verformungsverlauf / linkes Feld der HBV – Zweifeld – Rippendecke, Zustand II im Stützbereich [mm]

Verglichen mit Abb.102 bis Abb.105 liegen – mit Ausnahme der Normalkraft des LVL – Trägers im Stützbereich – ähnliche Schnittgrößen- bzw. Verformungsverläufe vor.

Somit ist anzunehmen, dass im betrachteten Gebrauchszustand, die Rissbildung im Stützbereich keinen wesentlichen Einfluss auf eine Schnittgrößenumlagerung zufolge der Steifigkeitsänderungen hat.

Im letzten Schritt der FE – Berechnung zu der HBV – Zweifeld – Rippendecke wird anhand des in 5.2.1 entwickelten FE - Modells eine Parameterstudie betrieben, in welcher einige Eingangsgrößen ausgewählt und in weiterer Folge variiert werden, um deren Einfluss auf das Tragverhalten des Systems zu erfassen.

5.2.5 Parameterstudie

Die Basis für die Parameterstudie bildet das FE – Modell aus 5.2.1 unter der charakteristischen Einwirkungskombination aus Gleichung (120).

Aufgrund der Komplexität des numerischen Modells sowie der vielen möglichen Kombinationen der Einflussgrößen, werden wie folgt folgende Parameter ausgewählt:

- Materialeigenschaften der LVL – Träger sowie der SVB – Schicht
- Querschnittsabmessungen der LVL – Träger sowie der SVB – Schicht

In Tab.16 werden die gewählten Einflussgrößen für das Ausgangssystem nochmals zusammengefasst:

Tab.16: Zusammenstellung der Parameter für das Ausgangssystem

Teilquerschnitt	Breite [cm]	Höhe [cm]	Typ / Güte
LVL	3,8	30,0	Typ „S“
SVB	60,0 / 67,8	7,0	C 45/55

Materialeigenschaften:

Hinsichtlich der LVL – Träger bietet Stora Enso zwei weitere Typen an, deren Materialeigenschaften mit dem vorhandenen Typ „S“ gegenübergestellt werden [33], [34], [35] (siehe Tab.17).

Tab.17: Gegenüberstellung der Materialeigenschaften des Typs „S“, „X“ und „T“, *Quelle:* www.storaenso.com [33], [34], [35]

Eigenschaft	Kürzel	Maßeinheit	„S“	„X“	„T“
Biegung parallel zur Faser	$f_{m,0,k}$	N/mm²	44	32	27
Exponent für Größeneinfluss	s	-	0,15	0,15	0,15
Biegung parallel zur Faser	$f_{m,0,flat,k}$	N/mm²	50	36	32
Zug parallel zur Faser	$f_{t,0,k}$	N/mm²	35	26	24
Zug normal zur Faser	$f_{t,90,k}$	N/mm²	0,8	6	-
Druck parallel zur Faser	$f_{c,0,k}$	N/mm²	35	26	26
Druck normal zur Faser	$f_{c,90,k}$	N/mm²	6	9	-
Schub hochkant	$f_{v,0,k}$	N/mm²	4,1	**4,5**	-
Schub flachkant	$f_{v,0,k}$	N/mm²	2,3	1,3	-
Elastizitätsmodul	$E_{0,mean}$ $E_{0,k}$	N/mm² N/mm²	13800 11600	**10500** 8800	10000 8800
Schubmodul	$G_{edge,mean}$ $G_{edge,k}$	N/mm² N/mm²	600 400	600 400	- -
Dichte	ρ_{mean} ρ_k	kg/m³ kg/m³	510 480	510 480	440 410

In Tab.17 ist zu erkennen, dass beim Typ „X“ – aufgrund der kreuzweisen Anordnung der Furnierlagen – die zulässige charakteristische Schubspannung mit 4,5 N/mm² etwas höher liegt als beim Typ „S“. Allerdings ist ein kleinerer Elastizitätsmodul mit 10500 N/mm² vorhanden. Auch bei den Produkten anderer Hersteller, welche für die Ausführung als Balken geeignet sind, liegen ähnliche Materialeigenschaften vor [36]. Da der Typ „S“ die besten Materialeigenschaften aufweist, wird hinsichtlich der LVL – Träger keine Variation des Materials getroffen. Um den Einfluss der Betongüte zu erfassen, wird diese numerisch von C 45/55 auf C 50/60 erhöht.

Querschnittsabmessungen:

Bezüglich der LVL – Träger sind in Tab.18 und Tab.19 die vom Hersteller angebotenen Querschnittsabmessungen angeführt.

Tab.18: mögliche Querschnittsbreiten des LVL Typs „S“, Quelle: www.storaenso.com [33]

Breite [mm]	27	30	33	39	45	51	57	**63**	69	75

Tab.19: mögliche Querschnittshöhen des LVL Typs „S“, Quelle: www.storaenso.com [33]

Höhe [mm]	200	240	250	260	300	350	360	**400**	450	500	600

Die Breite der LVL – Rippen wird von 3,9 cm auf 6,3 cm bzw. die Höhe von 30 cm auf 40 cm erhöht. Die Dicke der SVB – Schicht wird von 7 cm auf 10 cm erhöht. Da die Kerventiefe von der Höhe der Betonschicht abhängt, wird diese auch von 7 cm auf 10 cm erhöht.
Da aufgrund der Heraklith – Platten, die Elementbreite vorgegeben wird (siehe 3.1), bleibt die Breite des SVB – Teilquerschnitts unverändert. Um die Einflüsse der gewählten Eingangsgrößen aufzuzeigen, wurde analog zur Parameterstudie von *Werner* [14], die Durchbiegung des Systems betrachtet.

In Tab.20 werden die Verformungen der untersuchten HBV – Zweifeld – Rippendecke zufolge der Variation der erwähnten Parameter zusammengefasst und anschließend diskutiert.

Tab.20: Einfluss der gewählten Parameter auf die Verformung der HBV – Zweifeld – Rippendecke

Variation / Parameter	**Verformung [mm]**	**Verformung [%]**
Ausgangssystem	6,1	100
SVB – C 45/55 auf **C 50/60**	5,2	85
LVL – b = 3,9 cm auf **b = 6,3 cm**	3,5	57
LVL – h = 30 cm auf **h = 40 cm**	3,5	57
SVB – h = 7 cm auf **h = 10 cm**	5,2	85

In Tab.20 ist eine Verbesserung der Tragfähigkeit zufolge der Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse zu erkennen. Durch die verbesserten Materialeigenschaften im Beton nimmt auch dessen Anteil an der effektiven Biegesteifigkeit zu.

Eine Verringerung der Durchbiegung - in einer gleichen Größenordnung – wird weiters durch die Änderung der SVB – Schicht von 7 cm auf 10 cm erzielt. Dabei ist anzumerken, dass nicht die Oberkante der Konstruktion nach oben versetzt, sondern die Heraklith – Schicht sowie die beidseitige Aufdoppelung um 3 cm abgesenkt wurde.

Dadurch ergibt sich eine Verringerung des Hebelarmes und in weiterer Folge der Biegesteifigkeit. Dieser Effekt wird jedoch, aufgrund der jetzt vorliegenden höheren Betonschicht (mit einem höheren E – Modul), kompensiert. Da die Erhöhung der SVB – Schicht ein höheres Eigengewicht mit sich bringt, ist es anhand der Ergebnisse günstiger, die Betonierhöhe zu belassen und eine bessere Güte einzubauen.

Es ist weiters bei der Erhöhung der Betonschicht zu berücksichtigen, dass sich – aufgrund der konstruktiven Gegebenheiten – die Kerventiefe mit verändert. Laut *Michelfelder* [10] übt die Variation der Kerventiefe einen geringen Einfluss auf die effektive Biegesteifigkeit aus.

Es ist jedoch zu beachten, dass auch eine größere Querschnittsschwächung vorliegt, was mit einer Erhöhung der Spannungen in den bereits erwähnten kritischen Bereichen (Kervenflanken mit exzentrischen Schubkrafteinleitungen) verbunden ist. Somit ist von einer Erhöhung der Kerventiefe, bedingt durch die Reduktion des Holzquerschnittes, abzuraten.

Bei der Änderung der LVL – Querschnittsabmessungen erzielt die Erhöhung der Breite auf 6,3 cm – bezogen auf die Tragwerksverformung – den gleichen Effekt wie beim Heranziehen einer Querschnittshöhe von 40 cm. Durch den breiteren LVL – Querschnitt erhöht sich zusätzlich die Verbundmittelsteifigkeit, was wiederum eine größere effektive Biegesteifigkeit mit sich bringt.

Basierend auf den Bauteilversuchen wurde weiters aufgezeigt, dass bei allen Versuchsdecken (Einfeldträger) ein Schubversagen in den äußeren Vorhölzern eingetreten ist. Durch die Änderung der Breite wird auch die Scherfläche größer, was dazu führt, dass ein höheres Lastniveau erzielt werden kann.

Eine Änderung der Querschnittshöhe – mit Erzielung der gleichen Durchbiegung laut numerischer Simulation – führt zu einer Vergrößerung der Konstruktionshöhe. Da jedoch aus wirtschaftlichen Gründen (Nettovolumen, Nutzfläche, Raumhöhe etc.) eine Minimierung der Deckenstärke angestrebt wird, ist eine Querschnittserhöhung der LVL – Träger nur begrenzt vorzunehmen.

6 Näherungsansatz zur Berechnung der HBV – Zweifeld – Rippendecke

Im Folgenden erfolgt ein Vorschlag eines Näherungsansatzes zur Berechnung der in dieser Diplomarbeit angeführten HBV – Rippendeckenkonstruktion.

Hierbei ist zu beachten, dass zusätzlich noch folgende Einflüsse berücksichtigt werden müssen, welche nicht Bestandteil dieser Diplomarbeit waren:

- Schwingungsverhalten der Verbunddecke
- Brandverhalten der Verbunddecke
- Berücksichtigung der Baugeschichte

Die Beschreibung des Tragverhaltens der Verbundfuge erfolgt über ein Stabwerksmodell nach *Rautenstrauch, Grosse, Hartnack* und *Lehmann* [13]. Für die Verbundpartner sind die jeweiligen Eurocodes mit den dazugehörigen nationalen Festlegungen zu berücksichtigen.

Für die Berechnungen wurde eine RSTAB 8.07.15 Studentenversion herangezogen, mit welcher die Modellstruktur erstellt, die Lasteinwirkungen berücksichtigt und in weiterer Folge die daraus resultierenden Schnitt- und Verformungsgrößen berechnet wurden.

6.1 Geometrie des zu untersuchenden Bauteils

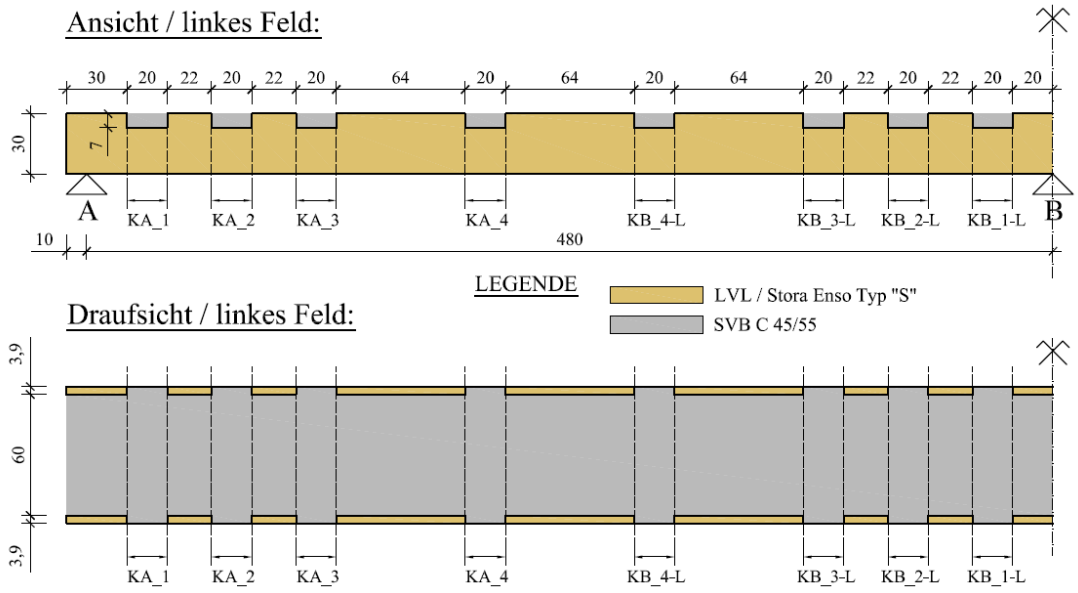

Abb.116: Ansicht/Draufsicht der linken Symmetriehälfte der HBV – Zweifeld – Rippendecke [cm]

Aufgrund der Symmetrie des statischen Systems sowie der Kervenanordnung wird in weiterer Folge nur das linke Feld (siehe Abb.116) betrachtet.

6.2 Berücksichtigung der Langzeiteinwirkungen

Unter dem Langzeittragverhalten der im Verbundquerschnitt angewendeten Materialien versteht man in erster Linie die Kriechverformungen infolge länger einwirkender Beanspruchungen sowie die Schwindverkürzungen, welche von der Belastung unabhängig sind.

Das viskoelastische Materialverhalten der beiden Werkstoffe Beton und Holz hat zeitabhängige Verformungen, Schnittgrößen und Spannungen des Verbundquerschnittes zur Folge [1]. Für die Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens in den weiteren Berechnungen werden folgende zeitabhängige Einflüsse berücksichtigt:

- Kriechen der LVL – Träger
- Kriechen der SVB – Schicht
- Schwinden der SVB – Schicht

6.2.1 Kriechen der LVL – Träger

Laut ÖNORM EN 1995 – 1 – 1 [25] sollten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Endwerte der Mittelwerte der entsprechenden E – Moduln, Schubmoduln und Verschiebungsmoduln – die für die Berechnung der Langzeitverformungen zufolge der quasiständigen Kombination der Einwirkungen gemäß ÖNORM EN 1990 [22] herangezogen werden – wie folgt berechnet werden:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \tag{125}$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \tag{126}$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \tag{127}$$

Wenn die Schnittgrößenverteilung durch die Steifigkeitsverteilung des Tragwerkes beeinflusst wird, was bei der HBV – Rippendecke der Fall ist, sollten die Steifigkeitsgrößen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit folgendermaßen ermittelt werden:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 * k_{def})} \tag{128}$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 * k_{def})} \tag{129}$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 * k_{def})} \tag{130}$$

E_{mean} … Mittelwert des E - Moduls

G_{mean} … Mittelwert des Schubmoduls

K_{ser} … Verschiebungsmodul

k_{def} … Beiwert zur Bestimmung der Kriechverformung unter Berücksichtigung der maßgebenden Nutzungsklasse

ψ_2 … Beiwert für den quasi – ständigen Anteil der Einwirkung, die die größte Spannung in Verhältnis zur Festigkeit hervorruft (wenn diese Einwirkung die ständige Einwirkung ist, sollte ψ_2 durch 1,0 ersetzt werden)

Für die Definition des Beiwertes der Kriechverformung muss somit die Nutzungsklasse festgelegt werden. Im EC 5 wird die Nutzungsklasse 1, welche beispielsweise für Büroräume in Bürogebäuden zutrifft, folgendermaßen definiert [25]:

„Die Nutzungsklasse 1 ist gekennzeichnet durch einen Feuchtegehalt in den Baustoffen, der einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen pro Jahr einen Wert von 65 % übersteigt.“

In Abhängigkeit der Nutzungsklasse ergibt sich tabellarisch für die LVL – Träger ein Kriechbeiwert k_{def} von 0,60. Für die Untersuchung des Systems auf einem Gebrauchslastniveau werden in weiterer Folge die in Tab.21 angepassten Materialeigenschaften herangezogen.

Tab.21: Materialeigenschaften der LVL – Träger unter Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens

Elastizitätsmodul	**730,63**	**kN/cm²**
Schubmodul	**37,50**	**kN/cm²**

6.2.2 Kriechen der SVB – Schicht

Für die Ermittlung der Kriechzahl des Betons wurden die Grundgleichungen aus dem Anhang B.1 in der ÖNORM EN 1992 – 1 – 1 [24] herangezogen:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \tag{131}$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \tag{132}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1\right] * \alpha_2 \; (f_{cm} > 35 N/mm^2) \tag{133}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \tag{134}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + {t_0}^{0{,}20})} \tag{135}$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} \tag{136}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3} \tag{137}$$

$$\beta_H = 1{,}5 * [1 + (0{,}012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3 \; (f_{cm} > 35 N/mm^2) \tag{138}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}7} \tag{139}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}2} \tag{140}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}5} \tag{141}$$

φ_0 … Grundzahl des Kriechens

φ_{RH} … Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte

RH … relative Luftfeuchte

$\beta(f_{cm})$ … Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit

f_{cm} … mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm² nach 28 Tagen

$\beta(t_0)$ … Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn

h_0 … wirksame Bauteildicke in mm

A_c … Gesamtfläche des Betonquerschnitts

u … Umfang des Querschnitts, welcher der Trocknung ausgesetzt ist

$\beta_c(t, t_0)$ … Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn

t … Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen

t_0 … Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen

$t - t_0$ … nicht angepasste Belastungsdauer in Tagen

β_H … Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte (RH in %) und der wirksamen Bauteildicke (h_0 in mm)

$\alpha_{1/2/3}$ … Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

Für die Berechnung der Gleichungen (131) bis (141) wurden folgende Eingangsparameter gemäß Tab.22 gewählt:

Tab.22: Auswahl der Eingangsparameter zur Berechnung der Kriechzahl

Parameter	Größe	Einheit
RH	50	%
f_{cm}	61,83	N/mm²
A_c	36000	mm²
u	600	mm
t_0	30	Tage
t	100000	Tage

Mit Hilfe der genannten Formeln wurde folgende Kriechzahl errechnet, die für die Anpassung der Betoneigenschaften, analog der Gleichungen (125) und (127), verwendet wurde (siehe Tab.23):

$$\boldsymbol{\varphi(t, t_0) = 1,54} \tag{142}$$

Tab.23: Materialeigenschaften für den SVB unter Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens

Elastizitätsmodul	E =	1417,32	kN/cm²
Schubmodul	G =	590,55	kN/cm²

6.2.3 Schwinden der SVB – Schicht

Für die Schwindverkürzung des selbstverdichtenden Betons wird in RSTAB eine negative Längenänderung auf den Betonquerschnitt aufgebracht.

Die Schwinddehnung gemäß ÖNORM EN 1992 – 1 – 1 [24] errechnet sich wie folgt:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \tag{143}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \tag{144}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04 * \sqrt{h_0^3}} \tag{145}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)}\right] * 10^{-6} * \beta_{RH} \tag{146}$$

$$\beta_{RH} = 1{,}55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \tag{147}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \tag{148}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \tag{149}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0{,}2 * t^{0{,}5})} \tag{150}$$

ε_{cs} … Schwinddehnung

ε_{cd} … Trocknungsschwinddehnung des Betons

ε_{ca} … autogene Schwinddehnung

$\varepsilon_{cd}(t)$ … zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung

k_h … Koeffizient, der von der rechnerischen Größe h_0 abhängt (0,97 / interpoliert)

t … das Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt (Tab.22)

t_s … das Alter des Betons in Tagen zum Beginn des Trocknungsschwindens (Tab.22)

$\varepsilon_{cd,0}$ … Grundwert der Trocknungsschwinddehnung

f_{cm} … mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm² (45 N/mm²)

f_{cm_0} … 10 N/mm²

α_{ds1} … Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart (4 für Zemente der Klasse „N“)

α_{ds2} … Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart (0,12 für Zemente der Klasse „N“)

RH_0 … 100%

Mit Hilfe der Gleichungen (143) bis (150) wurde eine Trockenschwinddehnung von **0,56 ‰** berechnet.

6.3 Zusammenfassung der Material- und Verbundmittelkennwerte

Tab.24: Zusammenfassung der Material- und Verbundkennwerte für die zu untersuchende HBV - Decke

Element	Grenzzustand	Zeitpunkt t = 0	Zeitpunkt t = ∞
LVL Typ „S“	GZG / GZT	$E_{0,mean} = 1169\ kN/cm^2$	$\frac{E_{0,mean}}{1+k_{def}} = 730{,}6\ kN/cm^2$
		$G_{mean} = 60\ kN/cm^2$	$\frac{G_{mean}}{1+k_{def}} = 37{,}5\ kN/cm^2$
SVB C 45/55	GZG / GZT	$E_{cm} = 3600\ kN/cm^2$	$\frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} = 1417{,}3\ kN/cm^2$
		$G = 1500\ kN/cm^2$	$\frac{G}{1+\varphi(t,t_0)} = 590{,}6$ kN/cm²
Kerven 7/20 cm	GZG	$K_{Ser} = 540{,}6\ kN/mm$	$\frac{K_{ser}}{(1+k_{def})} = 337{,}9$ kN/mm
	GZT	$K_u = \frac{2}{3} * 540{,}6 = 360{,}4\ kN/mm$	$\frac{K_u}{(1+k_{def})} = 225{,}3\ kN/mm$

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist gemäß EC 5 [25] der Anfangsverschiebungsmodul des Verbundmittels – bedingt durch das Sprödbruchverhalten – mit dem Faktor 2/3 abzumindern.

6.4 Lastannahmen

Die folgenden Lastannahmen erfolgen nach ÖNORM EN 1991 – 1 – 1 [23] sowie ÖNORM B 1991 – 1 – 1 [18]. Die Querschnitte der Schalelemente sowie der Aufdoppelungen entsprechen dabei jenen in 3.1:

6.4.1 Ständige Lasten

$\rho_{k,Aufdoppelung} = 370\ kg/m^3$ …[23] (151)

$\rho_{k,LVL} = 510\ kg/m^3$ …(Tab.1) (152)

$\rho_{Heraklith} = 0{,}15\ kN/m^2$ …[31] (153)

$g_{k,LVL} = 5{,}10 * (2 * 0{,}039 * 0{,}3) = 0{,}12\ kN/m$ (154)

$g_{k,Aufdoppelung} = 3{,}70 * (2 * 0{,}03 * 0{,}105) = 0{,}02\ kN/m$ (155)

$g_{k,Heraklith} = 0{,}15 * 0{,}6 = 0{,}09\ kN/m$ (156)

$$g_{k,SVB} = 25 * \left(0{,}6 * 0{,}07 + \frac{0{,}039 * 0{,}07 * 0{,}2 * 32\ Kerven}{10m}\right) = 1{,}09\ kN/m \quad (157)$$

$g_{k,HBV-Decke} = 0{,}12 + 0{,}02 + 0{,}09 + 1{,}09 = 1{,}32\ kN/m$ (158)

$g_{k,Bodenaufbau} = 1{,}60 * 0{,}678 = 1{,}09\ kN/m$ …[18] (159)

$g_{k,gesamt} = 1{,}32 + 1{,}09 = 2{,}41\ kN/m$ (160)

6.4.2 Veränderliche Lasten

$q_{k,Büro} = 3{,}0 * 0{,}678 = 2{,}03\ kN/m$ …[18] (161)

$q_{k,Trennwandzuschlag} = 0{,}8 * 0{,}678 = 0{,}54\ kN/m$ …[23] (162)

$q_{k,gesamt} = 2{,}03 + 0{,}54 = 2{,}57\ kN/m$ (163)

6.4.3 Lastkombinationen

GZT:

$p_d = 1{,}35 * 2{,}41 + 1{,}5 * 2{,}57 = 7{,}11\ kN/m$ …[22] (164)

GZG – charakteristisch

$p_k = 2{,}41 + 2{,}57 = 4{,}98\ kN/m$ …[22] (165)

GZG – quasiständig

$p_{qs} = 2{,}41 + 0{,}3 * 2{,}57 = 3{,}18\ kN/m$ …[22] (166)

6.5 Erstellung des Stabwerksmodells

Bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit ergibt sich die Biegesteifigkeit der – an den Kervenpositionen modellierten Stabelemente (siehe 5.1.3 und Gleichung (60)) – zu:

$\underline{GZG\ (t = 0)}$:

$$EI^* = \frac{2_{Reihen} * (540{,}6 * 10)}{3} * (3{,}5^3 + 8{,}0^3) = 1999769{,}5\ kNcm^2 = 200\ kNm^2 \quad (167)$$

$\underline{GZG\ (t = \infty)}$:

$$EI^* = \frac{2_{Reihen} * (337{,}9 * 10)}{3} * (3{,}5^3 + 8{,}0^3) = 1249948{,}4\ kNcm^2 = 125\ kNm^2 \quad (168)$$

$\underline{GZT\ (t = 0)}$:

$$EI^* = \frac{2_{Reihen} * (360{,}4 * 10)}{3} * (3{,}5^3 + 8{,}0^3) = 1333179{,}7\ kNcm^2 = 133\ kNm^2 \quad (169)$$

$\underline{GZT\ (t = \infty)}$:

$$EI^* = \frac{2_{Reihen} * (225{,}3 * 10)}{3} * (3{,}5^3 + 8{,}0^3) = 833422{,}3\ kNcm^2 = 83\ kNm^2 \quad (170)$$

Da bezüglich der Grenzzustände GZG und GZT sowie Betrachtungszeitpunkte t = 0 und t = ∞ die Ersatz – Biegesteifigkeit variiert, sind jeweils unterschiedliche Steifigkeitsdefinitionen im Stabwerksprogramm erforderlich (siehe Tab.24). Wie bereits in 5.1.3 beschrieben, setzt sich das Stabwerksmodell aus folgenden Elementen zusammen:

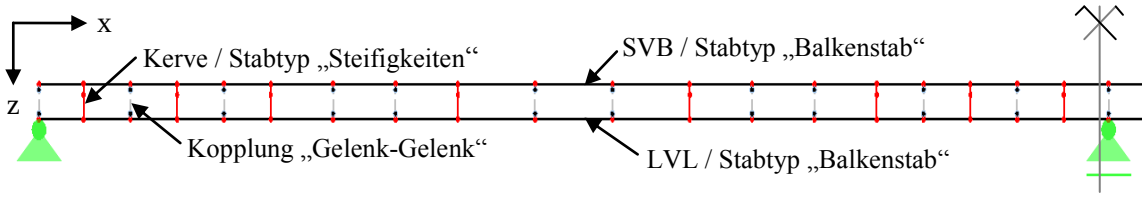

Abb.117: Elemente des Stabwerksmodells

Wie in Abb.117 dargestellt, wird hier zur Vereinfachung das Koordinatensystem gemäß der üblichen Konvention geändert.

In weiterer Folge werden die Grenzzustände GZG und GZT zum Zeitpunkt t = 0 und t = ∞ mit Berücksichtigung der Material- und Verbundkennwerte in Tab.24 sowie der Schubnachgiebigkeit des Verbundmittels nach Gleichung (167) bis (170) betrachtet.

Für eine bessere Übersicht werden die maßgebenden Spannungen der Verbundpartner mit Angabe der jeweiligen x - Koordinate im Tragwerk tabellarisch zusammengefasst (siehe 6.7).

6.6 Widerstände

LVL – Rippen:

$f_{m,0,k} = 4{,}4\ kN/cm^2$ …Tab.1 (171)

$f_{v,0,k} = 0{,}41\ kN/cm^2$ …Tab.1 (172)

$k_{mod} = 0{,}8$ …[20],[25] (173)

$\gamma_M = 1{,}2$ …[20],[25] (174)

$$f_{m,0,d} = 0{,}8 * \frac{4{,}4}{1{,}2} = 2{,}93\ kN/cm^2 \quad (175)$$

$$f_{v,0,d} = 0{,}8 * \frac{0{,}41}{1{,}2} = 0{,}27\ kN/cm^2 \quad (176)$$

SVB:

$f_{ck} = 4{,}5\ kN/cm^2$ …[19],[24] (177)

$f_{ctk,0{,}05} = 0{,}27\ kN/cm^2$ …[19],[24] (178)

$\gamma_M = 1{,}5$ …[19],[24] (179)

$$f_{cd} = \frac{4{,}5}{1{,}5} = 3{,}0\ kN/cm^2 \quad (180)$$

$$f_{ctk,0{,}05} = \frac{0{,}27}{1{,}5} = 0{,}18\ kN/cm^2 \quad (181)$$

6.7 Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.7.1 GZT (t = 0)

Tab.25: Berechnung der Spannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (t = 0)

Position	Spannung		zul. Spannung	Ausnutzung [%]
LVL / x = 1,88 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	-0,39	2,93	13
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	0,94	2,93	32
SVB / x = 1,88 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	-0,39	3,0	13
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	0,18	0,18	100
LVL / x = 5,00 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	0,22	2,93	7
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	-0,81	2,93	28
SVB / x = 5,00 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	1,14	0,18	Zustand II
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	-0,84	3,0	28
LVL / x = 4,60 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	1,10	2,93	38
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	-1,66	2,93	57
LVL / Auflager A	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,05	0,27	20
LVL / x = 4,18 m	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,09	0,27	35

6.7.2 GZT (t = ∞)

Tab.26: Berechnung der Spannungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (t = ∞)

Position	Spannung		zul. Spannung	Ausnutzung [%]
LVL / x = 1,88 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	-0,81	2,93	28
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	0,87	2,93	30
SVB / x = 1,88 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	-0,23	3,0	8
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	0,26	0,18	Zustand II
LVL / x = 5,00 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	-0,01	2,93	0
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	-1,28	2,93	44
SVB / x = 5,00 m	$\sigma_{SVB,o,k}$ [kN/cm²]	1,27	0,18	Zustand II
	$\sigma_{SVB,u,k}$ [kN/cm²]	-0,63	3,0	21
LVL / x = 4,60 m	$\sigma_{LVL,o,k}$ [kN/cm²]	0,47	2,93	16
	$\sigma_{LVL,u,k}$ [kN/cm²]	-1,87	2,93	64
LVL / Auflager A	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,05	0,27	19
LVL / x = 4,18 m	τ_{LVL} [kN/cm²]	0,11	0,27	41

Für die gerissenen Betonzugbereiche ist noch eine erforderliche Bewehrungsfläche unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite gemäß EC 2 [24] zu berechnen:

$$l_0 = 0{,}15 * (480 + 480) = \ 144\ cm \tag{182}$$

$$b_w = 3{,}9\ cm \tag{183}$$

$$b_{eff,1} = 0{,}2 * 30 + \frac{144}{10} = 20{,}4\ cm \leq 0{,}2 * 144 = 28{,}8\ cm \leq 30\ cm \tag{184}$$

$$b_{eff} = 3{,}9 + 2 * 20{,}4 = 44{,}7\ cm \tag{185}$$

$\underline{GZT\ (t = 0)}$

$$M_{ed,Stütz} = -5{,}48\ kNm \tag{186}$$

$$d_{1,gewählt} = 3\ cm \tag{187}$$

$$d = 7 - 3 = 4\ cm \tag{188}$$

$$x_B = 4 - \sqrt{4^2 - \frac{2 * 548}{44{,}7 * 3{,}0}} = 1{,}20\ cm \tag{189}$$

$$A_{s1} = \frac{1{,}2 * 44{,}7 * 3{,}0}{47{,}8} = 3{,}36\ cm^2\ \rightarrow gewählt\ 5Ø10 = 3{,}93\ cm^2 \tag{190}$$

(191)

$\underline{GZT\ (t = \infty)}$

$$M_{ed,Feld} = 1{,}36\ kNm \tag{192}$$

$$x_B = 4 - \sqrt{4^2 - \frac{2 * 136}{44{,}7 * 3{,}0}} = 0{,}26\ cm \tag{193}$$

$$A_{s1} = \frac{0{,}26 * 44{,}7 * 3{,}0}{47{,}8} = 0{,}72\ cm^2 \ \rightarrow gewählt\ 2Ø8 = 1{,}01\ cm^2 \tag{194}$$

$$M_{ed,Stütz} = -5{,}27 kNm \tag{195}$$

$$x_B = 4 - \sqrt{4^2 - \frac{2 * 527}{44{,}7 * 3{,}0}} = 1{,}15\ cm \tag{196}$$

$$A_{s1} = \frac{1{,}15 * 44{,}7 * 3{,}0}{47{,}8} = 3{,}23 cm^2 \ \rightarrow gewählt\ 5Ø10 = 3{,}93\ cm^2 \tag{197}$$

6.8 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.8.1 Charakteristische Bemessungssituation:

Beschränkung der Anfangsdurchbiegung ohne Kriecheinflüsse

$$w_{Q,inst} = 1{,}8\ mm < \frac{4800}{300} = 16\ mm \tag{198}$$

Beschränkung der Anfangsdurchbiegung mit Kriecheinflüssen

$$w_{fin} - w_{G,inst} = 1{,}8 + (1{,}7 + 0{,}3 * 1{,}8) * 0{,}6 = 3{,}1\ mm < \frac{4800}{200} = 24\ mm \tag{199}$$

6.8.2 Quasiständige Bemessungssituation

$$w_{fin} - w_c = (2{,}9 + 0{,}3 * 0{,}9) * (1 + 0{,}6) + 2{,}4 = 7{,}11\ mm < \frac{4800}{250} = 19{,}2\ mm \tag{200}$$

7 Zusammenfassung

7.1 Problemstellungen bei der Herstellung der Versuchskörper

Unmittelbar nach der Herstellung des Verbundes traten, wie im Unterkapitel 3.6 dokumentiert, Luftspalte zwischen der SVB – Schicht und den LVL – Trägern auf. Dies resultierte aus dem Schwindverhalten der beiden Verbundpartner, welches in Abhänhgigkeit von den Umgebungsbedingungen, Bauteilabmessungen und weiteren Faktoren variiert.

Bei der Ausführung dieser Konstruktion ist weiters zu berücksichtigen, dass bei einem Berieseln des Betons zur Vorbeugung der heißen Witterung, die LVL – Träger vor einem übermäßigen Feuchteeintrag zu schützen sind. Zudem sind die LVL – Träger vor dem Zusammenbau ordnungsgemäß zu lagern, um etwaige Verwerfungen vor dem Betoniervorgang zu vermeiden.

Die Verwerfungen in den LVL – Rippen führen dazu, dass einerseits die Spaltbildung zum SVB verstärkt (verlorener Haftverbund) und andererseits die Kontaktbreite zu den Betonkonsolen – im Bereich der Kerven – reduziert wird (Schubbruchgefahr).

Aufgrund der derzeitigen Ausführungsvariante der Aufdoppelungen sowie Holzleichtbetonschicht, wurde deren möglicher bzw. zusätzlicher Tragwiderstand in den Berechnungen vernachlässigt. Für eine Aktivierung dieser Elemente ist ein durchgehendes System der Komponenten mit einer ausreichenden Übertragung der Längsschubkraft von der SVB – Schicht auf die LVL – Rippen erforderlich.

Abgesehen von der erhöhten Tragwirkung, ändert sich bei einer Applikation einer schubübertragenden Holzleichtbetonschicht das Verhältnis zwischen Eigengewicht und Tragwiderstand, was in weiterer Folge wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt.

7.2 Experimentelle Charakteristika der HBV – Einfeld – Rippendecke

Hinsichtlich des Versagensmusters der drei Vorversuche RD – 1 bis RD – 3 konnte festgestellt werden, dass es zunächst zu einem lokalen Schubversagen der äüßeren Vorhölzer kam.

Durch die daraus folgenden Spannungsumlagerungen zwischen den Verbundpartnern stiegen die Biegerandspannungen in den LVL – Rippen an, was zu einem globalen Biegezugversagen in diesen Teilquerschnitten führte.

Das Biegeversagen trat weiters bei sämtlichen Versuchen im Bereich jener Kervenverbindung auf, welche in der Nähe der Lasteinleitung situiert war. Dies führte zu der Annahme, dass beim Einfeldsystem die Biegerandspannungen im Bereich der innenliegenden Kerven, kritisch zu betrachten sind. Durch die exzentrische Schubkrafteinleitung der Verbundmittel wird das Moment in diesen Punkten lokal erhöht, was zu einer Fehleinschätzung des Systems führen kann.

7.3 Analytische Vergleichsberechnungen der HBV – Einfeld – Rippendecke

Für die analytische Vergleichsberechnung anhand eines ingenieurpraktischen Stabwerksmodells, welches für eine Bauteilbemessung herangezogen werden soll, wurde mit Hilfe von zwei Berechnungsmethoden ein Anfangsverschiebungsmodul für die formschlüssigen Kervenverbindungen angenähert.

Das theoretisch beschriebene Tragverhalten der Verbundfuge ist für die weiteren Bauteilversuche an Mehrfeldträgern, mit Hilfe von Push – Out – Versuchen zu verifizieren, wodurch eine genauere Abstufung der Verbundmittel über die Trägerlänge ermöglicht wird.

Anhand eines rechnerisch angenäherten Kraft – Verformungs – Verlaufes der HBV – Einfeld – Rippendecke konnte auch gezeigt werden, dass in einem Gebrauchslastzustand, eine Tragreserve von etwa 71 % vorhanden ist. Die Verformung beträgt im Verhältnis zur Spannweite – bezogen auf den Gebrauchszustand – L/583. Somit liegt unter diesen Bedingungen ein System mit einer Steifigkeit vor, das auch eine (näherungsweise) Berücksichtigung der Langzeiteinwirkungen mit L/400 erfüllt.

7.4 Numerische Analyse der HBV – Rippendeckenkonstruktion

Mit Hilfe der Vorversuche der HBV – Rippendeckenkonstruktion in Form von Einfeldträgern konnte das Tragverhalten, basierend auf dem Vergleich mit den experimentell gewonnenen Ergebnissen, durch ein entwickeltes numerisches Modell gut beschrieben werden.

Für die Berechnung dieses FE – Modells wurde jedoch eine Strukturannahme getroffen, um die fehlenden Elastizitätszahlen des dreidimensional orthotrop elastischen Verhaltens festzulegen. Für eine genauere Berechnung ist mit Hilfe von einaxialen und biaxialen Zugversuchen sowie numerischen Berechnungen ein orthotropes Materialmodell der Furnierschichtholzräger zu entwickeln.

Durch das Übertragen des FE – Modells auf ein Zweifeldsystem konnte in weiterer Folge die Durchlaufwirkung dieser Konstruktion untersucht werden. Im ersten Schritt wurde das System im Gebrauchslastzustand berechnet, wobei die zulässige Betonzugspannung des SVB im Bereich des mittleren Auflagers überschritten wurde.

Durch die Rissbildung im Stützbereich geht der Trägerabschnitt in den Zustand II über, wobei es zu einer Schnittgrößenumlagerung auf Querschnitts- sowie Systemebene kommt. Für die Berücksichtigung dieses Einflusses wurde für die weiteren Berechnungen das Stabwerksmodell verwendet, welches auch für den Zweifeldträger angepasst wurde.

Anhand der Berechnungsergebnisse konnte dann angenommen werden, dass – bezogen auf einem Gebrauchslastniveau – die Rissbildung im Stützbereich keinen wesentlichen Einfluss auf eine Schnittgrößenumlagerung hat. Durch diese Erkenntniss war es im Anschluss möglich, mit Hilfe des FE – Modells, eine Parameterstudie im Gebrauchszustand zu betreiben. Für die Verifizierung der oben genannten Annahmen sowie numerischen und analytischen Berechnungsergebnisse der durchlaufenden HBV – Rippendecke, sind Bauteilversuche erforderlich.

7.5 Parameterstudie

Anhand der Parameterstudie konnte abschließend gezeigt werden, dass sowohl die Verwendung einer besseren Betongüte, als auch eine höhere Betonschicht, eine verbesserte Tragwirkung erzielen. Aufgrund der konstruktiven Bedingungen ist allerdings zu berücksichtigen, dass sich die Kerventiefe in Abhängigkeit der SVB – Schicht ändert. Dies ist mit einer größeren Querschnittsschwächung im LVL verbunden, was einen Nachteil bezüglich der einzuhaltenden Randspannungen darstellt.

Für eine Optimierung des Materials LVL sind Produkte zu entwickeln, welche höhere Festigkeitseigenschaften erzielen. Bei der Änderung der Querschnittsparameter ist eine Vergrößerung der Breite zielführend, weil einerseits größere Scherflächen in den Vorhölzern vorhanden sind und andererseits die Konstruktionshöhe der HBV – Rippendecke auf ein Minimum gehalten wird.

Für zukünftig geplante Bauteilversuche an Durchlaufträgern in Form von HBV – Rippendecken sind die oben genannten Maßnahmen zu berücksichtigen, um das Tragfähigkeitspotential dieser Verbundbauweise auszuschöpfen.

8 Literatur

[1] Fink J. (2008): Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbau). Studienblätter zur Vorlesung. Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau, TU Wien

[2] Füssl J., Hellmich C., Kandler G., Kiefer T. (2016): Skriptum zur VU Finite Elemente Methoden. Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, TU Wien

[3] Frangi A., Fontana M. (2000): Versuche zum Tragverhalten von Holz – Beton – Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen. IBK Bericht, Nr. 249, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich: Birkhäuser Verlag

[4] Glaser R (2005). Zum Kurz- und Langzeittragverhalten von Holz – Beton – Verbundkonstruktionen. Dissertation. Brandenburgische Technische Universität Cottbus

[5] Hofer T. (2013): Experimentelle und analytische Untersuchungen des Tragverhaltens von Holz – Holzleichtbeton – Sandwich – Deckenbauweisen. Diplomarbeit. TU Wien

[6] Köpl S. (2013): Beschreibung des Tragverhaltens weitgespannter Flachdeckensysteme in Holzleichtbeton – Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Schubanalogie – Verfahrens. Diplomarbeit. TU Wien

[7] Krapfenbauer R., Krapfenbauer T. (2004): Bautabellen. Wien: Jugend & Volk Verlag. ISBN: 3-7100-0931-6

[8] Kuhlmann U., Schänzlin J., Michelfelder B. (2004): Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 4, Berlin: Ernst & Sohn Verlag

[9] Kuhlmann U., Schänzlin J. (2004): Bemessung von Holz – Beton Verbunddecken nach DIN und Euronormen. Leipzig: Holz – Beton – Verbund, Innovation im Bauwesen 2004

[10] Michelfelder, B. Ch. (2006): Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2006-1. Dissertation. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart

[11] Minnert J., Wagenknecht G. (2013): Verbundbau – Praxis Berechnung und Konstruktion nach Eurocode 4. 2. Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH. ISBN: 978 – 3 – 410 – 2246 – 7

[12] Neuhaus H. (1981): Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Holzfeuchtigkeit. Mitteilung Nr. 81 – 8. Dissertation. Ruhr – Universität Bochum

[13] Rautenstrauch K., Grosse M., Hartnack R., Lehmann S. (2003): Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz – Beton – Verbundkonstruktionen. Teil 1: Kurzzeittragverhalten. Bautechnik 80, Heft 8. Berlin: Ernst & Sohn Verlag

[14] Werner B.F. (2016): Holz – Leichtbeton – Verbunddecken: analytische und numerische Beschreibung des Tragverhaltens. Diplomarbeit. TU Wien

[15] Winter S., Kreuzinger H., Mestek P. (2008): Teilprojekt 15 – Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen, TU – München

[16] DIN EN 1995 – 1 – 1 / NA: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1 – 1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationaler Anhang, national festgelegte Parameter, August 2013. Deutsches Institut für Normung, Berlin

[17] ÖNORM B 1990 – 1 – Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 1: Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990, Jänner 2013. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[18] ÖNORM B 1991 – 1 – 1 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1 – 1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991 – 1 – 1, Dezember 2011. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[19] ÖNORM B 1992 – 1 – 1 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton – und Spannbetontragwerken – Teil 1 – 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992 – 1 – 1, Dezember 2011. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[20] ÖNORM B 1995 – 1 – 1 – Eurocode 5:Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1 – 1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995 – 1 – 1, Juni 2015. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[21] ÖNORM EN 595: Holzbauwerke – Prüfverfahren – Prüfung von Fachwerkträgern zur Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens, Juni 1995. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[22] ÖNORM EN 1990 – Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, März 2013. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[23] ÖNORM EN 1991 – 1 – 1 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1 – 1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, September 2012. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[24] ÖNORM EN 1992 – 1 – 1 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton – und Spannbetontragwerken – Teil 1 – 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Februar 2015. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[25] ÖNORM EN 1995 – 1 – 1 – Eurocode 5:Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1 – 1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Juni 2015. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[26] ÖNORM EN 13501 – 1: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten, Dezember 2009. Austrian Standards Institute, 1020 Wien

[27] ETA – 12/0373: Europäische technische Zulassung für Schmid Schrauben Rapid®, Stardrive und SP als selbstbohrende Holzschrauben zur Verwendung im Holzbau. Zulassungsinhaber: Schmid Schrauben Hainfeld GmbH. Geltungsdauer vom 05.11.2012 bis 04.11.2017. Wien: Österreichisches Institut für Bautechnik.

[28] Dlubal Software GmbH (2017): Statik – Software für Tragwerksplanung & FEM.
URL:
http://extranet.dlubal.com/?file=RSTAB8.07.15_64bit.exe (Stand: 15.03.2017)
http://extranet.dlubal.com/?file=RFEM5.07.15_64bit.exe (Stand: 15.03.2017)

[29] URL: www.dataholz.com/Public/Baustoffe/Datenblaetter/lvl_de.pdf (Stand: 30.07.2017)

[30] URL:
http://www.energie-experten.org/bauen-und-sanieren/daemmung/daemmplatten/holzwolleplatten.html (Stand: 30.07.2017)

[31] URL:
https://www.knaufinsulation.de/sites/knaufinsulation/files/content/products/datasheet/Heraklith-M.pdf (Stand: 30.07.2017)

[32] URL:
http://assets.storaenso.com/se/buildingandliving/ProductServicesDocuments/LVL%20General%20Fact%20Sheet_DE_06072016_low.pdf (Stand: 30.07.2017)

[33] URL:
http://assets.storaenso.com/se/buildingandliving/ProductServicesDocuments/LVL_A4_factsheet_S_Grade_DE_light_02242017.pdf (Stand: 30.07.2017)

[34] URL:
http://assets.storaenso.com/se/buildingandliving/ProductServicesDocuments/LVL_A4_factsheet_T_Grade_EN_light_11032016.pdf (Stand: 30.07.2017)

[35] URL:
http://assets.storaenso.com/se/buildingandliving/ProductServicesDocuments/LVL_A4_factsheet_X_Grade_EN_02162016.pdf (Stand: 30.07.2017)

[36] URL:
http://www.fh-finnholz.com/fileadmin/files/pdf_2015/allgemein/Zulassung_Kerto_Q___S.pdf
(Stand: 30.07.2017)

A. Dokumentation der Bauteilversuche

A1. Bauteilversuch LVL – R

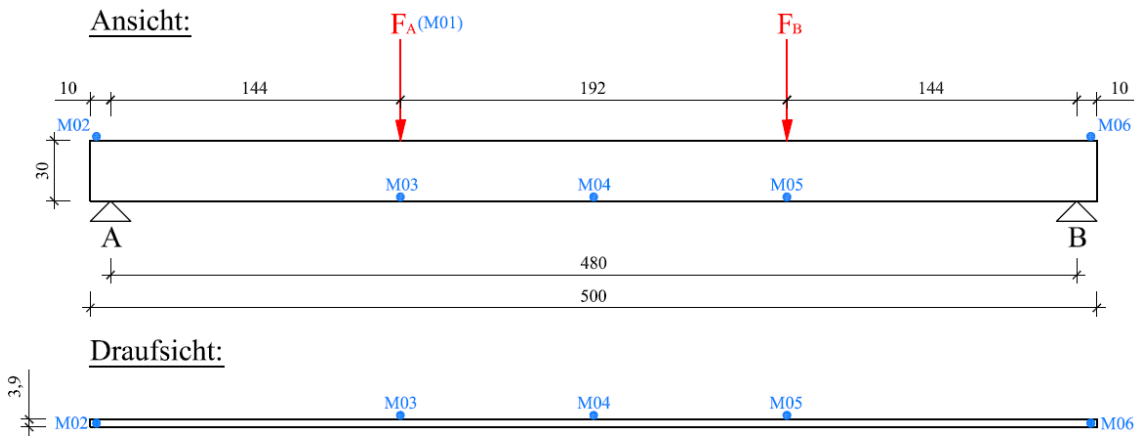

Abb.A1-1: Versuchsanordnung der LVL – Einzelrippe (LVL – R) mit Messpositionen [cm]

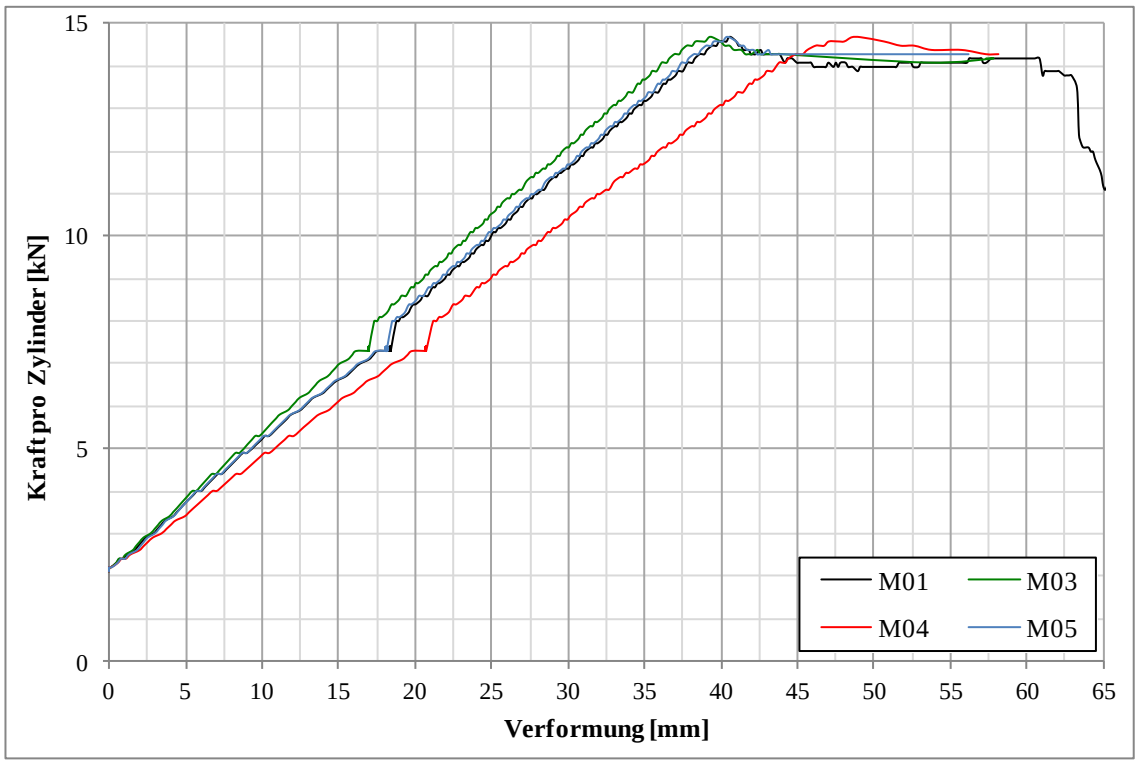

Abb.A1-2: Kraft – Verformungs – Verlauf sämtlicher Messpositionen in vertikaler Richtung/ LVL – R

A2. Bauteilversuch RD – 1

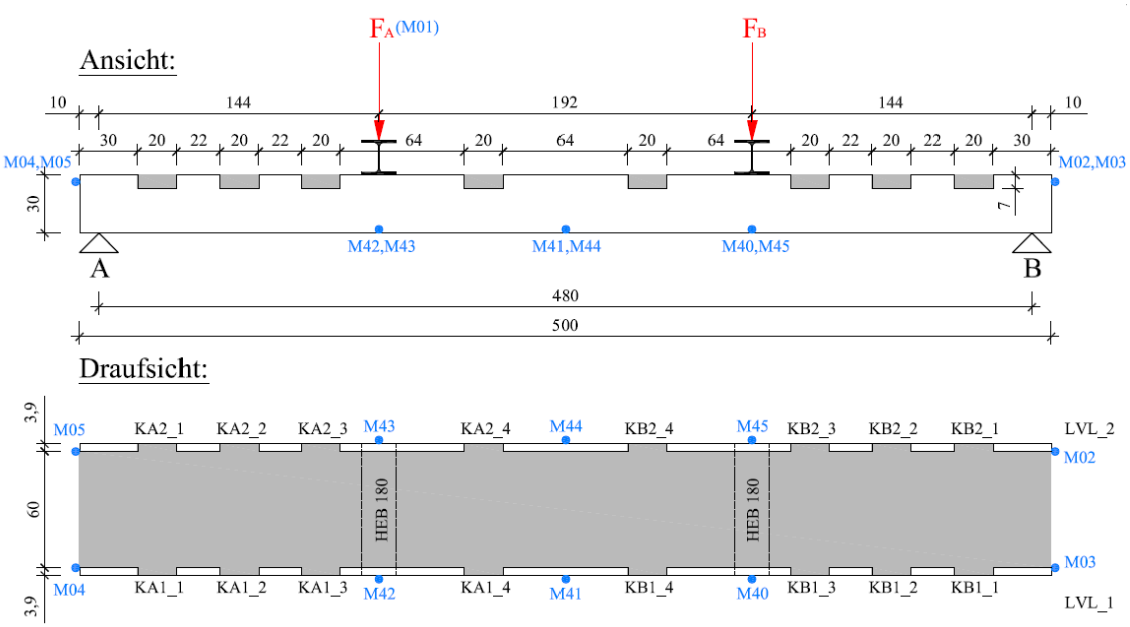

Abb.A2-1: Versuchsanordnung der HBV – Rippendecke (RD-1 bis RD-3) mit Messpositionen [cm]

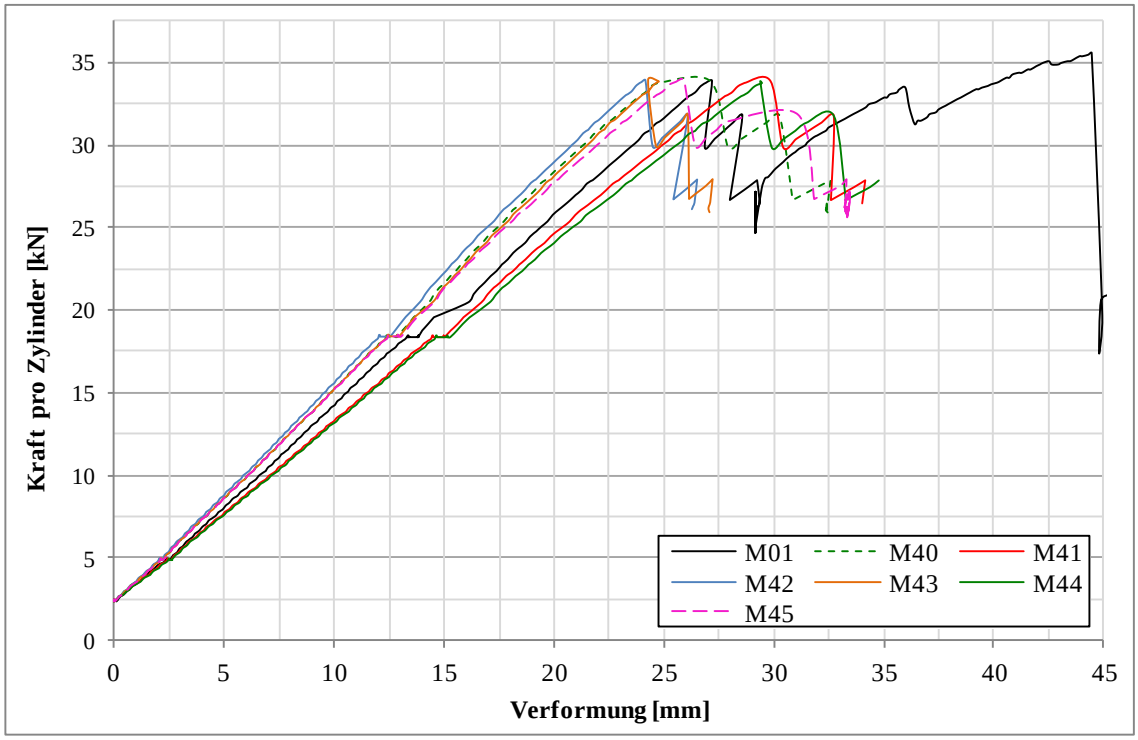

Abb.A2-2: Kraft – Verformungs – Verlauf sämtlicher Messpositionen in vertikaler Richtung / RD – 1

A3. Bauteilversuch RD – 2

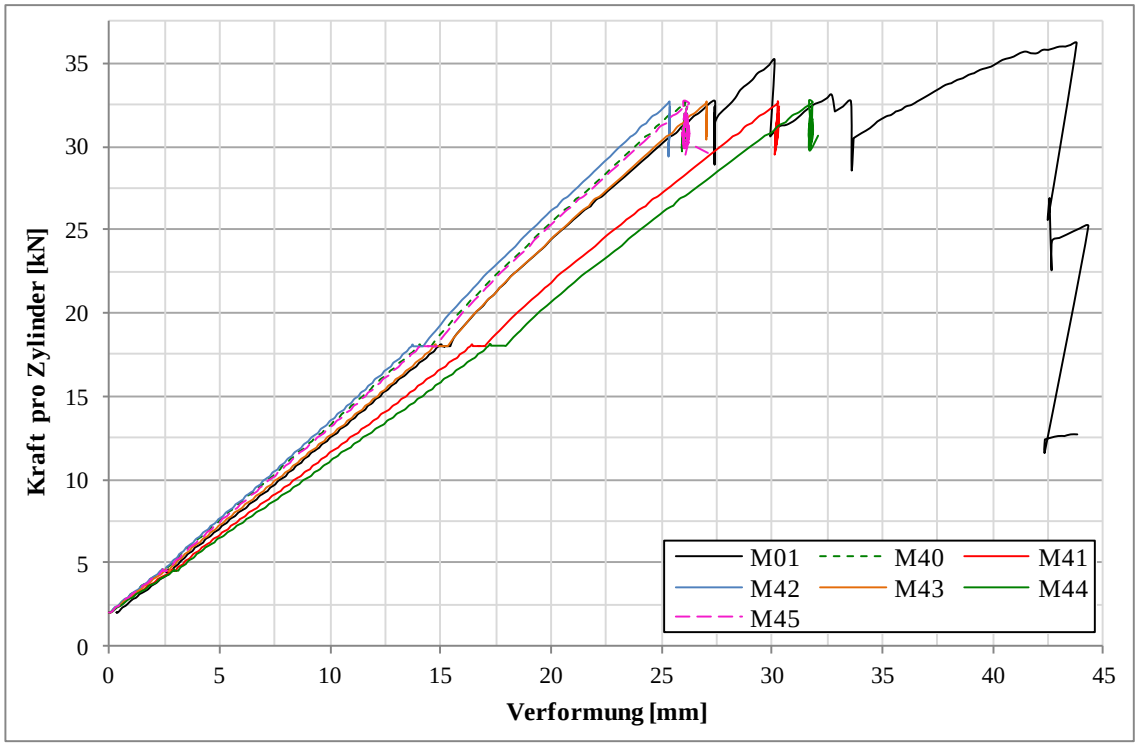

Abb.A3-1: Kraft – Verformungs – Verlauf sämtlicher Messpositionen in vertikaler Richtung / RD – 2

A4. Bauteilversich RD – 3

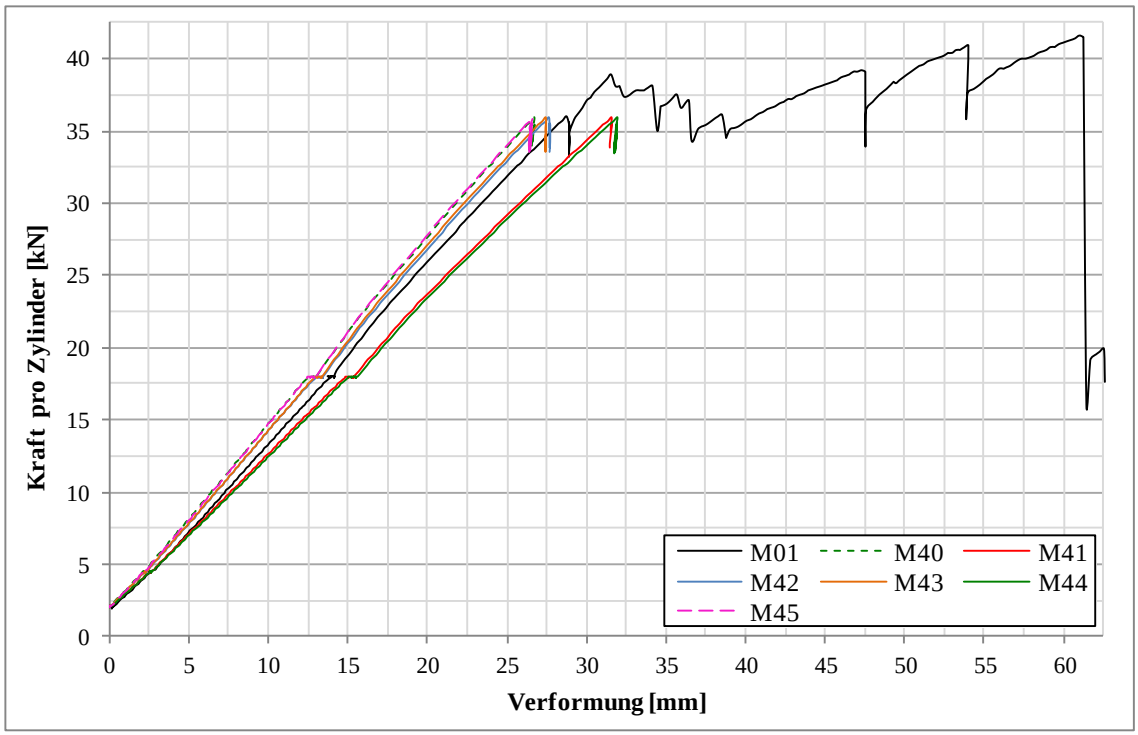

Abb.A4-1: Kraft – Verformungs – Verlauf sämtlicher Messpositionen in vertikaler Richtung / RD – 3

B. Ergebnisse aus der numerischen Berechnung

B1. Zweifeldträger unter charakteristischer Einwirkungskombination

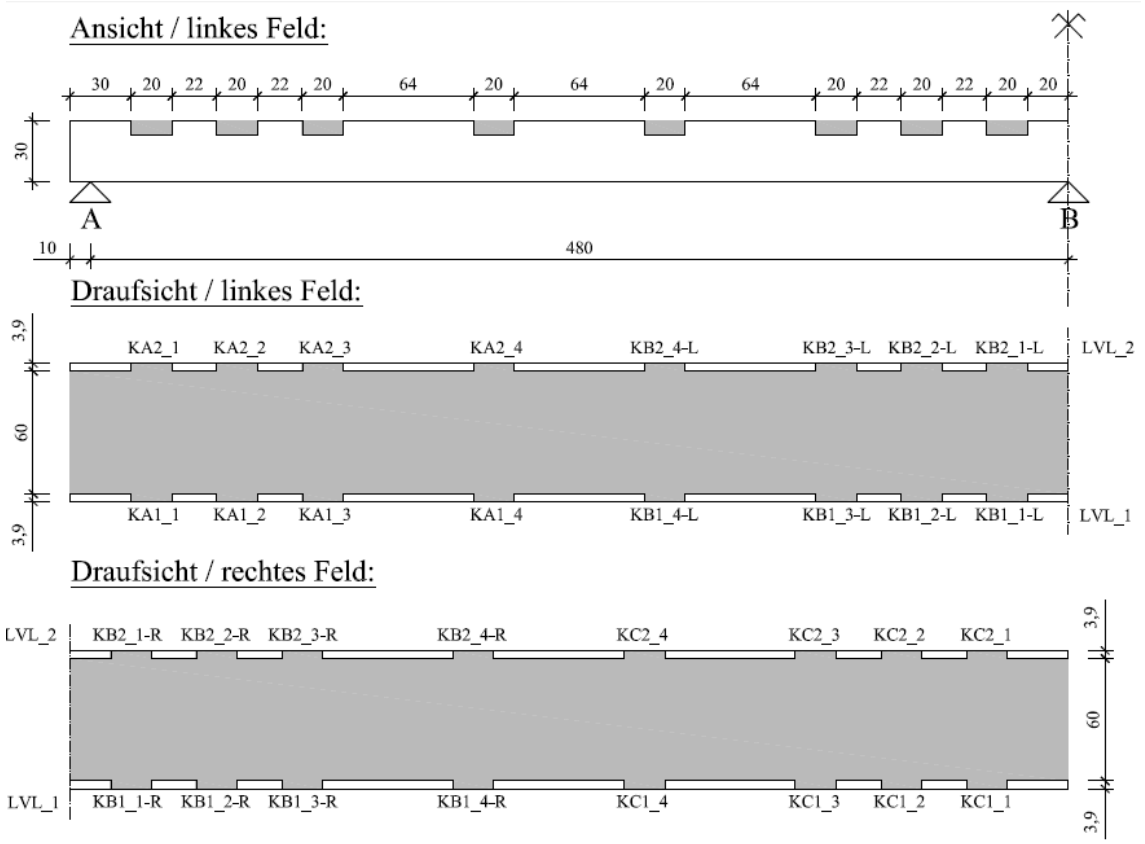

Abb.B1-1: Geometrie des Zweifeldträgers und Positionen der Kervenverbindungen

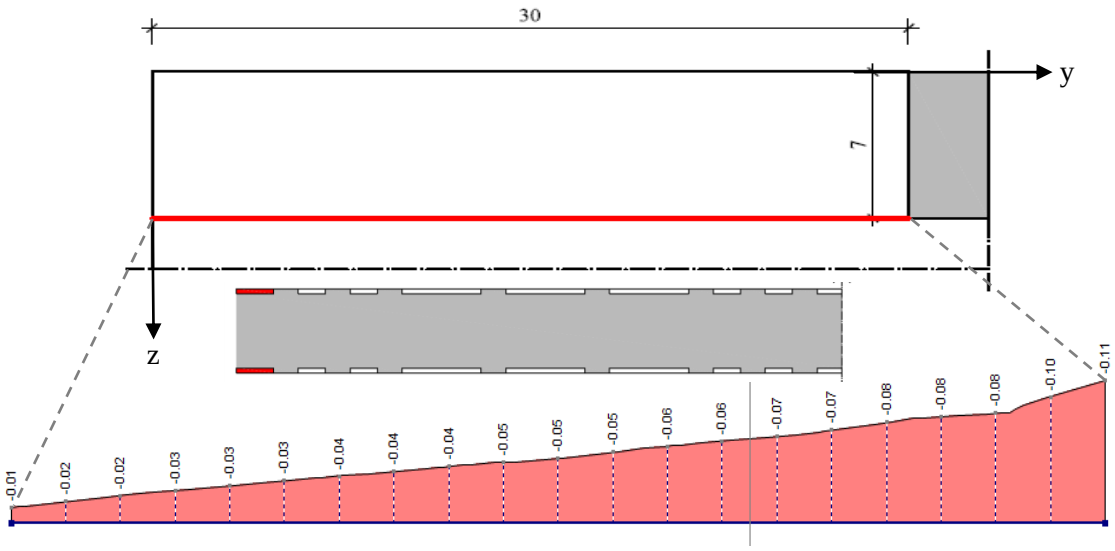

Abb.B1-2: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_1, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

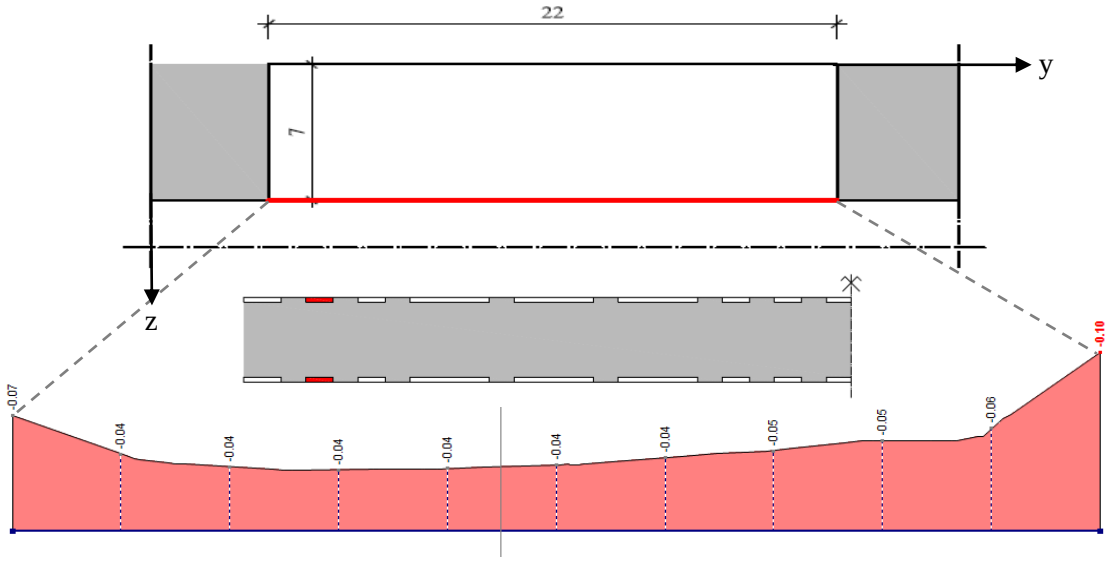

Abb.B1-3: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_2, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

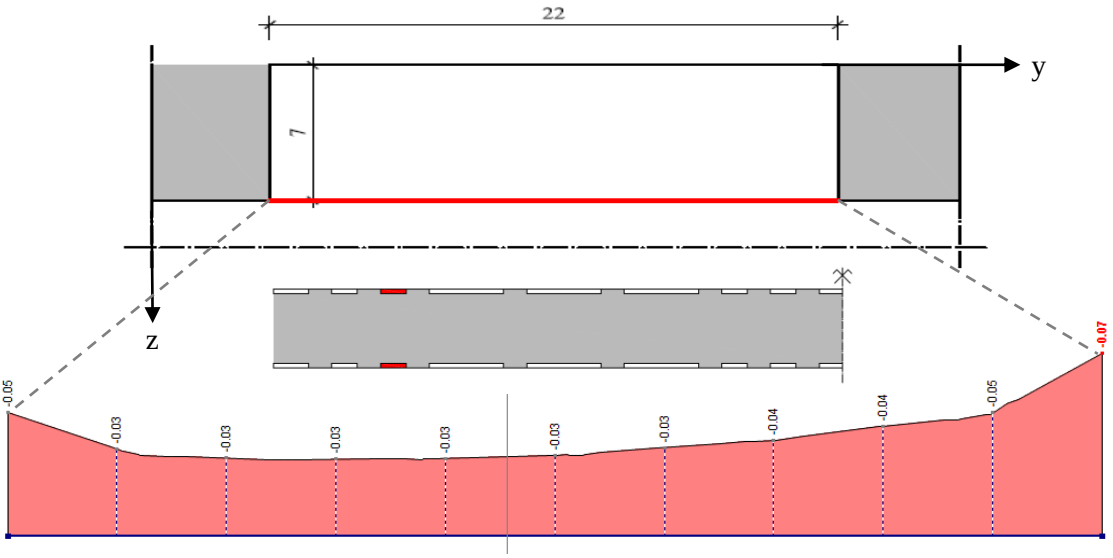

Abb.B1-4: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_3, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

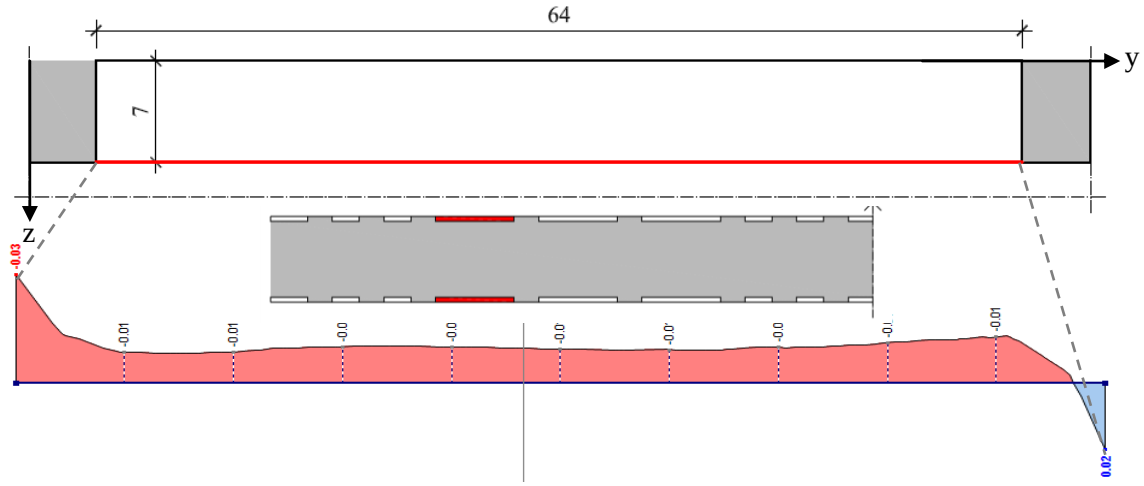

Abb.B1-5: Schubspannungsverlauf entlang des Vorholzes / K_4, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

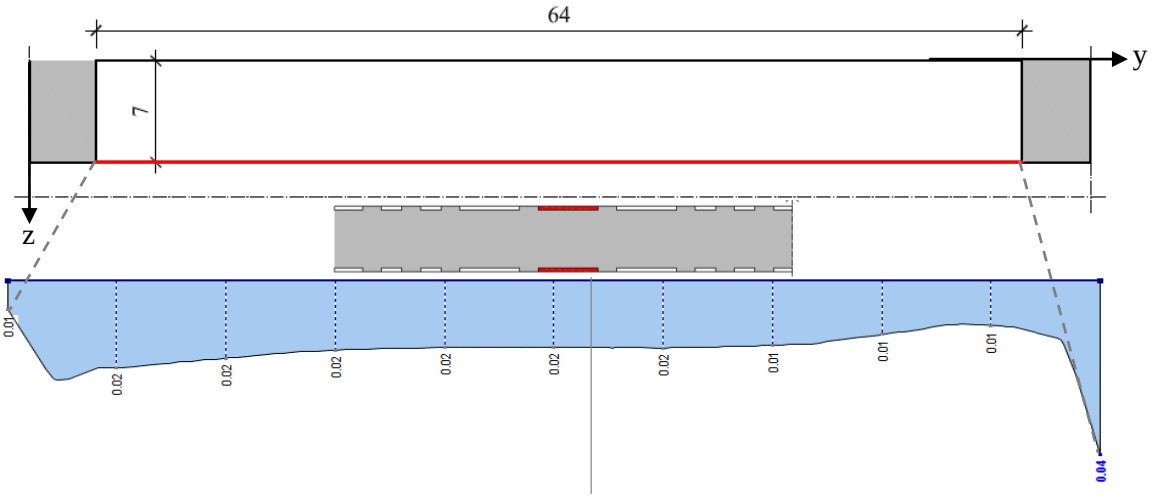

Abb.B1-6: Schubspannungsverlauf zwischen K_4 und K_4-L, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

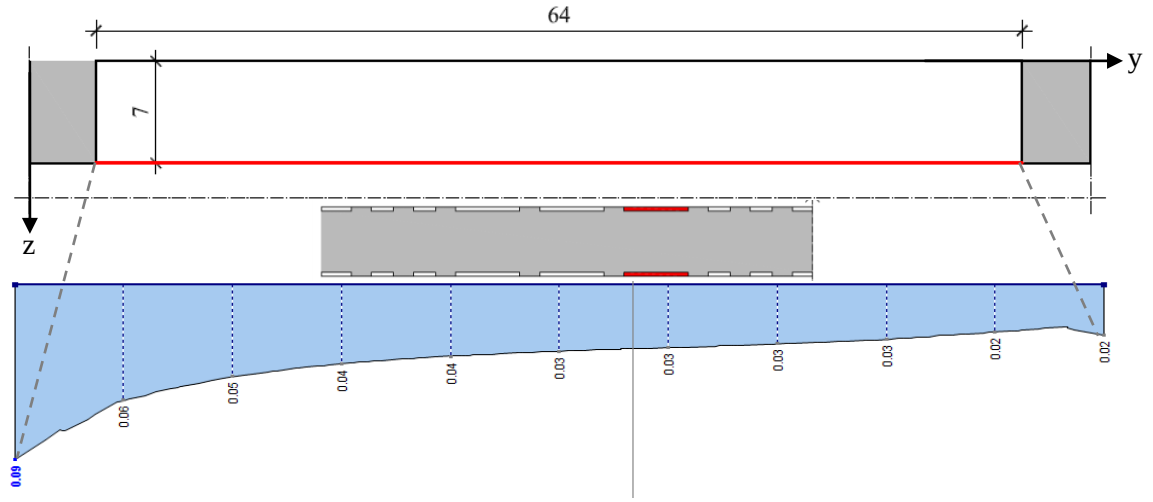

Abb.B1-7: Schubspannungsverlauf zwischen K_4-L und K_3-L, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

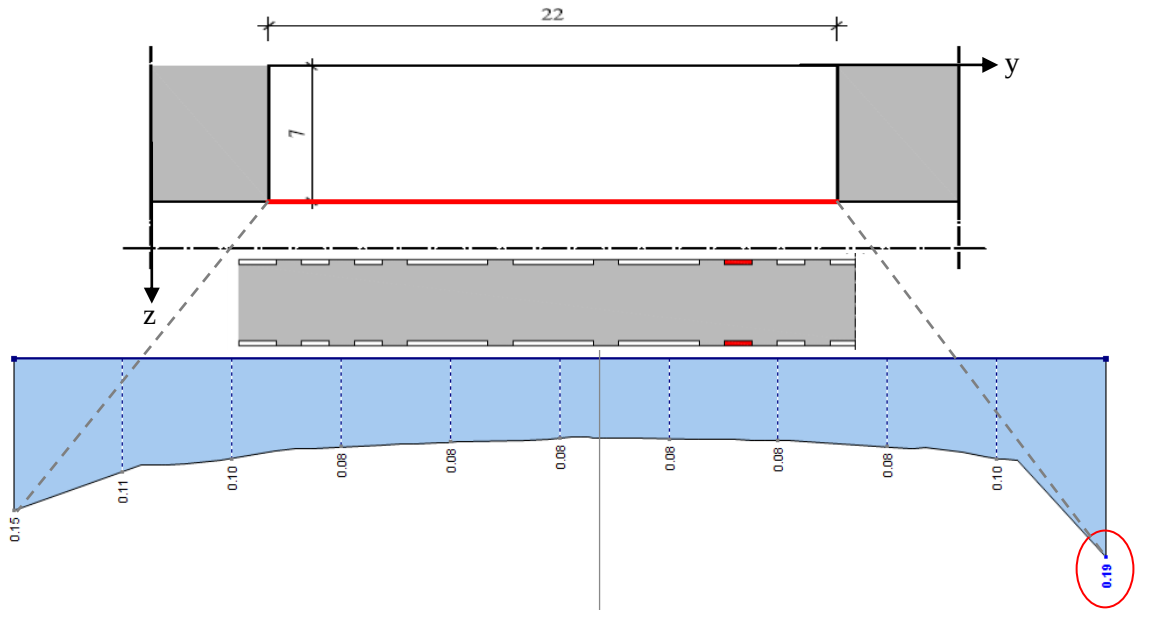

Abb.B1-8: Schubspannungsverlauf zwischen K_3-L und K_2-L, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

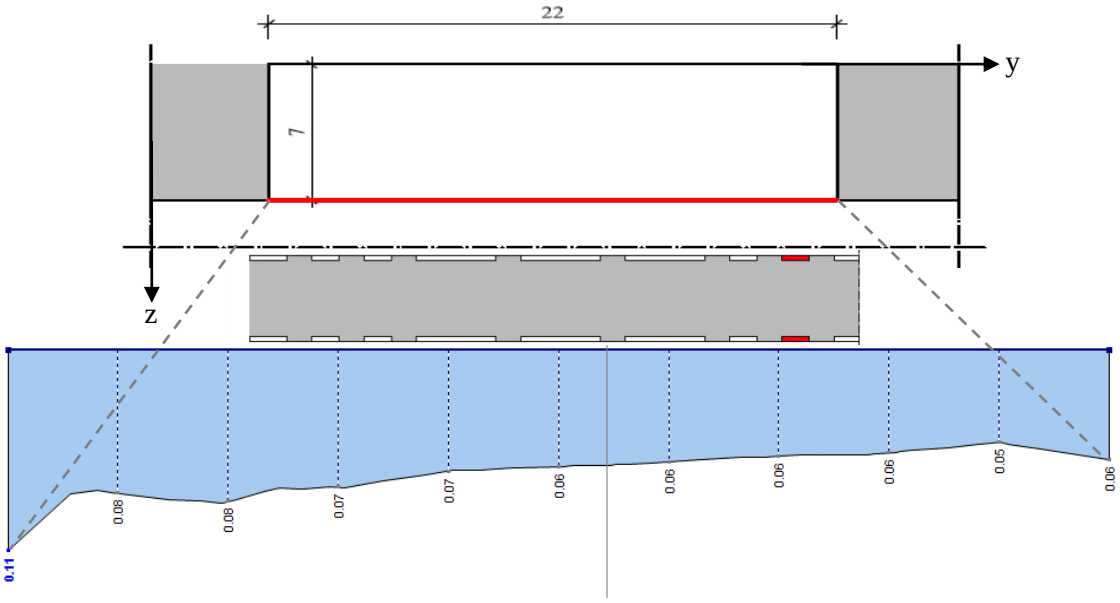

Abb.B1-9: Schubspannungsverlauf zwischen K_2-L und K_1-L, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]

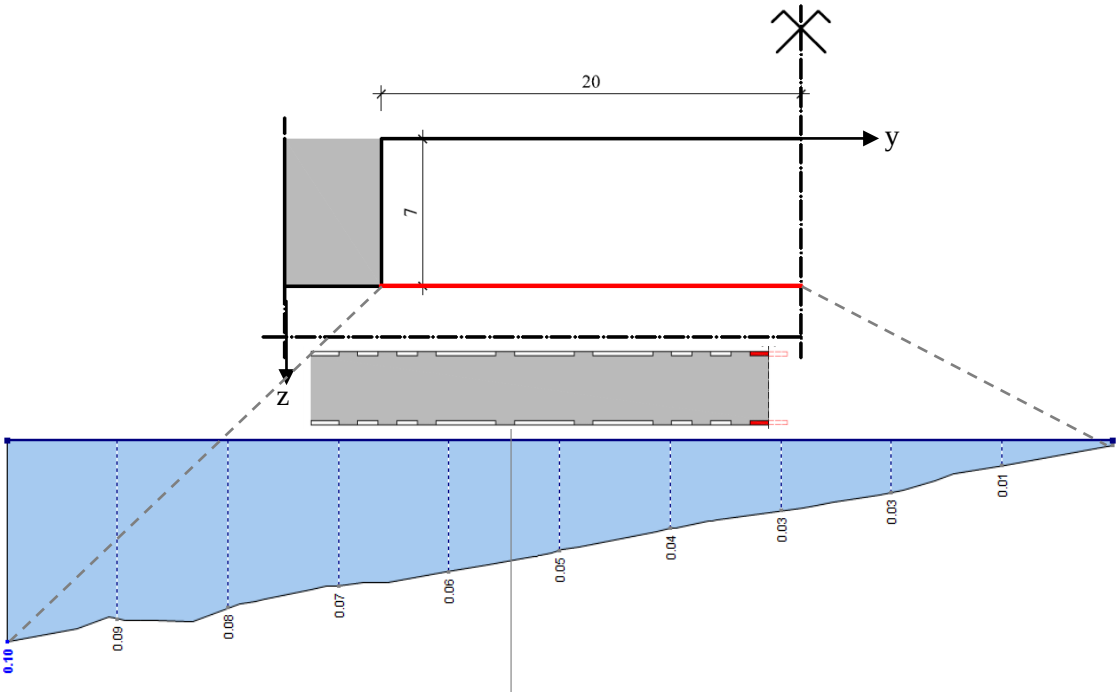

Abb.B1-10: Schubspannungsverlauf über dem Auflager B, Lastniveau E_d = 3,7 kN/m [kN/cm²]