



Tragverhalten mehrgeschossiger Holzbau

Tragverhalten und adaptive Steifigkeit von Holzrahmenwänden für erdbebengerechte Gebäudeaussteifung im mehrgeschossigen Holzbau

Forschungsbericht

Bericht Nr.	R.009858-F1-01
Projekt Nr.	R.009858-10-71FE
Klassifizierung	Öffentlich
Datum	27. Januar 2021
Auftraggeber	Bundesamts für Umwelt (BAFU) im Rahmen des Aktionsplans Holz Bestellnummer 1011411010 Kreditnummer A231.0327 Wald Vertragsnummer 01.0101.PZ/2019.07
Adresse der Forschungsstelle	Berner Fachhochschule Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur Solithurnstrasse 102, CH-2504 Biel 6 Tel / Fax +41 (0)32 344 03 63 www.ahb.bfh.ch
Autoren	Lukas Kramer, Martin Geiser
Projektverantwortlicher	Prof. Martin Geiser
Institutsleiter	Prof. Andreas Müller

Dieses Projekt wurde realisiert mit Unterstützung des Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung (WHFF), Geschäftsstelle beim Bundesamt für Umwelt (BAFU), 3003 Bern

Wirtschaftspartner
schaerholzbau AG
Kreuzmatte 1
6147 Altbüren

Winther + Walther AG
Sissacherstrasse 20
4460 Gelterkinden

© Berner Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

Editoren: Martin Geiser, Lukas Kramer

Copyright © 2021 by Berner Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur und Autoren. Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

Dieses Projekt wurde mit Unterstützung des Bundesamts für Umwelt (BAFU) im Rahmen des Aktionsplans Holz sowie Wirtschafts- und Industriepartner und Experten realisiert.

Berner Fachhochschule
Architektur, Holz und Bau
Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur
Solothurnstrasse 102, CH-2504 Biel
Tel / Fax +41 (0)32 344 03 41/91
www.ahb.bfh.ch

Inhaltsverzeichnis

1	Abstract	5
2	Einleitung	7
2.1	Ziele der geplanten Forschung	8
2.2	Bedeutung des Projektes für die Forschung und Praxis	8
2.3	Erkenntnisstand	9
2.3.1	Stand der Technik auf internationaler Ebene	9
2.3.2	Vorprojekt der BFH-AHB 2018-2019 über Wände mit Öffnungen	11
2.3.2.1	Allgemeines	11
2.3.2.2	Methodik	11
2.3.2.3	Ergebnisse	11
2.3.2.4	Neuer Ansatz der adaptiven Steifigkeit	13
2.3.2.5	Schlussfolgerungen aus dem Vorprojekt	14
3	Material und Methode	15
3.1	Ermittlung der Steifigkeit von OSB-Holz Klammerverbindungen	15
3.1.1	Versuchsdurchführung	16
3.1.2	Auswertung	17
3.2	Untersuchung unterschiedlicher OSB C-Platten Eckgeometrien	17
3.2.1	Versuchsdurchführung	19
3.2.2	Auswertung	20
3.3	Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung bei OSB/3	20
3.3.1.1	Konzept der Extrapolierten Eckstrukturdehnung	23
3.3.2	Versuchsdurchführung	23
3.3.3	Auswertung	25
3.3.3.1	Auswertung mit dem DIC	25
3.3.3.2	Finite Elemente Analyse	25
3.4	Wandscheibenprüfung	26
3.4.1	Versuchsaufbau	27
3.4.2	FE-Modellierung	28
3.4.2.1	Linienfreigabe	30
3.4.2.2	FE Netz	30
3.4.2.3	Aufgezwungene Verschiebung	30
3.4.2.4	Simulation der Wände mit OSB C-Platte	30
3.4.2.5	Simulation der Wände mit Verstärkung	31
3.4.3	Versuchsablauf	31
3.4.4	Auswertung	31
3.5	Ausschwingprüfung	31
3.5.1	Versuchsaufbau	31
3.5.2	Versuchsablauf	34
3.5.3	Auswertung	35
3.6	Verwendete Messmittel	36
4	Resultate und Diskussion	37
4.1	Ermittlung der Steifigkeit von OSB-Holz Klammerverbindungen	37
4.2	Untersuchung unterschiedlicher OSB C-Platten Eckgeometrien	40
4.3	Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung	42
4.3.1	DIC	42
4.3.2	FEA	44
4.4	Wandscheibenprüfung	45
4.4.1	Wände mit C-Platten	45
4.4.2	Wände mit Verstärkungen	48
4.4.3	Abschätzung der Leistungsfähigkeit auf Designniveau	50

4.4.3.1 Wand mit Verstärkung	50
4.4.3.2 Wand mit C-Platte	51
4.4.3.3 Segmentierte Wand	51
4.5 Ausschwingprüfung	52
5 Schlussfolgerungen	53
6 Danksagung	54
7 Abbildungsverzeichnis	55
8 Tabellenverzeichnis	57
9 Literatur	Error! Bookmark not defined.
10 Anhang	59
10.1 Prüfkörperpläne	59
10.1.1 Klammersteifigkeitsermittlung	59
10.1.2 Untersuchung unterschiedlicher OSB C-Platten Eckgeometrien	64
10.1.3 Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung bei OSB	69
10.1.4 Wände mit C-Platten	72
10.1.5 Wände mit Verstärkung	77
10.1.6 Ausschwingprüfstand	81
10.2 Weitere Ergebnisse	89
10.2.1 Klammereigenschaften	89
10.2.2 Untersuchung unterschiedlicher OSB - Eckgeometrie	93
10.2.3 Strukturspannung	94
10.2.4 Wandscheibenprüfung	96

1 Abstract

Erdbeibengerechtes Bauen ist aus technischer, normativer und juristischer Sicht Pflicht. Eine Untersuchung der BFH zum Thema Relevanz der Bemessungssituation Erdbeben in Schweizer Holzbau [MEIE 2018] hat gezeigt, «dass für Wohnbauten in Holzbauweise, trotz schwacher bis mittlerer Seismizität in der Schweiz, die Bemessungssituation Erdbeben sehr oft massgebend ist und für die Bemessung zwingend zu berücksichtigen ist, wie dies auch die SIA-Tragwerksnormen vorschreiben». Die für die Erdbebenbemessung in der Norm SIA 261:2020 neu eingeführten Antwortspektren sowie die neue Erdbebenzone Z1b führen dazu, dass für Holzbauten in vielen Fällen noch grössere Erdbebenkräfte anfallen. Mit grosszügigen Räumen im Erdgeschoss und grossen Öffnungen in den Fassaden, bildet die zeitgemässe Architektur für den Holzbau eine Herausforderung bezüglich dem Aussteifungskonzept. Eine Schwierigkeit liegt darin, dass gemäss aktueller Norm SIA 265, die Bereiche von Holzrahmenwänden mit grösseren Öffnungen als nicht tragend zu betrachten sind. Abweichungen von dieser Norm sind zwar nach Norm SIA 260 möglich, jedoch fehlen dafür ausreichende theoretische sowie experimentelle Grundlagen. Ob die Bereiche um die Öffnungen als nicht-tragend oder als tragend betrachtet werden, beeinflusst die Anzahl der Verankerungen und die Intensität der anzusetzenden Kräfte massgeblich. Die Verankerung von mittleren bis hohen Kräften ist im Holzbau kostenrelevant.

Projektziel war, die notwendigen Grundlagen zu erwerben, sodass ein Grossprojekt, das in der Holzbaubranche breit abgestützt und unterstützt ist, lanciert werden kann. Ziel des vorgesehenen Folgeprojekts ist die Entwicklung einer experimentell abgesicherten Methode für die Modellierung, Bemessung und Ausführung von aussteifenden Wänden mit Öffnungen.

Im Rahmen eines BFH-AHB internen Vorprojektes konnte anfangs 2019 die Machbarkeit des Prinzips aussteifende Wände mit Öffnungen gezeigt werden. Dazu kam der neue Ansatz der adaptiven Steifigkeit zustande, dessen baupraktische und wirtschaftliche Machbarkeit geprüft werden soll. Dafür war es notwendig, das Tragverhalten von OSB-Holz-Klammerverbindungen detailliert zu bestimmen. So wurde die Steifigkeit dieser Verbindung anhand von 48 Prüfkörpern untersucht. Dabei wurden monotone und zyklische Versuche mit vier unterschiedlichen Kraft-Faserwinkel-Konfigurationen durchgeführt. Die Ergebnisse bestätigten, dass der Verschiebungsmodul dieser Verbindung deutlich höher liegt als gemäss Normen SIA 265/1:2012 und SIA 265:2012 angegeben. Neu ist jedoch die Erkenntnis, dass der Kraft-Faserwinkel die Steifigkeit nicht signifikant beeinflusst. Eine Halbierung der Steifigkeit im Falle „rechtwinklig zur Faserrichtung“ nach Tab. 265.25 konnte nicht beobachtet werden. Ferner wurde der Einfluss der Inneneckgeometrie (scharfkantig, innen- und aussenliegende Radien) der OSB C-Platten auf den Tragwiderstand anhand von 35 Prüfkörpern mit OSB/3-Platten von drei unterschiedlichen Herstellern untersucht. Erwartungsgemäss haben innenliegende Radien eine Laststeigerung zur Folge. Ein innenliegender Radius von 8 mm hat sich als optimale Inneneckgeometrie herausgestellt bezüglich Produktion und Leistungsfähigkeit. Bei der Auswertung nach Plattenhersteller hat sich gezeigt, dass die Minimalwerte auf demselben Niveau liegen. Anders sieht es jedoch mit den Maximalwerten aus. Mit grossen Überfestigkeiten werden auch beträchtliche Überfestigkeitsfaktoren notwendig, um eine funktionierende Hierarchie der Tragwiderstände zu gewährleisten. Dies wirkt sich negativ auf die Wirtschaftlichkeit des Ansatzes der adaptiven Steifigkeit aus. Um die Prüfwände mit C-Platten modellieren zu können, wurde zuletzt an 30 weiteren Prüfkörpern die extrapolierte Eckstrukturspannung bei OSB/3 untersucht. Um die Versagensvorhersage der C-Platten in OSB/3 zu ermöglichen, wurden Biegeprüfungen mit drei unterschiedlichen geometrischen Verhältnissen (gedrungen, schlank und dazwischen) durchgeführt. Die Prüfkörper wurden mit DIC (Digital Image Correlation) aufgenommen und durch FEA (Finite Elemente Analyse) simuliert. Leider musste festgestellt werden, dass die Oberfläche von OSB mit den unterschiedlichen Spanrichtungen eine zielführende DIC-Auswertung unmöglich macht. Trotzdem war es möglich, die FEA-Simulation aufgrund der erhaltenen Maximallasten und Variationskoeffizienten zumindest näherungsweise zu kalibrieren.

Basierend auf den Prüfergebnissen der insgesamt 113 getesteten Kleinprüfkörper konnten nun die Prüfwände geplant und FE-analysiert werden. Die Wandgeometrie und Ausführung wurde an ein echtes Bauprojekt der Partnerfirmen Schaerholzbau und Winter und Walther angelehnt. Zwei unterschiedliche Wandtypen wurden entwickelt: 1) mit C-Platten (C) und 2) mit Verstärkungsgurten (V) in Form von durch die OSB-Beplankungen aufgeschraubten Windrispenbändern. Die Wände sind 5,10 m lang und 2,56 m hoch. Mit je zwei Wiederholungen wurden insgesamt vier Wände auf dem Prüfraum monoton getestet. Zusätzlich zu konventionellen Wegaufnehmern wurden DMS (Dehnmessstreifen) auf dem Stahlstab, der als Zugverankerung diente, aufgeklebt, um die Zugankerkräfte während dem Versuch zu bestimmen. Sowohl für die Wände mit C-Platten (C) als auch

für diejenige mit Verstärkungsgurten (V) gab es zwischen der FE-Analyse und dem Experiment eine gute Übereinstimmung bezüglich der Steifigkeit. Jedoch konnte die Kraft, bei welcher die OSB-Beplankung der Wände mit C-Platten im Eckbereich reissen, mit der FEA nicht zuverlässig vorhergesagt werden. Dies zeigt sich als grosse Schwierigkeit bezüglich des Ansatzes der adaptiven Steifigkeit. Zudem ist zu erwarten, dass – auch wenn diese Risskraft präziser bestimmt werden könnte – beträchtliche Überfestigkeitsfaktoren zu berücksichtigen sind, da die Mindestfestigkeiten der OSB-Platten je nach Hersteller deutlich überschritten werden. Ferner hat sich der Steifigkeitszuwachs durch die Ausführung mit C-Platten ($k = 3,75$ bzw. $3,78$ kN/mm) mit nur 6%, im Vergleich zur Ausführung mit Verstärkungsgurten ($k = 3,51$ bzw. $3,60$ kN/mm) als sehr bescheiden erwiesen. Dies ist sehr wahrscheinlich auf die relativ grossen Fensteröffnungen zurückzuführen. Die Höchstlasten betrugen 122,1 bzw. 119,2 kN für die Wände mit C-Platten, 155,7 bzw. 156,6 kN im Falle von Verstärkungsgurten, d.h. rund 30% mehr. Auf Bemessungsniveau wurde der horizontale Tragwiderstand der Wand mit C-Platten auf $F_{H,Rd} = 46$ kN festgelegt. Für die Wand mit Verstärkungsgurten beträgt dieser Wert $F_{H,Rd} = 73$ kN, d.h. rund 60% mehr. Die Messungen der vertikalen Schwellenverformungen haben gezeigt, dass dies bei der praxistauglichen Ausführung von Wänden mit Öffnungen ohne Zwischenverankerungen zu berücksichtigen ist. Schubverankerungen müssen in vertikaler Richtung ausreichend weich sein, um weitgehend zwangsfrei arbeiten zu können. Die Summe der anzuschliessenden Zugankerkräfte für die Betrachtungsweise «Wandsegmente» (als 100% definiert) wird mit «Wände mit Öffnungen» verglichen. Für Wände mit C-Platten beträgt diese Summe 38%. Für Wände mit Verstärkungsgurten sind es 44%. Die Bereiche, um die Öffnungen als tragend zu gestalten und zu betrachten, bildet eine sehr effiziente Möglichkeit, um die Zugverankerungskosten zu reduzieren.

Im Verlauf der Projektbearbeitung hat sich gezeigt, dass sich der Ansatz der adaptiven Steifigkeit als nicht wirtschaftlich erwiesen hat. Parallel dazu wurde im Rahmen eines anderen Projektes entdeckt bzw. bestätigt, dass Holzrahmenbauten eine hohe Tragwerksdämpfung aufweisen. Mit einem viskosen Dämpfungsmass von beispielweise 10% anstelle der üblicherweise pauschal angesetzten 5% konnten die Erdbebenkräfte rund 20% reduziert werden. Deshalb wurde entschieden, einen ergänzenden Ausschwingversuch zur Bestimmung des viskosen Dämpfungsmasses zu planen und durchzuführen. Leider waren der Auslösemechanismus und die geplante eingeschossige Konstruktion nicht ausreichend aufeinander abgestimmt, um zuverlässige Dämpfungswerte ermitteln zu können. Lediglich die Grundswingzeit konnte bestimmt werden. Die Modifikation des Versuchsdispositivs hätte den Rahmen dieses Projektes gesprengt und der Versuch musste vorläufig eingestellt werden. Jedoch wurde der Versuchsaufbau nicht demontiert, um im Rahmen eines Folgeprojektes die entsprechenden Versuche durchführen zu können.

Eine praxistaugliche Umsetzung des Ansatzes der adaptiven Steifigkeit ist aus den vier folgenden Gründen nicht gegeben: a) Schwierigkeit einer zuverlässigen Rissvorhersage; b) grosse erforderliche Überfestigkeitsfaktoren; c) bescheidener Steifigkeitszuwachs (6%); d) geringere horizontale Tragfähigkeit (ca. 2/3) im Vergleich zu Wänden mit Öffnungen mit Verstärkungsgurten. Dies bedeutet aber nur, dass der Ansatz der adaptiven Steifigkeit kaum zielführend ist. Aussteifende Wände mit Öffnungen und Verstärkungsgurten bilden jedoch eine gute Lösung für die erdbebengerechte und effiziente Aussteifung von Holzrahmenbauten.

Für die Lancierung eines breit abgestützten Grossprojekts konnten die dafür notwendigen Grundlagen gewonnen werden. Die folgende Strategie wird empfohlen: Nur Endverankerungen werden angebracht. Die Verstärkungen bestehen aus innen- oder aussenliegenden Zuglaschen aus Furnierschichthölzern oder Windrispenbändern. Eine mehrgeschossige Betrachtung ist anzustreben. Auf eine adaptive Steifigkeit soll verzichtet werden, wie auch auf eine duktile Bemessung. Dafür soll geprüft werden, ob die nicht-duktilen Bemessung nicht mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 2$ durchgeführt werden könnte. Zuletzt soll untersucht werden, ob für das viskose Dämpfungsmass grössere Werte als die pauschalen 5% angesetzt werden könnten.

2 Einleitung

In der Schweiz wird sowohl in der Literatur als auch in der Praxis fast ausschliesslich der vom Betonbau stammende Ansatz des Segmentierens verfolgt. Auch gemäss Norm [SIA 265 2012] sind «individuelle Wandelemente mit grossen Öffnungen (z.B. Türen und Fenster) als nicht tragend zu betrachten» (5.4.2.5). Diese Betrachtungsweise ist einfach und klar, jedoch in vielen Fällen wenig effizient und wirtschaftlich. Ferner ist dieser Ansatz bezüglich der modernen Architektur mit ihren grossen Fensteröffnungen und wenigen geschlossenen Wandsegmenten meist problematisch. Daher wird als holzbaugerechte Ausführung der Ansatz von Wänden mit Öffnungen diskutiert.

Abweichungen zu normativen Vorgaben sind im Sinne der Norm [SIA 260 2013] zulässig, «wenn sie durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet werden oder wenn neue Entwicklungen und Erkenntnisse dies rechtfertigen», was heute nicht der Fall ist. Es fehlt an praxistauglichen Grundlagen zur abgesicherten Umsetzung der Gebäudeaussteifung durch Wände mit Öffnungen. Die folgende Abbildung zeigt schematisch den Einfluss des gewählten Ansatzes auf die angesetzte Länge der Aussteifungswände. Links werden nur die nicht-perforierten Wandsegmente betrachtet: $l_{tot} = l_1 + l_2$. Rechts wird die gesamte Wandlänge berücksichtigt: $l_{tot} = l_1 + l_2 + l_3$.

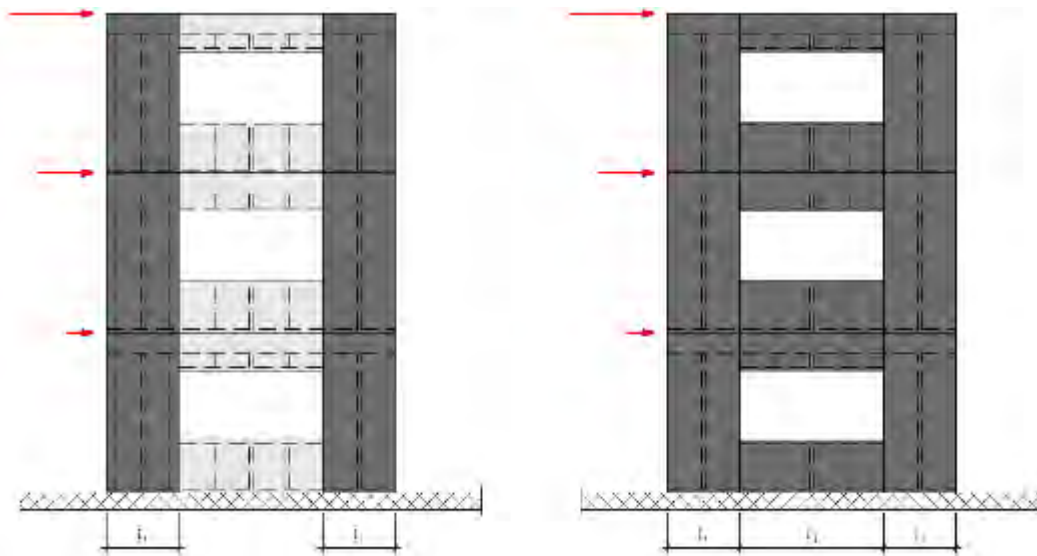


Abbildung 1: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Ansätze. Links: nur nicht-perforierte Wandsegmente; Rechts: Wände mit Öffnungen

Die Untersuchung der BFH zum Thema Relevanz der Bemessungssituation Erdbeben in Schweizer Holzbau [MEIE 2018] hat gezeigt, «dass für Wohnbauten in Holzbauweise, trotz schwacher bis mittlerer Seismizität in der Schweiz, die Bemessungssituation Erdbeben sehr oft massgebend ist und für die Bemessung zwingend zu berücksichtigen ist, wie dies auch die SIA-Tragwerksnormen vorschreiben». Aufgrund von Schätzungen ist anzunehmen, dass noch nicht sämtliche in der Schweiz zurzeit realisierten Bauwerke normenkonform erdbebensicher gebaut werden. Von den jährlich rund 2'800 in der Schweiz errichteten Neubauten in Holzbauweise könnten viele vom Ansatz Wände mit Öffnungen profitieren. Dadurch könnte eine wichtige Lücke bezüglich der effizienten Gebäudeaussteifung geschlossen werden.

Im Rahmen eines BFH-AHB internen Vorprojektes [GEIS 2019] konnte anfangs 2019 die Machbarkeit des Ansatzes Wände mit Öffnungen gezeigt werden. Die durchgeführten Untersuchungen haben bestätigt, dass der Ansatz Wände mit Öffnungen ein grosses Potential hat und im Rahmen eines Folgeprojektes weiterverfolgt werden soll. Bezüglich des Tragwiderstands konnte mit der Wand mit Öffnungen (PK2) die gleiche Leistung erreicht werden wie mit der entsprechenden Wand ohne Öffnung (PK1), jedoch bei halber Steifigkeit. Die duktil ausgelegte Prüfwand (PK2) hat gezeigt, dass ein duktiles Tragwerksverhalten möglich ist. Die zyklisch ermittelte Duktilität liegt in der Grössenordnung wie jene der Wand ohne Öffnung (PK1). Die Versuchsergebnisse der mit C-förmigen OSB-Platten beplankten

Wände haben zu einem neuen Ansatz geführt. Nach dem Reißen der C-Platten in den Sturz- und Brüstungsbereichen sank die Steifigkeit während der Tragwiderstand weiter zunahm. Dies führte zur Idee, dass es möglich sein sollte, Wände mit Öffnungen mit einer *adaptiven Steifigkeit* auszulegen: steif gegenüber Wind – weich im Erdbebenfall. Wird ein gewisses Kraftniveau übertroffen, Reißen die C-förmigen Beplankungsplatten, die ganze Wand wird weicher und der Tragwiderstand ist noch ausreichend, um eine weitere Kraftsteigerung zu ermöglichen. Als Folge dieser Weichmachung sinken die anzusetzenden Erdbebenersatzkräfte und das Erdbebenverhalten wird verbessert. Die Praxistauglichkeit dieses neuen Ansatzes der adaptiven Steifigkeit wird im Rahmen des vorliegenden Projekts überprüft.

2.1 Ziele der geplanten Forschung

Das übergeordnete Ziel des Projektes ist der Ausbau und der Erhalt der Akzeptanz des Holzbaus als zuverlässige und erdbebensichere Bauweise. In diesem Sinne sollen aufbauend auf den vorhandenen Erfahrungen und dem aktuellen Wissen Grundlagen gewonnen werden, um ein grösseres Projekt, das in der Holzbaubranche möglichst breit abgestützt ist, lancieren zu können. Bezüglich Wirtschaftlichkeit, Zuverlässigkeit und Robustheit, soll die *gesamte* Wandlänge zur Aussteifung beitragen und rechnerisch erfasst werden können und nicht nur einzelne, nicht-perforierte Wandsegmente gemäss dem Ansatz aus dem Stahlbetonbau.

Ziel des Grossprojekts ist die Entwicklung einer experimentell abgesicherten Methode für die Berechnung, die Bemessung und die Ausführung von Wänden mit Öffnungen. Das vorliegende Projekt dient dazu, die Machbarkeit des Ansatzes *Wände mit Öffnungen und adaptiver Steifigkeit* dank entsprechender Dokumentation, d.h. FEM-Simulationen und v.a. 1/1-Versuche an Wänden mit Öffnungen, überzeugend aufzuzeigen. Gelingt es, eine solche Methode zu entwickeln, wird eine strategische Lücke bezüglich der wirtschaftlichen, zuverlässigen und erdbebengerechten Gebäudeaussteifung geschlossen.

2.2 Bedeutung des Projektes für die Forschung und Praxis

Das vorliegende Projekt soll den Einsatz von Holz als erdbebensicheren Baustoff fördern. Die zu entwickelnde Berechnungs- und Bemessungsmethode führt zur Verbesserung des Erdbebenschutzes bei gleichzeitiger Kostensenkung für das Aussteifungssystem. Folgende Abbildung zeigt in schematischer Weise den Einfluss des Ansatzes (links: Öffnungsbereiche nicht mittragend / rechts; Öffnungsbereiche mittragend) auf die Anzahl der Verankerungen und die Intensität der Verankerungskräfte. Im linken Teil der unteren Abbildung wird klar, dass ohne Berücksichtigung der Öffnungen, die Erdbebenkräfte „teuer werden“. Dank dem Ansatz *Wände mit Öffnungen* (rechts) wird die Anzahl der Verankerungen und die Intensität der anfallenden Verankerungskräfte signifikant reduziert. Dazu muss darauf hingewiesen werden, dass die Verankerungen das kostenverursachende Element bei der Umsetzung der Erdbebenschutzmassnahmen darstellen.

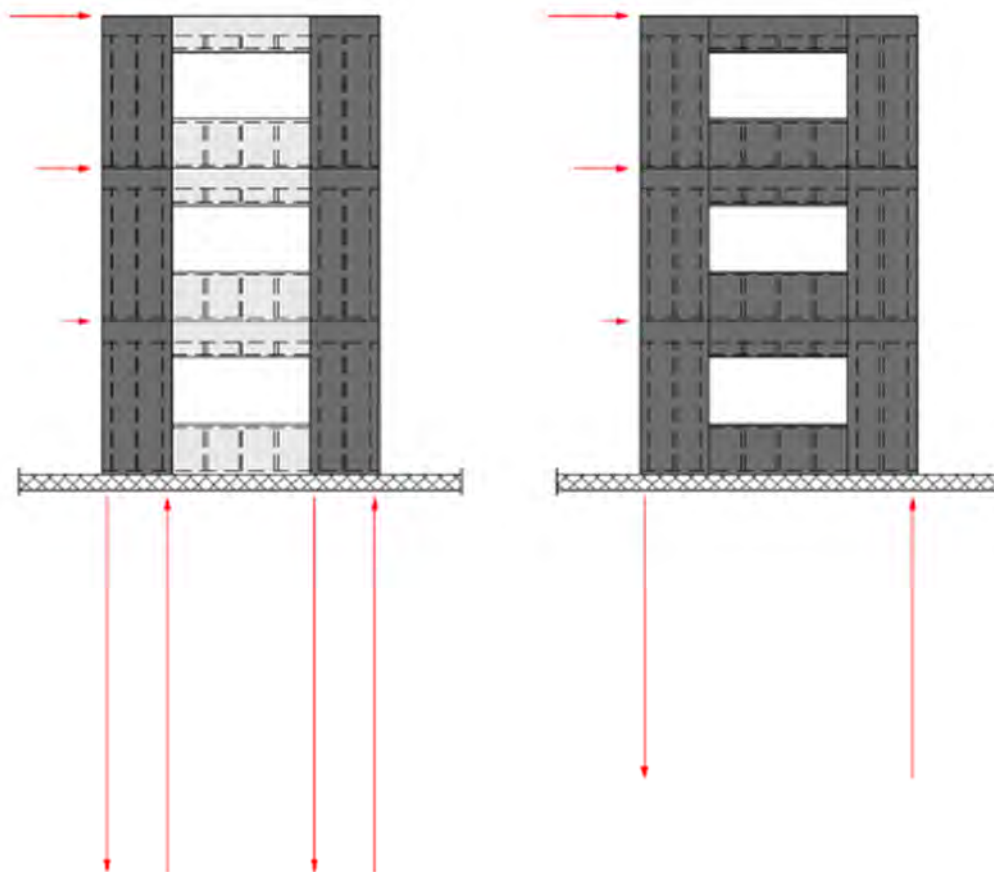


Abbildung 2 Schematische Darstellung der Verankerungskräfte von segmentierten Wänden sowie Wänden mit Öffnungen

Durch dieses Projekt soll eine Wissenslücke in Bezug auf Steifigkeit, Tragwerksverhalten und Duktilität von Wänden mit Öffnungen geschlossen werden.

2.3 Erkenntnisstand

2.3.1 Stand der Technik auf internationaler Ebene

Für die Untersuchung von Wandscheiben mit Öffnungen werden in der Nordamerikanischen Baunorm drei unterschiedliche Methoden vorgeschlagen [SKAG 2010]. Bei der ersten Methode werden nur die über die gesamte Wandhöhe verlaufenden Wandsegmente berücksichtigt. Die Sturz- und Brüstungssegmente ober- und unterhalb der Öffnung werde bei dieser konservativen Methode vollständig vernachlässigt. Die einzelnen als aussteifend berücksichtigten Wandsegmente müssen jeweils an beiden Segmentenden verankert werden.

Als zweiter Ansatz wird die sogenannte «perforated shear wall»-Methode [LINE 2002] genannt. Der Ansatz bei dieser Methode liegt darin, den Tragwiderstand einer Schubwand ohne Öffnung mit einem entsprechenden Reduktionsfaktor abzumindern. Dabei sind die Reduktionsfaktoren in Abhängigkeit vom Verhältnis der Öffnungsabmessung zur Wandabmessung tabelliert.

Die dritte Methode beinhaltet die Analyse der Kraftumleitung um die Wandöffnung mithilfe von statischen Modellen. Dabei werden die Kräfte um die Öffnung herum ermittelt und die Wandkonstruktion entsprechend dieser Kräfte dimensioniert. In [SKAG 2010] wurden zwölf unterschiedliche Typen von Wänden mit Öffnungen experimentell untersucht. Die Versuchsergebnisse wurden anschliessend mit den Ergebnissen aus drei unterschiedlichen statischen Modellen (Drag Strut Technique, Cantilever Beam Technique und Diekmann Technique) verglichen. Die Vergleiche der Ergebnisse aus den Versuchen mit jenen aus den Berechnungsmodellen zeigen, dass mit der Drag Strut Technique die Kräfte unterhalb und oberhalb der Öffnung tendenziell unterschätzt, während die mit der Cantilever Beam Technique dieselben Kräfte überschätzt werden. Auch mit der Diekmann

Technique werden die Kräfte um die Öffnung herum überschätzt, je nach Wandtyp ist diese Überschätzung jedoch deutlich kleiner als die Cantilever Beam Technique.



Abbildung 3 : Darstellung unterschiedlicher Ansätze für die Bemessung von Wandscheiben mit Öffnungen im Holzbau

Sartori führte an der Universität Trento experimentelle Untersuchungen von «Wandscheiben mit Öffnungen» durch [SART 2012]. Primär wurde bei diesen Versuchen der Einfluss unterschiedlicher Materialien und Verankerungen getestet. Es wurden aber auch im Rahmen dieser Tests Versuche an perforierten Wandscheiben durchgeführt. Die Versuchskörper mit den Abmessungen 2'500 x 2'500 mm und mit beidseitiger OSB- Beplankung von 15 mm Dicke (Befestigung mit Ringnägeln 2.8 x 60 mm) wurden unter monotoner Belastung geprüft. Der Beplankungsstoss der Wandscheibe mit Öffnung (Abmessung der Öffnung 1'000 x 1'000 mm) wurde mittig Öffnung gelegt. Die verwendeten Rahmenhölzer mit Abmessungen von 100 x 160 mm für die Randstützen / Rähm und 60 x 160 mm für die Mittelpfosten / Schwelle entsprachen handelsüblichen Querschnitten aus KVH. Angaben über Abstände der Beplankung zum Rand der Rippen oder untereinander werden nicht gemacht.

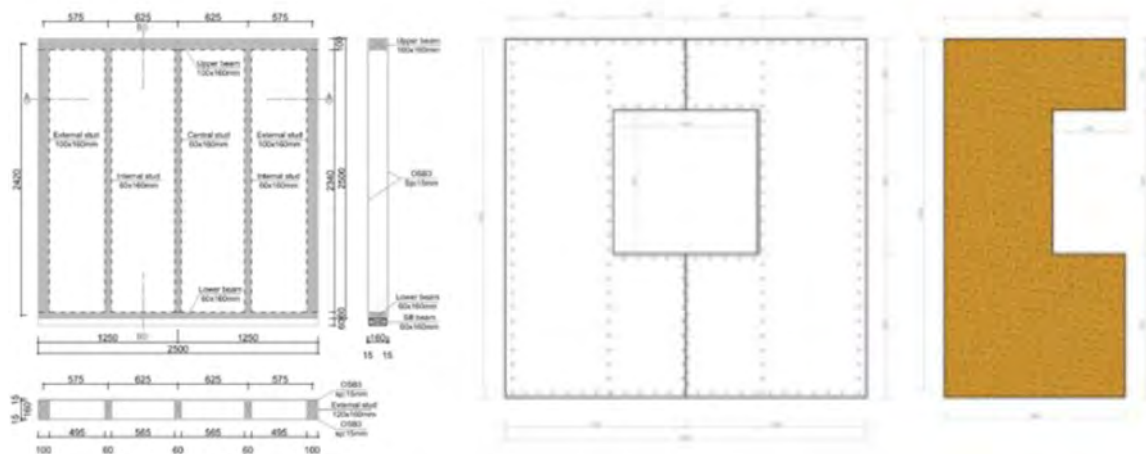


Abbildung 4: Versuchskörper von Sartori et al.

Die zwei durchgeführten Versuche unterscheiden sich durch die Verwendung einer Auflast von 10 kN/m bei der Wand ohne Öffnung. Die Wand mit Öffnung wurde ohne eine Auflast getestet. Die Wand mit Öffnung erreichte dabei 85% der Maximalkraft der Wand ohne Öffnung und 83 % deren Steifigkeit. Bei diesen Versuchen zeigte sich, dass der Einfluss einer kleinen Öffnung auf das Gesamtverhalten der Wandscheibe nicht so gross ist. Angaben über das Versagen der Prüfkörper, duktil oder nicht-duktil, werden nicht gemacht.

2.3.2 Vorprojekt der BFH-AHB 2018-2019 über Wände mit Öffnungen

2.3.2.1 Allgemeines

Im Rahmen des Vorprojektes Wände mit Öffnungen konnten erste Ergebnisse gewonnen werden. Hiernach sollen wesentliche Aspekte dieses Vorprojekt kurz erläutert werden.

2.3.2.2 Methodik

Das Projekt wurde in Zusammenarbeit mit Schaerholzbau AG, Albüron (LU) und Winther und Walther, Ingenieurbüro, Gelterkinden (BL) durchgeführt.

Um die Verstärkungen im Öffnungsbereich zu definieren, wurden Tragwerksmodelle erarbeitet und FEM-Simulationen durchgeführt. Zwei unterschiedliche Wandtypen mit Öffnung wurden entwickelt. Als Vergleichsbasis wurde ein Wandtyp ohne Öffnungen getestet (PK1). Jeder Typ wurde einmal monoton und einmal statisch-zyklisch nach [ISO 21581 2010] geprüft. Bei den Wänden mit Öffnung war ein Wandtyp für duktilen Verhalten (PK2) und ein anderer Typ für nicht duktilen Verhalten (PK3) ausgelegt. Diese als nicht-duktil ausgelegte Wand (PK3) war mit C-förmigen OSB-Platten beplankt. Insgesamt wurden sechs Holzrahmenwände geprüft.



Abbildung 5: Wand mit Öffnungen auf dem Prüfraum der BFH-AHB, Biel Versuchsaufbau für monotone Prüfung

2.3.2.3 Ergebnisse

Nachfolgend werden beispielhaft ausgewählte Ergebnisse präsentiert.

Im Vergleich zur entsprechenden Wand ohne Öffnung (PK1) hat die Wand mit Öffnung (PK2) den gleichen Tragwiderstand bei halber Steifigkeit erreicht.

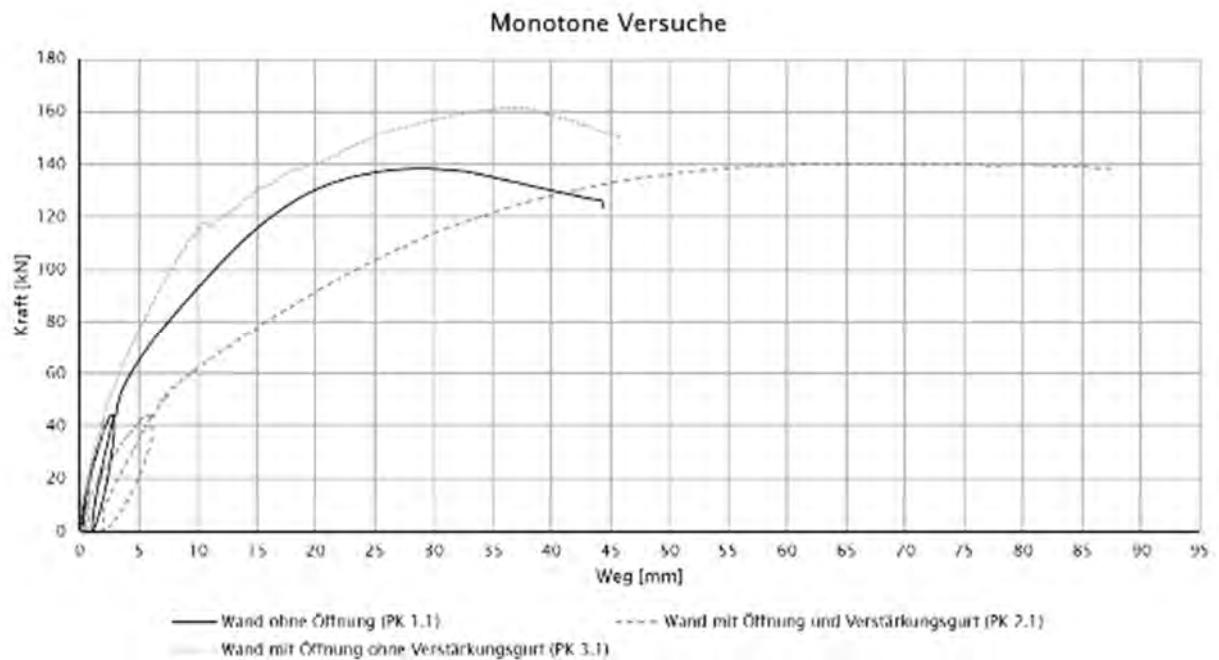


Abbildung 6: Kraft-Weg-Diagramm Monotone Versuche

Die zyklische Duktilität von PK1 und PK2 lag ungefähr im gleichen Bereich. Je nach verwendeter Auswertungsmethode variiert diese zyklische Duktilität zwischen ca. 3 und 8. Die nachstehende Abbildung zeigt beispielsweise die mittlere Kapazitätskurve (rechts) der Wand mit Öffnung und Verstärkungsurten.

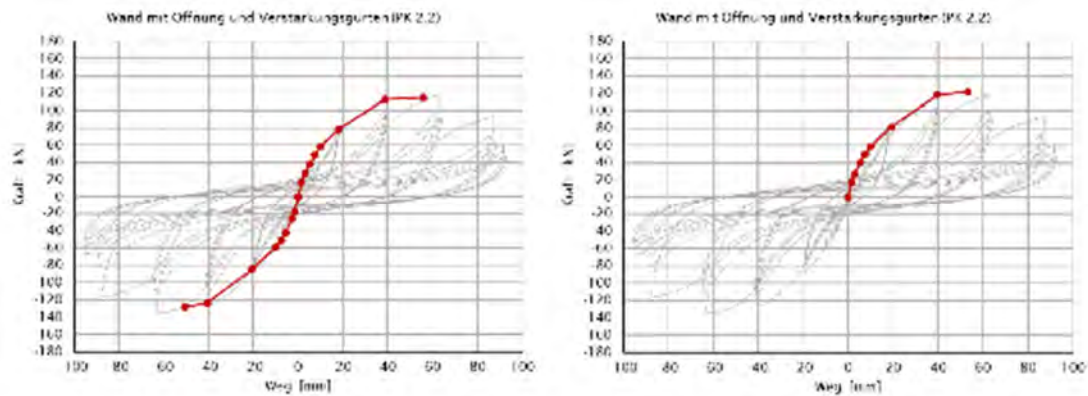


Abbildung 7: Interpolierte Grenzverschiebung und Mittelwerte der 1. Umhüllende

Die Prüfwand 3 mit C-förmigen Beplankungsplatten zeigte den grössten Tragwiderstand und die höchste Steifigkeit von allen geprüften Wänden. Trotz des Aufreissens der C-Platten im Brüstungs- und Sturzbereich zeigte die nicht-duktil ausgelegte Prüfwand 3 ein relativ duktileres Verhalten auf.



Abbildung 8: Wand (PK 3.2) mit C-förmigen, gerissenen Beplankungsplatten

Nach dem Aufreissen der C-Platten sank die Steifigkeit, der Tragwiderstand nahm aber weiter zu. Dies führte zur Vermutung, dass es möglich sein sollte, Wände mit Öffnungen mit einer *adaptiven Steifigkeit* auszuliegen: steif gegenüber Wind und weich im Erdbebenfall.

Ferner lag das äquivalente viskose hysteretische Dämpfungsmass im Bereich von 8%...12%.

2.3.2.4 Neuer Ansatz der adaptiven Steifigkeit

Die Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchen an Wänden mit Öffnungen ohne Verstärkungsurte (PK 3.1 und 3.2) deuten auf einen neuen möglichen Ansatz hin. Im Erdbebeningenieurwesen wird oft die Fabel von Jean de Lafontaine erwähnt: «Die Eiche und das Schilfrohr» mit der wohlbekannten Moral: «ich kann mich beugen und muss nicht brechen». Mit einfachen Worten wird erklärt, dass «weiche» Strukturen im Erdbebenfall gegenüber steifen Strukturen einen wesentlichen Vorteil haben. Eine Grundschiwingzeit grösser als T_c führt zu niedrigeren anzusetzenden Erdbebenersatzkräften. Jedoch sind diesem Prinzip der weichen Struktur Grenzen gesetzt. Die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen bezüglich des Windes müssen eingehalten werden. Auch die Effekte zweiter Ordnung nehmen bei weichen Strukturen an Bedeutung zu. Deshalb können Tragwerke nicht beliebig weich ausgelegt werden. Dank den C-förmigen Beplankungsplatten bei den Wänden mit Öffnungen Wandtyp 3 wurde im tieferen Kraftbereich eine hohe Steifigkeit festgestellt. Nach dem Versagen der C-Platten in den Sturz- und Brüstungsbereichen sinkt die Steifigkeit, während der Tragwiderstand weiter zunimmt. Wären diese Wände duktil ausgelegt worden, hätte ein Versagen des Zugwinkels vermieden werden und eine noch höhere Duktilität beobachtet werden können. In der Dissertation von Rädcl [RÄDE 2018] werden Wandversuche vorgestellt, bei welchen die Eckbereiche der Beplankungen gekappt waren. Es wurde nun festgestellt, dass diese Trennschnitte im Eckbereich «zu einer signifikanten Reduktion der Steifigkeit führt». Die maximale Last erreichte aber «nahezu das Niveau der Wandscheibe ohne durchtrennte Zugdiagonalen». Dieser Sachverhalt führte zur Idee der *adaptiven Steifigkeit* von Wänden mit Öffnungen und C-förmigen Beplankungsplatten. Bezüglich des Windes im tieferen Kraftbereich sind die Wände steif. Nach dem Überschreiten einer gewissen Kraftgrenze reissen die Beplankungsplatten und die Steifigkeit sinkt. Dies führt zu einem günstigeren dynamischen Verhalten und die anzusetzenden Erdbebenersatzkräfte werden kleiner. Ob die zusätzliche Erweiterung von diesem Ansatz auf ein duktilen Tragverhalten sinnvoll oder möglich ist, muss untersucht werden. Ferner ist zu erwarten, dass durch Sollbruchstellen (mit Einschnitten z.B. in halber Plattendicke oder hochdichte Verklammerungen) an gezielten Stellen die Steifigkeitsreduktion verstärkt werden könnte.

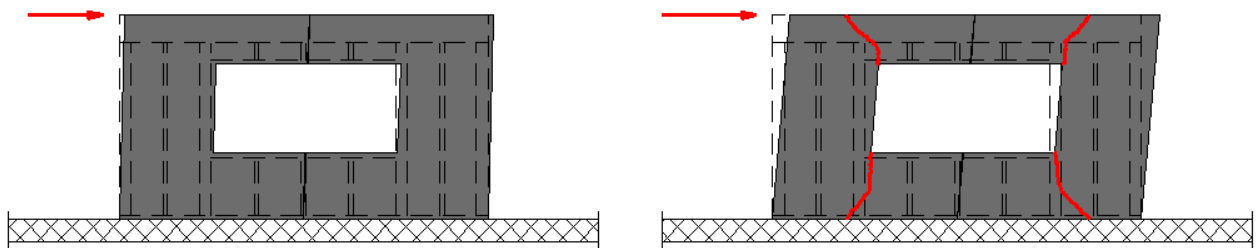


Abbildung 9 : Schematische Darstellung des Prinzips der adaptiven Steifigkeit «steif gegenüber Wind» (links, C-förmige Beplankungslatten ungerissen) und «weich im Erdbebenfall» (rechts, C-Platten gerissen)

2.3.2.5 Schlussfolgerungen aus dem Vorprojekt

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass der Ansatz *Wände mit Öffnungen* erfolgsversprechend ist. Trotz der Wandöffnung konnte ein duktiles Verhalten beobachtet werden. Die Versuchsergebnisse der mit C-förmigen OSB-Platten beplankten Wände haben zum neuen Ansatz der *adaptiven Steifigkeit* geführt. Das Thema Wände mit Öffnungen soll im Rahmen eines Folgeprojektes weiterverfolgt werden. Ebenfalls soll die Praxistauglichkeit des neuen Ansatzes der adaptiven Steifigkeit geprüft werden.

3 Material und Methode

3.1 Ermittlung der Steifigkeit von OSB-Holz Klammerverbindungen

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden 48 Prüfkörper zur Ermittlung der Klammereigenschaften bei einschnittiger Holz – OSB (C24 – OSB/3) Verbindung geprüft. Die Prüfkörper wurden in Anlehnung an die Untersuchungen von [GEIS 2018] entwickelt. Dabei wurden 4 Serien monoton sowie statisch – zyklisch geprüft, um unterschiedliche Faserlastwinkelkombinationen zu untersuchen. Die Prüfkörpergeometrie ist in der Abbildung 10 bis Abbildung 13 ersichtlich. Dabei sind die OSB/3-Platten mit dem oberen C24 Mittelholz mit 1K PUR Klebstoff verklebt. Der Anpressdruck wird mit den Klammern erzeugt. Somit wird nur der untere Anschluss geprüft, welcher aus zwei mal vier Klammern besteht. Für die Prüfung wurden gehärtete Klammern vom Typ «Haubold KG700» mit einem Durchmesser von 1,53mm und einer Klammerrückenlänge von 11,25mm verwendet. Der Draht weist eine Mindestzugfähigkeit von 900N/mm² auf. Bei der Herstellung wurden die Bauteile zuerst einem Prüfkörper zugewiesen und anschliessend die Rohdichte sowie die Holzfeuchtigkeit ermittelt. Dadurch ist garantiert, dass die Rohdichte keinen Einfluss auf die Prüfkörperzusammenstellung hat. Dies entspricht der Baupraxis.

Tabelle 1 Versuchskonfiguration der OSB_Holz-Klammerverbindungsprüfung

Bezeichnung	Kraft-Faserwinkel Holz C24	Kraft-Faserwinkel OSB/3	Anzahl Wiederholungen	Prüfverfahren
M_01	0°	0°	7	Monoton
M_02	0°	90°	7	Monoton
M_03	90°	0°	7	Monoton
M_04	90°	90°	7	Monoton
Z_01	0°	0°	5	Statisch – Zyklisch
Z_02	0°	90°	5	Statisch – Zyklisch
Z_03	90°	0°	5	Statisch – Zyklisch
Z_04	90°	90°	5	Statisch – Zyklisch

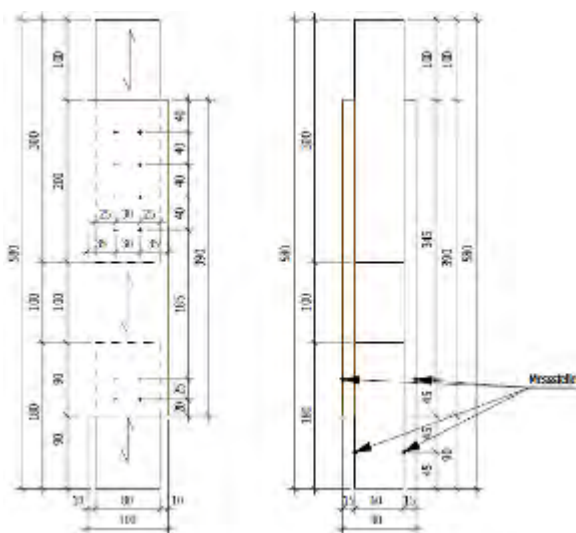


Abbildung 10 Prüfkörper M_01 sowie Z_01

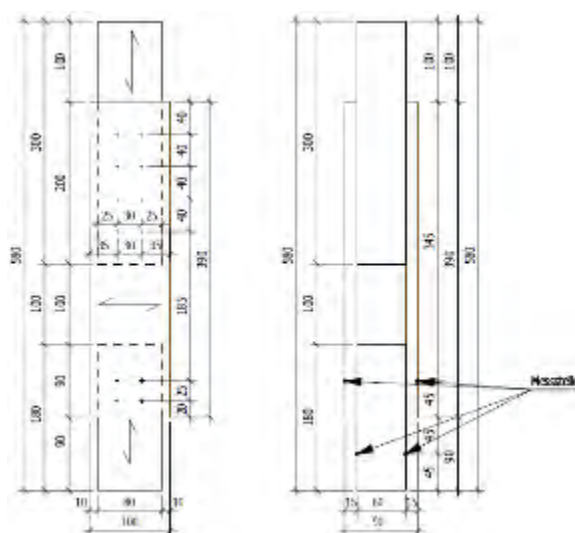


Abbildung 11 Prüfkörper M_02 sowie Z_02

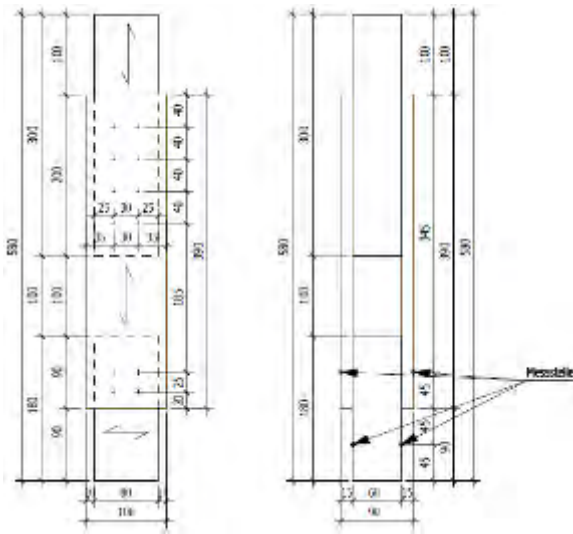


Abbildung 12 Prüfkörper M_03 sowie Z_03

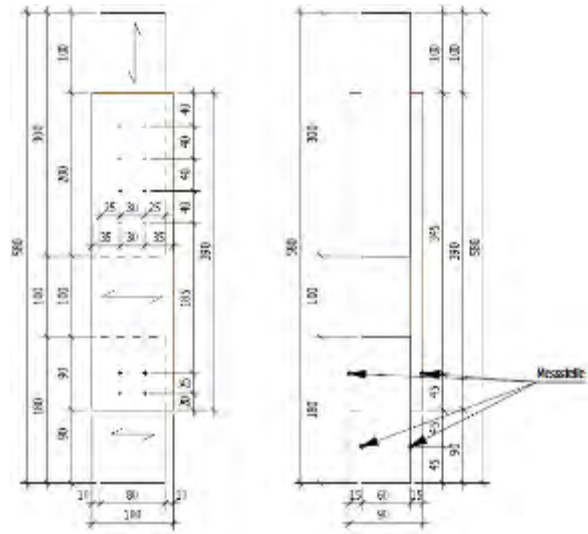


Abbildung 13 Prüfkörper M_04 sowie Z_04

3.1.1 Versuchsdurchführung

Die monotone Tragfähigkeit von Verbindungen im Holzbau wird entsprechend der **[DIN EN 26851]** ermittelt. Die Parameter für die Versuchssteuerung sind in der Tabelle 2 zu finden. Die statisch zyklischen Eigenschaften von Verbindungsmitteln im Holzbau werden entsprechend der SN EN 12512 ermittelt. Während dieses Projektes wurde ein Überarbeitungsvorschlag für diese Norm publiziert **[prEN 12512 2018]**. Dieser Vorschlag verweist auf die **[DIN EN 26851]** für die Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Fließverschiebung. Somit werden die monotonen Prüfungen direkt als Vorversuche für die statisch – zyklischen Prüfungen verwendet. Die Verschiebungen zwischen Mittelholz und Beplankungswerkstoff werden über zwei induktive Wegaufnehmer WA/50mm der Fa. HBM gemessen. Abbildung 14 zeigt den Prüfaufbau inklusive Wegaufnehmer. Die Kraft wird als Zugkraft aufgebracht.



Abbildung 14 Prüfaufbau der monotonen Prüfkörper

Tabelle 2 Prüfsteuerungsparameter der monotonen Klammerversuche

Vorlast	0.1 kN
F_{Est}	8 kN
$F_{10\%}$	0.8 kN
$F_{40\%}$	3.2 kN
$F_{70\%}$	5.6 kN
W_{Est}	10 mm
Wechsel Steuerung bei	$F_{70\%}$
Kraftsteuerung	0.027 kN/s
Wegsteuerung	0.040 mm/s

Die Fließverschiebung für die Steuerung der statisch-zyklischen beträgt 1.8 mm. Die Prüfmaschine kann nur über den Maschinenweg gesteuert werden. Deshalb wird ein Korrekturfaktor von 0.2 mm zwischen Anschlussweg und Maschinenweg auf eine Fließverschiebung ergänzt.

3.1.2 Auswertung

Die Versuche werden entsprechend der Norm [prEN 12512 2018] nach dem Equivalent-Energy-Elastic-Plastic (EEEP) Verfahren ausgewertet.

Für die Finite Elemente Analyse (FEA) wird eine linearisierte Last-Verformungskurve mit 16 Punkten ermittelt. Dabei wird aus allen monotonen Versuchen für jede Verschiebung der Mittelwert des Widerstands gebildet. Die maximal berücksichtigte Verschiebung ist 12 mm. Die berücksichtigten Verschiebungen sind in der Tabelle festgehalten.

Tabelle 3 Berücksichtigte Verschiebungen im linearisierten Klammermodell

0.05 mm
0.25 mm
0.5 mm
1 mm
2 mm
3 mm
4 mm
5 mm
6 mm
7 mm
8 mm
9 mm
10 mm
11 mm
12 mm

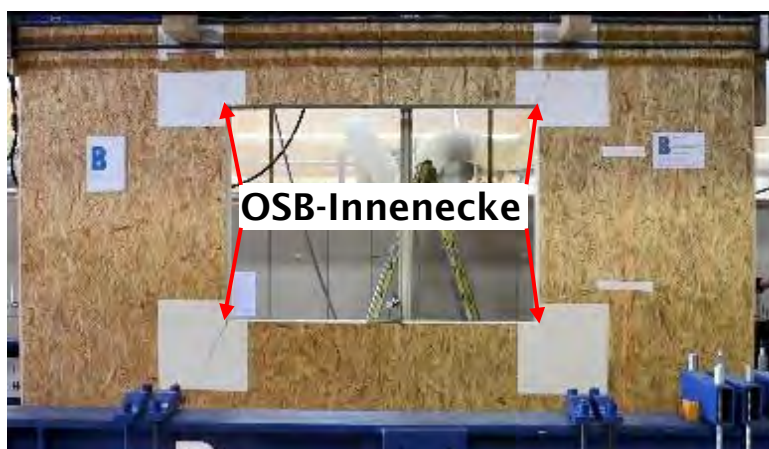



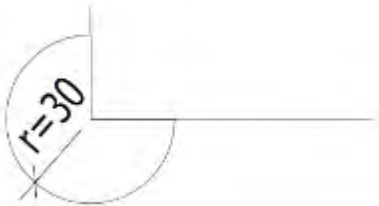
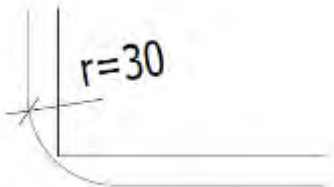


Abbildung 15 OSB innenecke anhand des Prüfkörpers aus [GEIS 2019]

3.2 Untersuchung unterschiedlicher OSB C-Platten Eckgeometrien

Die Wände mit C-Platten weisen beim auskragenden Teil eine ausgeschnittene Innenecke auf. In Abbildung 15 ist ersichtlich, was mit OSB-Innenecke gemeint ist. Diese Innenecke ist bemessungsrelevant. Die Sturzhöhe ist in der Praxis begrenzt. Um den Bauablauf nicht zu stören sowie um zu gewährleisten, dass die geplante Eckgeometrie erhalten bleibt, darf die Beplankung nicht in die Fensteröffnung hineinstehen. Daher ist bei der Prüfung die Nettoquerschnittshöhe je nach Detaillierung unterschiedlich. Es werden fünf Varianten untersucht. Die Varianten unterscheiden sich im Radius sowie in der Anordnung des Radius und sind in Tabelle 4 ersichtlich.

Pro geometrische Variante werden 7 Prüfkörper geprüft. Die OSB-Platten weisen eine Stärke von 15 mm auf. Es werden Platten von 3 unterschiedlichen Herstellern verwendet, somit setzt sich die Serie wie folgt zusammen: 3 PK Agepan, 2 PK Kronopol, 2 PK Egger.

EG_R0 Radius = 0mm $h_{\text{Net}} = 265\text{mm}$ Anzahl PK = 7	
EG_R8_A Radius = 8mm Innenliegend $h_{\text{Net}} = 257\text{mm}$ Anzahl PK = 7	
EG_R8_I Radius = 8mm Aussenliegend $h_{\text{Net}} = 261\text{mm}$ Anzahl PK = 7	
EG_R30_A Radius = 30mm Aussenliegend $h_{\text{Net}} = 235\text{mm}$ Anzahl PK = 7	
EG_R30_I Radius = 30mm Innenliegend $h_{\text{Net}} = 255\text{mm}$ Anzahl PK = 7	

EG 98.09

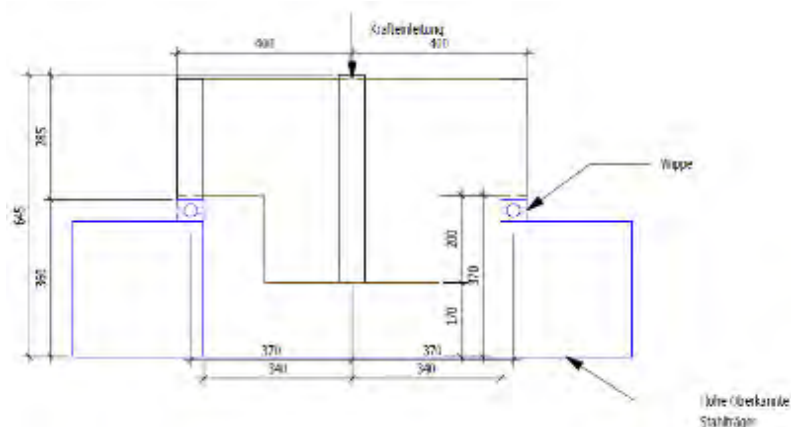
18

3.2.1 Versuchsdurchführung

Die Versuche werden als 3-Punkt Biegeprüfung durchgeführt. Die Prüfkörper werden bei den Auflagern seitlich gehalten. Die Prüfeinrichtung ist in der Abbildung 17 ersichtlich. Das Belastungsprotokoll wird in Anlehnung der SN EN 26851 gewählt. Dabei wird die Haltephase bei 40% F_{est} durchgeführt. Beim zweiten Mal Erreichen der Last von 40% F_{est} wird die Steuerung auf weggesteuert gewechselt. Die Parameter zur Steuerung sind in Tabelle 5 enthalten. Alle 5 Serien werden mit denselben Parametern zur Versuchssteuerung geprüft.

Tabelle 5 Parameter zur Versuchssteuerung

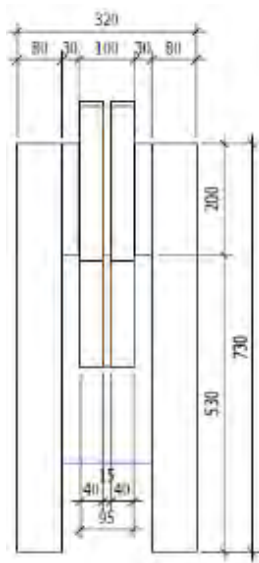
Definition	
Vorlast	10 N
F_{Est}	24.5 kN
$F_{10\%}$	2.45 kN
$F_{40\%}$	9.80 kN
W_{est}	2.8mm
Wechsel Steuerung	$F_{40\%}$
Kraftsteuerung	0.0817 kN/s
Wegsteuerung	0.0117 mm/s
Prüfabbruch	Lastabfall auf 0.7 F_{max}



(a) Schematische Prüfeinrichtung



(b) Prüfeinrichtung, ersichtlich eine Prüfkörperhälfte



(c) Seitliche Halterung des Prüfkörpers



(d) Prüfeinrichtung mit seitlichen Halterungen

Abbildung 17 Prüfeinrichtung Eckgeometrie

3.2.2 Auswertung

Als einzige Kenngrösse wird die Maximallast ermittelt.

3.3 Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung bei OSB/3

Um die Versagensvorhersage von unterschiedlichen OSB/3 Geometrien zu ermöglichen, müssen unterschiedliche Geometrien geprüft werden. Die Spannungsanteile von Biegespannung und Schubspannung ist besonders von der Sturzhöhe und Auskragungslänge abhängig. Es werden daher drei Serien geprüft, ersichtlich in Tabelle 6. Die erste Geometrie liegt möglichst nahe am Prüfkörper EG_R8_I und widerspiegelt eine kombinierte Beanspruchung. Die zweite Variante weist einen kurzen, hohen Kraftteil auf und soll daher einen hohen Anteil an Schubspannung aufweisen. Die letzte Variante weist einen langen, niedrigen Kragteil auf und soll daher einen hohen Anteil an Biegespannung aufweisen. Somit sind beide Extremfälle sowie die Kombination abgedeckt.

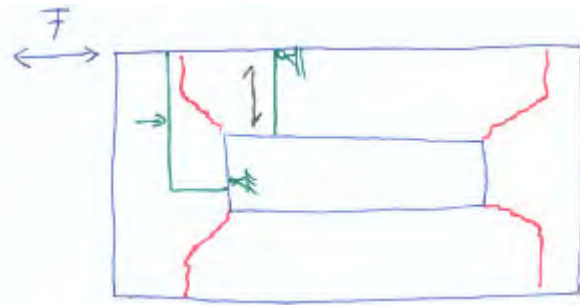
Die Krafteinleitung sowie Kraftausleitung bestehen aus schraubpressverklebten Hölzern. Die Prüfkörper weisen nur noch auf einer Seite eine Ausklinkung auf. Für die adaptive Steifigkeit muss nicht nur sichergestellt werden, dass die Ecke nicht frühzeitig versagt, sondern auch, dass die Ecke sicher versagt hat im Erdbebenfall. Dies wäre nicht möglich mit beidseitigen Ausklinkungen, da jede zweite Ecke einen höheren Widerstand aufweisen würde als ermittelt.

Von jeder Serie werden 10 Prüfkörper untersucht, als Plattenhersteller wird Agepan verwendet. Die OSB-Plattendicke der Serien SD_EG sowie SD_SD beträgt 15mm, bei den Prüfkörpern wurde aufgrund der Verfügbarkeit eine Plattendicke von 18mm verwendet. Die Prüfkörper werden im Bereich der Ecke weiss gestrichen. Darauf wird ein schwarzes Fleckenmuster aufgebracht. Die Flecken weisen einen Durchmesser von 0.2mm auf und werden für das Digital Image Correlation (DIC) System benötigt.

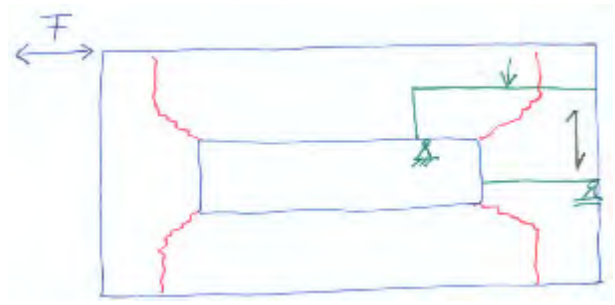
Tabelle 6 Prüfkörperübersicht der OSB/3 Strukturspannungsermittlung

SD_EG	
SD_SD	
SD_BD	

Die Spangeometrie ist gegenüber den Prüfkörpern zur Eckgeometrie Ermittlung um 90° gedreht. Dies, da diese Prüfkörperverformung eher dem Einsatz als C-Platte entspricht. In der Abbildung 18 ist dies dargestellt. In (a) sowie (c) ist die Einbettung sowie Verformung der Eckgeometrieprüfkörper ersichtlich, in (b) und (d) ist die Einbettung und Verformung der Strukturdehnungsprüfkörper dargestellt. Da die Wände in den allermeisten Fällen höher als 2.5m und die Standardplattenformate nur bis 2.5m sind, muss die Spanausrichtung auf der Wand vertikal sein.



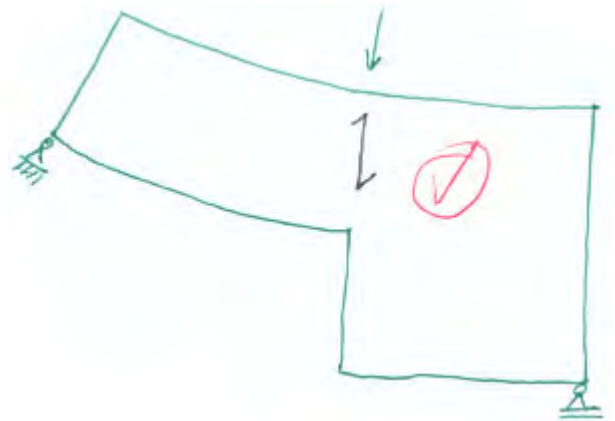
(a) Prüfkörper der Eckgeometrie Untersuchung in der Wand aufgrund der vertikalen Spananordnung der Wand



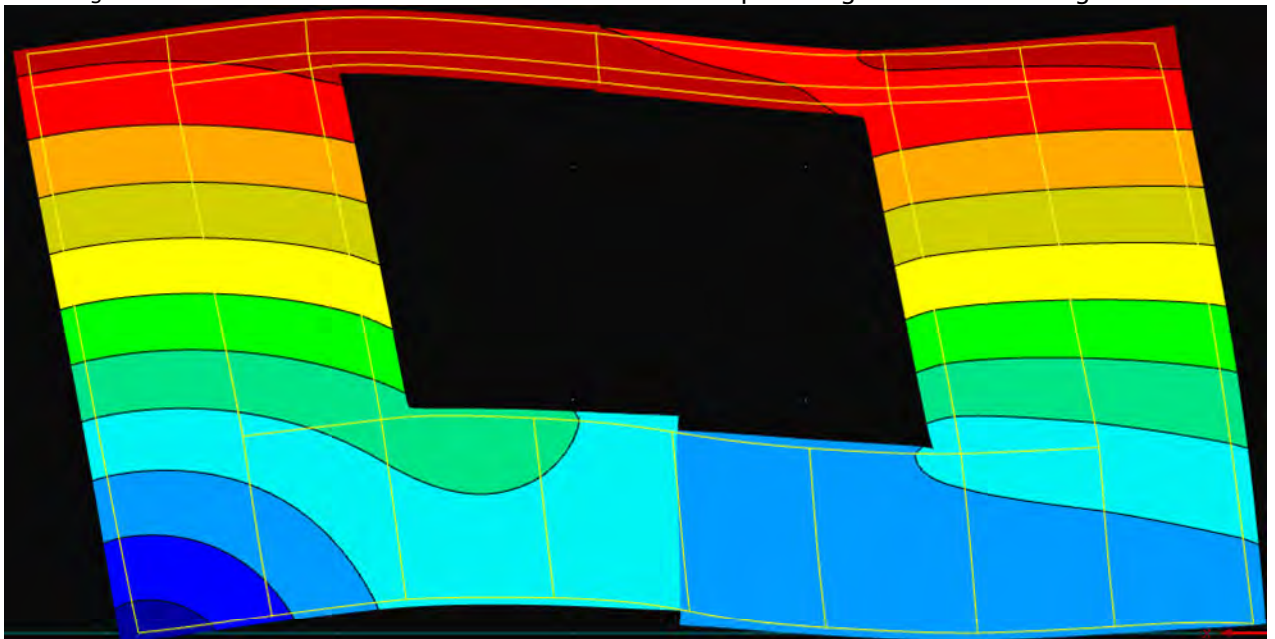
(b) Prüfkörper der Eckstrukturdehnungs Untersuchung in der Wand aufgrund der vertikalen Spananordnung der Wand



(c) Verformung des Eckgeometrie Prüfkörpers aufgrund der Belastung



(d) Verformung des Eckstruckturdehnungs Prüfkörpers aufgrund der Belastung



(e) Plattendeformation aus der FEA einer Wand mit C-Platte bei Krafteinleitung von rechts

Abbildung 18 Begründung der Ausrichtung der Spangeometrie in den Prüfkörpern

3.3.1.1 Konzept der Extrapolierten Eckstrukturdehnung

Das Konzept der Extrapolierten Strukturdehnung stammt aus dem Stahlbau, genauer noch aus der Schweissnahtbemessung von Off-Shore Ölplattform [HOBBS 2007]. Die Spannung am Ansatz der Schweissnaht kann aufgrund der Singularität nicht berechnet werden. Deshalb wurden unter anderem die folgenden beiden Konzepte entwickelt.

Bei der Haibachspannung wird die Dehnung in einem definierten Abstand zur Schweissnaht gemessen. Bei der Extrapolierten Strukturdehnung wird ein weiterer Punkt gemessen und anschliessend die Dehnung bis an den Schweissnahttrand linear interpoliert. In beiden Fällen wird die korrespondierende Spannung über die Spannungs-Dehnungsbeziehung berechnet. Die so ermittelte Strukturspannung wird einem experimentell bestimmten Bemessungswert gegenübergestellt. Beide Konzepte werden auf die Vorhersage der Tragfähigkeit der Ecke aus OSB angepasst. Die Abstände zum Radiusrand werden auf 40mm für die Haibach Strukturdehnung sowie 80mm für den zweiten Punkt für die Extrapolation festgelegt.

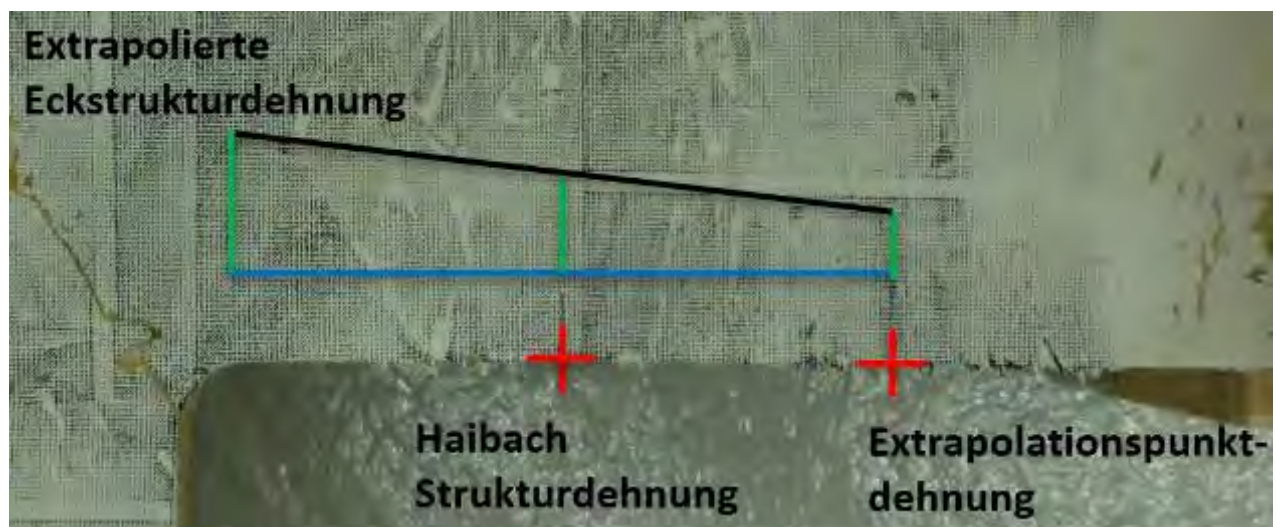
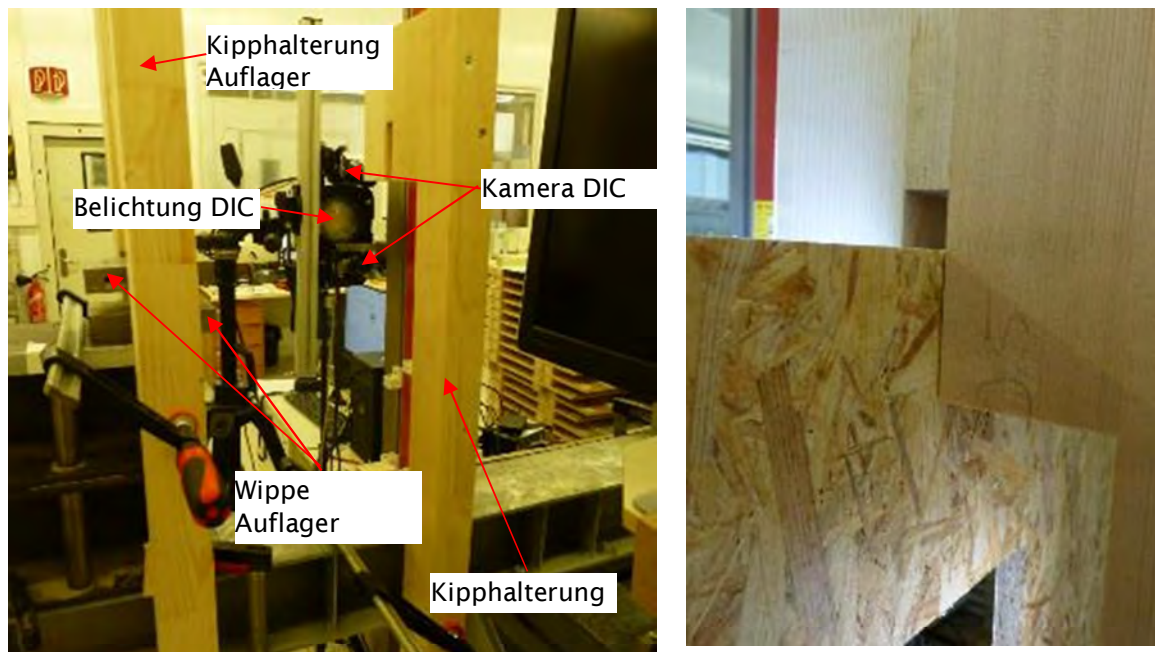


Abbildung 19 Für die OSB Bemessung angepasstes Strukturspannungskonzept

3.3.2 Versuchsdurchführung

Die Versuche werden auf einer Prüfmaschine vom Hersteller Zwick & Roell mit Maximalkraft 50kN durchgeführt. Als Auflager werden Wippen verwendet, um eine freie Verdrehung der Aufstandsflächen des Prüfkörpers zu ermöglichen. Es werden bei den Auflagern seitliche Halterungen verwendet, welche in Abbildung 17 dargestellt sind. Zusätzlich wird der Prüfkörper SD_BD möglichst nahe bei der Krafteinleitung mit der in Abbildung 20 (b) ersichtlichen Halterung gegen Kippen gesichert. Diese Kipphalterung erwies sich bei der Versuchsdurchführung als nicht notwendig.



(a) Prüfeinrichtung (b) Kipphalterung bei der Krafteinleitung
Abbildung 20 Prüfeinrichtung der Strukturdehnungsermittlung

Die Versuchssteuerung erfolgt in Anlehnung an die Prüfnorm **[DIN EN 26851]**. Die Steuerungsparameter sind in Tabelle 7 bis Tabelle 9 ersichtlich.

Tabelle 7 Versuchssteuerungsparameter der Serie SD_EG

Vorlast	0.1kN
F_{Est}	25.4kN
$F_{10\%}$	2.54kN
$F_{40\%}$	10.16kN
Wechsel Steuerung	$F_{40\%}$
Kraftsteuerung	0.0847 kN/s
Wegsteuerung	0.00542 mm/s

Tabelle 8 Versuchssteuerungsparameter der Serie SD_SD

Vorlast	0.1kN
F_{Est}	34.9kN
$F_{10\%}$	3.49kN
$F_{40\%}$	13.96kN
Wechsel Steuerung	$F_{40\%}$
Kraftsteuerung	0.1163 kN/s
Wegsteuerung	0.00542 mm/s

Tabelle 9 Versuchssteuerungsparameter der Serie SD_BD

Vorlast	0.1kN
F_{Est}	3.52kN
$F_{10\%}$	0.352kN
$F_{40\%}$	1.408kN
Wechsel Steuerung	$F_{40\%}$
Kraftsteuerung	0.0117 kN/s
Wegsteuerung	0.00917 mm/s

Das DIC stammt von Correlated Solutions. Es wird mit 10 Herz mit 2 Kameras jeweils ein schwarz-weißes Bild aufgenommen. Anhand der aufgetragenen Flecken kann anschliessend die Verschiebung sowie die Dehnung zwischen Bildern von unterschiedlichen Zeiten ermittelt werden.

3.3.3 Auswertung

3.3.3.1 Auswertung mit dem DIC

Die Dehnung an den definierten Punkten wird auf drei Varianten ermittelt. Als erstes wird die Spannung exakt am definierten Punkt ermittelt. Als zweite Variante wird die Dehnung über eine Linie entlang der Prüfkörperkante mit Länge von 40 Flecken pro Punkt gemittelt. Bei der Dritten Variante wird pro Punkt eine Fläche mit der Grösse 40 mal 20 Flecken gemittelt. In der Abbildung 21 sind die Varianten exemplarisch dargestellt.

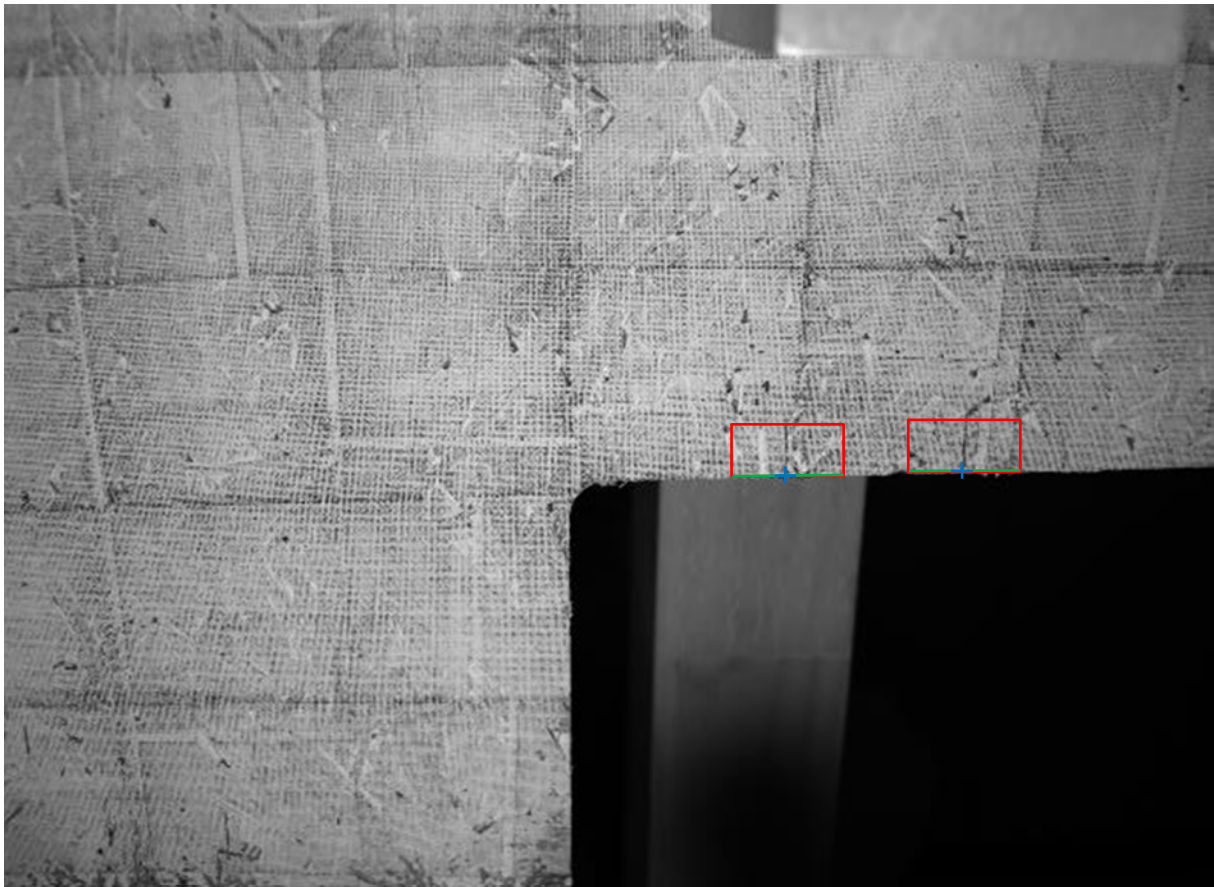


Abbildung 21 Darstellung der drei Auswertungsvarianten, Fläche (rot), Linie (grün), Punkt (blau)

3.3.3.2 Finite Elemente Analyse

Für die Auswertung mit der FEM wird für jede Serie die durchschnittliche Maximalkraft auf das entsprechende Prüfkörpermodell aufgebracht. Dabei wird die Hauptspannung für jeden Punkt festgehalten.

Das FEM Modell

Als Modell wird ein 2D Flächenmodell mit orthotropen Materialverhalten im Dlubal RFEM erstellt. Die Holzaufleger werden als einzelne Fläche modelliert. Die OSB Platten werden zwischen die Holzflächen eingefügt. Alle Flächen sind ohne Freigabe verbunden. Die Krafteinleitung erfolgt durch eine Linienkraft. Die Flächenaufleger sind beide in der Rotation nicht gehalten. Ein Auflager ist in beide Richtungen nicht verschieblich, das zweite Auflager ist in horizontaler Richtung frei verschieblich.

Statistische Auswertung

Die Standardabweichung der Serien SD_EG, SD_SD sowie SD_BD werden mithilfe des Variationskoeffizienten aus der Prüfung berechnet. Dies gilt für den Extrapolationspunkt, den

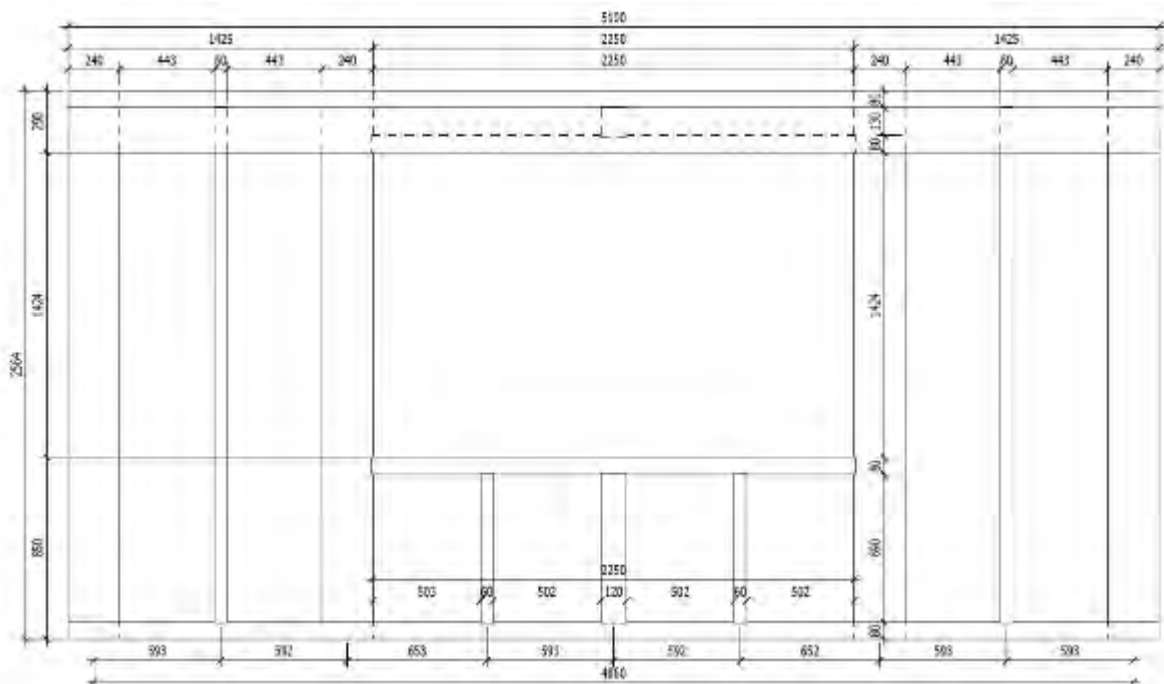
Haibachpunkt und den Extrapolierten Wert. Die 5% sowie 95% Fraktilwerte werden anhand der Studentischen t-Verteilung berechnet.

Für den Mittelwert aller Serien wird die ermittelte Spannung für jeden Punkt gemittelt. Die Standardabweichung des Extrapolationspunktes sowie des Haibachpunktes wird die Standardabweichung der Werte der drei Serien berechnet. Um das 5% sowie 95% Fraktil des Extrapolierten Wertes zu ermitteln, wird der grössere Wert der Standardabweichung (des Haibachpunktes und des Extrapolationspunktes) verwendet.

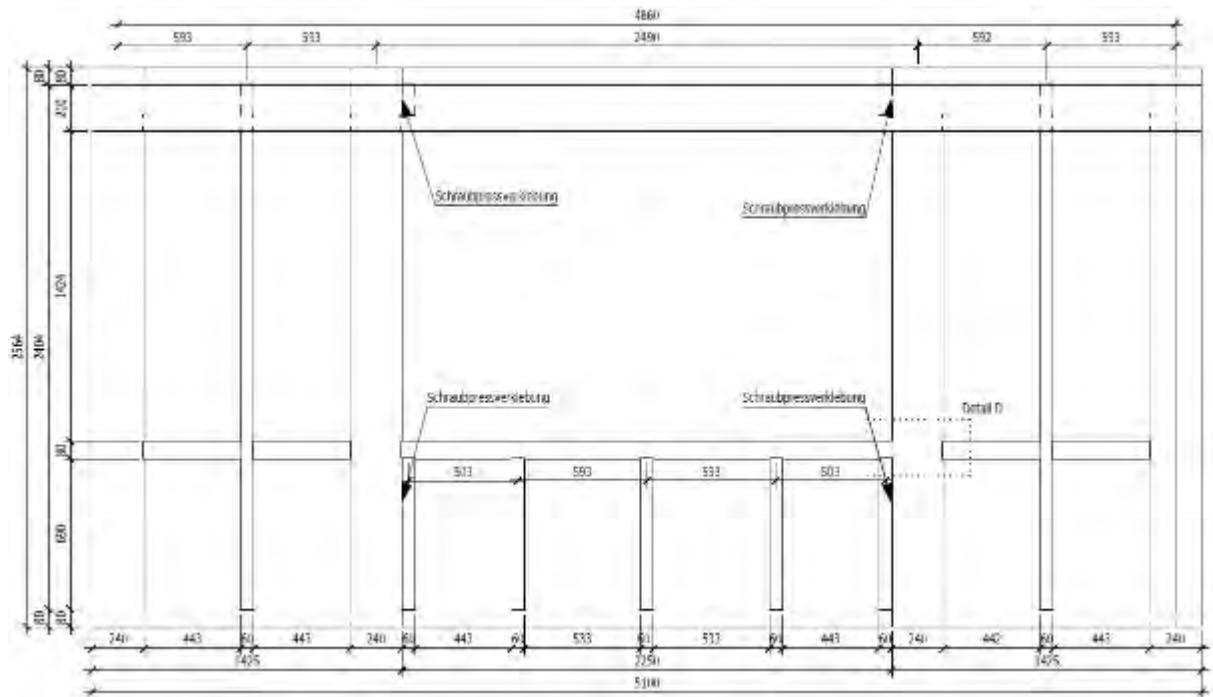
3.4 Wandscheibenprüfung

Dieses Projekt beinhaltet vier Wandscheibenprüfungen. Es werden zwei Ausführungsvarianten von Wänden mit Öffnungen untersucht. Dabei stehen die im Kapitel 2.2 formulierten Ziele im Vordergrund. Das Weglassen der Zwischenverankerungen kann durch OSB C-Platten (C01, C02) oder Verstärkungsurten (V01, V02) erreicht werden [GEIS 2019]. Die Adaptive Steifigkeit kann nur mit OSB C-Platten erreicht werden.

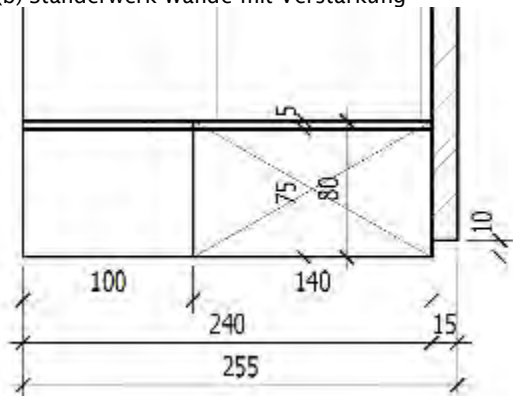
Die Wandscheibengeometrie ist an das Bauprojekt in Schenkon der Fa. Schaerholzbau angelehnt. Die Geometrie und Detailierung aus dem Bauprojekt im Erdgeschoss werden übernommen und an die Prüfeinrichtung angepasst. Die einseitig beplankten Wandscheiben sind 5.1m lang und 2.564m hoch. Die Öffnungsabmessungen sind 2.25m x 1,424m bei einer Sturzhöhe von 0.29m. Die Wände sind in der vertikalen Achse symmetrisch. Das Ständerwerk ist in der Abbildung 22 zu sehen, die Detailausbildung der Schwelle (b) und des Einbinders (c) ebenfalls. Die 15mm starken OSB Platten sind vom Hersteller Agepan, damit ist der Vergleich der Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung einfacher. Die Prüfungen werden in Anlehnung an die [ISO 21581 2010] durchgeführt.



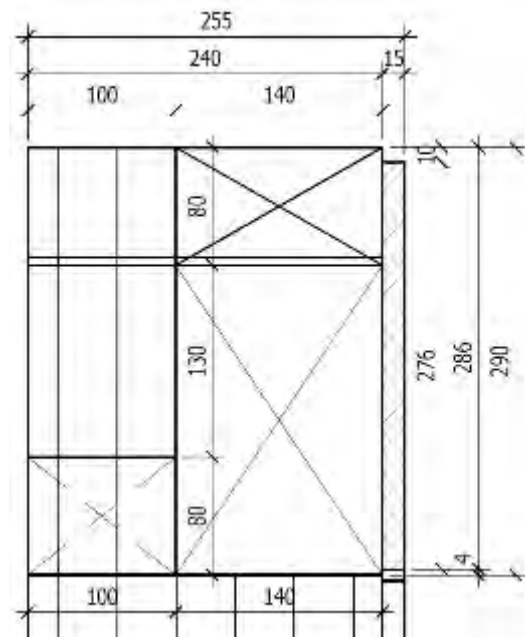
(a) Ständerwerk Wände mit C-Platte



(b) Ständerwerk Wände mit Verstärkung



(c) Detail Schwellen



(d) Detail Einbinder

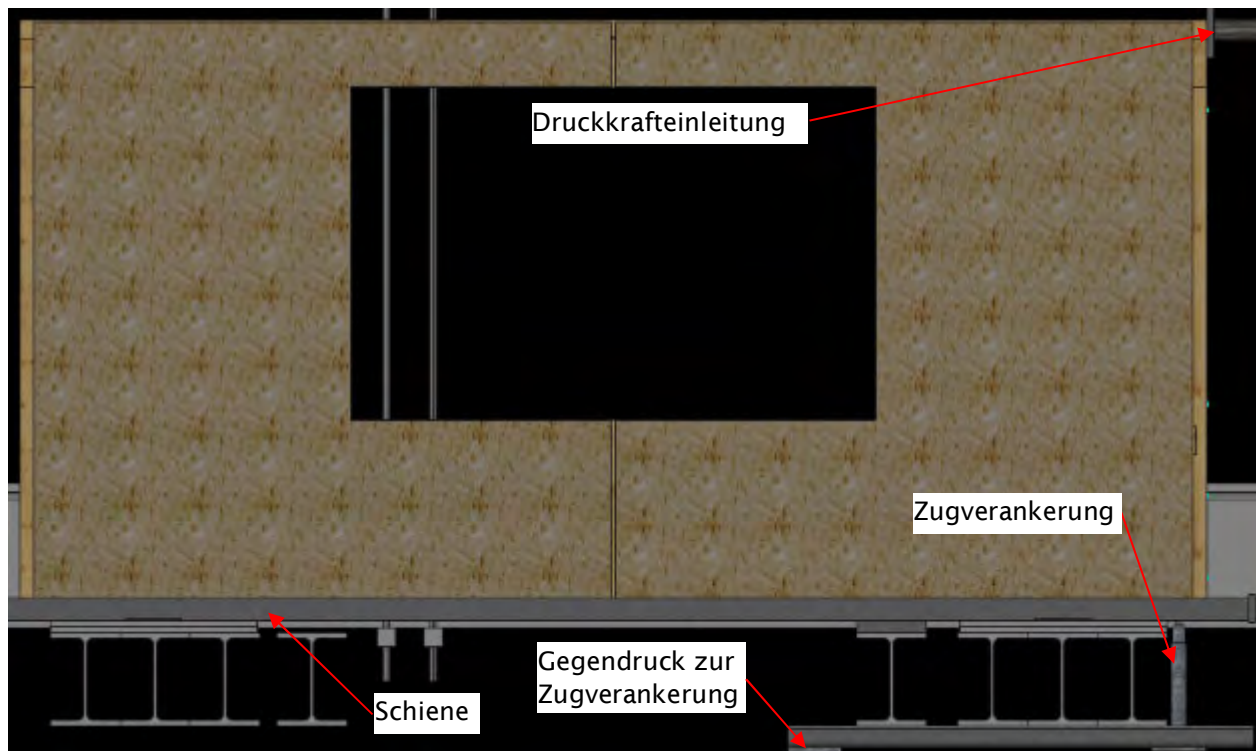
Abbildung 22 Wandschiebenerprobe, Pläne Ständerwerk und Detail

3.4.1 Versuchsaufbau

Die Wand wird in einer Schiene zur Schubkraftübertragung platziert [OBER Unpublished]. Die Schwelle drückt auf einen Holzstab zur Schwellenverlängerung, welcher wiederum auf die Schiene drückt, somit sind keine eigentliche Schubverankerungen eingebaut. Durch die Schiene hindurch wird die Zugverankerung des Randpfostens hindurchgeführt. Jeder druckbeanspruchte Pfosten drückt auf die Schiene, welche unter dem Pfosten unterstützt ist. Die Wand wird gegen Kippen aus der Achse beidseitig mit Rollen gehalten, welche entsprechend der Abbildung 23(b) auf Höhe des Einbinders platziert sind. Die Kraft wird auf der Höhe des Einbinders eingeleitet.

Die Horizontalverschiebung der Schwelle und des Einbinders wird in der Wandmitte gemessen. Die horizontale Einbinderverschiebung wird mittels Laserdistanzmessung ermittelt, alle weiteren Verschiebungen werden mittels induktiver Wegaufnehmern gemessen. Die vertikale

Schwellenverformung wird an vier Punkten gemessen, von der Lasteinleitung weg 340mm, 1700mm, 3400mm und 4860mm. Jegliche Verschiebungen werden als absolute Verschiebungen aufgezeichnet. Mittels zweier 4 Kanal Dehnmessstreife (DMS) wird die Dehnung im Zuganschluss ermittelt.



(a) Seitenansicht Prüfaufbau CAD



(b) Kipphalterung aus der Ebene CAD

Abbildung 23 Prüfaufbau Wandscheiben

3.4.2 FE-Modellierung

Mit dem Programm RFEM von Dlubal werden die Prüfkörper simuliert. Die Analyse erfolgt anhand der Theorie 2. Ordnung, jedoch ohne Steifigkeitsabminderung. Das Traggerippe wird mittels Balkenstab modelliert. Alle Elemente befinden sich in der Systemachse und werden in der neutralen Achse angeordnet. Daraus folgt, dass das Wandmodell kürzer und weniger hoch ist. Die OSB Platte wird als orthotrope Fläche, welche 3 Translationen und 3 Rotationen als Freiheitsgrade hat, ohne Exzentrizität modelliert. Die Balkenstäbe sind mittels Linienfreigabe mit der Fläche verbunden. In der Tabelle 10 ist die Übertragung der Prüfkörperelemente in das FE-Modell zusammengefasst.

Tabelle 10 Übertragung der Prüfkörperelemente in das FE-Modell

Element	FE-Modell	Prüfkörper
Beplankung	Die Beplankung ist als Fläche abgebildet. Das Materialmodell ist «Orthotropisch elastisch 2d». Die Ausrichtung der Fläche erfolgt so, dass die steifere Richtung vertikal auf der Wand ist.	Einseitige Beplankung mit einer OSB/3 Platte. Die Decklage verläuft vertikal. Die Platte ist jeweils um 10mm allseitig zurückgeschnitten
Traggerippe	Alle stabförmigen Elemente sind als Balkenstäbe modelliert. Das Materialmodell ist «isotrop linear elastisch», das Material ist C24.	Die Stäbe bestehen aus C24 Lamellenschichtholz für die 60mm und 80mm starken Elemente. Alle grösseren Stäbe bestehen aus Brettschichtholz GL24.
Querdruck	Es ist keine Querdruck modelliert.	Die Rand- und Fensterpfosten haben im Bereich der Schwelle, des Einbinders und des Sturzes einen einseitigen Scherzapfen. Die Zwischenstände sind via Querdruck mit der Schwelle und dem Einbinder verbunden.
Lagerung der Schwelle	Die Schwelle ist vertikal mit einem nichtlinearen Linienlager gehalten. Das Lager ist auf Druck unverschieblich, auf Zug kann keine Kraft übertragen werden. Die horizontale Verschiebung in die Belastungsrichtung ist frei. Die Horizontalkraft wird von einem horizontal steifen Knotenlager am Schwellenende gehalten.	Die Schwelle überträgt die vertikale Druckkraft auf die Stahlschiene. Eine vertikale Zugkraft kann nicht übertragen werden. Die horizontale Druckkraft wird über die Schwelle in einen weiteren Holzstab übertragen.
Lagerung der Scherzapfen	Die Stäbe mit Scherzapfen sind vertikal verschieblich gegenüber der Schwelle. An Stabende ist ein nichtlineares Knotenlager, welches dieselben Eigenschaften besitzt wie das Linienlager der Schwelle.	Die Scherzapfen sind vertikal gleich gelagert wie die Schwelle. Horizontal sind die Scherzapfen von der Schwelle und dem Einbinder gehalten.
Lagerung Einbinder	Der Einbinder ist mit einem Linienlager in horizontale Richtung gehalten. Alle weiteren Verschiebungen sind frei.	Der Einbinder ist horizontal gegen Kippen gehalten.
Zuganker	Der Zuganker ist als Knotenlager mit elastischer Federsteifigkeit von 75'000 kN/m abgebildet.	Der Zuganker ist im Randpfosten mit 2-4 kN vorgespannt. Als Zuganker wird ein System der Ancotech SA verwendet mit einer M30 8.8 Gewindestange.
Krafteinleitung	Die Krafteinleitung erfolgt über eine aufgezwungene Verschiebung. Dafür ist bei der Krafteinleitung ein Knotenlager notwendig.	Die Krafteinleitung erfolgt mit einem hydraulischen Zylinder. Die Versuchssteuerung erfolgt weggesteuert.

3.4.2.1 Linienfreigabe

Die Funktion Linienfreigabe ermöglicht die Modellierung einer nichtlinearen Verbindung von einer Linie mit einem anderen Element. Diese wird für einen Stab über die gesamte Länge gleich definiert. Daraus folgt, dass die Klammer nicht einzeln abgebildet werden. Sie werden jedoch zu einer Steifigkeit pro Meter Linienlänge zusammengefasst. Dies erfolgt über den Klammerabstand a_v . Die eingegebenen Werte sind in der Tabelle 11 ersichtlich.

Das verwendete Modell für die Klammern basiert auf Punkten der Lastverschiebungskurve und ist in Kapitel 4.1 ersichtlich. Dabei wird entsprechend den Erkenntnissen aus der Untersuchung der Holz-OSB Klammereigenschaften dieselbe Steifigkeit für beide Verschiebungen in Wandebene verwendet. Die Verschiebung der Platte aus der Wandebene wird verhindert.

Tabelle 11 Verwendete Klammersteifigkeiten in der FEA

a_v 23mm		a_v 46mm	
Weg [m]	Linienkraft [kN/m]	Weg [m]	Linienkraft [kN/m]
0	0	0	0
0.00005	4.01	0.00005	2.00
0.00025	11.08	0.00025	5.54
0.00050	15.65	0.00050	7.83
0.001	21.73	0.001	10.87
0.002	30.13	0.002	15.07
0.003	38.02	0.003	19.01
0.004	43.92	0.004	21.96
0.005	46.67	0.005	23.34
0.006	47.31	0.006	23.65
0.007	46.75	0.007	23.37
0.008	45.60	0.008	22.80
0.009	44.20	0.009	22.10
0.01	42.76	0.01	21.38
0.011	41.28	0.011	20.64
0.012	40.09	0.012	20.04

3.4.2.2 FE Netz

Das FE Netz wird auf 5cm eingestellt. Abweichungen dazu sind in den Kapiteln 3.4.2.4 und 3.4.2.5 vermerkt. Die maximale Anzahl Iterationen wurde auf 250 festgelegt, was jedoch nie erreicht wurde. Daher haben die Berechnungen immer konvergiert.

3.4.2.3 Aufgezwungene Verschiebung

Die Krafteinleitung erfolgt über eine aufgezwungene Verschiebung. Damit kann auch ein Lastabfall nach Erreichen der Maximallast dargestellt werden. Die Verschiebung wird in 1000 Lastschritten aufgebracht. Dadurch erhält das Last – Verschiebungsdiagramm eine gute Auflösung und kann mit den Ergebnissen der Prüfung verglichen werden.

3.4.2.4 Simulation der Wände mit OSB C-Platte

Die Fläche der OSB Platte steht, ausser beim Plattenstoss in der Wandmitte, über die Achsen der Stäbe hinaus und entspricht der realen Plattengeometrie. Dadurch muss die Fläche jedoch von den umschliessenden Linien komplett freigegeben werden, um die Verformung nicht zu verhindern. Im Bereich der zugbeanspruchten Fensterecke wird eine Netzverfeinerung eingefügt. Damit bei hohen Kräften kein Abbruch aufgrund von Instabilitäten in den druckbeanspruchten OSB Innenecken erfolgt, wird die gesamte Fläche mit einer Flächenlager aus der Ebene gehalten. Das Flächenlager verhindert keine weitere Verformung.

3.4.2.5 Simulation der Wände mit Verstärkung

Die Verstärkungsgurten in Form der Windrispenbänder werden nur über die Steifigkeit der Verbindung zwischen Brüstungsriegel und des Fensterpfostens sowie der Sticher im äusseren Feld berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit der Windrispenbänder wird vernachlässigt.

3.4.3 Versuchsablauf

Der Ablauf ist in [ISO 21581 2010] definiert. Die Parameter zur Steuerung sind in der Tabelle 12 für Wände mit C-Platten sowie in Tabelle 13 für Wände mit Verstärkungen vermerkt.

Tabelle 12 Prüfsteuerung Wandscheibenprüfung mit C-Platten

Vorlast	1 kN
F_{Est}	90 kN
$F_{10\%}$	9 kN
$F_{40\%}$	36 kN
Wegsteuerung bis $0.4 F_{Est}$	0.051 mm/s
Wegsteuerung über $0.4 F_{Est}$	0.054 mm/s

Tabelle 13 Prüfsteuerung Wandschiebenprüfung mit Verstärkung

Vorlast	1 kN
F_{Est}	65 kN
$F_{10\%}$	6.5 kN
$F_{40\%}$	26 kN
Wegsteuerung bis $0.4 F_{Est}$	0.051 mm/s
Wegsteuerung über $0.4 F_{Est}$	0.054 mm/s

3.4.4 Auswertung

Aus den absoluten Horizontalverschiebungen der Schwelle und des Einbinders wird die horizontal Relativverschiebung berechnet. Die Steifigkeit und Maximallast werden nach der Prüfnorm [ISO 21581 2010] ausgewertet.

Das Signal der beiden Dehnmessstreifen wird für jeden Messpunkt gemittelt und die Einheit korrigiert. Das gemittelte Signal wird mit der Fläche und Materialsteifigkeit in die Anschlusskraft umgerechnet.

$$F_T(x) = \frac{DMS \cdot A \cdot E}{10^9} = \frac{x \frac{\mu m}{m} \cdot 60 \text{ mm}^2 \cdot 205'000 \frac{N}{\text{mm}^2}}{10^9} [kN]$$

3.5 Ausschwingprüfung

Die Ausschwingprüfung wird an einem eingeschossigen Versuchsaufbau durchgeführt. Die beanspruchten Wände entsprechen bis auf die beidseitige Endverankerung den Wänden mit C-Platte aus der Untersuchung im Kapitel 3.4. Das Ziel dieser Untersuchungen ist die experimentelle Bestimmung des äquivalenten viskosen Dämpfungsmasses.

3.5.1 Versuchsaufbau

In der Abbildung 24 ist der Versuchsaufbau ersichtlich. Die Auslenkung wird nur in die Richtung der beiden Wände mit C-Platte aufgebracht. Diese Wandscheiben sind mit 4 Schubverankerungen entsprechend der Abbildung 25 neben dem Fensterpfosten im Fundament verankert. Die Deckenscheibe ist mit 4 Schubwinkeln des Typs TTF200 von Rothoblaas mit dem Einbinder der Wandscheiben verbunden. Der Teil der Zugendverankerung im Pfosten ist gleich wie die Verankerung bei der Wandscheibenprüfung. Die Verbindung mit dem Fundament erfolgt über eine 40mm starke Stahlplatte, welche mit 4 M20 10.9 Schrauben mit der einbetonierten Stahlplatte im Fundament verschraubt ist. Die Schubverankerungen wie auch die Zugverankerungen sind mit einem Faktor 2 überbemessen.

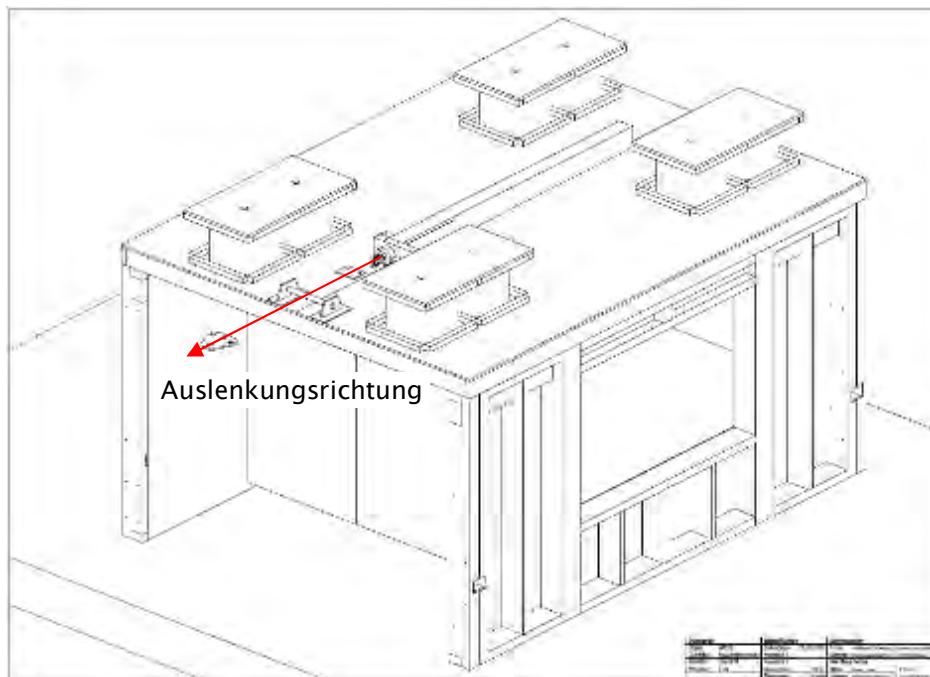


Abbildung 24 Ansicht des Versuchsaufbaus mit totaler Masse

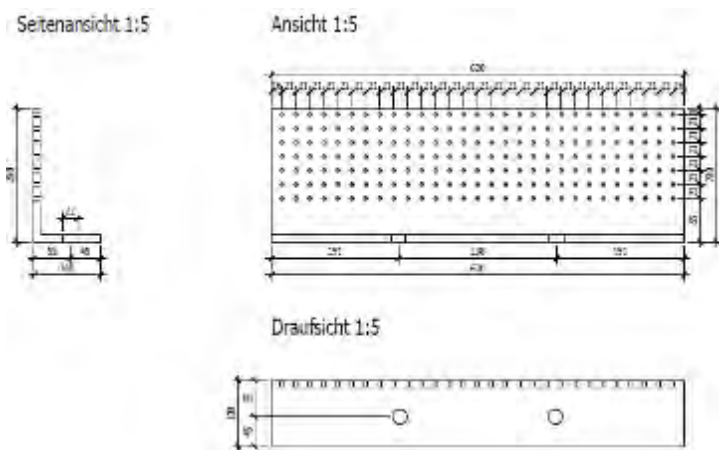


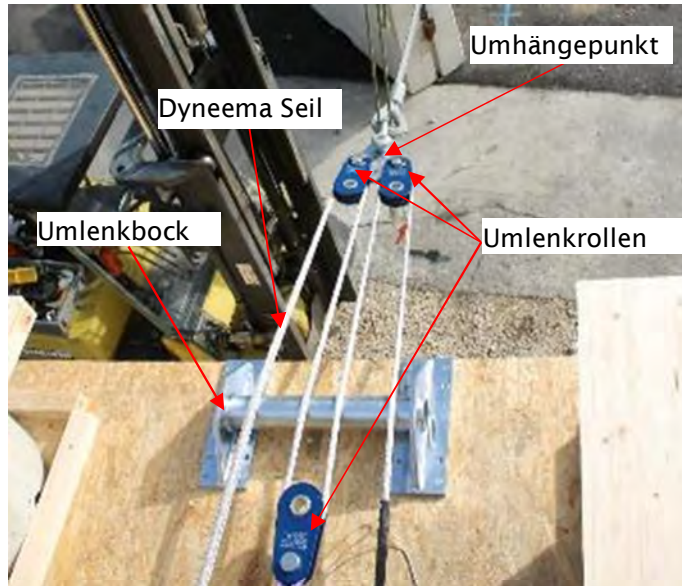
Abbildung 25 Ansichten der Schubverankerung, in den beiden untersten Reihen ist jedes zweite Loch verschraubt

Die absolute Verschiebung wird bei beiden Wandscheiben mit C-Platte auf der Höhe des Sturzes sowie der Schwelle gemessen. Für die Messung werden induktive Wegsensoren mit Federung verwendet. Es wird mit einer Messfrequenz von 300Hz aufgezeichnet.

Auslösemechanismus

Zur Auslenkung des Gebäudes wird ein Seilsystem verwendet. Die Elemente sind in der Abbildung 26 und Abbildung 27 dargestellt. Das Seilsystem wird zur Verankerung der Kraft mit Textilrundschnellen an einer Holzplattform angehängt. Darin wird eine Umlenkrolle mit 7 Rollen eingehängt. Zwischen dieser Umlenkrolle und der zweiten Umlenkrolle ist ein Habeggerseil geschlauft. Dieses Seil wird mithilfe einer weiteren Umlenkrolle um 90° aus der Zugachse weggeführt. In sicherem Abstand kann das Seil mit einem Habegger Hit16, welcher an einem weiteren Betonelement befestigt ist, gezogen werden. Die zweite Umlenkrolle ist mit zwei weiteren Textilrundschnellen mit einer Klemmplatte mit dem Hauptseil verbunden. Das Hauptseil wird mit einem Schäkel an der umhänge Platte festgemacht. In der umhänge Platte kann eine oder zwei Umlenkrollen befestigt werden. Durch diese Umlenkrollen wird das Dyneema Seil geschlauft, welches auf der einen Seite mit dem Anhängepunkt verbunden ist, die zweite Seite wird in den Auslösemechanismus geführt. Zur Auslösung wird der Constrictor 14 aus dem Segelsport verwendet. Über die Reibung des Hüllstrumpfs kann die Kraft von Seil übertragen werden. Die Leistungsfähigkeit liegt bei 40kN. Durch Verkürzung des Hüllstrumpfs kann die

Kraftübertragung unterbrochen werden und die Kraft ist somit ausgelöst. Die Auslösung erfolgt manuell durch ein verlängertes Seil. Das Dyneema Seil wird in der mittleren Umlenkung mit der Kraftmessdose verbunden. Somit kann die Auslösung bei einer vordefinierten Kraft durchgeführt werden.



(a) Seilverlauf zur Auslösung



(b) Auslösemechanismus mit Kraftmessdose und Anhängpunkt

Abbildung 26 Auslösemechanismus



Abbildung 27 Ansicht des Versuchsaufbaus

Anhängpunkt

Die Holzplattform in Abbildung 28, welche als Verankerung dient, steht auf Antirutschmatten. Die Holzplattform besteht aus 3 Brettschichtholzträger mit einer Abmessung von 8 x 0.84 x 0.24m. Zur Verbindung der Plattform werden 9 Balken mit 1K PUR schraubpressverklebt. Auf der Plattform sind 8 Betonelemente mit einer Gesamtmasse von 38 Tonnen platziert.



Abbildung 28 Holzplattform zur Verankerung

Massenanordnung

Nebst dem Eigengewicht des Gebäudes und des Auslösemechanismus wird die Masse auf dem Gebäude variiert. Die Anordnung der zusätzlichen Massen ist in Abbildung 29 ersichtlich. Unter jedem der ca. 300kg schweren Betonblöcke wird eine Antirutschmatte platziert. Um die Blöcke herum sind 50x60mm Latten verschraubt, welche ein Verschieben der Blöcke zusätzlich verhindern. Auf den Blöcken wird eine 3-Schicht Platte platziert, welche verschraubt wird. Somit ist auch ein Kippen verhindert.

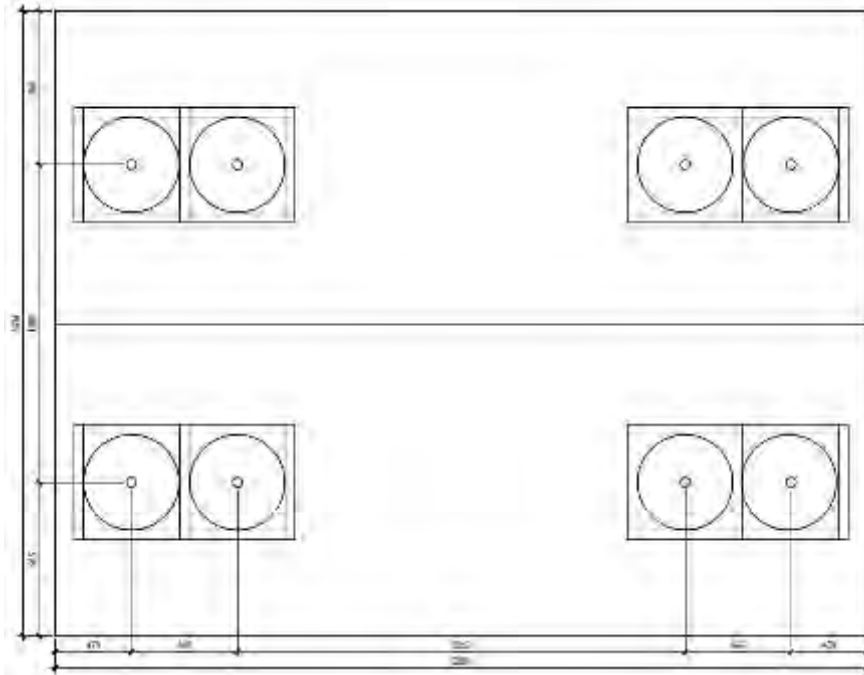


Abbildung 29 Massenanordnung auf dem Gebäude

3.5.2 Versuchsablauf

Die Auslenkung des Prüfstandes wird durch Verkürzung des Habeggerseils erreicht. Sobald die Zielkraft auf der Kraftmessdose erreicht ist, wird am Constrictor ausgelöst. Die Vordefinierten Auslösekräfte sind in Tabelle 14 vermerkt.

Um einen allfälligen Einfluss der Grundswingzeit auf die Dämpfung zu detektieren, wird bei gleichbleibender Auslösekraft und somit gleichbleibender Auslöseauslenkung die Masse auf dem Gebäude variiert.

Tabelle 14 Auslösevorgaben für die Versuche

Versuchsnummer	Zielkraft [kN]	Masse [kg]
1	20	0
2	20	0
3	20	0
4	20	0
5	20	0
6	20	0
7	40	0
8	40	0
9	40	1200
10	40	1200
11	40	2400
12	40	2400
13	40	2400
14	40	2400
15	60	2400
16	60	2400
17	60	2400
18	60	2400

3.5.3 Auswertung

Die absoluten Verschiebungen werden für jede Wandscheibe in eine Relativverschiebung umgerechnet. Diese relativen Verschiebungen werden für beide Wände gemittelt und anschliessend für die Auswertung verwendet.

Die Auswertung wird im Detail beschrieben in [OBER Unpublished]. In der Abbildung 30 sind die für die Auswertung verwendeten Punkte ersichtlich.

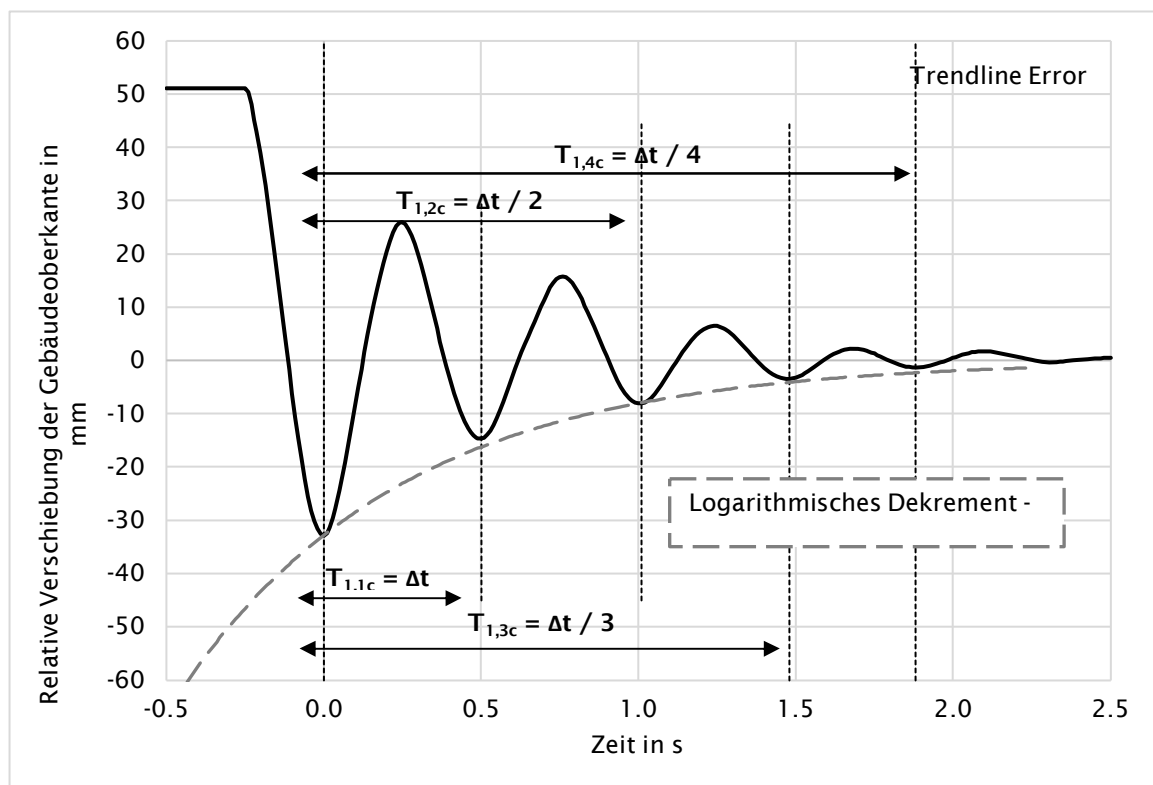


Abbildung 30 Darstellung der Auswertung der Ausschwingprüfung aus [Oberbach Urs, Unpublished]

3.6 Verwendete Messmittel

Bezeichnung	Interne ID	Einsatzzweck	Kommentar
Holzfeuchtemessgerät Hydromette M4050; GANN	11108	Holzfeuchtebestimmung Klammerprüfung Holzfeuchtebestimmung Brettschichtholz bei Wandprüfungen	
Induktiver Wegsensor WA- T 20mm, ungefedert; HBM	11542	Klammerprüfung monoton	$U_{95} = 0.0188\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 50mm, ungefedert; HBM	11486	Klammerprüfung zyklisch Wandscheibenprüfung	$U_{95} = 0.0359\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 20mm, ungefedert; HBM	11538	Klammerprüfung monoton	$U_{95} = 0.0145\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 50mm, ungefedert; HBM	11483	Klammerprüfung zyklisch Wandscheibenprüfung	$U_{95} = 0.0973\text{mm}$
Schenk Prüfmaschine 250kN		Klammerprüfung monoton Klammerprüfung zyklisch	
Zwick&Roell 50kN		Eckgeometrieprüfung Strukturspannungsprüfung	$U_{95} = 0.07\%$
DIC Isi Sys	10477	Strukturspannungsprüfung	
Prüfrahmen 400kN, 300mm Hubweg	10424	Wandscheibenprüfung	
Laser 100mm- 600 mm; WayCon Modell 1941565	11690	Wandscheibenprüfung	$u_{95} = 0,5386 \text{ mm}$
DMS, HBM		Wandscheibenprüfung	4 Leiter
DMS, HBM		Wandscheibenprüfung	4 Leiter
Induktiver Wegsensor WA- T 10mm, gefedert; HBM	11636	Wandscheibenprüfung	$U_{95} = 0.0388\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 50mm, ungefedert; HBM	10358	Wandscheibenprüfung	$U_{95} = 0.1608\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 50mm, ungefedert; HBM	10357	Wandscheibenprüfung	$U_{95} = 0.1502\text{mm}$
Kraftmessdose 50kN, HBM		Ausschwingprüfung	
Induktiver Wegsensor WA- T 100mm, gefedert; HBM	10362	Ausschwingprüfung	$U_{95} = 0.0398\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 100mm, gefedert; HBM	10363	Ausschwingprüfung	$U_{95} = 0.0398\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 50mm, gefedert; HBM	10364	Ausschwingprüfung	$U_{95} = 0.0914\text{mm}$
Induktiver Wegsensor WA- T 50mm, gefedert; HBM	10365	Ausschwingprüfung	$U_{95} = 0.0804\text{mm}$
Kranwaage 0- 1,25 t; Dynafor	10212	Massebestimmung der Bauteile auf der Baustelle	Max. Fehler 0,32 %

4 Resultate und Diskussion

4.1 Ermittlung der Steifigkeit von OSB-Holz Klammerverbindungen

Die unterschiedlichen Kraft-Faserwinkel haben kaum einen Einfluss auf die Steifigkeit der einschnittigen Klammerverbindung. Daher wird für alle Kraft-Faserwinkel dieselbe Steifigkeit verwendet. Diese Aussage ist gültig bei monotonen (Abbildung 31 a), wie auch bei zyklischen (Abbildung 32 a) Versuchen. Eine Abhängigkeit der Steifigkeit von der OSB oder Holzrohddichte ist nicht ersichtlich (Abbildung 31 b, c) (Abbildung 32 b, c). Dies entspricht dem Ansatz der Normung [SIA 265 2012, EN 1995-1-1 2008]. Gemäss Norm SIA 265/1:2018, Ziffer 7.3.4.6 ist die Steifigkeit der betrachteten Verbindung gemäss Tabelle 25 der Norm SIA 265:2012 zu ermitteln. Nach dieser Tabelle soll im Falle «rechtwinklig zur Faserrichtung» die Steifigkeit halbiert werden, was im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen nicht bestätigt wurde.

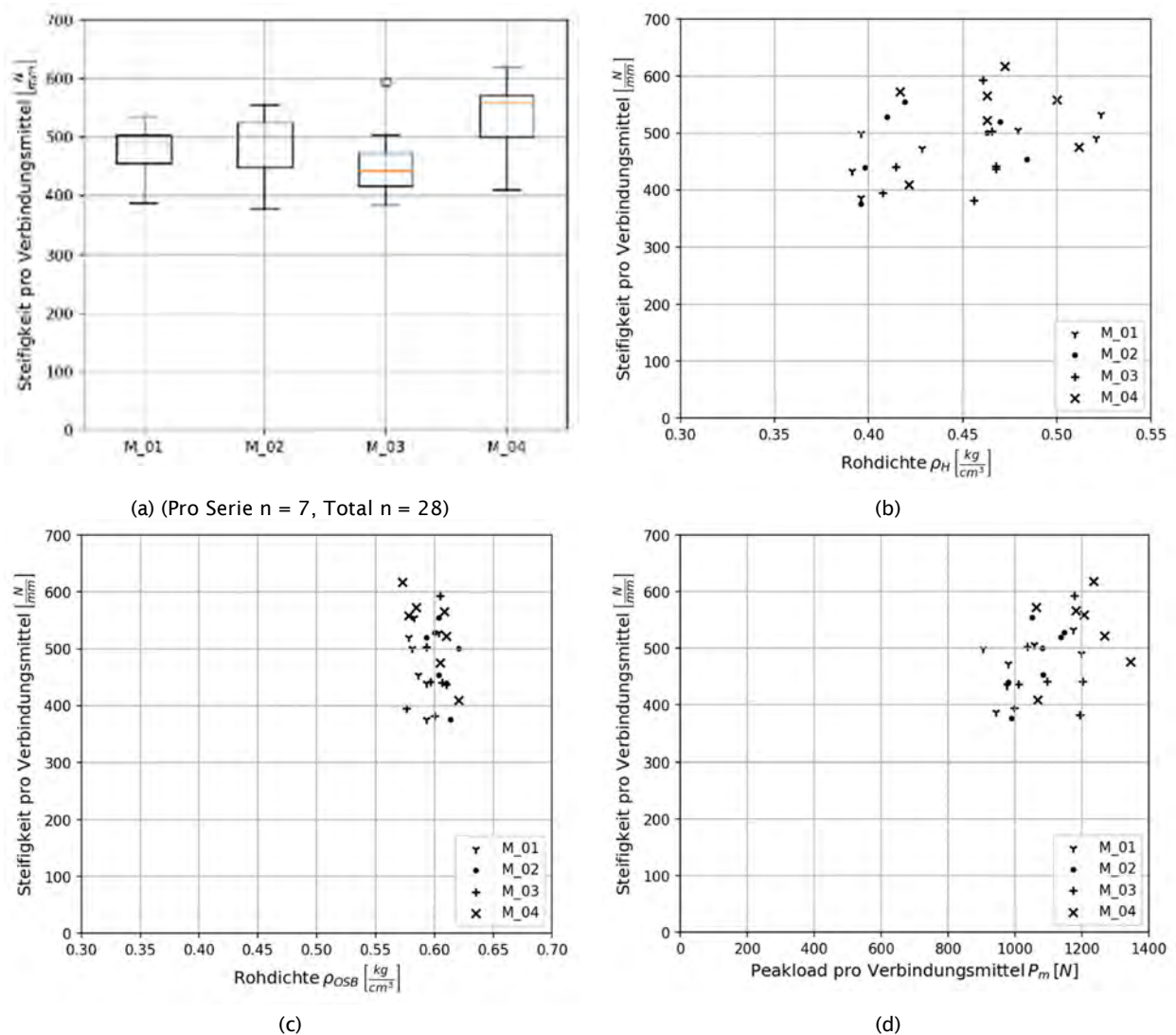
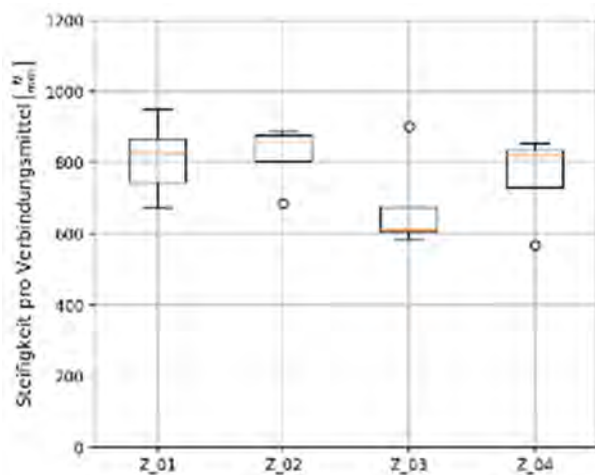
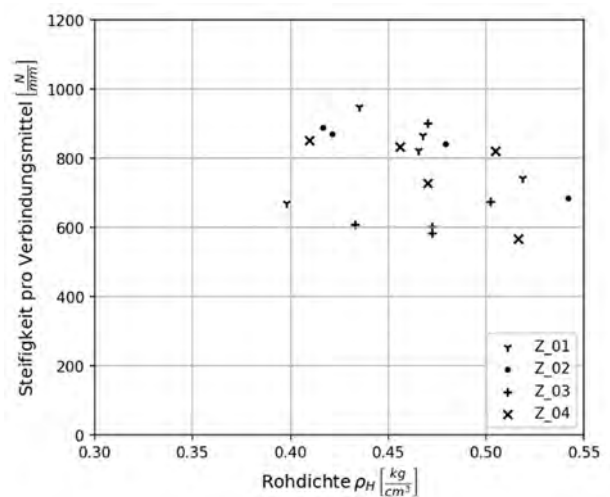


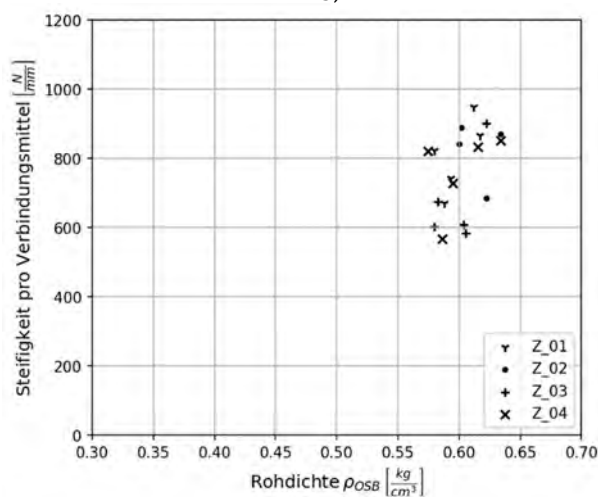
Abbildung 31 Eigenschaften der Holz-OSB/3-Klammerverbindungen der monotonen Serien



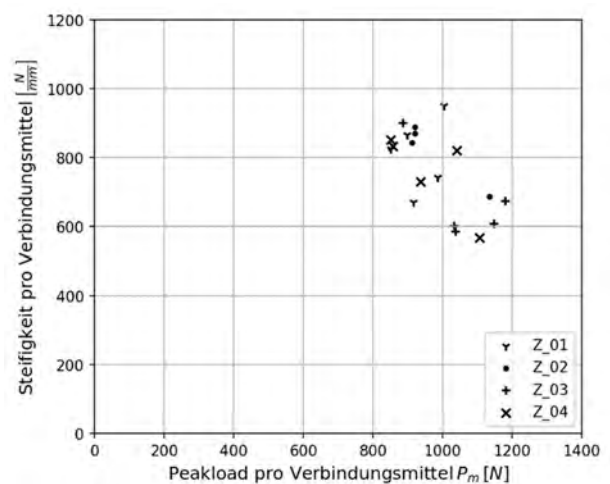
(a) (Pro Serie $n = 5$, Ausnahme Serie Z_02 $n = 4$, Total $n = 19$)



(b)



(c)



(d)

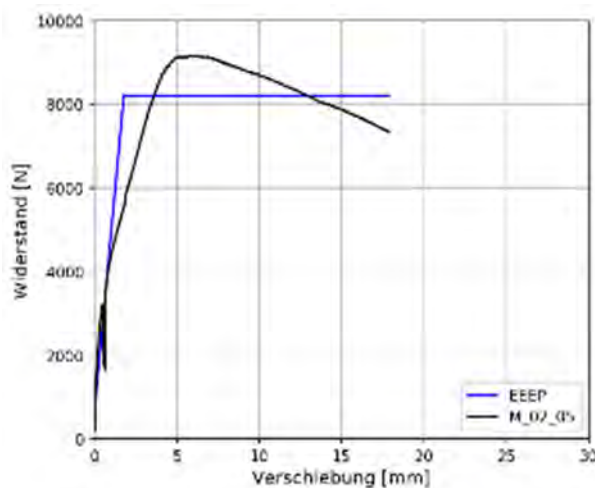
Abbildung 32 Eigenschaften der Holz-OSB/3-Klammerverbindungen der statisch-zyklischen Versuche nach Serien

Da kein signifikanter Unterschied zwischen den Steifigkeiten der unterschiedlichen Kraft-Faserwinkeln vorhanden ist, reicht ein einziges Klammermodell für die FEA. Die Abweichung der Maximallast aus dem linearisierten Klammermodell zum Mittelwert der statistischen Auswertung ergibt sich aus der unterschiedlichen Ermittlung des Wertes. Bei der statistischen Auswertung sind die Maximallasten gemittelt, beim Klammermodell ist es der Widerstand bei gegebener Verschiebung. Die Abweichung von weniger als 1% ist jedoch eine sehr gute Abbildung des Tragwiderstands.

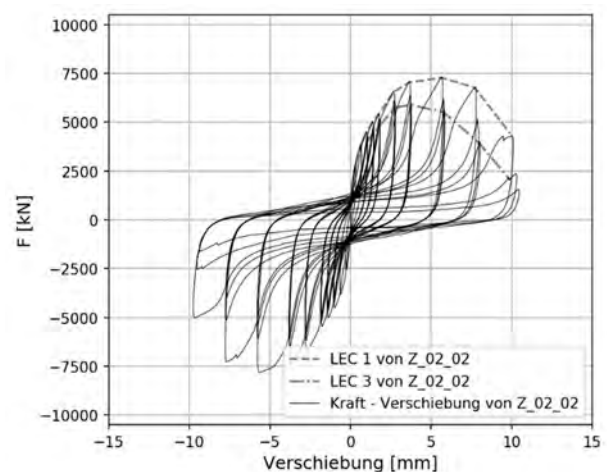
Tabelle 15 Modell zur Erfassung des Verhaltens der betrachteten OSB-Holz-Klammerverbindung

Verschiebung (mm)	Widerstand (N)
0.05	92.1
0.25	254.7
0.5	356.0
1	499.8
2	693.1
3	874.4
4	1010.1
5	1073.5
6	1088.0
7	1075.2
8	1048.9
9	1016.6
10	983.4
11	949.3
12	922.0

Die ermittelte Steifigkeit der statisch-zyklischen Versuche ist deutlich höher als die Steifigkeit der monotonen Versuche. Dies ist dem Auswertungsverfahren geschuldet. Die Umhüllenden der zyklischen Versuche und die Last-Verformungskurve der monotonen Versuche ist beinahe deckungsgleich [GEIS 2018]. In Abbildung 33 ist ersichtlich, dass die Klammerverbindungen stark nichtlinear sind. Die ausgewertete Steifigkeit nimmt mit zunehmender Kraft ab. Da der Bereich der Steifigkeitsermittlung ($0.1 F_{\max} - 0.4 F_{\max}$) per Definition von der Höchstlast abhängt und die statisch-zyklische Maximalkraft niedriger ist, ist die ausgewertete statisch-zyklische Steifigkeit niedriger.



(a) Prüfkörper M_02_05



(b) Prüfkörper Z_02_2

Abbildung 33 Exemplarische Kraft-Verschiebungsdiagramme der Holz-OSB Klammerverbindung

Tabelle 16 Statistische Auswertung der Holz-OSB3 Klammerverbindung

Versuchs- durchführung		Einheit	Mittelwert	Standard- abweichung	5% Fraktilwert	95% Fraktilwert
Monoton	Höchstkraft $F_{\max,m}$	[N]	1099	109	914	1284
	Steifigkeit K_m	[N/mm]	486	66.6	373	600
Statisch - Zyklisch	Höchstkraft $F_{\max,c}$	[N]	979	105	794	1165
	Steifigkeit K_c	[N/mm]	764	121	552	976

Alle weiteren Ergebnisse können dem Kapitel 10.2.1 im Anhang entnommen werden.

4.2 Untersuchung unterschiedlicher OSB C-Platten Eckgeometrien

Als Versagensbild stellt sich bei allen Serien der Riss aus der Ecke ein. In der Abbildung 34 ist der Riss in der Ecke sowie der Rissfortsatz zu erkennen. Der Rissfortsatz erfolgt meist hin zum Rand der Krafteinleitungsplatte und dem Plattenrand. Es ist zu erkennen, dass die Spangeometrie der OSB-Platte sowohl den Rissansatzpunkt als auch den Rissfortsatz beeinflusst. Ein vollständiger Bruch erfolgt nicht, da der Lastabfall bei einem Teilversagen grösser als 30% war und die Prüfung bei einem Lastabfall auf 70% F_{\max} abgebrochen wurde.



(a) Rissfortsatz innerhalb der roten Box des Prüfkörpers EG_R8_I_05



(b) Rissansatz des PK EG_R8_I_05

Abbildung 34 Versagensbild der Eckgeometrieprüfkörper



(a) Bruch läuft zuerst horizontal weg und anschliessend in Richtung der Krafteinleitung

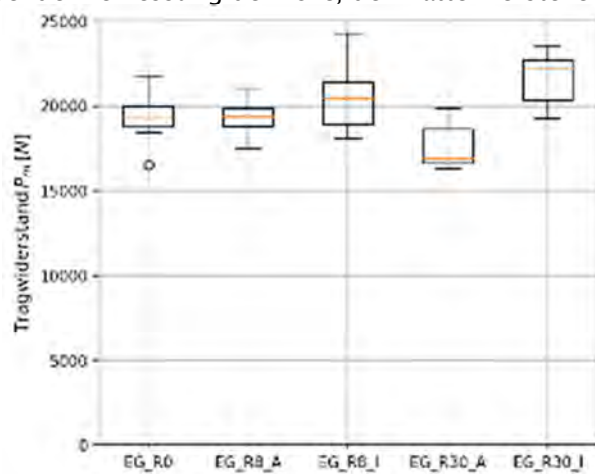
(b) Bruch läuft direkt in Richtung der Krafteinleitung

(c) Bruch läuft von der Flanke weg vertikal hoch und anschliessend in Abhängigkeit der Späne in Richtung der Krafteinleitung

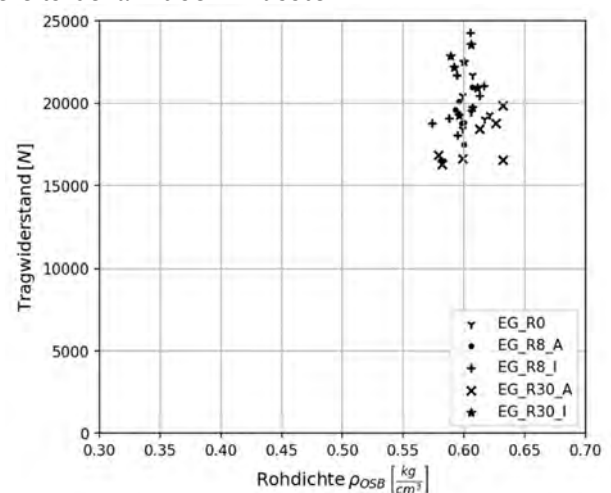
Abbildung 35 Unterschiedliche Bruchansätze sowie Bruchfortsätze anhand der Serie EG_R8_I

Die Resultate zeigen klar, dass der innenliegende Radius eine Laststeigerung bedeutet, ersichtlich in Abbildung 36(a). Dies gilt sowohl für den Median als auch für die Minimallast. Da in der Produktion einer Nagelbrücke mit Zuschnitt die Variante EG_R8_I einfacher ist (ein 8mm Fräser wird auch für andere Arbeiten benötigt), wird für den weiteren Projektverlauf diese Variante festgelegt. Alle weiteren Varianten sind in der Produktion aufwändiger [KRAM 2020].

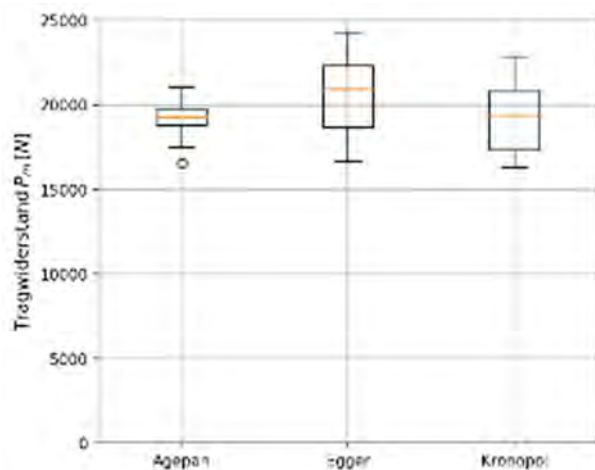
Bei der Auswertung nach Plattenherstellern zeigt sich, dass alle Minimalwerte auf demselben Niveau liegen. Dies wird damit erklärt, dass für OSB-Platten Mindestanforderungen gelten. Die deutlich unterschiedlichen Maximalwerte bedeuten jedoch, dass für die Umsetzung des Ansatzes der adaptiven Steifigkeit Tragwiderstandswerte für jeden Plattenhersteller ermittelt werden müssen oder eine sehr grosse Streuung verwendet werden muss. Des Weiteren bedeutet dies für die Praxis, dass bei der Bemessung der Ecke, der Plattenhersteller bereits bekannt sein müsste.



(a) Boxplot der Maximallast nach Eckgeometrie (Pro Serie $n = 7$, Total $n = 35$)



(b) Maximallast in Abhängigkeit der OSB Rohdichte



(c) Boxplot der Maximallast nach Plattenhersteller

(Agepan $n = 15$, Egger und Kronopol $n = 10$)

Abbildung 36 Maximallast je nach Eckgeometrie

4.3 Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung

4.3.1 DIC

Auf den Bildern in Abbildung 37 des DIC ist ersichtlich, dass die ersten Risse auftreten, bevor die Versagenslast erreicht ist. Daher wurde die Dehnung beim ersten Riss und der Höchstkraft ermittelt. Wie auf Abbildung 38 ersichtlich ist, ist die Dehnung hauptsächlich von der Spangeometrie der OSB-Platte abhängig. Der Rissverlauf der Eckgeometrieuntersuchung bestätigt dies ebenfalls. Daher sind die Ergebnisse nicht verwendbar und es werden keine numerischen Werte dargestellt.

Laststufe [kN]	Rissbild Eckbereich
22.6 kN	
29.0 kN	

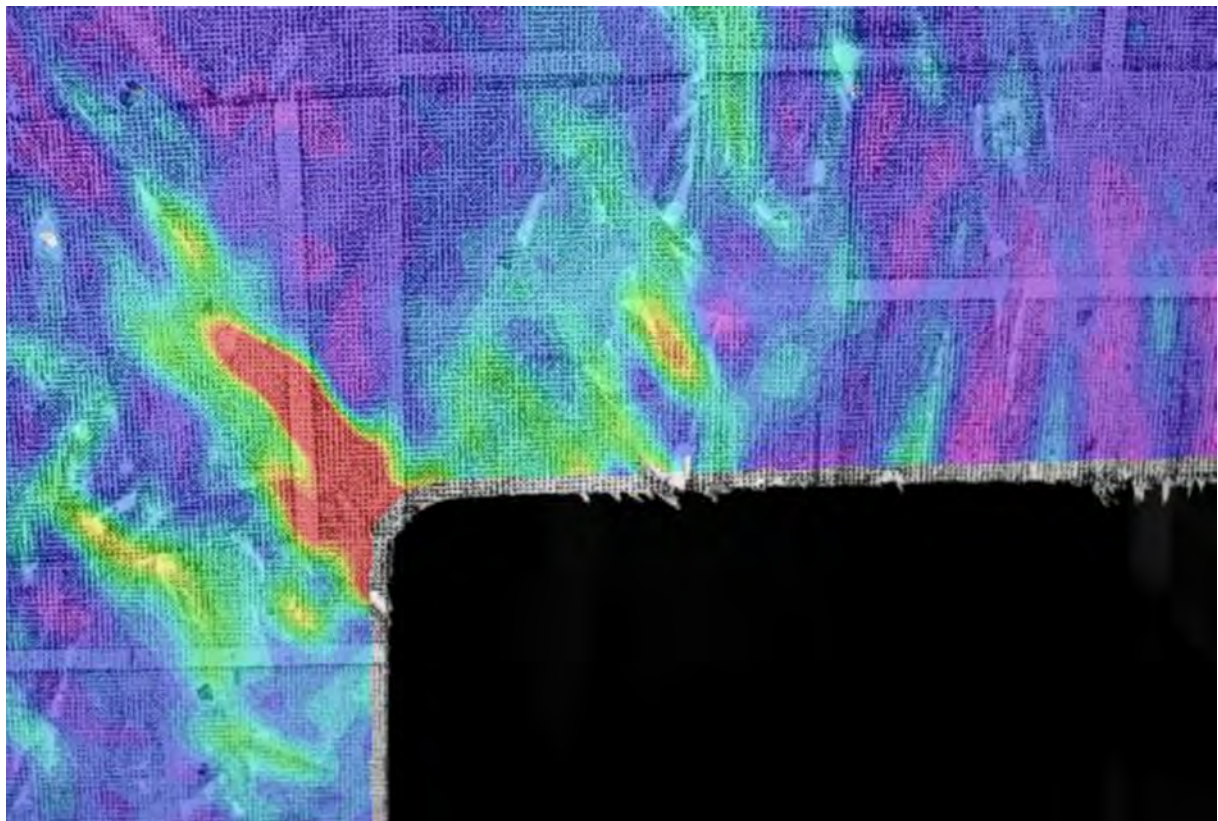
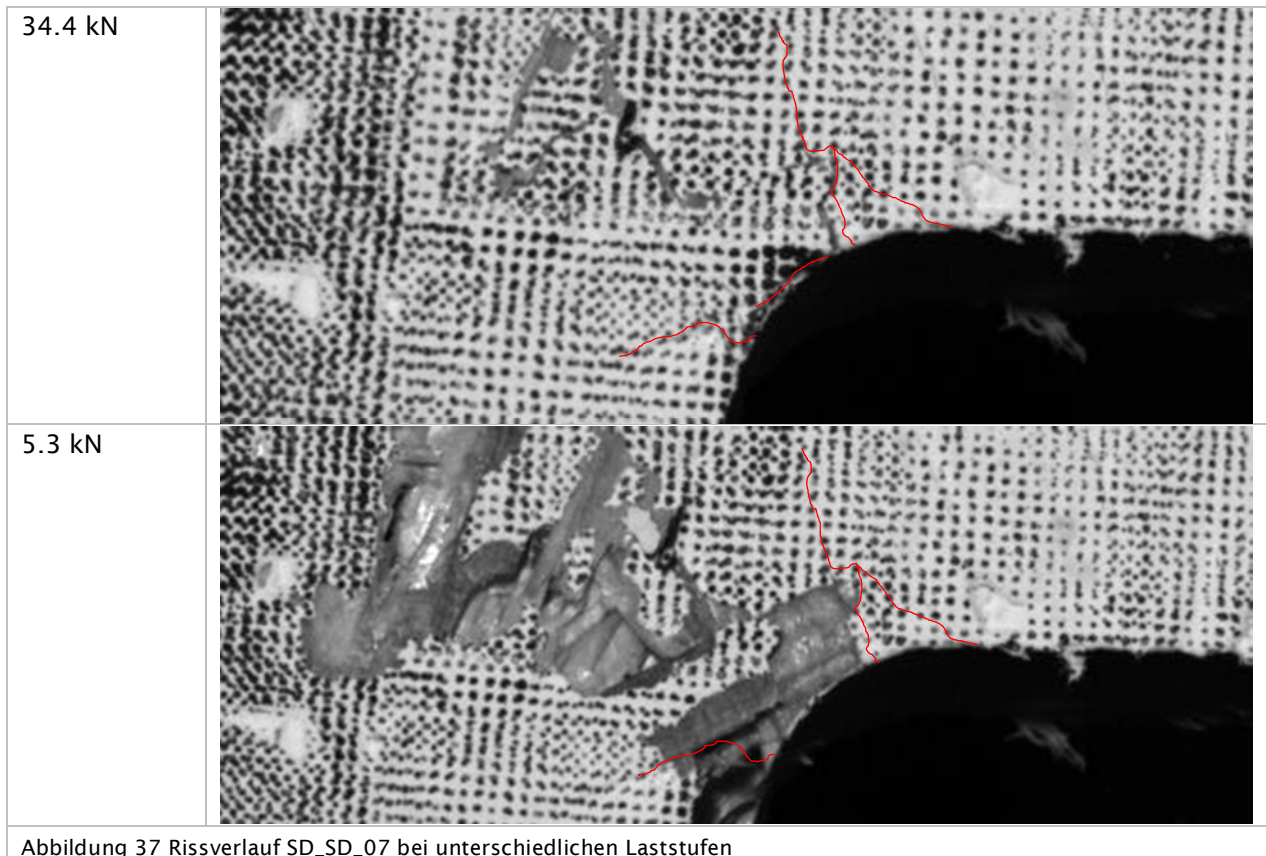
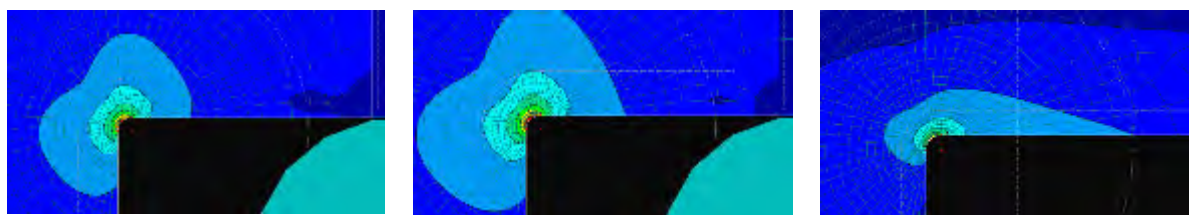


Abbildung 38 Dehnung im Prüfkörper SD_EG_01 bei einer Last von 10.1 kN

4.3.2 FEA

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 17 aufgeführt. Die mittleren Bruchlasten liegen im erwarteten Bereich und die Korrelation mit der Nettoquerschnittshöhe ist plausibel. Die berechnete Hauptspannung pro Prüfkörper ist in der Abbildung 39 (a) – (c) dargestellt. Dabei fällt besonders auf, dass die horizontale Ausbreitung der Spannung von der Geometrie abhängt. In Tabelle 18 sind die in der FEA ermittelten Spannungen inklusive statistischer Auswertung enthalten. Die Differenz der Haibachspannung zwischen der Serie SD_EG und SD_SD entspricht mit 2.85 MPa beinahe 1/3 des Mittelwertes aller Serien. Diese Differenz ist sehr gross. Die Ergebnisse der Extrapolation sowie der entsprechenden statistischen Auswertung sind in der Tabelle 19 aufgeführt. Die Differenz der extrapolierten Eckstrukturspannung zwischen der Serie SD_EG und SD_SD beträgt nur 1.4 MPa oder 13% des Mittelwertes aller Serien. Daraus folgt, dass das Konzept der extrapolierten Eckstrukturspannung robuster bezüglich unterschiedlicher Geometrien ist.



(a) Serie SD_EG

(b) Serie SD_SD

(c) Serie SD_BD

Abbildung 39 Hauptspannung im Ausschnittsbereich, Die Hilfslinien entsprechen den beiden Interessepunkten

Tabelle 17 Versuchsübersicht mit Ergebnissen

	Hauptspannung			
	SD_EG	SD_SD	SD_BD	Mittelwert
Anzahl PK	10	10	12	32
Versagenslast Mittelwert [N]	19435	30542	4380	-
Versagenslast Variationskoeffizient [%]	11.69	9.46	7.90	-

Tabelle 18 FEM mit Ergebnissen und statistischer Auswertung

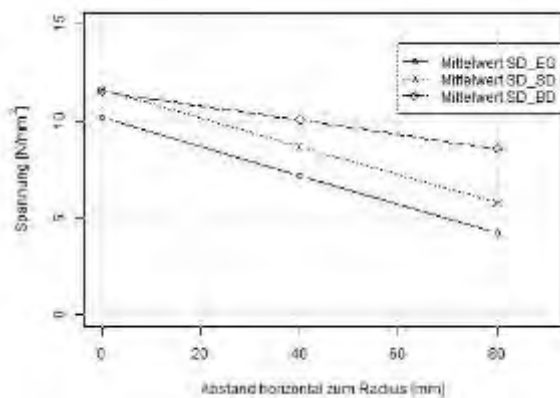
Haibachpunkt 40mm	Mittelwert [MPa]	7.21	8.69	10.06	8.74
	Variationskoeffizient [%]	11.69	9.46	7.90	16.31
	Standardabweichung [MPa]	0.84	0.82	0.79	1.43
	95% Fraktilwert [MPa]	8.76	10.20	11.49	11.16
	5% Fraktilwert [MPa]	5.66	7.18	8.63	6.32
Extrapolationspunkt 80mm	Mittelwert [MPa]	4.22	5.78	8.58	6.34
	Variationskoeffizient [%]	11.69	9.46	7.90	34.83
	Standardabweichung [MPa]	0.49	0.55	0.68	2.21
	95% Fraktilwert [MPa]	5.12	6.78	9.80	10.09
	5% Fraktilwert [MPa]	3.32	4.78	7.36	2.60

Tabelle 19 Extrapolierte Eckstrukturspannung mit statistischer Auswertung

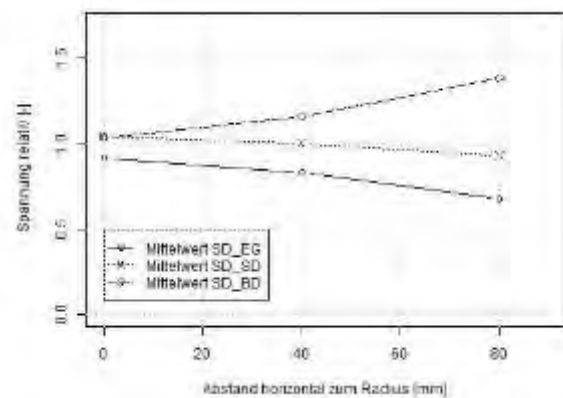
Extrapolierte Werte 0mm	Mittelwert [MPa]	10.2	11.6	11.54	11.14
	95% Fraktilwert [MPa]	12.39	13.61	13.18	14.89
	5% Fraktilwert [MPa]	8.01	9.59	9.90	7.39

In der Abbildung 40 sind die Mittelwerte der Tabelle 19 dargestellt und es ist ebenfalls ersichtlich, dass das Konzept der extrapolierten Eckstrukturspannung gegenüber unterschiedlichen Geometrien robuster ist als das Konzept der Haibachspannung. Die geringere Streuung in der Extrapolation am Radiusende gegenüber dem Messwert bei 40mm ermöglicht eine bessere Versagensvorhersage, unabhängig von der Prüfkörpergeometrie.

Für den weiteren Projektfortschritt wird die charakteristische extrapolierte Eckstrukturspannung von 7.39 MPa verwendet. Als Methode wird das Bemessungskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten der [SIA 265/1 2018] vorgeschlagen. Somit folgt für den Lastfall Erdbeben, sehr kurz, ein Bemessungswert von 6.77 MPa.



(a) Spannung Absolutwerte



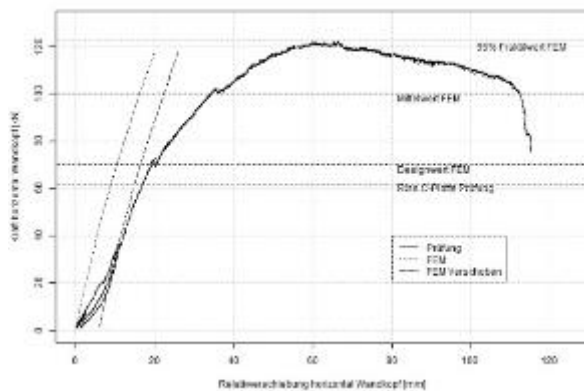
(b) Spannungsanteil bezogen auf den Mittelwert pro Punkt

Abbildung 40 Ermittelte Spannungen der unterschiedlichen Prüfserien mit linearer Extrapolation an den Radiusrand

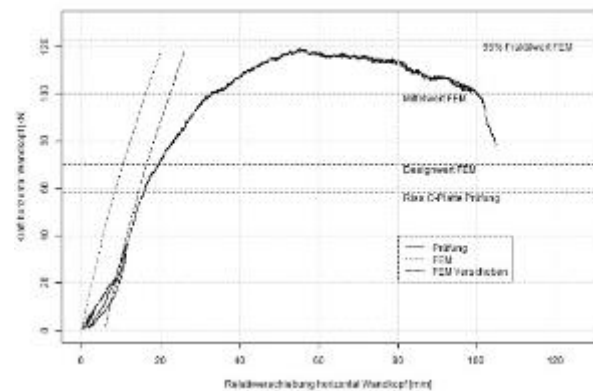
4.4 Wandscheibenprüfung

4.4.1 Wände mit C-Platten

Das Last-Verschiebungsdiagramm in der Abbildung 41 zeigt, dass die um den Schlupf verschobene Verschiebung des FE-Modells vor dem Riss der OSB C-Platte gut mit den Prüfungen übereinstimmt. Jedoch konnte die Risskraft mit dem Modell nicht vorhergesagt werden. Ein Teil dieser Differenz kann damit erklärt werden, dass die Prüfkörper aus der Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung bereits Risse vor Erreichen der Maximallast zeigten. Beide geprüften Wände zeigen, dass die Last, nach dem Rissbeginn, weiter ansteigt.



(a) Wand C01



(b) Wand C02

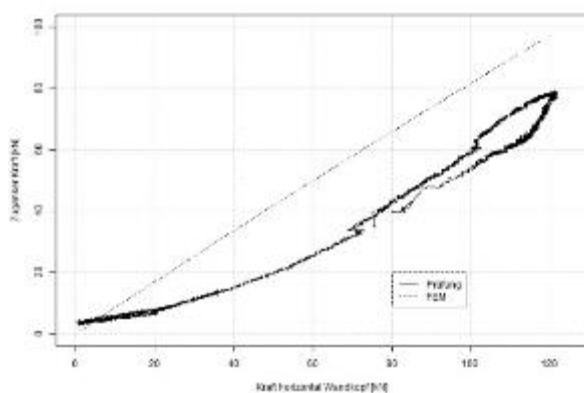
Abbildung 41 Kraft - Verschiebungsdiagramme, Vergleich der Prüfung mit dem FE-Modell

Die Streuung der geprüften Wände mit C-Platten ist sehr klein, sowohl für die Maximalkraft als auch für die Steifigkeit. Die Maximalkraft beträgt im Mittel 120.7 kN, der Mittelwert der Steifigkeit liegt bei 3.77 kN/mm. Es zeigt sich, dass die grössere Öffnung, die Wände mit C-Platte weicher macht, im Vergleich zu den geprüften Wänden in [GEIS 2019].

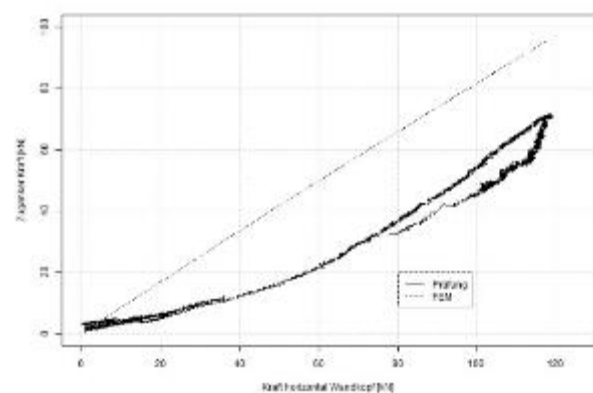
Tabelle 20 Kraft und Steifigkeit der Prüfung der Wände mit OSB C-Platte

Wand	Maximalkraft [kN]	Steifigkeit [kN/mm]
C01	122.1	3.75
C02	119.2	3.78

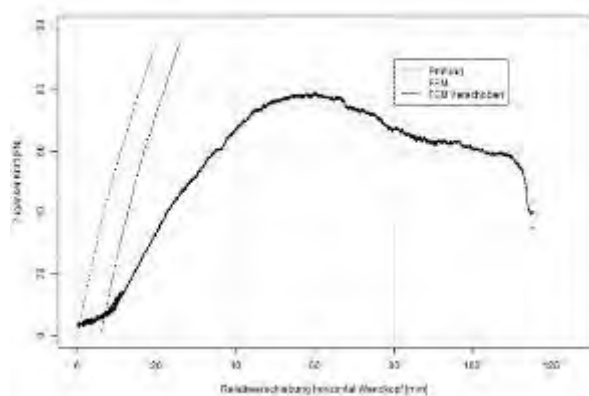
Durch den Prüfaufbau konnte das FE-Modell auch in Bezug auf die Zuganschlusskraft überprüft werden. In der Abbildung 42 erscheint es so, als ob die Zugankersteifigkeit überschätzt wurde. Jedoch stimmt die Steifigkeit sehr gut mit dem Bereich zwischen 60 kN und der horizontalen Maximalkraft am Wandkopf überein. Würde die Zugankerkraft aus der FEA verschoben, sodass erst ab einer Horizontalkraft von 35-40 kN eine Zugankerkraft auftritt, passen die beiden Kurven sehr gut überein. Eine Verschiebung der Kurve in diesen Bereich erscheint anhand der Abbildung 44 plausibel. Ist doch die Beziehung zwischen vertikaler Schwellenverschiebung und horizontaler Kraft am Wandkopf erst nach 40 kN linear. Somit folgt, dass die experimentell ermittelte Zugankerkraft aufgrund des Schlupfes, zu Beginn der Prüfung, unterschätzt wird.



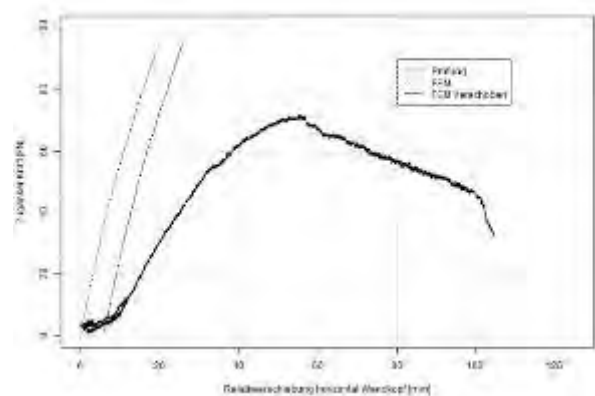
(a) Wand C01



(b) Wand C02



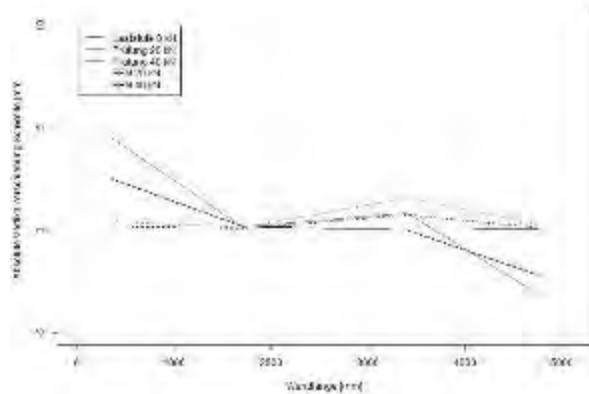
(c) Wand C01



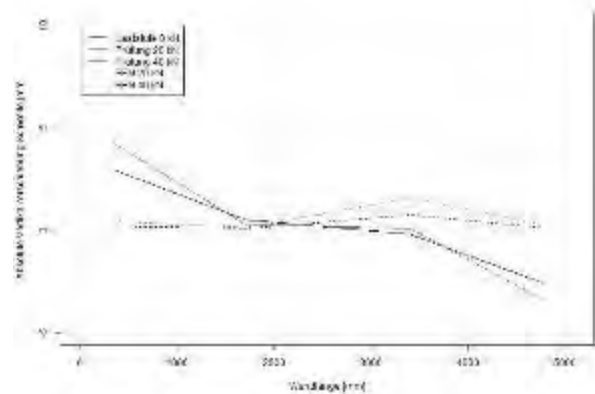
(d) Wand C02

Abbildung 42 Zugankerkräfte, Vergleich Prüfung und FE-Modell

Der Vergleich der Schwellenverschiebung aus der Prüfung und der FE-Modellierung ist in der Abbildung 43 ersichtlich. Die Schwellenverschiebung kann mit dem Modell nicht exakt vorhergesagt werden. Dies liegt zum einen daran, dass eine Verformung in Richtung der Schiene, welche als Auflager dient, nicht vorhergesehen wurde. Als zweites, wurde der Schlupf im Zuganschluss nicht modelliert. In der Abbildung 44 ist die Schwellenverformung der Prüfung auch für grössere Lasten dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Verformung bei den zweiten Fensterpfosten von der Krafteileitung her gross ist. Dabei ist es wichtig zu sehen, dass eine Schubverankerung diese Verformung zumindest teilweise verhindern würde. Somit würde die Wand steifer werden, jedoch müsste diese kombinierte Beanspruchung bei der Schubanschlussbemessung berücksichtigt werden. Des Weiteren wird ersichtlich, dass der Schlupf im Zuganschluss ca. 4mm beträgt. Entspricht doch die Grössenordnung der zusätzlichen Verschiebung pro 20kN Laststeigerung bei grösserer Last in etwa der des FE-Modells.

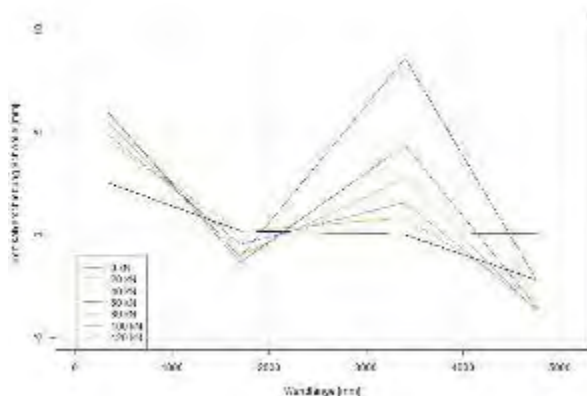


(a) Wand C01

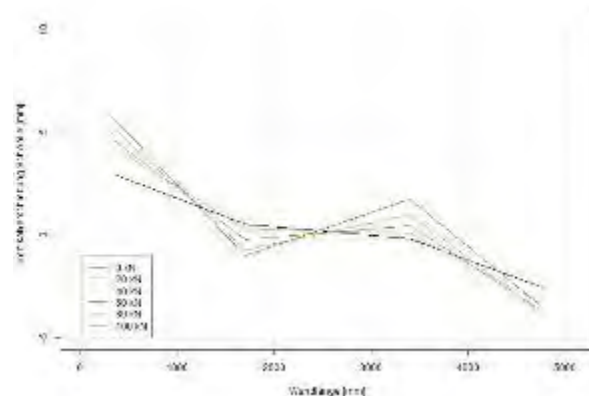


(b) Wand C02

Abbildung 43 Schwellenverschiebung vertikal der Wände mit C-Platten, Vergleich Prüfung und FE-Modellierung



(a) Wand C01

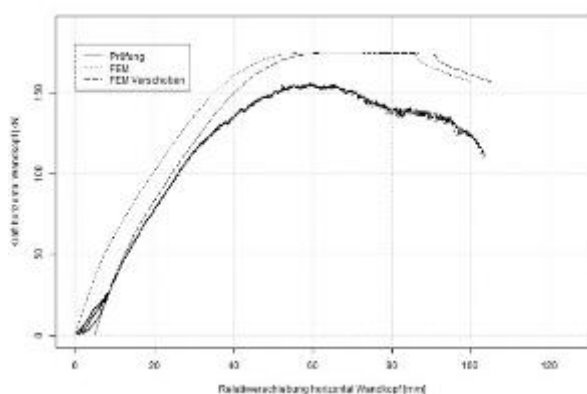


(b) Wand C02

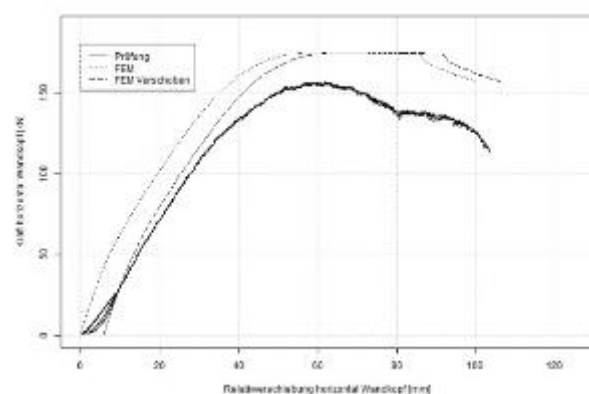
Abbildung 44 Schwellenverformung der Wände mit C-Platten bis zu einer Horizontalkraft von 120kN

4.4.2 Wände mit Verstärkungen

Die Kraft – Verschiebungsbeziehung der FEA stimmt bis zu einer Kraft von 120kN sehr gut mit den Prüfergebnissen überein, siehe Abbildung 45. Dies unter der Prämisse, dass die Verschiebungskurve um den Schlupf verschoben wird. Als Versagen zeigte sich der Klammerauszug. Ein Biegeversagen im Ständerwerk konnte nicht beobachtet werden.



(a) Wand V01



(b) Wand V02

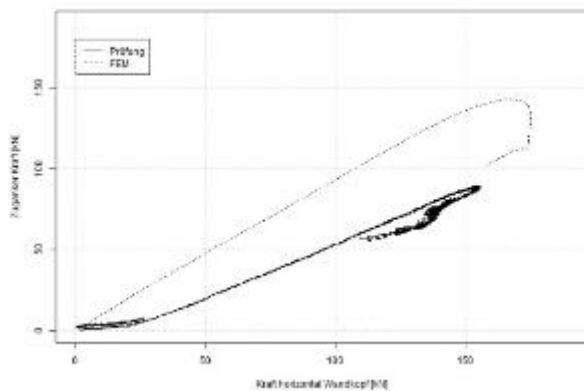
Abbildung 45 Kraft - Verschiebungsdiagramm der Wände mit Verstärkung, Vergleich Prüfung – FE-Modell

Die Prüfergebnisse zeigen, dass die Wände mit Verstärkung sehr homogen sind. Sowohl die Maximalkraft als auch die Steifigkeit weisen eine Differenz von weniger als 3% auf. Während die Maximalkraft deutlich über derjenigen der Wände mit OSB C-Platte liegt, ist die Wandsteifigkeit in etwa gleich.

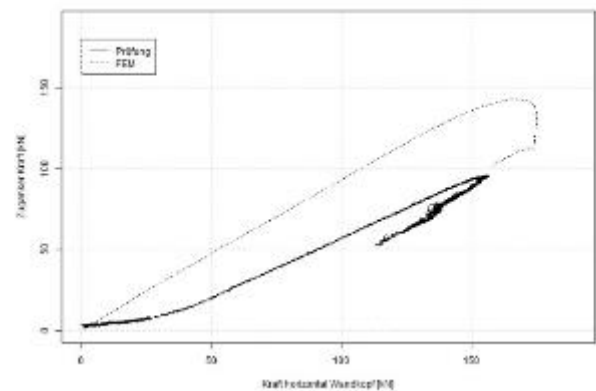
Tabelle 21 Kraft und Steifigkeit der Prüfung der Wände mit Verstärkung

Wand	Maximalkraft [kN]	Steifigkeit [kN/mm]
V01	155.7	3.51
V02	156.6	3.60

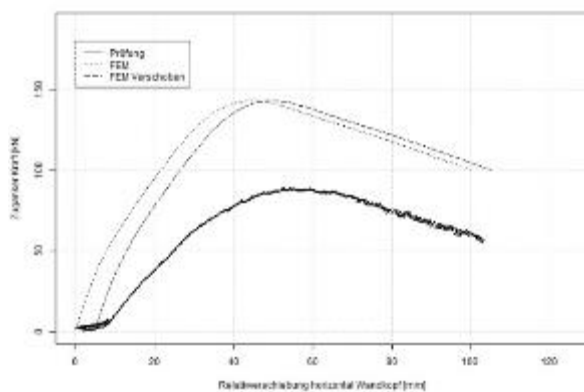
In der Abbildung 46 erscheint es als ob die Zugankersteifigkeit für die Wände mit Verstärkung stark überschätzt wurde. Würde die Zugankerkraft jedoch um den Schlupf verschoben, würde ersichtlich, dass die Abweichung nur sehr gering ist. Eine Verschiebung in den Bereich zwischen 20 kN und 40 kN erscheint aufgrund der Abbildung 48 als plausibel. Ist doch die Beziehung zwischen vertikaler Schwellenverschiebung und horizontaler Kraft am Wandkopf erst danach linear. Somit folgt, dass die experimentell ermittelte Zugankerkraft aufgrund des Schlupfes, zu Beginn der Prüfung, unterschätzt wird.



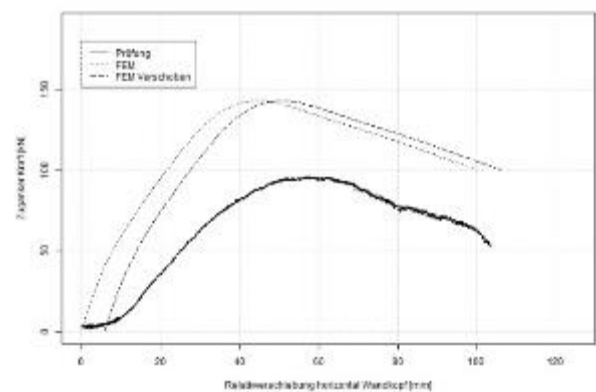
(a) Wand V01



(b) Wand V02



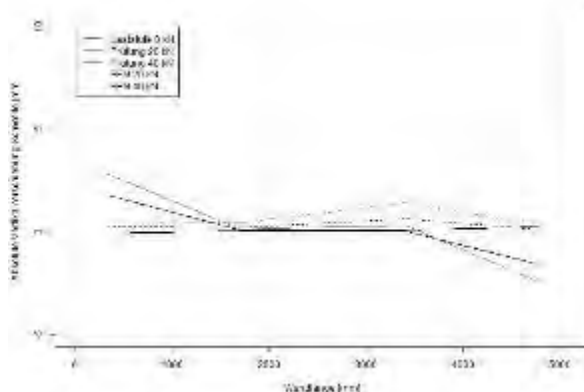
(c) Wand V01



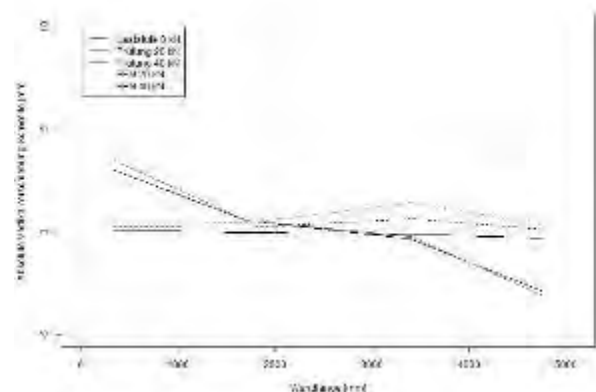
(d) Wand V02

Abbildung 46 Zuganker-Kraft bei Wänden mit Verstärkung, Vergleich Prüfung – FE-Modellierung

Der Vergleich der Schwellenverschiebung vertikal in Abbildung 47 zeigt, dass der Schlupf im Zuganker ca. 3-4mm beträgt. Des Weiteren hat sich eine Schwellenverformung am Wandende in Richtung des Auflagers eingestellt, welche im Modell nicht zugelassen war. Die Differenz zwischen den letzten beiden Messpunkten konnte mit dem Modell in etwa vorhergesagt werden. Die Abbildung 48 zeigt, dass das Abheben der Schwelle im Bereich des Fensterpfostens gross ist. Aus der Abbildung kann des Weiteren gefolgert werden, dass bei zyklischer Belastung jeder Punkt in der Schwelle eine signifikante Vertikalverformung erfährt. Somit kann die Schubverankerung nicht so angeordnet werden, dass diese nicht kombiniert beansprucht wird.

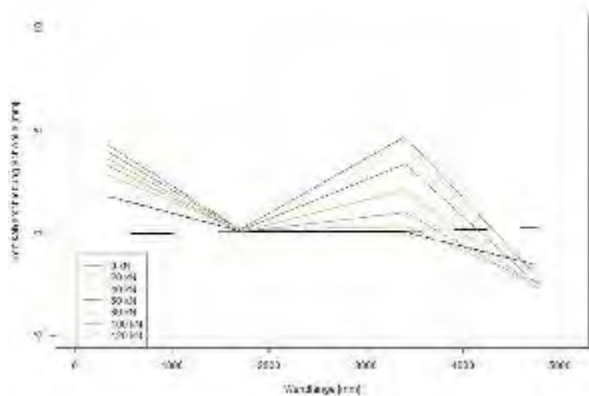


(a) Wand V01

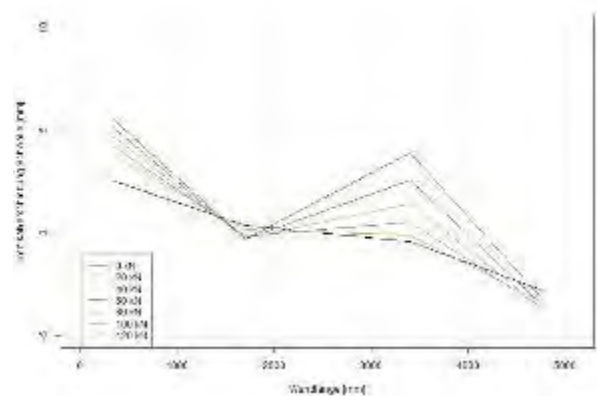


(b) Wand V02

Abbildung 47 Schwellenverschiebung der Wände mit Verstärkung, Vergleich Prüfung und FE-Modellierung



(a) Wand V01



(b) Wand V02

Abbildung 48 Schwellenverformung der Wände mit Verstärkung bis zu einer Horizontalkraft von 120kN

4.4.3 Abschätzung der Leistungsfähigkeit auf Designniveau

Die Prüfungen haben gezeigt, dass trotz guter Übereinstimmung mit dem FE-Modell noch keine Dimensionierung möglich ist. Daher werden die Designtragwiderstände der geprüften Wände in Bezug auf eine horizontale Einwirkung abgeschätzt. Zusätzlich wird der Designtragwiderstand einer segmentierten Wand mit gleicher Geometrie berechnet.

Die Umrechnung erfolgt über das Verhältnis vom Mittelwert der Klammermaximallast aus [OBER Unpublished] von 1.03kN und dem Klammerdesignwert von 0.47 kN.

4.4.3.1 Wand mit Verstärkung

Das Versagen war in den Klammern. Daher erfolgt die Umrechnung über das Verhältnis vom Mittelwert der Klammermaximallast aus [OBER Unpublished] von 1.03kN und dem Klammerdesignwert von 0.47 kN.

$$V_{Rd} = \frac{156 \text{ kN}}{2.15} \approx 73 \text{ kN}$$

Die Verankerungskraft pro Anschluss beträgt entsprechend der FEA gemäss Abbildung 49 ca.:

$$F_T \approx 69 \text{ kN}$$

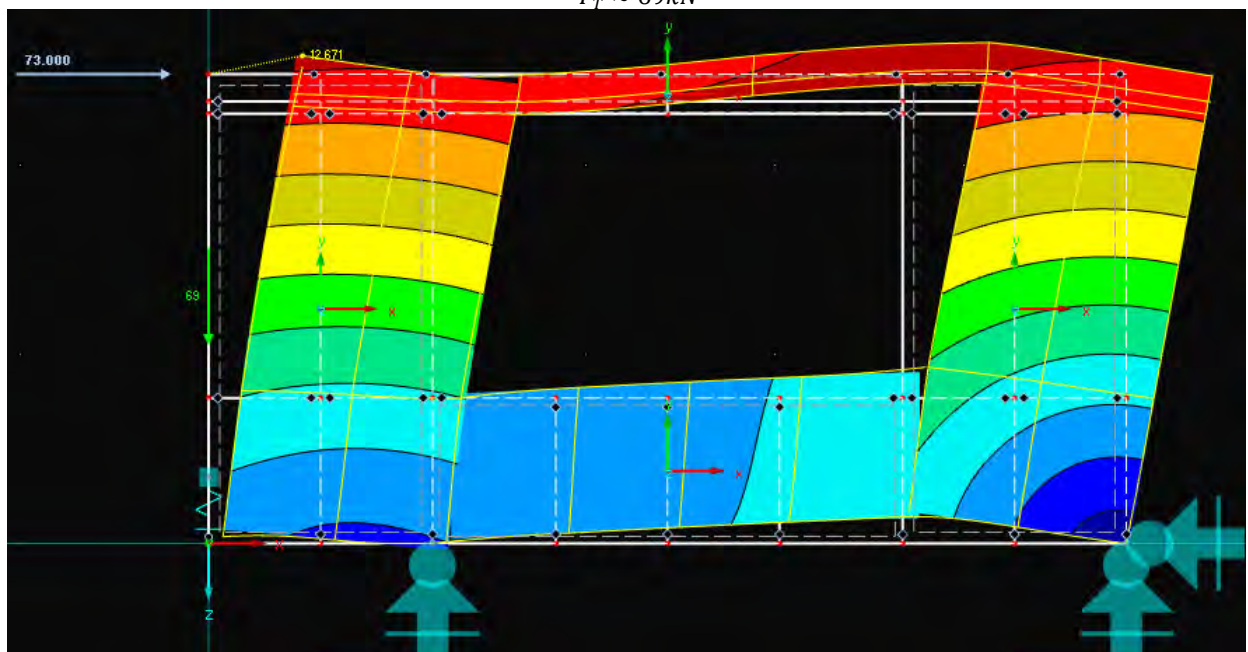


Abbildung 49 Verankerungskraft der Wand mit Verstärkung bei Designtragwiderstand

Daraus folgt, dass in der Summe 138 kN auf Zug angeschlossen werden müssen, da nur 2 Zuganker jeweils am Wandende notwendig sind.

4.4.3.2 Wand mit C-Platte

Das Versagen war der Riss in der OSB C-Platte. Daher erfolgt die Umrechnung über den Variationskoeffizienten von OBS auf Zug von 0.12 [NIEM 2017].

$$V_{Rd} = 60kN - 2 \cdot 0.12 \cdot 60kN \approx 46 kN$$

Dies entspricht in etwa 60% der Leistungsfähigkeit der Wand mit Verstärkung.

Die Verankerungskraft pro Anschluss beträgt entsprechend der FEA gemäss Abbildung 50 ca.:

$$F_T \approx 38kN$$

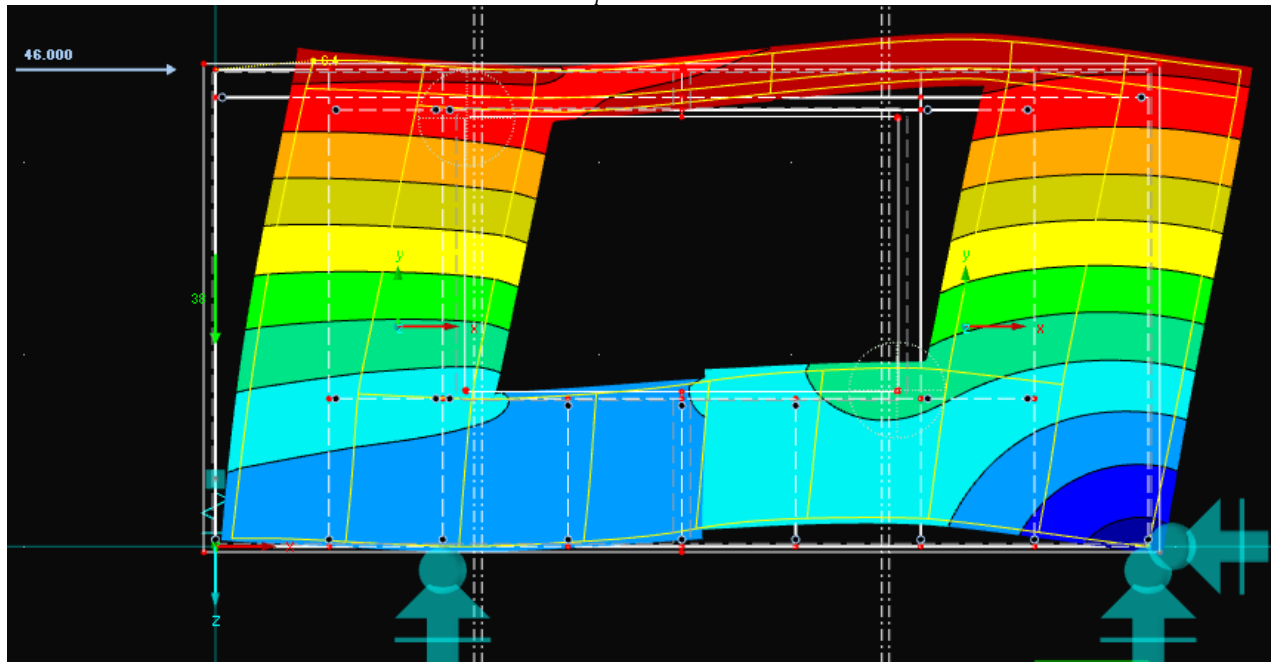


Abbildung 50 Verankerungskraft der Wand mit C-Platte bei Designtragwiderstand

Daraus folgt, dass in der Summe 92kN auf Zug angeschlossen werden müssen, da nur 2 Zuganker jeweils am Wandende notwendig sind.

4.4.3.3 Segmentierte Wand

Der Tragwiderstand wird in Bezug auf die Anzahl Klammern berechnet.

$$V_{Rd} = \frac{2 \cdot 1.36m}{0.023m} \cdot 0.47kN \approx 57kN$$

Dies entspricht in etwa 80% der Leistungsfähigkeit der Wand mit Verstärkung.

Die Verankerungskraft beträgt pro Anschluss rechnerisch:

$$F_T = \frac{\frac{57kN}{2} \cdot 2.564m}{1.185m} = 62kN$$

Daraus folgt, dass in der Summe 248kN auf Zug angeschlossen werden müssen, da 4 Zuganker auf der gesamten Wandlänge notwendig sind.

Daraus folgt, dass die Wand mit C-Platten nicht interessant ist für die Baupraxis. Die Steifigkeit in Bezug auf die Wand mit Verstärkung ist nahezu gleich, jedoch ist der Tragwiderstand 40% geringer.

Tabelle 22 Verhältnis der Zugankerkräfte unterschiedlicher Varianten

	Wand segmentiert	Wand mit C-Platte	Wand mit Verstärkung
V_{Rd}	57 kN	46 kN	73 kN
$F_{t,max}$	62 kN	38 kN	69 kN
Verhältnis $F_{t,max}/V_{Rd}$	109%	83%	95%
Verhältnis / 109%	100%	76%	87%
$F_{t,Summe}$ bezogen auf ein V_{Rd} von 57kN	248 kN	94 kN	108 kN
Verhältnis bezogen auf die segmentierte Wand	100%	38%	44%

4.5 Ausschwingprüfung

Die Grundswingzeit des Prüfstandes liegt zwischen 0.04 s und 0.05 s. Diese sehr kurze Grundswingzeit hat zur Folge, dass der Kraftabfall bei der Auslösung in deutlich unter 0.01 s erfolgen muss. Wie die Abbildung 51 zeigt, erfolgt der Lastabfall innerhalb weniger Hundertstelsekunden. Die Vorgabe von deutlich weniger als 0.01 s kann jedoch nicht erreicht werden. Somit sind die Ergebnisse nicht verwendbar. Aus diesem Grund werden auch keine ausgewerteten Dämpfungen abgedruckt.

Des Weiteren hat sich gezeigt, dass der Auslösemechanismus das Seil beim Auslösen beschädigt. Die hohe Geschwindigkeit beim Herausziehen des Seils aus dem Hüllstrumpf führt zu Verbrennungen der Seiloberfläche. Dadurch wird das Seil glatter und die Kraftübertragung über die Reibung erfolgt nur noch beschränkt. Bei Seilen mit Kern und Mantel, haben sich die beiden Komponenten getrennt. Dadurch nimmt der Tragwiderstand des Seils ab und kann nicht weiterverwendet werden. Der Auslösemechanismus muss daher als gescheitert betrachtet werden.

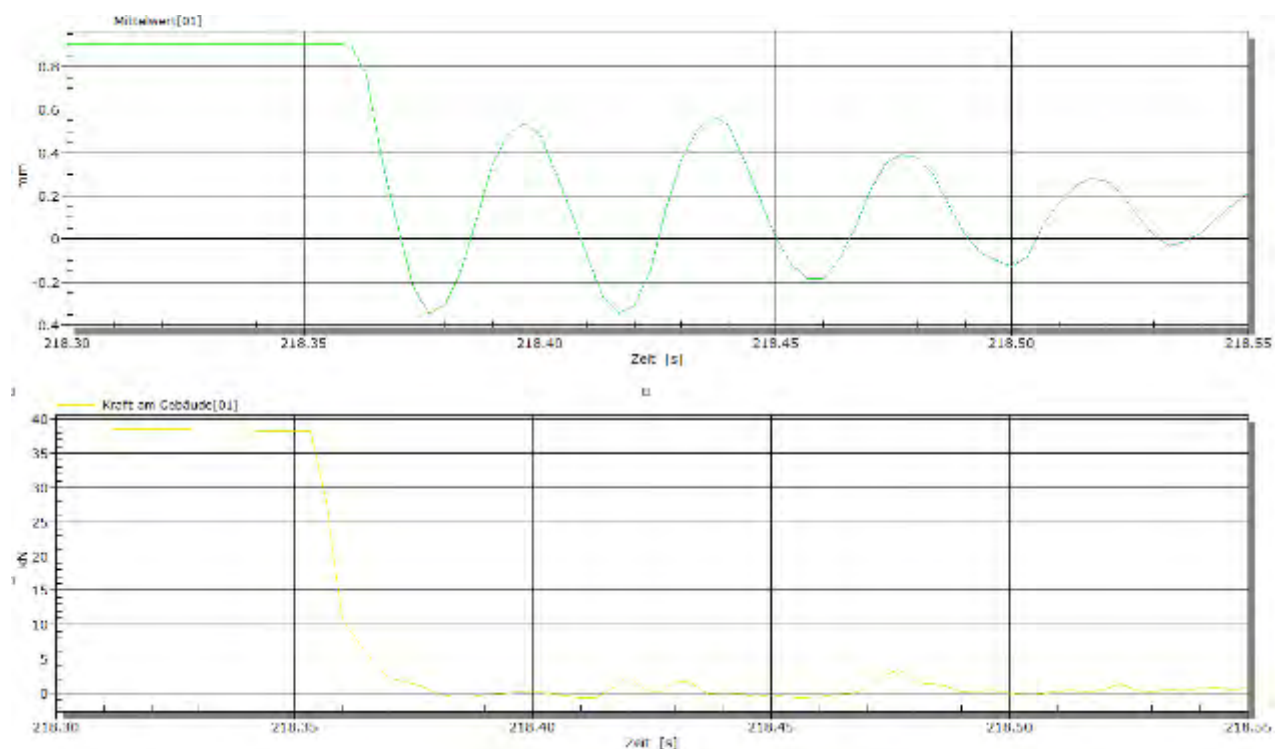


Abbildung 51 Kraft und relative Auslenkung am Prüfstand

Obwohl die Ermittlung der Dämpfung in diesem Projekt nicht möglich war, bleibt diese Thematik für den Holzbau hochrelevant. Andere Untersuchungen an einem schlankeren Gebäude haben Dämpfungen im Bereich von 10% ermittelt [OBER Unpublished]. Dies hätte eine Kräfteerduktion von 15-20% zur Folge.

5 Schlussfolgerungen

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass Wände mit Öffnungen realisiert werden können. Des Weiteren ist es möglich, die Steifigkeit der Wandscheibe in einem FE-Modell gut abzubilden. Wände mit C-Platten haben sich aus mehreren Gründen als nicht praxistauglich erwiesen. So ist die Leistungsfähigkeit von Wänden mit C-Platten ohne adaptive Steifigkeit auf Designniveau, besonders bei grösseren Öffnungen, nicht genügend hoch. Des Weiteren hat sich die adaptive Steifigkeit als nicht machbar für die Praxis erwiesen. Die Streuung der Rissvorhersage in der OSB Platte ist sehr gross. Dadurch ist die Resttragfähigkeit nachdem rechnerisch sichergestellt ist, dass der Plattenriss erfolgt ist nicht mehr genügend hoch. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass die Streuung des Plattenrisses noch grösser werden würde, wenn mehrere Plattenhersteller für die Ermittlung des Risswertes berücksichtigt würden.

Daraus folgt, dass Wände mit Verstärkung der richtige Weg für die Berücksichtigung von Bereichen mit Öffnungen sind. Als Verstärkungen sind sowohl Windrispenbänder als auch Furnierschichtholzstreifen möglich. Zur Auswahl zwischen diesen beiden Möglichkeiten sind Betrachtungen zur Bemessung im Brandfall hinzuzuziehen.

Wände mit Öffnungen nur in den Randpfosten zu verankern, ist unter Berücksichtigung gewisser Vorgaben machbar. Durch die Schwellenverformung muss eine Schubverankerung gefunden werden, welche sehr weich gegenüber vertikaler Verformung ist. Für die weitere Forschungsarbeit ist zu beachten, dass bei Prüfungen jegliche Verankerungen eingebaut werden müssen. Für Wände mit Öffnungen ist es nicht zielführend, die Wand mit der Schwelle zur Schubkraftübertragung anzustossen.

Für jegliche Berechnungsmodelle, welche durch Prüfungen abgeglichen werden, muss die Zugankersteifigkeit experimentell bestimmt werden. Dasselbe gilt ebenfalls für die einzusetzenden Schubverankerungen. Ferner muss durch eine grössere Vorspannung oder andere geeignete Massnahmen Schlupf im Zuganschluss verhindert werden.

Die Dämpfung von Holzrahmengebäuden ist ein weiterer wichtiger Ansatzpunkt für die kosteneffiziente, erdbebengerechte Gebäudeaussteifung im Holzbau. Die Untersuchungen im Rahmen dieser Untersuchungen konnten keinen Beitrag dazu leisten, die Dämpfung von Holzrahmenbauten genauer festzulegen. Nichts desto trotz muss diese Thematik weiter untersucht werden. Für weitere Ausschwingprüfungen können zwei Empfehlungen abgegeben werden. Zum einen muss ein neuer Auslösemechanismus entwickelt werden. Dafür sind Scher- und Zugbolzen von besonderem Interesse. Es muss ein spröder Stahl verwendet werden, dadurch erfolgt der Lastabfall ohne grosse Verzögerung. Des Weiteren erscheinen lange und wenig hohe Versuchsaufbauten aufgrund der kurzen Grundschwingzeit als nicht geeignet für diese Art von Untersuchungen.

In Folgeuntersuchungen muss der Versagensvorhersage des Ständerwerkes erhöhte Beachtung geschenkt werden. Zur Validität der FE-Modelle bezüglich der Versagenskraftvorhersage des Ständerwerkes kann keine Aussage gemacht werden.

6 Danksagung

Das Projektteam der BFH bedankt sich herzlichst bei den Projektpartnern aus der Industrie Schaerholzbau AG, Albüron (LU), dipl. Holzbauing. Christof Höltschi und Winther und Walther, Ingenieurbüro, Gelterkinden (BL), dipl. Holzbauing. Michael Walther für die sehr gute und angenehme Zusammenarbeit.

Ferne möchte das Projektteam der BFH sich für die Unterstützung beim Bundesamt für Umwelt bedanken.

7 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Ansätze. Links: nur nicht-perforierte Wandsegmente; Rechts: Wände mit Öffnungen	7
Abbildung 2 : Darstellung unterschiedlicher Ansätze für die Bemessung von Wandscheiben mit Öffnungen im Holzbau	10
Abbildung 3: Versuchskörper von Sartori et al.	10
Abbildung 4: Wand mit Öffnungen auf dem Prüfrahmen der BFH-AHB, Biel Versuchsaufbau für monotone Prüfung	11
Abbildung 5: Kraft-Weg-Diagramm Monotone Versuche	12
Abbildung 6: Interpolierte Grenzverschiebung und Mittelwerte der 1. Umhüllende	12
Abbildung 7: Wand (PK 3.2) mit C-förmigen, gerissenen Beplankungsplatten	13
Abbildung 8 : Schematische Darstellung des Prinzips der adaptiven Steifigkeit «steif gegenüber Wind» (links, C-förmige Beplankungsplatten ungerissen) und «weich im Erdbebenfall» (rechts, C-Platten gerissen)	14
Abbildung 9 Prüfkörper M_01 sowie Z_01	15
Abbildung 10 Prüfkörper M_02 sowie Z_02	15
Abbildung 11 Prüfkörper M_03 sowie Z_03	16
Abbildung 12 Prüfkörper M_04 sowie Z_04	16
Abbildung 13 Prüfaufbau der monotonen Prüfkörper	16
Abbildung 14 OSB innenecke anhand des Prüfkörpers von ...	17
Abbildung 15 Ansicht Prüfkörper EG_R0	18
Abbildung 16 Prüfeinrichtung Eckgeometrie	20
Abbildung 17 Begründung der Ausrichtung der Spangeometrie in den Prüfkörpern	22
Abbildung 18 Für die OSB Bemessung angepasstes Strukturspannungskonzept	23
Abbildung 19 Prüfeinrichtung der Strukturdehnungsermittlung	24
Abbildung 20 Darstellung der drei Auswertungsvarianten, Fläche (rot), Linie (grün), Punkt (blau)	25
Abbildung 21 Wandschiebener suche, Pläne Ständerwerk und Detail	27
Abbildung 22 Prüfaufbau Wandscheiben	28
Abbildung 23 Ansicht des Versuchsaufbaus mit totaler Masse	32
Abbildung 24 Ansichten der Schubverankerung, in den beiden untersten Reihen ist jedes zweite Loch verschraubt	32
Abbildung 25 Auslösemechanismus	33
Abbildung 26 Ansicht des Versuchsaufbaus	33
Abbildung 27 Holzplattform zur Verankerung	34
Abbildung 28 Massenanordnung auf dem Gebäude	34
Abbildung 29 Darstellung der Auswertung der Ausschwingprüfung aus [Oberbach Urs, Unpublished]	35
Abbildung 30 Eigenschaften der Holz-OSB/3-Klammerverbindungen der monotonen Serien	37
Abbildung 31 Eigenschaften der Holz-OSB/3-Klammerverbindungen der statisch-zyklischen versuche nach Serien	38
Abbildung 32 Exemplarische Kraft-Verschiebungsdiagramme der Holz-OSB Klammerverbindung	39
Abbildung 33 Versagensbild der Eckgeometrieprüfkörper	40
Abbildung 34 Unterschiedliche Bruchansätze sowie Bruchfortsätze anhand der Serie EG_R8_I	41
Abbildung 35 Maximallast je nach Eckgeometrie	42
Abbildung 36 Rissverlauf SD_SD_07 bei unterschiedlichen Laststufen	43
Abbildung 37 Dehnung im Prüfkörper SD_SD_07 bei einer Last von 34.4kN	43

Abbildung 38 Abbildung 25 Hauptspannung im Ausschnittsbereich, Die Hilfslinien entsprechen den beiden Interessepunkten	44
Abbildung 39 Ermittelte Spannungen der unterschiedlichen Prüfserien mit linearer Extrapolation an den Radiusrand	45
Abbildung 40 Kraft - Verschiebungsdiagramme, Vergleich der Prüfung mit dem FE-Modell	46
Abbildung 41 Zugankerkraft, Vergleich Prüfung und FE-Modell	47
Abbildung 42 Schwellenverschiebung vertikal der Wände mit C-Platten, Vergleich Prüfung und FE-Modellierung	47
Abbildung 43 Schwellenverformung der Wände mit C-Platten bis zu einer Horizontalkraft von 120kN	48
Abbildung 44 Kraft - Verschiebungsdiagramm der Wände mit Verstärkung, Vergleich Prüfung - FE-Modell	48
Abbildung 45 Zugankerkraft bei Wänden mit Verstärkung, Vergleich Prüfung - FE-Modellierung	49
Abbildung 46 Schwellenverschiebung der Wände mit Verstärkung, Vergleich Prüfung und FE-Modellierung	49
Abbildung 47 Schwellenverformung der Wände mit Verstärkung bis zu einer Horizontalkraft von 120kN	50
Abbildung 48 Verankerungskraft der Wand mit Verstärkung bei Designtragwiderstand	50
Abbildung 49 Verankerungskraft der Wand mit C-Platte bei Designtragwiderstand	51
Abbildung 50 Kraft und relative Auslenkung am Prüfstand	52

8 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Versuchskonfiguration der OSB_Holz-Klammerverbindungsprüfung	15
Tabelle 2 Prüfsteuerungsparameter der monotonen Klammerversuche	17
Tabelle 3 Berücksichtigte Verschiebungen im linearisierten Klammermodell	17
Tabelle 4 Prüfkörper Eckgeometrievarianten, Schwarze Linie Fensteröffnung, Braune Linie Beplankung	18
Tabelle 5 Parameter zur Versuchssteuerung	19
Tabelle 6 Prüfkörperübersicht der OSB/3 Struktuspannungsermittlung	21
Tabelle 7 Versuchssteuerungsparameter der Serie SD_EG	24
Tabelle 8 Versuchssteuerungsparameter der Serie SD_SD	24
Tabelle 9 Versuchssteuerungsparameter der Serie SD_BD	24
Tabelle 10 Übertragung der Prüfkörperelemente in das FE-Modell	29
Tabelle 11 Verwendete Klammersteifigkeiten in der FEA	30
Tabelle 12 Prüfsteuerung Wandscheibenprüfung mit C-Platten	31
Tabelle 13 Prüfsteuerung Wandschiebenprüfung mit Verstärkung	31
Tabelle 14 Auslösevorgaben für die Versuche	35
Tabelle 15 Modell zur Erfassung des Verhaltens der betrachteten OSB-Holz-Klammerverbindung	39
Tabelle 16 Statistische Auswertung der Holz-OSB3 Klammerverbindung	40
Tabelle 17 Versuchsübersicht mit Ergebnissen	44
Tabelle 18 FEM mit Ergebnissen und statistischer Auswertung	44
Tabelle 19 Extrapolierte Eckstruktuspannung mit statistischer Auswertung	45
Tabelle 20 Kraft und Steifigkeit der Prüfung der Wände mit OSB C-Platte	46
Tabelle 21 Kraft und Steifigkeit der Prüfung der Wände mit Verstärkung	48
Tabelle 22 Verhältnis der Zugankerkräfte unterschiedlicher Varianten	52
Tabelle 23 Ergebnisse der Serie M_01	89
Tabelle 24 Ergebnisse der Serie M_02	89
Tabelle 25 Ergebnisse der Serie M_03	90
Tabelle 26 Ergebnisse der Serie M_04	90
Tabelle 27 Ergebnisse der Serie Z_01	91
Tabelle 28 Ergebnisse der Serie Z_02	91
Tabelle 29 Ergebnisse der Serie Z_03	92
Tabelle 30 Ergebnisse der Serie Z_04	92
Tabelle 31 Balkenschichtholz Materialeigenschaften gemessen vor Produktion	96
Tabelle 32 Brettschichtholz Materialeigenschaften gemessen vor Produktion	97

9 Literatur

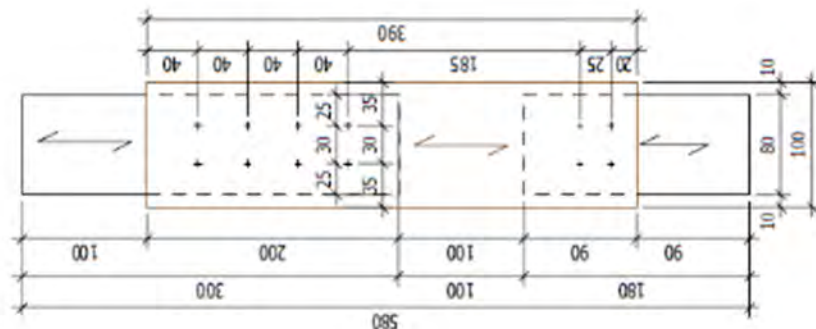
- [DIN EN 26851]
[EN 1995-1-1 2008] DIN EN 26851. DIN EN 26891:1991-07, Standard,
EN 1995-1-1: September 2008. Bemessung und Konstruktion von
Holzbauten. Standard,
- [GEIS 2018] *Geiser, M.; Meier, S.; Ratsch, G. et al.* Duktile Erdbebenbemessung –
Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept
des duktilen Tragwerkverhaltens. Bern University of Applied Sciences, Biel
Ausgabe November 2018.
- [GEIS 2019] Geiser Martin. Wände mit Öffnungen für die erdbebengerechte Aussteifung
von Holzrahmenbauten – Abklärungen betreffend Steifigkeit und
Tragverhalten von Holzrahmenwänden mit Öffnungen für die
erdbebengerechte Gebäudeaussteifung im mehrgeschossigen Holzbau. Bern
University of Applied Sciences, Biel Ausgabe Februar 2019.
- [HOBB 2007] *Hobbacher, A.* RECOMMENDATIONS FOR FATIGUE DESIGN OF WELDED JOINTS
AND COMPONENTS. International Institute of Welding, Paris, France Ausgabe
Mai 2007.
- [ISO 21581 2010]
[KRAM 2020] ISO 21581: Juni 2010. ISO 21581. Standard,
Kramer, L.; Geiser, M.; Hoeltschi, C. et al. Protokoll Projektmeeting zweite
Sitzung. Protokoll, 2020.
- [LINE 2002]
[MEIE 2018] *Line, P.* Perforated Shear Wall Design, Washington DC Ausgabe 2002.
Meier, S. (Hrsg.). Relevanz der Bemessungssituation Erdbeben im Schweizer
Holzbau, 2018.
- [NIEM 2017] *Niemz, P.; Sonderegger, W.U.* Holzphysik – Physik des Holzes und der
Holzwerkstoffe. Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, München,
2017.
- [OBER Unpublished] Oberbach Urs. Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von
mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Ausschwingversuchen. Biel,
Bern University of Applied Sciences, Master Thesis, Unpublished.
- [prEN 12512 2018]
[RÄDE 2018] prEN 12512: Oktober 2018. prEN 12512. Draft Standard,
Rädel, P. Ein Beitrag zum erdbebensicheren Konstruieren mit
gipsgebundenen Plattenwerkstoffen im Holzbau. Darmstadt, Technische
Universität Darmstadt, Dissertation, 2018.
- [SART 2012] *Sartori, T.; Piazza, M.; Tomasi, R. et al. (Hrsg.).* Characterization of the
mechanical behaviour of light-frame timber shear walls through full-scale
tests, Heft 35,, 2012.
- [SIA 260 2013]
[SIA 265 2012]
[SIA 265/1 2018]
[SKAG 2010] SIA 260: 2013. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Standard,
SIA 265: 2012. Holzbau. Standard,
SIA 265/1: 2018. Holzbau - Ergänzende Festlegungen. Standard,
Skaggs, T.; Yeh, B.; Lam, F. et al. (Hrsg.). Full-Scale Shear Wall Tests for Force
Transfer Around Openings. International Council for Research and Innocation
in Building and Construction. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2010.

10 Anhang

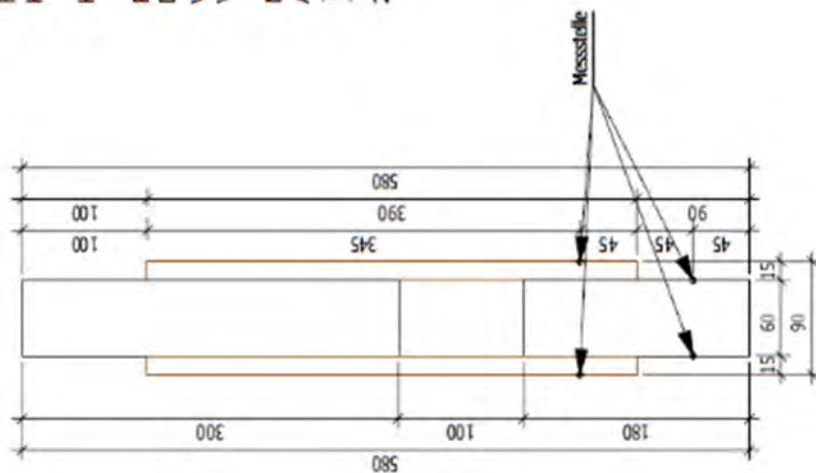
10.1 Prüfkörperpläne

10.1.1 Klammersteifigkeitsermittlung

Ansicht 1:5



Seitenansicht 1:5



Prüfkörperbeschreibung

Material

Holz

Widerstandsklasse C24
Faserrichtung beachten

Platte

Klammern

1,53mm x 50mm
Klammerrücken 45° zur Holzfaserrichtung
PUR Semparoc

Klebstoff

conclusiones

Produktion

Die obere Verbindung zwischen den OSB Laschen und dem Massivholz wird verklebt und verklammert. Die untere Verbindung wird nur verklammert.

Materialliste

Anzahl

1 Stk.

1 Stk.

Material

C24

024

Länge

180mm

300mm

Breite

80mm

80mm

Dicke

60mm

60mm

[illegible]

Ansicht 1:5

Seitenansicht 1:5

Prüfkörperbeschreibung

Material

Holz

Widerstandsklasse C24
Faserrichtung beachten

Platte

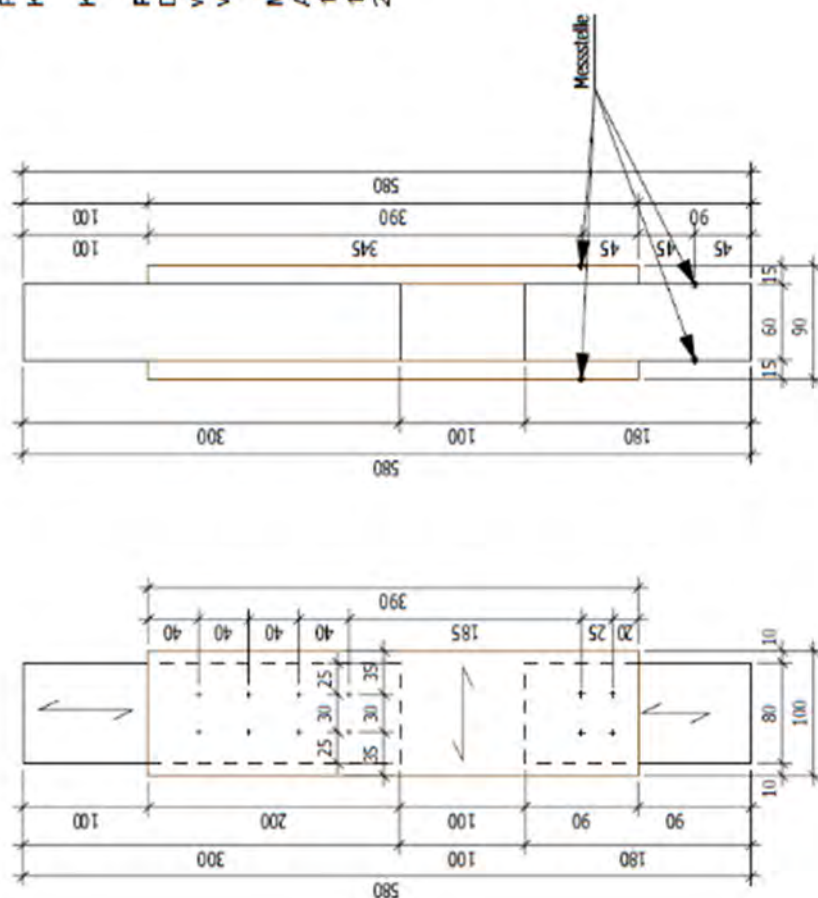
1,53mm x 50mm
Klammerrücken 45° zur Holzfaserrichtung
PUR Semparoc

Produktion

Die obere Verbindung zwischen den OSB Laschen und dem Massivholz wird verklebt und verklammert. Die untere Verbindung wird nur verklammert.

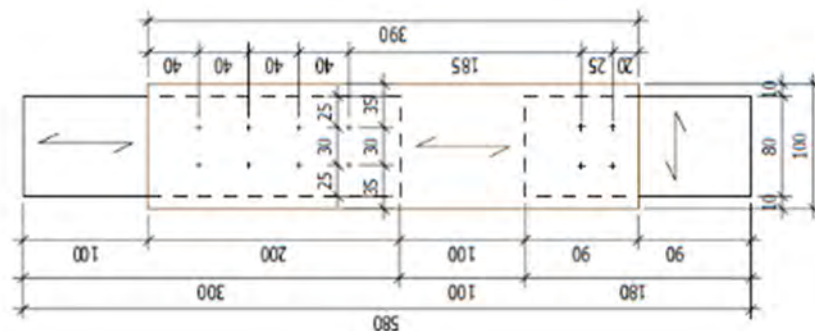
Materialliste

Anzahl	Material	Länge	Breite	Dicke
1 Stk.	C24	180mm	80mm	60mm
1 Stk.	C24	300mm	80mm	60mm
2 Stk.	OSB/3	100mm	390mm	15mm

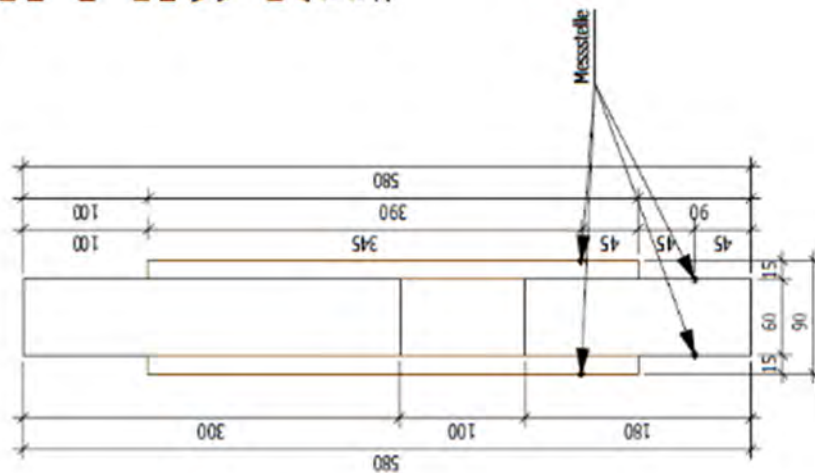


Platzball	Identifikation	Auftraggeber
Objekt: WWO	Erstellungsdatum: 16.10.2019	Firma: 390 Bank für Wohnen, Transport und Aktivitäten
Gesellschaft: Zog-Online	Korrektur 1: 25.10.2019	Adresse: Schottenturm 105, CH-5045 Burgdorf
Planbezeichnung: N 02	Korrektur 2:	Sachbearbeiter
Maßstab: 1:5	Plannummer: 1.01.02	Name: Simon Huber
	Planformat: A4	E-Mail: info@zog.ch
		Adresse: Schottenturm 105
		Telefonnummer: 054 410 11 11

Ansicht 1:5



Seitenansicht 1:5



Prüfkörperbeschreibung

Material

Holz
Widerstandsklasse C24
Faserrichtung beachten
OSB3
1,53mm x 50mm
Klammerrücken 45° zur Holzfaserrichtung
Klebstoff
PUR Semparoc

Produktion

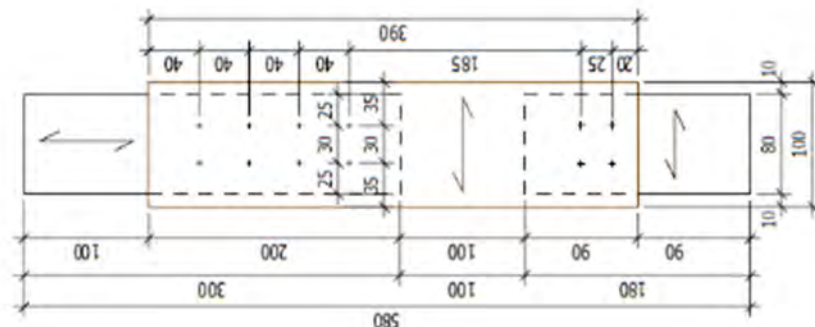
Die obere Verbindung zwischen den OSB Laschen und dem Massivholz wird verklebt und verklammert. Die untere Verbindung wird nur verklammert.

Materialliste

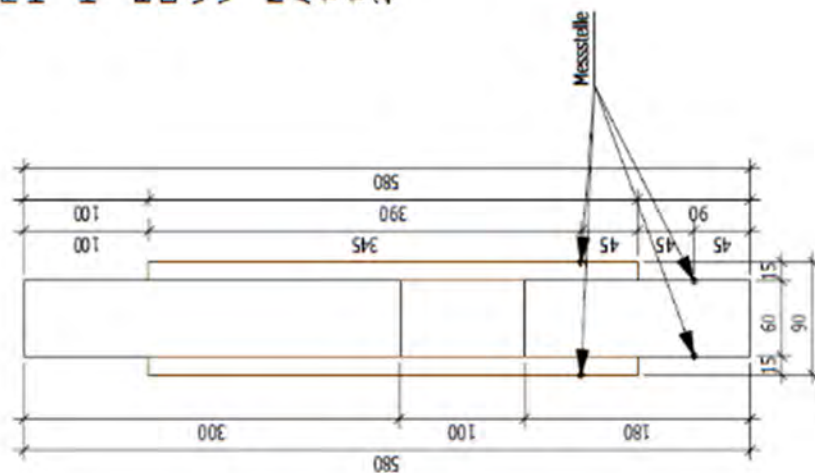
Anzahl	Material	Länge	Breite	Dicke
1 Stk.	C24	80mm	180mm	80mm
1 Stk.	C24	300mm	80mm	60mm
2 Stk.	OSB/3	390mm	100mm	15mm

Planinhalt		Identifikation		Auftraggeber	
Objekt:	WWO	Erstellungsdatum:	16.10.2019	Firma:	im Institut für Holz, Technologie und Architektur
Gedächtnis:	Zugführung	Korrektur 1:	25.10.2019	Adresse:	Sachverständigen für Holzprüfungen
Planbez:	N 03	Korrektur 2:		Sachbearbeiter	
Maßstab:	1:5	Plannummer:	1.01.03	Name:	Konrad Ullrich
		Planformat:	A4 quer	Adresse:	Sachverständigen für Holzprüfungen
				E-Mail:	info@imw.ch

Ansicht 1:5



Seitenansicht 1:5



Prüfkörperbeschreibung

Material

Widerstandsklasse C24	1,53mm x 50mm
Faserichtung beachten	Klammerrücken 45° zur Holzfaserrichtung
OSB3	PUR Semparoc
Platte	
Klammern	
Klebstoff	

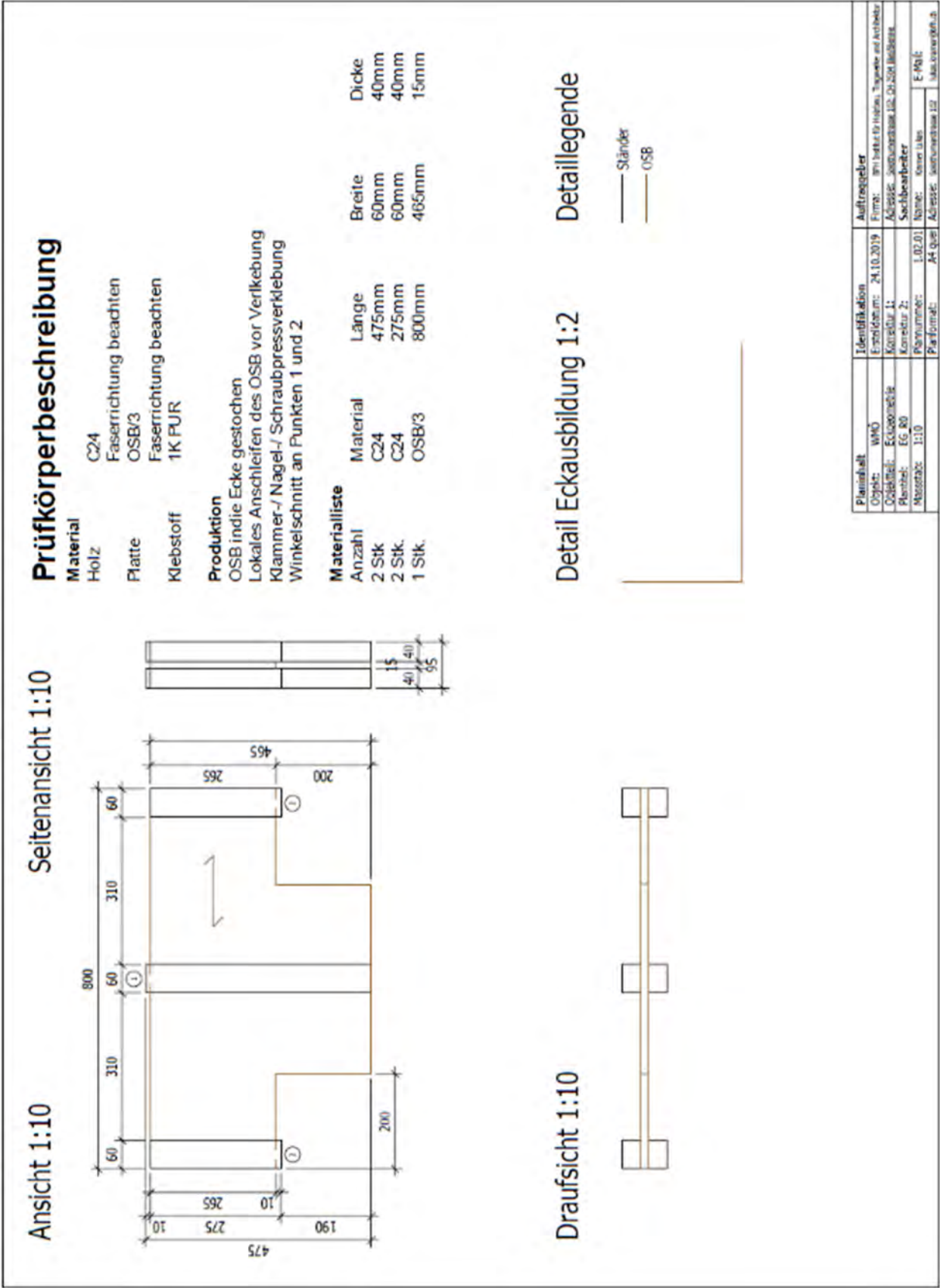
Produktion

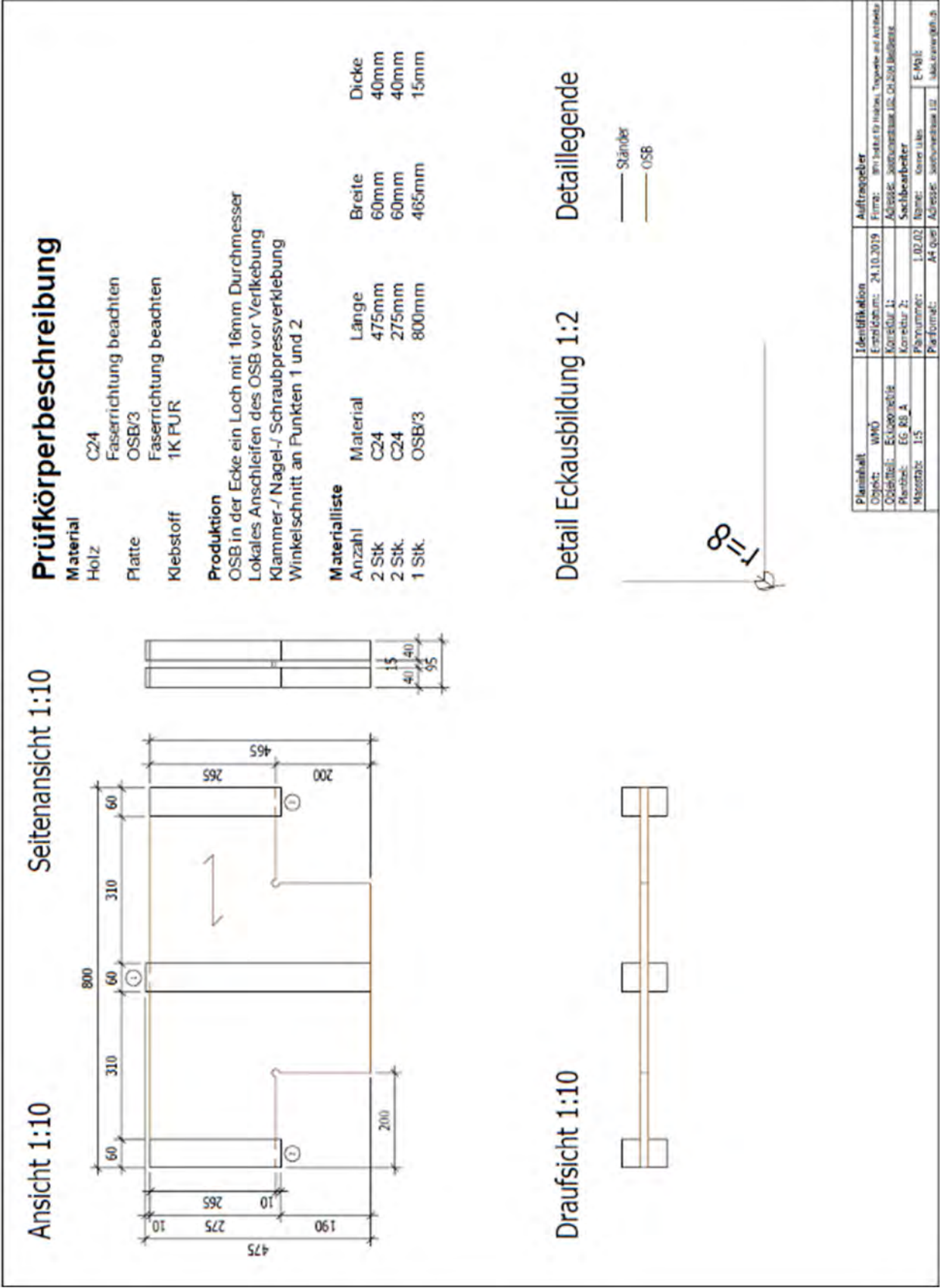
Die obere Verbindung zwischen den OSB Laschen und dem Massivholz wird verklebt und verklammert. Die untere Verbindung wird nur verklammert.

Materialliste

Anzahl	Material	Länge	Breite	Dicke
1 Stk.	C24	80mm	180mm	60mm
1 Stk.	C24	300mm	80mm	60mm
2 Stk.	OSB/3	100mm	390mm	15mm

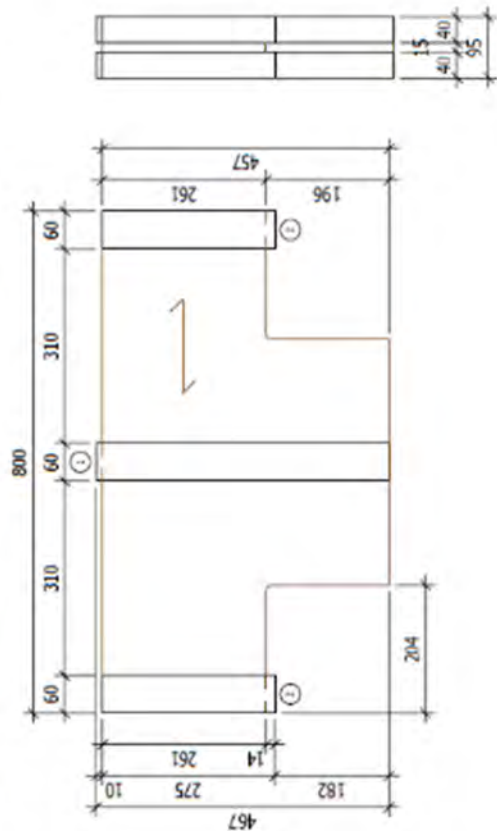
Planzahlart	Identification	Auftraggeber
Objekt:	WMO	
Erstellt:	16.10.2019	Adress: JRM Institut für Wohnen, Tagesmutter und Familien
Objektref:	Zugangsführung	Adress: 11.01.2019
Planjahr:	M 04	Korrektur 1: 25.10.2019
Maßstab:	1:5	Korrektur 2: Sachbearbeiter
		Parasiten: 1.01.04
		Name: Karel Lukas
		Parasiten: 1.01.04
		Name: Karel Lukas
		Adress: 11.01.2019
		Name: Karel Lukas





Ansicht 1:10

Seitenansicht 1:10



Prüfkörperbeschreibung

Material

Holz	C24
Platte	Faserrichtung beachten OSB/3
Klebstoff	Faserrichtung beachten 1K PUR

Produktion

OSB Ecke mit Radius 4mm gefräst
Lokales Anschleifen des OSB vor Verklebung
Klammer-/Nagel-/Schraubpressverklebung
Winkelschnitt an Punkten 1 und 2

Materialliste

Anzahl	Material	Länge	Breite	Dicke
2 Stk.	C24	467mm	60mm	40mm
2 Stk.	C24	275mm	60mm	40mm
1 Stk.	OSB/3	800mm	457mm	15mm

Draufsicht 1:10



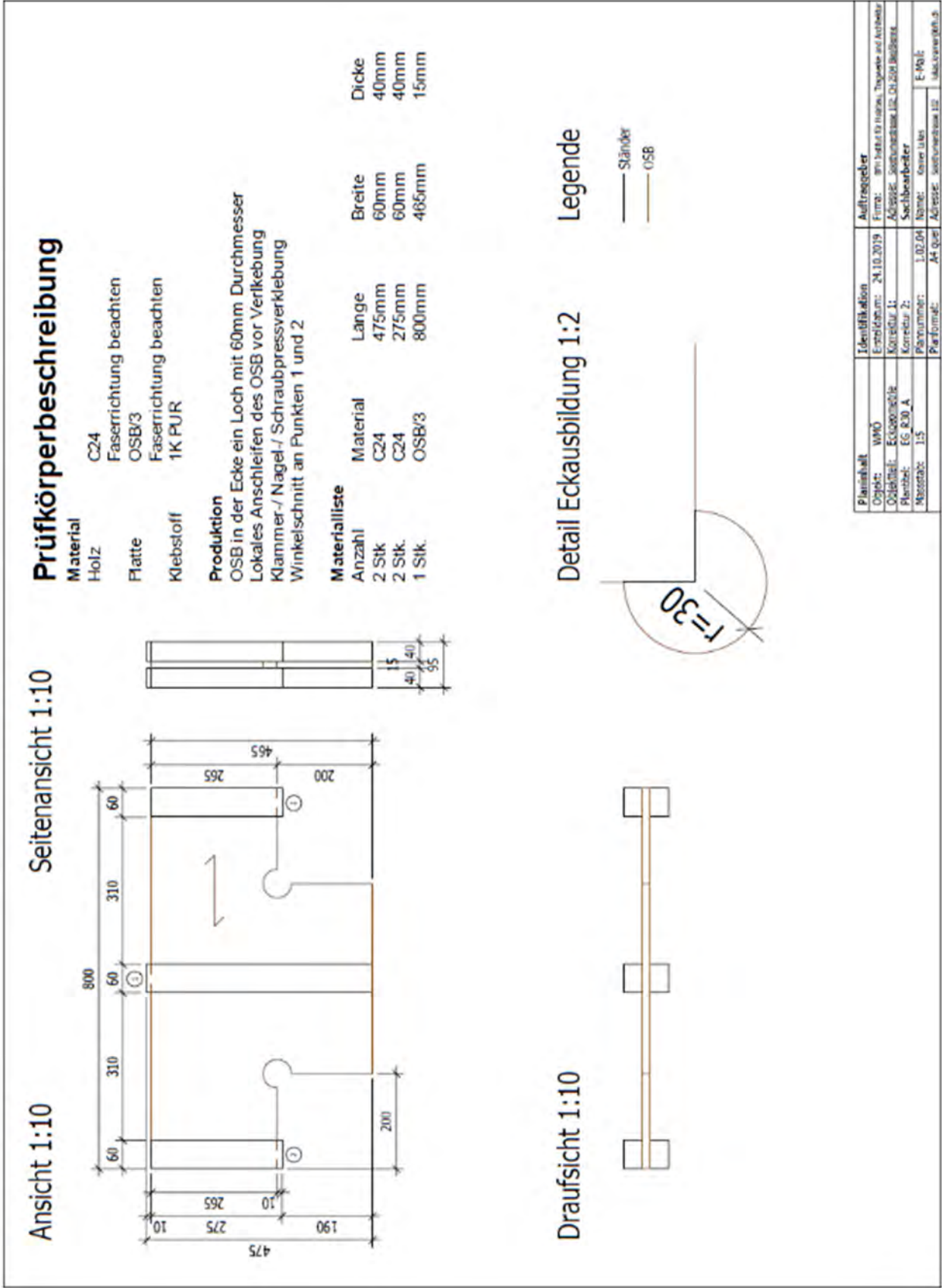
Detail Eckausbildung 1:2

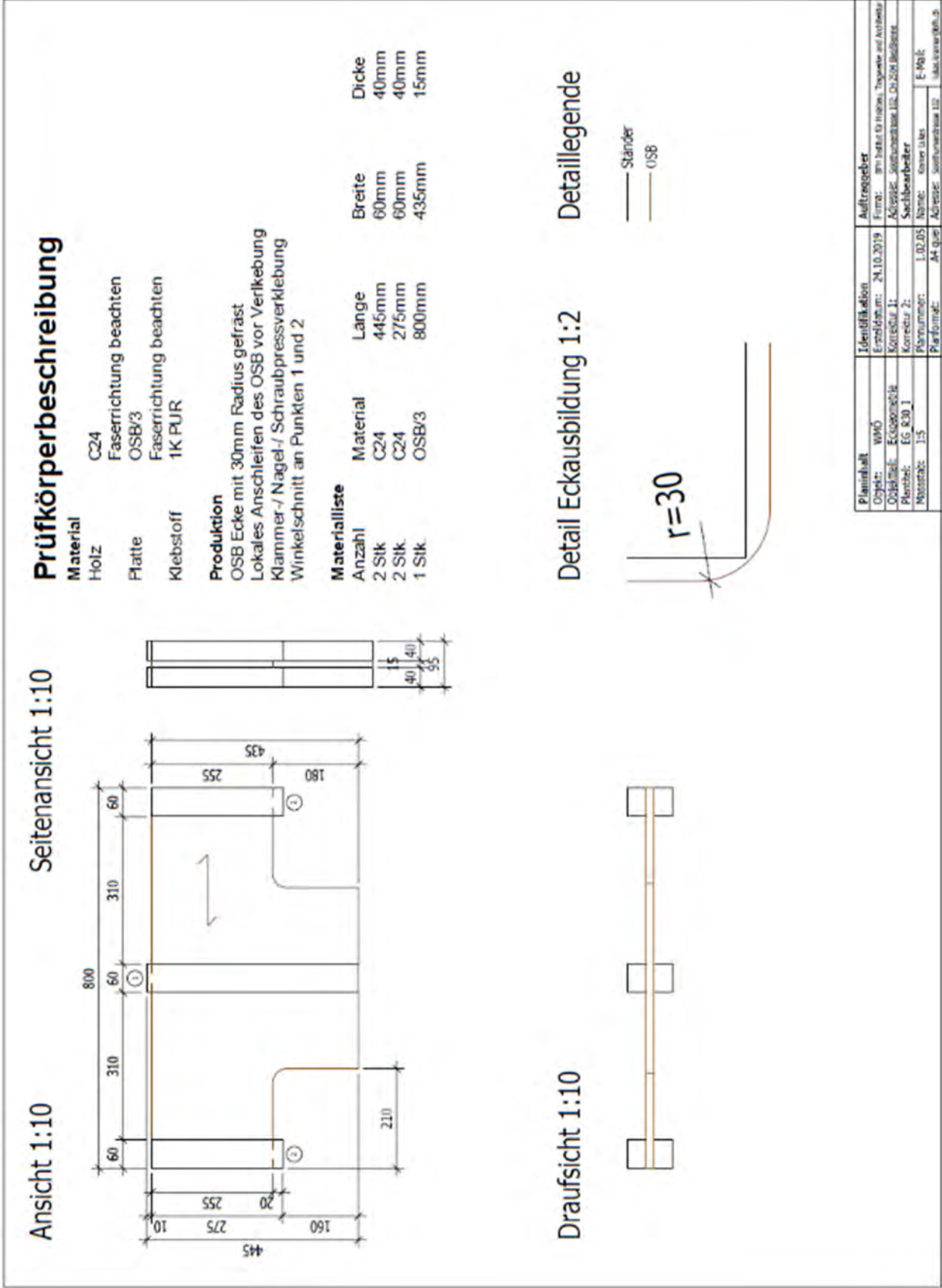
Detaillegende



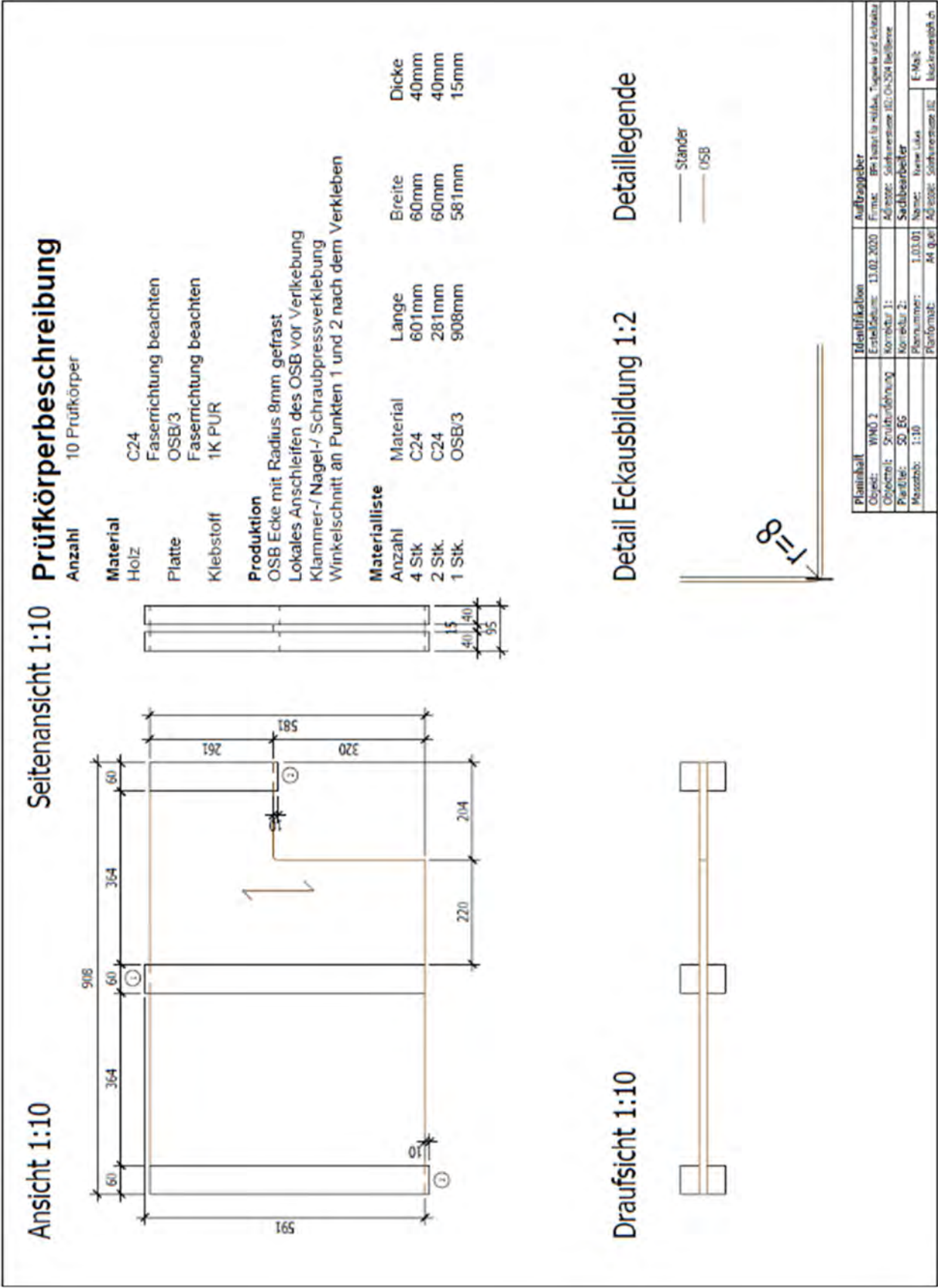
1:10

Planinhalt	Identifikation	Auftraggeber
Objekt: WMO	Erstellungsdatum: 24.10.2019	Firma: im Institut für Holz, Technologie und Architektur
Gezeichnet: Eckbauer/Meile	Korrektur 1:	Adresse: Sachschadenbüro für CH 2502 Bollingen
Planbez.: EG_R8_1	Korrektur 2:	Sachbearbeiter
Maßstab: 1:5	Plannummer: 1.02.03	Name: Konrad Uelen
	Planformat: A4 quer	Adresse: Sachschadenbüro 112
		E-Mail: info@imw.ch





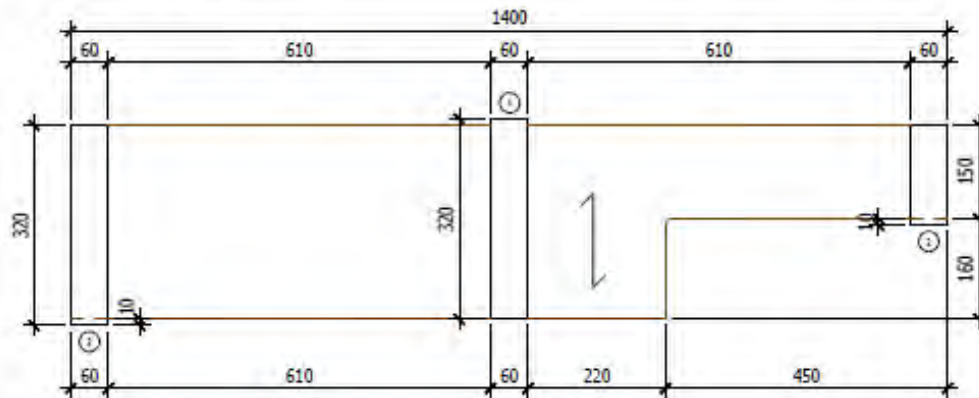
10.1.3 Ermittlung der extrapolierten Eckstrukturspannung bei OSB
SD_EG



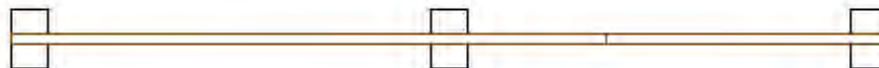


SD_BD

Ansicht 1:10



Draufsicht 1:10



Seitenansicht 1:10

Detail Eckausbildung 1:2



Detaillegende

— Ständer
— OSB

Prüfkörperbeschreibung

Anzahl 10 Prüfkörper

Material

Holz

C24

Faserrichtung beachten

Platte

OSB/3

Faserrichtung beachten

Klebstoff

1K PUR

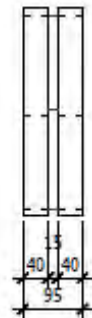
Produktion

OSB Ecke mit Radius 8mm gefräst

Lokales Anschleifen des OSB vor Verklebung

Klammer-/ Nagel-/ Schraubpressverklebung

Winkelschnitt an Punkten 1 und 2 nach dem Verkleben

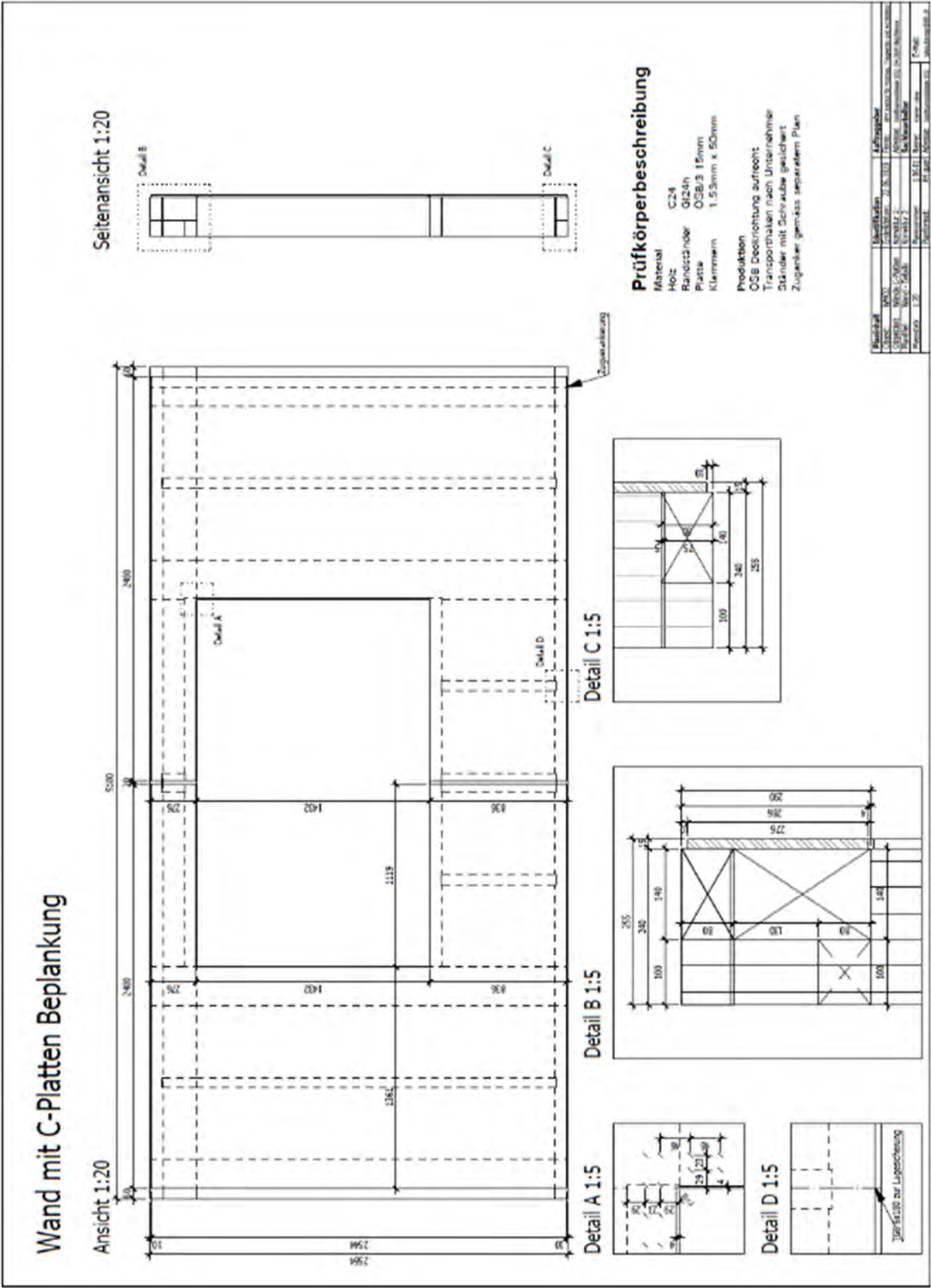


Materialliste

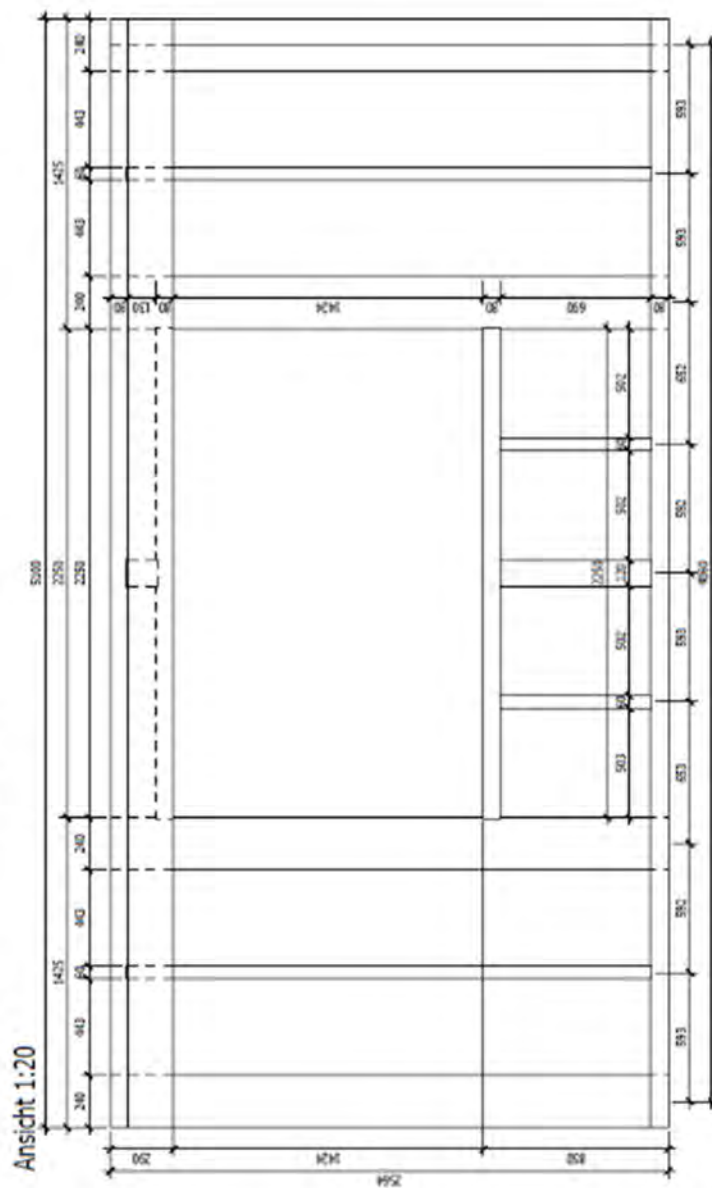
Anzahl	Material	Länge	Breite	Dicke
4 Stk.	C24	330mm	60mm	40mm
2 Stk.	C24	170mm	60mm	40mm
1 Stk.	OSB/3	1700mm	310mm	15mm

Planinhalt	Identifikation	Auftraggeber
Objekt: WM0 2	Erstelldatum: 24.10.2019	Firma: BPH Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur
Objektziel: Strukturdehnung	Korrektur 1:	Adresse: Solothurnstrasse 102, CH-5044 Grenchen
Planziel: SD BD	Korrektur 2:	Sachbearbeiter
Maassstab: 1:10	Plannummer: 1.03.02	Name: Korne Lutz
	Planformat: A4 hoch	Adresse: Solothurnstrasse 102
		E-Mail: korne.lutz@bph.ch

10.1.4 Wände mit C-Platten

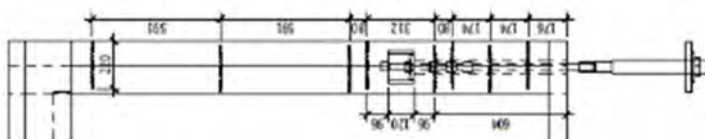


Seitenansicht 1:20

[illegible]

Zuganschluss Randpfosten 1:20

Ansicht Randpfosten



Seitenansicht Randpfosten



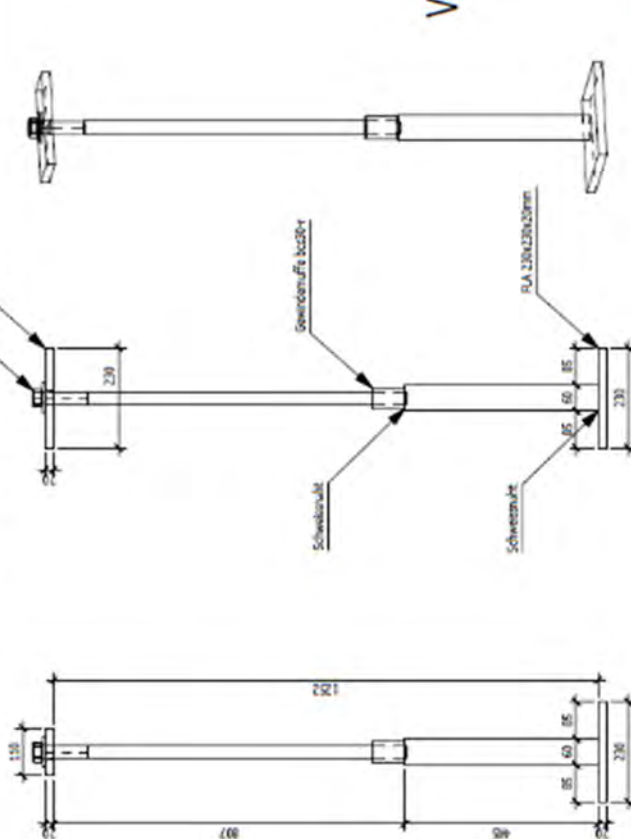
Verklammerung Randpfosten 1:5

Ansicht Randpfosten



Biological	Identification	Life-history
Class	Arthropods	Phylum: Arthropoda
Order	Amphipoda	Order: Amphipoda
Family	Amphipodidae	Family: Amphipodidae
Genus	Amphipoda	Genus: Amphipoda
Species	Amphipoda	Species: Amphipoda
Number	1	Number: 1
Length	1.5	Length: 1.5
Weight	1.5	Weight: 1.5
Sex	Male	Sex: Male
Age	Adult	Age: Adult
Color	Dark	Color: Dark
Size	Small	Size: Small
Shape	Round	Shape: Round
Texture	Smooth	Texture: Smooth
Behavior	Active	Behavior: Active
Feeding	Herbivorous	Feeding: Herbivorous
Reproduction	Asexual	Reproduction: Asexual
Development	Direct	Development: Direct
Life span	Long	Life span: Long
Survival	High	Survival: High
Adaptability	High	Adaptability: High

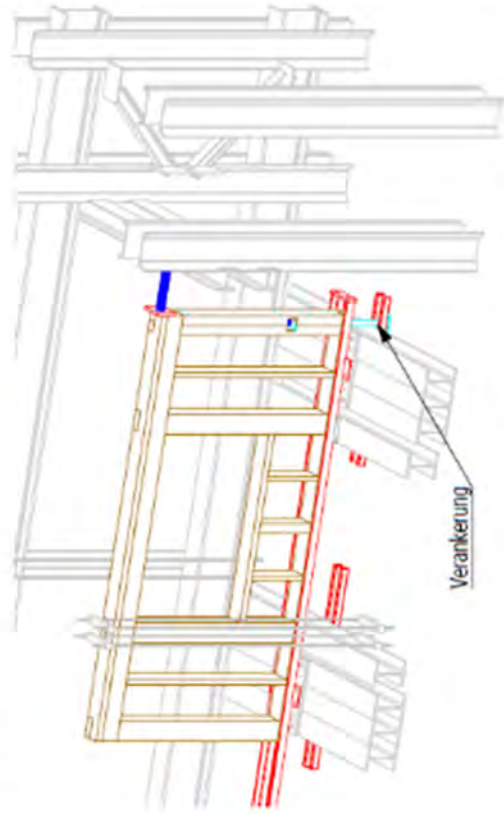
Grundbohrung M30 mit Mutter und untergeschobene
FLA 110x230x20mm / Bohrung in Plattenstärke d=22mm



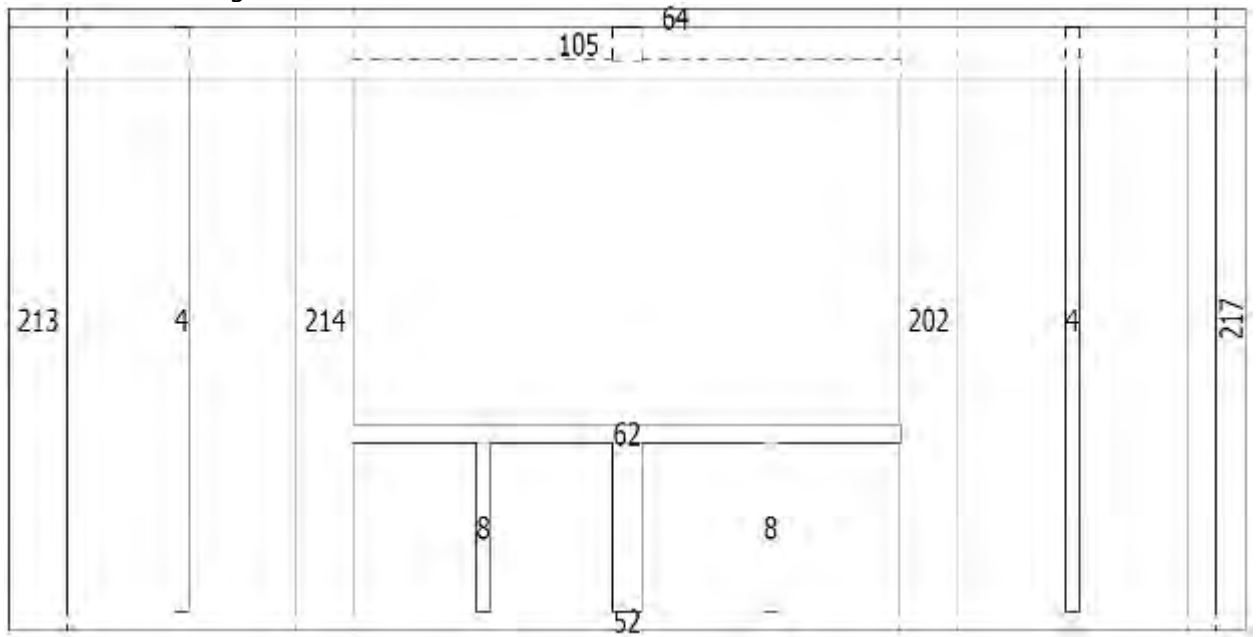
Material	FLA 230x110x20mm
Platte im Auge	M30 l=880mm
Gewindestange	M30
Mutter	M30
Unterlegscheibe	bes30-4
Gewindemuffe	d=60mm l=445mm
Rundstahl	FLA 230x230x20mm
Grundplatte	

Produktion
Grundplatte mit Rundstahl verschweisst
Gewindemuffe mit Rundstahl verschweisst
Designlast
130kN

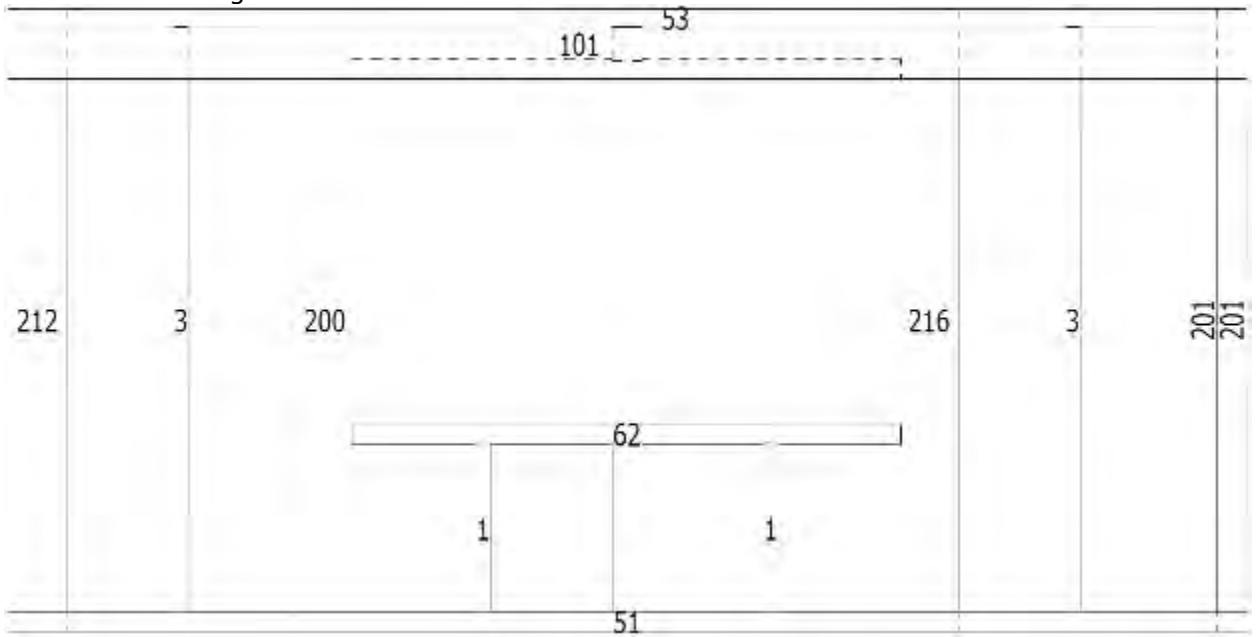
Vereinfachte Prüfanordnung 1:50

[illegible]

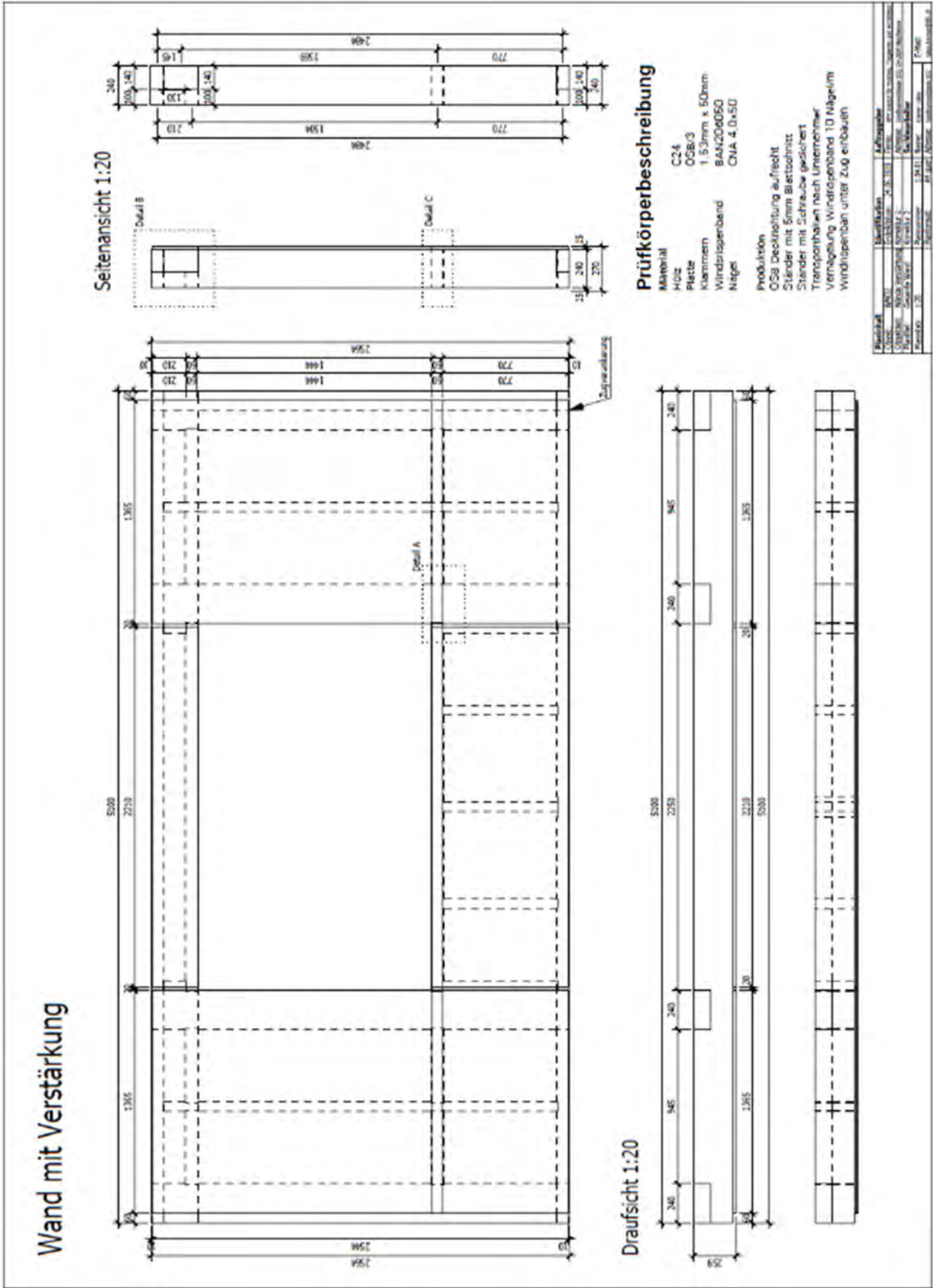
Teilenummerierung C01



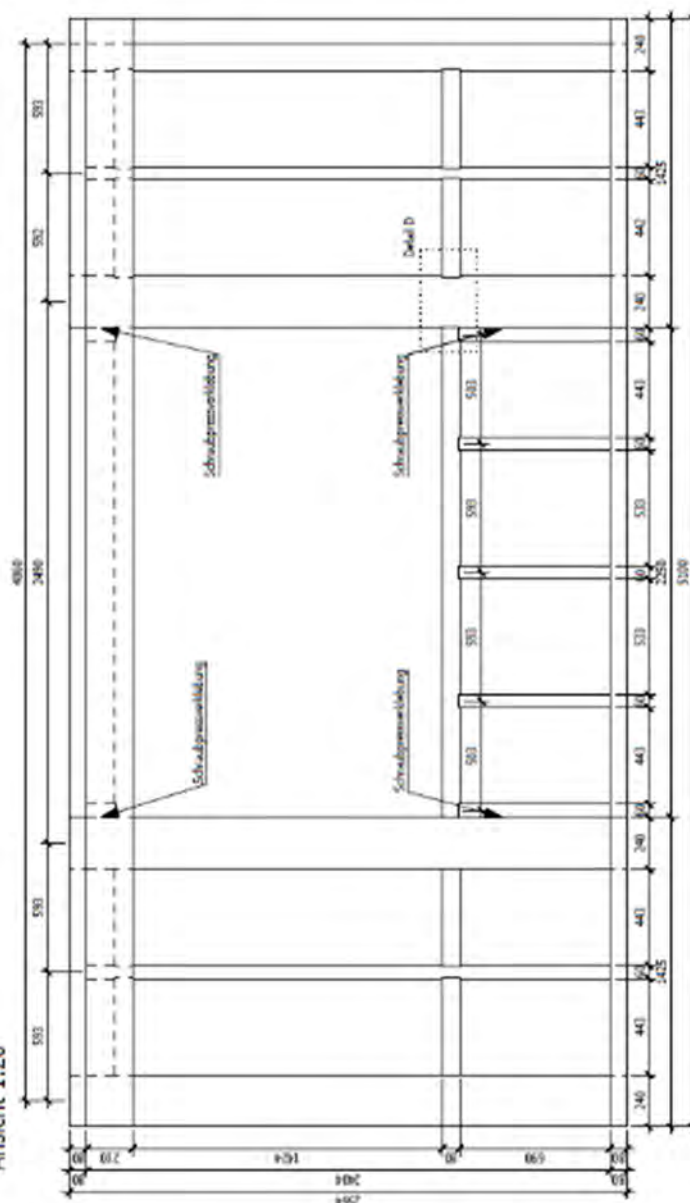
Teilenummerierung C02



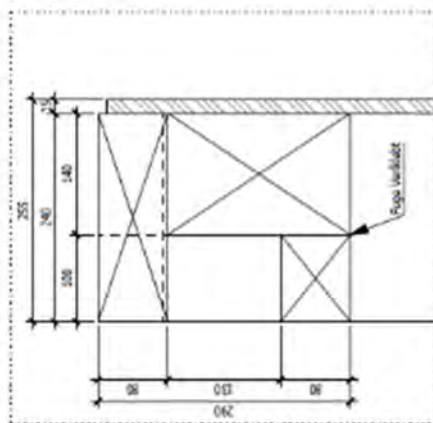
10.1.5 Wände mit Verstärkung



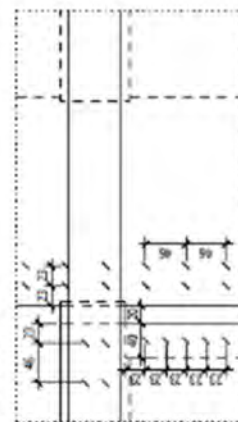
Ansicht 1:20



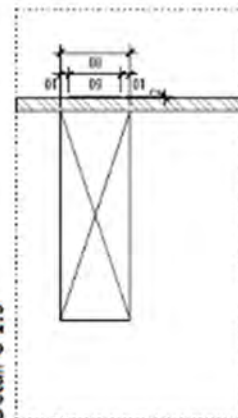
Detail B 1:5



Detail A 1:5



Detail C 1:5



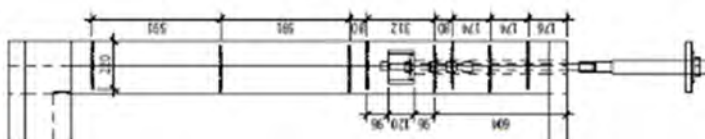
Detail D 1:5



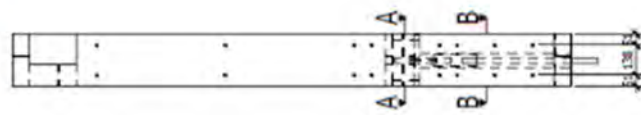
Product	Identification	Manufacturer
Aspirin	Aspirin	Aspirin
Codeine	Codeine	Codeine
Paracetamol	Paracetamol	Paracetamol
Phenacetin	Phenacetin	Phenacetin
Salicylic acid	Salicylic acid	Salicylic acid
Valerian	Valerian	Valerian
Witch hazel	Witch hazel	Witch hazel
Yucca	Yucca	Yucca

Zuganschluss Randpfosten 1:20

Ansicht Randpfosten

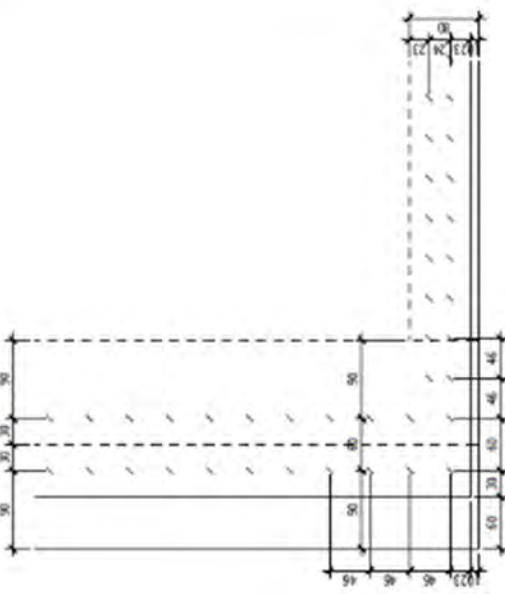


Seitenansicht Randpfosten



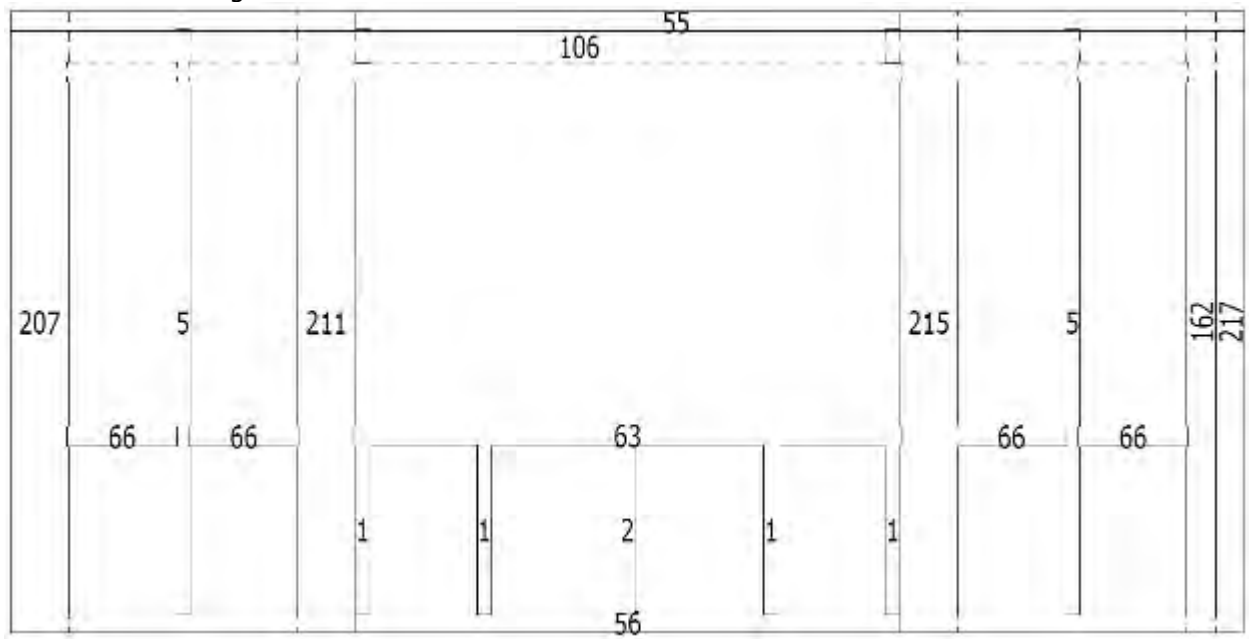
Verklammerung Randpfosten 1:5

Ansicht Randpfosten

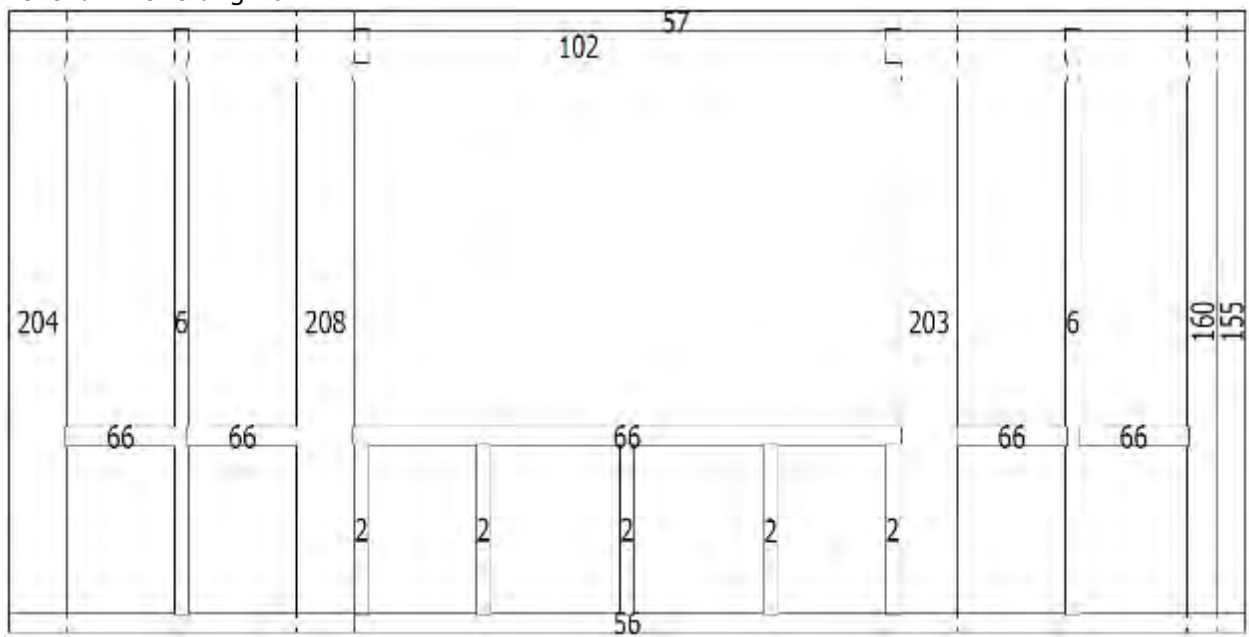


Finalist #	Finalist Name	Address
1st	John Doe	123 Main St, Anytown, CA 90210
2nd	Jane Smith	456 Elm St, Anytown, CA 90210
3rd	Bob Johnson	789 Oak St, Anytown, CA 90210
4th	Alice Brown	101 Pine St, Anytown, CA 90210
5th	Charlie Davis	202 Maple St, Anytown, CA 90210
6th	Diana White	303 Birch St, Anytown, CA 90210
7th	Frank Green	404 Cedar St, Anytown, CA 90210
8th	Grace Black	505 Spruce St, Anytown, CA 90210
9th	Henry Gold	606 Willow St, Anytown, CA 90210
10th	Ivy Silver	707 Ash St, Anytown, CA 90210
11th	Jack Copper	808 Hickory St, Anytown, CA 90210
12th	Karen Iron	909 Walnut St, Anytown, CA 90210
13th	Leo Nickel	1010 Cherry St, Anytown, CA 90210
14th	Mia Zinc	1111 Peach St, Anytown, CA 90210
15th	Noah Lead	1212 Plum St, Anytown, CA 90210
16th	Olivia Tin	1313 Apple St, Anytown, CA 90210
17th	Peter Silver	1414 Orange St, Anytown, CA 90210
18th	Quinn Gold	1515 Grape St, Anytown, CA 90210
19th	Rachel Copper	1616 Lemon St, Anytown, CA 90210
20th	Sam Iron	1717 Lime St, Anytown, CA 90210
21st	Tina Nickel	1818 Coffee St, Anytown, CA 90210
22nd	Umar Zinc	1919 Tea St, Anytown, CA 90210
23rd	Victoria Lead	2020 Coffee St, Anytown, CA 90210
24th	Walter Tin	2121 Tea St, Anytown, CA 90210
25th	Xavier Silver	2222 Coffee St, Anytown, CA 90210
26th	Yara Gold	2323 Tea St, Anytown, CA 90210
27th	Zoe Copper	2424 Coffee St, Anytown, CA 90210
28th	Adam Iron	2525 Tea St, Anytown, CA 90210
29th	Bella Nickel	2626 Coffee St, Anytown, CA 90210
30th	Carl Zinc	2727 Tea St, Anytown, CA 90210
31st	Dora Lead	2828 Coffee St, Anytown, CA 90210
32nd	Ethan Tin	2929 Tea St, Anytown, CA 90210
33rd	Fiona Silver	3030 Coffee St, Anytown, CA 90210
34th	Gavin Gold	3131 Tea St, Anytown, CA 90210
35th	Hannah Copper	3232 Coffee St, Anytown, CA 90210
36th	Ian Iron	3333 Tea St, Anytown, CA 90210
37th	Jessica Nickel	3434 Coffee St, Anytown, CA 90210
38th	Kyle Zinc	3535 Tea St, Anytown, CA 90210
39th	Laura Lead	3636 Coffee St, Anytown, CA 90210
40th	Max Tin	3737 Tea St, Anytown, CA 90210
41st	Nora Silver	3838 Coffee St, Anytown, CA 90210
42nd	Oscar Gold	3939 Tea St, Anytown, CA 90210
43rd	Pamela Copper	4040 Coffee St, Anytown, CA 90210
44th	Ryan Iron	4141 Tea St, Anytown, CA 90210
45th	Sarah Nickel	4242 Coffee St, Anytown, CA 90210
46th	Tom Zinc	4343 Tea St, Anytown, CA 90210
47th	Uma Lead	4444 Coffee St, Anytown, CA 90210
48th	Victor Tin	4545 Tea St, Anytown, CA 90210
49th	Wendy Silver	4646 Coffee St, Anytown, CA 90210
50th	Xavier Gold	4747 Tea St, Anytown, CA 90210
51st	Yara Copper	4848 Coffee St, Anytown, CA 90210
52nd	Zoe Iron	4949 Tea St, Anytown, CA 90210
53rd	Adam Nickel	5050 Coffee St, Anytown, CA 90210
54th	Bella Zinc	5151 Tea St, Anytown, CA 90210
55th	Carl Lead	5252 Coffee St, Anytown, CA 90210
56th	Dora Tin	5353 Tea St, Anytown, CA 90210
57th	Ethan Silver	5454 Coffee St, Anytown, CA 90210
58th	Fiona Gold	5555 Tea St, Anytown, CA 90210
59th	Gavin Copper	5656 Coffee St, Anytown, CA 90210
60th	Hannah Iron	5757 Tea St, Anytown, CA 90210
61st	Ian Nickel	5858 Coffee St, Anytown, CA 90210
62nd	Jessica Zinc	5959 Tea St, Anytown, CA 90210
63rd	Kyle Lead	6060 Coffee St, Anytown, CA 90210
64th	Laura Tin	6161 Tea St, Anytown, CA 90210
65th	Max Silver	6262 Coffee St, Anytown, CA 90210
66th	Nora Gold	6363 Tea St, Anytown, CA 90210
67th	Oscar Copper	6464 Coffee St, Anytown, CA 90210
68th	Pamela Iron	6565 Tea St, Anytown, CA 90210
69th	Ryan Nickel	6666 Coffee St, Anytown, CA 90210
70th	Sarah Zinc	6767 Tea St, Anytown, CA 90210
71st	Tom Lead	6868 Coffee St, Anytown, CA 90210
72nd	Uma Tin	6969 Tea St, Anytown, CA 90210
73rd	Victor Silver	7070 Coffee St, Anytown, CA 90210
74th	Wendy Gold	7171 Tea St, Anytown, CA 90210
75th	Xavier Copper	7272 Coffee St, Anytown, CA 90210
76th	Yara Iron	7373 Tea St, Anytown, CA 90210
77th	Zoe Nickel	7474 Coffee St, Anytown, CA 90210
78th	Adam Zinc	7575 Tea St, Anytown, CA 90210
79th	Bella Lead	7676 Coffee St, Anytown, CA 90210
80th	Carl Tin	7777 Tea St, Anytown, CA 90210
81st	Dora Silver	7878 Coffee St, Anytown, CA 90210
82nd	Ethan Gold	7979 Tea St, Anytown, CA 90210
83rd	Fiona Copper	8080 Coffee St, Anytown, CA 90210
84th	Gavin Iron	8181 Tea St, Anytown, CA 90210
85th	Hannah Nickel	8282 Coffee St, Anytown, CA 90210
86th	Ian Zinc	8383 Tea St, Anytown, CA 90210
87th	Jessica Lead	8484 Coffee St, Anytown, CA 90210
88th	Kyle Tin	8585 Tea St, Anytown, CA 90210
89th	Laura Silver	8686 Coffee St, Anytown, CA 90210
90th	Max Gold	8787 Tea St, Anytown, CA 90210
91st	Nora Copper	8888 Coffee St, Anytown, CA 90210
92nd	Oscar Iron	8989 Tea St, Anytown, CA 90210
93rd	Pamela Nickel	9090 Coffee St, Anytown, CA 90210
94th	Ryan Zinc	9191 Tea St, Anytown, CA 90210
95th		

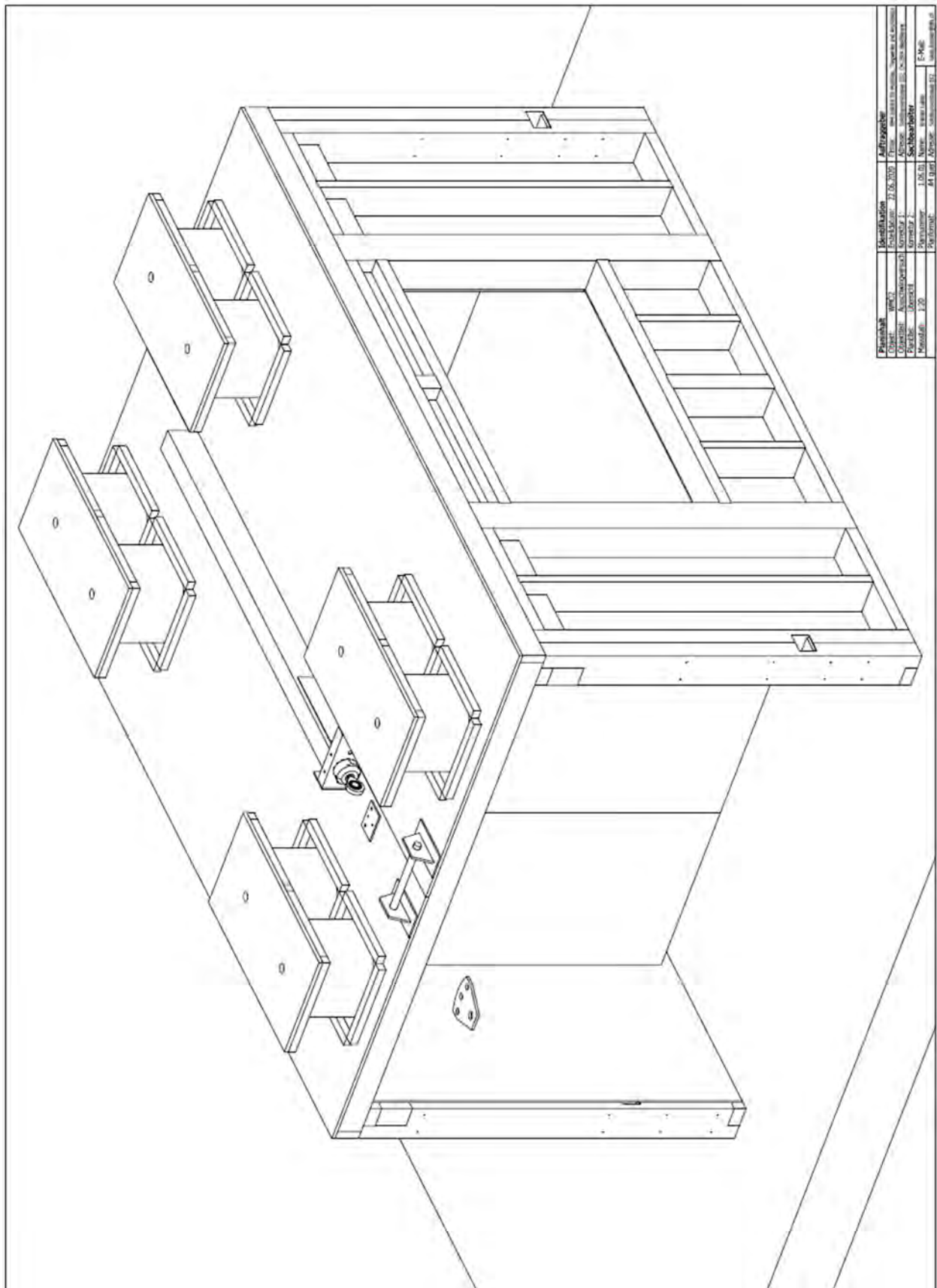
Teilenummerierung V01



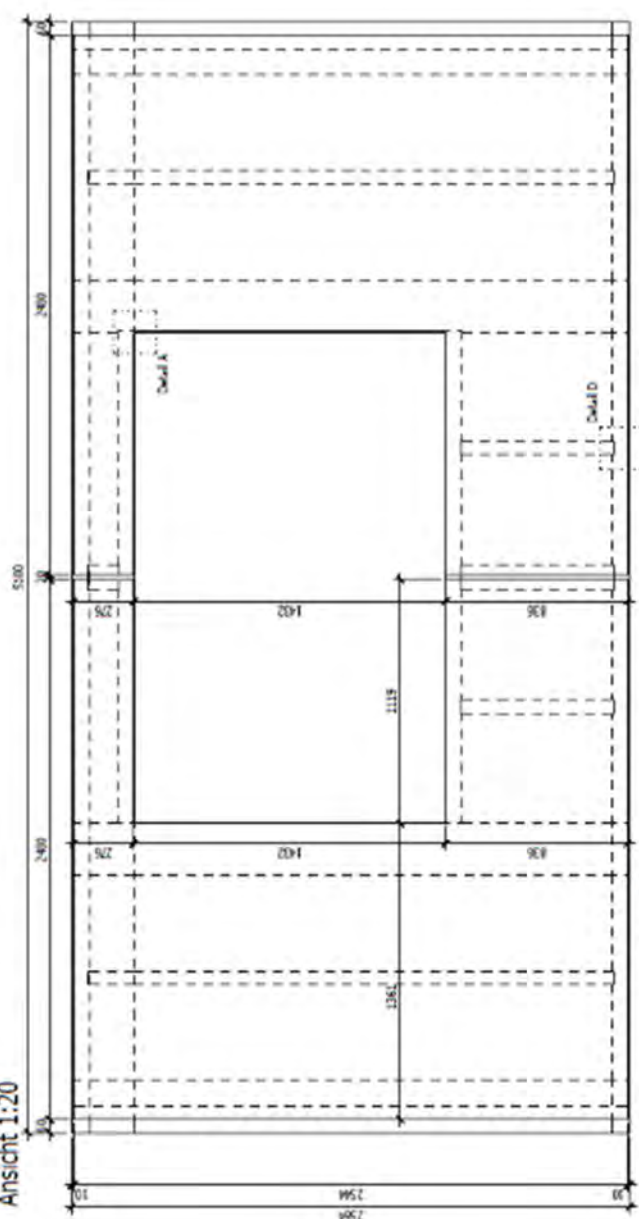
Teilenummerierung V02



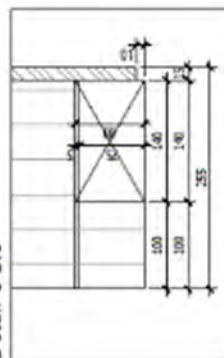
10.1.6 Ausschwingprüfstand



Seitenansicht 1:20



Detail C 1:5



Prüfkörperbeschreibung

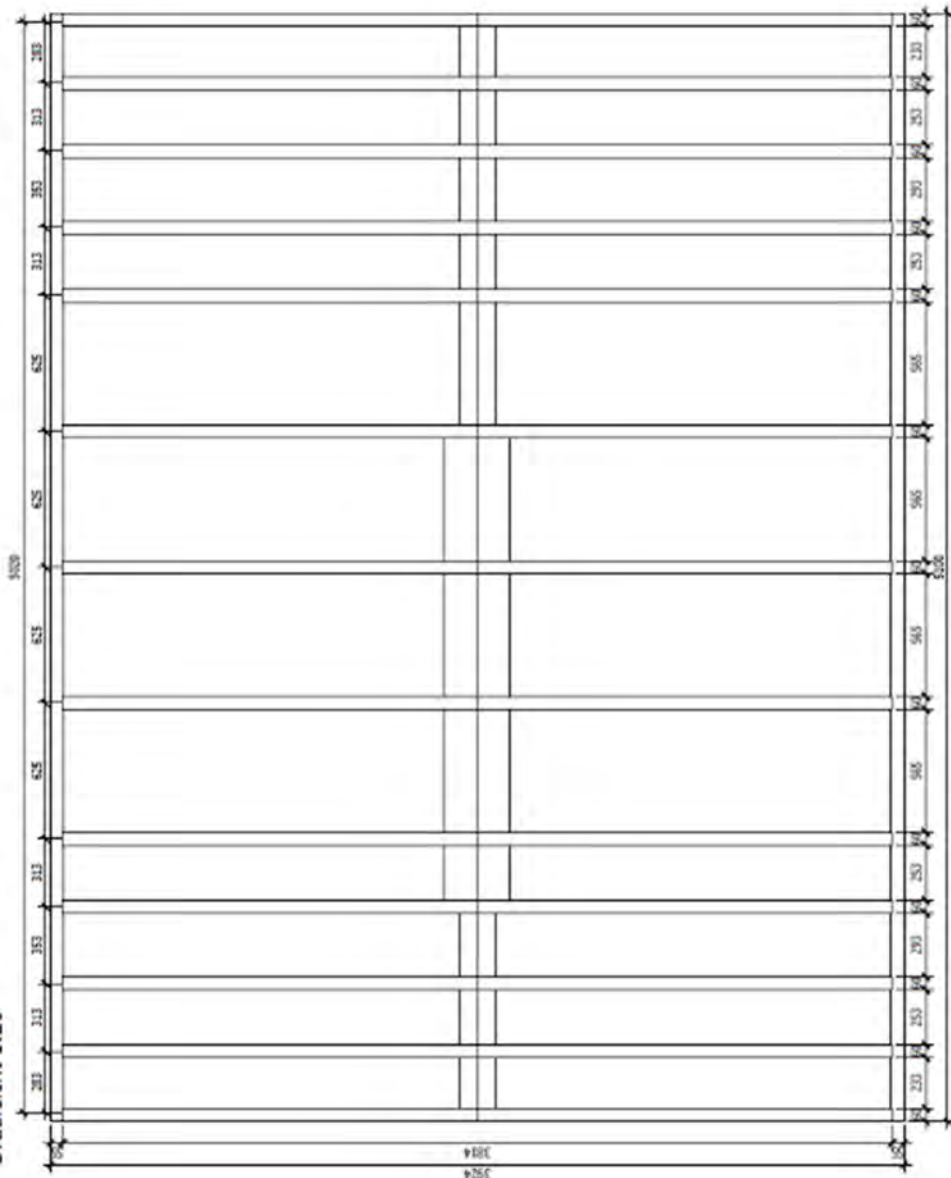
Material	C24
Holz	GL24h
Randständer	OSB/3 15mm
Platte	1.53mm x 50mm

Produktion
OSB Deckleuchte aufrecht
Transportieren nach Unternehmer
Bepflanzung auf der Wandinnenseite
Ausschnitte und Verstärkungen Randprofilen gemäss
separaten Plan

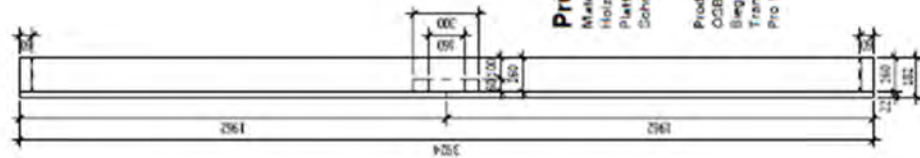
[illegible]

Deckenscheibenrost

Draufsicht 1:20



Ansicht 1:20



Prüfkörperbeschreibung

Material
Holz C24
Platte OCB-3
Schrauben TBS 6x30mm
LBS 5x60mm

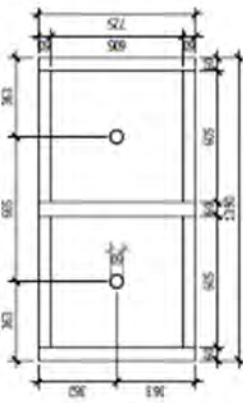
Produktion
OCB Deckung in die Länge Richtung
Lagerträger mit 5mm Blattschnitt
Transportieren nach Unternehmern
Pro Wand 2 Schubwinkel Titan TTF-200
Vollverschraubt mit LBS 5x60mm

Seitenansicht 1:20



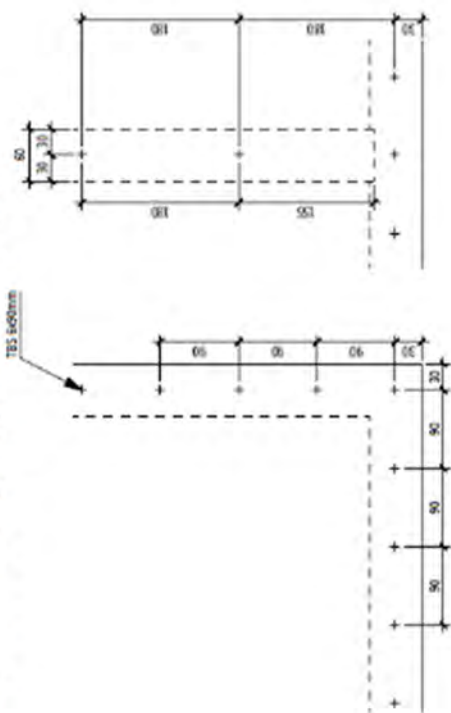
Material	Maßstab	Maßstab	Maßstab
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20
OCB-3	1:20	1:20	1:20

Ansicht 1:20



Week/visit	Site/Duration	Antiretroviral
Week 1	Site 1/20 min	None
Week 2	Site 2/20 min	None
Week 3	Site 3/20 min	None
Week 4	Site 4/20 min	None
Week 5	Site 5/20 min	None
Week 6	Site 6/20 min	None
Week 7	Site 7/20 min	None
Week 8	Site 8/20 min	None
Week 9	Site 9/20 min	None
Week 10	Site 10/20 min	None
Week 11	Site 11/20 min	None
Week 12	Site 12/20 min	None
Week 13	Site 13/20 min	None
Week 14	Site 14/20 min	None
Week 15	Site 15/20 min	None
Week 16	Site 16/20 min	None
Week 17	Site 17/20 min	None
Week 18	Site 18/20 min	None
Week 19	Site 19/20 min	None
Week 20	Site 20/20 min	None
Week 21	Site 21/20 min	None
Week 22	Site 22/20 min	None
Week 23	Site 23/20 min	None
Week 24	Site 24/20 min	None
Week 25	Site 25/20 min	None
Week 26	Site 26/20 min	None
Week 27	Site 27/20 min	None
Week 28	Site 28/20 min	None
Week 29	Site 29/20 min	None
Week 30	Site 30/20 min	None
Week 31	Site 31/20 min	None
Week 32	Site 32/20 min	None
Week 33	Site 33/20 min	None
Week 34	Site 34/20 min	None
Week 35	Site 35/20 min	None
Week 36	Site 36/20 min	None
Week 37	Site 37/20 min	None
Week 38	Site 38/20 min	None
Week 39	Site 39/20 min	None
Week 40	Site 40/20 min	None
Week 41	Site 41/20 min	None
Week 42	Site 42/20 min	None
Week 43	Site 43/20 min	None
Week 44	Site 44/20 min	None
Week 45	Site 45/20 min	None
Week 46	Site 46/20 min	None
Week 47	Site 47/20 min	None
Week 48	Site 48/20 min	None
Week 49	Site 49/20 min	None
Week 50	Site 50/20 min	None
Week 51	Site 51/20 min	None
Week 52	Site 52/20 min	None
Week 53	Site 53/20 min	None
Week 54	Site 54/20 min	None
Week 55	Site 55/20 min	None
Week 56	Site 56/20 min	None
Week 57	Site 57/20 min	None
Week 58	Site 58/20 min	None
Week 59	Site 59/20 min	None
Week 60	Site 60/20 min	None
Week 61	Site 61/20 min	None
Week 62	Site 62/20 min	None
Week 63	Site 63/20 min	None
Week 64	Site 64/20 min	None
Week 65	Site 65/20 min	None
Week 66	Site 66/20 min	None
Week 67	Site 67/20 min	None
Week 68	Site 68/20 min	None
Week 69	Site 69/20 min	None
Week 70	Site 70/20 min	None
Week 71	Site 71/20 min	None
Week 72	Site 72/20 min	None
Week 73	Site 73/20 min	None
Week 74	Site 74/20 min	None
Week 75	Site 75/20 min	None
Week 76	Site 76/20 min	None
Week 77	Site 77/20 min	None
Week 78	Site 78/20 min	None
Week 79	Site 79/20 min	None
Week 80	Site 80/20 min	None
Week 81	Site 81/20 min	None
Week 82	Site 82/20 min	None
Week 83	Site 83/20 min	None
Week 84	Site 84/20 min	None
Week 85	Site 85/20 min	None
Week 86	Site 86/20 min	None
Week 87	Site 87/20 min	None
Week 88	Site 88/20 min	None
Week 89	Site 89/20 min	None
Week 90	Site 90/20 min	None
Week 91	Site 91/20 min	None
Week 92	Site 92/20 min	None
Week 93	Site 93/20 min	None
Week 94	Site 94/20 min	None
Week 95	Site 95/20 min	None
Week 96	Site 96/20 min	None
Week 97	Site 97/20 min	None
Week 98	Site 98/20 min	None
Week 99	Site 99/20 min	None
Week 100	Site 100/20 min	None

Verschraubung Deckscheibe 1:5



Prüfkörperbeschreibung

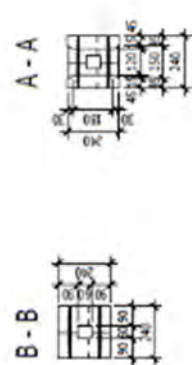
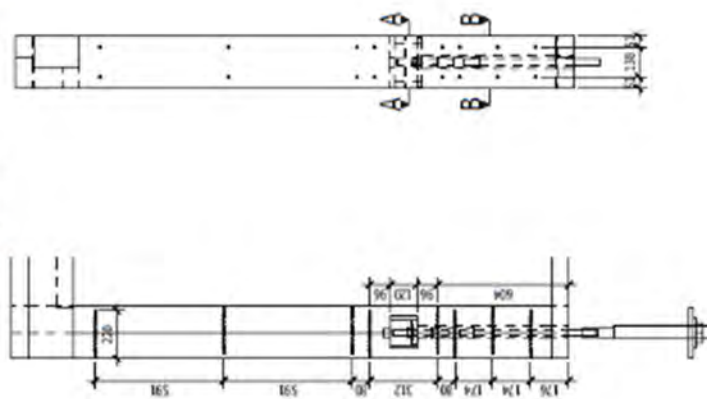
Material
Holz C24
Platte OSB/3
Schrauben TBS 6x90mm

Produktion
Schrauben im OSB vorgebohrt 4mm
Tellerkopf ist nicht versenkt

[illegible]

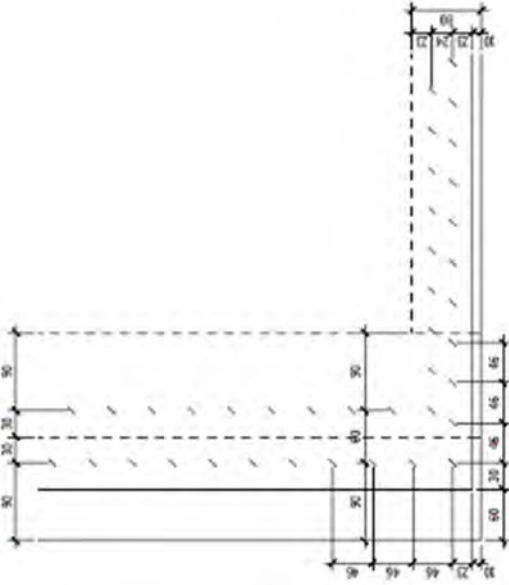
Zuganschluss Randpfosten 1:20

Ansicht Randpfosten Seitenansicht Randpfosten



Verklammerung Randpfosten 1:5

Ansicht Randpfosten



Profil	1. Identifikation	2. Beschreibung
1. Name	1.1. Name	1.2. Beschreibung
2. Material	2.1. Material	2.2. Beschreibung
3. Farbe	3.1. Farbe	3.2. Beschreibung
4. Zeichnung	4.1. Zeichnung	4.2. Beschreibung
5. Zeichnung	5.1. Zeichnung	5.2. Beschreibung
6. Zeichnung	6.1. Zeichnung	6.2. Beschreibung
7. Zeichnung	7.1. Zeichnung	7.2. Beschreibung
8. Zeichnung	8.1. Zeichnung	8.2. Beschreibung
9. Zeichnung	9.1. Zeichnung	9.2. Beschreibung
10. Zeichnung	10.1. Zeichnung	10.2. Beschreibung

10.2 Weitere Ergebnisse

10.2.1 Klammereigenschaften

Tabelle 23 Ergebnisse der Serie M_01

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,m}$	K_m	K_m	$v_{u,m}$	D_m
M_01_01	7232	904	1.5	3990	499	16.7	11.1
M_01_02	7805	976	1.87	3472	434	14	7.5
M_01_03	7533	942	1.96	3099	387	18.5	9.4
M_01_04	9580	1198	2.01	3926	491	19.8	9.8
M_01_05	8452	1056	1.75	4046	506	17.2	9.9
M_01_06	7831	979	1.67	3783	473	15.9	9.5
M_01_07	9372	1172	1.83	4266	533	23.7	12.9
Durchschnitt	8258	1032	1.8	3798	475	18	10
Minimum	7232	904	1.5	3099	387	14	7.5
Maximum	9580	1198	2.01	4266	533	23.7	12.9

Tabelle 24 Ergebnisse der Serie M_02

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,m}$	K_m	K_m	$v_{u,m}$	D_m
M_02_01	8648	1081	1.75	4011	501	15.9	9.1
M_02_02	8411	1051	1.56	4437	555	17.8	11.4
M_02_03	9086	1136	1.79	4157	520	15.1	8.4
M_02_04	7838	980	1.85	3518	440	19.4	10.5
M_02_05	9171	1146	1.78	4223	528	17.9	10
M_02_06	8660	1083	1.97	3632	454	16.9	8.6
M_02_07	7919	990	2.14	3007	376	23.9	11.2
Durchschnitt	8533	1067	1.83	3855	482	18.1	9.9
Minimum	7838	980	1.56	3007	376	15.1	8.4
Maximum	9171	1146	2.14	4437	555	23.9	11.4

Tabelle 25 Ergebnisse der Serie M_03

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,m}$	K_m	K_m	$v_{u,m}$	D_m
M_03_01	8767	1096	2.01	3532	442	11	5.5
M_03_02	8069	1009	1.88	3497	437	12.8	6.8
M_03_03	9422	1178	1.62	4741	593	8.4	5.2
M_03_04	9607	1201	2.18	3527	441	10.9	5
M_03_05	8286	1036	1.72	4027	503	11.2	6.5
M_03_06	7972	997	2.09	3164	395	10.7	5.1
M_03_07	9555	1194	2.53	3056	382	13	5.2
Durchschnitt	8811	1101	2	3649	456	11.1	5.6
Minimum	7972	997	1.62	3056	382	8.4	5
Maximum	9607	1201	2.53	4741	593	13	6.8

Tabelle 26 Ergebnisse der Serie M_04

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,m}$	K_m	K_m	$v_{u,m}$	D_m
M_04_01	8498	1062	1.51	4588	573	11.2	7.4
M_04_02	10135	1267	1.95	4179	522	10.9	5.6
M_04_03	9874	1234	1.65	4946	618	10.7	6.5
M_04_04	10758	1345	2.31	3807	476	11.4	4.9
M_04_05	9645	1206	1.74	4469	559	14.1	8.1
M_04_06	9455	1182	1.67	4530	566	10.3	6.1
M_04_07	8529	1066	2.15	3268	409	10.9	5.1
Durchschnitt	9556	1195	1.85	4255	532	11.3	6.2
Minimum	8498	1062	1.51	3268	409	10.3	4.9
Maximum	10758	1345	2.31	4946	618	14.1	8.1

Tabelle 27 Ergebnisse der Serie Z_01

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,c}$	K_c	K_c	$v_{u,c}$	D_c
Z_01_01	6796	850	0.88	6593	824	8.9	10.07
Z_01_02	7321	915	1.12	5369	671	8.3	7.38
Z_01_03	7882	985	1.08	5948	743	8.7	8.06
Z_01_04	7181	898	0.88	6933	867	8.3	9.42
Z_01_05	8023	1003	0.87	7600	950	8.3	9.55
Durchschnitt	7441	930	0.97	6489	811	8.5	8.9
Minimum	6796	850	0.87	5369	671	8.3	7.38
Maximum	8023	1003	1.12	7600	950	8.9	10.07

Tabelle 28 Ergebnisse der Serie Z_02

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,c}$	K_c	K_c	$v_{u,c}$	D_c
Z_02_01	7355	919	0.91	6969	871	7.5	8.27
Z_02_02	7291	911	0.92	6744	843	8.2	8.91
Z_02_03	9084	1135	1.3	5488	686	8.1	6.22
Z_02_04	7363	920	0.87	7111	889	8.6	9.85
Z_02_05	5096	637	3.48	1356	170	10.8	3.11
Durchschnitt	7238	905	1.5	5534	692	8.64	7.27
Minimum	5096	637	0.87	1356	170	7.5	3.11
Maximum	9084	1135	3.48	7111	889	10.8	9.85

Tabelle 29 Ergebnisse der Serie Z_03

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,c}$	K_c	K_c	$v_{u,c}$	D_c
Z_03_01	7088	886	0.87	7209	901	8	9.15
Z_03_02	8296	1037	1.43	4684	585	7.9	5.53
Z_03_03	9169	1146	1.49	4872	609	8.2	5.49
Z_03_04	8254	1032	1.37	4823	603	8.2	5.97
Z_03_05	9432	1179	1.37	5402	675	7.8	5.71
Durchschnitt	8448	1056	1.31	5398	675	8.02	6.37
Minimum	7088	886	0.87	4684	585	7.8	5.49
Maximum	9432	1179	1.49	7209	901	8.2	9.15

Tabelle 30 Ergebnisse der Serie Z_04

	Höchstlast Verbindung [N]	Höchstlast pro Verbindungsmittel [N]	Fließverschiebung [mm]	Steifigkeit Verbindung [N/mm]	Steifigkeit pro Verbindungsmittel [N/mm]	Bruchverschiebung [mm]	Monotone Duktilität [-]
Formelzeichen	F_{\max}	F_{\max}	$v_{y,c}$	K_c	K_c	$v_{u,c}$	D_c
Z_04_01	6806	851	0.89	6815	852	7.6	8.5
Z_04_02	8848	1106	1.57	4542	568	8.7	5.54
Z_04_03	8325	1041	1.07	6569	821	9	8.38
Z_04_04	7491	936	1.12	5831	729	9.6	8.54
Z_04_05	6854	857	0.92	6664	833	9.3	10.12
Durchschnitt	7665	958	1.12	6084	761	8.84	8.22
Minimum	6806	851	0.89	4542	568	7.6	5.54
Maximum	8848	1106	1.57	6815	852	9.6	10.12

10.2.2 Untersuchung unterschiedlicher OSB - Eckgeometrie

Tabelle 31 Höchstkraft der Serie EG_R0

Minimum	18038
Maximum	24276

	Höchstkraft [N]
Formelzeiche	F_{\max}
EG_R0_01	19284
EG_R0_02	19466
EG_R0_03	19029
EG_R0_04	21700
EG_R0_05	18444
EG_R0_06	20449
EG_R0_07	16490
Durchschnitt	19266
Minimum	16490
Maximum	21700

Tabelle 32 Höchstkraft der Serie EG_R8_A

	Höchstlast [N]
Formelzeiche	F_{\max}
EG_R8_A_01	18789
EG_R8_A_02	17496
EG_R8_A_03	18820
EG_R8_A_04	20111
EG_R8_A_05	19327
EG_R8_A_06	20975
EG_R8_A_07	19605
Durchschnitt	19303
Minimum	17496
Maximum	20975

Tabelle 33 Höchstkraft der Serie EG_R8_I

	Höchstlast [N]
Formelzeiche	F_{\max}
EG_R8_I_01	20469
EG_R8_I_02	21074
EG_R8_I_03	18038
EG_R8_I_04	21707
EG_R8_I_05	24276
EG_R8_I_06	19071
EG_R8_I_07	18798
Durchschnitt	20490

Tabelle 34 Höchstkraft der Serie EG_R30_A

	Höchstlast [N]
Formelzeiche	F_{\max}
EG_R30_A_01	19848
EG_R30_A_02	16543
EG_R30_A_03	18771
EG_R30_A_04	16660
EG_R30_A_05	18452
EG_R30_A_06	16846
EG_R30_A_07	16280
Durchschnitt	17629
Minimum	16280
Maximum	19848

Tabelle 35 Höchstkraft der Serie EG_R30_I

	Höchstlast [N]
Formelzeiche	F_{\max}
EG_R30_I_01	19244
EG_R30_I_02	20927
EG_R30_I_03	19735
EG_R30_I_04	22531
EG_R30_I_05	23546
EG_R30_I_06	22166
EG_R30_I_07	22850
Durchschnitt	21571
Minimum	19244
Maximum	23546

10.2.3 Strukturspannung

Tabelle 36 Ergebnisse der Serie SD_EG

	Höchstkraft [N]
Formelzeichen	F_{\max}
SD_EG_01	20107
SD_EG_02	18813
SD_EG_03	21386
SD_EG_04	23353
SD_EG_05	19064
SD_EG_06	20178
SD_EG_07	18533
SD_EG_08	15431
SD_EG_09	16747
SD_EG_10	20739
Durchschnitt	19435
Variationskoeffizient	11.69

SD_BD_08	4301
SD_BD_09	5057
SD_BD_10	3896
SD_BD_11	4555
SD_BD_12	3909
Durchschnitt	4380
Variationskoeffizient	7.90

Tabelle 37 Ergebnisse der Serie SD_BD

	Höchstkraft [N]
Formelzeichen	F_{\max}
SD_BD_01	4525
SD_BD_02	4226
SD_BD_03	4643
SD_BD_04	4076
SD_BD_05	4262
SD_BD_06	4759
SD_BD_07	4355

Tabelle 38 Ergebnisse der Serie SD_SD

	Höchstkraft [N]
Formelzeichen	F_{\max}
SD_SD_01	26490
SD_SD_02	27755
SD_SD_03	27711
SD_SD_04	28024

SD_SD_05	31452
SD_SD_06	32793
SD_SD_07	34414
SD_SD_08	33370
SD_SD_09	33294
SD_SD_10	30119
Durchschnitt	30542
Variationskoeffizient	9.46

10.2.4 Wandscheibenprüfung

Tabelle 39 Balkenschichtholz Materialeigenschaften gemessen vor Produktion

Nr.	Holzfeuchtigkeit M1 [%]	Holzfeuchtigkeit M2 [%]	Mittelwert Holzfeuchtigkeit [%]	E-Modul M1 [Mpa]	E-Modul M2 [Mpa]	E-Modul M3 [Mpa]	Mittelwert E-Modul [Mpa]
1	11.5	11.5	11.5	12160	12152	12145	12152
2	12.6	13	12.8	10673	10666	10673	10671
3	9.4	11.5	10.45	10460	10466	10446	10457
4	12	13.3	12.65	11831	11837	11831	11833
5	10.3	12.5	11.4	10923	10923	10916	10921
6	12.5	12.3	12.4	11284	11311	11305	11300
7	12.3	12.3	12.3	12233	12269	12255	12252
8	11.9	12.4	12.15	11604	11624	11604	11611
9	12.7	12.5	12.6	12092	12120	12092	12101
51	14.8	14.5	14.65	10983	10983	11003	10990
52	13.6	15	14.3	10403	10398	10389	10397
53	14.2	13.3	13.75	10324	10320	10329	10324
54	15.3	14	14.65	12377	12393	12399	12390
55	15	16	15.5	10439	10464	10439	10447
56	14.3	14.7	14.5	11043	11053	11058	11051
57	14.2	14.2	14.2	12223	12235	12245	12234
58	14.7	13.8	14.25	10838	10814	10838	10830
59	13.3	13.8	13.55	13414	13414	13420	13416
60	13.7	13.1	13.4	10820	10849	10829	10833
61	12.5	12.5	12.5	11850	11877	11856	11861
62	14.9	15.1	15	10052	10076	10062	10063
63	14.3	13.4	13.85	11467	11493	11462	11474
64	13.9	14	13.95	10497	10522	10522	10514
65	13.3	13.7	13.5	9193	9198	9221	9204
66	13.8	14.7	14.25	12924	12940	12946	12937

Tabelle 40 Brettschichtholz Materialeigenschaften gemessen vor Produktion

Nr.	Holzfeuchtigkeit M1 [%]	Holzfeuchtigkeit M2 [%]	Mittelwert Holzfeuchtigkeit [%]	E-Modul M1 [Mpa]	E-Modul M2 [Mpa]	E-Modul M3 [Mpa]	Mittelwert E-Modul [Mpa]
101	7	8.5	7.75	10525	10521	10532	10526
102	9.1	7.3	8.2	9407	9409	9409	9408
103	8.8	8.4	8.6	11565	11572	11572	11570
104	8.4	8	8.2	10155	10167	10164	10162
105	10.8	12.2	11.5	12628	12636	12632	12632
106	7.4	8.3	7.85	12716	12716	12712	12715
151	7	9.5	8.25	11459	11459	11459	11459
152	7.7	7.3	7.5	10136	10030	10009	10058
153	7	8.3	7.65	9917	9930	9917	9921
154	7.5	8.1	7.8	10606	10619	10626	10617
155	7.8	6.7	7.25	9622	9629	9622	9624
156	7.6	8.5	8.05	10206	10212	10212	10210
157	6.8	9.5	8.15	9887	9907	9893	9896
158	7.4	8.3	7.85	10125	10125	10132	10127
159	7.6	9.1	8.35	9702	9716	9709	9709
160	7.9	8.6	8.25	0	8889	8980	5956
161	7.7	7.9	7.8	10090	10082	10076	10083
162	8	7.7	7.85	9692	9712	9705	9703
200	6.6	6.6	6.6	11481	11474	11474	11476
201	8.9	8.2	8.55	11071	11067	11053	11064
202	8.8	8.4	8.6	11540	11540	11519	11533
203	11	8.2	9.6	10831	10834	10820	10828
204	11.1	9.4	10.25	11098	11098	11088	11095
205	11.1	8	9.55	10068	10071	10064	10068
206	9.7	9.5	9.6	10022	10009	10025	10019
207	10.2	8.7	9.45	11597	11594	11594	11595
208	9	10.6	9.8	11064	11071	11064	11066
209	8.5	8.4	8.45	10975	10975	10979	10976
210	10.1	8.1	9.1	11268	11271	11264	11268
211	10.9	11.9	11.4	11344	11344	11336	11341
212	7.9	10.4	9.15	11670	11674	11674	11673
213	8.5	11.3	9.9	10578	10587	10580	10582
214	11.1	8.4	9.75	10782	10793	10789	10788
215	9.5	9.5	9.5	12037	12052	12041	12043
216	9.3	8.6	8.95	11127	11130	11130	11129
217	8.7	7.9	8.3	11435	11445	11435	11438