

FORUM HOLZBAU INTERNATIONAL

24. Internationale Holzbau-Forum (IHF 2018)

Band II 6. und 7. Dezember 2018

Aus der Praxis – Für die Praxis

BFH BIEL
TH ROSENHEIM
AALTO HELSINKI
TU MUNCHEN
PRINCE GEORGE
TU WIEN

Herausgeber: FORUM HOLZBAU
Bahnhofplatz 1
2502 Biel
Schweiz
T +41 32 327 20 00

Bearbeitung und Satz: FORUM HOLZBAU, Katja Rossel, Simone Burri und Claudia Stucki

Druck: EBERL PRINT
Kirchplatz 6
87509 Immenstad
Deutschland
T +49 8323 802 200

Auflage: 16, 0 Ex.

© 2018 by FORUM HOLZBAU, Biel, Schweiz
ISBN 978-3-906226-23-1

www.forum-holzbau.com | www.forum-holzkarriere.com

Inhalt

Donnerstag, 6. Dezember 2018

Holzumfeld

Marktanforderungen – Zukünftige Herausforderungen an Management und Ressource Holz

Produktivität durch Industrie 4.0 13
Horst Wildemann, TCW Transfer-Centrum, München, Deutschland

Rohstoff Holz – Ressourceneffizienter Einsatz in der holzbasierten Bioökonomie: Holzindustrie, Holzbau und mehr 19
Prof. Dr. Matthias Zscheile, Technische Hochschule Rosenheim, BioEconomy Cluster, Rosenheim, Deutschland

Holztragwerke

Vorgefertigte Deckensysteme für den modernen Geschossbau

Hohlkastenelemente – materialoptimiert mit Raum für Ideen 29
Ralph Schläpfer, Lignatur, Waldstatt, Schweiz

LVL Rib Panels – A competitive alternative for medium spans and flexible floorplans 33
Sebastián Hernández Maetschl, Stora Enso, Pfarrkirchen, Deutschland

Holz-Beton-Verbunddecken – Neue Erkenntnisse für die Bemessung von Decken mit grossen Spannweiten oder hohen Lasten 41
Simon Mönch und Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, Stuttgart, Deutschland

Outlook on the future design of timber-concrete-composite structures in the Eurocode 57
Alfredo Dias, University of Coimbra, Coimbra, Portugal
Jörg Schänzlin, Hochschule Biberach, Biberach, Deutschland

HolzHochHaus – die aktuellen Projekte

Use of tension rods in wood construction – 14 storeys – with laminated veneer lumber as shear walls: Lighthouse Joensuu 71
Mika Keskisalo, Karelia University of Applied Sciences, Joensuu, Finland

Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60 Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen 87
Pirmin Jung, Pirmin Jung Ingenieure, Rain, Schweiz

Mjøstårnet – 18 storey timber building completed 99
Rune Abrahamsen, Moelven Limtre, Moelv, Norwegen

Ingenieurholzbau – herausragende internationale Projekte mit Ausstrahlung

Shane Homes YMCA Rocky Ridge, Canada & other Projects of Interest 113
Nicholas Sills, BFH, Structurlam Mass Timber Corporation, Penticton, Canada

Jincheng Plaza Transport Hub – Chengdu, China
Lorient-Bretagne Sud Railway Station, France 123
Olivier Boissonnet, AREP, Paris, Frankreich

Whisky-Destillerie Macallan, Schottland 143
Dr. Erich Wiesner und Clemens Huber, WIEHAG, Altheim, Österreich

Mactan Cebu International Airport, Philippinen 153
Anton Wanas, RUBNER Holzbau, Ober-Grafendorf, Österreich

Forschung und Entwicklung

Ertüchtigung von historisch bedeutenden Holzgebäuden/-strukturen

Zeughaus Solothurn: Klare Konzepte – Vorteile bei der Realisierung 165
Kurt von Felten, Makiol Wiederkehr, Beinwil am See, Schweiz

Das Wunder von Mannheim – das Sanierungskonzept der Multihalle Mannheim 175
Dr.-Ing. Jochen Stahl, Fast + Epp, Darmstadt, Germany, Vancouver, Canada

Erhaltung u. Ertüchtigung eines Holz-Trogsteges über den Almfluss «Der Hofmühlsteg in Scharnstein» 185
HBM Franz Bammer, Holzbau Bammer, Scharnstein, Österreich

10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu) 197
Jörg Schänzlin, Hochschule Biberach, Biberach a.d.R., Deutschland
Michael Kral, Amt für Tiefbau und Verkehr, Stadt Kempten, Kempten, Deutschland
Rainer Böhme, Konstruktionsgruppe Bauen, Kempten, Deutschland

Möglichkeiten in der Holz-Holz-Verbindungstechnik durch neue Fertigungstechnologien

Timberdome: Konstruktionsystem für Brettsperrholz-Segmentschalen ohne Schrauben 213
Prof. Dr. Christopher Robeller und Valentin Viezens, Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, Deutschland

Le Pavillon du Théâtre de Vidy: Die Umsetzung eines Forschungsprojektes aus Sicht des Ausführenden 227
David Riggerbach, Blumer-Lehmann, Gossau, Schweiz

Bionische segmentierte Holzplattenschalen: integrative agentenbasierte Modellierung und robotische Fertigung 239
Prof. Achim Menges, Tobias Schwinn und Hans Jakob Wagner, Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung, Stuttgart, Deutschland

Bemessen und Konstruieren im Holz(hoch)hausbau

Novel Technologies for Tall Timber Buildings: Research Streams and Three Solutions 251
Dilum Fernando, School of Civil Engineering, University of Queensland, Australia

Hochhäuser in Holzbauweise – Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau 263
Volker Schmid, Tobias Nettekoven und Melf Sutter, Technische Universität Berlin, Berlin, Deutschland

Mehrgeschossiger Holzhochbau – gibt es Grenzen nach oben? Interaktion von Statik, Brandschutz, Bauphysik und Wirtschaftlichkeit 281
Carsten Hein, Arup Deutschland, Berlin, Deutschland

Freitag, 7. Dezember 2018

Block A

Holzschutz: Konstruktiv im Tragwerk und Funktional in der Fassade

Funktionaler Oberflächenschutz von Holzfassaden 293

Thomas Volkmer, Berner Fachhochschule, Biel, Schweiz

Fassade – Planung und Konstruktion 307

Tobias Götz, PIRMIN JUNG Deutschland, Sinzig, Deutschland

Wärmedämmverbundsysteme im Holz-hausbau – 319

Erkenntnisse aus den letzten Jahren

Sylvia Polleres, Holzforschung Austria, Wien, Österreich

Landwirtschaftliches Bauen mit Holz – 325

vorbeugender chemischer Holzschutz zwangsläufig notwendig?

Philipp Dietsch, Yuan Jiang und Stefan Winter,

Technische Universität München, München, Deutschland

Turmbauwerke in Holz – das Streben nach Dauerhaftigkeit 339

Frank Miebach, Ingenieurbüro Miebach, Lohmar, Deutschland

Was heisst schon geschützt – Fachwerkbrücke über die Wiese und die B 317 in Lörrach 349

Josef Schmees, Zimmermeister, Schmees & Lühn, Fresenburg, Deutschland

Block B

Industrielle Gewerbebauten

Monitoring – zuverlässige Informationen für einen langfristigen und effizienten Werterhalt von Flachdachkonstruktionen 363

Dipl.-Ing. Andreas Rödel, ProGeo Monitoring Systeme und Services,

Großbeeren, Deutschland

Brandschutztechnische Lösungen für großflächige Dachelemente im Industriebau 373

Norman Werther, Veronika Hofmann, Stefan Winter und Michael Merk

Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München,

München, Deutschland

Grosse Holzflachdächer zwischen Flachdachrichtlinien und Industriebaurichtlinien 383

Richard Adriaans, Interessengemeinschaft Qualitätsmanagement

für Dächer und Flachdachabdichtungen e.V., Herford, Deutschland

Customized industrial halls in France 391

Laurent Clère, Arborescence, Lyon, Frankreich

Innovative Verbindungssysteme für wettbewerbsfähige Tragwerke im Industriebau 399

Samuel Blumer, sblumer, Graz, Österreich

Holzhallen in Systembauweise:

Kleine und mittelständische Unternehmen als Baupartner vor Ort 405

Olivier Dupuis, LIGNA systems, St. Vith, Belgien

Block C

Zukunftsfähige Konzepte für den mehrgeschossigen Holzbau

It's a Match! Cree auf der Zielgeraden zum Nachhaltigen Systembau 411
Annette Riel, Cree, Dornbirn, Österreich

Immeuble «Sensations» in Strasbourg, 12-geschossiges Gebäude in Holz 421
Thomas Steuerwald, Ingenieurbüro «Ingénierie Bois», Strasbourg, Frankreich

**SKAIO Heilbronn, das erste Holz-Hochhaus in Deutschland –
 Erfahrungen und Zusammenspiel von Planung und Bau** 433
*Univ. Prof. Tom Kaden, Technische Universität Graz, Kaden + Lager, Graz, Österreich
 Anders Übelhack, Züblin Timber, Aichach, Deutschland*

**Schulbauten aus Holz in der Gebäudeklasse 5 – Herausforderungen
 in der Tragwerksplanung und im vorbeugenden Brandschutz** 447
Philipp Bartnitzek, Planungsgesellschaft Dittrich, München, Deutschland

The Future of Office Buildings 457
Jonathan Evans, Principal | Tzannes, Sydney, Australia

Epilog

Städte bauen neue Städte

Ansätze zur Förderung des Holzbaus beim nachhaltigen Bauen

Wie bauen für die 1-Tonne-CO₂- Gesellschaft? 467
*Holger Wallbaum, Chalmers Universität, Architektur und
 Bauingenieurwissenschaften, Göteborg, Schweden*

**Methods and tools for increasing constructions in wood –
 A city perspective** 475
Johan Thorsell, City of Växjö, Växjö, Schweden

Nachhaltige Stadtentwicklung – Strategien der Stadt München 483
*Wolf Opitsch, Landeshauptstadt München, Referat für Stadtplanung
 und Bauordnung, München, Deutschland*

Prinz Eugen Park WA14 West 491
Stefan Rapp, Rapp Architekten, Ulm, Deutschland

Moderation und Begrüssung

Dr. Aicher Simon

Materialprüfungsanstalt (MPA)
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 4
DE - 70569 Stuttgart
Tel.: +49 711 68562287
E-Mail: Simon.Aicher@mpa.uni-stuttgart.de

Prof. Flach Michael

Universität Innsbruck / AB Holzbau
Technikerstrasse 13
AT - 6020 Innsbruck
Tel.: +43 512 50763201
E-Mail: Michael.Flach@uibk.ac.at

Prof. Dr. h. c. Köster Heinrich

Technische Hochschule Rosenheim
Hochschulstrasse 1
DE - 83024 Rosenheim
Tel.: +49 8031 805120
E-Mail: Heinrich.Koester@fh-rosenheim.de

Ass. Prof. Dr. Schauerte Tobias

Linnaeus University
Lückligsplats 1
SE - 35195 Växjö
Tel.: +46 72239 4573
E-Mail: tobias.schauerte@lnu.se

Prof. Dr. Wimmers Guido

University of Northern British Columbia
3333 University Way
CA - BC V2N 4Z9 Prince George
Tel.: +1 250 9606716
E-Mail: guido.wimmers@unbc.ca

Butler Tim

Lendlease
300 Barangaroo Avenue
AU - NSW 2000 Barangaroo
Tel.: +61 427432722
E-Mail: tim.butler@lendlease.com

Prof. Germerott Uwe

Berner Fachhochschule AHB
Solothurnstrasse 102
CH - 2504 Biel
Tel.: +41 32 344 03 50
E-Mail: uwe.germerott@bfh.ch

Prof. Müller Andreas

Berner Fachhochschule AHB
Solothurnstrasse 102
CH - 2504 Biel
Tel.: +41 32 344 03 19
E-Mail: andreas.mueller@bfh.ch

Prof. Schiermeyer Volker

Fachhochschule Bielefeld
Artilleriestrasse 9
DE - 32427 Minden
Tel.: +49 571 8385164
E-Mail: volker.schiermeyer@fh-bielefeld.de

Prof. Winter Wolfgang

Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/259.2
AT - 1040 Wien
Tel.: +43 1 5880125410
E-Mail: winter@iti.tuwien.ac.at

Referenten

Abrahamsen Rune B.

MOELVEN LIMTRE AS
Lundemovegen 1
NO - 2391 Moelv

Tel.: +47 62 33 40 00
E-Mail: Rune.Abrahamsen@moelven.no

Bammer Franz

Holzbau Bammer GmbH
Obersperr 11
AT - 4644 Scharnstein

Tel.: +43 76157406
E-Mail: franz.bammer@holzbau-bammer.at

Blumer Samuel

sblumer ZT GmbH
St. Peter Hauptstrasse 54
AT - 8042 Graz

Tel.: +43 699 19083038
E-Mail: samuel.blumer@sblumer.com

Clère Laurent

Arborescence
11, Boulevard Eugène Deruelle
FR - 69003 Lyon

Tel.: +33 479079654
E-Mail: bet.arborescence@orange.fr

Dr. Dietsch Philipp

Technische Universität München
Arcisstrasse 21
DE - 80333 München

Tel.: +49 89 28922046
E-Mail: dietsch@tum.de

Dupuis Olivier

LIGNA parts AG
Mercatorstrasse 16
BE - 4780 St. Vith

Tel.: +32 80 22 14 68
E-Mail: o.dupuis@ligna-systems.com

Götz Tobias

Pirmin Jung Deutschland GmbH
Entenweiherweg 12
DE - 53489 Sinzig

Tel.: +49 2642 9051810
E-Mail: tgoetz@pirminjung.de

Hernández Sebastián

Stora Enso Timber Deutschland GmbH
Max-Breiherr-Strasse 20
DE - 84347 Pfarrkirchen

Tel.: +49 173 3580822
E-Mail: sebastian.hernandez@storaenso.com

Adriaans Richard

Interessengemeinschaft Qualitätsmanagement
für Dächer und Flachdachabdichtungen e.V.
Stedefreunder Strasse 306
DE - 32051 Herford

Tel.: +49 5221 3022
E-Mail: richard.adriaans@iqdf.de

Bartnitzek Philipp

Planungsgesellschaft Dittrich mbH
Leonrodstrasse 68
DE - 80636 München

Tel.: +49 89 1301180
E-Mail: mail@dittrich-pg.de

Boissonnet Olivier

AREP
16 avenue d'Ivry
FR - 75647 Paris

Tel.: +33 1 57 27 18 76
E-Mail: olivier.boissonnet@arep.fr

Ass. Prof. Dias Alfredo

University of Coimbra
Rua Luís Reis Santos - Pólo II da Universidade
PT - 3030-788 Coimbra

Tel.: +351 239 797 233
E-Mail: alfgdias@dec.uc.pt

Dr. Dilum Fernando

University of Queensland
St Lucia Qld
AU - 4072 Brisbane

Tel.: +61 7 336 54291
E-Mail: dilum.fernando@uq.edu.au

Evans Jonathan

Tzannes Architects
2-12 Foveaux Street
AU - NSW 2010 Sydney

Tel.: +61 293193744
E-Mail: Jonathan@tzannes.com.au

Hein Carsten

Arup Deutschland GmbH
Joachimstaler Strasse 41
DE - 10623 Berlin

Tel.: +49 30 8859100
E-Mail: carsten.hein@arup.com

Huber Clemens

WIEHAG GmbH
Linzer Strasse 24
AT - 4950 Altheim

Tel.: +43 7723 465391
E-Mail: c.huber@wiehag.com

Jung Pirmin

Pirmin Jung Ingenieure AG
Grossweid 4
CH - 6026 Rain

Tel.: +41 41 459 70 40
E-Mail: pjung@pirminjung.ch

Keskisalo Mika

Karelia University of Applied Sciences
Karjalankatu 3
FI - 80200 Joensuu

Tel.: +358 13 260600
E-Mail: mika.keskisalo@karelia.fi

Merk Michael

Technische Universität München
Arcisstrasse 21
DE - 80333 München

Tel.: +49 89 289224046
E-Mail: m.merk@tum.de

Mönch Simon

Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 7
DE - 70569 Stuttgart

Tel.: +49 711 68569247
E-Mail: simon.moench@ke.uni-stuttgart.de

Polleres Sylvia

Holzforschung Austria - Österreichische
Gesellschaft für Holzforschung
Franz Grill-Strasse 7
AT - 1030 Wien

Tel.: +43 1 79826230
E-Mail: s.polleres@holzforschung.at

Riel Annette

Cree GmbH
Mariahilfstrasse 29
AT - 6900 Bregenz

Tel.: +43 664 8280780
E-Mail: annette.riel@creebyrhomburg.com

Prof. Dr. Robeller Christopher

Technische Universität Kaiserslautern
Pfaffenbergstrasse 95
DE - 67663 Kaiserslautern

Tel.: +49 1520 4716224
E-Mail: christopher.robeller@architektur.uni-kl.de

Prof. Dr. Schänzlin Jörg

Hochschule Biberach
Karlsstrasse 11
DE - 88400 Biberach

Tel.: +49 7351 582520
E-Mail: schaenzlin@hochschule-bc.de

Prof. Kaden Tom

Kaden + Lager GmbH
Alexanderstrasse 7
DE - 10178 Berlin

Tel.: +49 30 48624662
E-Mail: kaden@kadenundlager.de

Prof. Menges Achim

Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 64 B
DE - 70569 Stuttgart

Tel.: +49 711 68581920
E-Mail: achim.menges@icd.uni-stuttgart.de

Miebach Frank

Ingenieurbüro Miebach
Haus Sülz 7
DE - 53797 Lohmar

Tel.: +49 2205 904480
E-Mail: frank.miebach@ib-miebach.de

Bauberrat Opitsch Wolf

Referat für Stadtplanung und Bauordnung
Blumenstrasse 31
DE - 80331 München

Tel.: +49 89 23328173
E-Mail: wolf.opitsch@muenchen.de

Rapp Stefan

Rapp Architekten BDA
Magirus Deutz Strasse 14
DE - 89077 Ulm

Tel.: +49 731 935480
E-Mail: rapp@rapp-architekten.de

Riggenbach David

Blumer-Lehmann AG
Erlenhof
CH - 9200 Gossau

Tel.: +41 71 388 58 58
E-Mail: david.riggenbach@blumer-lehmann.ch

Rödel Andreas

PROGEO Monitoring GmbH & Co. KG
Hauptstrasse 2
DE - 14979 Grossbeeren

Tel.: +49 33701 220
E-Mail: progeo@progeo.com

Schläpfer Ralph

Lignatur AG
Herisauerstrasse 30
CH - 9104 Waldstatt

Tel.: +41 71 353 04 13
E-Mail: r.schlaepfer@lignatur.ch

Schmees Josef

Schmees & Lühn GmbH & Co. KG
Lathener Strasse 69
DE - 49762 Fresenburg

Tel.: +49 5933 936513
E-Mail: josef.schmees@schmees-luehn.de

Sills Nicholas

Structurlam Mass Timber Corporation
2176 Government Street
CA - V2A 8B5 Penticton

Tel.: +1 250 492 8912
E-Mail: nsills@structurlam.com

Dr. Stahl Jochen

Fast + Epp GmbH
Bismarckstrasse 23
DE - 64293 Darmstadt

Tel.: +49 6151 660860
E-Mail: jstahl@fastepp.com

Thorsell Johan

Växjö kommun
Box 1222
SE - 351 12 Växjö

Tel.: +46 470 415 98
E-Mail: johan.thorsell@vaxjo.se

Prof. Dr. Volkmer Thomas

Berner Fachhochschule AHB
Solothurnstrasse 102
CH - 2504 Biel

Tel.: +41 32 344 03 46
E-Mail: thomas.volkmer@bfh.ch

Prof. Dr. Wallbaum Holger

Chalmers University of Technology
SE - 412 96 Göteborg

Tel.: +46 733 839259
E-Mail: holger.wallbaum@chalmers.se

Wiesner Erich

Wiehag Holding GmbH
Linzer Strasse 24
AT - 4950 Altheim

Tel.: +43 7723 465219
E-Mail: e.wiesner@wiehag.com

Prof. Dr. Zscheile Matthias

Technische Hochschule Rosenheim
BioEconomy Cluster
Hochschulstrasse 1
DE - 83024 Rosenheim

Tel.: +49 8031 8052388
E-Mail: matthias.zscheile@fh-rosenheim.de

Prof. Dr.-Ing. Schmid Volker

Technische Universität Berlin
Gustav-Meyer-Allee 13
DE - 13355 Berlin

Tel.: +49 30 31472162
E-Mail: volker.schmid@tu-berlin.de

Prof. Dr. Sobek Werner

Werner Sobek Holding GmbH
Albstrasse 14
DE - 70597 Stuttgart

Tel.: +49 711 76750927
E-Mail: yvonne.schober@wernersobek.com

Steuerwald Thomas

Ingénierie Bois
1, rue du Marais
FR - 67800 Bischheim

Tel.: +33 3 88 81 76 31
E-Mail: t.steuerwald@ingenieriebois.fr

Übelhack Anders

ZÜBLIN Timber Aichach GmbH
Industriestrasse 2
DE - 86551 Aichach

Tel.: +49 8251 908143
E-Mail: anders.uebelhack@zueblin.de

von Felten Kurt

Makiol Wiederkehr AG
Industriestrasse 9
CH - 5712 Beinwil am See

Tel.: +41 62 765 15 35
E-Mail: vonfelten@holzbauing.ch

Wanas Anton

Rubner Holzbau GmbH
Rennersdorf 62
AT - 3200 Ober-Grafendorf

Tel.: +43 2747 225157
E-Mail: anton.wanas@rubner.com

Univ. Prof. Dr. Dr. h. c. mult. Wildemann Horst

TCW Transfer-Centrum GmbH & Co. KG
Leopoldstrasse 145
DE - 80804 München

Tel.: +49 89 28924000
E-Mail: wisekretariate@tcw.de

Donnerstag, 6. Dezember 2018

Holzumfeld

Marktanforderungen – Zukünftige
Herausforderungen an Management und
Ressource Holz

Produktivität durch Industrie 4.0

Horst Wildemann
TCW Transfer-Centrum GmbH & Co. KG
München, Deutschland



Produktivität durch Industrie 4.0

Während Fürsprecher die Industrie 4.0 häufig zu einer Art Utopie verklären, in der dem Menschen alle erdenklichen Güter und Dienstleistungen geliefert werden, ohne dass er Hand anlegen muss, assoziieren deren Gegner mit Digitalisierung und Automatisierung vor allem den Verlust von Arbeitsplätzen und die Entmündigung von Bürger und Gesellschaft. Beide Extrempositionen liegen weit von der Wirklichkeit entfernt. Hier spielen weder Utopie noch Horror-vorstellungen eine Rolle. In der realen Welt und in der Betriebswirtschaft geht es um dürre Zahlen, die mit der Digitalisierung, Automatisierung und Flexibilisierung der Fertigung verbunden sind. Klar ist, dass die Industrie 4.0 und ihre Begleiterscheinungen die Wirtschaft in Deutschland und weltweit grundlegend verändern werden. Im Vordergrund der betriebswirtschaftlichen Überlegungen zur Industrie 4.0 steht vor allem die Steigerung der Produktivität. Vor diesem Hintergrund lassen sich durch die Untersuchungen im Rahmen eines von der AIF geforderten Forschungsvorhabens folgende Aussagen zusammenfassen:

1. Die mit der Industrie 4.0 verbundene Produktivitätssteigerung wird Arbeitsplätze umschichten. 30 bis 50 Prozent der Beschäftigten mit Routinearbeiten müssen um ihre Stellen fürchten. Dies ist jedoch nur ein Teilaspekt, der einer gesteigerten Wettbewerbsfähigkeit gegenüber steht. So stehen Arbeitskosten von 40 Euro pro Stunde Roboterkosten von acht Euro gegenüber. Wenn 10 – 15 Prozent der Arbeitsplätze durch Roboter ersetzt werden, können viele Unternehmen in Deutschland, die sonst einen Kostennachteil hätten, dann zu ähnlichen Kosten wie ihre Konkurrenten aus China produzieren. Bei einer gleichzeitig größeren geografischen Nähe zu ihren Absatzmärkten und der weitaus besseren Infra- und Zuliefererstruktur in Mitteleuropa wird die Wettbewerbsfähigkeit nachhaltig gestärkt. Die Industrie 4.0 trägt somit maßgeblich zur Beschäftigungssicherung bei.
2. Dabei erlaubt es die Industrie 4.0 auch älteren, leistungsgeminderten, vor allem aber erfahrenen Produktionsmitarbeitern, länger ihren körperlich oft sehr anstrengenden Beruf auszuführen. Das Stichwort ist Ergonomie am Arbeitsplatz. Insbesondere Serviceroboter können hier einen wertvollen Beitrag leisten. Denn diese können taktgebundene Arbeiten, schwere Überkopfarbeiten sowie Aufgaben, die einen hohen Kraftaufwand oder ungünstige Körperhaltung erfordern, übernehmen. Dies bedeutet nicht, dass der Mensch ersetzt wird, vielmehr wird eine Kooperation zwischen Mensch und Maschine angestrebt. Die positiven Effekte dieser Kooperation sind immens. Bereits heute berichten Unternehmen von einer Reduzierung der Krankheitstage um etwa 30 Prozent, einer Verbesserung der Mitarbeiterzufriedenheit und einer längeren Beschäftigung der Mitarbeiter an diesen körperlich anspruchsvollen Arbeitsplätzen.
3. Dies führt unmittelbar zu einer Veränderung des Charakters der durch Menschen zu verrichtenden Arbeit. Die Menschen werden nicht zu Anhängseln von Robotern. Das Gegenteil ist der Fall. Eine exzellente Wertschöpfung im Rahmen der Industrie 4.0 erfordert hoch qualifizierte und motivierte Mitarbeiter. Es wird viel mehr darauf ankommen, das Wissen und die Ideen der Mitarbeiter zu orchestrieren. Digitale Technologien sind der Schlüssel zur transparenten und offenen Gestaltung der erforderlichen Kommunikation. Die Einsatzmöglichkeiten und Handlungsspielräume der Mitarbeiter vergrößern sich.
4. Digitale Technologien unterstützen auch bei Motivation von Mitarbeitern. Durch Spielfizierung, also das Einsetzen von Spielmechanismen in einer spielfremden Umgebung wie dem Unternehmen, lassen sich die Kreativität und die Energie der Mitarbeiter durchaus nutzen. Mit vergleichsweise geringen Mitteln lassen sich so beispielsweise im Intranet Anreize schaffen, die Mitarbeiter zu Mitspielern werden lassen. Ein Grundgedanke ist, dass der Arbeitsplatz als Feld kreativer Entfaltung verstanden wird. Doch nicht nur die Förderung der Eigenmotivation der Mitarbeiter ist das Ziel, es geht auch darum, Mitarbeitern die Teilhabe am gesamten Unternehmensgeschehen zu ermöglichen.

5. Parallel zur Digitalisierung im Unternehmen können elektronisch erhobene Informationen aus dem Umfeld herangezogen werden. Bei dem Begriff «Big Data» geht es um die Analyse enormer Datenmengen, die entstehen, wenn Nutzer ihren Computer, ihr Smartphone oder ihr Tablet benutzen. Hinzu kommen Daten aus der Sensorik von Industrieanlagen sowie von vernetzten Industriegütern, die Auskunft über historische und aktuelle Standortdaten, das Gewicht, die Größe oder die entsprechende Gefahrenklasse angeben. Es sind diese und weitere Daten, die «mal eben so» anfallen, die durch eine vernetzte Technologie erfasst und für die Wirtschaft nutzbar gemacht werden können. Hierbei ist essenziell, dass diese Daten nicht nur erhoben werden, sondern dass diese effizient und effektiv ausgewertet und einer sinnvollen Verwendung zugeführt werden. Beispielsweise können durch Verbrauchsdaten Absatzprognosen deutlich verbessert und das Produktionsprogramm der entsprechenden Supply-Chain-Partner besser aufeinander abgestimmt werden. Vielfältige Möglichkeiten ergeben sich auch in der Produktion. So können Anlagendaten wie Temperatur und Vibration kontinuierlich gemessen und digital an die Instandhaltung weitergeleitet werden, so dass diese ihre Aktivitäten und Ressourcen genau einplanen können. Im Sinne einer vorbeugenden Instandhaltung durch Condition Monitoring können zudem Stillstandzeiten reduziert und Notreparaturen vermieden werden.
6. Die Steigerung der Produktivität durch die Industrie 4.0 ist ein wichtiger Schritt, um die Wirtschaft für die Märkte der Zukunft vorzubereiten. Mittel- und langfristig wird die Digitalisierung Unternehmen noch weit größere Möglichkeiten eröffnen und in Teilen tut sie dieses bereits heute. Es geht um eine fundamentale Ablösung und Weiterentwicklung erfolgreicher Geschäftsmodelle, die die Digitalisierung klassischen Fertigungsunternehmen eröffnet. Vom LKW-Hersteller zum Flottenmanager, vom Instandhaltungsdienstleister zum Plattformbetreiber für Serviceleistungen. Ergänzend kann die intelligente Auswertung und Bewertung von Daten dazu genutzt werden, neue Geschäftsmodelle geradezu systematisch zu entwickeln. Diese Entwicklungen werden zukünftig immer mehr an Bedeutung gewinnen und den Rationalisierungsmaßnahmen durch Produktivitätssteigerungen, die durch die Industrie 4.0 entstehen, eine Wachstumsperspektive gegenüberstellen. Neue Geschäftsmodelle und Produktivitätssteigerungen haben das Potenzial die Wettbewerbsfähigkeit des deutschen Wirtschaftsstandorts langfristig abzusichern.
7. Es ist eine Systematik erforderlich, die es Unternehmen erlaubt individuelle Strategien und Handlungsempfehlungen zur Steigerung ihrer Produktivität durch Bausteine der Industrie 4.0 abzuleiten. Das so entstehende Gerüst dient als Orientierungshilfe, insbesondere für Anwender aus kleinen und mittelständischen Unternehmen zur Identifikation von Einsatzmöglichkeiten von Industrie 4.0 Konzepten in Logistik, Produktion, Entwicklung sowie Vertrieb und After-Sales. Grundlage für diese Systematik ist ein Reifegradmodell, das es erlaubt Unternehmen und ihre Fähigkeiten im Hinblick auf die Anwendung von Industrie 4.0 Konzepten einzuordnen. Hierbei sind sowohl Potenziale als auch Hemmnisse zu berücksichtigen. Die Systematisierung von Maßnahmen der Industrie 4.0 und ihrer Produktivitätswirkung in einem Modell ermöglicht es, trotz der hohen Individualität der unternehmerischen Ausgangssituation hinsichtlich des Reifegrads, Handlungsstrategien abzuleiten. Hierzu zählen Ansätze aus den Bereichen Digitalisierung, Automatisierung und Flexibilitätssteigerung in der Fertigung, der Entwicklung, der Logistik sowie im Bereich des After-Sales. Vorschläge zur Implementierung von Maßnahmen wie roboterunterstützte Arbeit, virtuelle Technologien zur Optimierung von Anlaufkurven, der intelligente Einsatz von Sensoren, die zielgerichtete Auswertung von Daten sowie der Einsatz cyber-physischer Systeme unterstützen Unternehmen zielgerichtet und ausgangssituationsspezifisch, um ihre Produktivität zu erhöhen. Fallstudien illustrieren die Wirkung der verschiedenen Maßnahmen auf die Produktivität.
8. Entscheidend für die Ableitung von Strategien zur Steigerung der Produktivität durch die Industrie 4.0 ist die Erkenntnis, dass die jeweiligen Maßnahmen unterschiedliche Anforderungen an den Reifegrad der Unternehmen stellen. Dies bedeutet, dass die zu implementierenden Konzepte zu den bereits verankerten passen müssen. Sonst entsteht nur ein geringer Mehrwert für das betreffende Unternehmen. Die Umstellung

auf Industrie 4.0 ist ein schrittweiser Veränderungsprozess. Auch die Produktivitätswirkung der Konzepte ist je nach Ausgangssituation unterschiedlich. Ein für alle Unternehmen gleichermaßen großer Hebel zur Produktivitätssteigerung existiert somit nicht. Dennoch gibt es Konzepte, die sich bei den meisten produzierenden Unternehmen vorteilhaft auf deren Produktivität auswirken.

Zu diesen gehören:

- Roboterunterstützte Fertigung,
- Telemetrie basierte Fernwartung,
- vernetzte Produkte, die automatisiertes Rüsten sowie eine digitalisierte & vernetzte Materialflussteuerung ermöglichen,
- digitale Service- und Vertriebsplattformen und
- Big-Databasierte Absatzplanung.

9. Eine zusammenfassende Betrachtung zeigt (vgl. Abb. 1): Die Konzepte zur Steigerung der Produktivität durch die Industrie 4.0 setzen an verschiedenen Stellhebeln an. Durch die Digitalisierung und Vernetzung können sowohl umsatzseitig als auch kostentechnisch Vorteile realisiert werden. So können die Marktpotenziale für viele Unternehmen um 10 bis 15 Prozent gesteigert werden. Dies wird auch dadurch erreicht, dass der Kunde viel früher in den Produktentstehungsprozess involviert wird. Die Zusammenstellung der Produktausstattung durch Online-Konfiguration beim Autokauf sowie von Blistermaschinen oder Werkzeugmaschinen sind einige Beispiele. Weitere Potenziale ergeben sich durch die Realisierung einer Mehrpreisfähigkeit von bis zu 5 Prozent. Die Einführung von auslastungsorientierten oder zeitabhängigen Preispunkten ist für Anbieter eine große Herausforderung. Neben kundenindividuellen Produkten ist hier ein Hebel für eine weitere Absatzsteigerung zu sehen. Die Digitalisierung und die «Shared Economy» ermöglichen beispielsweise, dass engpassorientierte Preispunkte auf digitalen Service-Plattformen realisiert werden. In der Logistik lassen sich die Sicherheitsbestände reduzieren. Ermöglicht wird dies durch die Erfassung und systematische Auswertung von Transport- und Lagerdaten in Echtzeit. Wird beispielsweise eine LKW-Flotte erfasst, können Gesamtoptima der Routen und Transportmengen für spezifische Güter bestimmt werden. Große Auswirkungen auf die Produktivität haben die Konzepte der Industrie 4.0 vor allem in der Fertigung und in produktionsnahen Bereichen. Der Einsatz der Digitalisierung ermöglicht eine Reduzierung von direkten und indirekten Instandhaltungskosten um 20 bis 30 Prozent. So kann durch die Erhebung von Maschinendaten die Suche nach Ursache-Wirkungs-Zusammenhängen durch die effiziente Identifizierung von statistischen Zusammenhängen und Mustern substituiert werden. Der Einsatz cyber-physischer Systeme in der Fertigung erlaubt autonom agierende Produktionssysteme. Konkret handelt es sich dabei um daten-technisch vernetzte Produktionsanlagen, Produkte und Materialien sowie Transporttechnologien, sogenannte «Smart Objects», die ihre Nutzung, den Ablauf der Bearbeitungsprozesse und die entsprechenden logistischen Funktionen autonom organisieren und steuern. Hierdurch entstehen neue Fähigkeiten, die von der unternehmensinternen und externen Abstimmung in Echtzeit bis hin zu sich selbst steuernden Produktionssystemen reichen und durch die Produktivitätssteigerungen um 5 bis 8 Prozent zu erreichen sind. Zusammen mit Maßnahmen wie der verbesserten Ergonomie am Arbeitsplatz und dem Einsatz von produktionsunterstützenden Robotern ergeben sich durch die Industrie 4.0 für einzelne Unternehmen Produktivitätspotenziale von bis zu 25 Prozent.

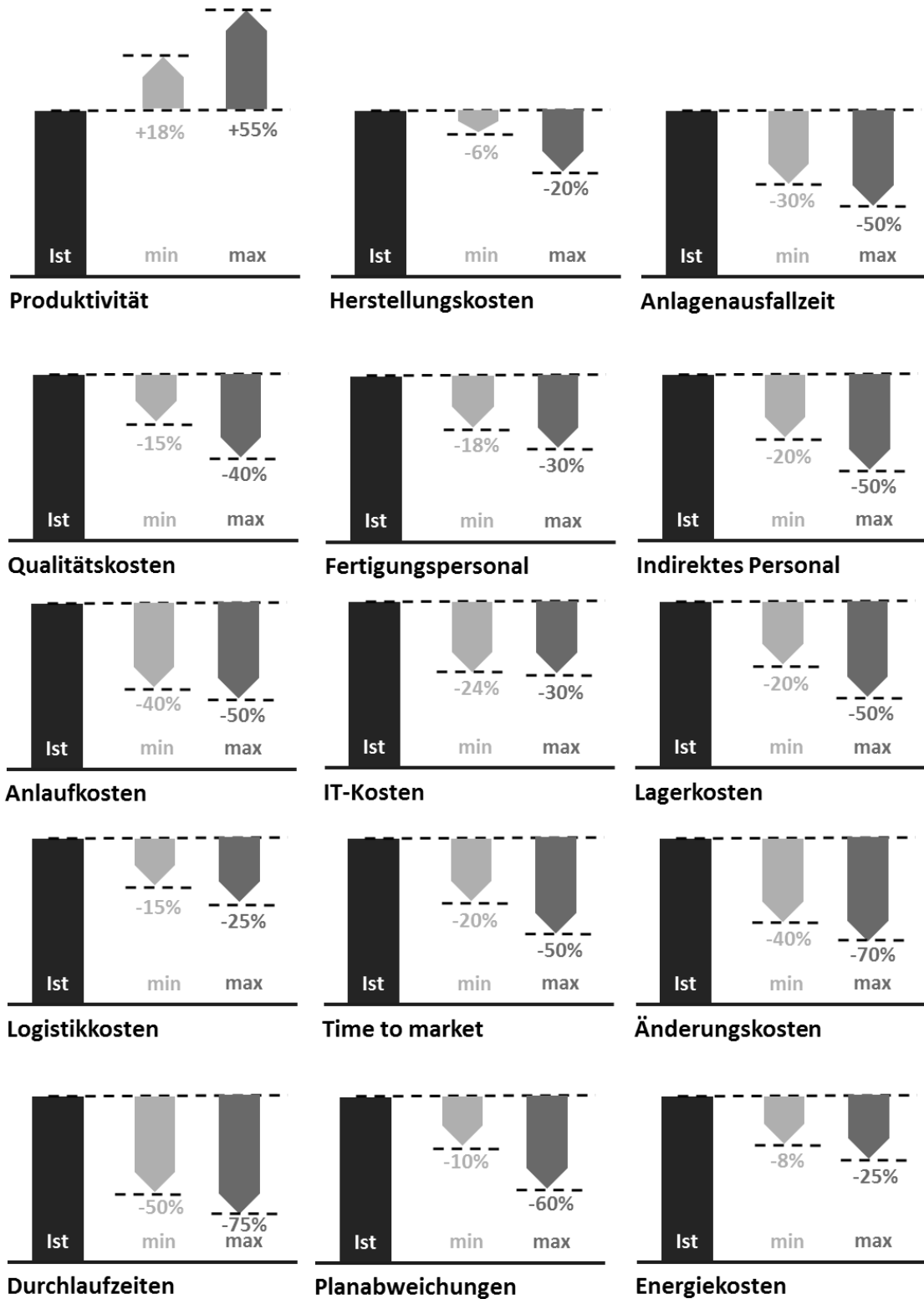


Abbildung 1: Potentiale durch Industrie 4.0

Rohstoff Holz – Ressourceneffizienter Einsatz in der holzbasierten Bioökonomie: Holzindustrie, Holzbau und mehr

Prof. Dr. Matthias Zscheile,
Technische Hochschule Rosenheim / BioEconomy Cluster
Rosenheim, Halle, Deutschland



Rohstoff Holz – Ressourceneffizienter Einsatz in der holzbasierten Bioökonomie: Holzindustrie, Holzbau und mehr

1. Der Rohstoff Holz

Der Rohstoff Holz als ältester Baustoff und Energieträger der Menschheit erfreut sich innerhalb der letzten Jahre einer zunehmenden Nutzungsvielfalt. Neben den bisher üblichen Anwendungsgebieten in der Sägeindustrie und im Holzbau stellt die Bioökonomie dem Holz eine völlig neue und vielversprechende Zukunft in Aussicht. Der Grund hierfür lässt sich auf mehrere Punkte zurückführen.

Zum einen verzeichnet der Europäische Wirtschaftsraum mit einem jährlichen Zuwachs von 403 Mio. m³ einen deutlichen Zuwachs an verfügbaren Holzmassen. Von dem insgesamt 35 Mrd. m³ großen Holzbestand in Europas Wäldern lassen sich 84 % zur Holzversorgung nutzen.

57 % des Waldbestandes bilden Nadelhölzer und 43 % Laubhölzer, deren Anteil aufgrund des angestrebten Waldumbaus steigt. Die DACH-Region als Teil von Zentral-West-Europa, der Region mit dem größten Holzvorkommen, verfügt daher traditionell über große Nutzholzmengen (vgl. Abbildung 1) (Gasparini, 2015).

Unter den Nadelhölzern stellt die Fichte den größten Baumanteil dar und bei den Laubhölzern die Buche. Daraus erschließt sich auch die in Mitteleuropa anteilmäßig größte Rundholzbearbeitung mit der darauffolgenden Verarbeitung. Die Sägeindustrie und speziell der Holzbau nehmen demzufolge seit jeher eine dominante Vorreiterrolle ein. Eine Vielzahl hochleistungsfähiger Sägewerke mit modernen Weiterverarbeitungskapazitäten, moderne und flexibel agierende Holzbaubetriebe beziehungsweise Zimmereien und große namhafte Firmen der Holzwerkstoffbranche sowie der Zellstoff- und Papierindustrie siedeln sich seit langem aktiv und erfolgreich in diesem Wirtschaftsraum an.

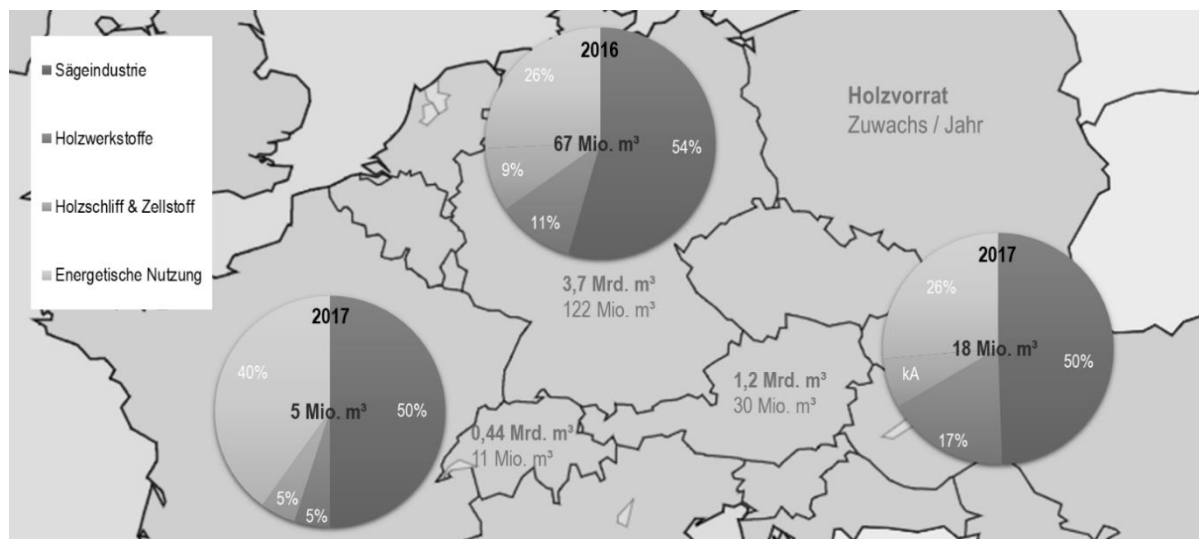


Abbildung 1: Holzernte nach Holzverwendung, Holzvorrat und Zuwachs - DACH-Region (UNECE, 2018; Mantau, 2018; BFS, 2018; BMNT, 2018)

Zum anderen lassen die weltweiten Entwicklungen der letzten Jahre, speziell in Skandinavien, Südamerika und Neuseeland, wesentliche Anstrengungen sowie Entwicklungen über die altbekannten Anwendungsgebiete des Rohstoffs Holz hinaus erkennen. Die stetige Effizienzsteigerung der Holznutzung liegt dabei maßgeblich im Fokus der Entwicklungsaktivitäten. Die Etablierung intelligenter Wertschöpfungsketten und -netze, eingeschlossen der dazugehörigen Haupt- und Seitenströme bilden dabei den Schwerpunkt. Das generelle Ziel muss darin bestehen, den gesamten Stamm effektiv zu verarbeiten: das gilt vom Fällen des Baumes, über dessen Einschnitt und Verarbeitung als Schnittholz, des Einsatzes

in der Holzwerkstoff-, Zellstoff- und Papierindustrie bis hin zum mikroskopisch chemischen Aufschluss der Restholzsortimente in der Chemie. Der Werkstoff Holz als «Alleskönner» muss optimal genutzt werden!

2. Holzbasierte Bioökonomie

Dabei kommt der sogenannten holzbasierten Bioökonomie eine besondere Bedeutung zu. Doch was genau ist eigentlich unter dem Begriff der holzbasierten Bioökonomie zu verstehen?

Die holzbasierte Bioökonomie beschreibt die vordergründig innovative Nutzung des Rohstoffs Holz in allen Bereichen der Bioökonomie. Insbesondere versteht sie sich als strategisch altbekannter aber vor allem als erweiterter, neuer Innovationsraum mit der gesamten Wertschöpfungskette Holz. Diese geht vom Forst – über die forstlichen Dienstleister – die Sägeindustrie – den Holzbau – die Zellstoff-/ Papierindustrie – die Holzwerkstoffindustrie – und in zunehmendem Maße bis hin zur chemischen Industrie.

Ein weiterer Punkt bezüglich der vielversprechenden Zukunft des Rohstoffs Holz liegt in den Klimaschutzpolitischen Grundsätzen und Zielen des Pariser Klimaschutzabkommens. Dem Roh- und Werkstoff Holz als natürlichen CO₂ Speicher kommt auf dem Weg zur angestrebten Treibhausgasneutralität für die zweite Hälfte des 21. Jahrhunderts eine besondere Bedeutung zu. Das gespeicherte CO₂ bleibt dabei im Zuge der Holzbe- und -verarbeitung sowie in folgenden kaskadischen Verarbeitungsschritten hin zu Endprodukten im Holz gebunden. Weltweit gibt es keinen anderen nachhaltigen Rohstoff mit dieser Eigenschaft und einem so großen Vorkommen. In Europa betrug die jährliche Zuwachsmenge an Holz innerhalb der letzten 25 Jahre 403 Mio. m³ (Gasparini, 2015).

Zum Vergleich:

- Pro Tag beträgt der europaweite Holzzuwachs das zweifache Volumen des Eiffelturms (Gasparini, 2015).
- Pro Sekunde wachsen weltweit 3000 t Cellulose nach; pro Sekunde werden gegenwärtig 150 t Erdöl erzeugt (Sundblad, 2017).

Insofern bietet kein anderer Rohstoff in derartig volkswirtschaftlich beachtlichen Dimensionen alternative Nutzungs- und Verarbeitungspfade gegenüber den fossilen Rohstoffen wie Erdöl und -gas. Die Verarbeitung der natürlichen Rohstoffe aus den Sektoren Agrar oder Aqua gestaltet sich ebenfalls hochinteressant, jedoch sind diese zum einen in Bezug auf die Flächennutzung und zum anderen hinsichtlich des Nahrungsmittelaspekts kritisch zu betrachten.

2.1. Potentiale

Das größte Potential in der Rohstoffwende liegt somit vordergründig in der Nutzung des lignocellulosehaltigen Rohstoffs Holz. Kein anderer Wirtschaftszweig neben der Holzbranche und den zukünftig intensiv anzugliedernden Wirtschaftsbereichen ist in der Lage, derartig große Mengen an natürlichen Rohstoffen nachhaltig und effizient bereitzustellen, zu verarbeiten und dabei langfristig beträchtliche Mengen CO₂ zu binden. Wesentliche Voraussetzungen dafür sind neben der Optimierung bestehender und bekannter Fertigungsprozesse der klassischen Holzbe- und -verarbeitung in der Entwicklung und wirtschaftlichen Umsetzung neuartiger Prozesse zu sehen. Zu nennen sind hierbei der chemische Aufschluss sowie neue Verarbeitungstechnologien für die verfügbaren Mengen an lignocellulosehaltigen Rohstoffen und Intermediaten. Eine besondere Bedeutung kommt an dieser Stelle der Papier- und Zellstoffindustrie zu. Aufgrund der bereits langjährig etablierten und genutzten Prozess- und Verfahrenstechnik innerhalb der Branche bringt sie die besten Voraussetzungen für die großtechnische Umsetzung der holzbasierten Bioökonomie mit.

Konkrete Entwicklungen der jüngsten Zeit zeigen, welches noch nicht gehobene Potential sich in dem nachwachsenden Rohstoff Holz als hoch komplexes Polymer verbirgt. Insofern sind die hauptsächlichen Nutzungspfade des Werkstoffes Holz aus chemischer Sicht wie folgt zuzuordnen bzw. zu betrachten.

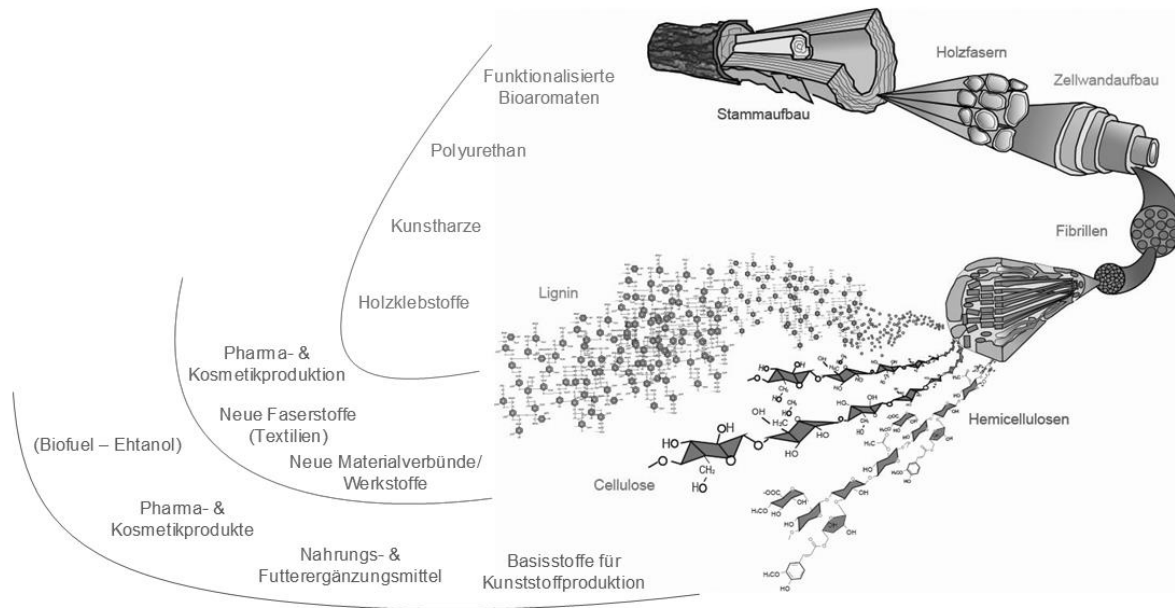


Abbildung 2: Nutzungspfade von Holz in der Bioökonomie (in Anlehnung an Harrington (1996) und Meier (2006))

Zur Umsetzung der in Abbildung 2 dargestellten und zum großen Teil noch zu erforschenden Beispielprodukte geht es vor allem um Entwicklung und Bereitstellung komplexer biochemischer Fertigungstechnologien. Dabei müssen die genannten Holzkomponenten im industriellen Maßstab verarbeitet werden, um später den Einsatz funktionalisierter Roh- und Werkstoffe im großen Maßstab zu gewährleisten. Dazu gehören in erster Linie leistungsfähige Aufschlusstechnologien sowie entsprechende Down-Stream-Prozesse zur Separierung und Gewinnung notwendiger chemischer Halbzeuge und Endprodukte.

Anhand einzelner, konkreter Beispiele aus Skandinavien und Deutschland können bereits etablierte, insbesondere neue Entwicklungs- und Investitionsprojekte vorgestellt werden. Nennenswerte Projekte liegen zum Beispiel in neuen Verfahren zur Viskoseproduktion oder in der geplanten Herstellung von biobasierten, bedruckbaren Möbeldekoroberflächen aus Zuckerderivaten. Als weiteres Beispiel zeigt die Abbildung 3 eine Machbarkeitsstudie eines Bioraffinerieprozesses von UPM, Finnland.

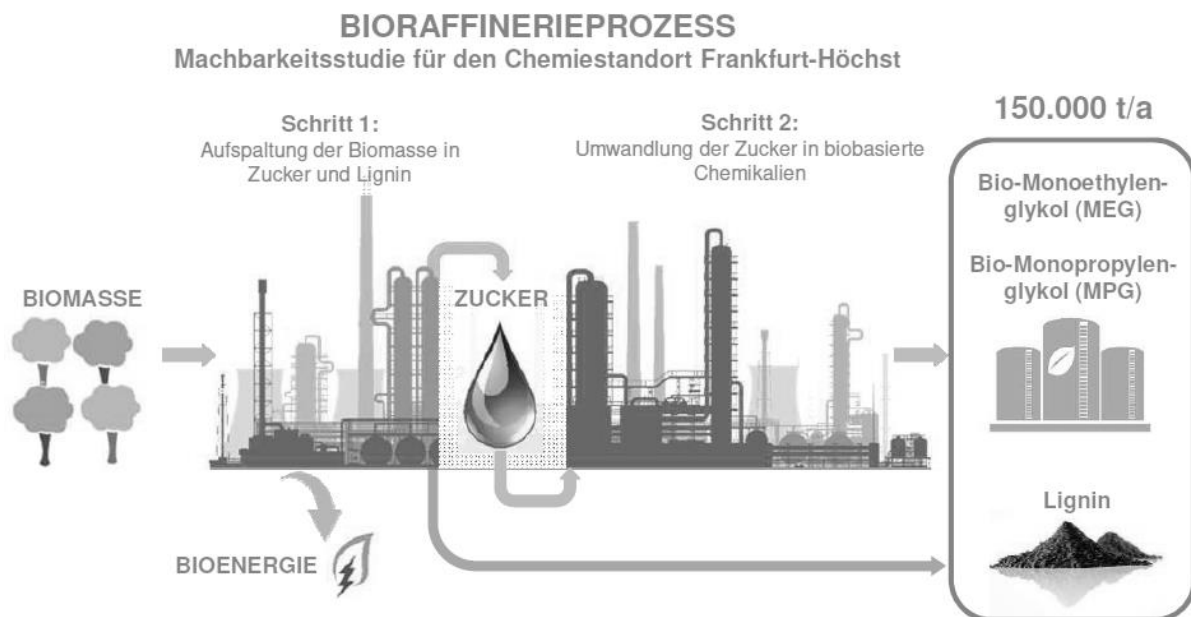


Abbildung 3: Bioraffinerieprozess (UPM Biochemicals)

2.2. Kompetenzträger

An derartigen Themenstellungen im Bereich der Bioökonomie arbeiten auch in Mitteldeutschland seit 2012 Firmen und Forschungspartner des ehemaligen Spitzenclusters BioEconomy zusammen. Dabei wurden und werden die Bereiche der Rohstoffbereitstellung und primären Holzbe- und -verarbeitung von dem seiner Zeit gegründeten BioEconomy e.V. und dessen Tochtergesellschaft, der BioEconomy Clustermanagement GmbH koordiniert und geleitet.

Im Ergebnis der laufenden neuen Entwicklungs- und Investitionsprojekte werden weltweit folgende spezifische Rahmen- und Randbedingungen offensichtlich:

- Entwicklungsprozesse gestalten sich enorm kapitalintensiv, langwierig und risikobehaftet
- Namenhafte «Brand Owner» müssen die Markteinführung dieser neuen Produkte fördern und unterstützen
- Die Produkte müssen einen höheren Gebrauchswert als einfache, vergleichbare Commodities für den Endverbraucher darstellen.

Den neuartigen und zuvor genannten Entwicklungstrends Rechnung tragend, gründet die Technische Hochschule Rosenheim im März 2019 ein Zentrum für biobasierte Materialien. Mit Sitz in Waldkraiburg schafft die TH Rosenheim die dafür nötigen Voraussetzungen, um vordergründig in den Bereichen lignocellulosehaltiger Faserstofftechnologien und Materialverbünde forschungs- und ausbildungsseitig aktiv zu werden. Dabei wird in intensiver Zusammenarbeit auf den mitteldeutschen Entwicklungsergebnissen aufgebaut. Die Basis hierfür bilden die bereits vorhandenen, klassischen Ausbildungs- und Forschungsbereiche der TH Rosenheim, auf denen das Zentrum aufbauen kann. Somit deckt die TH Rosenheim ausbildungs- und forschungsseitig zukünftig die gesamte Wertschöpfungskette der holzbasierten Bioökonomie ab.

3. Zusammenfassung

Konkrete Projekte zeigen, dass die Entwicklung und Bereitstellung neuartiger chemisch-technologischer Verarbeitungsprozesse von lignocellulosehaltiger Biomasse, vordergründig aus dem Rohstoff Holz, zu neuen, leistungsfähigen und biobasierten Produkten führen. Dabei leisten sie einen maßgeblichen Beitrag zum Klimaschutz, bei einem gleichzeitig angestrebten wirtschaftlichen Betreiben moderner Industrieanlagen. Die kaskadische Nutzung aller verfügbaren Holzressourcen muss dabei jedoch in optimierten Wertschöpfungsketten und -netzen erfolgen. Ist dies der Fall, gewinnt die Weiterentwicklung der Forst- und Holzwirtschaft an enormer Bedeutung.

Folgende Schlussfolgerung gilt es zu beachten:

- Stoffliche Verwertung des Rohstoffs Holz wird intensiv zunehmen, neue Arbeitsfelder wie der chemische Aufschluss des Holzes werden an Bedeutung gewinnen (Energieanwendungen dann logischerweise rückläufig)
- zunehmender Bedarf an F&E Kapazitäten
- Verbesserung der Ressourceneffizienz als zwingende Zielstellung aller Entwicklungsaktivitäten
- Die Bedeutung der Holzverwendung erhält zunehmend eine volkswirtschaftliche Dimension

Literaturverzeichnis

BAFU (2017) – Jahrbuch Wald und Holz 2017. Bundesamt für Umwelt, Bern. Umwelt-Zustand Nr. 1718: S. 110

BFS (2018) – Holzernte 2017. Schweizerische Forststatistik.

BMNT (2018) – Holzeinschlagsmeldung über das Kalenderjahr 2017. Herausgeber Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus. Wien.

Gasparini, P. (2015) – Part II: European Forests: Status, Trends and Policy Responses. In FOREST EUROPE, 2015: State of Europe`s Forests 2015. Published by the Ministerial Conference on the Protection of Forests in Europe. Madrid.

Harrington, M. (1996): Schematische Darstellung des hierarchischen Aufbaus der Nadelbäume. Graphische Gestaltung durch Mark Harrington. University of Canterbury. Online verfügbar unter http://www.mpikg.mpg.de/8782/research_report_393531?c=7379, zuletzt geprüft am 19.02.2018.

Mantau, U. (2018) – Rohstoffmonitoring Holz. Erwartungen und Möglichkeiten. Herausgeber Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e.V..

Meier, D. (2006): Lignocellulosen und Direktverflüssigung. Internes Arbeitstreffen von Unternehmen und Institutionen zur Direktverflüssigung und Hydrierung von Kohlenstoffverbindungen (Reststoffe und Biomasse). Fördergesellschaft Erneuerbarer Energien (FEE).

Sundblad, B. (2017) – Key emerging innovations on forest bio-based materials and products. SVP RISE Bioeconomy. Bioeconomy Investment Summit. RISE Research Institutes of Sweden. Online verfügbar unter <http://www.2017bioecosummit.eu/uploads/images/speakers/presentations/Summit%2014122017%20Birgitta%20Sundblad.pdf> Abgerufen am 01.10.2018

UNECE (2018) – UNECE Statistical Database. Forestry (FOREST EUROPE/UNECE/FAO). Herausgeber United Nations Economic Commission for Europe. Online verfügbar unter https://w3.unece.org/PXWeb2015/pxweb/en/STAT/STAT_26-TMSTAT1/, Abgerufen am 01.10.2018.

Holztragwerke

Vorgefertigte Deckensysteme
für den modernen

HolzHochHaus –
die aktuellen Projekte

Ingenieurholzbau –
herausragende internationale
Projekte mit Ausstrahlung

Hohlkastenelemente – materialoptimiert mit Raum für Ideen

Ralph Schläpfer
Lignatur AG
Waldstatt, Schweiz



Hohlkastenelemente – materialoptimiert mit Raum für Ideen

1. Entwurf

Holz beflügelt den Entwurf. Wer sich für Holz entscheidet, wählt die Freiheit. Seine Festigkeit erlaubt grosse Spannweiten, seine Formbarkeit kennt fast keine Grenzen, seine Oberfläche lässt sich auf vielfältige Weise bearbeiten. Es passt zu jedem Massstab, vom kleinen Anbau an das Einfamilienhaus bis zum Hochhaus in der Stadt. Der eine mag scharfe Kanten, ein anderer sucht die geschmeidige Kurve, ein dritter schätzt das Monolithische. Bei allen ist jedoch das Holz schon auf den ersten Skizzen erkennbar. Das Gespür für Holz ist in den Schweizer Architekturbüros zuhause.

Ist das Gespür für Holz in den Schweizer Architekturbüros zuhause?

Der Text entstammt dem Buch Ansichten und Einsichten, BETONSUISSE Marketing AG und lautet:

Beton beflügelt den Entwurf. Wer sich für Beton entscheidet, wählt die Freiheit. Seine Festigkeit erlaubt grosse Spannweiten, seine Formbarkeit kennt fast keine Grenzen, seine Oberfläche lässt sich auf vielfältige Weise bearbeiten. Er passt zu jedem Massstab, vom kleinen Anbau an das Einfamilienhaus bis zum Hochhaus in der Stadt. Der eine mag scharfe Kanten, ein anderer sucht die geschmeidige Kurve, ein dritter schätzt das Monolithische. Bei allen ist jedoch der Beton schon auf den ersten Skizzen erkennbar. Das Gespür für Beton ist in den Schweizer Architekturbüros zuhause.

2. Material

Baustoff der Vielfalt: kraftvoll, schwer, leicht, filigran oder elegant. Es gibt unzählige Haltungen und Meinungen zum Baustoff Beton, Holz. Die Beziehung zu diesem Material ist von Leidenschaft geprägt und so persönlich und individuell wie die Architektur selbst.

2.1. Fakten zum Material

Eine kurze Übersicht der Chancen von Holz und oder Beton gezeigt an den Anforderungen die an eine tragende Decke gestellt werden.

Statik

Grosse Spannweiten, stützenlose Räume, weite Auskragungen. Die Königsdisziplin im Ingenieurbau, der Brückenbau zeigt was mit Beton oder Holz möglich ist, eine Frage der Konstruktion, Detailierung und Dimensionierung.

Feuerwiderstand

Holz brennt, Beton nicht. Ob Holz oder Beton, heute sind in der Schweiz Bauten bis 30m hoch und höher möglich. Der geforderte Feuerwiderstand entscheidet nicht mehr alleinig bezüglich der Materialwahl.

Ästhetik

Ästhetik ist die Wissenschaft der sinnlichen Erkenntnis. Die Wahrnehmung ist von Mensch zu Mensch verschieden. Tendenzen sind deutlich.

Ökologie

Warum ist Beton ökologisch, warum Holz?

Schallschutz

Wie dämmt Beton den Schall, wie Holz? Viel ist im Schallschutz mit Holz erforscht worden, Bodenaufbauten nass oder trocken, Tieftontilger, Abhangdecken, Nebenwegübertragungen. Es gibt hervorragende Referenzen. Hoher Schallschutz mit Holz ist möglich. Jedes Holzbauprojekt ist bezüglich Schallschutz eine Referenz, täglich.

Raumakustik

Beton reflektiert Schall. Holz absorbiert und reflektiert Schall.

Wärmeschutz

Beton hilft Energie sparen. Holz dämmt hervorragend.

3. Fazit

Beton hat den Stein abgelöst, von dem er viele Eigenschaften hat. Es ist schwierig, Beton nicht zu verwenden. Beton ist das Arbeitspferd unter den Baustoffen: jener Baustoff, der praktisch überall einsetzbar ist und entsprechend häufig auch eingesetzt wird. Aber, Beton hat ein Imageproblem bezüglich der Behaglichkeit und der Ökologie.

Der Holzbetonverbund baut auf die Stärken des Betons und kompensiert dessen Imageproblem mit Holz. Er ist die Chance für die sichtbare, konstruktive Verwendung des Holzes im Massivbau.

Holz ist leicht, materialoptimiert, geht weit über die üblichen Anwendungen von Holz hinaus, spart graue Energie speziell mit Hohlkastenelementen und weist den Weg in die Zukunft.

LVL Rib Panels – A competitive alternative for medium spans and flexible floorplans

Sebastián Hernández Maetschl
Stora Enso
Pfarrkirchen, Germany



LVL Rib Panels – A competitive alternative for medium spans and flexible floorplans

1. The project Wood City in Jätkäsaari, Helsinki (Fi)

Wood City is an urban development project in former port area in the heart of Helsinki. When finalized, this project will become a landmark demonstrating the major benefits that industrialized construction with wood can bring to our urban environments. Wood City has been developed by Stora Enso and SRV to showcase and foster the use of wood as a renewable material for large urban scale construction projects. The main advantages that this project intends to demonstrate are: high construction speed, reduction of material consumption and waste, reduction of impact to the urban surroundings and the higher quality obtained with an industrialized process.



Figure 1: Rendered aerial view from the 4 Wood City buildings in its urban context in Helsinki.

As a long term strategy, Stora Enso has been developing a range of building components for the construction industry based on existing wood based materials such as construction beams, glulam, CLT and LVL.

An architectural competition was organized based on the above principles in 2012, won by Antinnen Oiva Architects Oy, to propose the urban design and the planning of the future buildings. The project is a mix between residential, office and hotel use, with a total surface of approximately 28 200 m² in four parts. Two residential buildings were developed for the Helsinki Housing Production ATT with a total of 8 200 m² to be completed in 2018. An open floor office building was plant to be built in 2018 to 2019 with 13 000 m², and a hotel is foreseen with approximately 7 000 m² aiming at a completion in 2020.

The project design was influenced in an early stage by the possibilities and limitations of wooden based components and industrialization, in a collaborative design environment.

2. Residential Buildings

Two dwelling towers are planned, of 8 floors each, with a total of 98 apartment units plus common spaces, with a mix of homes for different family sizes ranging from 35 to almost 100 m².

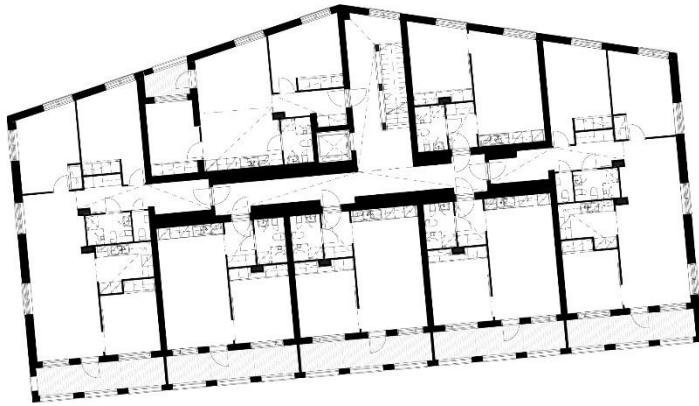


Figure 2: Floor plan of one of the residential buildings.
SOURCE: Antinnen Oiva Architects



Figure 3: Front view of the main façade. Project rendering.

2.1. Main parts of the building

The building has been planned according to the following principles:

Massive timber components for the internal core and compartments walls: the load-bearing structure was designed to match the compartment walls between flats and corridor (but not the external envelope). Therefore, there is a full correspondence between structural components and the fire and acoustic compartmentation, conditions under which massive timber components are particularly effective.

Non-load-bearing external walls: The main facades are planned in timber frame, which enhances the prefabrication possibilities and architectural design. The architectural freedom seen on these facades is only possible with a non-load-bearing envelope, allowing for a free opening arrangement which is no longer determined by the structural function. It can also be prefabricated and delivered by the existing timber frame industry independently from the main frame.

LVL Rib Panels for floor elements span between compartment walls (therefore parallel to the façade) without any intermediate load bearing structure, with 7.2 meters in average.

The span increase in a residential building allows for open floorplans, following a current trend in the industry. It also provides a higher flexibility in the architectural layouts and in any future layouts.

All internal partition elements can be built with the most economic methods such as dry walling, and not respond to any structural design considerations. Prefabricated bathroom units can also be placed freely on the free floorplan, as another non-load-bearing element, speeding up the prefabrication process.



Figure 4: Picture during construction of an apartment prior to the dry-walls.
SOURCE: Antinnen Oiva Architects



Figure 5: Picture during assembly of the structural elements: LVL massive compartment walls and LVL Rib Panels for floors.

2.2. LVL Rib Panel and build up

The most cost effective building component for this 7.2 meter floor was the LVL Rib Panel with a total depth of 436 mm, open in the bottom, in a single field arrangement.

The fire performance of REI 60 was achieved with a double layer of gypsum fire boards on the underside. The acoustic requirements of 55 dB R'_{w} and 53 dB $L'_{n,w}$ were met by the aforementioned ceiling connected elastically, a 100 mm Mineral wool, and a dry screed with impact sound insulation.

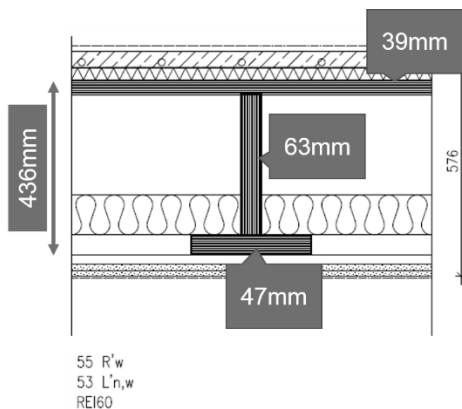


Figure 6: Section of floor build up for the 7.2 meter span
SOURCE: Based on planning details from SWECO



Figure 7: LVL Rib panel for Wood City in the prefabrication at Timberpoint Oy.
SOURCE: Stora Enso; Timberpoint Oy

2.3. Main advantages using LVL Rib Panels

The use of LVL Rib Panels demonstrated several advantages compared to other alternatives: reduced weight, less material required and a fully dry construction process, resulting in cost savings, enabling for free open floorplans.

A standard CLT floor would have been approximately 220 mm thick, significantly lower in depth, but with approximately 2.35 times more timber as the chosen LVL Rib Panel (108 against 46 kg/m² respectively). This weight also impacts directly on the load bearing walls, which are more demanded due to the previous decision of using only compartment walls.

The weight transferred to the foundations is reduced accordingly to less than half compared to the CLT solution and by a factor of approximately 1/10 compared to a standard on site concrete slab. LVL Rib Panel allows for a fully dry build-up, which is an important advantage compared to any sort of concrete or timber-concrete composites.

The weight saving has also an advantage by the reduction of the number of lorries arriving to site, minimizing a significant impact on the city center.

By using a cost competitive timber component for medium spans, the residential solution has earned in flexibility of design for current and future use. Tenants benefit from an open interior design which is not limited by structural components. The owner –and future occupants- profit from the possibilities for different internal fit-outs and layouts for new possible uses or requirements in the future, making it a more sustainable and future-proof investment.

3. Office Building

The second phase of the Wood City quarter consists of 13.000 m² of office space. When ready, it will be the highest and second largest timber based office building in Finland. The project attracted the attention of the gaming company Supercell for their Headquarters in Helsinki. Construction on site started in 2018 with the groundworks, and the erection of the timber Post & Beam frame started in November 2018.

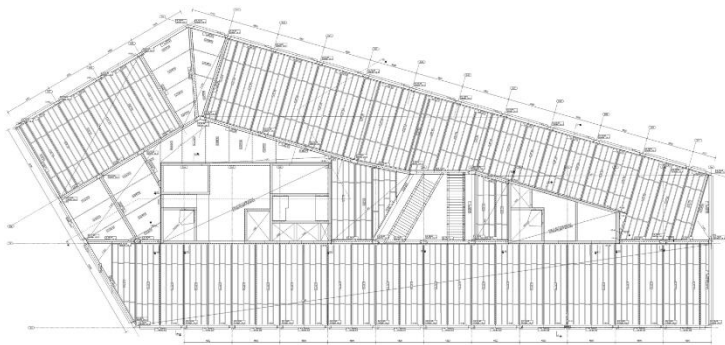


Figure 8: Typical structural floorplan, showing the main load-bearing components.

SOURCE: SWECO project planning



Figure 9: Front view of the main façade. Project rendering.

SOURCE: Antinnen Oiva Architects

It is the client's wish, as often in office buildings, that the working space should be as open and flexible as possible. Therefore, the spaces should be as free of columns as structurally sensible and economically feasible. The same applies for ceilings, which are required free of structural elements to facilitate service distribution. As the standard has been historically set by the concrete industry, common spans are in Finland around 9 to 12 meters, and designers and clients will tend to expect similar configurations for this or any new building.

This building shape has not been designed to necessarily fit a timber structural optimum, but rather following urban-architectural features and commercial criteria. The open office space is planned between service closed cores in the middle, and an envelope with a relatively free form on the outside, resulting in spans of 8.5 meters in average.

3.1. Main structural parts of the building

The central core has been planned as a concrete structure because of its high stiffness and its acceptance by the fire authorities. The structure is therefore conceived as a classical post and beam frame around a closed-stiff stabilizing core. The main post and beam frames are placed between the closed cores and in the external facades. The LVL Rib Panels are supported in between, spanning perpendicular to the thermal envelope.

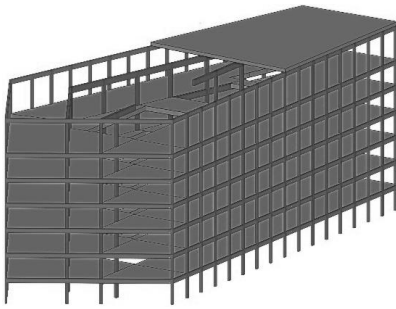


Figure 10: 3D model of the main structural elements.
SOURCE: Stora Enso, OTS department for offers and technical services



Figure 11: Prototype of re-glued LVL
SOURCE: Stora Enso | R&D Building Solutions

The internal main beams are designed to long spans, up to 7 meters, to reduce the necessary number of columns. The structural grid of the external layer is designed with the opposite criteria, by reducing it to a span which is narrow enough to allow the main beam to have the same depth as the LVL-Rib Panels, allowing floor to ceiling high glazed openings without visible lintels.

The main post and beam frame was planned with re-glued LVL sections from 225 x 600 mm up to 300 x 900 mm. The higher strength of LVL compared to glulam allows for slenderer components. Another significant advantage is the incorporation of cross layers of fibers, increasing resistance perpendicular to the main structural axis and the efficacy of steel connectors. By the re-gluing of LVL-S and LVL-X layers in different combinations, the structural properties can be engineered to its required optimal. The columns will be covered by a spruce 3-layer board for visual quality and fire protection.

3.2. Building service integration and distribution

A main challenge in modern office buildings is the integration of building services. Ventilation ducts set the highest level of complexity due to their big diameter. Main ducts are planned under the ceilings next to the internal cores and distributed the office spaces by secondary lines between the Ribs. The difference in height is used as an architectural feature to differentiate circulation and working space.

Some floors of the building foresee a high amount of electric installations and require a high flexibility to cope with maintenance and changes. For these areas, a raised floor solution has been found with a 100 mm standard system in the market. An additional layer of gypsum board is added on top to increase weight and improve the acoustic and vibration performance.

The secondary ventilation and lighting distribution lines are integrated between the ribs of the floor panels. The acoustic challenge caused by the interruption of the suspended ceiling is solved by the installation of the double gypsum layer around the cavity, also assuring the continuity of the fire protection barrier.

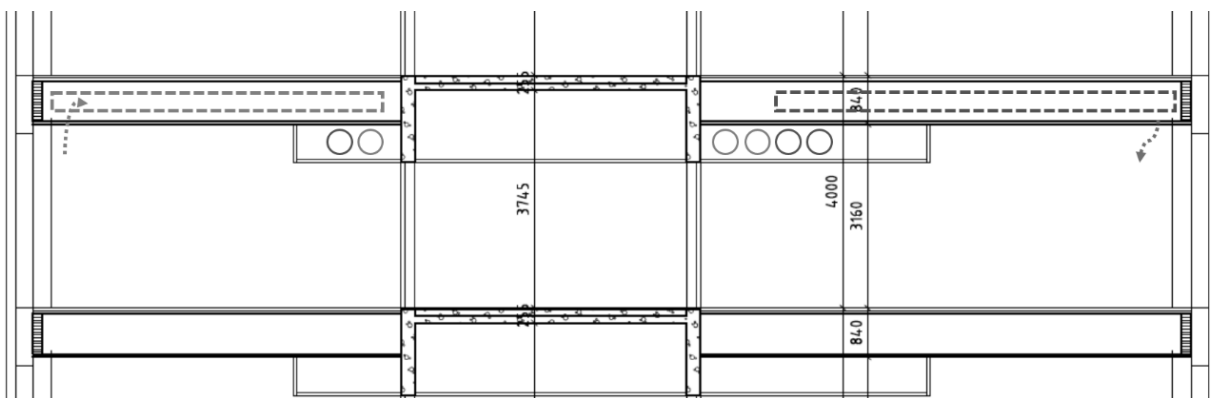


Figure 12: Representative cross section of the building, showing the ventilation distribution concept.
SOURCE: Stora Enso based on detail planning from SWECO.

3.3. LVL Rib Panel and Build-up

The optimal Rib Panel for this project was found without a bottom flange, in a total structural depth of 661 mm. A fire resistance of REI 60 was achieved by the double layer fire rated gypsum ceiling.

The required R'_{w} of and $L'_{n,w}$ of 52 and 63 dB respectively were achieved by an elastic fixing of the ceiling, 300 mm of mineral wool between the Ribs and a dry screed on impact sound insulation on the top. A visible wooden ceiling was not allowed by building authorities due to fire restrictions.

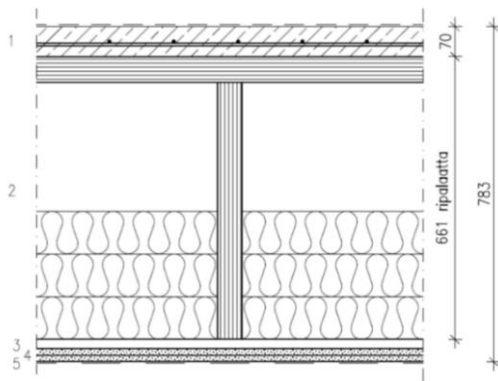


Figure 13: Section of a typical floor build up
SOURCE: Detail Planning by SWECO

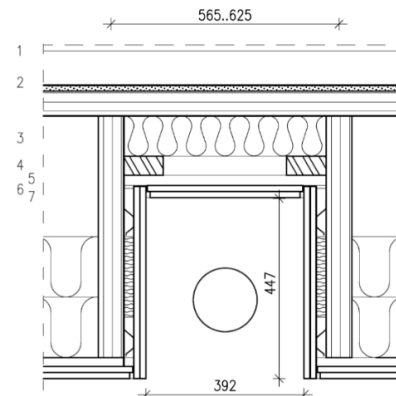


Figure 14: Section of the detail for integration of service distribution.

The use of an LVL based post and beam frame and an LVL Rib Panel results in a cost efficient solution: reduced weight and increased usable living area, allowing for an open space floorplan. The space between ribs allows for air and lightning distribution in the working space achieving a flat ceiling with hidden service distribution ducts, which helps compensating for the higher depth as compared to other standard floors.

4. Middle Spans with wooden timber based components

Open floorplans are a growing need in modern buildings, not only as an architectural tendency, but also because of the flexibility they allow in an increasingly changing environment. In the whole life cycle of a building, the possibility of alternative floorplans and layouts has a strong impact in a both economical and an environmental assessment, giving the building a chance to adapt to new tenants and needs without having to be demolished and rebuilt. Residential buildings demand for open living spaces, and the possibility of conversion of the building in a not-so-far future. A reduction of internal intermediate structural elements enhances the future possibilities. Office buildings are in essence flexible and open, as the tenants will redo the entire fit out and layout to fit their needs, therefore, a post and beam system with larger spans and grids increases the utilization possibilities.

Wooden construction has had difficulties in the past delivering solutions for medium span floors. Although they have been demonstrated technically sound since a long time, it has been difficult to prove their cost competitiveness against standard solutions. A direct comparison between timber based and concrete or composite floor panels rapidly indicates against it. However, a deeper comparison from different design perspectives and further costs implications seem to point in a different direction.

LVL Rib slabs allow for a fully dry construction method, reduce our building's material consumption along with weight and transportation costs. From a design perspective, when integrating other functionalities as the building service distribution, they can offer innovative and cost saving solutions.

As experience in the development of the Wood City projects suggest, LVL Rib panels could be the right answer.

Holz-Beton-Verbunddecken – Neue Erkenntnisse für die Bemessung von Decken mit grossen Spannweiten oder hohen Lasten

Simon Mönch, M.Sc.
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart
Stuttgart, Deutschland



Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart
Stuttgart, Deutschland



Holz-Beton-Verbunddecken – Neue Erkenntnisse für die Bemessung von Decken mit großen Spannweiten oder hohen Lasten

1. Motivation

Für mehrgeschossige Bauwerke und Industriebauten gewinnt die Holzbauweise zunehmend an Bedeutung. Damit steigen gleichzeitig auch die Anforderungen an die Konstruktion wie Spannweiten und Lasten, Brandschutz und Schallschutz. Aus diesem Grund werden immer öfter Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (HBV) gebaut. Diese entsprechen den hohen Anforderungen und bieten gleichzeitig ein sehr gutes Kosten-Nutzen-Verhältnis. Je höher die Steifigkeit des Verbindungsmittels in HBV-Konstruktionen ist, desto höher ist die gemeinsame Verbundwirkung einer HBV-Konstruktion, was gleichzeitig die Tragfähigkeit erhöht. Kerben (vgl. Abbildung 1.1 mit wichtigsten Parametern) verfügen als betongefüllte Einkerbungen im Holz über eine hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit.

Vorteilhafte Eigenschaften von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kerben sind neben hoher Tragfähigkeit und Steifigkeit, auch hervorragende bauphysikalische Eigenschaften bei gleichzeitig geringen Bauteilhöhen sowie einer optimalen Ausnutzung der spezifischen Baustoffeigenschaften. Bei Deckentragwerken, die üblicherweise auf Biegung beansprucht sind, werden die beiden Materialien jeweils entsprechend ihrer Eigenschaften eingesetzt. Der Holzquerschnitt befindet sich im Zugbereich und der Betonquerschnitt im Druckbereich. Dies ermöglicht Deckenkonstruktionen mit großen Spannweiten bzw. die Abtragung von hohen Einzel- und Flächenlasten.

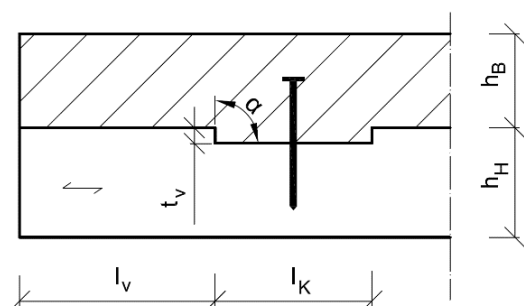


Abbildung 1.1: Kerbe mit wichtigen Parametern: t_v = Kervertiefe, l_K = Kerbenlänge, l_v = Vorholzlänge, h_H = Höhe des Holzes, h_B = Höhe des Betonelements, α = Neigungswinkel der Kervenflanke [1]

2. Push-Out- und Trägerversuche

2.1. Überblick

Um die Tragfähigkeit, die Steifigkeit und das Versagen von Kervenverbindungen zu untersuchen, werden üblicherweise Push-Out Versuche (vgl. Abbildung 2.1) durchgeführt. Die daraus resultierenden Werte können für die Bemessung von HBV-Decken sowie HBV-Brücken verwendet werden.

Insgesamt 20 Push-Out Versuche wurden innerhalb von 5 Versuchsserien im Jahr 2015 an der Universität Stuttgart von Kudla [1] im Rahmen eines ZIM-Kooperationsprojektes [2] durchgeführt. Dabei wurde die Geometrie der Kerbe variiert und Versuche ohne Schrauben, sowie Versuche mit verschiedenen angeordneten Schrauben durchgeführt. Das Versuchsprogramm wurde durch zusätzliche 9 Schub- sowie 9 Biegeträger mit variiertem Anordnung der Schrauben ergänzt. Um den Einfluss weiterer geometrischer Variationen zu untersuchen, wurden im November 2017 an der Universität Stuttgart zusätzliche 12 Push-Out Versuche innerhalb von 4 Versuchsserien durchgeführt [3]. Dabei wurde die Vorholzlänge l_v sowie die Orientierung der BSH-Lamellen variiert. In Kooperation mit der

Universität in Coimbra/Portugal [4] konnten 2018 weitere Versuche mit Kernen und einem im Vergleich zu den Stuttgarter Versuchen variierten Versuchsaufbau realisiert werden. Unter Berücksichtigung aller genannten Versuche und unter Berücksichtigung umfangreicher Literaturvergleiche [5] wurden Vorschläge für Werte zur Bemessung von Kernenverbindungen abgeleitet. Diese Vorschläge umfassen Werte für die Steifigkeiten von Kernenverbindungen in HBV-Verbundkonstruktionen sowie Vorschläge für entsprechende Randbedingungen wie Materialeigenschaften und Geometrie.

Ein neuer Teil zu HBV-Konstruktionen (CEN Technical Specification [6]) wird im zukünftigen Eurocode 5 hinzugefügt werden. Darin werden auch Regeln zu Verbindungen zwischen Holz und Beton und wichtige Eigenschaften von Kernenverbindungen enthalten sein. Die in diesem Referat dargestellten Ergebnisse tragen dazu bei. Mit den europäisch eingeführten Regeln wird es möglich sein, HBV Konstruktionen ohne große Diskussionen und besondere Zustimmungen bzw. Zulassungen auch im bauaufsichtlich geregelten Bereich zu bauen. Somit wird der wirtschaftliche Einsatz und die Verbreitung von HBV-Konstruktionen in der Praxis gesteigert.

2.2. Durchführung Push-Out-Versuche

Alle Versuchskörper der an der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche wurden aus Brettschichtholz (BSH) GL 24h nach DIN EN 14080 [7] mit BSH-Lamellen von 40 mm Breite hergestellt, vgl. Abbildung 2.1. Die Betongüte betrug in der Regel C30/37 nach DIN EN 1992-1-1 [8]. In allen Holzelementen der Push-Out-Versuchskörper waren Kernen in das Holz gefräst mit einer Tiefe von $t_v = 20$ mm, vgl. Abbildung 2.1 (b). Die Beton- und Holzkomponenten der Versuchskörper hatten die gleiche Breite von 200 mm. In den meisten der Versuchskörper wurde in Kernenmitte eine selbstbohrende Tellerkopfschraube SPAX 8,0 x 160 entsprechend der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-449 [9] angeordnet (vgl. Abbildung 2.1 (b) und Tabelle 2.1). In Abbildung 2.1 (c) ist die konstruktiv in die Betonelemente eingelegte Bewehrung, die in allen Versuchskörpern angeordnet wurde mit Durchmesser 6 mm dargestellt.

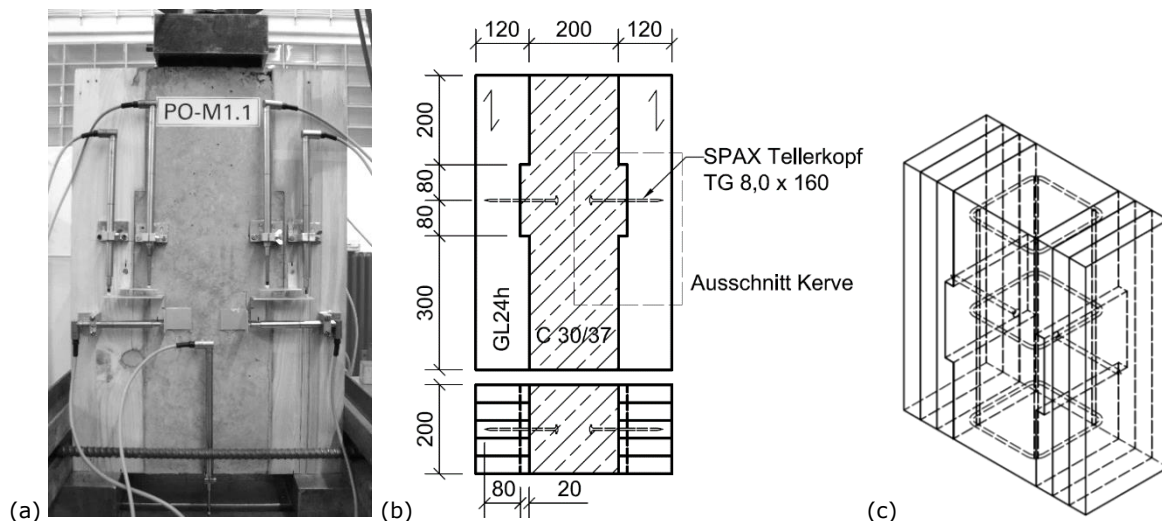


Abbildung 2.1: (a) Versuchskörper PO-M1.1 im Versuchsstand, (b) Vorderansicht und Draufsicht Test-Serie PO-1 oder PO-M4 mit Abmessungen in mm, (c) Isometrische Zeichnung Test-Serie PO-M3 mit Orientierung der BSH-Lamellen und Darstellung der Bewehrung

Insgesamt wurden 32 symmetrische Push-Out-Versuche innerhalb von 9 Versuchsserien durchgeführt. In Tabelle 2.1 sind die variierten Parameter der einzelnen Versuchsserien zusammengestellt. Alle Versuche innerhalb der Serien PO-1 bis PO-5, die im Jahr 2015 durchgeführt wurden, hatten eine Vorholzlänge von $l_v = 300$ mm. Dies entspricht der 15-fachen Kerntiefe. Innerhalb dieser fünf Versuchsserien waren die BSH-Lamellen aufrecht angeordnet (stehende Lamellen). In den im Jahr 2017 durchgeführten Versuchen (Serien PO-M1 bis PO-M4) wurde sowohl die Vorholzlänge als auch die Anordnung der BSH-Lamellen variiert. Um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten, wurde Versuchsserie PO-M4 der Versuche von 2017 mit gleicher Geometrie wie Versuchsserie PO-1, die 2015 durchgeführt wurde, hergestellt.

Tabelle 2.1: Überblick und Konfiguration aller durchgeführten Push-Out-Versuche in 2015, 2017 und 2018

Serien- Nummer	Anzahl Versuche	Länge der Kerbe [mm]	Schrauben in Kerbe	l_v [mm]	$l_v \triangleq$	BSH- Lamellen
PO-1	7	160	X	300	$15 \cdot t_v$	stehend
PO-2	3	120	X	300	$15 \cdot t_v$	stehend
PO-3	3	200	X	300	$15 \cdot t_v$	stehend
PO-4	4	160	-	300	$15 \cdot t_v$	stehend
PO-5	3	200	X*	300	$15 \cdot t_v$	stehend
PO-M1	3	160	X	300	$15 \cdot t_v$	liegend
PO-M2	3	160	X	160	$8 \cdot t_v$	stehend
PO-M3	3	160	X	160	$8 \cdot t_v$	liegend
PO-M4	3	160	X	300	$15 \cdot t_v$	stehend
C11**	3	160	X	300	$15 \cdot t_v$	stehend

* Zusätzlich angeordnete Schrauben vor der auf Druck belasteten Flanke der Kerbe

** Versuche durchgeführt an der University of Coimbra, Versuchsaufbau 10° geneigt und mit nur einer Kerbe

Versuchsserien im Jahr 2015 an der Universität Stuttgart: PO-1 bis PO-5

Innerhalb der Versuchsserien PO-1 bis PO-5 wurde die Länge der Kerbe variiert, vgl. markiertes Kervendetail in Abbildung 2.1 (b). Versuchsserie PO-1 mit einer Länge der Kerbe von 160 mm und einer Tellerkopfschraube in Kervemitte stellt den Standardfall dar. Für die Versuchsserien PO-2 und PO-3 wurde die Länge der Kerbe zu 120 mm bzw. zu 200 mm gewählt. Die ursprüngliche Idee hinter diesen Variationen war es, verschiedene Versagensarten in Beton und Holz hervorzurufen.

Während üblicherweise eine Schraube in der Kerbe angeordnet wurde (vgl. Abbildung 2.2), sind, um den Einfluss der Schrauben zu untersuchen, in den Kernen von Versuchsserie PO-4 keine Schrauben eingebracht worden. Um ein Abscheren des Vorholzes zu verhindern sowie um die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Kerbe zu steigern, wurden vor der auf Druck belasteten Kervenflanke in Versuchsserie PO-5 vier zusätzliche Schrauben angeordnet.

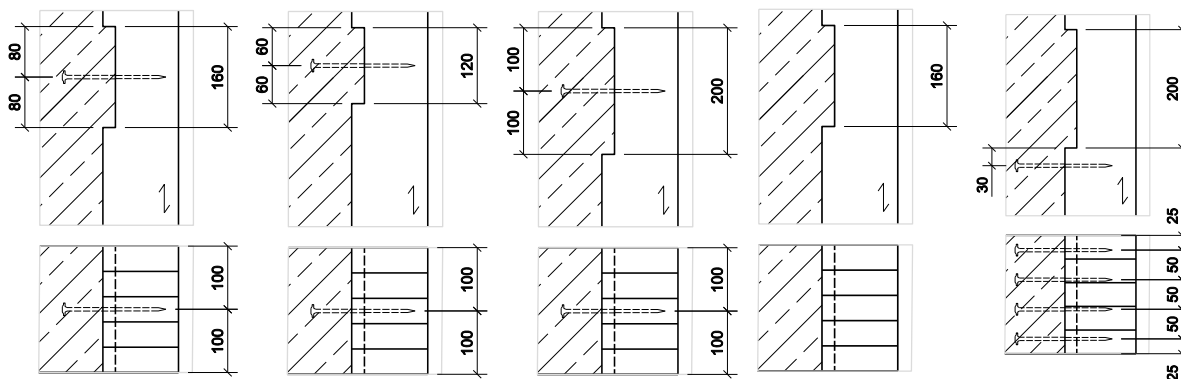


Abbildung 2.2: Überblick der fünf durchgeführten Push-Out-Versuchsserien im Jahr 2015, von links nach rechts: Versuchsserie Nr. PO-1, PO-2, PO-3, PO-4 und PO-5, Abmessungen in mm [1]

Versuchsserien im Jahr 2017 an der Universität Stuttgart: PO-M1 bis PO-M4

Abbildung 2.3 zeigt die Variation der geometrischen Parameter sowie der Orientierung der BSH-Lamellen der Versuchsserien PO-M1 bis PO-M4, die im November 2017 an der Universität Stuttgart durchgeführt wurden. Auch in diesen Versuchsserien wurden selbstbohrende Tellerkopfschrauben in der Mitte der Kerven angeordnet. Im Unterschied zu den anderen Versuchsserien wurden die Serien PO-M1 und PO-M3 mit liegenden BSH-Lamellen hergestellt. Für die Versuchsserien PO-M2 und PO-M3 wurde die Vorholzlänge auf die 8-fache Kerventiefe reduziert. In Abbildung 2.3 ist die mögliche Abscherebene des Vorholzes gestrichelt dargestellt.

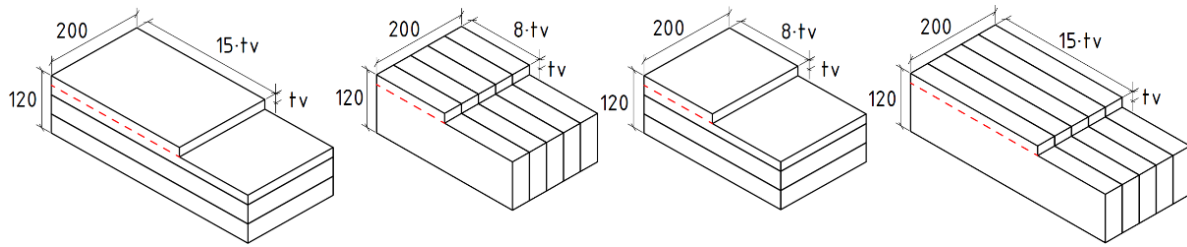


Abbildung 2.3: Überblick der vier durchgeführten Push-Out-Versuchsserien im Jahr 2017, von links nach rechts: Versuchsserie Nr. PO-M1, PO-M2, PO-M3 und PO-M4, mögliche Abscherebene des Vorholzes gestrichelt markiert, Abmessungen in mm [3]

Alle Push-Out-Versuche wurden verformungsgesteuert unter statischer Belastung durchgeführt. Dabei wurde die Maschinenkraft vertikal in der Mitte der Betonoberfläche aufgebracht. Alle Versuchskörper wurden auf Stahlplatten mit einer Breite von 80 mm, die unterhalb der Holzelemente angeordnet wurden, aufgelagert, um so für die Holzelemente der Versuchskörper ein Abscheren des Vorholzes nicht zu behindern (vgl. Versuchsaufbau in Abbildung 2.1 (a)).

Versuchsserie im Jahr 2018 an der University of Coimbra/Portugal: C11

Im April 2018 wurden im Rahmen einer Short Term Scientific Mission (STSM) in Zusammenarbeit mit Professor Alfredo Dias an der University of Coimbra/Portugal HBV-Push-Out- und Trägerversuche durchgeführt. Ziel war es, den Einfluss von Reibungseffekten auf HBV-Konstruktionen zu untersuchen [4]. Zusätzlich wurde durch eine Versuchsserie C11 ein anderer Versuchsaufbau von HBV-Push-Out-Versuchen mit Kerven und dessen Einfluss auf Steifigkeit, Tragfähigkeit und Versagensverlauf (vgl. Tabelle 2.1 und Abbildung 2.4) getestet. Die Breiten betragen dabei 500 mm für die Betonplatte und 200 mm für das Holzelement. Die Kerbe mit einer Breite von 200 mm und einer Tiefe von 20 mm entsprach dabei den Abmessungen der Kerven der bereits erläuterten Versuche an der Universität Stuttgart von 2015 und 2017.

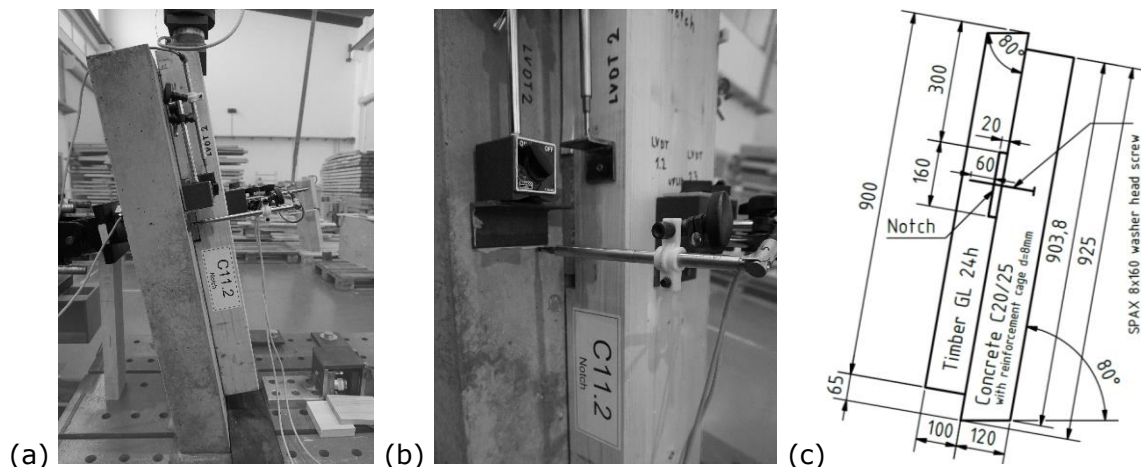


Abbildung 2.4: Um 10° geneigter Versuchsaufbau mit einer Kerbe, Serie C11: (a) Versuchsaufbau, (b) Detail der Kerbe mit duktilem Druckversagen, (c) Seitenansicht mit Abmessungen in mm

2.3. Ergebnisse der durchgeführten Push-Out-Versuche

Vergleich der Versagensarten und des Versagensverlaufs

Bei den insgesamt 10 durchgeführten Push-Out-Versuchsserien traten zwei grundsätzlich unterschiedliche Versagensarten auf. Alle Versuchsserien mit einer Vorholzlänge von $l_v = 15 \cdot t_v = 300$ mm (PO-1 bis PO-5, PO-M1, PO-M4 und C11) zeigten ein duktiles Versagen durch Druckversagen der Holzfasern der auf Druck belasteten Kervenflanke (vgl. Abbildung 2.5 (a)). Im Unterschied dazu zeigten alle anderen Versuchsserien mit einer Vorholzlänge von $l_v = 8 \cdot t_v = 160$ mm (PO-M2 und PO-M3) ein sprödes Versagen durch Abscheren des Vorholzes vor der auf Druck belasteten Kervenflanke (vgl. Abbildung 2.5 (b)). Alle Versuche mit duktilem Versagen wurden nach einer Stauchung von ca. 20 mm gestoppt. Das spröde Versagen der restlichen Versuchsserien trat bereits bei einer Stauchung von ca. 1,0 bis 1,5 mm auf.

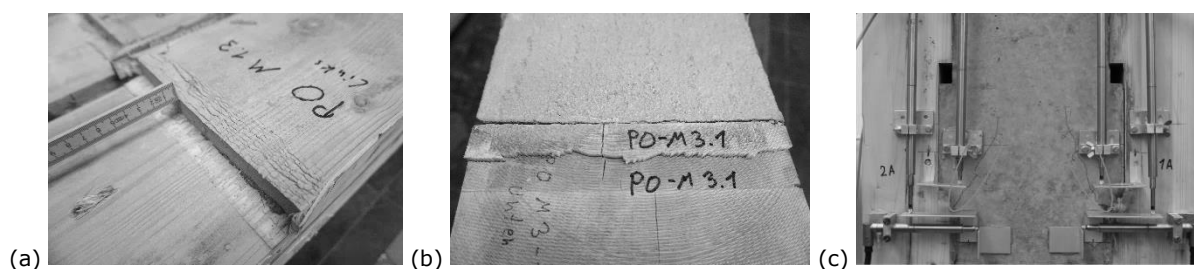


Abbildung 2.5: Versagensarten und Verlauf des Versagens: (a) Druckversagen des Vorholzes, (b) Abscheren des Vorholzes, (c) Betonversagen durch Risse ausgehend von der Ecke der auf Druck belasteten Kervenflanke

Als sekundäres Versagen traten kurz vor dem Erreichen der Maximallast bei allen 9 symmetrisch durchgeführten Versuchsserien (PO-1 bis PO-5 und PO-M1 bis PO-M4) schräge Risse im Beton auf. Diese starteten immer von der Ecke der auf Druck belasteten Kervenflanke im Beton (vgl. Abbildung 2.5 (c)). Tabelle 2.2 zeigt alle aufgetretenen Versagensarten.

Tabelle 2.2: Überblick der Versagensarten aller durchgeführten Push-Out-Versuche in 2015, 2017 und 2018

Serien-Nummer	Versagensart	Verlauf des Versagens
PO-1 bis PO-5, PO-M1 + PO-M4, C11*	Holz: Druck Druckversagen der Holzfasern im Vorholz	Duktile Stauchung der Holzfasern bis zu einer Verschiebung von ca. 20 mm, schräge Betonrisse kurz vor Erreichen der Maximallast
PO-M2	Holz: Abscheren Abscheren des Vorholzes (einzelne Lamellen nacheinander)	Sprödes Abscheren des Vorholzes nach einer Verschiebung von ca. 1,5 mm, schräge Betonrisse kurz vor Erreichen der Maximallast
PO-M3	Holz: Abscheren Abscheren des Vorholzes (entlang der gesamten Kervenbreite)	Sprödes Abscheren des Vorholzes nach einer Verschiebung von ca. 1,0 mm, schräge Betonrisse kurz vor Erreichen der Maximallast

* Für Serie C11 keine schrägen Schubrisse, da Betonplatte breiter als Holzträger

Bei einem Vergleich der Versagensarten der Versuchsserien PO-M1 (liegende BSH-Lamellen) und PO-M4 (stehende BSH-Lamellen) oder PO-M2 (stehende BSH-Lamellen) und PO-M3 (liegende BSH-Lamellen) zeigt sich, dass die Orientierung der BSH-Lamellen keinen relevanten Einfluss auf die Versagensart hat. Die Ergebnisse legen dagegen nahe, dass die Versagensart lediglich von der Vorholzlänge vor der auf Druck belasteten Kervenflanke abhängig ist.

Steifigkeit und Tragfähigkeit

Bis zu einer Stauchung von 1,0 mm zeigten alle Versuchskörper aller Versuchsserien anfänglich ein sehr ähnliches Tragverhalten. In Abbildung 2.6 sind dazu die Mittelwerte der Last-Verschiebungskurven für die Versuchsserien PO-1 bis PO-5 dargestellt, entsprechend in Abbildung 2.7 die Last-Verschiebungskurven für die Versuchsserien PO-M1 bis PO-M4. Alle Werte wurden mit vertikal angebrachten Wegaufnehmern im Bereich der Kerven gemessen. Um eine bessere Vergleichbarkeit zu gewährleisten sind die Diagramme in Abbildung 2.6 und Abbildung 2.7 auf die dazugehörigen maximal erreichten Lasten der jeweilig dargestellten Serien skaliert (662 kN/m für Abbildung 2.6 und 549 kN/m für Abbildung 2.7).

Grundsätzlich zeigten alle 10 Versuchsserien bis zum Erreichen von 70 bis 80 % der maximal gemessenen Last ein linear-elastisches Verhalten. Deswegen ist eine Unterscheidung der anzusetzenden Steifigkeiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit K_{ser} und K_u nicht sinnvoll. Anschließend an das linear-elastische Verhalten folgte ein stetiger Rückgang der Steifigkeit, bis schließlich ein nicht-lineares/plastisches Verhalten einsetzte. Dieses nicht-lineare Verhalten trat bereits bei einer geringeren Stauchung von deutlich unter 1,0 mm auf.

Für die Versuchs-Serien mit längerem Vorholz ($l_v = 15 \cdot t_v = 300 \text{ mm}$) zeigte sich immer ein duktileres Versagen durch Stauchung der Holzfasern in der auf Druck belasteten Kervenflanke (vgl. Abbildung 2.5 (a)). Dabei kann der Übergang vom linear-elastischen zum plastischen Verhalten durch das aufgetretene Holz-Druckversagen beschrieben werden. Als Folge traten Verformungen und schräge Risse im Beton auf. Die Versuchsserien mit variiertem Länge der Kerne (zwischen 120 mm und 200 mm innerhalb der Versuchsserien PO-1 bis PO-3) zeigten kein unterschiedliches Trag- und Steifigkeitsverhalten.

Innerhalb der Versuchsreihe PO-4 wurden keine Schrauben in der Kerne angeordnet. Dennoch zeigten die Mittelwerte der Versuchsserien PO-1 (mit einer Schraube in Kervenmitte) und Versuchsreihe PO-4 (ohne Schrauben) sehr ähnliche Steifigkeitswerte (vgl. Abbildung 2.6). Das heißt man kann keine Wirkung der Schrauben auf die Steifigkeit und das Tragverhalten feststellen.

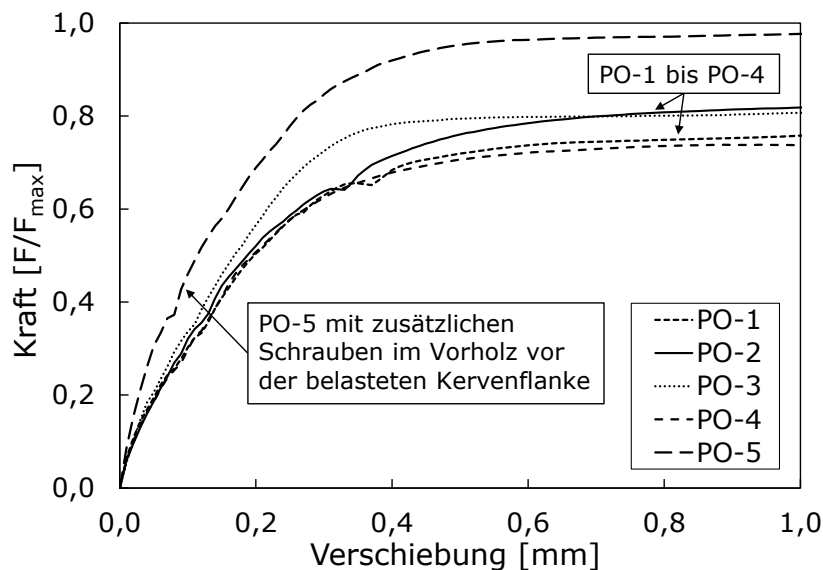


Abbildung 2.6: Mittelwerte der Last-Verschiebungskurven der Push-Out-Versuchsserien PO-1 bis PO-5, durchgeführt an der Universität Stuttgart im Jahr 2015

In Tabelle 2.3 sind die resultierenden Verschiebungsmoduli K_{ser} , die zwischen 10 % und 40 % der Maximallast entsprechend DIN EN 26891 [10] ermittelt wurden, als Mittelwerte für die jeweiligen Versuchsserien zusammengestellt. Zusätzlich sind die Mittelwerte der Maximallasten F_{max} für jede Versuchsreihe (für 1 m Breite) sowie die dazugehörigen Variationskoeffizienten angegeben.

Tabelle 2.3: Resultierende Mittelwerte der Verschiebungsmoduli K_{ser} und der Maximallasten F_{max} der Kerne pro 1 m Kernbreite für alle durchgeführten Push-Out-Versuchsserien in 2015, 2017 und 2018

Serien- Nummer	$l_v \triangleq$	BSH- Lamellen	K_{ser} [kN/mm/m]	Variations- koeffizient [-]	F_{max} [kN/m]	Variations- koeffizient [-]
PO-1	$15 \cdot t_v$	stehend	1.372	0,216	541	0,031
PO-2	$15 \cdot t_v$	stehend	1.571	0,151	602	0,053
PO-3	$15 \cdot t_v$	stehend	1.971	0,200	582	0,115
PO-4	$15 \cdot t_v$	stehend	1.629	0,265	509	0,041
PO-5*	$15 \cdot t_v$	stehend	2.816	0,177	662	0,057
PO-M1	$15 \cdot t_v$	liegend	1.327	0,060	549	0,080
PO-M2	$8 \cdot t_v$	stehend	942	0,009	473	0,014
PO-M3	$8 \cdot t_v$	liegend	813	0,380	462	0,034
PO-M4	$15 \cdot t_v$	stehend	1.133	0,168	516	0,026
C11**	$15 \cdot t_v$	stehend	922	0,083	518	0,066

* Zusätzlich angeordnete Schrauben vor der auf Druck belasteten Flanke der Kerne

** Versuche durchgeführt an der University of Coimbra, Versuchsaufbau 10° geneigt und mit nur einer Kerne

Ursprünglich wurden in Versuchsserie PO-5 zusätzliche Schrauben im Vorholz vor der auf Druck belasteten Kervenflanke angeordnet, um ein Abscheren des Vorholzes zu verhindern. Tatsächlich zeigte sich kein von den anderen Versuchsserien unterscheidbares Versagen. Es wurden jedoch höhere Werte für Steifigkeit und Tragfähigkeit erreicht. Die zusätzlichen Schrauben im Vorholz vor der auf Druck belasteten Kervenflanke führten zu einer Steigerung der Steifigkeit von + 80 % im Vergleich zu den Versuchsserien ohne Schrauben im Vorholz und zu höheren Tragfähigkeiten von + 20 %.

Innerhalb der Versuchsserien, die im Jahr 2015 und 2017 mit längerem Vorholz (entsprechend $l_v = 15 \cdot t_v = 300 \text{ mm}$) durchgeführt wurden, wurden Verschiebungsmoduli mit Werten $K_{ser} \geq 1.000 \text{ kN/mm/m}$ festgestellt. Die an der Universität Coimbra durchgeführten Versuche mit variiertem, schrägem Versuchsaufbau im Jahr 2018 mit gleicher Vorholzlänge resultierten immer noch in Werte nur knapp unter von 1.000 kN/mm/m . Die beiden Versuchsserien PO-M2 und PO-M3 mit kürzerer Vorholzlänge ($l_v = 8 \cdot t_v = 160 \text{ mm}$) erreichten im Vergleich dazu, siehe Versuchsserie PO-M1 und PO-M4, um 40 % geringere Steifigkeitswerte. In Tabelle 2.4 sind die Mittelwerte der jeweiligen ähnlichen Gruppen der Versuchsserien zusammengestellt.

Tabelle 2.4: Resultierende Mittelwerte der Verschiebungsmoduli K_{ser} und der Maximallasten F_{max} der Kerfen pro 1 m Kerfenbreite, zusammengefasst für die fünf relevanten Gruppen der Push-Out-Versuchsserien in 2015, 2017 und 2018

Serien- Nummer	$l_v \triangleq$	K_{ser} [kN/mm/m]	Variations- koeffizient [-]	F_{max} [kN/m]	Variations- koeffizient [-]
PO-1 to PO-4	$15 \cdot t_v$	1.571	0,240	551	0,082
PO-5*	$15 \cdot t_v$	2.816	0,177	662	0,057
PO-M1 + PO-M4	$15 \cdot t_v$	1.230	0,137	532	0,064
PO-M2 + PO-M3	$8 \cdot t_v$	878	0,220	472	0,027
C11**	$15 \cdot t_v$	922	0,083	518	0,066

* Zusätzlich angeordnete Schrauben vor der auf Druck belasteten Flanke der Kerfe

** Versuche durchgeführt an der University of Coimbra, Versuchsaufbau 10° geneigt und mit nur einer Kerfe

Abbildung 2.7 gibt die Mittelwerte der Last-Verschiebungskurven für die Versuchsserien PO-M1 bis PO-M4 wieder. Für die Versuchsserien mit längerem Vorholz (PO-M1 und PO-M4) zeigte sich ein sehr ähnliches Tragverhalten wie bei den bereits zuvor erläuterten Versuchsserien PO-1 bis PO-5 (vgl. Abbildung 2.6).

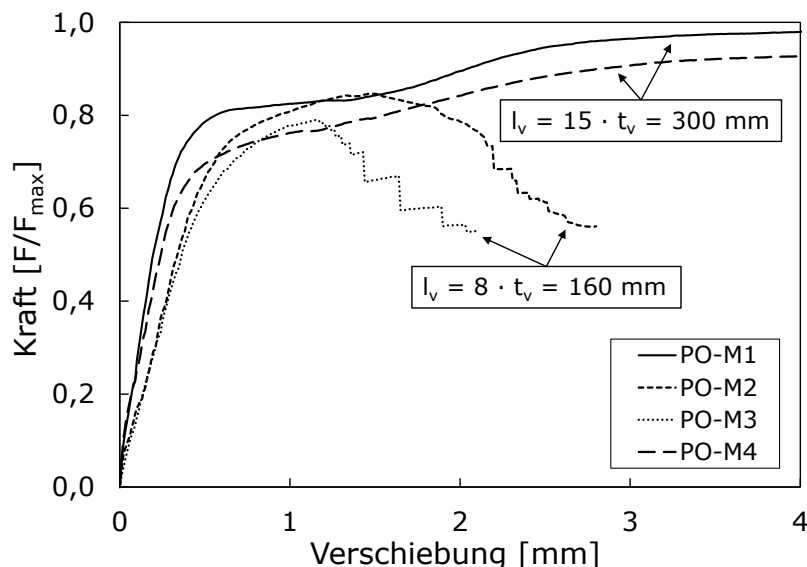


Abbildung 2.7: Mittelwerte der Last-Verschiebungskurven der Push-Out-Versuchsserien PO-M1 bis PO-M4, durchgeführt an der Universität Stuttgart im Jahr 2017

Dagegen unterschied sich für die Versuchsserien mit kürzerem Vorholz PO-M2 und PO-M3 (mit $l_v = 8 \cdot t_v = 160 \text{ mm}$) das Tragverhalten deutlich. Nach einem anfänglichen linear-elastischen Verhalten trat ein stetiger Abfall der Steifigkeit auf. Dieses nicht-lineare Verhalten dauerte nur kurz an. Bereits bei einer geringen Stauchung von 1,0 mm bis 1,5 mm versagte bei diesen Versuchsserien das Vorholz durch Abscheren spröde (vgl. Abbildung 2.7). Aufgrund des bereits früh aufgetretenen spröden Versagens der Versuchskörper in den Serien mit kürzerem Vorholz ($l_v = 8 \cdot t_v = 160 \text{ mm}$) ergaben sich neben den bereits erläuterten geringeren Werte der Steifigkeiten auch um im Mittel 13 % geringere Werte der erreichten Maximallasten (vgl. Tabelle 2.4).

Zusätzlich wurde in den Versuchsserien PO-M1 bis PO-M4 die Anordnung der BSH-Lamellen variiert (vgl. Abbildung 2.3). Ein Vergleich der resultierenden Steifigkeiten der Versuchsserien PO-M1 und PO-M3 (jeweils mit liegenden BSH-Lamellen) mit den Versuchsserien PO-M2 und PO-M4 (jeweils mit stehenden BSH-Lamellen) zeigt, dass die Orientierung der BSH-Lamellen keinen Einfluss auf die resultierenden Verschiebungsmoduli K_{ser} oder die Versagensart hat.

Die Zusammenstellungen der statistischen Werte in Tabelle 2.3 und Tabelle 2.4 zeigen, dass die Variation der resultierenden Werte der Verschiebungsmoduli K_{ser} deutlich oberhalb der Variationskoeffizienten der Maximallast liegt. Dies verdeutlicht, dass die maximale Kraft, die eine Kervenverbindung aufnehmen kann, deutlich klarer quantifiziert werden kann, als die stark streuenden Werte der Verschiebungsmoduli K_{ser} .

2.4. Trägerversuche

Parallel zu den 2015 durchgeführten Push-Out-Versuchen wurden insgesamt 18 Schub- und Biegeträger getestet. Bei den kürzeren Schubträgern wurde mit nur einer Kerbe je Seite ein deutliches Versagen in der Verbundfuge initiiert. Bei den längeren Biegeträgern mit 3 Kerven je Seite wurde auch ein gemischtes Biege-Schubversagen in Kauf genommen. In Tabelle 2.5 sind die wichtigsten Parameter dieser Versuchsserien dargestellt.

Tabelle 2.5: Überblick der Schub- und Biegeträger-Versuchsserien

Trägerart	Anzahl gesamt	Serien	Länge [m]	Kerventiefe [mm]	Kerven pro Träger	Vorholzlänge l_v [mm]
Schubträger	9	3	4,0	20	2	300
Biegeträger	9	3	6,0	20	6	300

Die Breite der Träger betrug einheitlich 400 mm und die jeweils 3 Serien der Schub- bzw. Biegeträger unterschieden sich durch die Anordnung der Tellerkopfschrauben in Kervenmitte, ganz ohne Schrauben und Schrauben hinter der Kerbe (Biegeträger) bzw. Schrauben zur Vorholzverstärkung (Schubträger) [1].



Abbildung 2.8: Biegeträger mit 6 Kerven (links) und Schubträger mit 2 Kerven (rechts)

Für alle 18 HBV-Trägerversuche innerhalb der 6 durchgeführten Versuchsserien zeigte sich dasselbe Versagen wie bei den bereits erläuterten Push-Out-Versuchsserien mit gleicher Vorholzlänge ($l_v = 15 \cdot t_v = 300 \text{ mm}$). Zuerst versagten die auf Druck belasteten Kervenflanken duktil durch Stauchung. Anschließend bildeten sich, ausgehend von der Ecke der belasteten Kervenflanke, schräge Risse im Beton.

3. Literaturvergleich und Parameterstudie

3.1. Ergebnisse aus der Literatur

Im Rahmen einer COST Action FP1402 wurde von Kudla [5] ein umfangreicher Literaturvergleich zu Kervenverbindungen für HBV-Tragwerke durchgeführt. Tabelle 3.1 zeigt einen Auszug dieser Ergebnisse zu Push-Out-Versuchen an HBV-Elementen mit Kerven. Darin sind Ergebnisse aus Versuchsserien mit vergleichbaren Versuchskörpern, vergleichbarer Geometrie und vergleichbaren Materialgütern enthalten. Neben den Materialgütern und den Geometriewerten der Kerne sind in Tabelle 3.1 auch die Versagensarten der einzelnen Versuchsserien aus der jeweiligen Literatur aufgelistet. Es zeigte sich, dass sowohl die Materialgütern, eine Variation der Materialeigenschaften, die Geometrie der Versuchskörper, die Position der Messeinrichtung, der Versuchsaufbau als auch das dazugehörige Lastprotokoll die resultierenden Werte der Verschiebungsmoduli K_{ser} beeinflussen kann.

Tabelle 3.1: Ergebnisse aus Push-Out-Versuchen mit Kerven und einer Kerventiefe von $t_v = 20$ mm, Auszüge aus einer Literaturstudie von Kudla [5]

Literatur	$l_v \triangleq$	Beton-Güte	Holz-Güte	K_{ser} [kN/mm/m]	Versagensart
Grosse (2005) [11]	$12,5 \cdot t_v$	C 35/45	Brettstapel S10 (C24)	1.602	Druckversagen des Betons / (Druck in Faserrichtung)
Schönborn (2006) [12]	$18,0 \cdot t_v$	C 25/30	GL 24h	1.368	Druck in Faserrichtung / (Schubrisse im Beton)
Michelfelder (2006) [13]	$12,5 \cdot t_v$	C 20/25	Brettstapel S7 (C16)	706	Abscheren Vorholz
Simon (2008) [14]	$12,5 \cdot t_v$	C 25/30	GL 28h	737	Druck in Faserrichtung / Abscheren Vorholz
Kuhlmann & Aldi (2010) [15]	$10,0 \cdot t_v^*$	C 30/37	GL 32h	1.757	Abscheren Vorholz

* $t_v = 40$ mm

Verglichen mit den eigenen Versuchsserien mit einer Vorholzlänge von $l_v = 15 \cdot t_v = 300$ mm zeigten die ausgewählten Tests von Schönborn [12] und Grosse [11] grundsätzlich sehr ähnliche Werte für die Verschiebungsmoduli K_{ser} (vgl. Tabelle 3.1). Im Unterschied dazu ergaben die resultierenden Verschiebungsmoduli K_{ser} aus Michelfelder [13] und Simon [14] geringere Werte, zeigten aber auch überwiegend ein Abscherversagen und nur zum Teil Druckversagen.

Vergleichsmessungen an den zweiten Versuchsserien der Universität Stuttgart im Jahr 2017 [3] zeigten größere Werte für K_{ser} für Verschiebungen, die im Bereich der Kerne gemessen wurden, zu Messungen im unteren Bereich der Versuchskörper. Bei den Versuchen von Michelfelder [13] wurden die Verschiebungsmoduli K_{ser} anhand von Wegaufnehmern, die im unteren Bereich der Holzelemente angeordnet wurden, ermittelt. Dies könnte auch eine Erklärung für die relativ geringen Werte sein.

In Kuhlmann & Aldi [15] wurde eine Kerventiefe von $t_v = 40$ mm untersucht. Dabei traten trotz eines Abscherversagens des Vorholzes höhere Werte für die resultierenden Verschiebungsmoduli K_{ser} auf (vgl. Tabelle 3.1). Weitere Literaturvergleiche von Kudla [5] zeigten, dass Push-Out-Versuche mit Kerven mit einer Kerventiefe von $t_v \geq 30$ mm zu höheren Werten für den Verschiebungsmodul im Vergleich zu Versuchen mit $t_v = 20$ mm führen.

3.2. Parameterstudie und Schlussfolgerung

Zusätzlich wurde eine Parameterstudie an einem Stabwerkmodell nach Rautenstrauch [16] für eine typische HBV-Decke durchgeführt. Dieses eignet sich speziell für diskontinuierlich angeordnete Verbindungsmittel wie Kerven. Das Stabwerkmodell wurde anhand von Versuchsnachrechnungen validiert. Das Ziel dabei war es, die Wirkung einer Variation des Verschiebungsmoduls K_{ser} von Kerven als Verbindungsmittel in HBV-Konstruktionen auf die maßgebende Durchbiegung und die inneren Schnittgrößen zu untersuchen [17].

In Abbildung 3.1 ist das Stabwerkmodell mit einer entsprechenden HBV-Decke dargestellt. Damit können Durchbiegungen, innere Schnittgrößen und vor allem die Schubkräfte, die durch die Verbindungsmittel abgetragen werden, genau ermittelt werden.

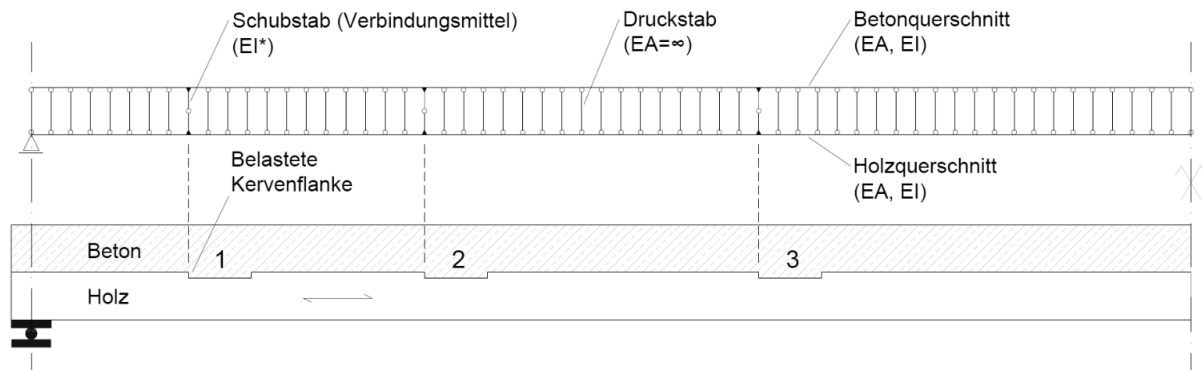


Abbildung 3.1: Stabwerkmodell nach Rautenstrauch et al. [16] mit Zeichnung einer HBV-Decke mit Kernen

Die Ergebnisse der Parameterstudie sind in Abbildung 3.2 dargestellt. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass je weiter außen die Kerven liegen, höhere Kervenkräfte auftreten. Verschiebungsmoduli einer Kerne mit Werten von K_{ser} unterhalb von 400 kN/mm/m führen zu stark sich verändernden inneren Schnittgrößen und Durchbiegungen von HBV-Decken (vgl. Abbildung 3.2, linkes Diagramm). Dagegen führen Werte über $K_{ser} = 1.000$ kN/mm/m nur noch zu vernachlässigbar kleinen Veränderungen der inneren Schnittgrößen und Durchbiegungen. Demzufolge sind gewisse Ungenauigkeiten bei der Annahme eines Verschiebungsmoduls in diesem Bereich akzeptabel.

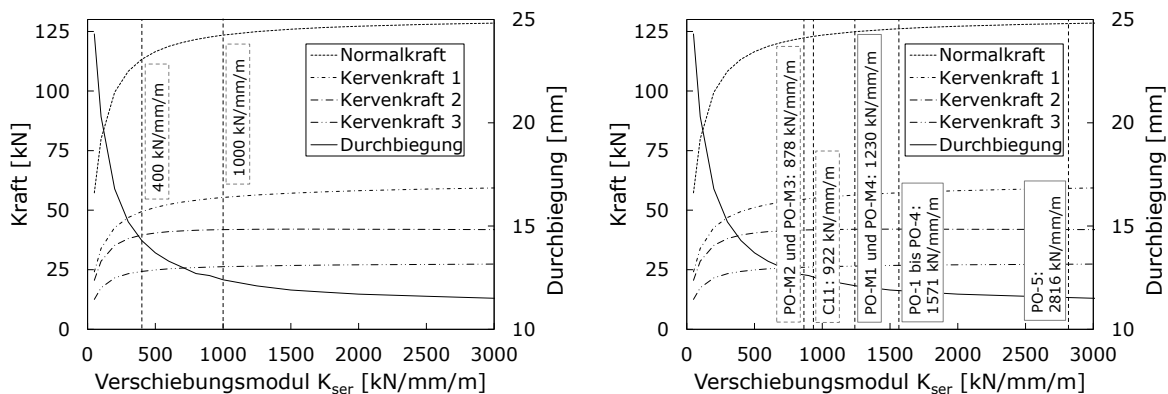


Abbildung 3.2: Ergebnisse der Parameterstudie an einer 6 m spannenden HBV-Decke mit 6 Kerven und 400 mm Breite aus Brettschichtholz GL 24h und Beton der Güte C30/37 mit einer jeweiligen Höhe von 120 mm. Normalkräfte, Kervenkräfte und Durchbiegungen in Trägermitte in Abhängigkeit eines variierten Verschiebungsmoduls der Kerne K_{ser} . Zwei relevante Steifigkeitswerte markiert (links) und Mittelwerte aus den Versuchsreihen markiert (rechts)

Der Vergleich der Ergebnisse der Parameterstudie mit den Mittelwerten aus den Versuchsreihen (vgl. Abbildung 3.2, rechtes Diagramm), zeigt, dass der überwiegende Teil der Versuchswerte oberhalb von $K_{ser} = 1.000$ kN/mm/m lag. Mit einer entsprechenden Angabe von K_{ser} ist also für diesen Parameterbereich eine zuverlässige Bestimmung von inneren Schnittgrößen und Durchbiegung möglich.

Während andere HBV-Verbindungsmittel wie Schrauben üblicherweise durch Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen geregelt sind, sind die wichtigsten Eigenschaften und Kennwerte von Kerven aktuell noch nicht geregelt. Es sollen aber Regelungen in die zukünftigen «Technical Specification on TCC structures for the new version of Eurocode 5» [6] integriert werden. Dazu werden im Folgenden in Abschnitt 4.2 Vorschläge zu wichtigen Parametern von Kervenverbindungen und dazugehörigen Randbedingungen für Materialgüten und Geometrie gemacht.

4. Zusammenfassung und Vorschläge für Werte zur Bemessung von Kervenverbindungen

4.1. Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden umfangreiche Push-Out- und Trägerversuche an HBV-Elementen mit Kerven als Verbindungsmittel vorgestellt, die in den letzten Jahren hauptsächlich an der Universität Stuttgart durchgeführt wurden. Insgesamt wurden 35 Push-Out-Versuche in 10 Versuchsserien und 18 HBV-Trägerversuche in 6 Versuchsserien durchgeführt. Dabei wurde neben einer Vielzahl von Geometrieparametern auch die Anordnung von Schrauben variiert. Zusätzlich wurden die Ergebnisse aus den eigenen Versuchen mit Ergebnissen aus der Literatur verglichen. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse und numerischen Parameteruntersuchungen konnten Vorschläge für relevante Parameter für die Bemessung von HBV-Elementen mit Kerven abgeleitet werden.

Es lassen sich die beiden grundsätzlichen Versagensarten (1) schlagartiges sprödes Versagen durch Abscheren des Vorholzes und (2) duktilen sich ankündigendes Druckversagen der Holzfasern in der auf Druck belasteten Kervenflanke unterscheiden. Für eine für HBV-Decken übliche Kerventiefe von $t_v = 20$ mm zeigten zahlreiche Versuchsserien mit einer Vorholzlänge von $l_v = 15 \cdot t_v = 300$ mm immer ein duktilen Versagen mit einem resultierenden Verschiebungsmodul von $K_{ser} \geq 1.000$ kN/mm/m. Für die Versuchsserien mit kürzerem Vorholz ($l_v = 8 \cdot t_v = 160$ mm) trat neben einer geringeren Maximalkraft auch überwiegend ein sprödes Versagen (Abscheren des Vorholzes) mit niedrigerem Verschiebungsmodul K_{ser} auf. Grundsätzlich ist ein sich ankündigendes duktilen Versagen einem schlagartigen spröden Versagen vorzuziehen. Aus diesem Grund wird eine Vorholzlänge von $l_v = 15 \cdot t_v$ empfohlen. Dies gilt auch für Kerven mit einer Tiefe von $t_v \geq 30$ mm wobei hier ein Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.500$ kN/mm/m vorgeschlagen wird.

Es zeigte sich, dass einzelne Schrauben im Bereich der Kerbe die Steifigkeit einer Kervenverbindung weder steigern noch sonst beeinflussen. Unabhängig davon wurde in den meisten Fällen eine Schraube in der Kerbe angeordnet, um eine Trennung der Verbundkomponenten zu verhindern. Als konstruktive Regel wird dies auch so empfohlen. Zusätzlich zeigten Versuche mit mehreren nahe nebeneinander angeordneten Schrauben vor der auf Druck belasteten Kervenflanke die Möglichkeit, damit die bereits schon hohen Steifigkeits- und Festigkeitswerte der Kerbe noch weiter zu steigern. Wegen der aktuell noch geringen Zahl der Versuche innerhalb dieser einzelnen Serie ist es aber nicht möglich, daraus eine praktisch anwendbare Bemessungsregel abzuleiten.

Die Variation der weiteren Parameter wie die Länge der Kerven l_k , die Orientierung der BSH-Lamellen, die Neigung der Kervenflanke α oder die Materialgüten von Holz und Beton zeigten entweder keinen entscheidenden Effekt oder es lagen nicht genügend unterschiedliche Versuche vor, um eine solche Wirkung zu quantifizieren. Aus diesem Grund sind die Empfehlungen für die Bemessung von Kervenverbindungen auf den tatsächlich untersuchten Bereich eingegrenzt.

4.2. Vorschläge zur Bemessung von Kervenverbindungen

Die folgenden Vorschläge zur Bemessung von Kervenverbindungen basieren auf umfangreichen Versuchsserien [1][2][3], die an der Universität Stuttgart durchgeführt wurden und einer ergänzenden Literaturstudie [5].

In Abhängigkeit von Werten für die Kerventiefe t_v von üblicherweise für HBV-Konstruktionen verwendeten Deckenkonstruktionen wurden Steifigkeitswerte der Kerven K_{ser} festgelegt. Für Kerven mit einer Tiefe von $t_v = 20$ mm wird ein Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000$ kN/mm/m und für Kerven mit einer Tiefe von $t_v \geq 30$ mm wird ein Wert von $K_{ser} = 1.500$ kN/mm/m vorgeschlagen.

Aufgrund einer nahezu konstanten Steifigkeit im Tragverhalten der Kerven bis beinahe zum Erreichen der Maximalkraft wird vorgeschlagen, die gleichen Steifigkeitswerte der Kervenverbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu verwenden ($K_u = K_{ser}$).

Die oben genannten Verschiebungsmoduli K_{ser} sollten unter den folgenden Randbedingungen, die sich hauptsächlich aus der begrenzten Anzahl an Versuchen ergeben, angewendet werden:

- Brettschichtholz (mindestens GL 24h) nach DIN EN 14080 [7] oder Brettstapelholz (mindestens C 24) nach DIN EN 338 [18]
- Beton (mindestens C20/25) nach DIN EN 1992-1-1 [8]
- Betonkörnung höchstens 16 mm
- Brettschichtholz-Lamellenanordnung «stehend» oder «liegend»
- Tellerkopfschrauben in der Kerbe ($D \geq 6$ mm) (als Konstruktionsregel um ein Abheben der Verbundkomponenten zu verhindern)
- Kerventiefe t_v mindestens 20 mm
- Länge der Kerbe l_N mindestens 150 mm und höchstens 200 mm
- Vorholzlänge l_v vor der auf Druck belasteten Kervenflanke mindestens $15 \cdot t_v$
- Neigung der Kervenflanke α zwischen 90° und 100°

Die Ergebnisse stellen einen Beitrag zum Entwurf der «Technical Specification» des Project Team CEN/TC 250-SC5.T2 [6] für die neuen HBV-Regeln in der nächsten Version des Eurocode 5 dar. Mit europäisch eingeführten Regeln wird es möglich sein, HBV Konstruktionen ohne große Diskussionen und besondere Zustimmungen bzw. Zulassungen auch im bauaufsichtlich geregelten Bereich zu bauen. Somit wird der wirtschaftlichen Einsatz und die Verbreitung von HBV-Konstruktionen in der Praxis gesteigert.

5. Danksagung

Die Untersuchungen im Rahmen des ZIM-Kooperationsprojektes wurden vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Die Autoren bedanken sich vielmals für die Unterstützung.

Dank gilt auch unserem ZIM-Projektpartner Pirmin Jung Deutschland GmbH. Unser Dank gilt außerdem der SPAX International GmbH & Co. KG für die Bereitstellung der Schrauben für die Versuchskörper.

Weiterhin bedanken sich die Autoren bei der European Cooperation in Science and Technology (COST) sowie bei Professor Alfredo Dias (University of Coimbra/Portugal) für die Unterstützung wie die Ermöglichung der Durchführung weiterführender Versuche.

6. Literaturverzeichnis

- [1] Kudla, K.: *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke*. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, ISSN: 1439-3751 Mitteilung Nr. 2017-2, Dissertation, 2017
- [2] Kuhlmann, U.; Mönch, S.; Kudla, K.; Götz T.; Volk, D.: *Entwicklung einer Schwerlast-Holz-Beton-Verbunddecke mit Bemessungsgrundlage*. ZIM Kooperationsprojekt KF3166401AT3 (Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf) und KF3154501AT3 (PIRMIN JUNG Deutschland GmbH), Mitteilung Nr. 2018-51X, Schlussbericht
- [3] Mönch, S.; Kuhlmann, U.: *Investigations on the effect of geometry in timber-concrete composite push-out tests with notched connections*. In: Seoul National University (Ed.): WCTE 2018, World Conference on Timber Engineering, Seoul (Republic of Korea), 20.08.-23.08.2018
- [4] Mönch, S.: *Influence of Friction on the Performance of TCC Structures*. Short Term Scientific Mission (STSM) at the University of Coimbra, Portugal, COST Action FP1402, University of Stuttgart, Mitteilung Nr. 2018-52X, 2018
- [5] Kudla, K.: *Notched Connections for TCC Structures as Part of the Standard*. Short Term Scientific Mission (STSM) at the University of Coimbra, Portugal, COST Action FP1402, University of Stuttgart, Mitteilung Nr. 2015-117X, 2015

- [6] Dias, A.; Fragiaco, M.; Harris, R.; Kuklík, P.; Rajcic, V.; Schänzlin, J.: *Technical Specification 3rd Draft – Structural design of timber-concrete composite structures – common rules and rules for buildings*. Eurocode 5: Design of Timber Structures, Project Team CEN/TC 250-SC5.T2, September 2017
- [7] DIN EN 14080: *Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen*. DIN – Deutsches Institut für Normung e.V., September 2013
- [8] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-1): Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN – Deutsches Institut für Normung e.V., 2011 mit deutschem Nationalem Anhang, 2013
- [9] DIBt: *SPAX Schrauben als Holzverbindungsmittel*. SPAX International GmbH & Co. KG. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-449: Deutsches Institut für Bautechnik, 2012
- [10] DIN EN 26891: *Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 1991
- [11] Grosse, M.: *Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Bauhaus-Universität Weimar, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Dissertation, 2005
- [12] Schönborn, F.: *Holz-Beton-Fertigteilelemente*, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck. Dissertation, 2006
- [13] Michelfelder, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, ISSN 1439-3751, Mitteilung Nr. 2006-1, Dissertation, 2006
- [14] Simon, A.: *Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2008
- [15] Kuhlmann, U.; Aldi, P.: *Ermüdungsfestigkeit von Holz-Beton-Verbundträgern im Straßenbrückenbau*. AiF/iVTH 15052, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Mitteilung Nr. 2010-60X, Forschungsbericht
- [16] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K.: *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Teil 1: Kurzzeittragverhalten*. Bautechnik 80 (8), p. 534 – 541, 2003
- [17] Mönch, S.; Kudla, K.; Kuhlmann, U.: *Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kernen – Tragfähigkeit und Steifigkeit*. In: Forum Holzbau (Hrsg.): Bauen mit Holz im urbanen Raum. 9. Europäischer Kongress EBH. Köln, 19.-20.10.2016
- [18] DIN EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2016

Outlook on the future design of timber-concrete-composite structures in the Eurocode

Alfredo Dias
University of Coimbra
Coimbra, Portugal



Jörg Schänzlin
Hochschule Biberach
Biberach, Germany



Outlook on the future design of timber-concrete-composite structures

1. Introduction

In recent years the advantages of timber-concrete-composite structures as increased stiffness and load capacity or improved sound insulation have been a motivation for a wider use of these systems in buildings (see [1]). In order to support this higher demand, clear rules and a common understanding, how to design timber-concrete-composite structure is essential. For this reason the existing knowledge was collected and summarized (see [2]). Within the work of CEN/TC250/SC/PT5.2 this knowledge was transformed into a Technical Specification, which, eventually will be the basis for a new part of Eurocode 5 [3] in the next generation of the Eurocodes.

In this paper the main contents of this Technical Specification as well as the main differences to the common design, according to the available guidelines and technical approvals are presented.

2. Range of application

Timber-concrete-composite structures show a large variability regarding the materials, the cross-sections, the connections that are used or even the design approaches that are followed. A main reason is that the development of the structure but also of the design procedures takes place independently in the different countries. However not all these have been based on sufficient research studies and therefore an appropriate scientific background it is not available. For these reasons not all the conditions, found in practice, are covered and many limitations apply has described below:

- Timber: The Technical Specification is linked to [3], consequently all wood based materials, which are allowed by [3], can be used. However limitations apply in specific conditions such as for example in the models provided to determine the mechanical properties of notch connections where a minimum strength class of C24 and GL24 for solid timber and glued laminated timber respectively is required.
- Concrete: The concrete is limited to following strength classes
 - Normal concrete: $\geq C12/15$; $\leq C60/80$
 - Light weight aggregate concrete: $\geq LC12/15$; $\leq LC60/80$
- For the notched connections design models mentioned before, the lower limit of the concrete strength class is set to C20/25 since no sufficient information for lower concrete classes is available.
- Reinforcement: For the reinforcement reference to [4] is made, so all types of reinforcement defined in [4] can be used within TCC-structures designed according to the technical specification-
- Service class: The use of timber is only encouraged in Service class 1 or 2. Despite of this the Technical Specification does not limit the application of TCC in Service class 3, except in the area of the joint between timber and concrete. This joint has to be detailed in such a way that the service conditions correspond to either to Service class 1 or 2, the intention is to prevent water penetration into the joint which is difficult to remove, leading to a reduction of both the durability and performance.
- Dimensions: The thickness of the concrete slab should be between 50mm and 300mm, while the intermediate layers should not exceed the thickness of 50mm.

3. Short term behaviour

3.1 Loads/actions

During the life time of a composite timber-concrete structure two types of loads will act:

- "Common" external loads as dead load, live load, snow loads, wind loads, etc.
- Eigenstresses caused by inelastic strains such as different temperature elongation, shrinkage and swelling of the timber and shrinkage of the concrete

In many situations the temperature variations effects and the swelling/shrinkage of timber are not relevant. The Technical Specification allows a simplification in such conditions typified as quasi constant climatic conditions. In practice these conditions are defined by:

- The initial moisture content is in the range of the final moisture content as already required in [3]
- The annual difference between the values of the maximum and minimum moisture content is lower or equal to 6%
- The maximum difference of the air temperature is lower or equal to 20°C.

This means that typical Service class 1 conditions, as well as, some conditions of service class 2 can be assigned to the quasi constant conditions. In these situations shrinkage/swelling of timber and the effect of temperature variations may be neglected. Despite the shrinkage of concrete has to be considered in the ultimate as well as in the serviceability limit state.

When the three conditions listed above are not met the surrounding conditions are assigned to variable conditions. In these cases the effects of the moisture variation and of the temperature variation have to be considered in the ULS, as well as, in the SLS. These additional inelastic strains are given by

- Temperature: The annual temperature variations as well as the variation between initial state and final state are defined in [5] and are already one common action in bridge design. In this case the temperature variations may be assumed constant over the cross section
- Shrinkage of concrete: The shrinkage of concrete may be obtained in Eurocode 2 [4].
- Shrinkage and swelling of timber: Similar to the temperature two different moisture variations have to be considered
 - Difference between the initial and the final moisture content
 - Annual moisture variations: The procedure of the determination of the annuals moisture content of a sheltered system with direct access of the air is given in annex A of the Technical Specification as described below.

The determination of the annual moisture variations can be done according to the following procedure, if more precise values are unknown:

- Identification of the climate zone according to the Köppen-Geiger-diagram (see Figure 1)

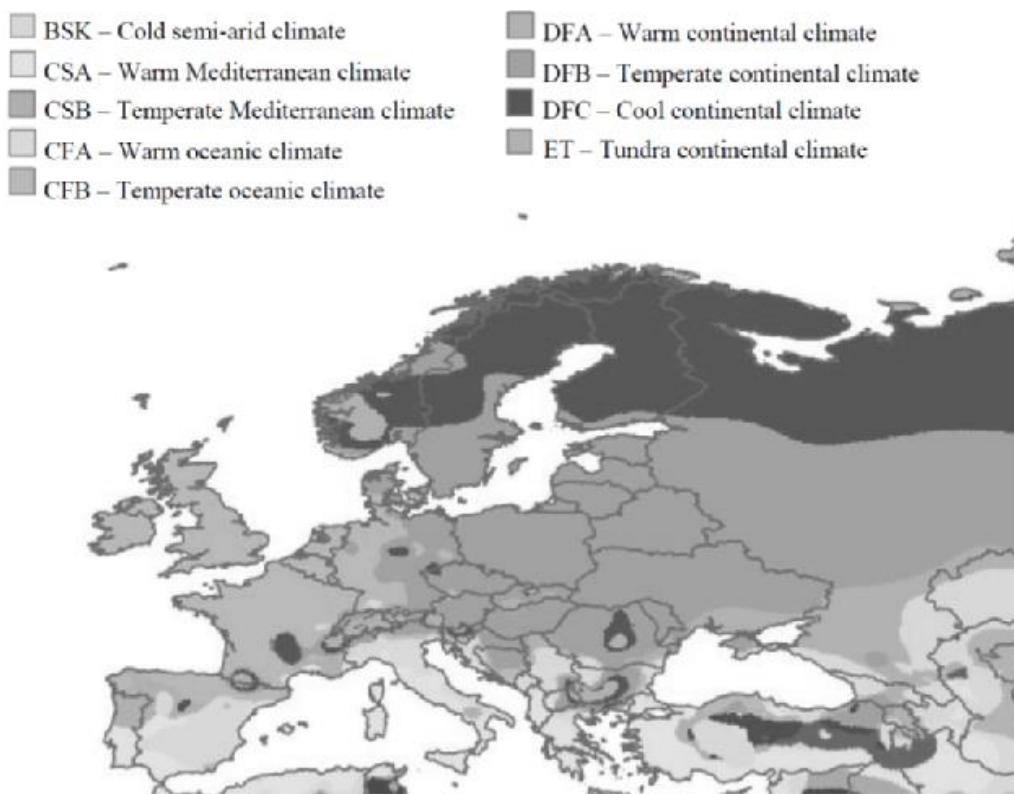


Figure 1: Köppen-Geiger-diagram (see [6])

- Determination of the moisture content by interpolating the values given in [6] (see Tab 1)

Table 1: Variation of the moisture content in % averaged over the cross section $\Delta mc = \max mc - \min mc$ (extract from [6])

Minimum of the width, or twice the depth of the timber cross-section (mm)			
Bez.	38	125	>300
Temperate oceanic Stuttgart, Zurich, Paris, London			
CFB	15%	9%	3%
Temperate continental Southern region Warsaw, Berlin, Munich, Prague			
DFB.2	15.5%	9%	3.5%

The values are under discussion

- Determination of the inelastic strain by

$$\epsilon = \alpha_{||} \cdot \Delta u \tag{1}$$

- ϵ effective strain caused by moisture variation
- Δu annual moisture variation determined according to Table 1
- $\alpha_{||}$ Coefficient of swelling/shrinkage
= 0,01%/‰ Δu according to [7]

It is important to mention that in the current technical approvals, available for various connection devices, the consideration of the variation of the moisture content is already required. The main difference between the Technical Specification and these technical approvals is in the way the moisture variation may be taken into account: i) by the global modification of the Modulus of Elasticity in technical approvals, ii) by an explicit load in the Technical Specification.

3.2 Modification factors

As for timber structures the influence of the moisture content and the time on the strength is taken into account with through modification factors of the strength the k_{mod} given in Eurocode 5 [3].

Concerning the connection, the concept of the connection between two timber based products with different k_{mod} -values is applied on TCC-structures, assuming that the k_{mod} -value of the concrete is the modification of the strength of concrete given in Eurocode 2 α_{cc} .

$$k'_{mod} = \sqrt{k_{mod} \cdot \alpha_{cc}} \quad (2)$$

3.3 Determination of the forces

3.3.1 Methods

The performance of the connection, especially the stiffness, influences the distribution of the forces within the cross section. Therefore the deformability of the connection has to be considered in the evaluation of the forces. Several analysis methods are available:

- Differential equation (see among others [8] and [9])
- γ -method according to [3], Annex B with the extension according to the Technical Specification, Annex B in order to consider the inelastic strains (see [10,11,6,12,13])
- Shear analogy method according to [14] (see among others [15] and [16])
- Modelling as strut&tie model (see among others [17])
- FE-modelling

The decision on the method to be used, depends on the system and the target of the modelling of the system. Often FE is used within the scientific framework whereas the γ -method or the strut & tie model are often used to model the two layered timber-concrete-composite systems. The technical Specification does not introduce any limitation on this issue.

3.3.2 Behaviour of the material in the short term

For the evaluation of the internal forces the mean values of the Modulus of Elasticity of the timber cross section as well as the concrete cross section in compression may be assumed. Cracking of concrete has to be considered in the analysis. This can be done by the introduction of a non-load bearing layer, representing the cracked area. The height of this layer is determined iteratively until no tensile stresses exceed the design strength in tension of the concrete (normally =0 N/mm²). The elastic behaviour in compression is also assumed when proofing the system.

The timber cross section is verified according to [3] by considering the interaction between the normal force and the bending moment in the timber cross section, as regular verification in timber members.

3.3.3 Compatibility

The verification of the TCC-cross section is done by the verification of the concrete cross section and the timber cross section separately. Additionally, the Technical Specification requires the check of the compatibility of the cross section.

For the verification of the concrete cross section, it is assumed, that the reinforcement yields and the strain caused by the stresses reaches -3.5‰. Therefore the strain at the reinforcement is greater or equal 2 ‰. This value is in the range of the maximum strain of the timber cross section, when reaching the strength of the timber (see Figure 2).

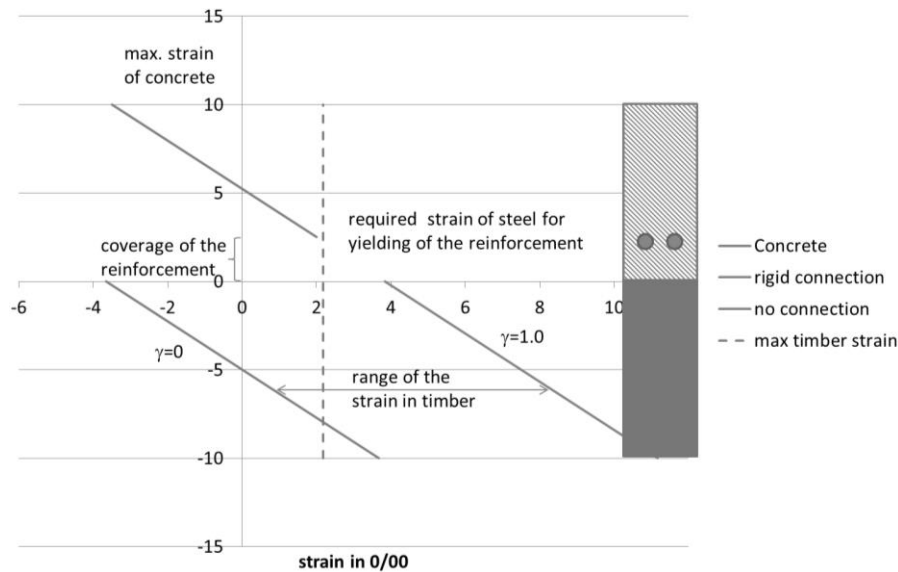


Figure 2: Strain distribution in the cross section

Since the timber cross section is installed underneath the concrete cross section in the tension zone, the strain in the timber cross section are larger than that in the reinforcement. Therefore, when considering the reinforcement as load bearing structure it has to be checked, which strain can be reached. In most of the cases, the reinforcement remains in an elastic strains due to this compatibility of the strains and the curvature of the concrete and the timber cross section.

3.3.4 Effective width

Often timber-concrete-composite structures are realised by connecting timber beams with a concrete slab. Due to the shear deformation of the concrete slab, the concrete slab cannot be activated fully over the complete width. In order to cover this influence an effective width is introduced. This effective width can be divided into the share caused by the normal force (= shell) and caused by bending. Since the reinforcement cannot be activated, only the share of the load distribution caused by normal force is considered. Comparing the different proposals available in existing standards, namely Eurocode 4 [2] and Eurocode 2 [4]. The proposal given in Eurocode 4 [2] shows a better correspondence to the shear lag, so the Technical Specification proposes to use the effective width according to it.

4. Connection devices

4.1 General

The connection mechanical properties can be obtained from: laboratory tests, models given in the Technical Specification or from the connections technical approvals. In order to avoid a separation between concrete and timber, a minimum uplift force of the concrete of 10% of the shear force, shall be considered in the design of the connection.

4.2 Dowel type fasteners installed 90° to the joint between timber and concrete

4.2.1 Load capacity

Since the theory according to [18] is derived by solving the equilibrium of forces at the joint, this theory can also be applied to connections in timber-concrete-composite structures. The input values on the timber side are the one given in [3]. The embedment strength in the concrete is assumed to be strength under local compression. Therefore the embedment strength is proposed to be 3x of its compressive strength. With this embedment strength the load capacity of the connection can be determined according to the equations given in [3].

4.2.2 Stiffness

In the model it is assumed that the deformation in the concrete is negligible when compared to the deformation in the timber cross section. A similar assumption is made for steel to timber-connection, for this reason the stiffness of a TCC connection with dowel type fasteners installed in 90° is the same of a steel-to-timber connection as given in [3].

4.3 Notched connections

4.3.1 Range of application

Since the existing studies on the load and deformation behaviour of notched connection do not cover the whole possible range of parameters, the application of the equations in Technical Specification are limited to following parameters (see Figure 3):

- Concrete strength greater or equal C20/25 with a maximum diameter of the aggregate size of 16mm
- Timber strength class greater or equal C24 and GL24 resp. or LVL according to EN 14374
- Geometry of the notch
 - Depth of the notch $h_N \geq 20\text{mm}$ for normal loads (e.g. in buildings) and $h_N \geq 30\text{mm}$ for normal loads (e.g. bridges, warehouses)
 - Length of the timber in front of the notch $l_v \geq 12.5 \cdot t_v$ for robustness reasons, however only $l_v \leq 8 t_v$, may be considered in the design as load bearing length
 - Length of the notch in the timber $l_N \geq 150\text{mm}$ and min. $12.5 t_v$
 - Diameter of the screw $\varnothing \geq 6\text{mm}$ in order to prevent uplift between timber and concrete
 - Inclination of the load transferring contact area

$$80^\circ \leq \alpha \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 115^\circ \\ 90^\circ + \theta \end{array} \right. \quad (3)$$

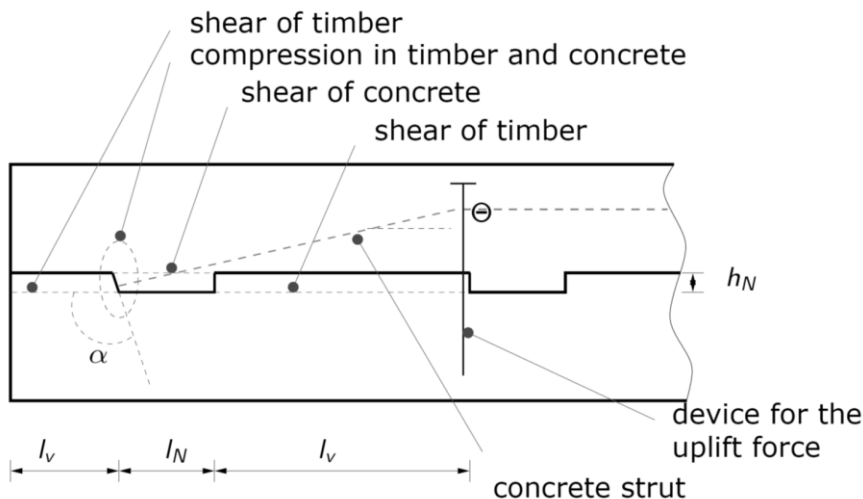


Figure 3: Notched connection

4.3.2 Stiffness

The stiffness of the notched connection is mainly determined by experimental and numerical models, since the load distribution in the anisotropic timber can hardly be described analytically (see [19] and [20]). The model proposed is based on the experimental data available for this connection type (equation 4).

$$K_{ser} = \begin{cases} 1000 \frac{kN}{mm \cdot m_{Breite}} & \text{für } t = 20\text{mm} \\ 1500 \frac{kN}{mm \cdot m_{Breite}} & \text{für } t \geq 30\text{mm} \end{cases} \quad (4)$$

The notched connection behaves more or less linear elastic until the failure. Therefore the stiffness in the ULS is the same as in the SLS and does not need to be reduced by a factor of 2/3 as for other TCC connectors.

4.3.3 Load capacity

The load capacity can be determined by evaluating the single failure modes (see [19], [21] and Figure 3). These failure modes can be determined by following equations:

$$F_{R,d} = \begin{cases} f_{v,c,d} \cdot b_N \cdot l_N & \text{shear of concrete} \\ f_{c,d} \cdot b_N \cdot h_N & \text{crushing of concrete} \\ f_{v,h,d} \cdot k_{cr} \cdot b_N \cdot \min(l_V; l_S) & \text{shear of timber} \\ f_{c,0,d} \cdot b_N \cdot h_N & \text{crushing of timber} \end{cases} \quad (5)$$

$F_{R,d}$ Design value of the load capacity

$F_{v,Ed}$ Design shear force between the timber and the concrete

$f_{v,c,d}$ „shear strength“ of the concrete

$$= \frac{v \cdot f_{c,d}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

v Reduction factor taking into account the effects of crack on the shear transfer

$$= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ [N/mm}^2\text{]}}\right)$$

k_{cr} Crack-Factor according to [3]

b_N Width of the notch

l_N Length of the concrete notch

$f_{c,d}$ Design value of the compressive strength of the concrete

Design value of the compressive strength of the timber member parallel to the grain

h_N Depth of the notch

$f_{v,d}$ Design value of the shear strength of the timber

l_V Length of the timber in front of the notch

l_S Length of the timber between the concrete notches

θ Inclination of the compressive strut

In addition to these failure modes an uplifting force should be considered in the evaluation. It depends on the assumed inclination θ of the concrete strut.

$$F_{\perp,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,1F_{E,d} \\ F_{R,d} \cdot \tan\theta \end{array} \right. \quad (6)$$

In the Technical Specification this inclination is defined as the inclination of the compressive strut between the contact area of timber and concrete and the anchorage of the device transferring this uplift force. The lower boundary of the inclination is limited by the following equations

$$\theta \geq \max \left(\begin{array}{l} \arctan \left(\frac{h_N}{2 \cdot (l_N + l_S)} \right) \quad \text{interaction between the notches} \\ \arctan \left(\frac{h_N}{l_N} \right) \quad \text{required width of the concrete strut} \end{array} \right) \quad (7)$$

The first boundary ensures that the interaction between the notches can be neglected, since the elements transferring the uplift force are installed in between the notches. The second boundary ensures that the thickness of the concrete strut is not influenced by the non-load transferring edge of the notch. So the position of the device transferring the uplift force can be chosen "freely" within these boundaries. With increasing distance of this device from the edge of the notch, the forces in the device can be reduced. However the load capacity of the notch is also reduced. So it is up to the designer to develop the appropriate solution to balance between the decreasing load capacity of the concrete and the decreasing uplift force with increasing distance.

5. Long term behaviour

5.1 Critical point in time or "stiffness attracts forces"

In structures, where the long term behaviour influences the load and deformation behaviour often the points in time $t = 0$ and $t = \infty$ ($\sim t=50$ years) are verified. The point in time $t=0$ is identified as that point in time where the design load (or relevant parts of this load) is applied on the structure.

If the courses of the development of the creep strains of timber and concrete are related to their final values and then compared to each other, it can be shown that the concrete creeps stronger within the first 3 to 7 years compared to the timber. This results to a time dependent change in the ratio between the stiffness of the concrete cross section and the stiffness of the timber cross section. Since stiffness attracts forces, the stresses mainly caused by bending increase in the timber cross section, whereas the stresses in the concrete are reduced. After that period concrete hardly creeps, so the timber cross section can transfer some stresses back to the concrete cross section when creeping. Therefore not only the points in time $t=0$ and $t = \infty$ but also the period of $t=3$ to 7 years have to be considered in the design process. This additional point in time leads to an extra effort in the design process. On the other hand often the SLS, namely the limitation of the long term deflection, governs the cross section dimension. Within the development of the Technical Specification studies were performed discussing the increase of the stresses at $t=3-7$ years related to the stresses at $t = 0$ and $t = \infty$. As result this additional point in time does not need to be verified, if the stresses in the timber cross section, obtained for the quasi-permanent combination are increased 25% in the verification. In this way the designer can decide whether this additional point in time has to be verified or may be neglected.

5.2 Creep of timber and concrete

Generally spoken the long term behaviour is often classified in the case "pure creep deformation" and "pure relaxation". In the case of "pure creep strain" the stresses are constant over time, where as in the cases with relaxation the total strain is constant over time. However, composite structures are somewhere in between. The long term behaviour cannot be classified as pure creep phenomenon since the creep deformation of the single components lead to stress redistributions within the composite cross section, resulting in non-constant stresses over the time. On the other hand, all components are deformable so the strain is not constant over time, which is necessary to classify the long term behaviour as a relaxation phenomenon.

This time dependent behaviour is not unique in timber-concrete-composite structures. [21] derived the solution for the effective creep coefficients for concrete structures when an additional layer of concrete is place on top of an existing concrete deck. [22] (see [23]) extended this procedure for timber-concrete-composite structures especially with regard to the deformability of the connection assuming a smeared stiffness along the joint between timber and concrete. In [11] the different temporal development of the creep strain was implemented into the existing procedure. So the effective creep coefficient can be analytically determined, taking into account all relevant parameters as cross section dimension, material properties and different temporal development of the creep strains. However these equations are not feasible for the daily design process. In the Technical Specification the approach indicated in steel-concrete-composite structures is adopted, so the material creep coefficients from the material standards [3] and [4] are modified by a factor ψ (see Table 2).

Table 2: ψ -factors for the evaluation of the effective creep coefficient for slab systems ($b_t = b_c$; $1/5 < A_{c,eff}/A_t < 1$) and beam systems ($b_t \ll b_c$; $1 < A_{c,eff}/A_t < 5$) in dependence on the composite coefficient γ_1 according to [3] Annex B

Concrete $\varphi = 3,5$; $k_{def} = 0,6$	Concrete $\varphi = 2,5$; $k_{def} = 0,6$	Timber in all cases
$\psi_c(t = 3 - 7a) = 2,5 - \gamma_1^{1,1}$	$\psi_c(t = 3 - 7a) = 1,9 - 0,6 \gamma_1^{1,1}$	$\psi_t(t = 3 - 7a) = 0,5$
$\psi_c(t = \infty) = 2,6 - 0,8 \gamma_1^2$	$\psi_c(t = \infty) = 2,0 - 0,5 \gamma_1^{1,9}$	$\psi_t(t = \infty) = 1,0$
Concrete $\varphi = 3,5$; $k_{def} = 0,8$	Concrete $\varphi = 2,5$; $k_{def} = 0,8$	Connection in all cases
$\psi_c(t = 3 - 7a) = 2,2 - 0,8 \gamma_1^{1,2}$	$\psi_c(t = 3 - 7a) = 1,7 - 0,5 \gamma_1^{1,1}$	$\psi_{conn}(t = 3 - 7a) = 0,65$
$\psi_c(t = \infty) = 2,3 - 0,5 \gamma_1^{2,6}$	$\psi_c(t = \infty) = 1,8 - 0,3 \gamma_1^{2,5}$	$\psi_{conn}(t = \infty) = 1,0$

For the point in time $t=0$ all ψ -values are equal 0
 γ_1 according to [3] Annex B

In order to evaluate the effects of the creep deformation the Modulus of Elasticity and the stiffness of the connection are modified by

$$E_t(t) = \frac{E_0}{1 + \psi_t \cdot k_{def}}; E_c(t) = \frac{E_0(t_{load})}{1 + \psi_c \cdot \varphi}; K = \frac{K_0}{1 + \psi_{conn} \cdot k'_{def}} \quad (8)$$

The effective creep coefficient of the connection can be determined by

$$k'_{def} = 2 \cdot k_{def} \quad (9)$$

The increase of the creep coefficient of the connection by the factor 2 is caused by the local high stresses in the range of the anchorage of the connection device.

Since creep and shrinkage interact and the effects of shrinkage are partly reduced by the creep deformation (\sim relaxation), the shrinkage value of concrete at $t=3$ to 7 years may be reduced to 60% of its end shrinkage value and for the point in time $t = \infty$ it may be reduced to 90% of its end value.

In propped constructions the shrinkage begins after the end of the post-treatment of the concrete, even if the system is still propped. The reason behind is the fact that the shrinkage leads to eigenstresses which cannot be reduced by creeping during the short period of propping. So the building process does not have an effect on the magnitude of the shrinkage value applied in the structural analysis.

6. Summary and Outlook

The load and deformation behaviour of timber-concrete-composite structures has been widely studied. As one output of these studies technical approvals of connections have been developed. These technical approvals also cover the design procedure, in many cases.

Nevertheless it is planned to introduce clauses about the design of timber-concrete-composite structures within the next generation of the Eurocodes. In preparation for this a Technical Specification has been developed and will be continuously improved, which could be the basis of a new part of [3].

This Technical Specification differs from the typical technical approvals in following issues:

- Loads: In the Technical Specification the loads and actions caused by different elongation of the composite members due to shrinkage, swelling or temperature changes are determined explicitly and are not covered in a global modification factor. So the design can be adjusted to the existing surrounding and boundary conditions. The required partial safety factors of these loads and modifications factors assigned to these loads are given in the Technical Specification
- Design method: One of the most popular design method is the so called γ -method given in [3] Annex B. Unfortunately this method cannot consider inelastic strains, so the Technical Specification Annex B provides an extension in order to cover the effect of different temperature elongation, shrinkage and swelling within this method, by transferring these inelastic strains in a fictitious load.
- Connections: In the Technical Specification design equations and provisions for dowel type fasteners, glued in rods installed perpendicular to the joint and notches are

given. Additionally, the required parameters for the application of the Technical Specification are defined, namely load capacity, stiffness in the ULS and SLS. So technical approvals of other systems can be "docked" to the provisions given in this Technical Specification.

- Long term behaviour: Concerning the long term behaviour it might be necessary to verify an additional point in time, if some limits are exceeded. The effect of stress redistributions on the effective creep coefficients will be covered by the modification of the material creep coefficient.

The Technical Specification is finalized as final draft of the Project team in April 2018. It can be the basis for a new part of [3] dealing with the design of timber-concrete-composite structures. Nevertheless the document is quite dynamic since different opinions and experiences from whole Europe will be considered, which sometimes contradicts each other. For these reasons is expected that there will be some changes in the document from the current status until the consideration in the new generation of the Eurocodes.

7. References

- [1] JUNG, P.: Holz-Beton-Verbunddecken in der Praxis und ihre Wirtschaftlichkeit. In: *Holz-Beton-Verbunddecken in Theorie und Praxis*, Hrsg.: Bau und Wissen, CH-Wildeg, 2012
- [2] DIN EN 1994-1-1: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [3] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [4] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [5] DIN EN 1991-1-5: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [6] DIAS, A.; FRAGIAOCOMO, M.; HARRIS, R.; KUKLIC, P.; RAJICIC, V.; SCHÄNZLIN, J.: Technical Specification – Final Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures / Project Team CEN/TC 250-SC5.T2. 2018.
- [7] DIN EN 1995-1-1 / NA: *Nationaler Anhang - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2013
- [8] FRIES, J.: *Beitrag zum Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (Mitteilung 2001-1), Dissertation, Dezember 2001
- [9] DABAON, M.; TSCHEMMERNEGG, F.; HASSEN, K.; LATEEF, T. A.: Zur Tragfähigkeit von Verbundträgern bei teilweiser Verdübelung. In: *Stahlbau* 62 (1993), S. 3–9
- [10] SCHÄNZLIN, J.; FRAGIACOMO, M.: Extension of EC5-Annex B formulas for the design of timber-concrete composite structures. In: *CIB-40-10-1*, 2007 (International council for research and innovation in building and construction– working commission W 18 – timber structures)
- [11] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003

- [12] DIAS, A.; FRAGIAOCOMO, M.; HARRIS, R.; KUKLIC, P.; RAJICIC, V.; SCHÄNZLIN, J.: Hintergrundbericht zur Technical Specification – Final Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures / Project Team CEN/TC 250-SC5.T2. 2018. – Forschungsbericht
- [13] DIAS, A. (Hrsg.); SCHÄNZLIN, J. (Hrsg.); DIETSCH, P. (Hrsg.): *Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4*. Shaker Verlag Aachen, 2018 <https://www.costfp1402.tum.de/home/>
- [14] KREUZINGER, H.: Flächentragwerke: Platten, Scheiben und Schalen; Berechnungsmethoden und Beispiele. In: *Brücken aus Holz* (1999), S. 43–60
- [15] SCHOLZ, A.: Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden Anwendung eines neueren Rechenverfahrens auf einem bewährten Lösungsansatz. In: *Bautechnik* 81 (2004), März, Nr. 3, S. 180–188
- [16] SCHOLZ, A.: *Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz*, TU München, Diss., 2003
- [17] GROSSE, M.; HARTNACK, R.; LEHMANN, S.; RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. In: *Bautechnik* 80 (2003), S. 534 – 541 und 693 – 701
- [18] JOHANSEN, K. W.: *Theory of timber connections*. In: International Association of Bridge and Structural Engineering 9 (1949), S. 249-262
- [19] MICHELFELDER, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, 2006. <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:93-opus-28911>
- [20] KUDLA, K.: *Kernen als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diss., 2017
- [21] KUPFER, H. ; KIRMAIR, H.: Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. In: *Bauingenieur* 62 (1987), S. 371–377
- [22] KREUZINGER, H.: *Verbundkonstruktionen Holz / Beton*. 1994
- [23] BLASS, H.-J. ; EHLBECK, J. ; LINDEN, M. v. d. ; SCHLAGER, M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. 1995 (T2710)

Use of tension rods in wood construction – 14 storeys – with laminated veneer lumber as shear walls: Lighthouse Joensuu

Mika Keskisalo
Karelia University of Applied Sciences
Joensuu, Finland



Use of tension rods in wood construction – 14 storeys – with laminated veneer lumber as shear walls: Lighthouse Joensuu

1. Introduction

Lighthouse Joensuu is a 14-story construction that is currently being built. After completion, it will be almost 48 meters tall being by then the highest wood building in Finland. The structure is being built mainly using wood elements. It is located at city of Joensuu at eastern part of Finland. It will provide 117 apartments for local students to live in. The builder of Lighthouse Joensuu is Student housing Company Joensuun Elli. Principal designer was Samuli Sallinen from Arcadia Oy Arkkitehtitoimisto and head of structural design was A-Insinööri, Tomi Rautiainen. The building is expected to be completed in autumn of 2019.

At case of Lighthouse Joensuu the self-weight of the building was relatively small compared to structures made of concrete or steel. At Joensuu there is a similar height and size concrete building which doesn't have any tension forces due to large self-weight. In the beginning of design process, it was also proposed to have core of the building made from concrete (elevator shaft/stairway) to add weight and stability to the building. This design option was however cut off by demand by the contractor for construction work to have the entire structure made of wood elements to have an environmentally friendlier option to concrete buildings and to see if it would be even possible to make.

After initial risk analysis with the Joensuu city building control it was determined that the building would be considered as an exceptionally demanding project and the buildings consequence class would be CC3. This would require further risk analysis procedure and the usage of external inspection during design and construction process. This procedure created demand for enhanced co-operation between project participants. In addition to regular meetings during the design and construction process it became necessary to hold also additional workshops to go through design principles, guidelines and demands which the new system of tensioned rods and high-rise wood building would bring to all participants of the project.

The structural design followed the Eurocodes and national annexes in areas where guidance was available in regards of loads and load combinations. However, the lack of available Eurocodes for tensioned wood wall structures and solid wood wall structures in general required some extra research of information at beginning of the project. Much of the needed information was however available at the ProHolz and WoodWorks guides which contained more detailed guidelines for CLT- and tie-down system structural design that the Finnish national annexes and Eurocodes lacked during that time.

The first option was to use large machine shop parts like in modular buildings. After discussions with designers and the crew at the building site it became obvious that having steel parts weighting more than 30 kilograms and being almost one meter in diameter is not going to ease the smoothness of work. The forces that were accumulated at the base levels of the building were then too big for traditional hold-down systems to be reasonable size or the amount of connections would be too large. So, it was time to move on in search of a more functional tie-down system.

The seemingly small weight of the wood building elements caused therefore large overturning moments induced by lateral loads, wind load mainly. And this in the other hand caused uplift forces to the individual LVL-X wall panels. The uplift forces needed then to be transferred directly from multiple levels to the foundation. The concrete base must also have mass and strength to resist these overturning forces. This led to usage of tension piles at the corner areas of the building and to a thicker concrete floor at first floor level. In other words, the first reinforced concrete floor acts as a stiff cube that provides the

upper floor mass and stability. After some brainstorming with the structural designers, worksite crew and structure designs external inspector it became obvious that tension rod system might be our best hope to make this building work for the sake of design and construction.

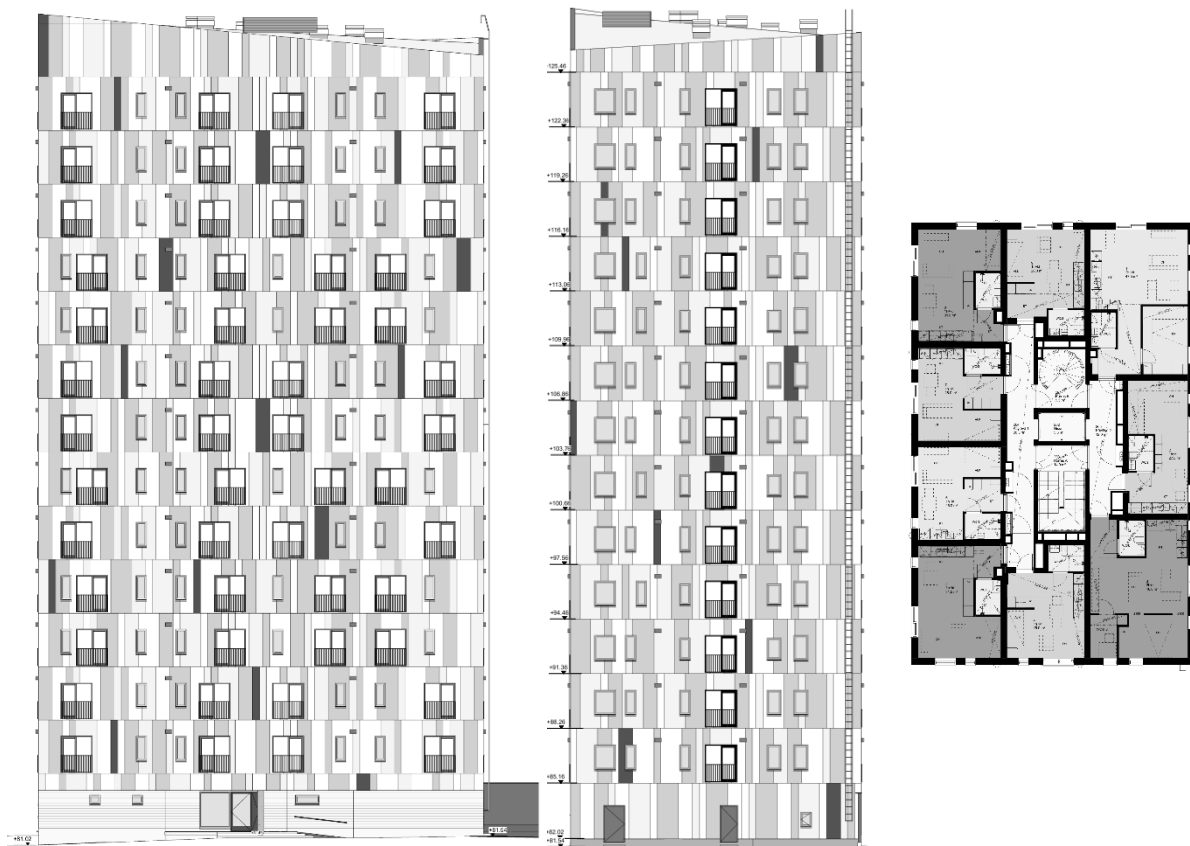


Figure 1: Elevations and a floor plan picture of Lighthouse Joensuu. Courtesy of Arcadia Oy Arkkitehtitoimisto

2. Structural system and materials

The same tie-down system that is in Lighthouse Joensuu is used mainly in the United States and Canada with light-frame, multi-story wood construction. In Europe the use of rod tie-down system seems to be in a smaller scale due to several reasons: lack of knowledge, few suppliers dedicated to wood tie-down systems, no planning guidelines specified for the wood tie-down systems in Eurocodes or at national annexes. This leads the designer to a search of planning guidelines outside Europe and to a need of local authorization for used design criteria in each wood high-rise building project. (I have included in the end some useful links to ease the pain for searching these planning guidelines.). At Lighthouse Joensuu the local authorization process was used for acceptance of new design methods. Some basis of design can however be taken from Eurocodes for post-tensioned concrete and steel parts because of the almost homogenous material properties of LVL-X.

The used tie-down system in case Lighthouse Joensuu is a skipped floor system or by other name called as discontinuous rod tiedown system. The skipped floor system means that shear walls are not restrained at each level. The number for restrained levels is maximum of three floors in Lighthouse Joensuu. The rods are unbonded and can move freely inside the LVL-X wall elements. The wall elements are post-tensioned after installation and act against overturning moments.

2.1. Materials used in Lighthouse Joensuu

The first level of the building consists of reinforced concrete floor, slab and walls. The pile foundation has SSAB RR170/10 and RD170/10-piles driven to the base soil. The RR-piles

are subject to compression and head of the piles and diagonal piles withstand also shear forces. The RD-piles in the other hand are to withstand compression/tension forces at corners and intersections where overturning forces cumulate the most when the tension rod forces are transferred to foundation level.

The rest of the shear walls including the lift and stairway shaft are made from Stora Enso LVL-X (laminated veneer lumber) wall elements. The levels 2-4 are made of LVL-X with thickness of 162 mm, levels 5-11 out of LVL-X thickness of 144 mm and the top levels 12-14 are LVL-X with a thickness of 126 mm. The number of LVL-X wall elements were 29 pcs/level with a total of 381 pcs for the whole building.

The floors of each level are made from Stora Enso CLT-panels (cross laminated timber) made of spruce with a Stora Enso LVL-S support beam that is connected with self-driven screws to LVL-X wall. The larger cut of pieces from the wall elements are used as a floor panels on the narrow hallway connecting the apartments. The stairs are also made from CLT-panel and the rises are CNC-machined in the CLT-panel. The number of CLT and LVL-X floor elements were 47 pcs/level with a total of 587 pcs for the whole building.

The walls and floors are connected with Rothoblaas TTN240 steel angle bracket against shear forces. Self-tapping screws are also used at LVL-X wall to wall and CLT floor to wall connections. The panels of LVL-X/ CLT are connected among themselves with a half-lap joint and self-tapping screws. The half-lap joints direction (upper/lower flange) is governed by the installation order to provide smoother installation of elements.

The overturning forces are handled by using tensioned SAS 670/800 22TR rods (bar) as a main mean of tie-down against occurring uplift forces. The ETA-approval for GEO structures was used in case of wood structures (ETA-13/0840 and ETA-13/0022). The rods were connected to the concrete base with Peikko SUMO- wall shoes. The tensioned rods also connect the separate levels together and for sake of construction safety and overall stability it was chosen that the levels would be restrained as stacks of three levels. Number of SAS 670/800 22TR rods were including the ones that are connecting to upper floors: levels 2-4 total of 94 pcs, levels 5-8 total of 59 pcs, levels 9-10 total of 45 pcs, level 11 total of 45 pcs, levels 12-14 total of 34 pcs. All tie-down system parts including wall shoes are standard parts only with the exception of bearing plates which were shop made separately. So they should be available quite easily for construction.

3. Structural design

The structural design and analysis were mainly done by hand calculations to have a better understanding of the affecting forces on the building. Distribution of impact to the LVL-X elements were calculated as individual wall sections without taking in consideration the combined cross-sections when done by hand calculations. Hand calculations were counterchecked by using Dlubal RFEM calculation in independent structural peer review by A-Insinööri, Kuopio designer Petri Rytönen. Then these results were compared side by side to pinpoint reasons that could cause the differences in results and behaviour of structure. The calculation methods and chosen theories were also part of workshops that were held with structural main planner Tomi Rautiainen, structure designs external inspector Juha Sieberg and me. These workshops were essential to be held also with other project designers to freely discuss ideas and methods to make the structure work in every aspect of design.

As a design rule the horizontal displacement of the building was limited to $H/500$ (H =height of the building). The calculation was done by hand as a mast wall which would contain the tie down displacement (caused by tension losses) due to reasons listed in chapter below. The estimation was ~ 60 mm if the rods tension losses would be at "worst case scenario" and when comparing this to RFEM-calculation result of ~ 40 mm (taking account the surrounding walls) It can be assumed that the rod tie-down guidance rule of North-America region is on secure side as overall when done by hand calculations.



Figure 2: Construction crew at work unloading a truck at Lighthouse Joensuu site. Courtesy of Rakennustoimisto Reijonen

It was decided also to use portion of friction from permanent impact with a relieving effect when calculating shear anchoring for wall, formula $V_d = F_d - 0,9 \cdot \mu \cdot G_k$ (this can be found from proHolz CLT design guide). Sliding friction $\mu = 0,2$ (LVL-LVL normally $\mu = 0,35$) which is on safer side taking in account e.g. sawdust or dirt if present at bottom of LVL-wall elements. The tensioned rods were not accounted to act as a permanent impact and therefore did not have relieving effect at walls. This way the design is on safer side even if the anchor nut would not be tightly against bearing plate. If it can be shown that the anchor nut will not be loose then it could be used also as permanent impact against shear forces. It has to be noticed that in Finland friction is rarely used with wood design at structural design companies. This is because of lack of it being mentioned in national design guides for wood.

3.1. Fire resistance and requirements

The Lighthouse Joensuu's fire design was done by Insinööritoimisto Markku Kauriala Oy by Mikko Salminen with KK-Palokonsultti Oy as external inspector for fire design. In time of the design of the building, national annexes (RAKMK E1) had fire design charts for wood-buildings of 8-story height. Therefore, it was needed to use functional fire design which took in account the actual fire loads that would be present at the building during use stage. At this time happened also the fire at tower block in London which created even larger concern for fire safety in high-rise buildings. Fire design overall and prevention of fire spreading during construction came also a key concern of workshop discussions and risk analysis.

The fire requirements for surface materials therefore led to a situation where the wall faces do not have wood as visible surface. The wood structures, connections and rods are covered and encapsulated with Saint-Gobain, Gyproc gypsum board and Paroc rock wool insulation (thickness >30 kg/m³). The shafts and MEP-design installations were ensured by providing sufficient fire barriers as well. The building was also equipped with sprinkler system (OH1-class) designed by Fire Designer Tea Nieminen of Kauriala Oy. And it was shown with functional fire design that building would withstand the fire even if the sprinkler systems would fail. Therefore, it can be said that the building will withstand the fire even if the fire load would be burnt out being equal or even better compared to building build using other materials.

Class requirements for load-bearing and substructure structures	
Structure	Class requirement
Wood Structures, levels 2-14	R90
Staircases and landings	R30
Storage area at first floor	R120
Other areas at first floor	R120
Vertical shafts if part of load-bearing structure	R120
Integrity and insulation requirement as a rule	EI60
Integrity and insulation requirement for storage unit in first floor	EI90
Windows and doors	Half of structures class requirement
Surface material class requirements	
Interior surfaces of load-bearing structures	A2-s1 (K ₂ 30)

Figure 3: Class requirements for load-bearing and substructure structures

3.2. Acoustic design

Because of fire requirements for wood structures it became apparent that this could provide sufficient separated layer structures for impact and airborne insulation as well. A-Insinöorit Oy, Mikko Kylliäinen, also tested the structure types with acoustic simulation to provide support for structural designers. At Lighthouse Joensuu the load-bearing structures were not separated by means of vibration isolation ribbons. This was a conscious choice to reduce tension losses at rods and to decrease deformation of the structure.

4. Structural tiedown with tension rods

4.1. Design of tension rod forces and locations

To determine the location and number of tension rods for each wall the overturning moment calculation was applied. This means that the shear forces and moments caused by wind and eccentricity of walls cause overturning moments. To prevent the wall from overturning it has supporting moments caused by stabilizing forces. These stabilized forces are self-weight ($0,9 \cdot G_k$) and the tension force at rods ($0,9 \cdot F_{u,d}$), these forces affect by their individual torque arms. The wall has to be checked for both directions of affecting force (wind+eccentricity). It was also checked that the tension rods are placed symmetrically in respect of the centre of geometry of the undivided wall. Symmetry rule for placement is thereafter applied to whole building taking in account the centre of gravity by shear wall placement.

The tension forces and self-weight of individual walls were also transferred between elements by having steel angle brackets that had sufficient capacity to help their intersecting walls against overturning. This way at some exterior wall lines there was no need to add additional tension rods because they could share the same tension rod that had enough capacity for both intersecting walls. Alternatively, the wall that is collecting most of the dead weight loads could share its dead weight if it had excessive amount of it to be shared to other walls against overturning. The service limit states tension force against overturning is the value including all the tension losses (in Lighthouse Joensuu case ~ 170 kN). At ultimate limit states, the used tension force is the same that was obtained during restraining phase (in Lighthouse Joensuu case 216,4 kN). In Lighthouse Joensuu the vertical wall connections are also able to connect the walls together even at accidental situation and to prevent progressive collapse.

Discontinuous rod tiedown system load path function principle (similar to continuous tiedown system load path)

- The end post deliver the sheathing load to the top plates and bearing plates
- Bearing plate transfers the load through a nut into the rod system
- Rod system transfer the load from the plate through tension in the rods to foundation.

The text above is a direct reference to “Strong-Rod Systems Seismic and Wind Restraint Systems Guide”. In the end after some reading and searching, the basis of design can be done therefore by following the basic guidelines of overturning moment calculation. But it must be recognised that the tie down deformation/displacement accumulates from the skipped floors to the lowest story of a set of skipped- stories.

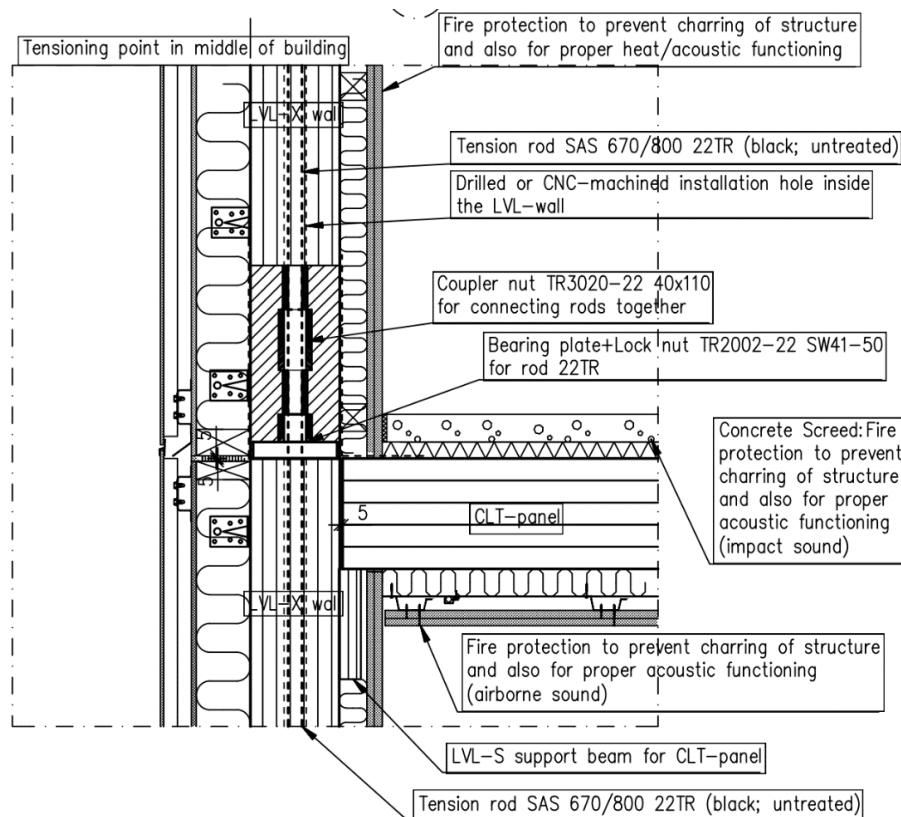


Figure 4: Detail of a tensioning point in middle of the building. Courtesy of A-Insinööri Oy

4.2. System deflections and tension losses

There are however, some key considerations when designing the tension rod tie-down system. In case of skipped floor system, the total deflection of the system affects the total displacement of the wall as well. Tension losses can be then divided to instantaneous and mid-term or long-term losses.

The total system deflection and tension losses in rods are a sum of multiple factors:

- Tie-down rod elongation ($\Delta_{rod} = PL/A_nE$)
- Tie-down rod heat expansion
- Tie-down rod diameter and spacing within the LVL-X element
- Positive connection in rod couplers
- Bearing plate rotation
- Bearing plate crushing
- Bearing plate bending and deflection
- Wood member shrinkage and swelling
- Wood member heat expansion (almost minimal effect)
- Long term creep of building
- Settling of wall elements
- Stiffness and deflection of wall element from lateral loads

Instantaneous losses occur during the tensioning process with hydraulic jack in the tensile length of rod: settling of wall elements, rod couplers settling, bearing plate bending and deflection, bearing plate crushing, bearing plate rotation (if friction between parts is small). At case lighthouse Joensuu the reported settling of the building was ~3 mm for stack of three floors restrained based on measurements done by Karelia University of

Applied Sciences. The installation crew of Naulankanta reported that the coupler settling was 2 mm for stack of three floors. This affected the initial value of calculated tensile length of rod and was adjusted to match these observations.

Mid-and long term losses occur mainly for: wood member heat expansion, deflection of wall element from lateral loads, wood member shrinkage and swelling and of course long-term creep. The wood members tend to swell before heating is applied indoors because of the moisture of delivered wood elements is 10-14 % for CLT and 8-10 % for LVL-X. This means that the timber moisture is in construction stage close to +2-5 % depending of exposure time to outdoor air humidity (RH-%). And after restraining the LVL-X wall element shrinks back to 10-12 RH-% after indoor heating is applied which has to be taken in account when determining total system losses of tie-down system.

At the moment the limitations and recommended values are for light-frame wood construction in the "AC308 Acceptance Criteria for Continuous Rod Tie-Down Runs and Continuous Rod Tie-Down Systems Used to Resist Wind Uplift". These values were used as a guidance when designing the Lighthouse Joensuu. The total system deflection has to be taken in account when considering the tie-down rod diameter and spacing within each LVL-X wall element.

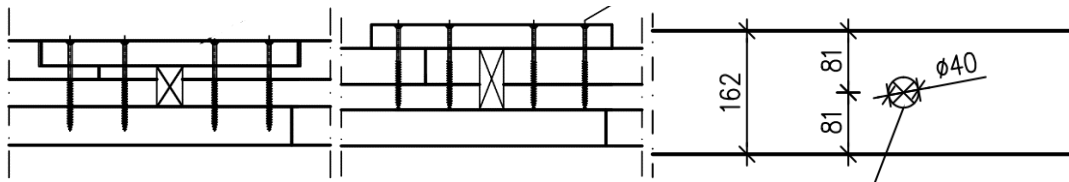


Figure 5: Installation hole options for SAS 670/800 22TR rod to be placed inside the LVL-X wall. Courtesy of A-Insinööri, Joensuu

4.3. Installation and placement of rods

The rods are placed inside the wall element by having either a drill hole through the element or with a CNC-machined T-shape or notch CNC-machining on the face of the element with an LVL-S spline glued and screwed on the face to cover the rod. The size of the installation hole weakens the wall element itself to certain degree and reinforcement has to be considered if LVL-X manufacturing defects are present near the hole. The drill used for making the holes also tends to start drilling between LVL-X multiples of veneer or start drilling in an angle causing angular deviations. However, when using a rod installation hole that is large enough in comparison to the rod size the small deviations are acceptable.

Rod height was chosen to match with the wall element height so that installation of rods would be easier and if needed the rods could be changed within each level. This meant that rods would be connected at each level with a coupler nut. The tensioning of rods is done with a hydraulic jack so that tension is first done as 20 % of final applied tension force and length deformation is measured. Then the rod is tensioned to 100 % having the designed tension force applied to the rod (The maximum tension force used was 241,8 kN/rod and for designed tension force 216,4 kN/rod). Individual walls would be restrained in a "zig zag" fashion so that any side would not have excessively more tension force applied than the opposite side. The restraining order for building was determined so that the tensioning would start from middle of the building and the building would be equally tensioned relative to the centre of gravity. This could be easily imagined as a "water drop" causing circular wave starting from centre of gravity.



Figure 6: Restraining done from top of the wall with LVL-X wall installed afterwards.
Courtesy of Rakennu-stoimisto Reijonen

The bearing plate system consisted of standard parts listed below and the supplier and installation crew for these parts was Naulankanta Oy:

- Tension rod (bar): SAS 670/800 TR22, black (untreated)
- Bearing plate: According to structural design
- Anchor nut: TR2002-22 SW41x50
- Coupler nut with set screws: TR3020-22 40x110
- Peikko SUMO30P and Peikko SUMO39P for concrete connections

5. BIM (Building Information Model)

BIM maturity level 2 was used throughout of the project. BIM-modelling rules and guidelines were agreed at the beginning of the project between designers. BIM-modelers and designers also worked in co-operation to have equally matched coordinates and levels.

In this project we also almost got to the BIM level 3 with architect and structural engineer using the same program of Autodesk Revit. The use of single shared model was not accomplished this time due to the differences at the used Revit versions, but this could have been possible quite easily in the end by having a shared cloud service.

The main way on communication was done with IFC files between designers and by comparing the data with the help of BIM-coordinator Jesperi Vara from Arcadia Oy Arkkitehti-toimisto. Only the first floors concrete structural plans were done with traditional 2D-CAD at BIM maturity level 1. Most of details and section pictures were done with traditional ways as well.

The process itself was smooth for designers because we all were doing the design by using BIM-models. This enabled that the printed documents added up with the BIM-models and most of the geometry differences and clashes between model objects could be tracked down from the combination model as they might occur.

The biggest advantage was however, the ability to use the Autodesk Revit model directly to get the CNC-machining files and Bill of Materials out of the BIM-model. The ability to monitor changes and copy model elements between BIM-models was an eye-opening experience. The time saved by using this method was countless hours of repetitive work and leaved time for actual design of the building. In means of BIM dimensions the project was therefore at 5D-level (4D- level was achieved by noticing the installation order in modelling of e.g. half-lap joints).

However, if the manufacturer of LVL/CLT- elements is placed at different location than the CNC-machining company this creates different requirements for the BIM-element design process. There are then two main lines to follow. Firstly, the designer has to provide at early stages the data for master panels and maximum dimensions to be used. At this stage the elements are split to contain coarse detailing e.g. support beams and large openings. This way the factory can start production of needed materials for the next phase. The manufacturing of needed master panels is undergoing, and the designer continues the more detailed design of elements. In this next phase designer adds all the data from other designers including inlets, lift holes, half-lap joints etc. These BIM-objects are then tested to transfer properly from IFC/3D-DWG format to CNC-machining format with the CLTTechnik. The CNC-machining file is also tested at Timberpoint before any elements have arrived. The goal is to do minimal amount of work later on to fasten the process at the final phase.

At final phase the converted IFC-files are send by CLTTechnik to structural designer to clash with their own BIM-model. And when there is no geometry changes noticed, the file is send to Timberpoint for CNC-Machining. At this time the LVL-elements have already arrived for CNC-machining and wait time is minimized. The CNC-machined elements are then send to construction site for prefabrication.

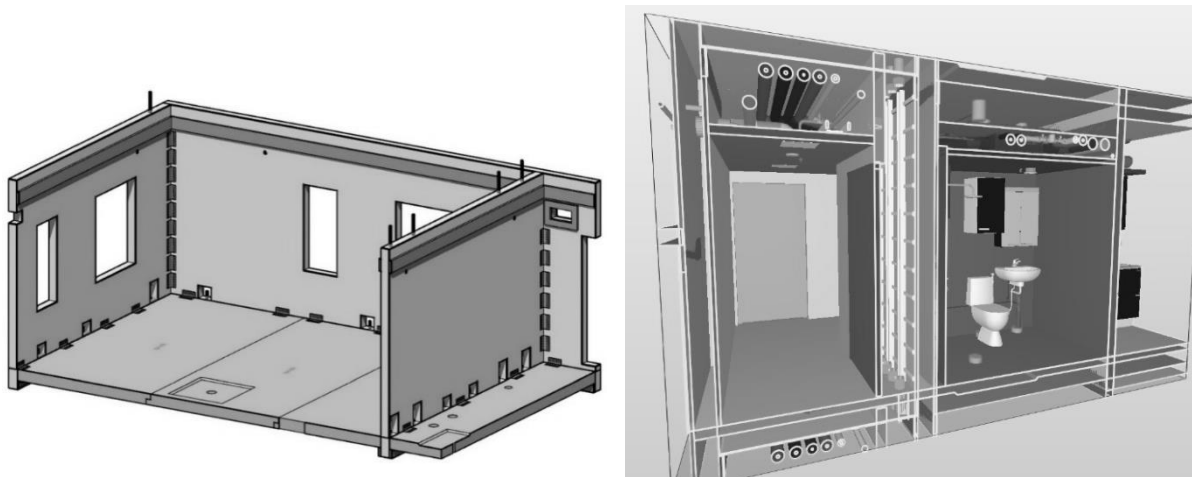


Figure 7: 3D-section of a structural model. Courtesy of A-Insinöörin. (at left).
3D-section of combined model including all BIM-models from each designer.
Courtesy of Arcadia Oy Arkkitehtitoimisto (at right)

6. Building and production tolerances

It was chosen at the beginning of the project that we would use strict tolerances to prevent movement caused by drift between the connections. This required that the gap between the elements would be smaller than that are normally used in Finnish wood building guides.

- wall to wall connection, at each end of the wall gap was 2 mm
- wall to floor connection, gap when installed on top of support beam, 5 mm at each end
- support beam to beam space for wall installation, gap would be +10 mm in respect to the wall thickness

The LVL-X and CLT-element tolerances were assured by CNC-machining all sides of the element to match with BIM-model elements. Building tolerances followed the SFS 5978 tolerance class 3 requirements.

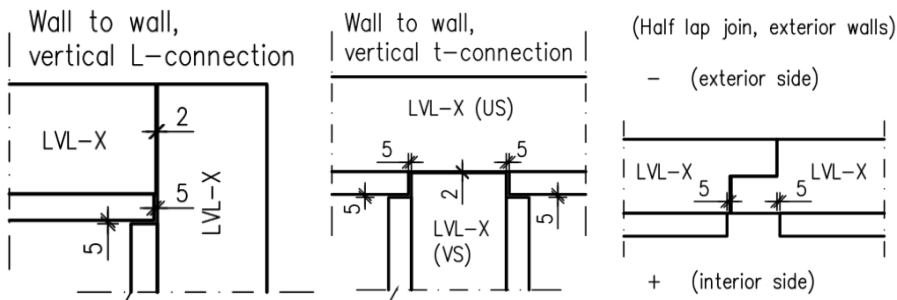


Figure 8: Tolerances used for CLT-support beams installed at prefabrication of elements. Courtesy of A-Insinööri Oy, Joensuu

7. On-site fabrication of LVL-elements, weather protection and installation of elements

At the construction site, the Rakennustoimisto Reijonen Oy responsible site manager Jukka Timonen and site manager Jouni Räsänen direct the completion of prefabrication and building of Lighthouse Joensuu.

Unloading and lifting of elements is done by using mobile auto crane that is present at worksite for whole duration of the building. The lifting of elements is done by only one set of lifting slings that have capacity for all phases of prefabrication and construction process. The construction crew has also a separate elevator for their usage during the construction. Rakennustoimisto Reijonen crew prefabricated the exterior LVL-X wall elements by installing the exteriors rock wool heat-insulation+ wood framing, façade panels, windows and doors at the tent located next to the main construction site. This way it was secured that the LVL-X elements are covered from excessive moisture, especially from rain. The LVL-X element grains are also sealed on edges so that moisture may transfer only through the surface of the element.

The walls are installed after the previous levels CLT-elements are in their place. This way the installation crew can move freely on the top level having almost no hindrance in their way and improving work safety as well. The weather sheltering rafter segments are lifted off only when the need to install LVL-X or CLT elements arises. The gypsum boards are lifted on top of the CLT-floor prior to installation of next floors CLT-installation. The installation time of one wood level is one to two week and the pace has improved as the installation crew gains more experience and work methods become more familiar.

8. Conclusion

In future of wood building projects in general it would be wise to have to structural designers that are really doing the dimensioning and calculations involved at early stages of draft design. It will be too late to have the structural designer involved when the shape and materials of the building are already decided. This leaves little to no room for optimization or good structural design choices at the stage where decisions are already made. Solutions are thereafter only acceptable or compromises to reach the given goal. In the design process designers should be given enough design time and not to be rushed to make hastily decisions that would later require redesign in worst case.

The tie-down system of tensioned rods seems like a working system for wood building and further research should be done especially to determine how the system affects the peak accelerations of a high-rise building. This tie-down system seems to be best suited especially for seismic areas. On the other hand, attitude of right materials to the right places must also become a reality and the sole goal to build out of this world structures build solely from wood is farfetched. To really build environmentally friendly sustainable housing it requires that the wood building has to be industrialized and standard parts to be used, then it can truly be cost effective with concrete and steel structures. The Industry 4.0 is coming faster than expected with BIM, smart systems and CNC-machining becoming the key factors and necessity to make wood building the way of the future.



Figure 9: Picture taken from inside of the prefabrication tent located next to building site.
Courtesy of Rakennustoimisto Reijonen

8.1. References and useful information

Design Example: Five-Story Wood-Frame Structure over Podium Slab. Woodworks

Hybrid System of Unbonded Post-Tensioned CLT Panels and Light-Frame Wood Shear Walls. American Society of Civil Engineers

Lateral behaviour of post-tensioned cross laminated timber walls using finite element analysis. Zhouyan Xia, Jan Willem van de Kuilen

Design and behaviour of a mid-rise cross laminated timber building. Conor Lenon

Seismic design of post-tensioned timber frame and wall buildings. Michael P. Newcombe

Strong-Rod Systems Seismic and Wind Restraint Systems Guide

Coming Up with Tie-Downs Part II. Bryan Wert, M.S, P.E.

Evaluation of wind-induced vibrations of modular buildings. Asko Talja, Ludovic Fülöp

9. Participants of project



9.1. The main attendees (in no particular order)

Joensuun Elli: Jarmo Ojalainen, Vesa Vapanen

Arcadia Oy Arkkitehtitoimisto: Principal designer Samuli Sallinen, Heikki Toivanen, Jesperi Vara

Granlund Joensuu Oy: Anssi Pesonen, Johanna Lankinen, Jani Määttä, Niko Hellberg, Mikko Sallinen

A-Insinöörit Oy, Joensuu: Head of structural design Tomi Rautiainen, Anne Muuri, Jukka Kettunen, Mika Keskiälo

Rakennustoimisto Eero Reijonen Oy: Jarmo Hämäläinen, Jukka Timonen, Jouni Räsänen and the construction crew

Stora Enso: Antti Koukkunen, Sami Typpö, Jukka Silvennoinen, Sanna Kinnunen, Juha Kirjalainen

Stora Enso CLT-Technik Team: Wilhelm Polster, Lukas Hasler, Herbert Reutner

Palotekninen Insinööritoimisto Markku Kauriala Oy: Mikko Salminen, Päivi Myllylä, Tea Nieminen

Timberpoint Oy: Marko Suonpää and the Timberpoint employees

Lämpökarelia Oy: Jari Könönen and the employees

Sähkö-Saarelainen Oy: Jorma Tykkyläinen and the employees

Schneider Electric: Jukka Römppänen and the employees

A-Real Oy: Pekka Tuunanen

LVI Ekonsult Oy: Esko Jalkanen

FCG: Eino Mönkkönen

Juha Siegberg, structure designs external inspector

Insinööritoimisto SRT Oy: Pauli Oksman, post-tension external inspector

A-Insinöörit Oy, Joensuu: Petteri Peltomaa construction works external inspector

Naulankanta Oy: Henri Huoso, Juha-Matti Paloniemi

Joensuu Building control: Jukka Hyttinen, Petteri Elonen

Rothoblaas: Giovanni Vitale, Andrés Reyes

Saint-Gobain Finland Oy/Gyproc Arto Hyttinen

A-Insinöörit Oy, Kuopio: Petri Rytönen (FEM-model verification)

Karelia University of Applied Sciences: Mikko Matveinen, Timo Pakarinen, Ville Mertanen

I would like to thank the participants of this project for making it possible. Especially the people at construction and manufacturing crews for making the designs come to reality.

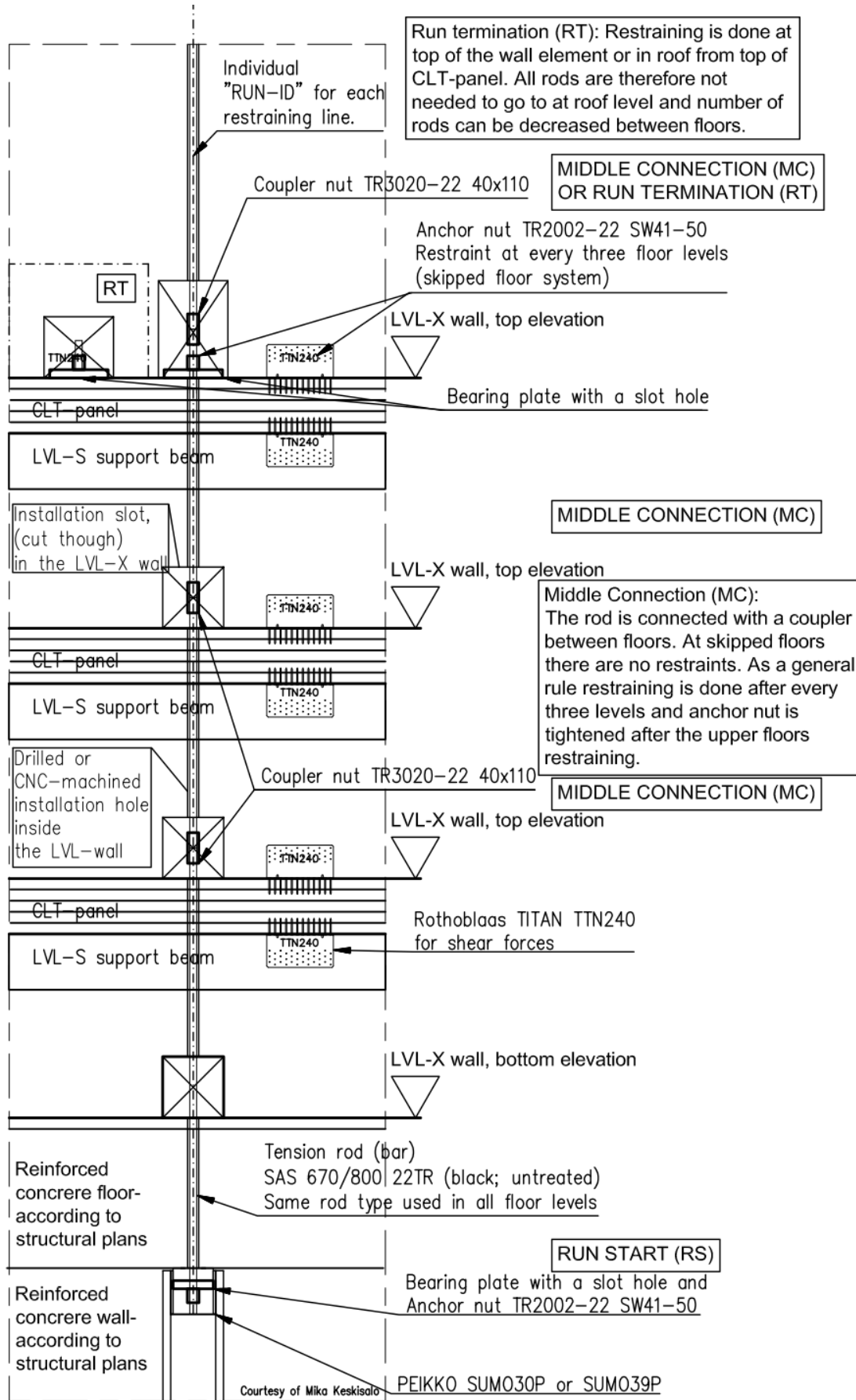


Figure 10: The principle of skipped floor system for LVL-X walls with post-tensioned tie-down rods. Courtesy of Mika Keskisalo (A-Insinöörit Oy)

Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen

Pirmin Jung
Pirmin Jung Ingenieure AG
Rain, Schweiz



2 | Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60 Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen | P. Jung

Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60 Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen

1. Das Projekt

Im Rahmen einer Arealentwicklung realisiert die Zug Estates AG auf einer Parzellenfläche von 8'000 m² für rund CHF 185 Mio. rund 42'000 m² Geschossfläche in drei Gebäuden. Das Haus A ist aktuell das höchste Holzhybrid Hochhaus der Schweiz mit 60m Höhe. Der Auftrag Holzbau inkl. Überbeton von Erne AG Holzbau beträgt rund CHF 6,50 Mio.

Die Projektbeteiligten sind:

- Bauherr: Zug Estates, Zug
- Lead Gesamtplaner: Archobau AG, Chur
- Architekt: Büro Konstrukt, Luzern und Manetsch Meyer AG, Zürich
- Brandschutzplanung QS3: Pirmin Jung Ingenieure AG, Rain
- Bauingenieur: Dr. Lüchinger + Meyer AG, Luzern
- Baumeister: Implenia AG, Zürich
- Holzbauingenieur: Pirmin Jung Ingenieure AG, Rain
- Holzbauer: Erne AG Holzbau, Stein

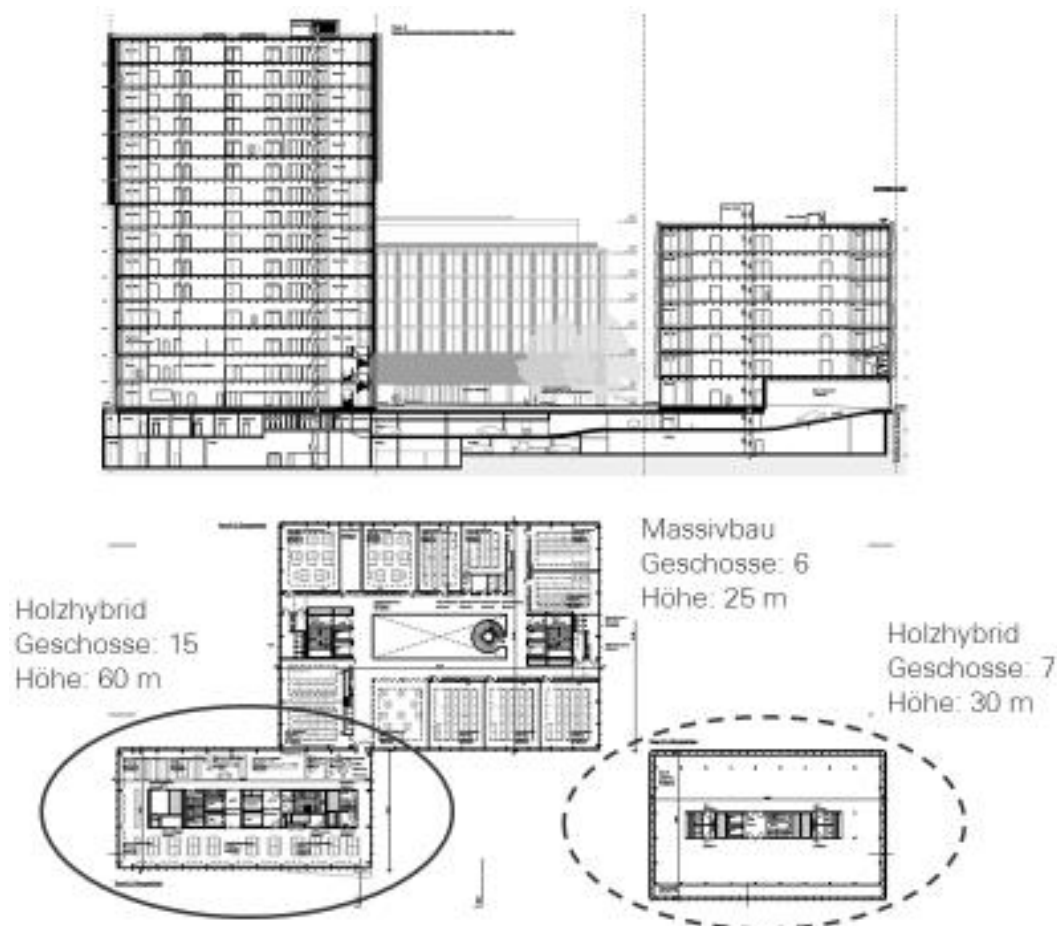


Abbildung 1: Längsschnitt und Grundriss durch die Überbauung

Termine

- Jurierung Wettbewerb: Februar 2016
- Start Planung: April 2016
- Baubeginn: April 2017
- Montage Holzbau: Juni 2018 – Oktober 2018
- Übergabe an Betrieb: Juli 2019

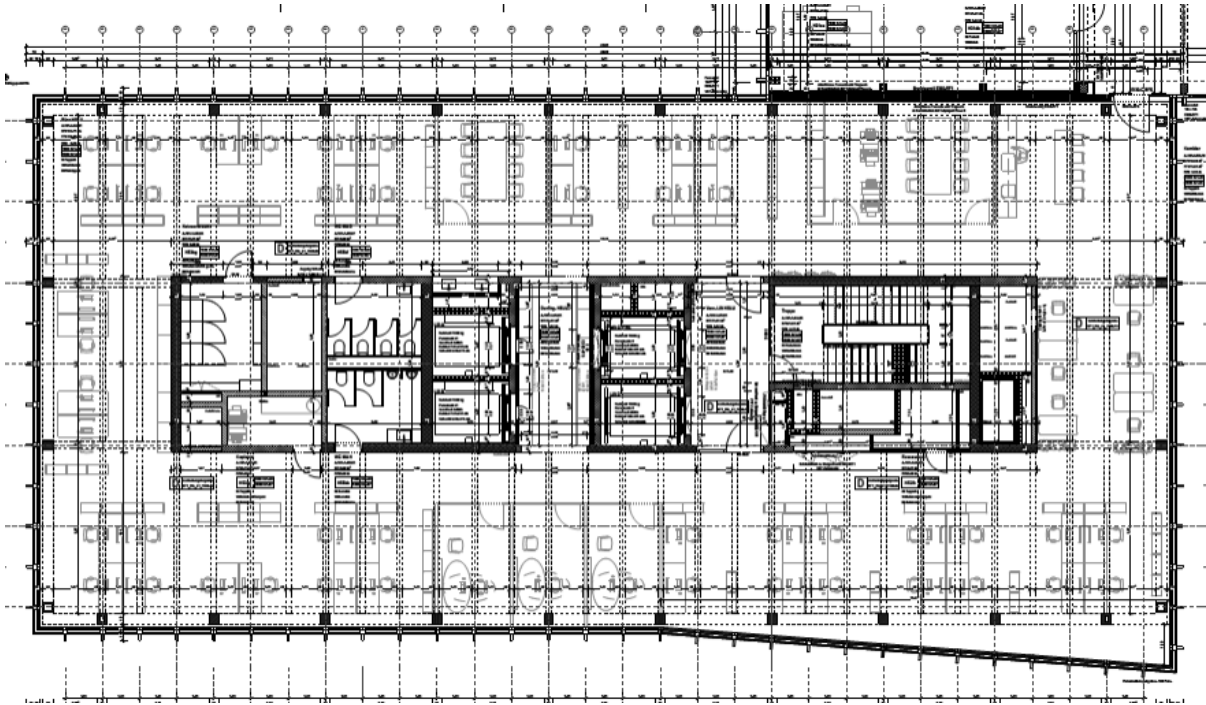


Abbildung 2: Übersicht zum 60m Hochhaus – Grundriss Architektur 6. Obergeschoss mit dem auskragenden Gebäudeteil auf der Längsseite

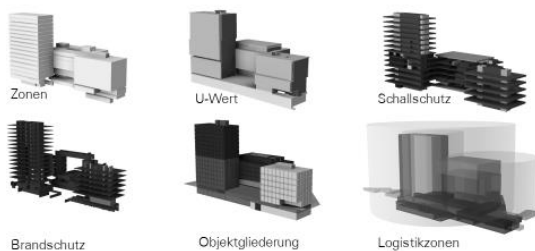
- Aussteifung: Betonkern
- Decken: Holzbeton-Verbund
- Stützen, Unterzüge an den Aussenwänden: BSH / Baubuche
- Brandschutz: REI60 mit Löschanlagenkonzept (Sprinklervollschutz), einzelne linear tragende Bauteile RF3 (Brandverhaltensgruppe brennbar)

2. BIM / Lean

Aufgrund der extrem kurzen Planungs- und Realisierungszeit entschied sich die Bauherrschaft in Absprache mit dem Gesamtplaner in einer sehr frühen Projektphase, das Projekt mit den Planungshilfsmitteln BIM und LEAN-Management zu planen und zu realisieren. Die BIM-Ziele sind:

- Erhöhung der Transparenz der Planung
- Reduktion von Fehlern
- Unterstützung der Entscheidungsfindung
- Minimierung von Informationsverlust und Fehlinterpretation
- Aktuelle Planungsinformationen für alle
- Ableitung aller Planungsergebnisse aus kohärenten Modellen
- Modellbasiertes Facility Management

openBIM Standard die Anforderungsmodelle



openBIM Standard die Fachplanermodelle

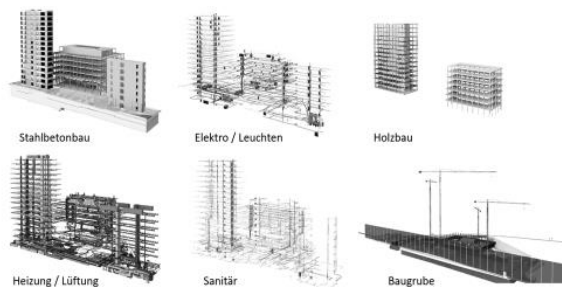


Abbildung 3: Beispiele der Anforderungs- und Fachplanermodelle.

Die Planung der Planungsprozesse und der Realisierung wurde über ein LEAN-Management organisiert und geführt. Tägliche Tafelplanungen zusammen mit den Ausführenden Teamleitern vor Ort garantierte für den reibungslosen Bauprozess und die Einhaltung der Termine. Aufgrund der engen Platzverhältnisse vor Ort wurde ein minutiös geplantes Logistikkonzept umgesetzt.

3. Statik

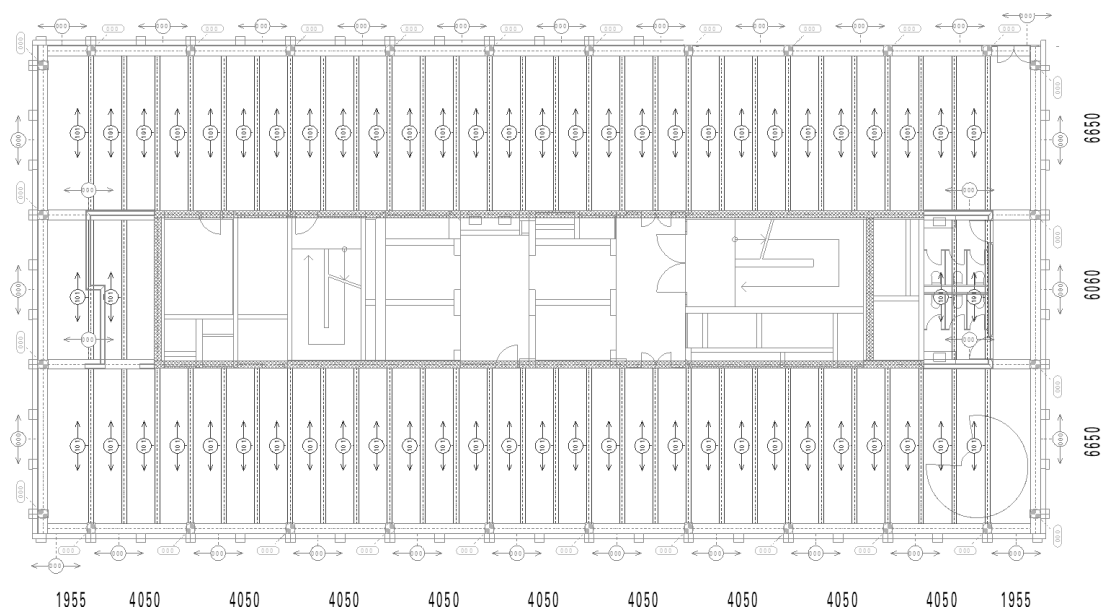


Abbildung 4: Positionsplan

Das Grundrissmass des Gebäudes beträgt 20,4m x 41,4m. Um den zentralen Betonkern, in welchem die Treppenanlagen, die Lifte und die Haustechnikerschliessungsschächte angeordnet sind und welcher das Gebäude horizontal aussteift, verläuft die Raumschicht mit 6,65m Tiefe. Die Aussenwandstützen stehen im Abstand von 4,05m. Zwischen diesen spannen deckengleiche Unterzüge in Holzbeton-Verbund. Ebenfalls die Decken sind in Holzbeton-Verbundbauweise ausgeführt.

Die Belastung der Stützen im Erdgeschoss beträgt bei den Standardstützen rund $N_d = 2'730\text{kN}$, die am höchsten belasteten Stützen bei den Achsverlängerungen der Kernwände betragen und bei den auskragenden Gebäudeteilen $N_d = 3'660\text{kN}$.

4. Deckenkonstruktion

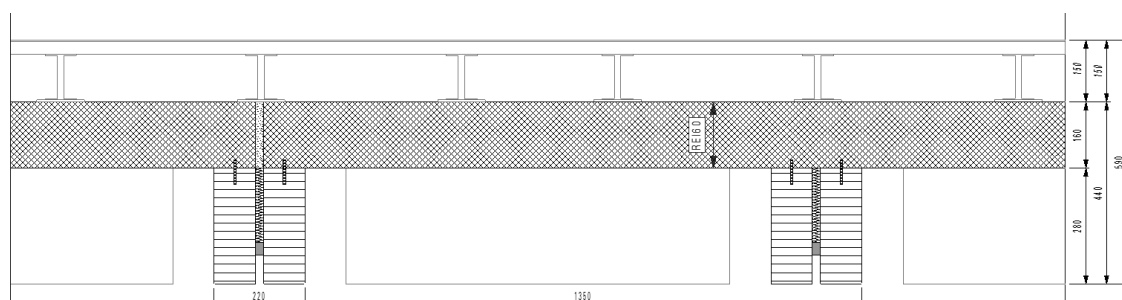


Abbildung 5: Deckenquerschnitt mit 6,65m Spannweite

Die Decken bestehen aus Holzrippen 2x 100/320mm mit schubsteif aufgebrachtem 160mm starken Überbeton. Zwischen den Rippen sind Haustechnikinstallationen angeordnet (Lüftung, Kühlung, Licht, Sprinkleranlage), auf dem Überbeton wird im EG bis zum 3. OG ein Zementestrich auf einer Trittschalldämmung, in den oberen Geschossen ein Doppelboden montiert. Mit diesem Aufbau werden die Schalldämmwerte und insbesondere die Anliegen des sommerlichen Wärmeschutzes erfüllt.

Die Deckenelemente werden beim Holzbauer in der Werkstatt inklusive dem 160mm starken Überbeton in einer Breite von 2,70m vorfabriziert – beidseitig mit einer Randrippe und in der Mitte mit einer Doppelrippe.

Die Spezielle Herausforderung lag in der Toleranz von +/- 30mm, mit welcher der Betonkern gefertigt wurde (was aber nicht überall gelang) und den formalen Anliegen der Architektur sowie den Anliegen des Brandschutzes (REI60).

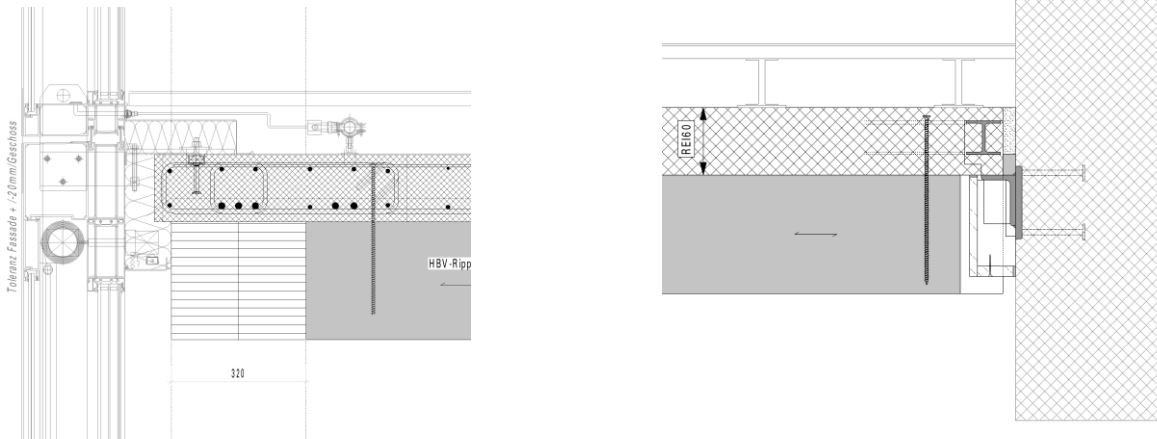


Abbildung 6: Auflagerung der HBV-Decken an der Aussenwand und am Betonkern

Vom Baumeister wurden Grundplatten in die Betonwände einbetoniert. Auf diese schweisste der Holzbauer die Auflagerwinkel. Die Auflagerung der HBV-Elemente erfolgt an den Ecken über den Überbeton: Die Querkräfte der Holzrippen werden über Vollgewindschrauben an den Überbeton hoch gehängt. Die Querkräfte aus dem Überbeton wird über eingelegte, kurze IPE100-«Durchstanzbewehrung» an die Auflagerpunkt geführt. Diese Stahlträger leiten ihre Auflagerlasten über eine Stirnplatte auf den am Betonkern angeschweissten Auflagerwinkel ab. Diese Stahlteile werden brandschutztechnisch für die geforderte Dauer von 60 Minuten durch Verkleidungsboxen geschützt.

An den Aussenwänden lagern die Decken auf deckengleichen Unterzügen, welche ebenfalls als HBV-Bauteil ausgeführt sind.

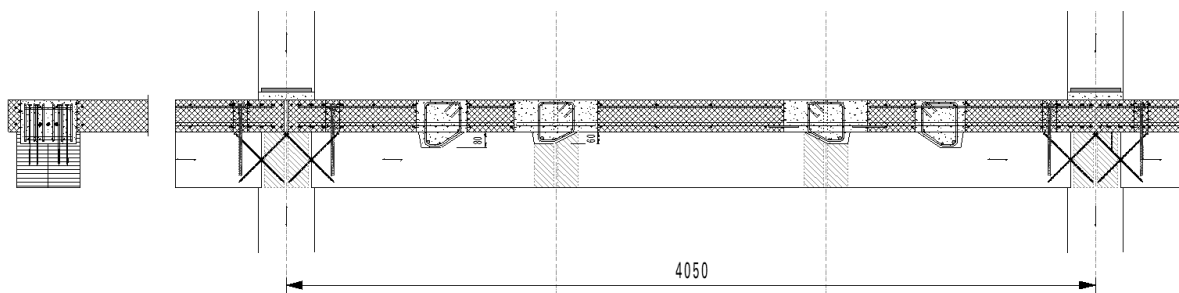


Abbildung 7: Aussenwandunterzug mit Fotos der Kervenverbindung



Der Überbeton bei den Aussenwandunterzügen besteht immer aus zwei Teilen – einem 2,7m langen und einem 1,35m langen. Dabei liegt der Stoss immer im Bereich einer inneren Kerne. Diese Fugen und die Kervenverbindung wurden auf der Baustelle, nach der Montage der Deckenelemente, mit Vergussmörtel vergossen. Um das Tragverhalten der Kervenverbindung in diesem Lastbereich zu bestätigen, wurden an der ETH Zürich ein 1:1-Versuchkörper geprüft. Die Versuchsergebnisse bestätigten die statischen Überlegungen und Berechnungen.



Abbildung 8: Biegeversuch an der ETH Zürich zum Tragverhalten der grossen Kervenverbindungen

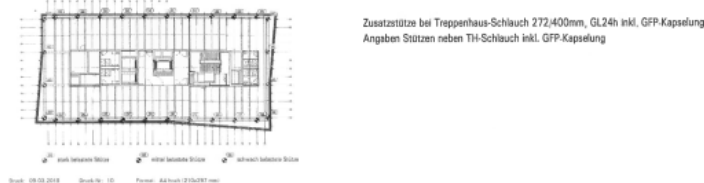
5. Stützen

Je nach Lastbereich wurden die Stützenquerschnitte dimensioniert. Da aufgrund der Anliegen der Architektur die Stützen je Geschoss denselben Querschnitt aufweisen mussten und vom Dach- zum Erdgeschoss nicht allzu gross differenzierten durften, wurde vor allem mit den Holzeigenschaften reagiert.

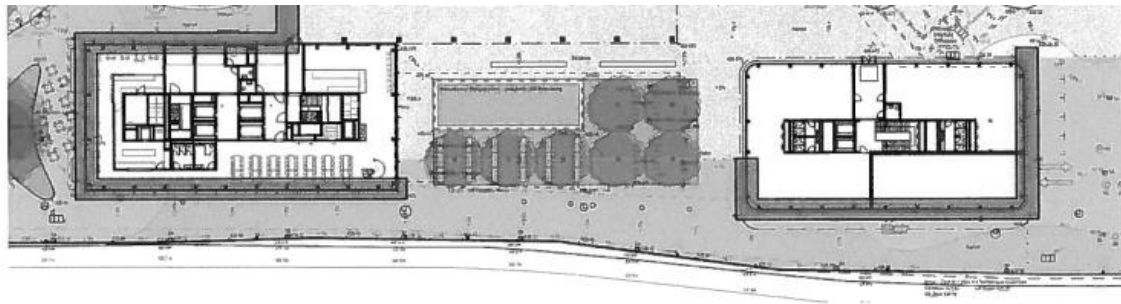
	stark belastet	mittel belastet	schwach belastet	Unterzug AW	Unterzug Kern
12.OG - 14.OG:					
9.OG - 11.OG:					
6.OG - 8.OG:					
4.OG - 5.OG:					
EG-3.OG:					



Abbildung 9: Stützenquerschnitte optimiert auf die Einwirkungen. Bei den am grössten belasteten Stützen kam Baubuche zum Einsatz: Die Baubuchenstützen wurden mit BSH-Umleimern versehen, damit sie sich optisch nicht abheben.



Um die Robustheit der Tragkonstruktion zu gewährleisten, wurden die Erdgeschossstützen auf eine aussergewöhnliche Einwirkung von 180 kN auf 1,2m Höhe dimensioniert.



- Park- und Verkehrsflächen für Fahrzeuge von 3.5 bis 16 t (Kat. G) uneingeschränkt befahrbar
- EG Stützen mit Anprall Nutzlastkategorie G

↳ 180 kN auf 1,20m Höhe!

Abbildung 10: Übersicht Erdgeschoss mit den Bereichen der berücksichtigten Anpralllast.

Die hauptsächliche statische Herausforderung war das Bemessen der Stützenverkürzung – im Verhältnis der zu erwartenden Verkürzung des Betonkerns. Da Holz und Beton nicht zur selben Zeit gefertigt wurden (der Betonkern wurde rund 3 Wochen vorgezogen) und das Kriechverhalten dieser zwei Materialien unterschiedlich ist, mussten die Holzstützen je Geschoss so überhöht werden, dass die Decken im Endzustand horizontal sein werden.

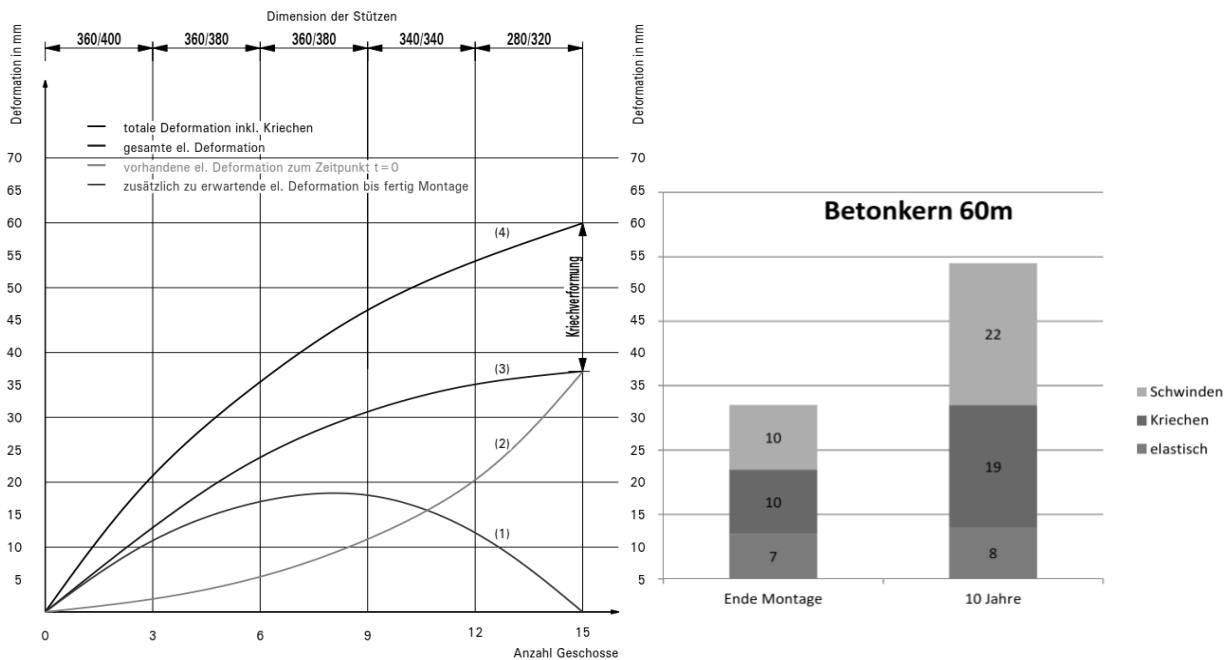


Abbildung 11: Stauchung der Holzstützen je Geschoss im Verhältnis zur erwarteten Deformation des Kerns.

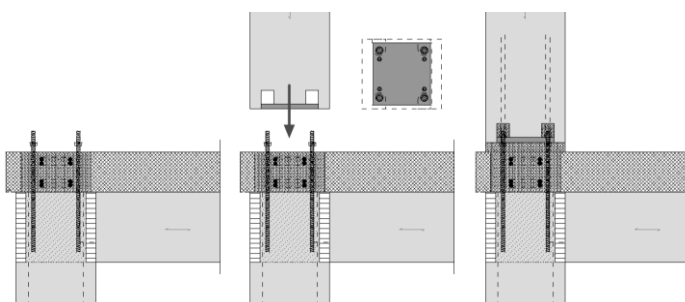


Abbildung 12: Richten der Stützen je Geschoss auf die genaue Höhe unter Berücksichtigung der Lastabtragung Längs zur Holzfaser

6. Witterungsschutz

Grundsätzlich wurden 3 verschiedene Witterungsschutzkonzepte geprüft:

Bauteile schützen

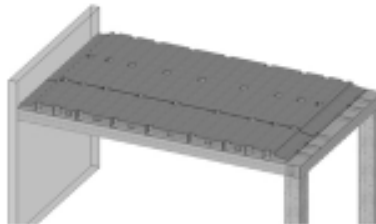


- Anstrich
- Bauteile in Folien einpacken

Probleme

- Optik gewünscht?
- Schadstellen
- Arbeit im Wetter

Dichte oberste Ebene



- Abkleben Holzplatte
- Dachpappe
- Betonschicht

Probleme

- Dichtheit kaum 100% möglich
- Arbeit im Wetter

Schutzdach



- Modulare Elemente
- Fixes Notdach
- Mitwachsendes Notdach

Probleme

- Kern betoniert?
- Kosten?

Abbildung 13: mögliche Konzepte für den Witterungsschutz bei Holzhochhäusern

Schlussendlich hat man sich auf die Strategie der dichten obersten Ebene kombiniert mit einem Bauteilschutz geeinigt. Der Überbeton wurde täglich vergossen, sodass die oberste Ebene wasserdicht war. Die Unterzüge und Stützen wurden mit einem Feuchteschutz versehen, die Stützen zusätzlich mit einem mechanischen Schutz. Aufgrund der Wetterlage im Sommer 2018 mit dem Dauerschönwetter hatte der Holzbauer optimalste Bedingungen für die Montage.



Abbildung 14: Witterungsschutz: dichte oberste Ebene (Überbeton) kombiniert mit einem Bauteilschutz.

7. Montage

Die Montierbarkeit der Holzkonstruktion in Kombination mit dem betonierten Kern hatte für uns als Holzbauingenieure vom ersten Moment der Planung an oberste Priorität. Verschiedenste Konzepte wurden durchgespielt. Schlussendlich entschied man sich fürs Vorziehen des Betonkerns um ca. 3 Wochen gegenüber dem Holzbauer. Dabei wurde der Sicherheit der unter der Kletterschalung des Baumeisters arbeitenden Holzbauer oberste Priorität gegeben. Das Konzept wurde entsprechend in der Ausschreibung der Baumeister und der Holzbauer berücksichtigt.



Abbildung 15: Im Leistungsverzeichnis des Holzbauers beschriebene Montageanweisungen.



Die Ausführung des Betonkerns und die Montage des Holzbaus sollte also gleichzeitig erfolgen – der Holzbauer um drei Geschosse verzögert. Während der Montage des 4. Geschosses viel dem Baumeister zum dritten Mal ein Gegenstand von der Kletterschalung des Baumeisters. Daher musste der Bauprozess kurzfristig geändert werden: Der Baumeister durfte nicht mehr gleichzeitig zum Holzbauer arbeiten. Diese Änderung im Prozess verursachte nur 3 Wochen Terminverzögerung, weil ERNE AG Holzbau in der Folge in zwei Wochen 3 Geschosse montierte – und nicht je Woche eines.

Abbildung 16: Ausführung des Betonkerns mit Kletterschalung, Nachziehen des Holzbaus um 3 bis 4 Geschosse.



Abbildung 17: Betonieren der Betonelemente im Werk



Abbildung 18: Montage des Holzbaus – mit den vormontierten Absturzsicherungen



Abbildung 19: Rohbau vor dem Ausbau



Abbildung 20: Suurstoffi BF1 fertig aufgerichtet mit der um drei Geschosse nachgezogener Metall-Glasfassade.

Mjøstårnet – 18 storey timber building completed

Rune Abrahamsen
CEO
Moelven Limtre AS
Moelv, Norway



2 | Mjøstårnet – 18 storey timber building completed | R. Abrahamsen

Mjøstårnet – 18 storey timber building completed

1. Introduction

1.1. The building

Mjøstårnet is an 18-storey timber building which reached its top height on the 4th of September 2018 – exactly one year after the installation of the timber structures started. The facades were completed in October 2018 and the main construction works are now finished. In the coming months interior works, landscape works and technical systems will be completed. The building will be opened on the 1st of March 2019 – in accordance with the original time schedule.

Mjøstårnet consists of offices, technical rooms, 32 apartments, 72 hotel rooms, one hotel suite on level 15, a cafeteria, a restaurant, a conference room on level 17 and a rooftop terrace. All apartments are sold out. The rooftop terrace will be accessible for residents, hotel guests and employees from the rented offices. Other guests may visit the terrace upon purchasing an access card. The hotel will be named "Wood Hotel" and it has opened for bookings here:

<https://www.frich.no/no/booking>

Mjøstårnet is 85,4 m tall and is currently the world's tallest timber building



Figure 1: Mjøstårnet. Photo taken Oct 19, 2018

1.2. Location

The building is situated in the small town of Brumunddal in Norway, about 140 km north of Oslo. It is about one hour's drive from OSL Airport. The building is next to highway E6 and faces the lake Mjøsa – Norway's largest lake. The building is easily accessible with car.

The initiative to build Mjøstårnet comes from investor Arthur Buchardt. He grew up in Brumunddal and wanted to build the world's tallest timber building using local resources, local suppliers, local competence and sustainable wooden materials. The completed building will have the majority of wooden components originating from nearby sustainable forests. The glulam structures have been produced at Moelven's glulam factory only 15 km from the building site.

1.3. Involved parties for construction



The building owner is AB Invest A/S. This is a property developing company owned by Arthur and Anders Buchardt (father and son). The Norwegian contractor HENT builds Mjøstårnet for AB Invest as a turnkey contract. Voll Arkitekter from Trondheim have been the project's architects. Moelven Limtre have been HENT's subcontractor for supply and installation of all structural timber components, balconies and pergola. Sweco did the engineering for HENT and structural timber design for Moelven Limtre. Ringsaker vegg- og takelementer (RVT) supplied and installed the prefabricated façade elements.

The CLT used in staircases and balconies was supplied by Woodcon / Stora Enso. LVL used in wooden floor elements was supplied by Metsä Wood. Nordic Steel supplied the metal used in timber connections. Gunnar Hippe AS did the metal sheeting of outdoor glulam structures. Additionally, several more companies have been involved in various subtasks.

1.4. Paper from IHF 2017 [6]

The construction of Mjøstårnet was presented at Holzbau-Forum in Garmisch-Partenkirchen in December 2017. The corresponding conference documentation [6] provides information about Mjøstårnet on the following topics which is not repeated in this document:

- Structural system
- Materials
- Fire design
- Loading
- Wooden floor elements
- Dynamic design

2. Monitoring of Mjøstårnet

When designing tall timber buildings it is crucial to find smart ways to cope with horizontal accelerations induced by wind. Recommended comfort criteria are given in ISO 10137 [3] and guidelines for calculations are given by EN 1991-1-4 [4]. Particularly important is the structural damping ratio, which influences the result very much. The damping can be derived from measurements and data collection taken on site.

During construction of Mjøstårnet NTNU installed accelerometers temporarily to monitor the building's behaviour. This data will provide important information on how the structural skeleton behaves, see figures 2 and 3.



Figure 2: Monitoring equipment



Figure 3: Accelerometers were installed directly onto structures

When the building is completed NTNU will install monitoring equipment once more together with a corresponding anemometer. This will give important information on how the total building behaves compared to the skeleton structure. The result of this monitoring will be published later. Hopefully this information can be used to optimize future tall timber buildings.

3. Extending the building's height

When measuring the height of a building there are definitions given by CTBUH [7] on how to do this. The height is given as the level of the lowest, significant, open-air, pedestrian entrance to:

- a) ... the architectural top of the building
- b) ... the finished floor level of the highest occupiable floor
- c) ... the highest point of the building

The height to architectural top is the most widely utilized and is employed to define the CTBUH rankings of the world's tallest buildings. Please note that to be considered a building, at least 50 percent of its height must be occupiable. Telecommunications or observation towers that do not meet the 50 percent threshold are not eligible for inclusion on CTBUH's "Tallest" lists.

When the Mjøstårnet project was initiated the height to architectural top was set to be 81 m. The structural analyses were performed based on this. Well into the design process, and after the foundations were built, the client challenged the design team to come up with a solution to make the building as high as possible and also make the pergola with larger glulam sections that looked nicer. The client wanted a pergola that gives an impression of the structures that are used inside the building.

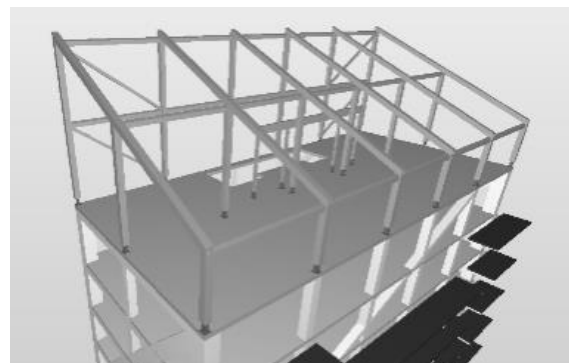


Figure 4: Original pergola design. H=81 m

This proved to be a huge challenge, as the primary structure and foundations were already optimized for the existing height.

Sweco's engineers came up with the idea to produce the pergola with rounded edges. This reduces the wind load and made it possible to stretch the top of the building to 85,4 m, see Figure 6. From the production side this was quite complicated, as about 1 km of large glulam sections had to be rounded with $r=140$ mm on all edges, see Figure 7. The actual processing was done at Aanesland Fabrikker's flagpole factory in the south of Norway.

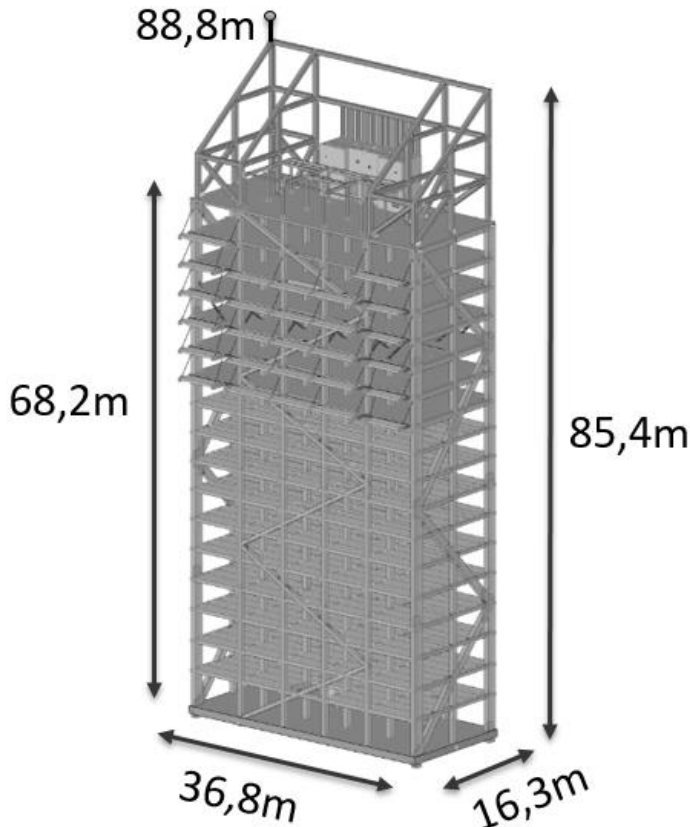


Figure 6: Official heights at Mjøstårnet as confirmed and ratified by CTBUH:

Highest occupied floor: 68,2 m (level 18)
Architectural top: 85,4 m (the top of the pergola)
Height to tip: 88,8 m (top of lightning rod)

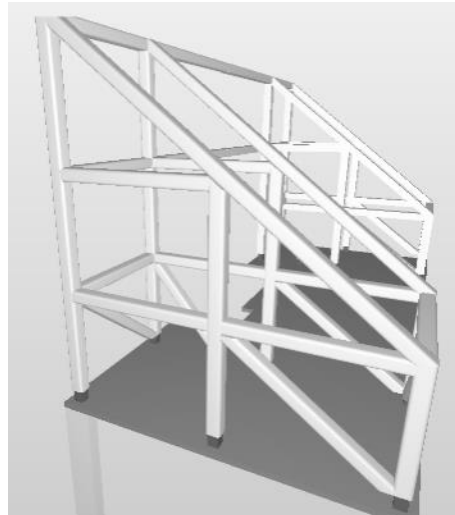


Figure 5: Revised pergola design. H=85,4 m



Figure 7: Glulam sections throughout the pergola have rounded edges to reduce the wind load

4. Actual volumes of structural components

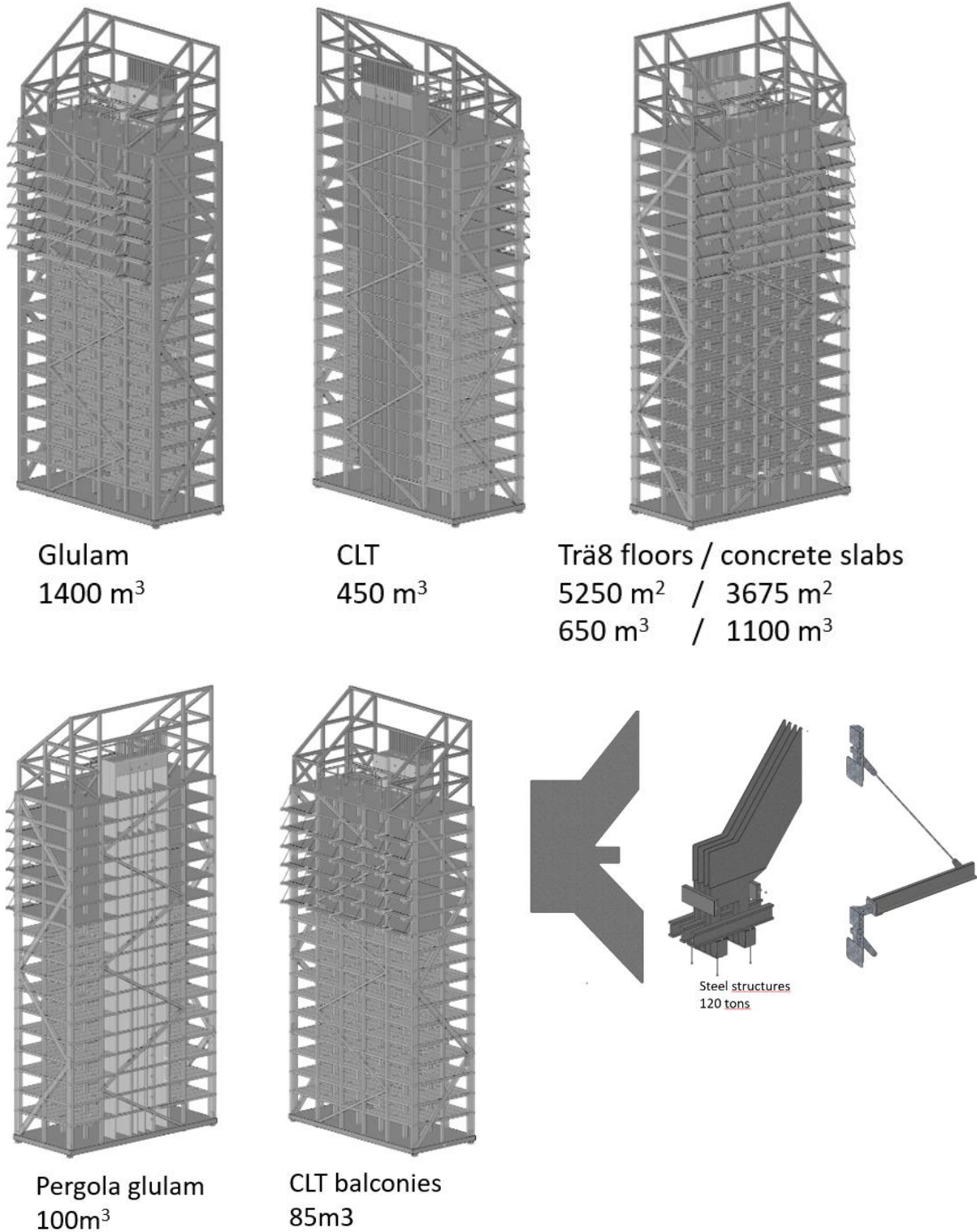


Figure 8: Highlighted volumes used in the building's structure. Please note that timber volumes used in exterior wall elements are not included

5. Assembly

The installation of structures at Mjøstårnet was done according to plan. No major delays occurred. The assembly is mostly about installing prefabricated elements on site, but on a scale that is much bigger than previous projects undertaken by Moelven Limtre.

Mjøstårnet is groundbreaking for more than just its height. For the installation Moelven employed a completely new and untested assembly technique. Outsiders may perhaps think that there is great risk involved in using a new assembly method on such a large and prestigious project. However, following many years of development, Moelven decided to follow a new path. Previously, large and complicated trusses were first assembled at the factory in Moelv before being transported to the building site for final assembly. This was done to ensure that everything would fit perfectly. At Mjøstårnet the individual members were transported directly to the building site, without any form of trial assembly.

The beams arrive fully processed and have to fit down to a millimetre. There is no scope for errors in the assembly. All of the pieces have a specific place and must fit. This construction method ensures a quicker production process and made it possible to build Mjøstårnet faster and less expensive.

Out of the several hundred large glulam parts produced for Mjøstårnet only one piece did not fit. This particular diagonal had to be removed and replaced with a new piece. The new diagonal was produced within a week and did not lead to delays on site.

During construction, the timber structures were directly exposed to weather. This worked quite well. End grain of columns, diagonals and walls were protected temporarily using plastic cover or wooden plates. The floor elements' topside were protected with a membrane. Using a roof tent would have been troublesome and was not considered necessary. During installation the moisture level of the wood was monitored in numerous places and depths. After the walls were installed, warm air was distributed and dried the structures in a controlled way.

Our experience is that both glulam and CLT handle direct weather exposure well. A lesson learned is that LVL (used in floor elements) demand extra attention. This material soaks up water along the edges, and we should have protected the sides better using tape or epoxy.

After installation of all structures on level 18 the maximum deviation that was measured was 19 mm out of theoretical position. Most structures were installed within a 10 mm deviation.

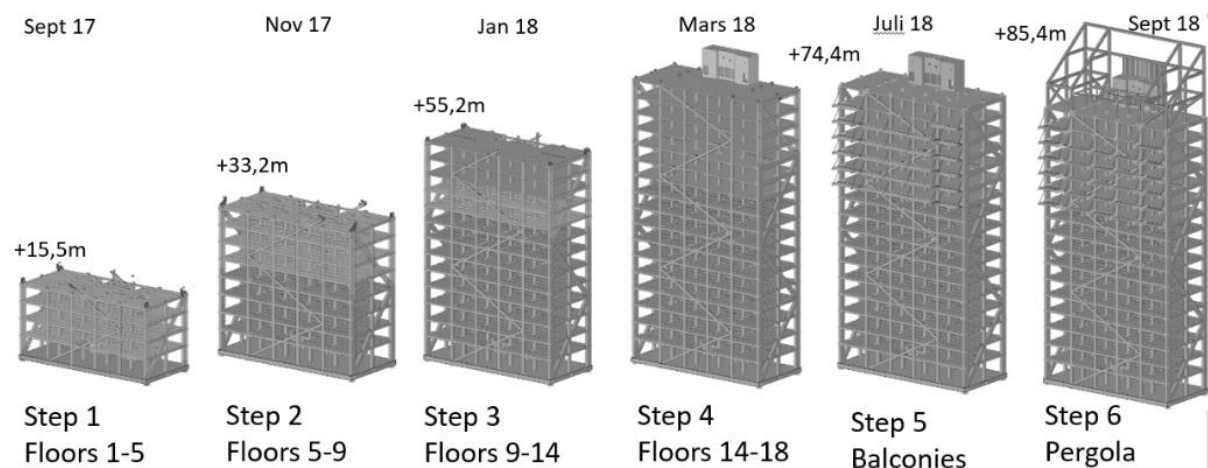


Figure 9: Installation steps

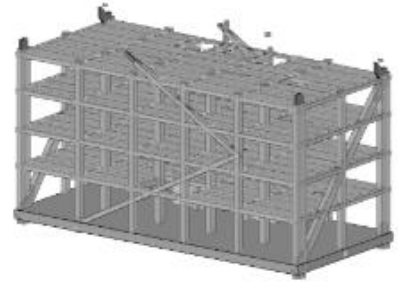


Figure 10: Step 1



Figure 11: Step 2

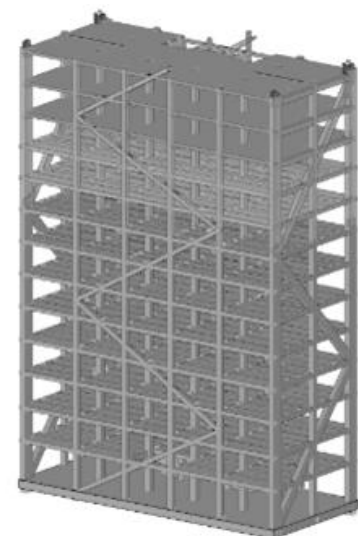


Figure 12: Step 3

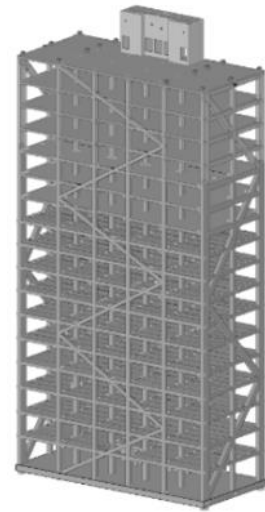


Figure 13: Step 4

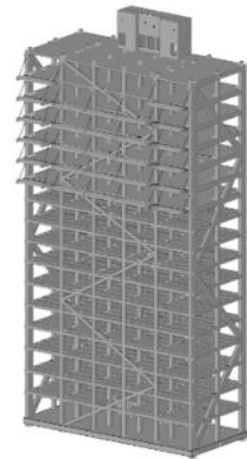


Figure 14: Step 5

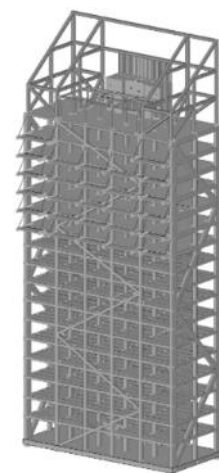


Figure 15: Step 6



Figure 16: Installation of large glulam structures preassembled on site

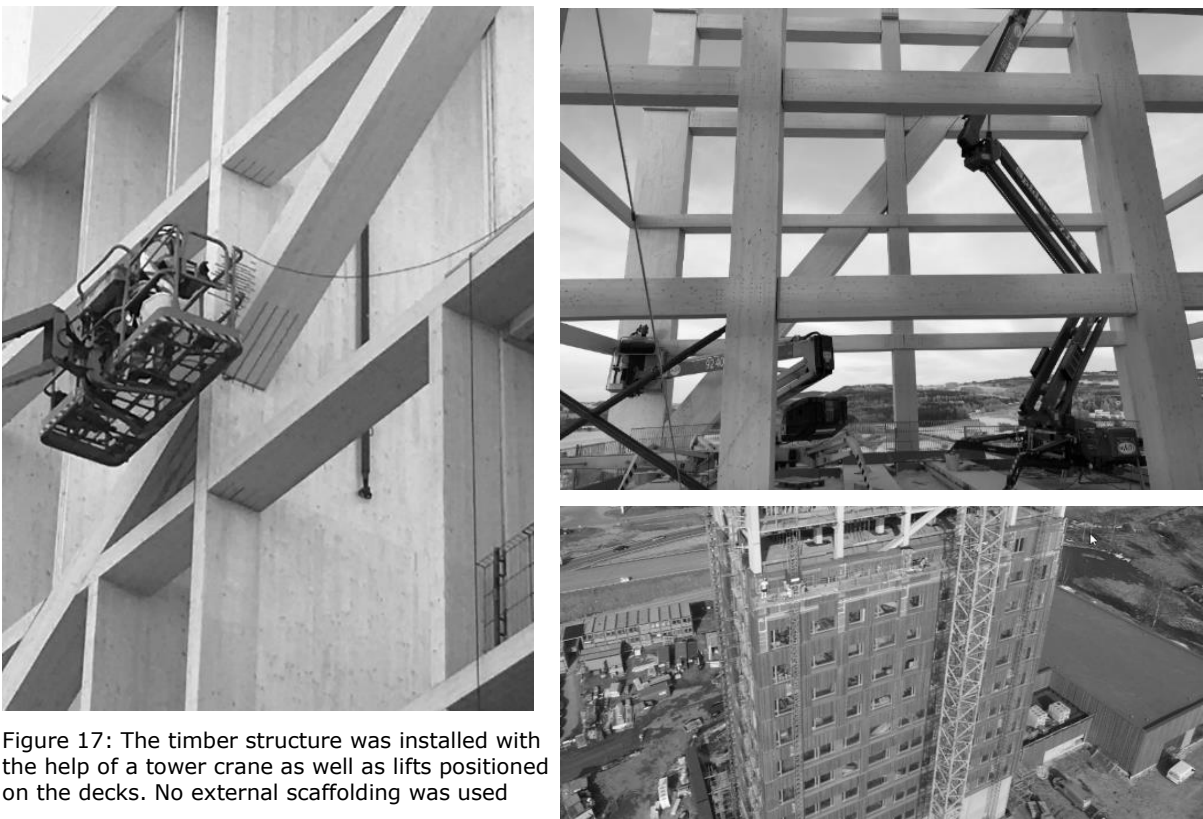


Figure 17: The timber structure was installed with the help of a tower crane as well as lifts positioned on the decks. No external scaffolding was used

A mast climbing scaffolding (mast climber) was used for the installation of prefabricated wall elements onto the timber skeleton

6. Visitors

Throughout the building period several thousand people and dozens of reporters have visited the construction site. Apart from Africa, there have been visitors from every continent of the world. Here are some examples of the feedback given to the project:

- It's astonishing what can be built using wood!
- Mjøstårnet is a showcase of sustainable construction
- The building inspires us to build tall timber buildings
- Enjoy the record for tallest timber building while you have it!
- How tall can you build?



Figure 18: Japanese delegation visiting Mjøstårnet on Sep 21, 2018



Figure 20: Representatives from Chinese building authorities inside a corner apartment



Figure 19. Harald Liven (Moelven Limtre) and Øystein Elgsaas (Voll arkitekter) explain Mjøstårnet to reporter from Le Monde, France.

7. Acknowledgments

The construction of Mjøstårnet was completed without anyone getting injured or having a work-related sick leave. This can never be taken for granted, and the workers and planners deserve a well-earned credit for keeping a high HSE-focus throughout the project.

Thanks also to everyone that have followed the construction through media and Facebook. www.facebook.com/mjostarnet www.moelven.com/mjostarnet

The author would like to thank colleagues and all collaborating parties for their great efforts at Mjøstårnet.



Figure 21: Image taken before the installation of the top beam on Sep 4, 2018

8. References

- [1] European Standard EN 1995-1-1:2004/A1:2008 Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. *Bruxelles, Belgium, November 2004/2008.*
- [2] European Standard EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization, *Bruxelles, Belgium, April 2002.*
- [3] Eurocode 1 NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009 Windloads
- [4] ISO 10137, Bases for design of Structures – Serviceability of Buildings and Walkways against Vibrations. ISO, 2007
- [5] Rob Foster. Rethinking CTBUH height criteria in the context of tall timber. *CTBUH 2017 International Conference, Sydney, October 2017*
- [6] Rune Abrahamsen. Mjøstårnet – Construction of an 81 m tall timber building. *Internationales Holzbau-Forum IHF 2017, Garmisch-Partenkirchen, December 2017*
- [7] Council on tall buildings and urban habitat. CTBUH Height Criteria. Published on the following webpage: <http://www.ctbuh.org/TallBuildings/HeightStatistics/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>

Shane Homes YMCA Rocky Ridge, Canada & other Projects of Interest

Nicholas Sills
BFH, Structurlam Mass Timber Corporation
Penticton, Canada



Shane Homes YMCA at Rocky Ridge, Canada & other Projects of Interest



Figure 1: Rocky Ridge Recreation Facility in the Sunset – Image GEC.

1. Introduction

The Shane Homes YMCA Rocky Ridge Recreational Facility (RRRF) project is the result of beautiful architectural design, engineering ingenuity, in-depth project management and unsurpassed team collaboration.

RRRF is the largest freeform timber roof structure in North America, and encloses over 26,300 m² of active floor space. The project was erected throughout the winter months of Calgary, Alberta and into the spring. Overall the project came in on time and on budget, further going on to win several international awards.

The success of this project not only represents full integration of complex BIM systems throughout the entire trade scope, but also the success of free form mass timber structures compared to traditional building alternatives (concrete/steel) within a North American context.

1.1. Project Team

The project team on RRRF was extensive and the deployment model used to ensure success was innovative for a project of this scale. The City of Calgary had chose the primary consultants as GEC Architecture and RJC structural consultants. To deliver success on a project of this magnitude, the City of Calgary then engaged Structurlam Mass Timber Corporation as a team member prior to determining the general contractor for the project. Structurlam provided design supply services on the project and brought on ISL Engineering for specialty engineering design services. PCL Construction was brought on as the Project Manager/ General Contractor to coordinate and ensure proper installation of all components. PCL awarded the structural steel contract to Glenmore fabricators who installed steel and the Mass Timber glulam roof system. Glenmore hired a specialty timber installation group, HomeTec, to assist in their installation process.

City of Calgary	- Client
GEC Architecture	- Architect
RJC Engineers	- Primary Structural Engineering
PCL	- General Contractor
Structurlam Mass Timber Corporation	- Mass Timber Design Supplier
ISL	- Mass Timber Specialty Engineering

2. Architecture

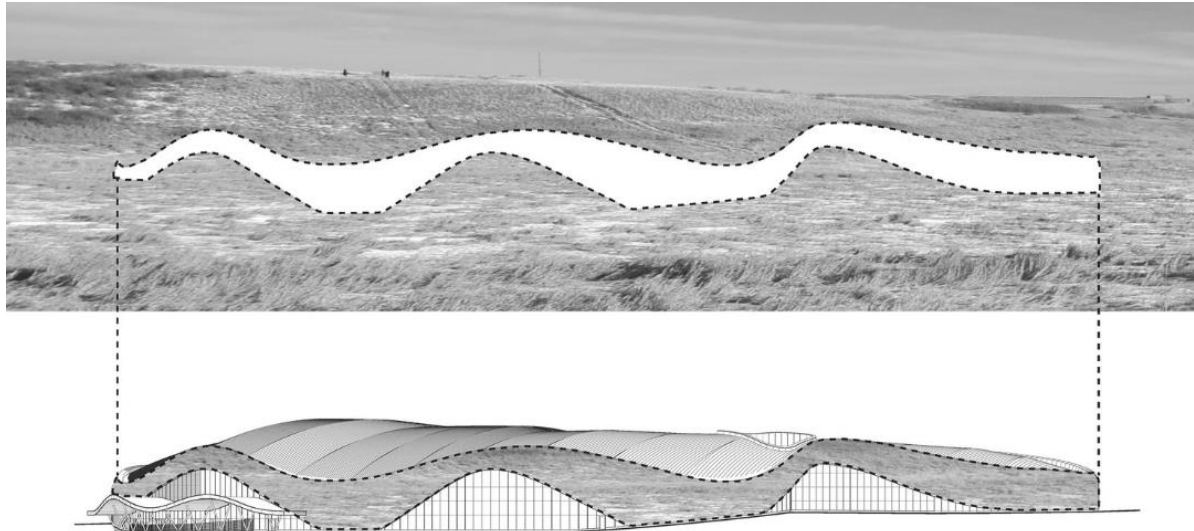


Figure 2: Architectural Inspiration – Image GEC.

“Nestled in the rolling hills of the northwest corner of Calgary, the Shane Homes YMCA at Rocky Ridge is a regional hub of physical activity and a multipurpose gathering space for the community. The aim of this facility is to provide the northwest edge of Calgary with essential health and wellness services. It will provide a place for gathering, for diverse community and arts programs, for health and wellness opportunities, and child care services.

All program elements of this building are set beneath a curved, undulating glued laminated timber roof structure that links the spaces together and responds to their individual height requirements. The ribbon-like form of the façade creates large curving expanses of glulam-supported high performance glazing, accommodating key views from within the facility while selectively revealing the activity within to passersby. The glulam glazing supports provide warmth to the interior material palette while their depth and placement reduces glare from low evening sun.

The Shane Homes YMCA at Rocky Ridge has been designed to be an open and active facility, integrated into the regional landscape. Targeting LEED Gold, the facility is taking steps to ensure the greenfield site is carefully enhanced, while continuing to function as habitat for existing wildlife.” (GEC Architecture, 2018)

The initial project went through various form finding design considerations. A freeform roof that mirrored the landscape around RRRF was desired, but it was initially unclear what cost impacts this would have on a project of this scale and what structural systems should be delivered to provide this outcome.

A glulam girder and purlin system was quickly identified for its ability to achieve these freeform shapes and do so in a pre-fabricated and cost effective manner.

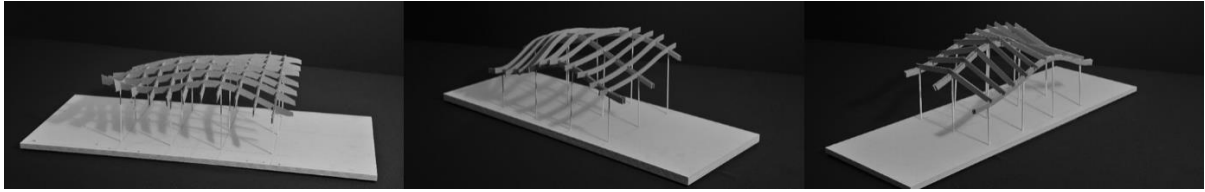


Figure 3: Initial Roof Concepts - Image GEC

To keep costs under control and to ensure fabrication timelines could be met Structurlam worked with GEC and RJC to determine an optimized curved primary beam production system. This involved using one consistent Glulam arch layout and moving sections of the beam in and out along this primary jig line. This movement of location along with a complex surface bevel allowed the roof to follow a freeform shape while working within a cost effective manufacturing boundary. Rhino and grasshopper were used to help develop the top side of roof geometry faces, which was re-informed by CNC practical tool paths to meet final design constraints.

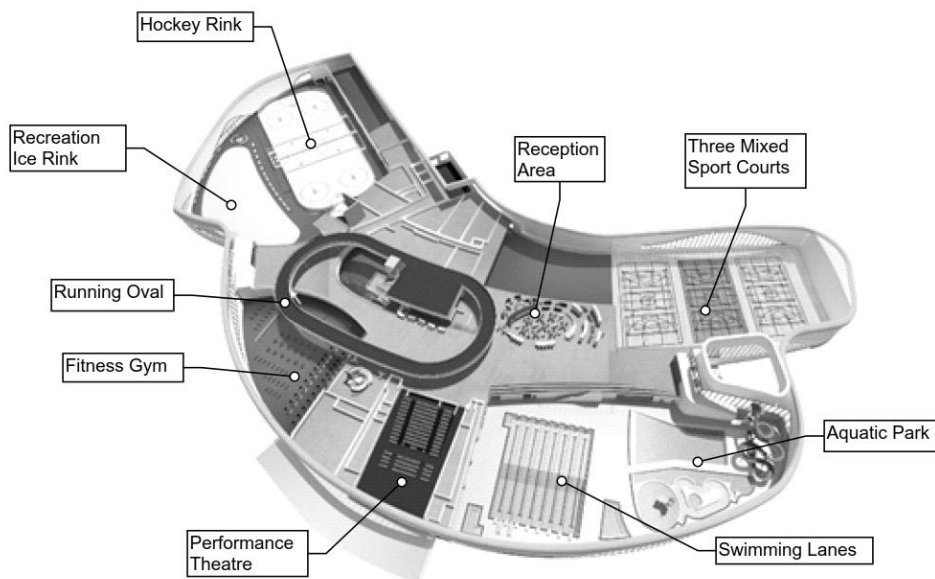


Figure 4: Project Model Overview - Image GEC



Figure 5: Interior Over Aquatic Centre - Image GEC

3. Engineering

The structural system works similar to a large tent structure with a roller coaster brace frame around the perimeter. The freeform glulam roof uses a similar arch layout throughout but adjusted on different angles and locations allowing a rolling, freeform roof system to be achieved. Snow drift loads throughout the structure were calculated to ensure adequate performance. Along the perimeter of the building around the parapet this resulted in extremely high loading conditions taking into account potential snow releases. High capacity connections were required along these unique geometry locations resulting in the need for precision coordinated BIM and fabrication delivery systems from all team members.



Figure 6: Glulam Roof System and Connections to Roller Coaster Truss

One of the key components to successful project deployment by Structurlam was the splicing of primary glulam beams. A single beam line across the width of the building was up to 80 m in length. These beam lines ran with two primary structural glulams side by side sitting on steel support posts and brace frames. Beams of this length unfortunately could not be trucked through mountain passes of the Canadian Rockies from Penticton, BC (Structurlam's Manufacturing location) to Calgary, AB. To overcome this Structurlam brought ISL Engineering on as a speciality engineering group and developed large moment splice connections at mid span of glulam beams. The splice connection ranged from 2-4 m in length and were able to reduce the lengths of glulam beams to a maximum of 27 m. These new sizes were much more manageable logistically and also provided substantial cost savings. The location of the splices was optimized to minimize moment design forces within the glulam in conjunction with shipping and fabrication logistics. Ultimately this resulted in a total cost optimization with a final net savings to the client. Each moment connection was individually optimized for screw placement and local forces making design development work a lengthy process. Engineering design and fabrication matrices were used to mitigate complex design processes.

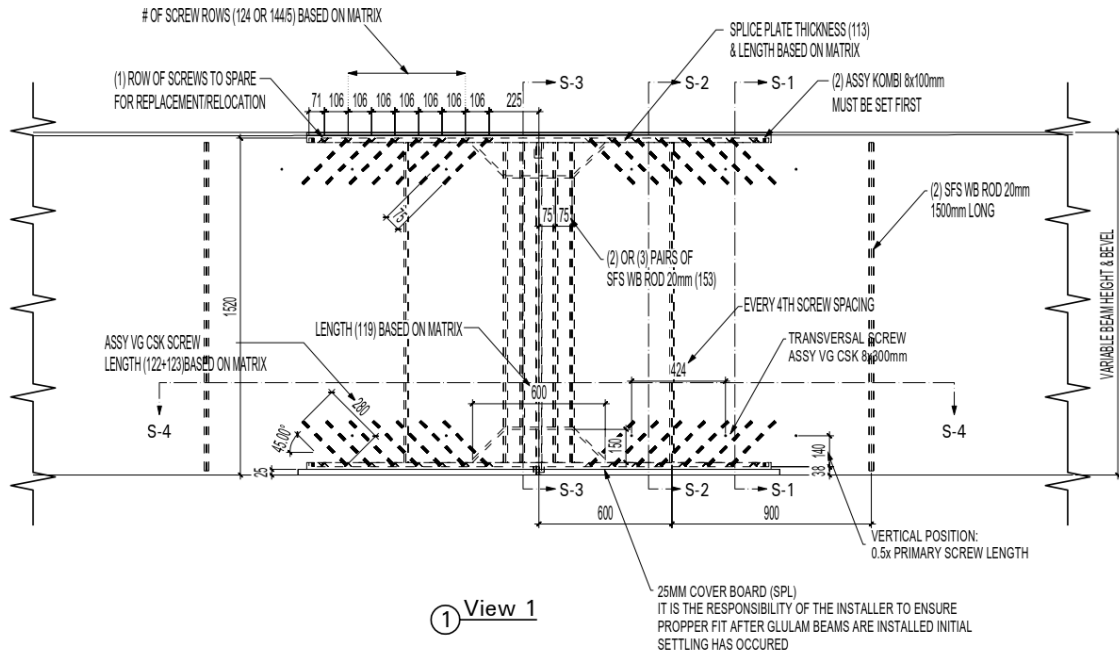


Figure 7: Glulam Moment Connection

Paired with the glulam splicing system Structurlam also deployed the use of pre-engineered primary beam to purlin connections. These connections took shape in the form of Knapp Ricons. Based on loading a variety of screw patterns, different Ricon sizes were used in each connection location. The combination of precision alignment and minimal tolerance allowance in each connection made these systems ideal for this project. The use of pre-engineered connections significantly shorted supply lines and made quality assurance easier to achieve. Custom steel connections, which are the norm for North America, would be fraught with individual weld callouts, tolerance issues and variety of unique connection situations. Being able to use a library of pre-engineered connection systems greatly simplified the deployment of this project and reduced overall supply chain risk in delivery.

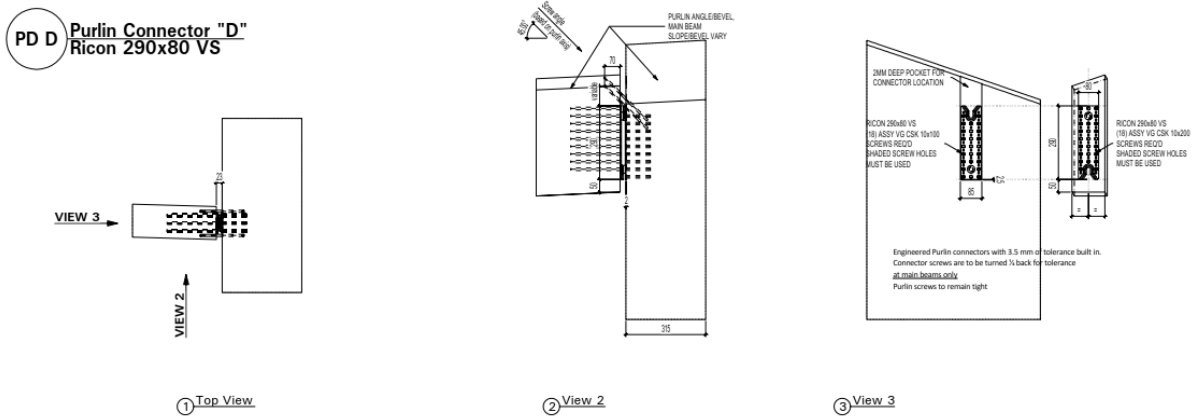


Figure 8: Ricon Purlin Connection

Many concerns were generated over the tolerance of the Ricon connections from gridline to gridline as they connected to a 315 mm wide beam on each end. Season shrinkage was expected in the glulam width over installation and conditioning periods of the building throughout the seasons. Initial designs used for allowed for tolerance bays to be site measured and cut as required, however as installation progressed the dimensional stability of the wood as well as fabrication tolerances were tight enough that clean installation of prefabricated purlins with Ricons preinstalled on each end was not an issue. As an end result, all but one of these tolerance bays were eliminated from the design resulting in

one of the largest freeform roof structures in the world that primarily uses pre-engineered connections. Cumulative tolerance did not end up being a high priority issue.

A tension strap system was also deployed above purlin connections allowing continuous force flow transfer throughout the roof system. Modelling placement size and screw conflicts of these systems would not have been possible without the BIM modelling system used.

Multiple types and sizes of self-tapping screws and fully threaded rods were used to reinforce glulam connections in several conditions. The clean form, shape and smooth installation of this project would not have been possible without the use of these modern timber connection systems. These connections truly resulted in the success of the overall structure.

4. BIM Modelling

Building Information Modelling (BIM) was mandatory on this project and all subcontractors were required to sign up to this process to be a member of the team. BIM 360 was used as a platform for collaboration, this was lead and organized by PCL. Structurlam used CadWork as a primary production software and was able to export .IFC files for upload and incorporation with files to BIM 360. Weekly clash and coordination meetings were held to ensure that MEP systems were routed correctly. More importantly the steel and glulam systems intertwined in a functional manner. These meetings resulted in online Requests for Information (RFIs) being issued directly in the BIM 360 work environment, which is not typical for construction teams. More serious RFIs were issued via conventional communication channels.

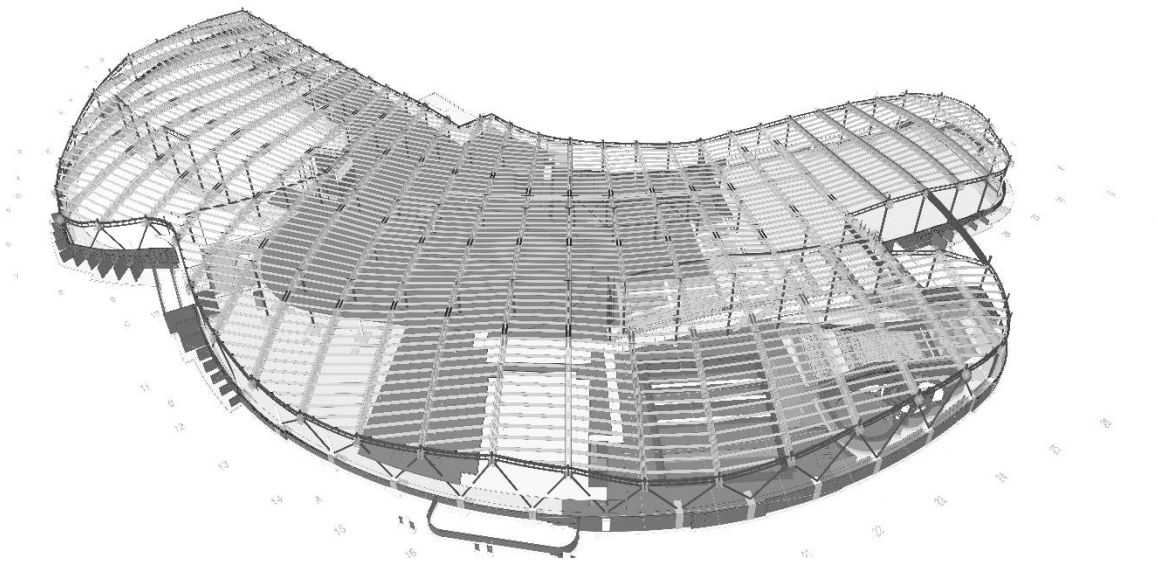


Figure 9: CadWork BIM Model

Structural coordination involved all bolt holes being pre-machined on CNC in Structurlam's facility for final field installation by Glenmore fabricators. The freeform nature of the glulam combined with the roller coaster steel truss around the perimeter made dissimilar connection tolerances difficult to work with. The wood system was +/- 2 mm, while the steel was closer to +/- 6 mm. Compromises had to be made to help ensure structural steel connections would work in conjunction with glulam hole coordination. A mock-up was constructed of one parapet edge condition during which it was determined that steel install and accuracy was a more difficult problem to manage than the mass timber glulam components.

This was the first global project coordinated in BIM 360 between this number of trades on a scale of this size. The BIM deployment method proved to be extremely successful and is slowly becoming an industry standard on projects of this typology. Design work in North America is typically conducted in a shorter timeframe than European counterparts may encounter. This results in many incomplete sets of information that need to be resolved

by multiple team members and coordinated in time for final construction. The use of products like BIM 360 enable a collaborative design system where problems across different stakeholder's scopes can be solved in real time.

5. Fabrication

Primary glulam beams, glulam purlins and steel connections were prefabricated in Struc-turlam's production facilities. Glulam fibre was composed of Douglas Fir sourced from British Columbia's interior forests. This strong and beautiful fibre was used to build split-lam glulam beams sized at 315 mm wide by 1500 – 1800 mm deep. Components were processed on a variety of CNC machines as required including an overhead Creno gantry machine, a Hundegger K2 and Hundegger PBA.

The project consisted of roughly 160 primary beams and nearly 2000 purlins, due to the freeform nature of the design every single piece in the project was unique based on the fabrication geometry. This meant that a larger portion of the fabrication process was based around logistics and sequencing of materials. Primary glulam members were manufactured months in advance and stored to ensure production schedules would be met.

Single primary glulam members weighed up to 8,000 kg with 14 m³ of D.fir Glulam in one beam. The shop drawing in Figure 10 shows the number of framing details included on each piece. This amount of framing required detailed quality control procedures to ensure that no detail was missed prior to shipping to site. All holes for connections were drilled and Ricons pre-mounted to beam placement locations.

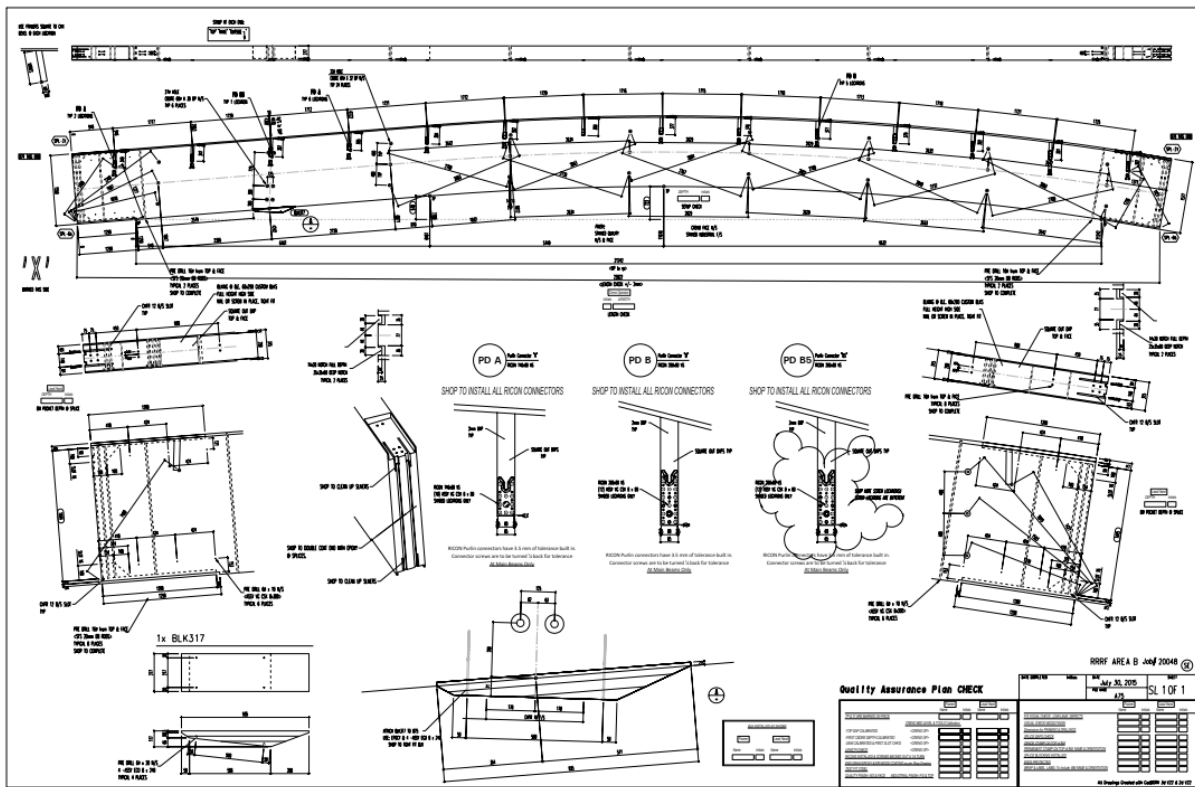


Figure 10: Primary Beam Shop Drawing

Reinforcing rods along glulam splice connections proved difficult to install in sections of less than 200 mm in width and over 1700 mm in depth. The rods would find and follow softer patches of wood. Specialty drilling equipment had to be procured and modified to help ensure reliance on straight install of these reinforcement rods.

6. Conclusion

The Shane Holmes YMCA Rocky Ridge Recreation Facility is a one of a kind project that demonstrates the success of prefabrication, BIM modelling and Mass Timber production systems. The early involvement of a Mass Timber supplier as a design member allowed the project to be driven to success in terms of schedule, engineering and fabrication techniques. A combination of innovative moment splice connections and pre-engineered purlin to glulam connections allowed this project to come in on-time and on-budget. We success stories like this we have already seen an increase in similar mass timber projects move forward in development stages.

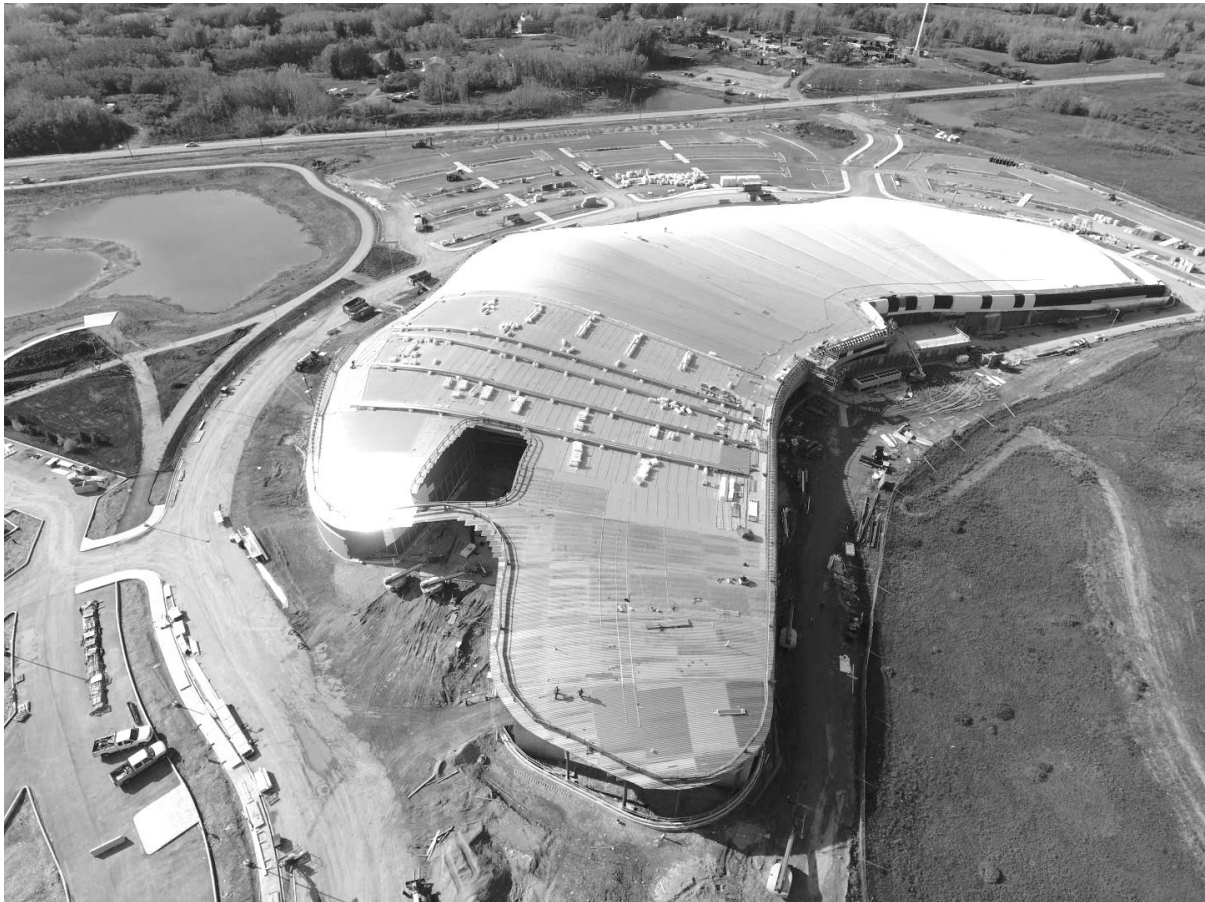


Figure 11: Construction Overview – Image PCL

7. Other Projects

Please view Nicholas's presentation to learn about other projects of interest by Structurlam including:

- First tech Credit Union – The Largest CLT structure in North America
- Carbon 12 – The Tallest Hybrid Mass Timber in the United States
- Brock Commons – The Tallest Hybrid Mass Timber building in North America
- East 6th Street – The Largest Steel frame, CLT floor plate building in the world
- Mountain View Campus – The Largest Concrete Composite CLT office in the world

Jincheng Plaza Transport Hub – Chengdu, China

Olivier Boissonnet
AREP
Paris, France



Jincheng Plaza Transport Hub – Chengdu, Chinan

AREP won the competition to design an urban mobility hub within the ecological zone of Chengdu, the ancient imperial city in eastern China, home to 10 million people.

The project aims to reconnect urban living with nature by creating an efficient transport network within a vibrant urban setting and well-integrated into the surrounding landscape. The interchange hub provides connections to four metro lines (1, 9, 11, and 18) and accommodates a multimedia resource centre and retail outlets.

1. The site

The site is located on the edge of the historic north-south thoroughfare and near the 5th Ring Road. Just 12 km away from Chengdu's city centre, the hub will sit within the green belt and in the vicinity of a river and a lake on its east side. On the west side, the 653-metre long and 283-wide site faces the sparkling decoration of the world's largest building, the New Century Global Center, a 1,700,000-square metre complex providing leisure, retail and hotel facilities...

2. The programme

The project conveys a different image of transport hubs and meets the intention of the City of Chengdu and of the metro operator to create an urban living space offering well-being and cultural opportunities, a place where people can make discoveries and meet.

The transport hub blends seamlessly with the surroundings and forms a coherent space that demonstrates the importance of mobility within modern cities. It lies beneath a garden and its large-volume spaces are able to accommodate four metro lines as well as commercial and cultural activities giving the facility its distinctive character. The details of the programme were refined in parallel with the spatial layout and the functions of the transport hub.

AREP put forward the idea of a cultural amenity that would tie in with the high quality of the site while giving it a distinctive identity. A large multimedia resource centre appeared as the best choice for this purpose. It will expand over 50,000 sqm (usable floor area) and will be complemented by 15,000 sqm of retail space. Pedestrian areas, car parks and technical premises will occupy the rest of the 200,000-square metre floor area.

3. The architectural project

The transport hub is discreet and restrained and integrates smoothly with the surroundings, «turning its back» on the giant New Century Global Center. It opens up onto the landscape and the lake to the east, thus capturing the morning light, a decision that played a key role in the selection of the project by the city of Chengdu and the metro operator.

The large underground infrastructure playfully combines vegetation, lightness and natural light. All the metro platforms are located 20 metres below ground level. The transfer areas, services, commercial, and cultural amenities are located 13 metres below ground level (reference datum). They connect to the city and the gardens through the slight gradient of a slope that offers extensive views of the surrounding landscape.



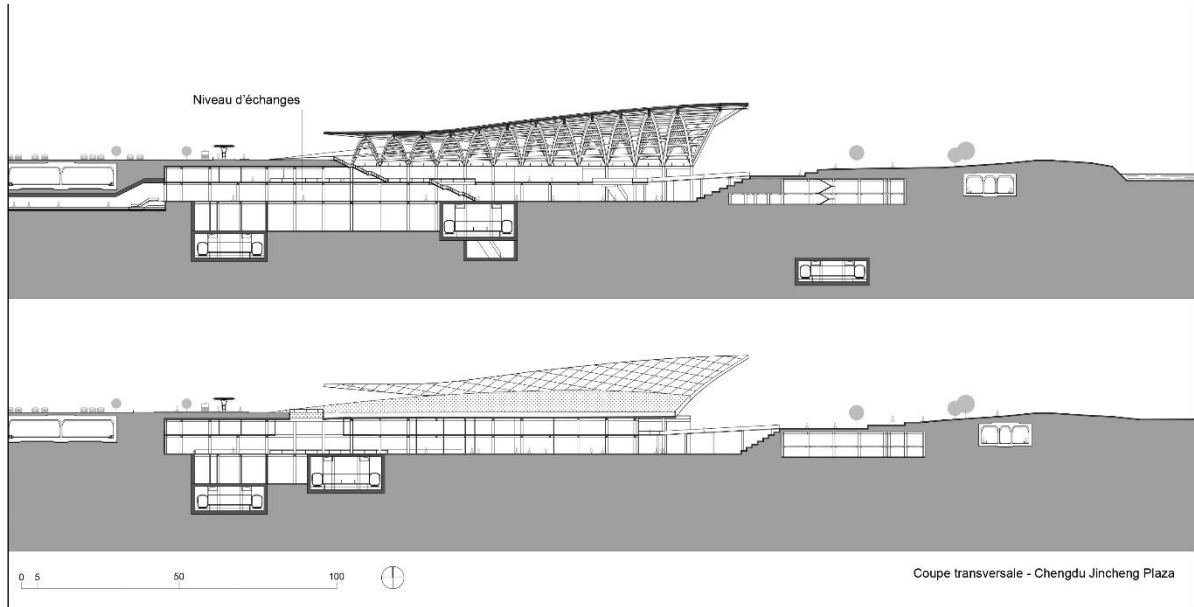
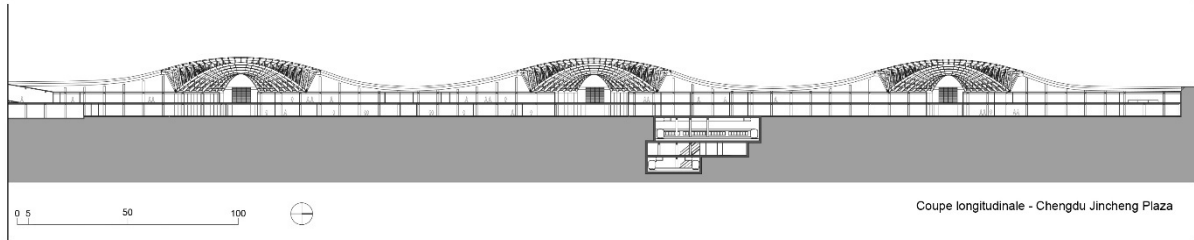
On the east bank, three undulating structures rising eight metres above the natural ground level marks the entries to the station, retail outlets and multimedia resource centre. They structure the entire space and open up the interior volumes allowing for daylight to pour into the area while enhancing functional legibility.

The choice of timber for the structure of the three entrances came naturally and underlines their special architectural form in an environmentally friendly and simple manner. The bracing and the crossed arches are made of glue-laminated pine timber, which ensures the stability and lightness of the smoothly undulating but large-span forms reaching 96 metres. This is China's largest timber span structure.

The timber comes from North America. The structure is covered with ETFE. Chengdu has a mild climate that allows the interior of the transport hub to be well ventilated naturally, without any heating or air-conditioning.

The roof structure is divided into soil covering area and ETFE daylighting area. The former area applies concrete framework structure (9x9m standard column net), and the latter structure separates from it and applies steel-plywood structure. Set wooden arch support at level -2m, which is connected with the concrete slabs on two sides to provide horizontal bracing.

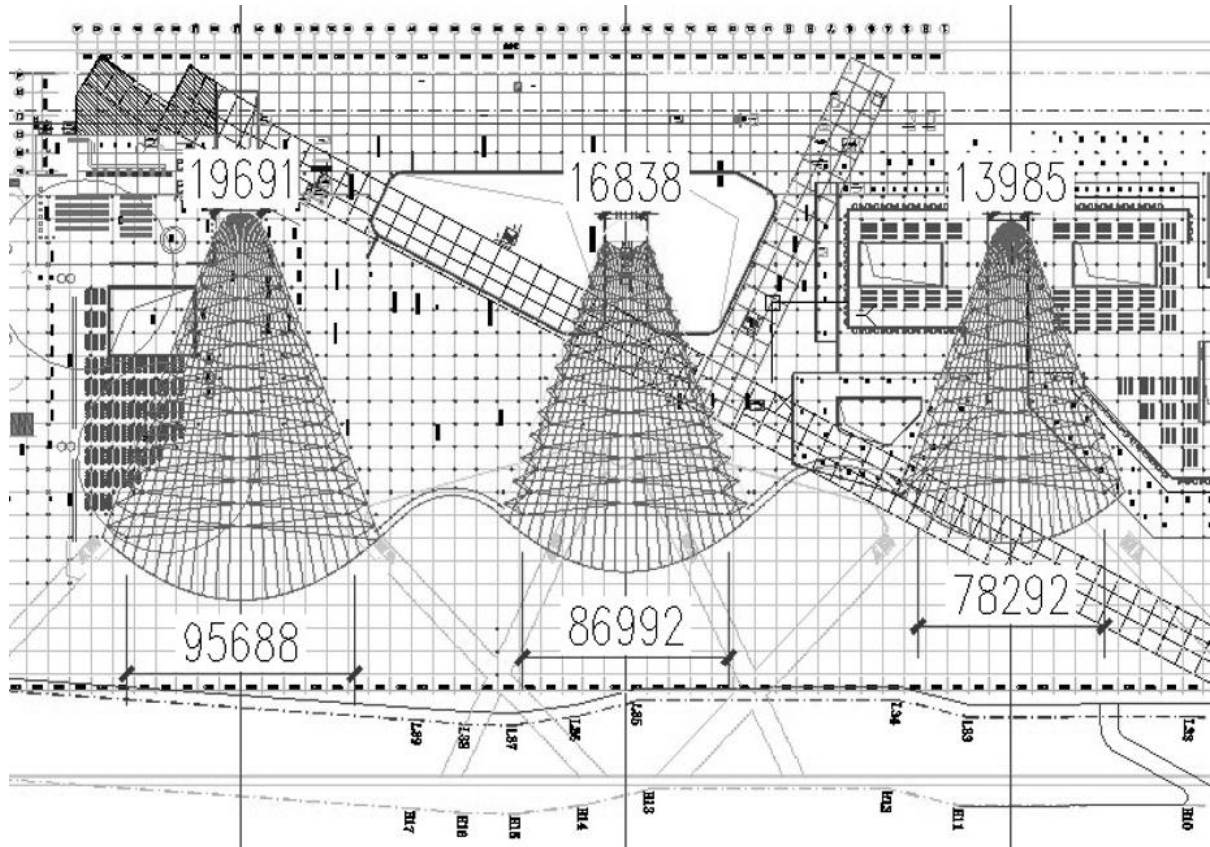
Despite the constant flow of passengers, Jincheng Plaza is a place that promotes well-being, optimizes movement through pleasant circulation routes punctuated by leisure, cultural or shopping opportunities. It is also a place that connects with and respects the surrounding environment, the relaxing natural landscape formed by the green belt, the lake and the river.



4. The project profile

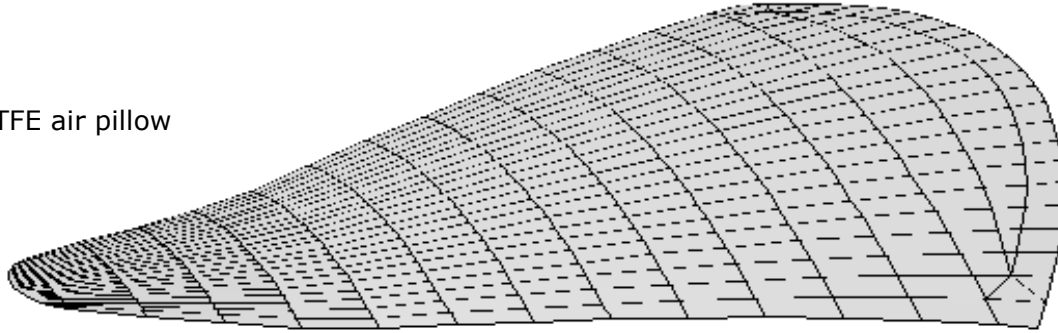
ETFE roof becomes larger from north to south, the main arch spans are 78.3~14.0m, 87.0~16.8m, 95.7~19.7m, and the roof height (from level -2.0m) are 17m, 20m and 23m.

Every two main arches are intercrossed and form spatial structure with roof transverse beam and diagonal bracing. The main arch spacing is 9m.

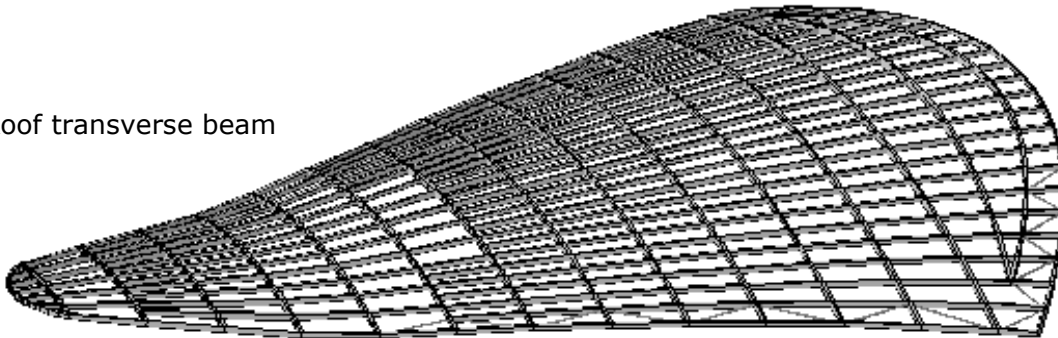


5. The project structure layout

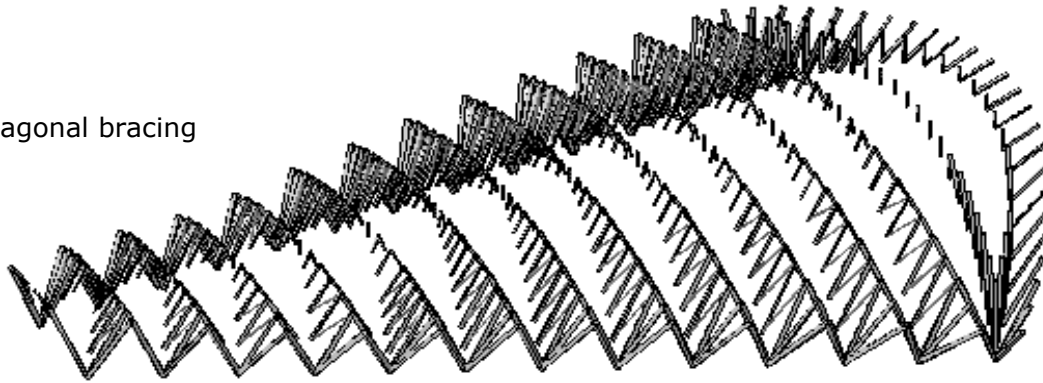
ETFE air pillow



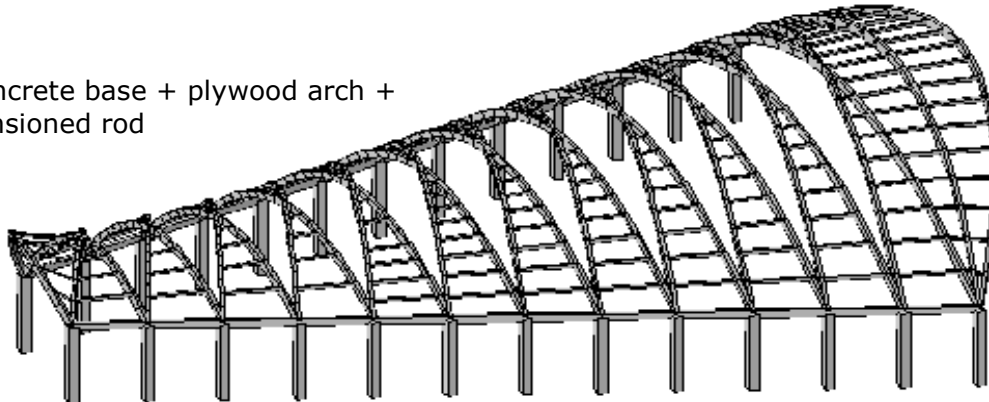
Roof transverse beam



Diagonal bracing



Concrete base + plywood arch +
Tensioned rod



6. The use of timber

Today, China produces and uses small quantities of timber, but has recently started developing the production of timber in an environmentally friendly way. Its quality is not yet good enough, though, to be used in the construction industry. Both the client and the local authorities enthusiastically embraced the use of timber for the structure. Wood is a sustainable and natural material that is present throughout the traditional Chinese architecture and contributes to creating a welcoming and stress-free environment. The structure has been designed by MAP3 and will be implemented by a Chinese firm.

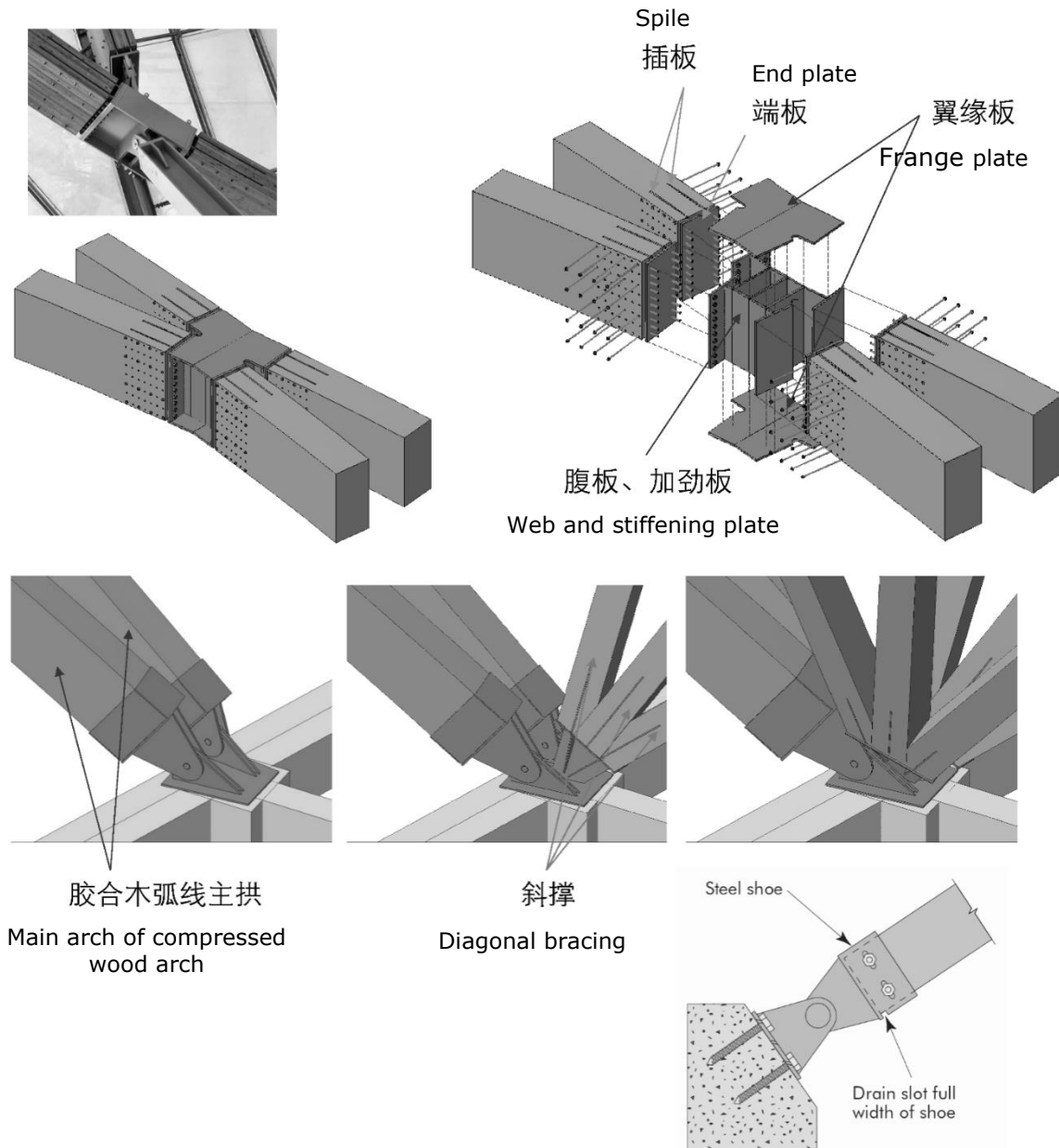
6.1. Large span wooden structure and ETFE air pillow

- The wooden structure, together with steel joint and members, can fully play performances of different materials and decrease load.
- The structure members and covering materials are exposed to show an integration design of the architectural and structural space and present unique sense of freshness, comfort and harmony.
- Reduce the use of large-area glass curtain wall, avoid light pollution, select light-weighted new roof material. ETFE will significantly reduce the self-weight of the roof cover.
- ETFE roof material is shading, energy efficient and saving decoration cost.
- ETFE is pollutant-proof and not easily showing the dirt. The lateral ventilation skillfully designed at the roof connection can reduce risk of water leakage.
- ETFE roof is modular in blocks which is easy for replacement during maintenance.



6.2. Steel joint design

Crossing joint of dual-arch: wood arch beam connects with spile and end plate through nail and bolt. Prefabricated in factory, it is then connected on site with central rigid joint through bolt.



6.3. Timber structure advantage

Life span: modern timber structure can have a long-life span of 200 years if it is well maintained.

Energy saving: as experiment shows, the heating energy consumption of buildings with timber structure is at least 20% lower than those buildings with reinforced concrete.

Aseismic performance: the past cases and multiple vibration tests show that timber structure can resist magnitude 8 or even larger earthquake. The joints formed by timber and metal connecting members are elastic and deformable to some extent. Its self-deformability can effectively consume seismic force and ensure integral safety of the building framework.

Environmental: in the growing process, 1m³ wood absorbs around 1-ton CO₂, and after trees are cut down they can be made into wood products, the carbon elements of CO₂ will be permanently reserved, and sustainable forest management can ensure that forest can continuously provide wood material without destroying the environment.

Recycling: when the timber structure reaches its life end, wood can be recycled or used as energy.

6.4. Timber structure problem solution

Fireproofing: when compressed timber is combusted, the peripheral carbonization layer flame delay will intrude the interior and destroy structural stress, provide safety escaping time, and work out big enough wood transverse section to satisfy fireproof design. The timber structure in this project is exterior so it is easy to escape. Fireproofing of timber structure is basically relying on fireproof gypsum board and sprinkling system to reach the national fire code requirement.

Dampproof: through methods of baffling, drying and drainage, make rainwater deviates timber structure surface, and use anticorrosive wood to improve durability of key components if necessary. Use one-way breathing paper on walls to discharge moisture in walls, and since exterior moisture cannot enter, the whole structure will keep dry.

Termite: for modern timber structure, it mainly applies combination of physical and chemical methods to make anticorrosive treatment on timber close to foundation and install insect net is also necessary.

Cost: the cost of timber structure building largely depends on degree of interior and exterior decoration. As timber structure itself has vivid expressive force, it can greatly reduce the decoration cost.

Client:

Chengdu Communications Investment Group Co. Ltd (CCIC)

Project management:

AREP Ville; Sichuan Provincial Architectural Design and Research Institute (SADI); China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd (T2 yuan)

AREP team:

Luc Néouze, Zhang Jianhua, Li Jinzhou, Zhou Hongyue, Yu Xiaolin, Xu Dalin
Structural engineering:
MaP3

Surface:

225,000 sqm

Delivery:

2020

Lorient-Bretagne Sud Railway Station, France

Olivier Boissonnet
AREP
Paris, France



Lorient-Bretagne Sud Railway Station, France

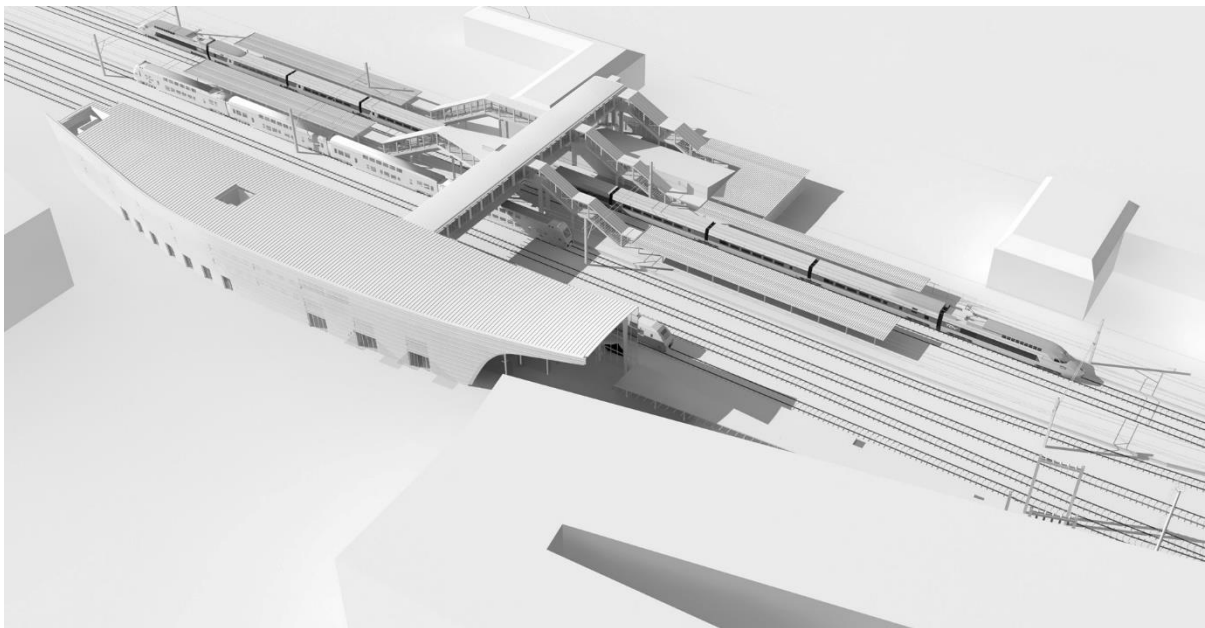
1. A station designed for the arrival of the high-speed rail line in 2017

The new Lorient railway station, which was inaugurated in May 2017, has been designed to deal with the increasing passenger numbers, expected to rise from 1,2 million to 2 million by 2020. The station has the capacity to accommodate two additional high-speed trains (TGV) per day and 48 intercity connections.

The view of the shipyards from the bridge overlooking the Scorff estuary plunges passengers arriving from Paris into the maritime cityscape. A few moments later, the train draws to a stop alongside the timber passenger building, which echoes the fluid forms of ship hulls. The station runs along the road, between the rail tracks and the bus rapid transit lanes.

When users get to the station, they take the timber footbridge that spans the tracks and leads to the platforms. Timber was chosen for its welcoming and comforting properties as well as durability.

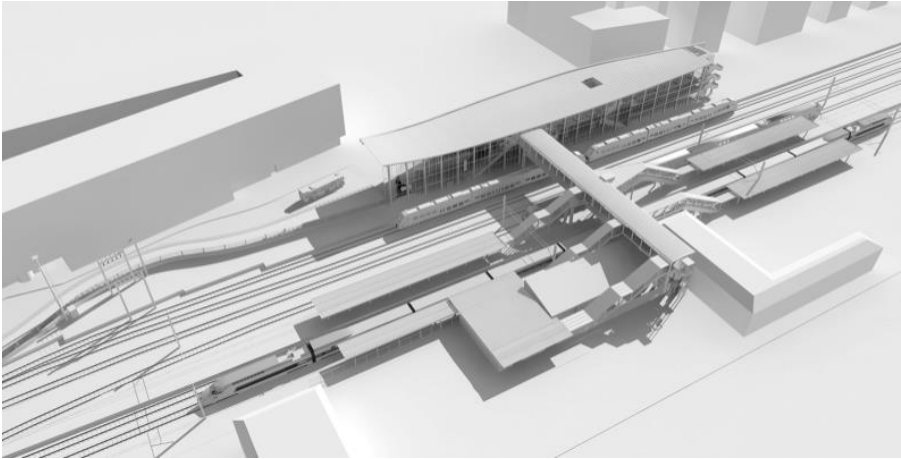
The major challenge has been to design a lightweight and slender timber structure that serves a legible, safe and welcoming station.



2. Lorient railway station: An urban connection in the heart of intermodality

The former station building was located to the north of the rail tracks, turning its back on the city. The project has placed the new building to the south of the rail tracks: opening up both to the ocean and the city centre, the station now acts as a gateway to the entire conurbation and beyond, to the Ile de Groix.

The access point to the north accommodates passenger services. It is connected to the main building by the footbridge, which does not only allow to access the platforms, but also acts as a pedestrian urban connection.



The main building combines two adjoining spaces comprising the passenger building on the east side and a commercial development on the west side, thus responding to the municipality's intention to create a building that would extend to the forecourt recently developed in the heart of the Odysée special planning district (ZAC).



The entrance to the station is located at the east end of the concourse and faces Avenue Franchet d'Espérey, the main city thoroughfare. It opens up onto vistas along the thoroughfare and the south forecourt, as well as onto the bus rapid transit lanes and the coach station that is being developed along the tracks in the east.

3. The passenger building: A timber shed

3.1. The timber frame

The Douglas-fir timber frame is fixed on a set of concrete posts, beams and floors that ensure stability. The main structure is composed of 23 portal frames made of Douglas-fir laminated timber having a span of between 12 and 19 metres and a height of 13 metres. The stress in the braces is distributed across the frame over a length of 113 metres through the timber roof.

Thereby, neither the fully transparent north façade that opens onto the platforms, nor the south hall façade need any triangular elements.

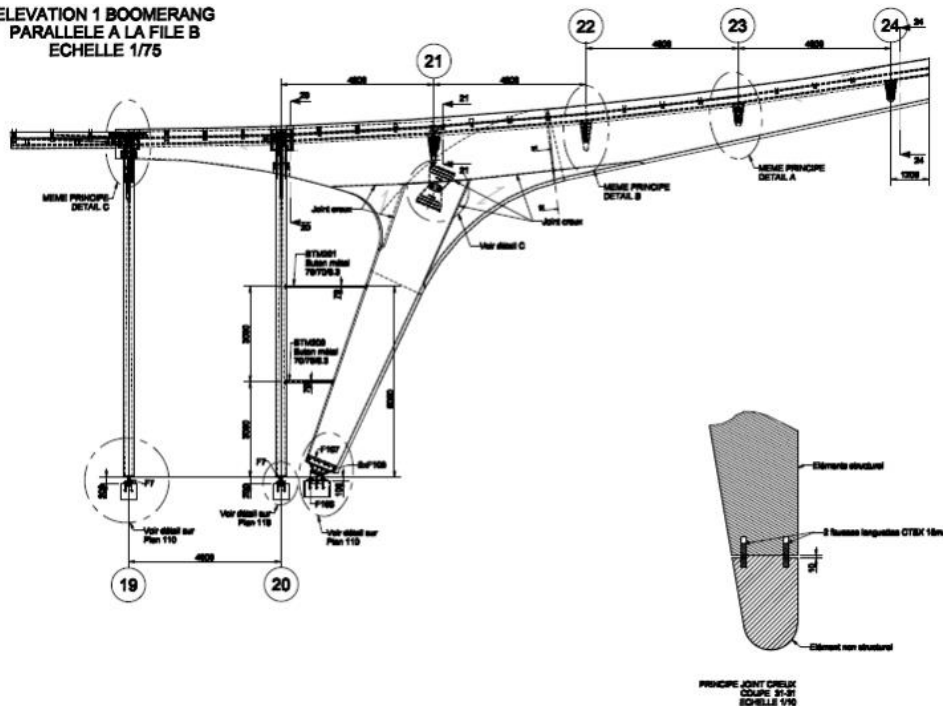
The portal frames are composed of posts and beams whose varying cross-sections depend on the internal stress, and of rib-like profiled sections describing a continuous form. The four half-portal frames which are perpendicular to the canopy are supported by the trident-like main structural element.

The embedded fastening elements have platinum ends that are incorporated into the timber beams.



A canopy, supported by a key, trident-like structural element, extends the concourse outwards. This structural element in laminated timber supports the four cantilevered half-portals and the roof. The north façade extends to shelter the entrance from the wind. Fully glazed, it allows sweeping views of the trains from the concourse and expands towards the linear canopy of the coach station. The structure itself conveys the idea of intermodality at the Lorient station.

ELEVATION 1 BOOMERANG
PARALLELE A LA FILE B
ECHELLE 1/75



3.2. The roof: Fifth façade and bracing

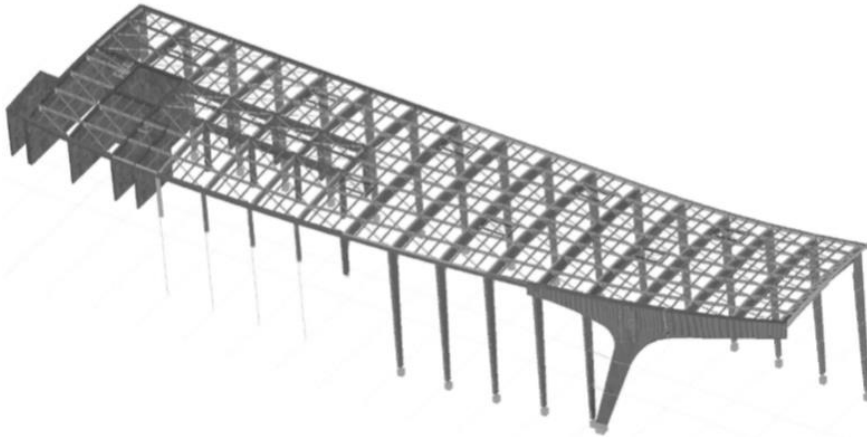
The double-curved roof matches the supple form and outline of the building and forms a fifth façade that can be seen from the buildings of the Odysée special planning district (ZAC) that bring to mind lighthouses.

The plan of the roof contributes to the overall bracing as the stress is transferred from the portal frames and the east canopy towards the internal reinforced concrete structures.

The purlins that are fitted on the portal frames support the timber panelling. The whole structure is braced by triangulation, consisting in inserting steel tie rods into the purlins.

The underside of the roof in the 12-metre-high concourse features a 5cm x 5cm spruce lattice supporting a sound-absorbing material aimed at minimising background noise levels to ensure that audio announcements are audible.

LORIENT Bâtiment Voyageurs



3.3. The south façade: A sheltered timbered façade

The south façade features timber-frame panels that provide thermal insulation. The panels feature a 4.80-metre span that matches the portal frame span and have openings corresponding to the windows of the operational premises and offices.

The interior façade is covered with uncoated chipboard panels. A rainscreen cladding prevents water from penetrating into the exterior façade. Its red tint evokes the range of colours used during Lorient's Reconstruction era. The rain screen is protected by an ultra-high-performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) screen wall which also reduces solar radiation.



The screen wall gives the building consistency by homogenizing the size of the various openings, each corresponding to a different function:

- The fully glazed station hall to the east;
- The retail outlets on the ground floor;
- Station offices;
- The open plan space of the adjoining commercial development.



3.4. The north façade: A transparent façade overlooking the Platforms

The fully glazed north façade has been designed according to two principles:

- The station façade features a steel frame and profile, as well as glazed openings. The concourse has no thermal insulation except for the waiting areas;
- The façade of the commercial development features an aluminium frame and profile, as well as double-glazing to comply with the 2012 thermal regulations.

These self-supporting façades are fixed to the timber portal frames by steel bearings allowing adjustments and movements of the façades thanks to oblong holes.



3.5. The east façade

There was practically no need for an east façade (the various types of transport means would have been better connected). However, the concourse needs both to remain inaccessible during the closing hours and provide shelter from bad weather. To this end, a simple glass screen separates the concourse from the canopy.

Five cable-stayed masts rise from the ground. They are connected to each other at their base and are fixed to the portal frames by bearings. They support the glazed panels thanks to ties in order to avoid any horizontal or vertical profile and to attenuate the presence of the façade. The fastening devices at the top of the mast allow structural frame movement.



3.6. The footbridge and platform access

The pedestrian bridge leads directly into the station concourse and connects the city centre to the northern district of Kerentrech.

- The footbridge forms a horizontal link composed of 18-metre spans;
- The sloping diagonals that lead to the platforms are designed in the same way.

Each span is supported by steel frames and features a double Vierendeel truss made of Douglas-fir laminated timber. The chords and posts are linked and embedded. The beams have been reinforced by steel diagonal tie rods having a 6 cm diameter so that chords can be the slimmest possible at a 40cm x 30 cm height and the posts at a 30 cm square section.

This solution resulted in a transparent and lightweight structure and minimized the difference in height as the pedestrian bridge lies seven metres above the rail tracks.

The lower chords and posts are covered with steel cladding and copings to protect the embedded fastening elements. The chords are protected by the overhanging deck, thus reinforcing the image of a lightweight and plane footbridge.

The platform accesses accommodate all the vertical circulations – stairs, escalators and lifts.

This layout offers both sheltered and legible circulation routes and a safe environment while allowing sweeping views of the station and the city.



3.7. The platform shelters and the coach station

The platform shelters are made of Douglas-fir timber according to a double-pole system in order to minimise spread footing. The roof is supported by tie beams featuring varying sections; they are linked by a central double beam that incorporates the eaves gutter. The tie beams cantilever from the Kalzip® double-sloped roof (the same material has been used for the station roof).

The coach station shelter stretches out over 300 metres and forms a canopy supported by posts set every 4.80 metres. The glazed end of the canopy allows views of the station canopy.

3.8. Flooring

The floors of the pedestrian bridge and stairs are covered with 6 cm wide Moabi hardwood slats set on stringer beams, themselves resting on the structural purlins perpendicular to the wooden truss. Linear ribs ensure anti-slip flooring.

**Architects:**

Jean-Marie Duthilleul, Etienne Tricaud and François Bonnefille
AREP and SNCF Gares & Connexions

Structural engineering and façades:

H.D.A. Hugh Dutton & Associés

Envelope:

Timber frame and steel structure: Mathis et Baudin Châteauneuf

Façades: A.C.M.L.

Foundations and concrete structure: S.R.B.

Whisky-Destillerie Macallan, Schottland

Dr. Erich Wiesner
Eigentümer und Geschäftsführer WIEHAG GmbH
Altheim, Österreich



DI(FH) Clemens Huber
WIEHAG GmbH
Altheim, Österreich



Whisky-Destillerie Macallan, Schottland

Die Dachkonstruktion des neuen Produktions- und Besucherzentrums der Macallan Whisky-Destillerie in Schottland bildet ein geometrisch hochkomplexes Gitterwerk mit fünf kuppelartigen Erhebungen. Die Kunst dabei: eine organisch geschwungene Form aus geraden Trägern und ebenen Dachelementen zu bauen.

1. Einführung – Architektonischer Entwurf

Rund 20 km von der Nordsee entfernt liegt im Norden der schottischen Lowlands die bekannte Whisky-Destillerie «The Macallan», die zur Edrington-Gruppe gehört. Hier werden seit 1824 inmitten von sanft geschwungenen Hügelzügen hochwertige Single-Malts hergestellt. Die Anlage bestand bisher aus einem alten Herrenhaus und zahlreichen Produktions- und Lagerhallen, die sich durch eine pragmatische Gestaltung auszeichnen.



Abbildung 1: Visualisierung der Gebäuderückansicht: Ein 207 m langes und 63 m breites, begrüntes Dach mit fünf kuppelartigen Erhebungen überspannt das neue Produktions- und Besucherzentrum des Whisky-Herstellers «The Macallan» in Schottland. Zwei Drittel dienen der Produktion, der Rest ist Showroom. ©RSHP

Nun scheint es, als wollten die Besitzer der Destillerie die bauliche Erweiterung qualitativ ebenso hochwertig realisieren, wie die Qualität ihrer Produkte. Dafür engagierten sie das renommierte Londoner Architekturbüro Rogers Stirk Harbour + Partners sowie die Ingenieure von Arup.

Der Entwurf für das neue Gebäude ist 2012 als Gewinner aus einem international eingeladenen Architekturwettbewerb hervorgegangen. Es soll neben weiteren Produktionsanlagen ein Besucherzentrum inklusive Ausstellungsflächen beherbergen. Auch war es der Bauherrschaft wichtig, dass die Whisky-Fans den Herstellungsprozess auf einem Rundgang durch das neue Gebäude erleben können, und dass es sich systematisch erweitern lässt.

Die Architekten planten den Neubau mit rund 12.000 m² Nutzfläche entlang der Hauptschließungsstraße auf dem Firmengelände in unmittelbarer Nähe zum alten Herrenhaus. Dieses ist weiterhin Ausgangspunkt für die zu erwartenden Besucher.

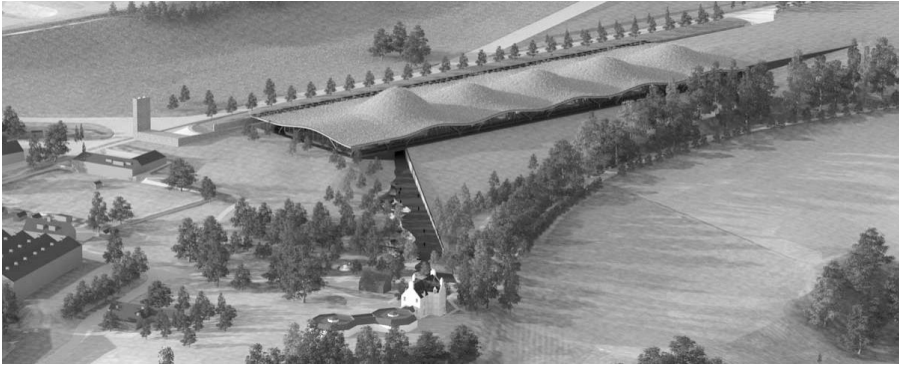


Abbildung 2: Vom alten Herrenhaus (unten im Bild) führt eine Art Hohlweg zum Neubau. ©RSHP

Das langgestreckte Gebäude zeichnet sich besonders dadurch aus, dass es mit seiner Umgebung zu verschmelzen scheint. In Erscheinung tritt vor allem ein riesiges, begrüntes Dach mit Abmessungen von 207 m x 63 m, unter dem sämtliche Nutzungen vereint sind. Fünf kuppelartige Erhebungen, die sich bis zu 27 m Höhe aufschwingen und in einem großzügigen Vordach auslaufen, strukturieren die enorme Fläche und lassen sie wie eine gebaute Version der umgebenden Landschaft wirken. Durch die allseitige Auskragung und die durchgängige Glasfassade entsteht ein markanter und sinnhafter Übergang von Gebäude zu Terrain.

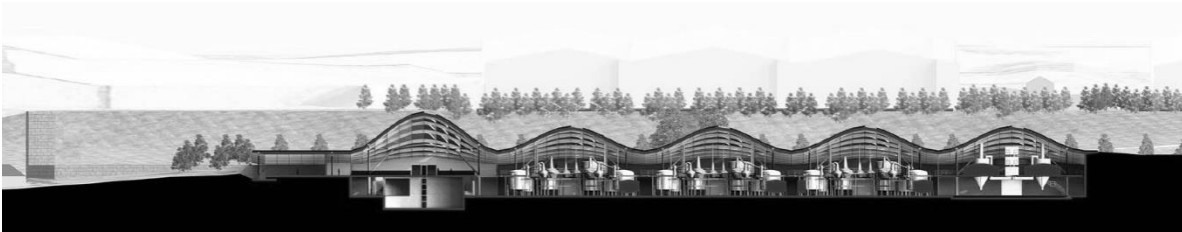


Abbildung 3: Schematischer Gebäude-Längsschnitt mit Holzdachkonstruktion. In den vier 18 m hohen Kuppeln ist die Fabrikation angesiedelt, in der fünften, 27 m hohen Kuppel ein Ausstellungsbereich, der in ein Besucherzentrum unter dem anschließenden Flachdach übergeht. ©RSHP

2. Das Dach

2.1. Dachaufbau

Das begrünte Dach wird lediglich an einigen Stellen mit dreieckigen Fenstern durchbrochen. Das Holztragwerk und seine aufwändige Eindeckung mit Erde und Gras ruhen auf mächtigen Stahlrahmen-Unterkonstruktionen, die ihrerseits in der Stahlbeton-Bodenplatte verankert sind. Die dunklen Stahlstreben zeichnen sich auch an den Fassaden ab, gliedern so den Bau zusätzlich und verleihen ihm seinen hallenartigen Charakter.

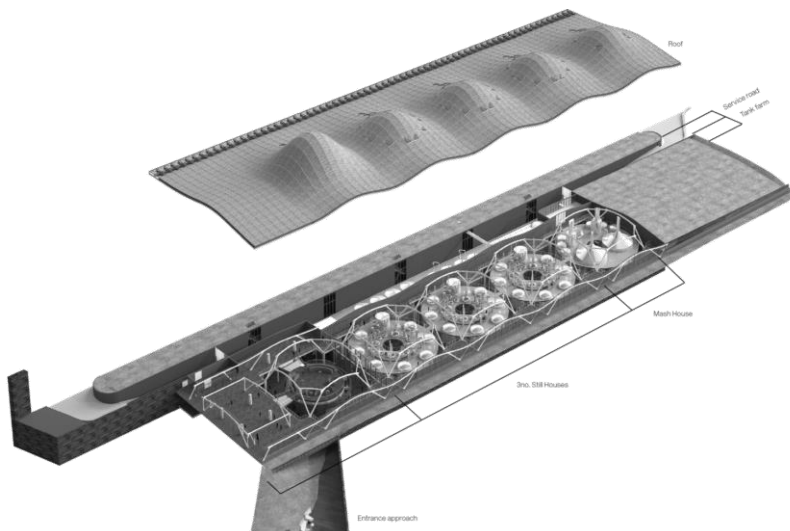


Abbildung 4: Anordnung und Organisation von Produktions- und Besucherbereich ©RSHP

Der Eintritt zum Gebäude erfolgt vom alten Herrenhaus her über einen freifließend gestalteten Vorbereich. Am Ende dieser Zone gelangt man unter einer «Erdbrücke» hindurch ins Besucherzentrum, das mit seinen Ausstellungsbereichen unter einem flachen Teil des Daches liegt. Daran schließt mit 27 m die höchste der fünf Kuppeln an, die so auch als bildhaftes Zeichen für den Eingang in Erscheinung tritt. Unter den übrigen vier mit einer Höhe von je 18 m folgt die linear angeordnete Whisky-Produktion, die von den Besuchern besichtigt werden kann. Am Ende der vierten niederen Kuppel ist der Bau so gestaltet, dass er bei Bedarf mit weiteren Kuppeln ergänzt werden kann.

2.2. Holz: Material für guten Whisky und ein einmaliges Dach

Die Architekten wollten von Anfang an ein Gebäude mit einem Dachtragwerk aus Holz. Damit sollte Bezug genommen werden auf die Lagerung des Whiskys in Holz bzw. Eichenfässern, die elementar für die Qualität des Endproduktes ist.

Als Grundkonzept für die Holzkonstruktion hatten die Architekten und Ingenieure ein Gitterwerk entwickelt. Ab einem gewissen Stadium wollten sie auch Holzbauspezialisten im Planungsteam haben. Über eine beschränkte Ausschreibung kam das österreichische Holzbau-Unternehmen Wiehag zum Zug.

Als Vorgabe erhielten die Holzbauplaner von den Architekten die räumliche Struktur des Grundkonzepts der Dachlandschaft in Form von Knotenkoordinaten sowie das gewünschte Ebenen-Achsraster für die Gitterkonstruktion (3 m x 3 m). Auch das Hauptachsraster von 18 m in Querrichtung bzw. die Spannweite eines Kuppelfeldes über zwei solcher Achsen war mit 36 m bereits festgelegt. Auf dieser Basis entwickelte Wiehag die gesamte Geometrie und nahm die dazugehörige Bemessung und Konstruktion der Bauteile vor.

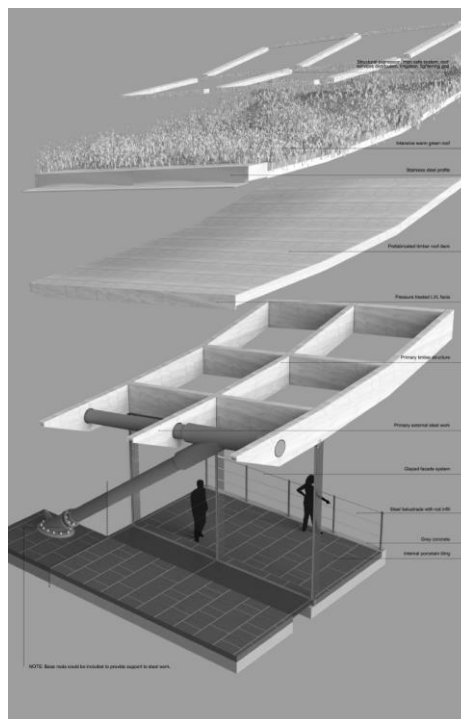


Abbildung 5: Schematische Darstellung des Aufbaus der Gesamtkonstruktion ©RSHP

3. Tragkonstruktion

3.1. Gitterkonstruktion des Daches

Die Träger der Gitterkonstruktion liegen in der Dachaufsicht im quadratischen Ebenenraster von 3 m x 3 m und erscheinen durch die Projektion auf die Fläche verkürzt.

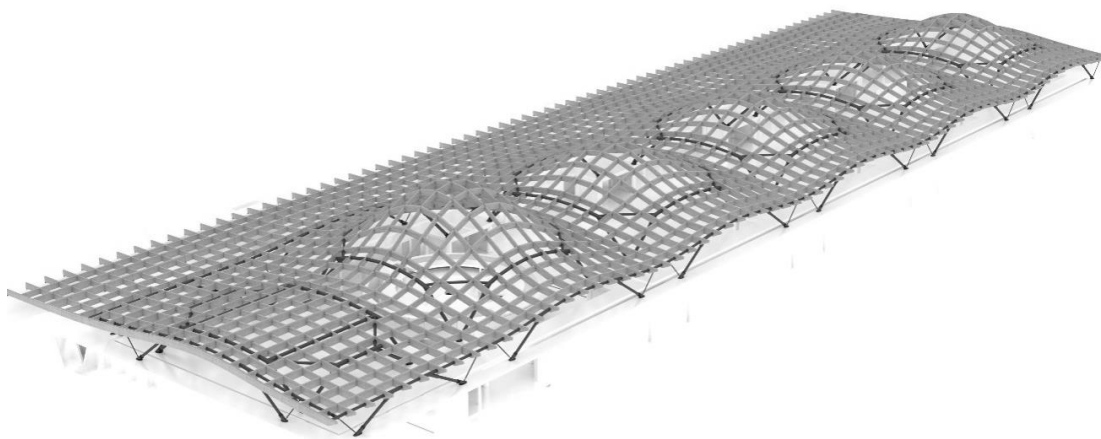


Abbildung 6: Das hölzerne Gitterwerk ruht auf in sich stabilen Stahlkonstruktionen aus Stahlzugringen auf V-förmig ausgebildeten Stahlstützen sowie auf Stahlstreben und -trägern in Richtung der Längsfassaden. Die Höhe der geschwungenen Traufe liegt zwischen 3,50 m und 5,20 m. ©WIEHAG

Das Hauptträgergestüt einer Kuppel bilden jeweils zu Polygonzügen verschweißte Stahlträger. Dabei wird jedes Kuppelfeld in Längs- und Querrichtung in den Viertelpunkten von zwei solchen Polygon-Trägern überspannt. In den vier Kreuzungspunkten sind sie über biegesteife Anschlussknoten miteinander verbunden. Die stählernen Polygon-Träger wurden mit Kerto-Platten bekleidet.

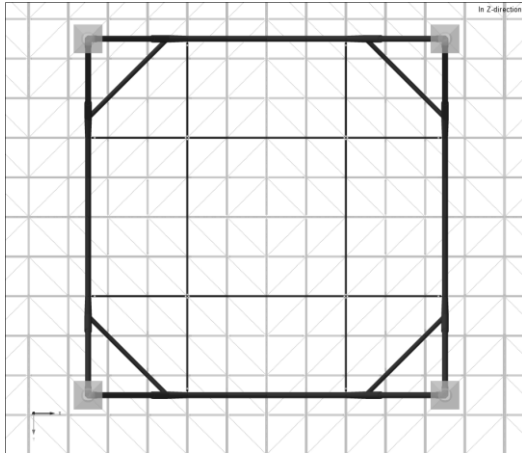


Abbildung 8: Lage der 2 x 2 sich kreuzenden Polygonträger aus Stahl, die das Hauptträgergestüt einer Kuppel aufspannen. ©WIEHAG



Abbildung 7: Biegesteifer Anschlussknoten für zwei sich kreuzende, holzbekleidete Stahlträger (mit Montage-Abstützung), daran anschließende BS-Holz-Stabzüge und dazwischen gehängte Träger-„Stücke“ in Form von Parallelogrammen. ©WIEHAG

Die übrige Tragstruktur des Gitterwerks besteht aus zwei Trägertypen aus Brett-schicht(BS)-Holz: Zum einen aus längeren, einfach gekrümmten Bogenbindern, die über mehrere 3 m-Felder reichen, deren Ober- und Unterseiten jedoch feldweise, also im 3-m-Raster, wie ein Polygonzug abgefräst wurden (Oberseite als ebenes Auflager für die Dachelemente). Sie erscheinen in Form geknickter Stabzüge. Zum anderen aus kurzen geraden Träger-«Stücken» im 3-m-Raster.



Abbildung 10: Gerades Träger-„Stück“ im 3-m-Raster. ©WIEHAG

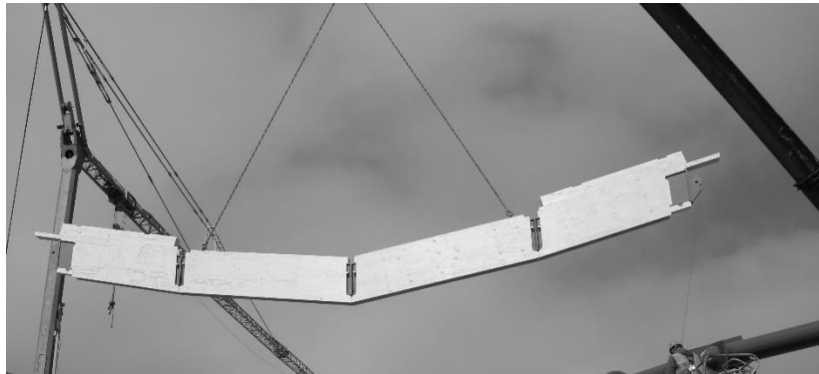


Abbildung 9: Einfach gekrümmter Bogenbinder der über mehrere 3-m-Felder polygonal zugeschnitten wurde. Die Träger des hölzernen Teils des Gitterwerks bestehen aus BS-Holz und sind beidseitig mit Kerto-Platten bekleidet. ©WIEHAG

Die Idee, aus gebogenen Trägern Stabzüge mit Knicken herauszufräsen, resultierte aus der Überlegung, die Menge der Stahlschlüsse zu minimieren, da sie mit zunehmender Zahl die Steifigkeit der Konstruktion reduzieren. Beim Herausfräsen gab es allerdings eine Einschränkung: Zur Vermeidung von Querspannungen (Lasteinwirkung quer zur Faser) und einer unverhältnismäßig großen Tragfähigkeitsabminderung der Querschnitte aufgrund der angeschnittenen Holzfasern durften die Knickwinkel 13° nicht überschreiten. Wo sie größer als 13° wurden, mussten die Träger unterbrochen und über Schlitzblech-Stabdübel-Verbindungen biegesteif wieder miteinander verbunden werden. Das ist etwa im Bereich der Kuppelspitze der Fall, wo die Krümmungen am größten sind.

Nach diesem Prinzip wurden für die hölzernen Rippen des gesamten Gitterwerks – wo statisch erforderlich – Stabzug-Träger eingesetzt; den Rest füllen einzelne Träger-Stücke mit «auf Gehrung» zugeschnittenen Enden. Letztere wurden gelenkig zwischen die Stabzüge bzw. die Stahl-Polygon-Träger eingehängt.

Innerhalb der Kuppeln bilden die verschiedenen Stahl- und BS-Holz-Träger ein Raumtragwerk aus, das auf den darunter angeordneten Stahlrohr-Zugringen der Rahmenkonstruktionen gelagert ist. Im Rest des Gitterwerks, wie etwa dem weit auslaufenden Dach, ist es eine Kombination aus verschiedenen Tragsystemen.

3.2. Ausführung der Träger

Die 16 cm breiten Stabzug-Träger bzw. kurzen Träger bestehen aus GL24h- bzw. GL28c-BS-Holz und seitlich aufgebrachten 20 mm dicken Kerto-Furnierschichtholz(FSH)-Platten (Regelhöhe der Träger: 59 cm bis 75 cm; in Bereichen mit höheren Lasten: 87 cm bis 99 cm). Dort, wo es statisch erforderlich war, wurden die FSH-Platten auf den Träger aufgeklebt und nach einem definierten Raster mit ihm verschraubt. In den übrigen Bereichen sind sie der optischen Einheitlichkeit wegen nur aufgeschraubt. Dies war eine Vorgabe der Architekten. Sie wünschten als homogene Oberfläche überall FSH-Platten.

Die Oberseiten der Träger sind meist mit zwei Neigungen abgegratet. Doch je nach Lage im Dach hat jede Oberseite andere Abgratungsneigungen, denn sie dienen jeweils zwei unterschiedlich geneigten Dachelementen als ebenes (Linien-)Auflager.

Wiederum aus optischen Gründen sind die BS-Holz-Träger auch auf der Unterseite mit doppelter oder einfacher Neigung abgegratet, zudem stehen die FSH-Platten aus architektonischen Gründen unten 50 mm über den BS-Querschnitt.

Eine andere architektonische Vorgabe lautete: Die Trägerhöhe jedes Trägers sollte innerhalb eines 3-m-Segments über seine Länge hinweg in der Vertikalen gemessen immer gleich hoch sein. Daraus ergeben sich Parallelogramme als Trägerformen zwischen den Raster-Feldern. Das heißt jedoch gleichzeitig, dass die statische Höhe steiler geneigter Träger geringer ist als deren Vertikalmaß, da die statische Höhe senkrecht zur Kante gemessen wird. An steileren Stellen des Daches mit kumulierenden Lasten konnten dann Träger mit zu geringer statischer Höhe durch aufgeklebte und verschraubte FSH-Platten verstärkt werden.

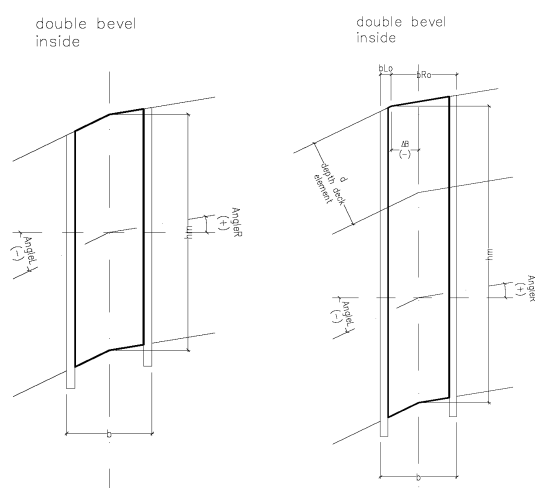


Abbildung 11: Ober- und unterseite Abgratung der Träger mit unterschiedlichen Höhen ©WIEHAG

4. Dachelemente

4.1. Geometrie der Dachelemente

Um nun die Bereiche zwischen den Gitterträgern mit ebenen Flächenelementen füllen zu können, wurde die Kunst der Geometrie genutzt: Zwischen die vier Eckpunkte eines Gitterfeldes, die nie auf einer gemeinsamen Ebene liegen (windschief), passten sie zwei dreieckige ebene Flächenelemente ein, denn drei der vier Punkte liegen immer auf einer Ebene. Dabei haben die beiden Dreieckselemente dieselbe Hypotenuse (längste Seite eines Dreiecks). Als Diagonale zwischen den vier Gitterpunkten bildet sie den gemeinsamen Stoß mit Anschlusswinkeln von bis zu 10° , was innerhalb des Gitterfeldes als diagonale Knick-Kante bzw. Fuge in Erscheinung tritt.



Abbildung 12: Zwei ebene, dreieckige Hohlkasten-Dachelemente füllen je ein «windschiefes» Gitterfeld. Die dabei entstehenden, facettierten Oberflächen wirken aufgrund der Größe des Gitterrasters dennoch fließend und bilden alle Schwünge der Dachfläche formschön aus. ©WIEHAG

So war es möglich, die Dachflächen der zweiachsig gekrümmten Kuppeln mit ebenen Elementen auszuführen anstatt mit gebogenen; das entsprach zudem den architektonischen Vorgaben, die hier eine facettierte Oberfläche forderte. Der Dachaufbau aus Dämmung, Erde und Begrünung gleicht die Facettierung zwar aus und glättet sozusagen das Gesamtbild nach außen. Auf der Innenseite jedoch wirkt die Dachuntersicht fast ornamental und erinnert an ein Tangram-Puzzle.

4.2. Ausbildung der Dachelemente

Die dreieckigen Dachelemente sind als klassische Hohlkästen ausgebildet: Ein Rahmen aus Konstruktionsvollhölzern (KVH) mit beidseitiger Beplankung aus Plattenwerkstoffen. Für das optische Erscheinungsbild hat man die Unterseiten der insgesamt 22 cm hohen Elemente mit 15 mm dicken FSH-Platten geschlossen, für die obere Tragschicht dagegen kamen OSB-Platten zum Einsatz. Die Wärmedämmung wurde nicht in die Elemente integriert, sondern auf den Hohlkästen verlegt. Das hatte den Vorteil, dass die Dampfbremse auf der Oberseite flächig aufgebracht und sauber verklebt werden konnte.

Um die dreieckigen Hohlkästen formschlüssig aneinanderfügen zu können, mussten ihre Randhölzer aufgrund der winklig anschließenden Nachbar-Elemente schräg bzw. keilförmig zugeschnitten werden – meist mit umlaufend unterschiedlichen Neigungswinkeln.

In Bereichen, wo die Gitterträger aufgrund großer Lasten höher ausgeführt werden mussten (87 cm bis 99 cm), wurden die Dachelemente nicht auf den Trägern gelagert sondern zwischen diesen eingehängt.

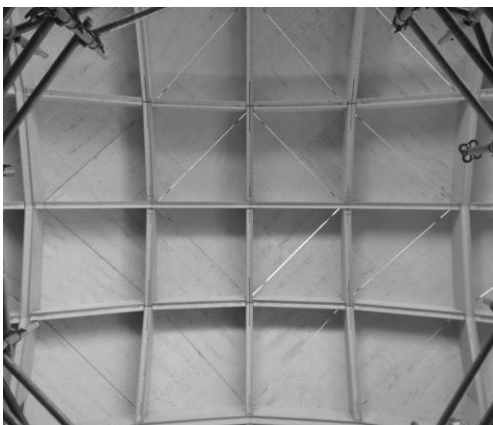


Abbildung 14: Die Dachuntersicht charakterisieren neben der Gitterstruktur auch die dreieckigen Hohlkästen, deren diagonale Stoßfugen je Gitterfeld ornamental wirken. ©WIEHAG



Abbildung 13: Die Dachelemente leisten keinen Beitrag zur Aussteifung. Diese übernehmen die Stahlringe mit den V-förmigen Stützen sowie die Stahlstreben und -träger in Ebene der Längsfassade. ©WIEHAG

Die Hohlkästen sind untereinander und mit den Dachträgern verschraubt, bilden statisch aber keine Dachscheibe aus. Die Aussteifung der Kuppeln erfolgt über die Stahlrahmen-Konstruktionen darunter bzw. die in den Längsfassaden.

5. Maßgebender Lastfall: Schnee

Der Lastfall Schnee mit unsymmetrischen Schneeanhäufungen stellte den maßgebenden Lastfall für die Bemessung des Daches dar. Zu untersuchen war dabei die Torsionswirkung solcher Lasten auf die einzelnen Bauteile bzw. deren Tragverhalten innerhalb der Raumstruktur. Zu den maßgeblichen Stellen der Dachlandschaft gehören auch die «Täler» zwischen den Kuppeln, wo sich ebenfalls Schnee anhäufen kann.

Für die statische Berechnung des gesamten Gebäudes wurde ein räumliches Stabwerkprogramm (R-Stab) verwendet. So konnten alle Lasteinwirkungen und materialspezifischen Einflüsse abgebildet und ihr Zusammenwirken berechnet und überprüft werden.

6. Logistik

Ein solch hochkomplexes Bauwerk kann nur mit einer minutiösen Detail-, Fertigungs- und Logistikplanung erfolgreich bewältigt werden. Jedes Bauteil erhielt eine Positionsnummer und seinen definierten Platz, der per Positionsplan auffindbar ist. Doch auch der Produktionsablauf und die rechtzeitige sequenzielle Anlieferung der richtigen Bauteile entscheiden über die reibungslose Montage vor Ort. Die funktionierte wie am Schnürchen. Und das bei knapp 1.800 Trägern (1.305 gerade Träger-«Stücke» und 493 Stabzüge, aus einem Querschnitt verklebt) und 2.447 Hohlkasten-Elementen.

Für den Transport aller Träger und Dachelemente waren 133 LKW-Ladungen erforderlich. Würde man die Transporte aneinanderreihen, ergäbe dies eine Länge von 2,2 km.

Der Holzbau war Ende Oktober 2016 fertig montiert. Der weitere Ausbau erfolgte im Anschluss. Nach einem Jahr «Probelauf» der Destillerie (Mai 2017 bis Mai 2018) hat «The Macallan» das spektakuläre Gebäude dann im Juni 2018 offiziell eröffnet. Seitdem reißt der Besucherstrom kaum mehr ab – nicht nur wegen der Whisky-Produktion.

Text: Dipl.-Ing. (FH) Susanne Jacob-Freitag, Karlsruhe



Abbildung 15: Innenansicht ©Mark Power Magnum Photos



Abbildung 16: Aussenansicht ©Mark Power Magnum Photos

7. Projektbeteiligte

Bauherr	The Edrington Group UK-Glasgow G15 6RW Schottland www.edrington.com
Generalunternehmer	Robertson Construction Group UK-Stirling FK9 4TZ www.robertson.co.uk
Architektur	Rogers Stirk Harbour + Partners UK-London EC3V 4AB, www.rsh-p.com
Tragwerksplanung gesamt	Arup UK-London, W1T 4BQ www.arup.com
Planung, Statik und Ausführung Dachtragwerk	WIEHAG GmbH AT-4950 Altheim www.wiehag.com

8. Link-Tipps

Videos zur Entstehung des Macallan-Daches:

<https://tinyurl.com/yc4w82xp>

<https://tinyurl.com/y6wnmbun>



Abbildung 17: Aussenansicht am Abend ©Mark Power Magnum Photos

Mactan Cebu International Airport, Philippinen

Anton Wanas
RUBNER Holzbau GmbH
Ober-Grafendorf, Österreich



Mactan Cebu International Airport, Philippinen

1. Ausgangslage

Die Philippinen, ein Inselstaat bestehend aus 7641 Inseln davon 880 bewohnt, und ca. 106 Mio. Einwohnern befindet sich in einem rasanten Wirtschaftsaufschwung. Das von der Regierung initiierte «build,build,build» Programm hat zum Ziel, die Wirtschaft durch längst überfällige und jetzt verstärkt in Angriff genommene Infrastrukturprojekte zu entwickeln.

Die Insel Cebu befindet sich in der Inselgruppe der «Central Visayas» – die Stadt Cebu City ist mit ca. 1,0 Mio. Einwohnern die Zweitgrößte Stadt der Philippinen.

Der in den 1950er Jahren von der US Air Force errichtete Flughafen wird seit ca. 1960 auch für den zivilen Luftverkehr genutzt. Seit 1990 als internationaler Flughafen, der zugleich eine Basis der Philippine Air Force beheimatet, ist der Mactan Cebu International Airport 2015 im Rahmen eines «Private Public Partnership» Modelles (PPP) privatisiert worden. Eine 25 Jahre laufende Konzession ist an das Joint Venture, bestehend aus der Indischen GMR Gruppe und des philippinischen Bauunternehmens MEGAWIDE erteilt worden. Die «GMR-Megawide Cebu Airport Corporation» (GMCAC). Um die Kapazität des Flughafens auf ca. 12,5 Mio. Passagiere pro Jahr zu erhöhen, ist die Erweiterung um einen zweiten Terminal Teil des Projektes. Hauptfokus ist die direkte Anbindung an den internationalen Flugverkehr.



Abbildung 1: Mactan Cebu Airport, Rendering IDA Hongkong

1.1. Projektbeschreibung

Die Zielsetzung der Flughafenbetreiber war, als Teil ihres Gesamtkonzeptes etwas neues, einzigartiges und internationale Aufmerksamkeit erregendes zu schaffen. Die Idee des neuen Terminalgebäudes, entworfen von IDA Architects Hongkong, war ein Flughafengebäude mit «Wohlfühl Atmosphäre», mit so genanntem «Resort Feeling» zu gestalten. Dabei sollte bei Formensprache und Materialwahl besonders die Kultur, Lebensweise und Landschaft der Philippinen einfließen.

- «The Worlds Friendliest Airport»
- «Welcome to an Airport that has an Resort or a Resort that has an Airport»

Waren nur einige der Slogans mit denen GMCAC schon vor dem Bau die Tourismus Industrie neugierig gemacht hat.

Dadurch wurde für die Materialwahl bereits eine Entscheidung getroffen als die Auftraggeber noch gar nicht wussten, dass eine Ausführung als Holztragwerk möglich war. Die ursprüngliche Planung hatte eine Stahlkonstruktion vorgesehen, die mit Holz verkleidet werden sollte.

Das Terminalgebäude selbst hat eine Grundrissfläche von ca. 25.000m². Auf drei Ebenen entstehen dadurch Nutzflächen von ca. 65.000m².

2. Tragwerk und Planung

Die Konstruktion selbst besteht aus Bogenträgern mit einer Stützweite von 30,00m bei einem Achsabstand untereinander von 13,40m.

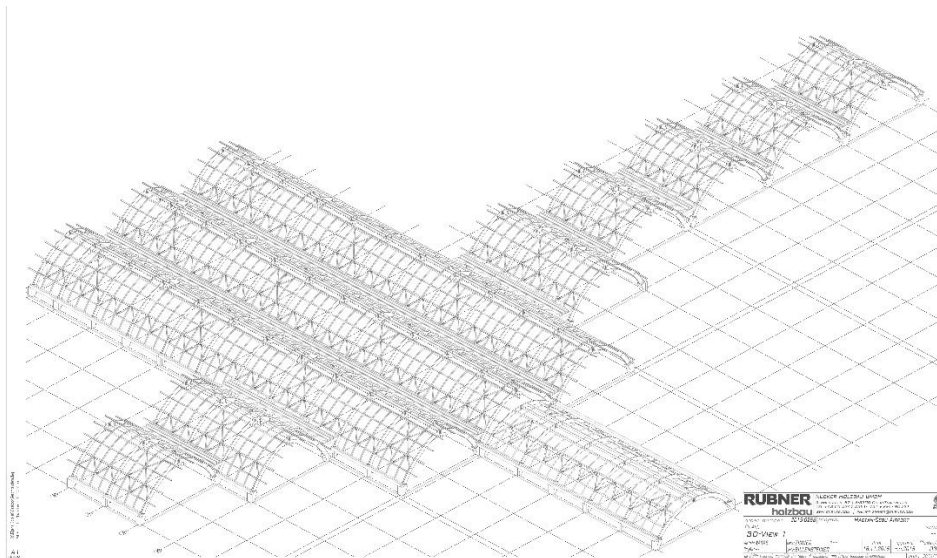


Abbildung 2: Mactan Cebu Airport, Axonometrie, RUBNER Holzbau

Das Tragwerkskonzept der Auftraggeber zur Angebotsphase sah gebogene BSH Träger vor, die biegesteif auf Stahlstützen aufgesetzt werden sollten.

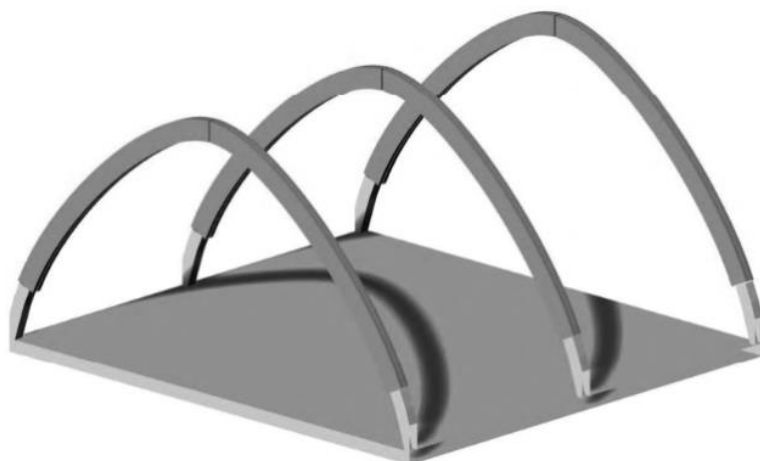


Abbildung 3: Mactan Cebu Airport, Tragwerkskonzept, IDA Hongkong

Dieses Konzept hat sich in folgenden Punkten nachteilig herausgestellt:

- Toleranzen für die Stahlstützen nicht erreichbar
- Komplizierterer Bauablauf – Einplanung eines zusätzlichen Arbeitsvorgangs
- Kompliziertere Montage
- Längere Bauzeit

Die durch RUBNER Holzbau vorgeschlagene Lösung war ein Dreigelenk System mit Bogenträger die bis zur Betondecke (Departure Level) geführt wurden.

Vorteile:

- Entfall der Stahlstützen (und eines zu koordinierenden Nachunternehmers)
- Einfachere und schnellere Montage des Holztragwerks da von der Decke aus gearbeitet werden kann.
- Reduktion von Komplexität und Erhöhung der Terminalsicherheit und Zuverlässigkeit.

Diese Lösung war allerdings nicht ganz ohne zusätzliche Herausforderungen für den Holzbau machbar. Es bestand die Anforderung von 120 Minuten Feuerwiderstand in den ersten 6,00 Metern über dem fertigen Fußboden, gleichzeitig durften sich in diesem Bereich aus architektonischen und Gründen der Nutzbarkeit keine Aussteifungen oder Streben befinden.



Abbildung 4: Mactan Cebu Airport, Rendering IDA Hongkong

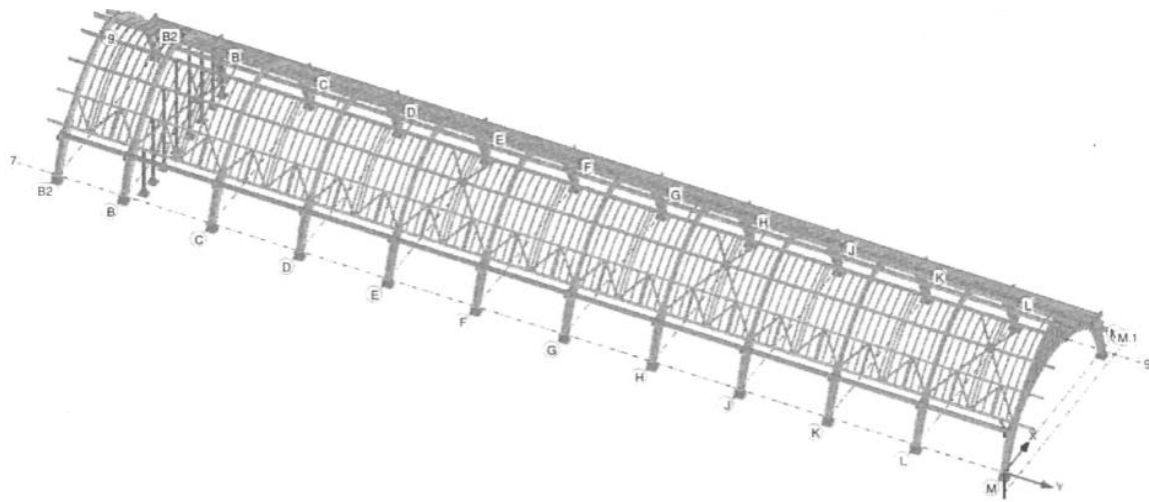


Abbildung 5: Mactan Cebu Airport, Tragwerkskonzept, RUBNER Holzbau

Die Aussteifung der Tragkonstruktion erfolgte über einen durchgehenden, längsangeordneten Verband aus Diagonalstreben, der zwischen den beiden untersten Sekundärträgern eingebaut wurde. In jedem dritten Feld wurden die Diagonalstreben zudem noch bis zum Scheitel des Bogens bzw. zum zentralen Oberlicht geführt. Der Trägerbereich vom unteren Fußgelenk bis zum ersten Sekundärträger musste jedoch erhebliche Lasten quer zur Trägersrichtung aufnehmen. Durch die Ausführung eines 5-schichtig blockverleimten BSH Querschnittes im unteren Bereich der Bogenträger konnte dies jedoch gelöst werden.

3. Herstellung

Der mittlere durchgehende Träger (28x127cm) wurde beidseitig, mit je 18x127cm verstärkt. Nach dem Einbau der Fußgelenk Stahlteile mittels VG-Schrauben wurde beidseitig eine weitere Lage 8x127cm aufgeleimt.



Abbildung 6: Mactan Cebu Airport, Blockverleimung erster Arbeitsvorgang, Foto: RUBNER Holzbau



Abbildung 7: Mactan Cebu Airport, Einbau Fußgelenke, Foto: RUBNER Holzbau



Abbildung 8: Mactan Cebu Airport, Blockverleimung zweiter Arbeitsvorgang, Foto: RUBNER Holzbau

Die außerhalb der Fassade gelegenen Randträger sind durch einen Dachüberstand von 1,5m und einen weiteren 1,5m auskragenden Sonnenschutz weitgehend witterungsgeschützt. Unabhängig davon wurden diese Träger entsprechend NK III ausgeführt. Die Aufdopplung wie sie bei den anderen Trägern zum Einsatz kam, war statisch hier nicht erforderlich. Da sie aber auch aus architektonischen Gründen gewünscht war wurde hier eine demontierbare 8cm starke BSH Schicht aufgeschraubt die gleichzeitig den unteren Trägerbereich schützt, der hier trotz Dachüberstand einer Bewitterung ausgesetzt ist. Der Holzschutz erfolgte bei den außenliegenden Teilen mit einem Termitenschutzanstrich und weiteren zwei transparenten Anstrichen mit UV Stabilisierung. Im Innenbereich wurde bewusst auf den Termitenschutz verzichtet und ein einmaliger transparenter Anstrich verwendet.



Abbildung 9: Mactan Cebu Airport, Randträger, Foto: RUBNER Holzbau

4. Transport und Logistik

Die Mehrheit der Bauteile war aufgrund Ihrer Abmessungen nicht für einen Containertransport geeignet und mussten daher als Stückgut oder «Break Bulk Cargo» verschifft werden.

Die Transportroute führte per Lkw vom Werk in Ober-Grafendorf zum Donauhafen Krems. Ein Binnenschiff übernahm die nächste, knapp zwei Wochen dauernde Etappe, donauaufwärts über den Rhein Main Donaukanal nach Antwerpen.



Abbildung 10 und 11: Mactan Cebu Airport, Verladung und Transport Binnenschiff, Fotos: RUBNER Holzbau

Umgeschlagen in ein Seeschiff erreichten die in zwei Lagen Spezialfolie seefest verpackten Träger und Bauteile weitere acht Wochen später den Hafen von Cebu City. Löschung und Weitertransport zur nur etwa 10 km entfernten Baustelle per Lkw nahmen ca. drei Tage in Anspruch.



Abbildung 12 bis 14: Mactan Cebu Airport, Schiffsankunft und Entladung Cebu Port, Fotos: RUBNER Holzbau

5. Montage

Die Montage erforderte eine umfangreiche Planung der Baustellenlogistik, um die Materialmengen, pro Schiffsankunft ca. 1500 m³ gleichzeitig richtig zu verteilen und zwischenzulagern.

Zuvor waren die Gegenstücke der in den Trägern eingebauten Fußgelenksteile auf baus-eits vorbereiteten Stahlgrundplatten lage- und höhenmäßig eingerichtet worden. Im Leistungsumfang der Auftraggeber war die Verschweißung dieser Teile mit den Grundplatten sowie die Prüfung dieser Schweißnähte.

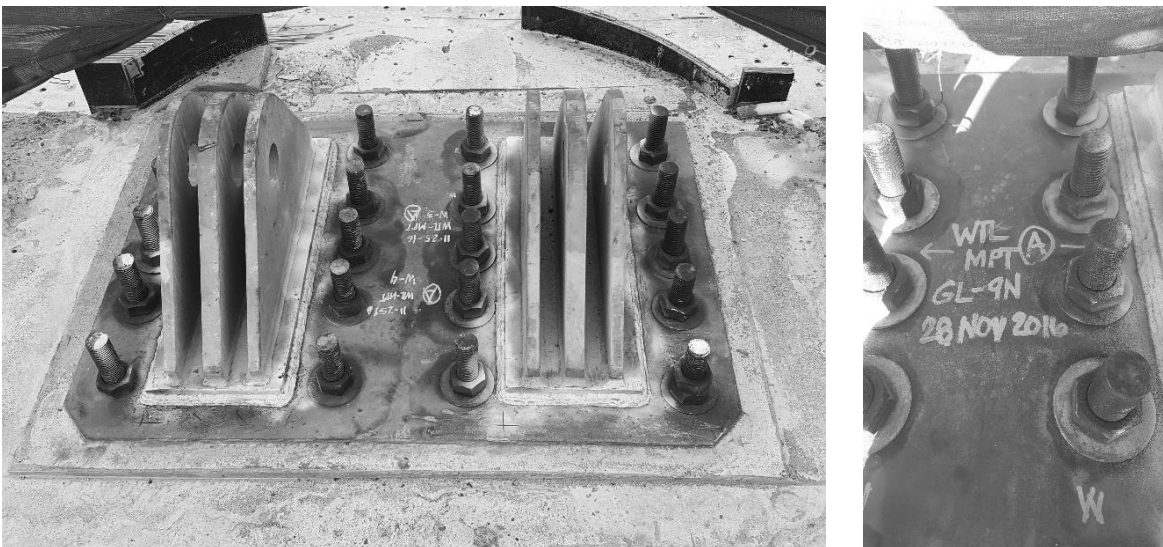


Abbildung 15 und 16: Mactan Cebu Airport, Baustellenschweißung, Prüfvermerk MPT, Fotos: RUBNER Holzbau

Nach dem Einbau der Stahlteile zum Anschluss der Sekundärträger und Verbandsdiagonalen konnten die Träger mittels den 70mm im Durchmesser starken Bolzen mit den fertig Aufgeschweißten und vom externen Prüfinstitut freigegebenen Fußpunkten verbunden werden. Die Träger wurden jeweils paarweise positioniert und zur Kopplung vorbereitet. Der Montagevorgang selbst wurde mit jeweils 2 Kränen, den vorhandenen Turmdrehkränen und Mobilkränen durchgeführt. Die Erreichbarkeit der Montagestellen gewährleisteten zwei Gelenk-Hubsteiger mit einer maximalen Höhe von 20m.



Abbildung 17 und 18: Mactan Cebu Airport, Trägermontage, Fotos: RUBNER Holzbau

Bei der Planung wurde bei den Verbindungen die vor Ort herzustellen waren, besonders auf einfachste Lösungen geachtet, die mit geringstem Werkzeug und Maschinenaufwand machbar waren. So wurden die Sekundärträger mit doppelten Schlitzblechen und Schraubenbolzen mit Sicherungsmuttern angeschlossen. Die Verbandsdiagonalen erhielten einen Bolzen, Durchmesser 36mm, um Sie mit den Gegenstücken am Hauptträger zu verbinden. Für die Verbindung der Stahlteile, die vor Ort an die Hauptträger anzuschließen waren, kamen generell Vollgewindeschrauben unterschiedlichster Dimension zum Einsatz.



Abbildung 19: Mactan Cebu Airport, Sekundärträger und Diagonalanschluss, Fotos: RUBNER Holzbau



Abbildung 20: Mactan Cebu Airport, Fotos: RUBNER Holzbau

Als letzter Arbeitsschritt der Montage blieb noch der Einbau der «Decorative Timber Strips». Untersichtsparren, Querschnitt 80 x120 mm, im Abstand von 1,25 m als architektonisches Element, das aus verschiedenen Positionen betrachtet, einen flächigen Effekt der Untersicht erzeugt. Die Tiefe der Hauptträger, die Sekundärträger, sowie die Diagonalen und das gesamte Sprinklersystem treten dadurch wesentlich weniger auffällig in Erscheinung.



Abbildung 20: Mactan Cebu Airport, Innenansicht, Fotos: RUBNER Holzbau

6. Zusammenfassung

Die detaillierte Auseinandersetzung mit sämtlichen Themen, die aufgrund der Örtlichkeit des Projektes auftreten ist natürlich Grundlage einer erfolgreichen Abwicklung. Um nur die wichtigsten zu erwähnen:

- Klimabedingungen
- Transport
- Arbeitsgenehmigungen, Zulassungen
- Transportkonzept
- Normative Akzeptanz

Die Detailplanung mit der Zielsetzung einfachster Montageabläufe und Verbindungen ist sicher ein weiterer wesentlicher Aspekt.

Der wahrscheinlich am wenigsten offensichtliche Bereich, der für eine erfolgreiche Abwicklung eines derartigen Projektes erforderlich ist, ist die kaufmännische Bearbeitung. Es wird leicht vergessen, dass hier eine erhebliche Anzahl von meist komplexen Finanzgeschäften abzuwickeln ist. Beginnend mit Besicherungen im Angebotsstadium, über Erfüllungsgarantien bis hin zu Währungsabsicherungsgeschäften.



Abbildung 20: Mactan Cebu Airport, Innenansicht, Foto: Jason Rojas

Forschung und Entwicklung

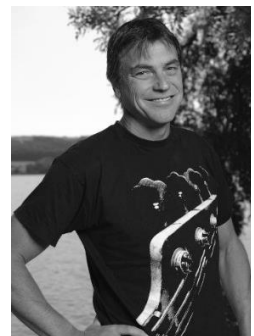
Ertüchtigung von historisch bedeutenden
Holzgebäuden/-strukturen

Möglichkeiten in der
Holz-Holz-Verbindungstechnik
durch neue Fertigungstechnologien

Bemessen und Konstruieren
im Holz(hoch)hausbau

Zeughaus Solothurn: Klare Konzepte – Vorteile bei der Realisierung

Kurt von Felten
Makiol Wiederkehr
Beinwil am See, Schweiz



Zeughaus Solothurn: Klare Konzepte – Vorteile bei der Realisierung

1. Ausgangslage

Seit 400 Jahren steht an attraktiver Lage in der geschützten Altstadt von Solothurn das Alte Zeughaus. Es ist das einzige Zeughaus der Schweiz, das trotz Umnutzung zu einem Museum den ursprünglichen Zeughaus-Charakter bewahrt hat.

2008 genehmigte der Regierungsrat ein Strategiepapier zur zukünftigen kantonalen Museumspolitik und insbesondere zur Neuausrichtung des Museums Altes Zeughaus. Das daraufhin ausgearbeitete Museumskonzept wurde vom Regierungsrat verabschiedet.

Ende 2010 erforderten die Ergebnisse einer statischen Überprüfung der Deckenkonstruktion Sofortmassnahmen zur Gewährleistung der Tragsicherheit.

Um für den geplanten Umbau und die Sanierung (neues Museumskonzept) die bestmögliche Lösung zu finden, wurde im Jahr 2011 ein Projektwettbewerb durchgeführt. Das vom Preisgericht ausgewählte Siegerprojekt ‚VALJOUX‘ der Edelmann Krell Architekten aus Zürich bildet die Grundlage für das vorliegende Projekt.



Abbildung 1: Altes Zeughaus, Blick von Süden

2. Projektbeschreibung

2.1. Architektonische Konzeption

Das Gebäude beeindruckt durch die bestechend einfache und bis heute nahezu unverändert erhalten gebliebene, historische Raumdisposition. Es handelt sich um ein Haus von archaischer Kraft und starker Identität, das bis zum heutigen Tag nichts von seiner starken Präsenz eingebüsst hat. Es ist bemerkenswert, dass die baulichen Interventionen im Laufe der Jahrhunderte immer im Sinne und im Einklang mit den baulichen Eigenheiten des Hauses getätigt wurden. Die Fortführung dieses Ansatzes bildet die Maxime für das vorliegende Projekt für den Umbau und die Sanierung des Museums. Die architektonischen und technischen Massnahmen, die einen effizienten Museumsbetrieb sicherstellen sollen, geschehen mit zeitgemässen Mitteln in respektvollem Umgang mit der historischen Substanz.

Das Projekt will mit möglichst wenigen aber gezielten Massnahmen die angestrebte Raumdisposition gewährleisten, um so das elementare Wesen des Gebäudes nicht zu verunklären und den historischen Raumeindruck soweit als möglich zu erhalten. Dazu werden die

baulichen Interventionen konsequent im Einklang mit dem strukturell-räumlichen Kontext entwickelt. Die Eingriffe weben sich zurückhaltend in den bestehenden Kontext ein und entwickeln die spezifischen Charakterzüge des Hauses weiter fort.

Tragendes Herzstück der baulichen Massnahmen bildet der neue Treppenturm mit Liftanlage, der die geforderte behinderten- und brandschutzgerechte Vertikalerschliessung bis ins 5. Obergeschoss erfüllt. Möglich wird dies durch die überfahrtslose Auslegung des Lifts, wonach trotz der knappen geometrischen Verhältnisse auf eine über Dach sichtbare Liftüberfahrt verzichtet werden kann. Die neue gewendelte Fluchttreppe ist konsequent nach den aktuellen Brandschutz-Normen konzipiert.



Abbildung 2: Neuer Treppenturm und Liftanlage



Abbildung 3: Wendeltreppe

Die räumliche Positionierung und die geometrische Ausformulierung des neuen Treppenkerns basiert auf mehreren raumwirksamen Grundsätzen: Die primärstatische Holzkonstruktion bleibt unberührt, d.h. der Kern kann eingebaut werden, ohne dass die Lage der Unterzüge verändert werden muss oder Stützen verschoben werden müssen. Es werden keine bestehenden Fassadenöffnungen zugebaut. Durch seine spezifische geometrische Ausformung schreibt sich der Kern selbstverständlich zwischen die bestehenden Stützen der Holzkonstruktion ein und bildet in den einzelnen Geschossen zusammen mit dem bestehenden Treppenkern zwei raumwirksam zonierende Körper. Die konsequente Freistellung des neuen Kerns im Bereich der beiden oberen Ausstellungsgeschosse ermöglicht eine grosse Flexibilität in der zukünftigen Ausstellungsgestaltung.

Die sekundären raumbildenden Massnahmen werden konsequent nichttragend ausgeführt. So sind in den Ausstellungsgeschossen keine raumteilenden, sondern ausschliesslich raumzonierende Massnahmen in Form einer semipermanenten Möblierung und raumzonierender textiler Vorhänge vorgesehen.

Die raumwirksamen Teilungen in den zwei Administrationsgeschossen erfolgen folgerichtig als möbelartig konzipierte raumhaltige Wandteile, die bewusst nichttragend ausgebildet sind und gegen die darüber liegenden Deckenbereiche mit einem verglasten Fensterband abschliessen. Der Raumhorizont kann dadurch tief gehalten werden und die angestammte Offenheit dieser Geschosse wird referenziell erhalten. Diese raumtrennenden Elemente fungieren je nach den räumlichen Anforderungen als Schrankwand, Bücherregal sowie Geräte- und Waschtischnische.

2.2. Nutzungsdisposition

Im Erdgeschoss und in den ersten zwei Geschossen befindet sich die neu konzipierte Dauerausstellung. Im 3. Obergeschoss befindet sich der Sonder- und Wechselausstellungsraum, der für 1 – 2 wechselnde Sonderausstellungen pro Jahr genutzt wird. Grundsätzlich sind sämtliche Ausstellungsflächen auf eine möglichst flexible Nutzbarkeit hin angelegt.

Im Eingangsbereich EG befinden sich der Empfangsbereich, eine kleine Cafeteria, die Garderobe sowie der Museumsshop. Diese Funktionen werden kompakt in der sogenannten «Neutralen Zone» gebündelt, so dass die restliche Geschossfläche des Erdgeschosses vollumfänglich für Veranstaltungen und die neue Dauerausstellung zur Verfügung steht. Im bestehenden unterirdischen Anbau aus den 1970er Jahren befinden sich neu eine Küche, Lagerflächen, die Toilettenanlagen, Technikräume und die Mitarbeitergarderoben.

Im 4. und 5. Obergeschoss befinden sich die Administrations- und Diensträume des Museums. Diese umfassen im 4. Obergeschoss eine offene Bürozone, eine Objektwerkzone, eine Bibliothek, ein Sitzungszimmer als individueller Rückzugsort, die Sanitärräume für das Personal sowie einen kleinen Pausenbereich. Im 5. Obergeschoss befinden sich neben der Werkstatt ein Serverraum, ein Putzraum sowie Lagerräume.

Die bestehenden Kniestockbereiche im 3. bis 5. Obergeschoss dienen als Technikräume.

2.3. Denkmalpflege

Das Museum Altes Zeughaus ist ein Objekt von nationaler Bedeutung. Damit die baugeschichtliche Authentizität möglichst umfassend erhalten wird, bleiben die historische Bausubstanz und das äussere Erscheinungsbild fast integral erhalten. Damit die für das Museum Altes Zeughaus charakteristische Einheit von Gebäude und Inhalt (Sammlung) auch nach den Umbau- und Sanierungsarbeiten den Besuch des Museums zu einem eindrücklichen Erlebnis machen, werden alle haustechnischen Installationen und die Massnahmen zur Ertüchtigung des historischen Holztragwerks – soweit mit vertretbarem Aufwand möglich – im nicht sichtbaren Bereich ausgeführt.

Um der geschichtlichen, denkmalpflegerischen und städtebaulichen Bedeutung des Objekts gebührend Rechnung zu tragen, sind alle architektonischen, statischen und haustechnischen Konzepte in enger Absprache mit der Kantonalen Denkmalpflege erarbeitet worden.



Abbildung 4: Historischer Tonplatten-Bodenbelag



Abbildung 5: Eichenstütze

2.4. Konstruktion

Die Gebäudestruktur besteht im Wesentlichen aus zwei verschiedenen Tragwerken, nämlich dem historischen Holztragwerk im Inneren und dem ebenfalls historischen, massiven Aussenmauerwerk aus Naturstein- und Bruchsteinmauerwerk. Das Aussenmauerwerk übernimmt in den unteren Geschossen die horizontale Lastabtragung und somit die Stabilisierung des Gebäudes. Im Dachbereich erfolgt die horizontale Lastabtragung über die bestehende Dachkonstruktion, wobei hier die horizontalen Einwirkungen hauptsächlich aus der Windbeanspruchung resultieren. Die Vertikallasten aus den Geschosdecken und aus Teilen der Dachkonstruktion werden hauptsächlich über die bestehenden Stützen des Holztragwerks abgeleitet. Im Erdgeschoss sind die Stützen aus Naturstein ausgeführt und auf Einzelfundamenten abgestellt.

Der neue Treppen Kern mit Liftanlage wird monolithisch in Ort-Stahlbeton erstellt. Um am bestehenden Tragwerk Schäden durch Schwingungen zu vermeiden ist eine Einspannung der Foundation des neuen Treppenkerns mittels Kleinbohrpfählen vorgesehen.

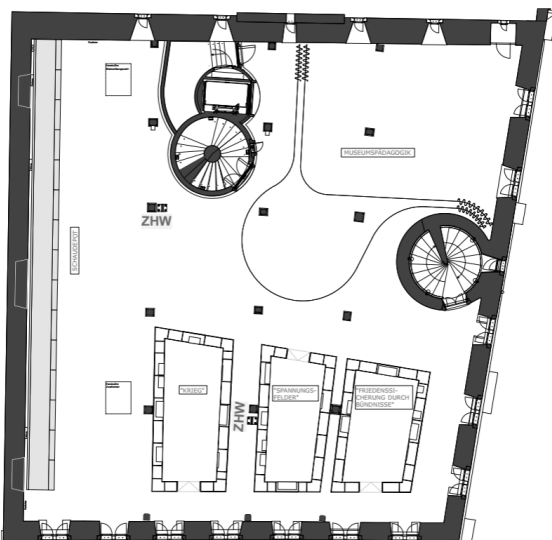


Abbildung 6: Grundriss 1. OG

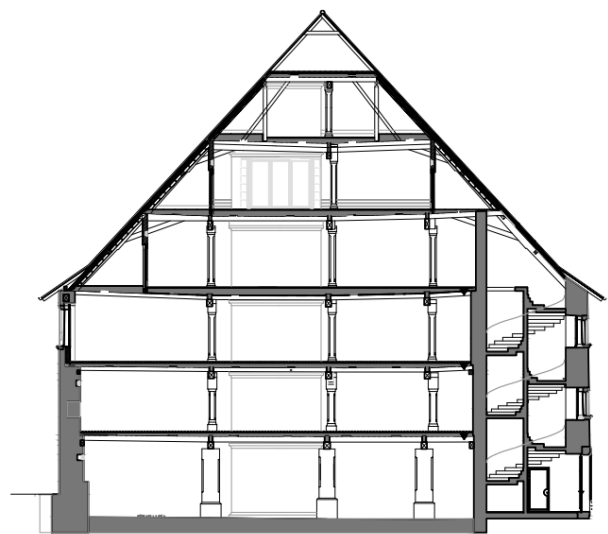


Abbildung 7: Querschnitt best. Treppenhaus

2.5. Brandschutz

Mit dem neuen Treppen Kern mit Aufzugsanlage wird ein brandschutzkonformes Fluchttreppenhaus erstellt. Das bestehende Treppenhaus wird von der Gebäudeversicherung als Fluchttreppenhaus akzeptiert und geschossweise mit brandfallgesteuerten Brandschutztüren versehen. Es ist eine Sprinkleranlage als Vollschutz und eine Brandmeldeanlage als Vollüberwachung vorgesehen. Als weitere Löscheinrichtungen sind Handfeuerlöscher vorgesehen. Die Sicherheitsstromversorgung und die Sicherheitsbeleuchtung erfolgen gemäss Vorschrift.

Die Fluchtwegsignalisation erfolgt im gesamten Gebäude mit sicherheitsbeleuchteten Rettungszeichen. Der Hauptzugang der Feuerwehr erfolgt über den Personaleingang Nord, wo sich auch die Bedienstelle für den Feuerwehr-Bedien- und Anzeigeteil der BMA befindet. Die Nebenzugänge der Feuerwehr erfolgen via bestehendes Treppenhaus an der Ostfassade und den Haupteingang an der Südfassade.



Abbildung 8: Fluchttreppenhaus

3. Holzbaukonstruktion

3.1. Anzunehmende Nutzlast

Das Holztragwerk wird neben der Eigen- und Auflast durch die Nutzlast infolge der Besucher und der Ausstellungsgüter belastet. Hierbei ist die Definition der Nutzlast entscheidend für die Berechnung und Auslegung der Ertüchtigungsmassnahmen. Die im Rahmen des Wettbewerbsverfahrens geforderte Nutzlast wurde im Zug der Überarbeitung des Wettbewerbsprojekts hinterfragt und nach eingehender Evaluation im Rahmen der geltenden Norm SIA 261 reduziert.

3.2. Ertüchtigung Holztragkonstruktion

Sämtliche Massnahmen zur Ertüchtigung der Holzkonstruktion finden im nicht sichtbaren Bereich (von oben) statt. Hierzu muss vorab der bestehende Bodenbelag ausgebaut werden. Diese Arbeiten werden im Hinblick auf ungewollte Verformungen (infolge der Tragwerks-Entlastung) etappiert ausgeführt.

Die Unterzüge werden mit einem Überzug aus Beton versehen. Mittels schräg eingedrehter Schrauben können die Schubkräfte übertragen und der statische Verbund zwischen Beton und Holzkonstruktion sichergestellt werden. Um die Lastdurchleitung im Bereich der Stützenköpfe zu gewährleisten, werden Rundstahleinlagen durch die Unterzüge angeordnet. Die Ertüchtigung der Unterzüge erfordert im Bereich der Balkenzwischenräume die Montage von Stellbrettern als verlorene Schalung. Nach der Montage der erforderlichen Verbindungsmittel kann im Bereich der Unterzüge betoniert werden. Hierzu müssen die bestehenden Stützen temporär ausgebaut und sämtliche Decken abgefangen werden.

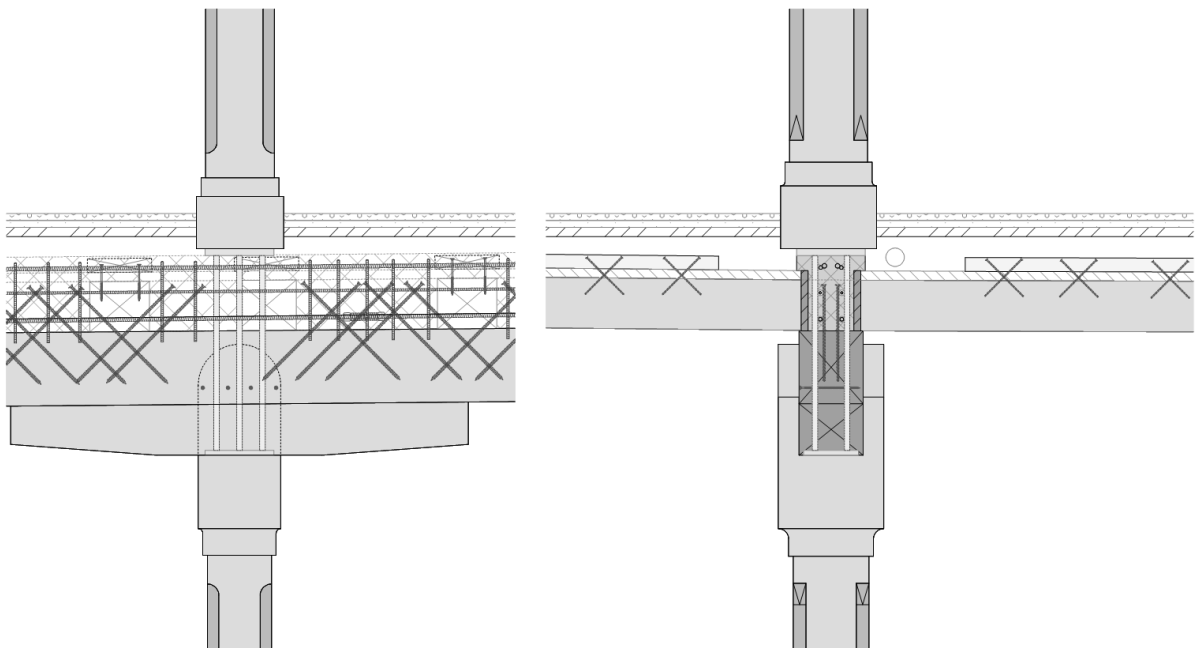


Abbildung 9: Schematische Darstellung der statischen Ertüchtigung der bestehenden Holztragkonstruktion

Die Balkenlagen werden durch oben im Verbund aufgeschraubte Balkenprofile ertüchtigt. Die Lastabtragung wird mit den bestehenden Stützen gelöst. Einzelne Stützen im 1. und 2. Obergeschoss sind überlastet und werden mittels Stützen-Rochaden durch Stützen mit Tragreserven ausgetauscht.

Nach der Ertüchtigung der Tragkonstruktion wird eine Schiffung für die neue, nivellierte Bodenschalung eingebaut. Im entstehenden Hohlraum werden fast alle Haustechnikinstallationen geführt.

4. Fotos



Abbildung 10: Nummerierung Tonplatten vor Ausbau



Abbildung 11: Abfangkonstruktion



Abbildung 12: Abfangung Riegelwand 4. OG



Abbildung 13: Treppenhausöffnung bis Dach



Abbildung 14: Schiftung Boden im Technikraum



Abbildung 15: Ausgedämmter Bodenhohlraum

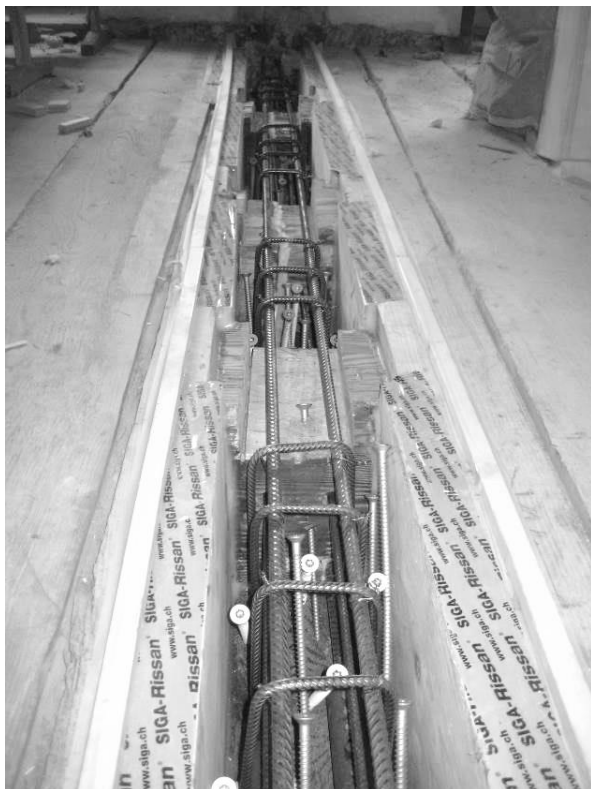


Abbildung 16: UZ: Bewehrung und Schubverbinder

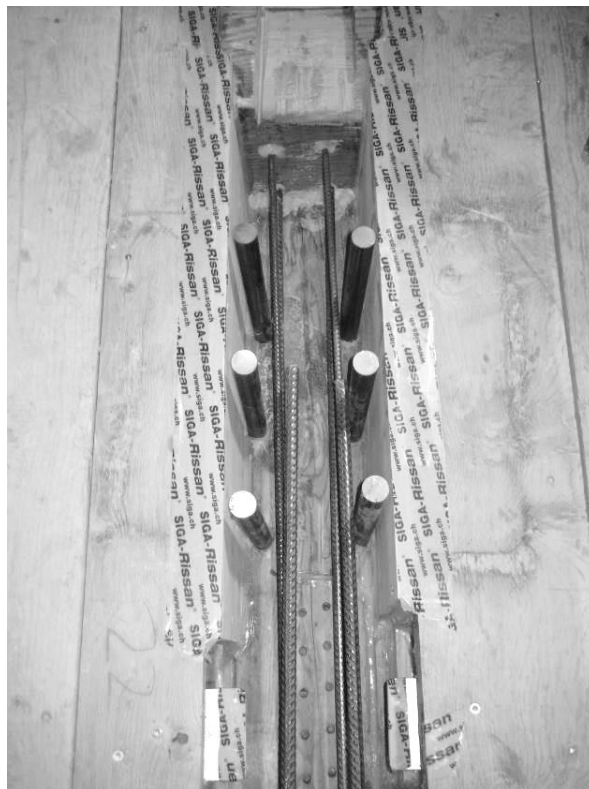


Abbildung 17: Lastdurchleitung bei Stütze



Abbildung 18: Ertüchtigung Balkenlage



Abbildung 19: Installationen in Deckenhohlraum



Abbildung 20: 3. OG: Sonderausstellungsgeschoss nach Umbau – Ertüchtigte Unterzüge, neuer Treppenturm

5. Zahlen und Fakten

Bauherrschaft	Kanton Solothurn, Bau- und Justizdepartement
Generalplaner/Architekt	Edelmann Krell Architekten, Zürich
Baumanagement	Anderegg Partner, Bellach
Bauingenieur	Gruner Ingenieure AG, Olten
Bauphysik	Bakus GmbH, Zürich
Elektroingenieur	Scherler AG, Solothurn
HLKKS-Ingenieur	Enerconom AG, Solothurn
Lichtplanung	Lichtblick, Buchs
Holzbau- u. Brandschutzingenieur	Makiol Wiederkehr AG, Beinwil am See
Holzbauarbeiten	Bader Holzbau, Aedermansdorf

Chronologie	Wettbewerb	2011
	Planungsbeginn	August 2013
	Realisierung	Oktober 2014 – April 2016
	Ausstellungseinrichtung	Januar – Mai 2016

Anlagekosten in CHF inkl. MwSt.	1 Vorbereitungsarbeiten	533'000.00
	2 Gebäude	11'277'000.00
	5 Baunebenkosten	295'000.00
	9 Ausstattungen	45'000.00
	Total Anlagekosten	12'150'000.00

Das Wunder von Mannheim – das Sanierungskonzept der Multihalle Mannheim

Dr.-Ing. Jochen Stahl, P.Eng.
Fast + Epp
structural engineers
Darmstadt, Germany
Vancouver, Canada



Das Wunder von Mannheim – das Sanierungskonzept der Multihalle Mannheim

1. Die weltgrößte Holzgitterschale

Die Multihalle wurde anlässlich der Bundesgartenschau 1975 im Mannheimer Herzogenriedpark errichtet und ist die bis heute weltgrößte freitragende Holzgitterschale. Die mit einem PVC beschichteten Polyester-Gittergewebe überspannten Holzlatten beherbergen unter insgesamt 9.500 m² Dachfläche Veranstaltungsräume und ein Restaurant. Über 85 m spannt die zweifach gekrümmte Dachkonstruktion in Längsrichtung. Das von den Architekten Carlfried Mutschler, Joachim Langner und Frei Otto geplante Bauwerk wurde wegen seiner architektonischen Einmaligkeit und filigranen Konstruktion 1998 als Kulturdenkmal erfasst.

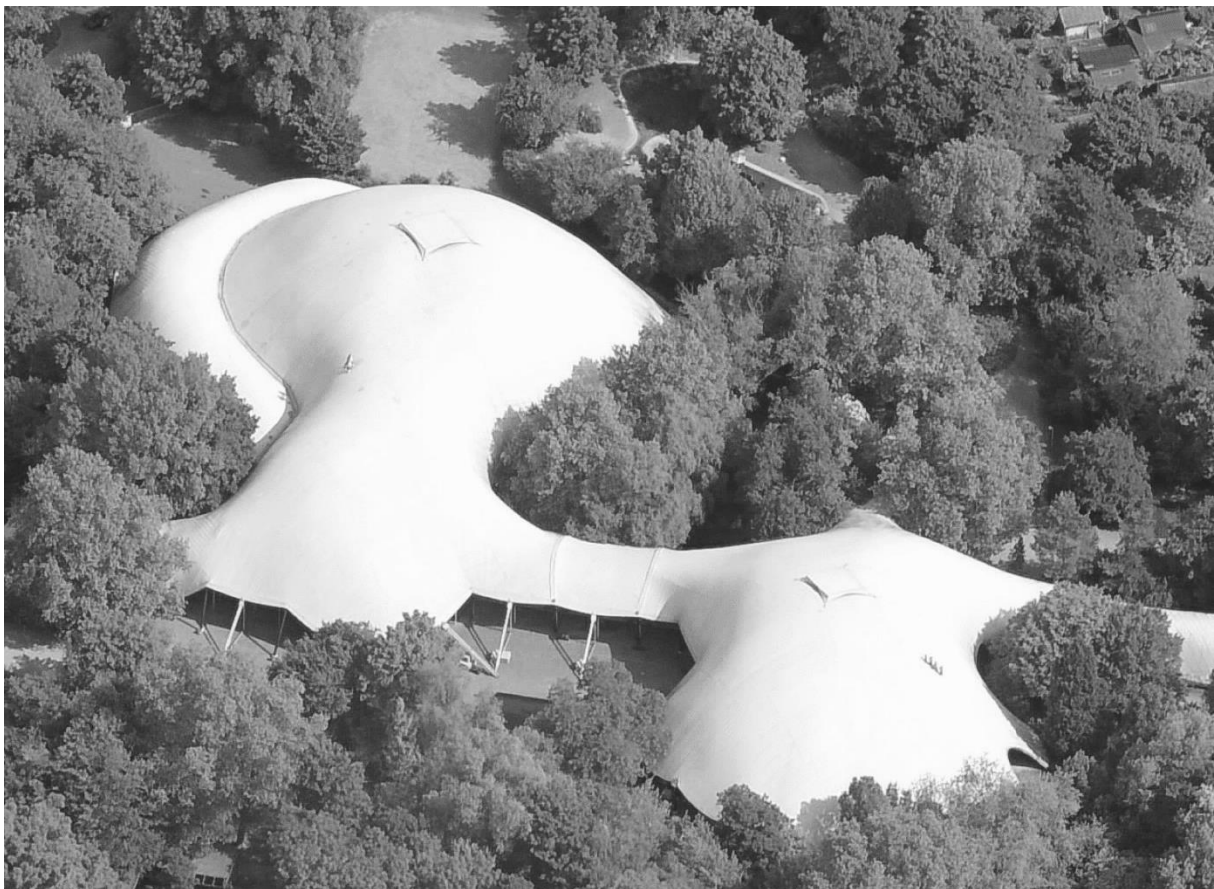


Abbildung 1: Die Multihalle liegt im Herzogenriedpark

Die Gitterschale der Multihalle besteht aus insgesamt ca. 72 Kilometern schmaler Holzlatten der Westamerikanischen Hemlocktanne mit einem Querschnitt von 5 x 5 cm, welche mit Bolzen zu einem Gitter mit einer Maschenweite von 50 cm verbunden wurden. Flach ausgelegt ist ein solches Gitter vor dem Festziehen der Bolzen kinematisch. Durch diese Eigenschaft kann das Gitter jedoch in eine doppelt gekrümmte Schalenform gebracht werden. Die einzelnen Latten der Multihalle wurden zunächst am Boden miteinander verbunden. Anschließend wurde die Struktur in ihre geometrische Form gehoben und durch das Festziehen der Bolzen fixiert.



Abbildung 2: Die Gitterschale setzt sich aus Latten der Westamerikanischen Hemlocktanne zusammen.

Nach 17-monatiger Bauzeit wurde die Halle am 18. April 1975 eröffnet. Bei der Eröffnungsblumenschau waren die Besucher von der Atmosphäre der Halle und ihrem Tragwerk begeistert. Tageslichtdurchflutete Spazierwege führten durch eine überdachte Parklandschaft mit Bäumen, Büschen, Wasserfällen und Springbrunnen. Die transluzente Membran tauchte das Blumenmeer nicht nur in Tageslicht, sondern die Dachkonstruktion selbst wurde zum Blickfang der Besucher.

Schon während der Gartenschau machte die Multihalle durch ihre vielfältige Nutzung ihrem Namen alle Ehre. Das Veranstaltungsangebot reichte von Fernsehsendungen und Musik über Vorträge und Feste bis hin zu Sport und Tanz. Auch danach wurde die Halle weiterhin genutzt. Das temporäre Bauwerk hat sich über die Jahrzehnte zu einem nicht mehr wegzudenkenden Bestandteil des Herzogenriedparks entwickelt.

Die erste, befristete Baugenehmigung von 1975 wurde sukzessive verlängert. 1999 zeigten sich erste Verformungen. Messungen ergaben deutliche Veränderungen gegenüber der Idealgeometrie. Anstatt die Lasten über Druckkräfte abzutragen, müssen die Holzlatten nun auch vermehrt Biegemomente aufnehmen. Die PVC-Membran hat ihre Lebensdauer überschritten und ist undicht. Die Schäden an der Dachhaut führten zur Durchfeuchtung der Randträger. Aufgrund der Durchbiegung des Dachtragwerks wurde ein Stützgerüst in der Halle aufgestellt und die Veranstaltungshalle für Besucher gesperrt.

Es mutet wie ein Wunder an, dass diese Halle auch 40 Jahre nach ihrer Entstehung ihren Rekord noch hält. Um dieses bedeutende Baudenkmal zu erhalten, hat eine Arbeitsgemeinschaft unter der Federführung des Ingenieurbüros Fast + Epp aus Darmstadt ein Sanierungskonzept aufgestellt.

2. Die Pioniere

Frei Otto ermittelte die Form der Multihalle durch ein Hängemodell. Bei einem biegeweichen Hängemodell stellt sich automatisch eine Form ein, welche die Lasten infolge Eigengewichts ausschließlich über Zugkräfte innerhalb der Gitterebene abträgt. Stellt man das Hängemodell nun auf den Kopf sind ausschließlich Druckkräfte vorhanden. Dieses Konzept erlaubt es, weitgespannte Tragwerke mit filigranen Querschnitten zu realisieren.

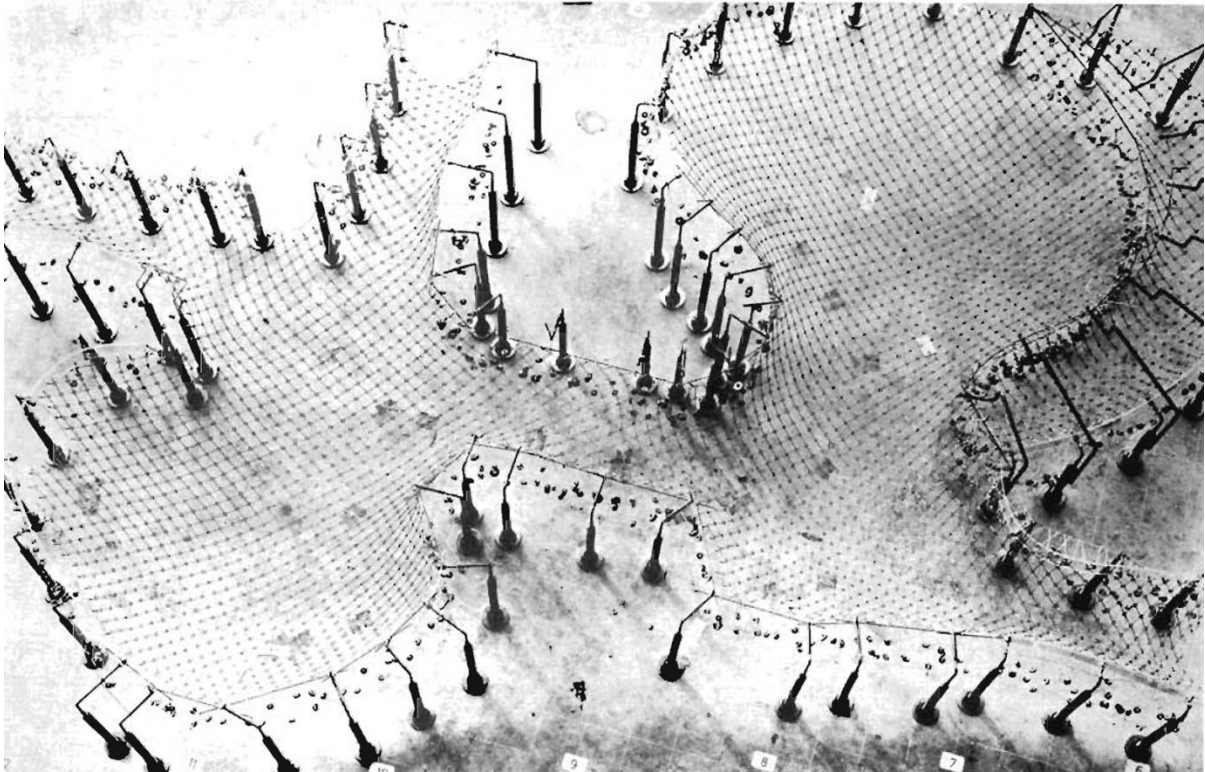


Abbildung 3: Der Architekt Frei Otto ermittelte die Form der Multihalle mithilfe eines Hängemodells.

Die so ermittelte Stützfläche ist jedoch eine ideale Bedingung. In der Realität treten durch Wind und Schnee Störlasten auf, welche die Schale aus ihrer Idealform verschieben. Somit treten dann Biegemomente auf, was zu größeren Querschnitten führt. Zusätzlich muss aufgrund der Druckkräfte ein Ausknicken der Stäbe aus der Ebene betrachtet werden. Deshalb muss dem System zusätzlich eine Biegesteifigkeit zugeordnet werden.

Um die Biegesteifigkeit der Gitterschale und somit auch die Stabilität zu erhöhen, ohne jedoch die Querschnitte der einzelnen Latten zu vergrößern, wurde in den Bereichen mit großer Spannweite eine weitere Gitterlage eingebaut und durch Bolzenverbindungen mit der ersten Lage gekoppelt. Die effektive Steifigkeit des Doppelgitters ist dabei abhängig von der Schubsteifigkeit der Bolzenverbindungen. In einigen Bereichen wurden aus diesem Grund zusätzliche Schubverbinder eingebaut.

Die diagonale Aussteifung der Gitterstruktur wird durch Seile gewährleistet. Am Rand lagert die Gitterschale größtenteils auf einer Stahlbetonkonstruktion auf. Im vorderen Bereich des Gebäudes wird sie von Randbalken aus Brettschichtholz getragen.

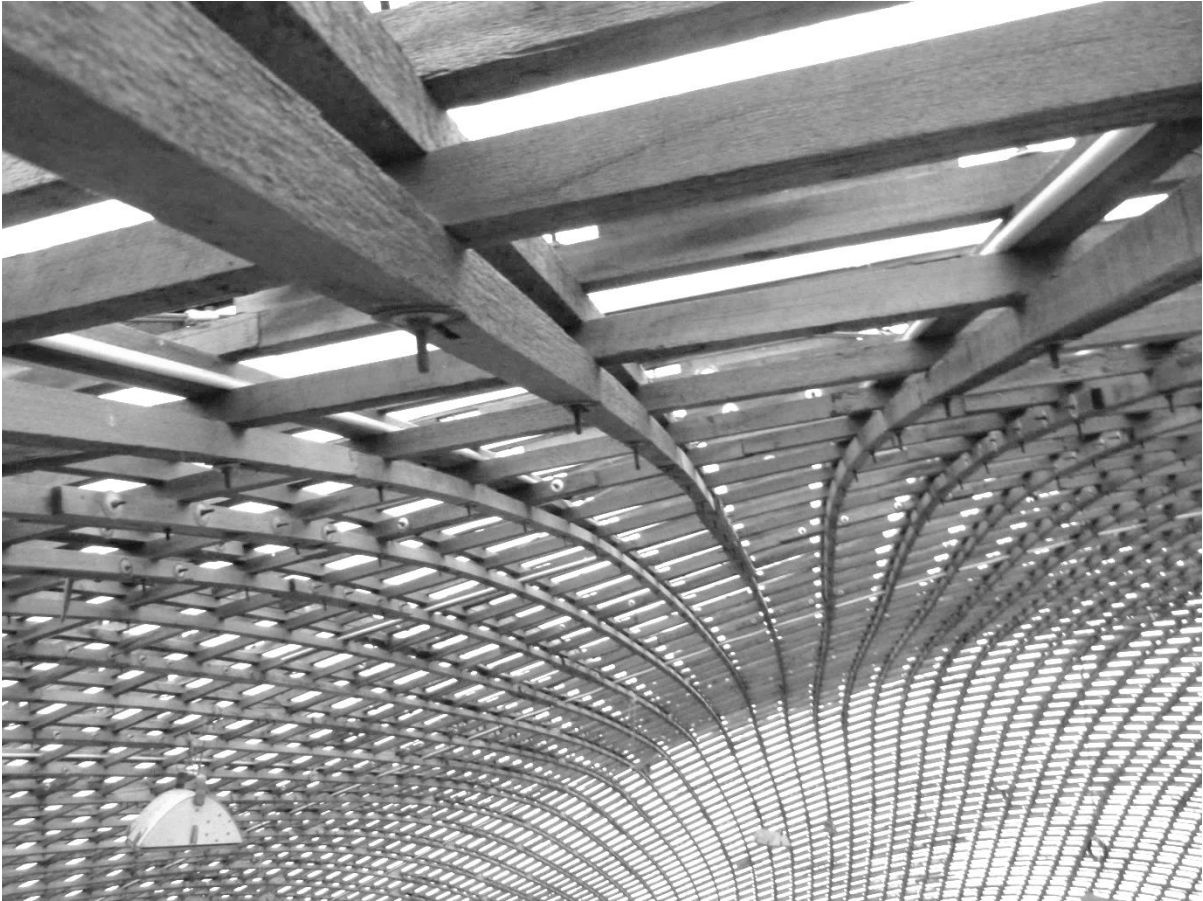


Abbildung 4: In Bereichen großer Spannweiten wurde eine weitere Gitterebene eingebaut.

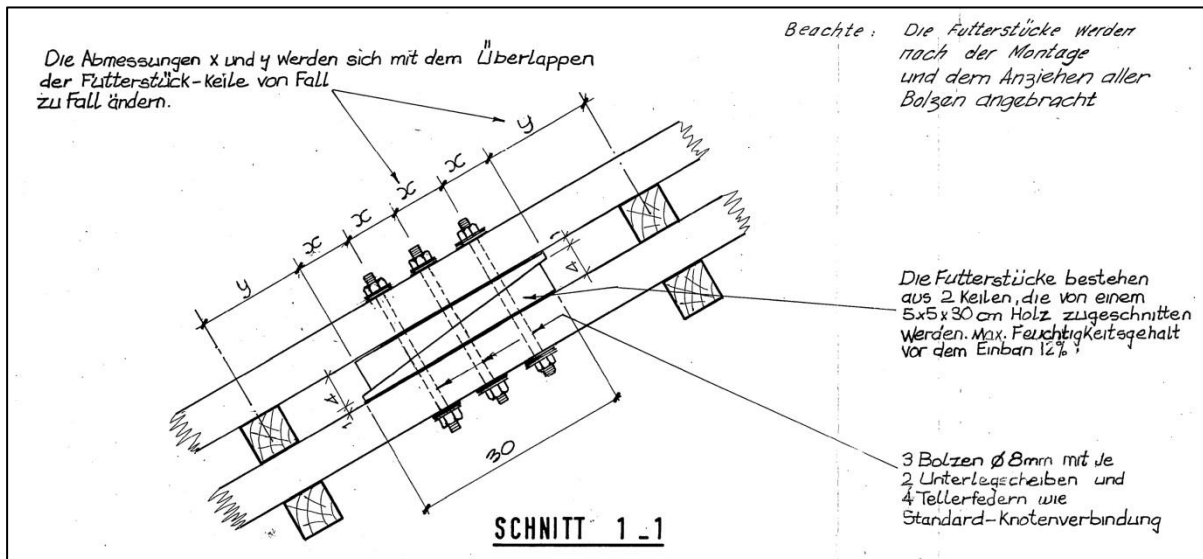


Abbildung 5: Die effektive Steifigkeit des Doppelgitters ist abhängig von der Schubsteifigkeit der Bolzenverbindungen.

Für die Berechnung dieses Pionierbauwerks wurde auf Vorschlag Frei Ottos das Ingenieurbüro Ove Arup & Partners in London mit dem Nachweis des Dachtragwerks beauftragt. Die Koordinaten der Knotenpunkte wurden aus Frei Ottos Hängemodell abgemessen. Anschließend wurde die Geometrie mathematisch optimiert. Ein nichtlineares Rechenmodell bildete die Grundlage der statischen Berechnung. Aufgrund der begrenzten Kapazitäten der damaligen Computer waren einige Vereinfachungen erforderlich. So wurde nur jede zwölfte Latte modelliert. Die Schubverformungen der Stäbe des Doppelgitters konnten nur mit einer Näherung bestimmt werden.

Eine Herausforderung dabei war es, die Steifigkeit des Tragwerks realitätsnah abzubilden und in gleichwertige Querschnittswerte für das Computermodell umzurechnen. Das Verhalten der Gitterknoten wurde ebenso durch Versuche überprüft wie die Materialeigenschaften der verwendeten Hemlocktanne.

Besonders kritisch für das Tragverhalten der Halle sind die Wind- und Schneelasten. Um möglichst genaue Werte zu erhalten, wurden Wetterdaten ausgewertet und Versuche im Windkanal durchgeführt. Hierbei setzten die Planer damals eine voraussichtliche Lebensdauer von maximal 20 Jahren an. Um die Schneelast im Bereich der größten Spannweiten zu reduzieren, wurde beschlossen, diesen Hallenteil im Winter konsequent zu beheizen.

Anstelle einer unabhängigen Prüfung der statischen Berechnung ordnete der Prüflingenieur Prof. Wenzel eine Probelastung am fertiggestellten Bauwerk an. Hierfür wurden 205 mit Wasser gefüllte Mülltonnen mit Seilen an die Dachkonstruktion angehängt. Mit der Probelastung konnten sehr gute Übereinstimmungen zwischen den berechneten und den gemessenen Verformungen festgestellt werden.

3. Das Sanierungskonzept

Im Jahre 2014 wurde eine Arbeitsgemeinschaft unter der Federführung des Ingenieurbüros Fast + Epp aus Darmstadt beauftragt, die notwendige Sanierung der Multihalle in Mannheim zu planen, mit dem Ziel die befristete Baugenehmigung durch eine permanente Baugenehmigung abzulösen. Auf Basis einer umfassenden Voruntersuchung und Begutachtung der Halle sollte ein Sanierungskonzept gefunden und eine prüffähige Genehmigungsplanung erstellt werden.

Hierfür mussten die Nachweise nach aktueller europäischer Normung erbracht werden. Gleichzeitig sollte das ursprünglich temporäre Bauwerk für eine dauerhafte Standzeit von 50 Jahren ausgelegt werden. Aktuelle Lastgutachten beurteilten die Wind- und Schneelasten (inklusive der zuvor nicht gesondert betrachteten Schneeverwehungen) auf Grundlage der aktuellen Wetterdaten und Untersuchungen im Windkanal.

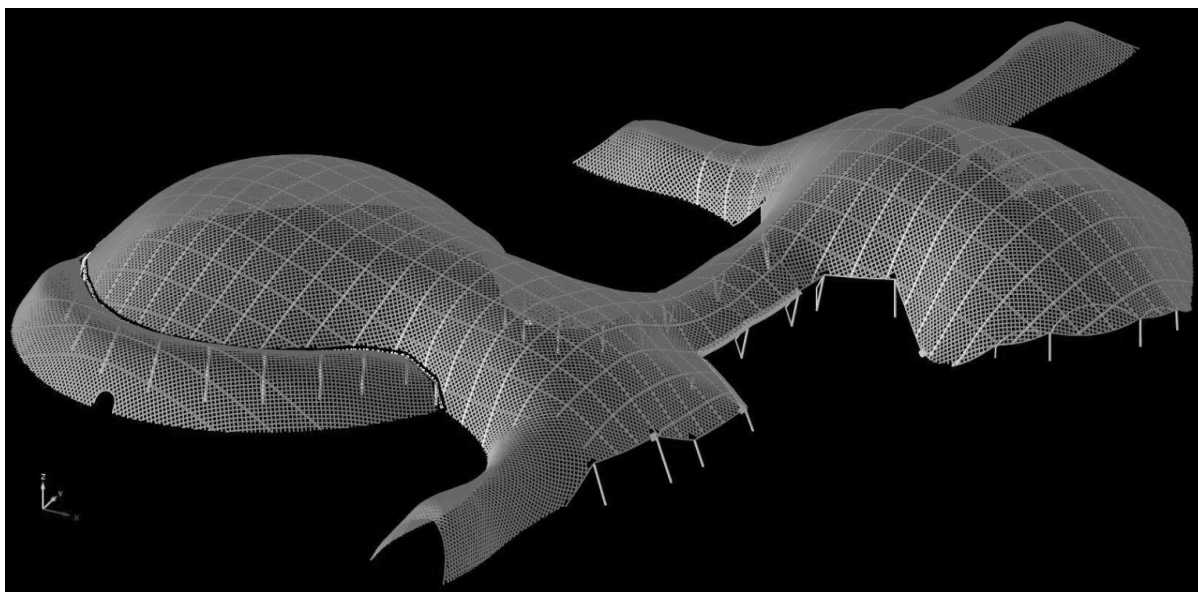


Abbildung 6: Modellierung aller Lattenstränge der Gitterschalen.

Für den Nachweis der Standsicherheit verwendete Fast + Epp mehrere Modelle. Neben einer Vergleichsrechnung mit der ursprünglichen Geometrie erstellten die Ingenieure auch ein Modell mit der tatsächlichen Geometrie im verformten Zustand.

Im Rahmen der Vorbereitung der Sanierung wurde hierzu das Dachtragwerk einschließlich der Lage aller Knoten mittels Laser vermessen.

Dadurch entstand ein genaues 3D-Rechenmodell der Multihalle mit Finiten Elementen. Im Gegensatz zum Computermodell von 1974 konnten mit der heutigen Technik alle Lattenstränge der Gitterschale modelliert werden. Statt einzelner Störlasten konnten die Wind-

und Schneelasten anhand der Lastverteilungspläne der Gutachten realitätsnah aufgebracht werden.

Um die Steifigkeit des Gitters vor allem im Bereich der zum Teil nachträglich eingebauten Schubverbinder korrekt abzubilden, führte Fast + Epp in Zusammenarbeit mit Prof. Grimmeringer von der FH Rosenheim neue Belastungsversuche durch. Für diese wurden ähnlich wie bei den Belastungsversuchen beim Bau der Multihalle Mülltonnen verwendet, die vom Dach herabgehängt wurden. Im Gegensatz zu den ursprünglichen Belastungsversuchen wurden jeweils kleinere Bereiche des Hallendaches untersucht. Der Vergleich der berechneten und gemessenen Verformungen bestätigte die Modellannahmen und damit die modellierte Steifigkeit der Doppellatten. Weiterhin wurden einzelne Latten des Tragwerks als Proben entnommen und an der FH Rosenheim geprüft.



Abbildung 7: Belastungsversuche mit Mülltonnen heute wie damals.

Auf Basis der Computermodelle, der Belastungsversuche und der Materialuntersuchung wurden mehrere Instandsetzungsvarianten entwickelt und anhand von Bewertungsmatrizen gegenübergestellt. Hieraus wurde in enger Zusammenarbeit mit dem Landesamt für Denkmalpflege eine Sanierungsvariante ausgewählt, welche auch den hohen Anforderungen des Denkmalschutzes gerecht wird. Das Bauwerk befindet sich noch bis auf die 1981 ersetzte Membran und die in diesem Zusammenhang verstärkte Tragstruktur weitgehend im Originalzustand. Bei der Sanierung wird der größtmögliche Anteil der Originalsubstanz erhalten. Die Freiform der Halle, ihre Stützfreiheit, die im Dach wiederkehrende Holzraute, die Transluzenz der Membran sowie das Erscheinungsbild der Randträger werden als konservatorische Werte besonders geschützt.

Um die für eine dauerhafte Standzeit notwendige zusätzliche Steifigkeit zu erhalten, wird über den bestehenden Latten eine weitere Lattenebene aufgetragen. Auf diese Weise wird das ursprüngliche Tragprinzip beibehalten, das Dach insgesamt jedoch verstärkt. Zudem lässt sich dieses Konzept baupraktisch gut umsetzen und mit dem Austausch der Dachmembran kombinieren. Außerdem werden die Dachränder verstärkt. Die Steifigkeit der ursprünglichen Brettschichtholzträger hat sich als zu gering erwiesen, um die Kräfte der Dachkonstruktion aufzunehmen. Deshalb werden im Sanierungskonzept als Alternative Stahlträger untersucht. Da diese von außen durch die Membran überdeckt werden, entsteht kein sichtbarer Unterschied zum ursprünglichen Bauwerk. Hierbei sollen außerdem

die Konstruktionsdetails so verbessert werden, dass die Träger zukünftig nicht mehr durch Feuchtigkeit beeinträchtigt werden. Nach der Sanierung wird die Veranstaltungshalle die höheren Schneelasten aufnehmen können und als dauerhaftes Bauwerk fit für die nächsten Jahrzehnte sein.

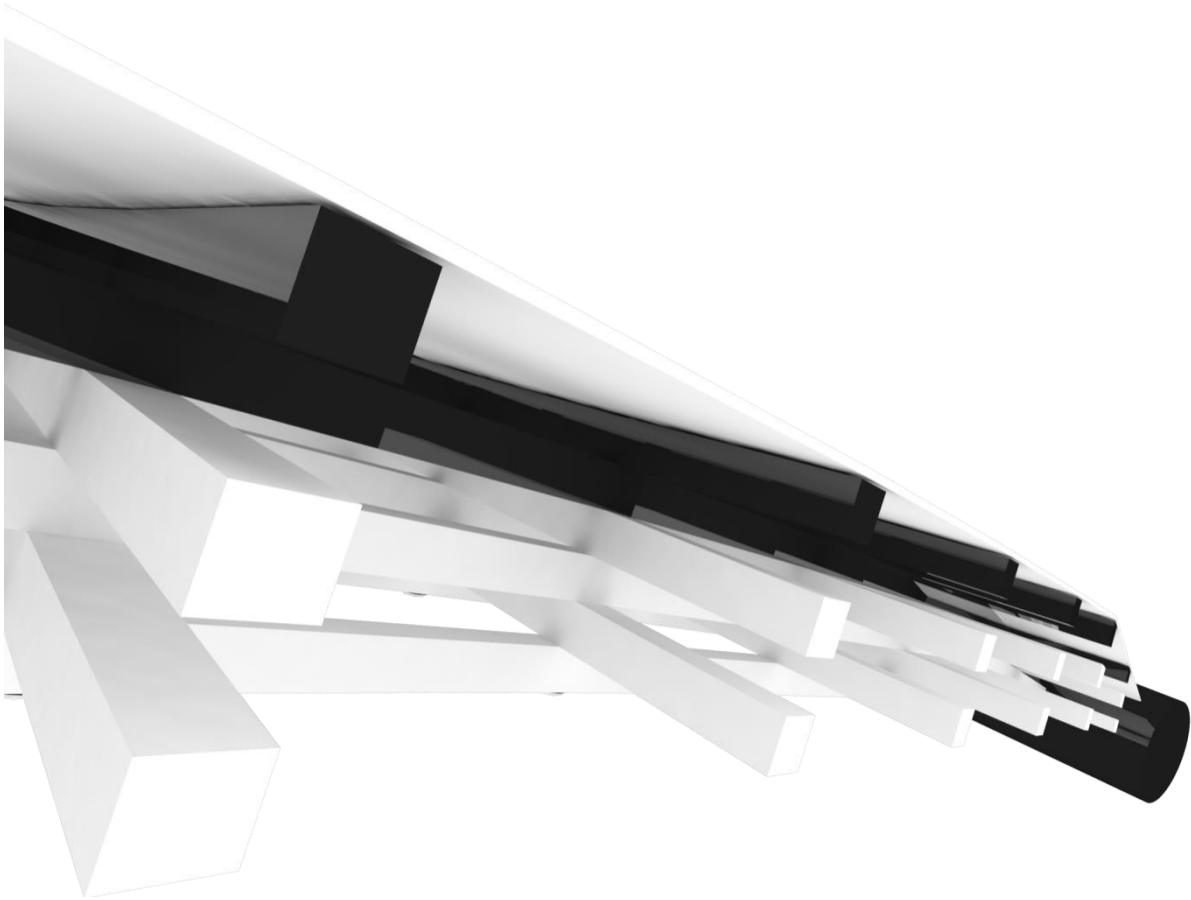


Abbildung 8: Das Sanierungskonzept sieht den Einbau einer weiteren Gitterebene vor.

Mit der gewählten Sanierungsvariante kann nicht nur das Tragwerk statisch effizient verstärkt werden, sondern es wurde durch den weitgehenden Erhalt der Originalsubstanz und die Beibehaltung des ursprünglichen Tragprinzips auch in Bezug auf den Denkmalschutz eine optimale Lösung gefunden.

Im Zuge der Sanierung soll die bisher räumlich abgeschlossene Veranstaltungshalle geöffnet werden. Anlässlich des «Urban Thinkers Campus 2017» haben Universitäten und Hochschulen der Region den bisher überwiegend technisch und konstruktiv geprägten Diskurs reformuliert und eine neue Lesart der Multihalle entwickelt. Die Multihalle soll als Plattform für eine offene Gesellschaft dienen, wie sie Frei Otto auch schon während ihrer Entstehung andachte. Die Dachkonstruktion der Multihalle soll dieser visionären Nutzung nicht nur den notwendigen Raum bieten, sondern durch ihre ikonographische Architektur die Idee eines «Democratic Umbrella» in der öffentlichen Wahrnehmung symbolisieren.

Da eine thermische Sanierung der Multihalle – etwa durch Aufbringen einer mehrlagigen Membran oder Folienkissen – mit einem großen Aufwand und einem tiefgreifenden Einfluss auf die Tragstruktur und damit auf den Denkmalschutz verbunden wäre, soll die Multihalle als Dach betrachtet und die Holzkonstruktion in ihrer aktuellen Gestalt erhalten werden. Die Halle dient somit als Witterungsschutz für die zukünftige darunter liegende Nutzung, welche sich in einer fließenden Bewegung unter dem frei geformten Dach hinein und hindurch bewegen soll – gemäß dem ursprünglichen Konzept von Carlfried Mutschler, seinem Büropartner Joachim Langner als auch von Frei Otto.

4. Ausblick

Die Multihalle gilt als Meilenstein des Holzbaus. 2015 wurde dem Schöpfer der Gitterschale Frei Otto posthum der Pritzker-Preis – der «Nobelpreis» der Architektur – verliehen. Die Stadt Mannheim kann sich rühmen ein bis heute unübertroffenes Bauwerk zu haben, welches Anziehungspunkt für Architekturbegeisterte aus aller Welt ist. Im Juni 2016 hat das Landesamt für Denkmalpflege der Stadt mitgeteilt, dass die Multihalle zukünftig sogar als «Kulturdenkmal von besonderer Bedeutung» geführt werden soll.

Die Stadt Mannheim wirbt zurzeit Spendengelder ein, um die Sanierung zu finanzieren. Zudem lobt der Verein Multihalle Mannheim e.V. in enger Kooperation mit der Architektenkammer Baden-Württemberg und der Stadt Mannheim gemeinsam mit dem BDA Baden-Württemberg und der IBA Heidelberg einen internationalen Ideenwettbewerb aus, mit dem Ziel die Multihalle in die Zukunft zu entwickeln.

Es werden alle Kräfte aktiviert, dass dieses Meisterwerk der Ingenieurbaukunst erhalten werden kann und noch viele Menschen die organische Form der Halle bestaunen können.

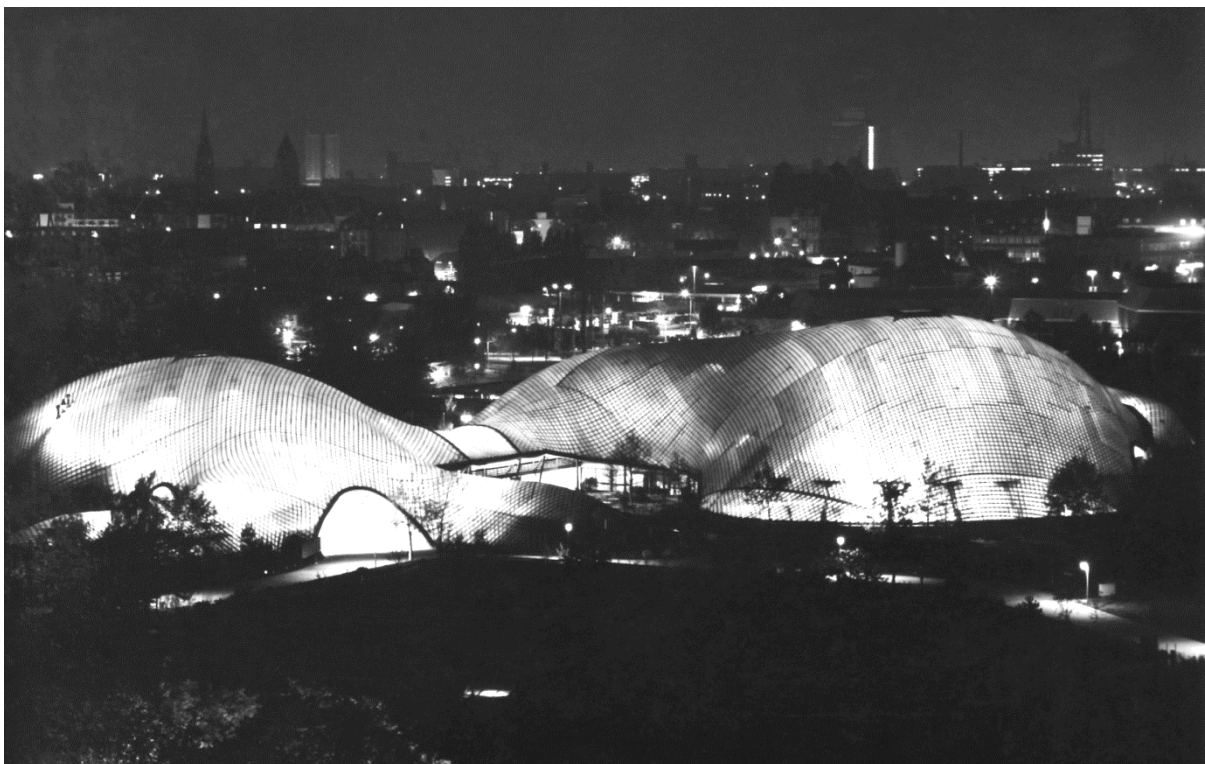


Abbildung 9: Faszination Multihalle bei Nacht.

Erhaltung u. Ertüchtigung eines Holz-Trogsteiges über den Almfluss «Der Hofmühlsteg in Scharnstein»

HBM Franz Bammer
Holzbau Bammer GesmbH
Scharnstein, Österreich



Erhaltung u. Ertüchtigung eines Holz-Trogsteges über den Almfluss «Der Hofmühlsteg in Scharnstein»

1. Einleitung

1.1. Der Fluss

Die Alm im südlichen OÖ entspringt am Almsee, am Fuße des toten Gebirges an dessen Nordseite. Das Einzugsgebiet erstreckt sich über 491 km², die Länge des Flusses beträgt 48,2 km.

Er durchfließt 6 Gemeinden und transportiert eine Wassermenge von 2,7 m³/s bis 400 m³/s. Entlang des Flusses erstreckt sich ein ausgedehntes Erholungsgebiet mit einem Wanderweg, «Genuss am Fluss». Das Almtal ist seit jeher geprägt von Land- u. Forstwirtschaft, von der Sensenerzeugung (16. – 20. Jhd.) und von der Wasserkraft an der Alm.



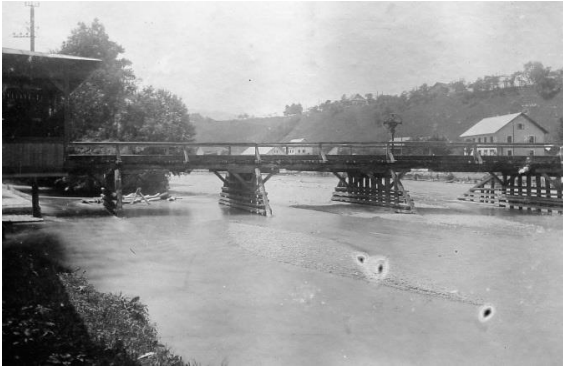
1.2. Der Steg

An dieser Stelle führte schon seit dem Mittelalter eine Brücke über den Fluss, als Verbindung zur Burg Scharnstein, welche erstmals 1204 erwähnt wird, aber auch als Verbindungsweg für die am südlichen Brückenkopf seit dem 16. Jahrhundert betriebene Sensenschmiede, die immerhin um 1900 als die Größte der Österreichisch-Ungarischen Monarchie galt.

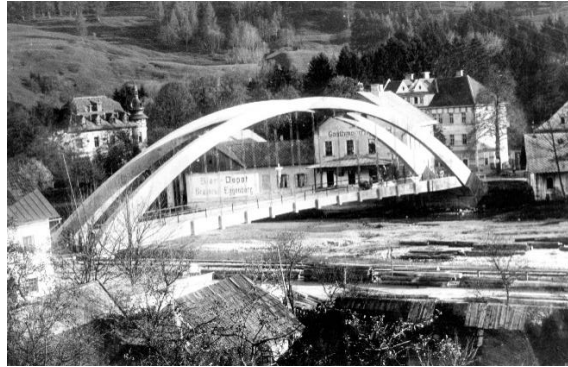
Diese Holzbrücke wurde bis in die 1920er Jahre verwendet. 1928 wurde eine einspurige Betonbogenbrücke anstatt dieser eröffnet, die 1978 gesprengt wurde.

Eine moderne Straßenbrücke wurde parallel errichtet. Doch an der alten Stelle fehlte etwas, ein Übergang über den Fluss und somit wurde 1983 ein Fußgängersteg in Holzbauweise (Trogkonstruktion) errichtet.

Der Zustand des Holzsteges aus Lärchenleimholz Resorcinharz-verleimt stellte sich 2016 so dar, dass er lt. Gutachten abgerissen werden sollte.



Almbrücke 1899



Betonbogenbrücke 1928



Alter Holzsteg 2016

Parallel laufende Straßenbrücke,
die 2017 ebenfalls saniert wurde

2. Anforderungen

- **Dauerhaftigkeit**
- **Wirtschaftlichkeit**
- **Gestaltung**
- **regionale Wertschöpfung**
- **Ressourcenverbrauch**
- **Erhaltung und Betrieb**

Es gab verschiedene Lösungsansätze:

- eine neue Stahlkonstruktion
- eine neue Holzkonstruktion oder
- eben doch eine Ertüchtigung und ein Umbau des bestehenden Steges

2.1. Dauerhafte Konstruktion

Durch die Sanierung der Hauptträger (Untergurte) an den Auflagern mit Betonprothesen und durch die Einhausung und Überdachung des Steges wird eine absolut brauchbare Dauerhaftigkeit erreicht.

2.2. Wirtschaftlichkeit

Durch die Weiterverwendung des Bestandes fielen keine Demontage- und Entsorgungskosten an. Die Fundamente waren ausreichend dimensioniert und somit war die Sanierungs- und Umbauvariante auch gegenüber einer Stahlneubau-Variante mit teilweiser Überdachung ohne Berücksichtigung der Fundamenttragfähigkeit um ca. Euro 65.000,00 billiger.

2.3. Gestaltung

Holz ist das Hauptnaturprodukt der Region. Der damit als Fachwerk mit Traditions-Dachform zur Erscheinung tretende Steg fand grossteils Gefallen und fügt sich auch harmonisch in die Landschaft ein.

2.4. regionale Wertschöpfung

Der Hauptanteil des Materials konnte aus der Region bezogen werden. Die Verarbeitung erfolgte ausschließlich mit heimischen Arbeitskräften, somit wurde ein sehr hoher regionaler Wertschöpfungsgrad erreicht.

2.5. Ressourcenverbrauch

Mit ca. 90 % nachwachsendem Material auf die Masse bezogen, liegt der Ressourcenverbrauch überaus günstig.

2.6. Erhaltung und Betrieb

Die Erhaltung ist außer der normalen Wartung und Pflege (Reinigung) durch die Einhausung absolut problemlos. Der Betrieb ist im Winter durch die Überdachung wesentlich einfacher; keine Schneeräumung und dadurch keine mechanische Beanspruchung des Gehbelages. Durch eine durchgehende automatische Beleuchtung bietet der 60m lange Fußübergang auch bei Dunkelheit Sicherheit.

Im Falle eines Neubaus wäre die Stahlkonstruktion aus Kostengründen bevorzugt worden, denn es wäre nicht der erste Holzsteg, der durch Stahl ersetzt worden wäre.

Bei einem Neubau wären aber die Abriss- u. Entsorgungskosten – auch durch die Lage (neben Bahngleise) – erheblich gewesen. So gesehen positive Argumente für die Sanierung, aber das Hauptproblem lag darin, dass die Hauptträger an den Auflagern stark geschädigt waren.

Mein Zugang zu diesem Problem war ein einfacher, indem ich sagte:

«Wir schneiden die Holzträger einfach ab, bis sie wieder gesund sind und ergänzen sie mit Stahlbetonprothesen.»

Die Entscheidung war nicht unumstritten, aber letztendlich setzte sich die Sanierungsvariante durch.

- Die Konstruktion ist an manchen Stellen derart massiv durchfeuchtet, dass man schon mit einem Taschenfeitel durchkommt (siehe Bild unten), teilweise ist auch ein Befall von Pilzen gegeben.



- Für eine neu gebaute Stahlbrücke kann die Lebensdauer mit ca. 100 Jahren veranschlagt werden, wird der Bestand saniert, so verringert sich diese auf etwa 30 Jahre.

Nicht nur aus vorgenannten Gründen wurde uns von den Professionisten und Statikern ein Neubau eingehend empfohlen. Auf die Lebensdauer der Stahlbrücke gerechnet ist diese wesentlich günstiger.

Die Bauzeit betrug 10 Wochen – Durchführung Juli bis Mitte September

Verbaut wurden:

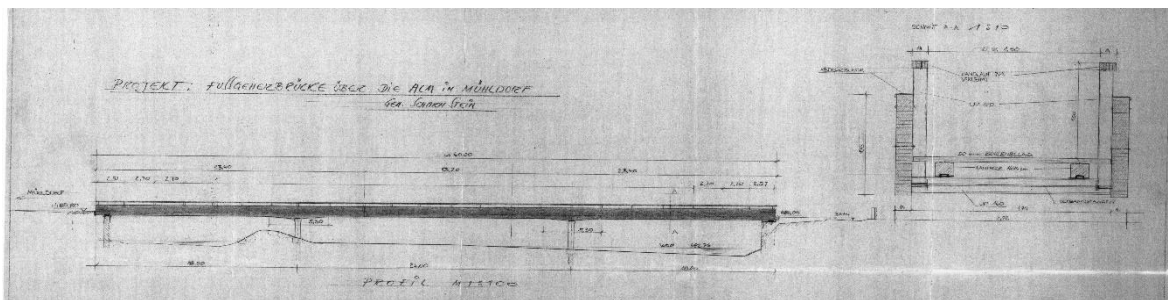
- 56,0 m³ Lärchenholz gesamt
- 11,5 m³ Lärche BSH
- 28,0 m³ Lärche KVH
- 6,5 m³ Lärchen-Schalung
- 10 m³ Lärchen-Schindeln
- 95,33 kg Wevo Spezial EP 32
- 138 kg Betonrippenstahl
- 1 m³ Beton C 25/30 B7
- Verbindungsmittel, Stabdübel, Schrauben, ...

Die Gesamtbaukosten betragen Euro 105.000 Netto.

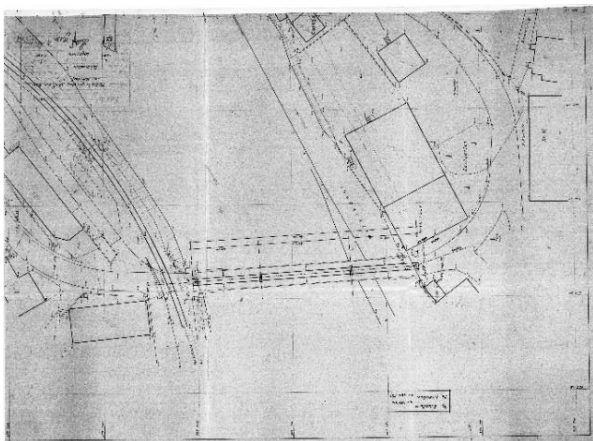
3. Planung u. Engineering Holzbau Bammer GmbH – MPA Stuttgart

3.1. Konzept

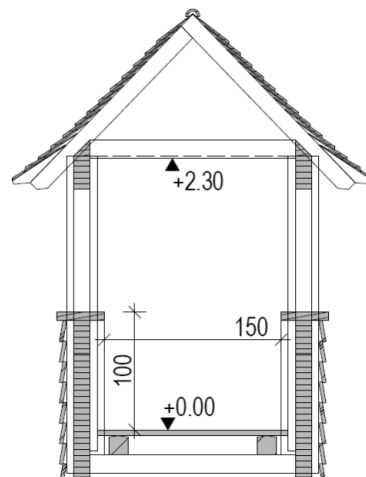
Umbau und Sanierung der bestehenden Trogkonstruktion auf ein räumlich überdachtes Fachwerk.



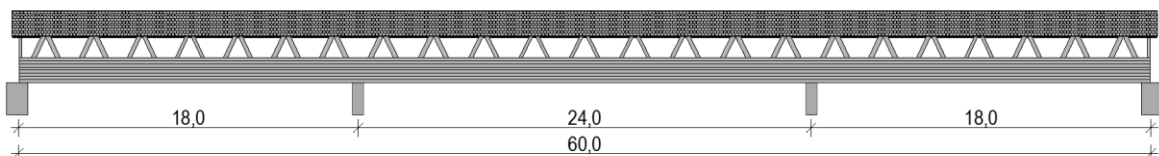
Alter Plan



Alter Lageplan



CAD-Schnitt neuer Steg



CAD-Ansicht neuer Steg

3.2. Statik

Lt. Norm mit Mursoft Ruckzuck 6

3.3. Lehrgang

Für die Befähigung zum Einkleben von Bewehrungsstahl und der Sanierung der Leimträger, wurde der Sanierungslehrgang für tragende Holzbauteile an der MPA Stuttgart absolviert.

4. Umsetzung der Sanierung

Wie geht das? Ganz einfach, Brücke pölzen, abschneiden, innere Kräfte an dieser Stelle berechnen (Statik), Bewehrungsstahl bemessen und in Holz einkleben, einschalen und betonieren, fertig!

Im Übrigen waren die Leimholzträger durchgehend durch die ständige Bewitterung stark geschädigt und mussten repariert werden. Die Stegkonstruktion wurde im neuen Konzept umgebaut, in ein räumlich überdachtes Fachwerk mit 60 m Gesamtlänge auf 4 Auflagern, Stw. 2 x 18 m, 1 x 24 m.

Dadurch werden die bestehenden Hauptträger nur mehr zu 25 % belastet, die ganze Konstruktion vor Wetter geschützt. Die Brüstung wurde von außen wie eine Fassade mit Lärchenrollschalung bekleidet und mit einem Handlauf mit flexibler Wartungsfuge an den Diagonalstäben angeschlossen und abgedeckt.

Die Dacheindeckung erfolgte mit gespalteten Lärchenschindeln in 3-fach-Deckung auf Sichtlattung, Dachneigung 46°. Dieses Konzept verleiht der Anlage auf jeden Fall die doppelte Lebensdauer, wenn sie ordentlich gewartet wird.

Fassadenverkleidung und Dach werden wahrscheinlich nach ca. 40 Jahren zu erneuern sein, die Primärkonstruktion sollte aber auf jeden Fall eine Lebensdauer von mind. 60 Jahren haben. Es ist durch die Umsetzung dieses Projektes jedenfalls gelungen, das Image des Holzbrückenbaues zu verbessern.

4.1. Gerüstung u. Sicherheitsmaßnahmen

Es wurde an der Unterseite des Steges eine PE-Gitterfolie als Abtropfschutz für den Klebstoff aufgebracht. Als Schutz- und Arbeitsgerüst wurde ein beidseitig auskragendes Hän-gerüst ebenfalls an der Unterseite befestigt.



Eingerüstung des Steges mit Hängeausschußgerüst

4.2. Reinigung, genaue Schadensaufnahme u. Dokumentation

Es wurden ca. 400 Risse in den BS-Trägern aufgenommen und saniert. Die Träger wurden mit Wasserhochdruck gereinigt.



Genauere Aufnahme u. Dokumentation der Schäden



Schwer beschädigte Träger neben dem Gerberstoß an der wetterzugewandten Seite



Trägersanierung d. Einkleben von neuem Holz



Genauere Recherche d. den Chef



Die wetterabgewandte Seite ist wesentlich besser, nur geringe Schädigung



Probeschnitt am Auflager



Wetter u. Klima spielen bei der Sanierung eine wichtige Rolle, die Holzfeuchte darf max. 18 %, Luft- u. Bauteiltemperatur mind. 18° - max. 35° betragen, es wurde durch eine provisorische Überdachung Abhilfe geschaffen

4.3. Stahlbetonprothesen

Herstellen der Stahlbetonprothesen auf den Auflagern



Kontrolle beim Einkleben der Bewehrung



Eingeklebte Stahl-Bewehrung für Betonprothesen



Fertige Schalung

Mächtiges Hochwasser während der Sanierung am 27. Juli 2017



Die Betonage



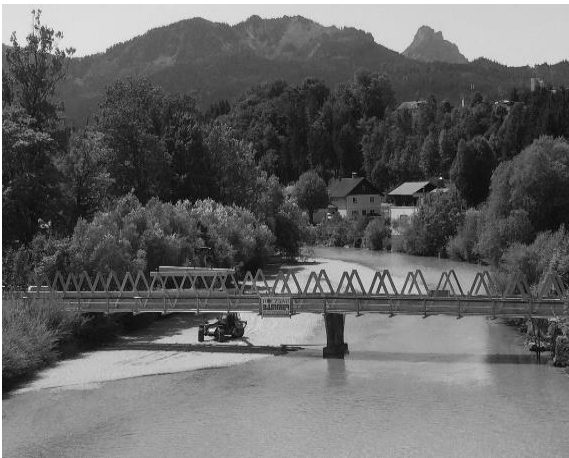
Betonprothesen an allen 4 Auflagern

4.4. Umbau

Umbau auf überdachtes räumliches Fachwerk



Montage der Fachwerkstäbe



Druckstab Anschlussverstärkung



4.5. Dachdeckung

Die Dachdeckung erfolgte mit Lärchenschindeln auf Sichtlattung



Schindeldeckung

4.6. Fassadenverkleidung

Die Fassadenverkleidung im Brüstungsbereich erfolgte mit Lärchenrollschalung



4.7. Stabilisierung

Zur zusätzlichen seitlichen Stabilisierung an den Mittelpfeilern, wurde der Steg mit Stahlkonsolen und Zugstäben Istor 25 mm abgespannt.

5. Danksagung

Am Ende möchte ich mich auch noch bei der Universität-Stuttgart MPA, bei Herrn Dr. Aicher und Herrn DI. Hezel für die hervorragende Unterstützung und Zusammenarbeit sowie Begleitung des Projektes herzlich bedanken.



6. Fertigstellung



Der neue Hofmühlsteg in Scharnstein



10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu)

Jörg Schänzlin
Hochschule Biberach
Biberach a.d.R., Deutschland

Konstruktionsgruppe Bauen AG
Kempten (Allgäu), Deutschland



Michael Kral
Amt für Tiefbau und Verkehr, Stadt Kempten
Kempten (Allgäu), Deutschland



Rainer Böhme
Konstruktionsgruppe Bauen AG
Kempten (Allgäu), Deutschland



- 2 | 10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu) | J. Schänzlin, M. Kral, R. Böhme

10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu)

1. Einleitung

Die 1847 bis 1852 erbaute König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu) ist eine der wenigen erhaltenen ehemaligen Eisenbahnbrücken aus Holz in Deutschland. Durch Witterungseinflüsse wurde an einigen Stellen ein Substanzverlust festgestellt, der nach einer genaueren Betrachtung eine Instandsetzung der Brücke nach sich zieht. Im Folgenden werden ein Teil der seit 2010 laufenden Maßnahmen im Vorfeld der Instandsetzung und die aktuellen Instandsetzungsarbeiten vorgestellt.

2. Bauwerk

2.1. Historie

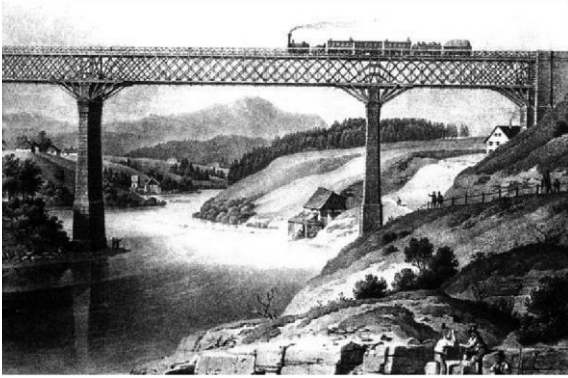
Im Rahmen der zwischen 1843 und 1854 durchgeführten Erweiterung des Streckennetzes der Ludwig-Süd-Nordbahn von Lindau nach Hof musste in Kempten die Iller überbrückt werden (siehe [1]). Für diese Überquerung der Iller wurde zwischen 1847 und 1851 eine damals zweigleisige Brücke als Howe'scher Träger für eine Lokomotive mit 14t hergestellt (siehe Abb. 1 und [2]).



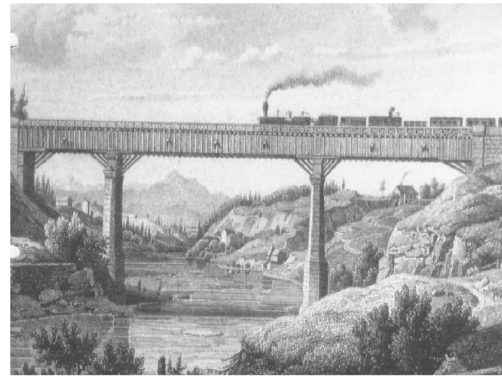
Abbildung 1: König-Ludwig-Brücke in Kempten/Allgäu

Erste Darstellungen zeigen diese Brücke unverkleidet (siehe Abb. 2), wobei nach heutiger Einschätzung diese Darstellungen nicht die Realität, sondern die technische Ausführung der Brücke darstellen sollten.

Spätestens 1879 war die Brücke jedoch verkleidet. Ob dies aus Gründen der Erhöhung der Dauerhaftigkeit oder aus Gründen des Brandschutzes infolge des Funkenflugs der Dampflokomotiven erfolgte, kann nicht eindeutig geklärt werden. Allerdings deuten der in [4] erwähnte und an den Brückenenden angebrachte Hinweis, dass es den Heizern der Lokomotiven verboten war, auf der Brücke Kohle nach zu schüren, und Brandspuren am dreiteiligen Untergurt am westlichen Widerlager eher darauf hin, dass der maßgebende Grund für die Verkleidung die Befürchtung eines Brands der Brücke war.



(a) Unverkleidet



(b) Verkleidet

Abbildung 2: Brücke vor 1879 (siehe [3])

Aufgrund der immer größer werdenden Lokomotiven und der damit verbundenen Lasten wurde 1879 das Mittelfeld der Brücke durch ein noch heute erhaltenes Sprengwerk verstärkt, so dass als Bemessungslast 3 Lokomotiven mit je 42to angesetzt wurden (siehe Abb. 3(a)).



(a) Verstärktes Mittelfeld



(b) Brückenensemble in Kempten

Abbildung 3: Weitere Anpassungen der Brücke

Aufgrund der weiteren Lasterhöhung der Züge wurden 1902 zwei Stampfbetonbrücken errichtet, auf die der Zugverkehr geleitet wurde (siehe Abb. 3(b)). Die König-Ludwig-Brücke wurde daher in eine Straßenbrücke umgewandelt.

In den Wirren des Kriegsendes des zweiten Weltkriegs wurden die östlichen Felder sowohl der Stampfbetonbrücken als auch der König-Ludwig-Brücke gesprengt. Diese Felder wurden im Mai 1945 wieder aufgebaut, wobei bei der König-Ludwig-Brücke das gesprengte Feld durch einen Stahl-Beton-Verbundträger überbrückt wurde (siehe Abb. 4).



Abbildung 4: Gesprengtes östliches Feld (siehe [5])

1970 wurde der Kopfbahnhof in Kempten an den Stadtrand verlegt, so dass für den Schienenverkehr nur eine der beiden Stampfbetonbrücken notwendig wurde. Daher wurde der Straßenverkehr von der König-Ludwig-Brücke auf die frei werdende Stampfbetonbrücke verlegt.

1986 wurde die König-Ludwig-Brücke in eine Fußgängerbrücke umgewandelt. Um eine reine Holzbrücke zu erhalten, wurden dabei die beiden parallel laufenden Brückenträger auf einen Brückenträger reduziert und der gesprengte Teil mit einem ausgehobenen Brückenträger ersetzt (siehe Abb. 5).



(a) Abräumen der Fahrbahn



(b) Ausheben der Träger

Abbildung 5: Ausheben der Brückenträger (siehe [6])

Im Jahr 2012 wurde sie zum Denkmal der Ingenieurbaukunst ernannt (siehe [2]).

2.2. System

Das Tragwerk der König-Ludwig-Brücke wurde als Fachwerkträger in der sog. Howe'scher Trägerbauweise ausgeführt (siehe Abb. 1). Bei dieser Bauweise werden zwei Fachwerkträger ineinander gestellt, so dass die Belastungen in zwei voneinander getrennten Systemen übertragen werden können.

Diese Bauweise wurde von William Howe für die Erschließung Nordamerikas entwickelt, mit dem Ziel, Eisenbahnbrücken mit den vorhandenen Ressourcen und den vorhandenen Fähigkeiten der Arbeiter zu realisieren (siehe auch [7] und [4]). Da die Arbeiter oft nicht ausgebildete Zimmerleute waren, musste also ein einfaches, sich aus wiederholenden Bauteile bestehendes System verwendet werden, da durch eine Serienfertigung der einzelnen Bauteile der Einarbeitungsaufwand und damit die Anforderungen an die Fähigkeiten der Arbeiter gering gehalten werden konnten. Aus gleichem Grund mussten die Anschlüsse möglichst einfach gehalten werden.

Damit ergeben sich für das Howe'sche System an der König-Ludwig-Brücke folgende wesentlichen Bauteile (siehe Tab. 1):

- Diagonalen: Die Diagonalen sind zu den Auflagern hin als Doppeldiagonale mit einer Länge von etwa 6m ausgeführt. Von den Auflagern weg werden diese als Einzeldiagonale realisiert (siehe Abb. 6).



(a) Druckdiagonale



(b) Ansicht

Abbildung 6: Diagonale

- Unter- bzw. Obergurt: Der Ober- bzw. Untergurt besteht aus 3 Gurten aus Lärche. Die Länge der einzelnen Bauteile dieses Gurts beträgt etwa 11.5m. Der Stoß erfolgt durch seitlich angebrachte Laschen aus Metall.
- Schwellen: Um die Schwellen mit dem Untergurt zu verbinden, ist der Untergurt mit der Schwelle verblattet. Die Diagonale wurde stumpf ohne Verbindung auf den Schwellen aufgestellt (siehe Abb. 7).



(a) Schwelle



(b) Anschluss der Diagonale an die Schwelle

Abbildung 7: Detail Schwelle

- Hänger: Um die vertikalen Zugkräfte im Fachwerk zu übernehmen, werden vertikal Zugelemente aus Metall eingebaut, die durch Platten an der Oberseite des Obergurts bzw. der Unterseite des Untergurts aufgelegt werden. Diese Hänger konnten bei Bedarf nachgespannt werden (siehe Abb. 8).



Abbildung 8: Verankerung der Hänger an der Unterseite

- Schirrbalken und Büge: Im Bereich der Auflager wurde der Untergurt auf die sog. Schirrbalken aufgelegt, die wiederum auf Büge aufgelagert werden.

Tabelle 1: Wesentliche Abmessungen der Brücke

Spannweite	37,0 m / 54,8 m / 28,6 m
Höhe über Iller	≈ 30 m
Achsmaß zwischen Ober- und Untergurt	5,02 m
Achsmaß zwischen den Howe'schen Träger	3,07 m
Untergurt & Obergurt	b/h = 3 × 24/24 cm
Diagonale	b/h = 20/20 cm
Hänger	D=5 cm
Kopfbänder	b/h=30/30 cm
Holz	Lärche und Eiche
Metall	Schmiedeeisen
Gesamtlänge der einzelnen Holzbauteile (ohne Schwelle)	≈ 3,5 km

3. Bestimmung des Zustands

3.1. Allgemeines

Bauwerke unterliegen einer ständigen Belastung in unterschiedlicher Höhe wie z.B. infolge

- Eigengewicht
- Verkehrsbelastung
- Witterungseinflüsse

Um ein funktionierendes Bauwerk zu gewährleisten, sind regelmäßige Bauwerksprüfungen notwendig. Dadurch sollen Schäden im Idealfall frühzeitig entdeckt werden, so dass diese durch Maßnahmen in einem geringeren Maßstab behoben werden können. Ein Schwerpunkt dieser Bauwerksprüfung zur frühen Erkennung von potentiellen Schadstellen ist die Identifikation von feuchten Stellen bzw. Bereichen, in denen ein Anstieg der Holzfeuchte zu erwarten ist (siehe u.a. [8]).

Bei der König-Ludwig-Brücke ist das Jahr 1986 als ein wesentlicher Einschnitt im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Brücke anzusehen, da zu diesem Zeitpunkt die Verkleidung entfernt wurde. Allerdings sind im Rahmen des Umbaus von 1986 einige Anforderungen vorhanden gewesen, die zu erfüllen waren:

- Denkmal: Durch das Entfernen der Verschalung konnte der ursprüngliche Zustand der Brücke wieder hergestellt werden, so dass eine möglichst originalgetreue Darstellung der Brücke nach dem Bau gegeben ist.
- Statik: Durch die Halbierung der Brücke wurde auch der Aussteifungsverband halbiert. Hinzu kommt, dass durch die Halbierung ein ungünstiges Höhen/Breiten-Verhältnis geschaffen wurde. So hat die Brücke inkl. Belag etwa eine Bauhöhe von 6m, während das Achsmaß der beiden verbleibenden Fachwerkträger etwa 3m beträgt. Wird nun das Verkehrsband berücksichtigt, ergibt sich eine Windangriffsfläche von etwa 8m Höhe. Somit kann die Lagesicherheit der verkleideten Brücke nicht nachgewiesen werden. Um aufwändige Verankerungen im bestehenden Pfeiler und Widerlager aus Nagelfluhsteinen mit unbekannter Festigkeit zu vermeiden, musste die Windlast möglichst reduziert werden. Dies erfolgte einerseits durch die Entfernung der Fassade, andererseits durch spezielle Windlastansätze für diese Brücke. So wurde in Abstimmung mit der obersten bayerischen Baubehörde z.B. die Windlast ohne Verkehr nur zur Hälfte angesetzt, während kein Wind im Lastfall Verkehr angesetzt wurde.
- Holzschutz: Die Eichenbalken der Brücke können entsprechend [9] in Gefährdungsklasse 3 eingeordnet werden, so dass nach damaliger Sicht keine weiteren Holzschutzmaßnahmen für diese Bauteile notwendig werden. Für die Lärche ist diese Einteilung nicht so eindeutig, da nach [10] Lärche in Resistenzklasse 3-4 einzustufen ist. Allerdings verweist [11] darauf hin, dass «sich der Einsatz dieser beiden Holzarten in GK 2 und GK 3.1» nach [11] «seit der letzten Ausgabe von DIN 68800-3:1990-04 in der

Praxis bewährt hat». Wie dieses bessere Verhalten von Lärchenholz in der Beurteilung des Holzschutzes berücksichtigt wurde, lässt sich heute nicht mehr nachvollziehen. Allerdings ist anzumerken, dass an der Brücke eher die Eichenbauteile geschädigt waren, während – auch im Kontaktbereich zu geschädigten Eichenbauteilen – häufig die Lärche noch intakt ist.

Anzumerken ist, dass diese Zusammenstellung rückblickend erstellt wurde, da keine Entscheider vom Jahr 1986 am Projekt beteiligt sind. Dennoch lässt sich damit zeigen, dass die Entscheidung zum Entfernen der Fassade – rückblickend – nachvollziehbar und eigentlich auch die logische Konsequenz war, um mit einem möglichst geringem Eingriff am Bestand diese Brücke weiter nutzen zu können.

Die Weiterentwicklungen im Bereich des Holzschutzes zeigen jedoch, dass heute dieser Sachverhalt anders eingestuft wird.

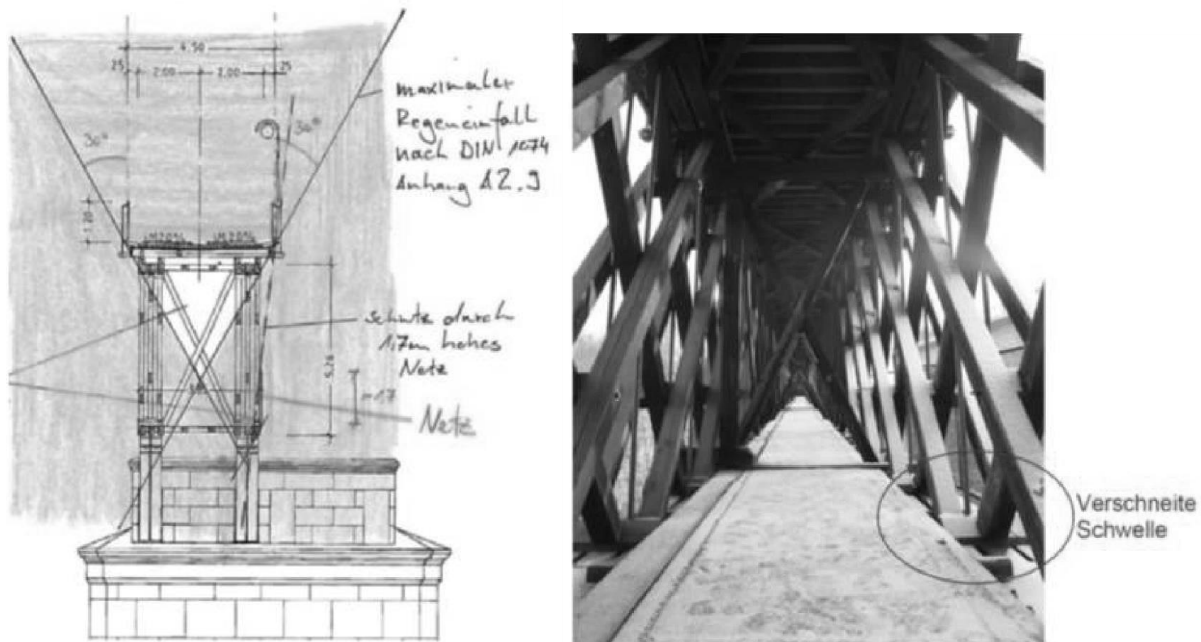


Abbildung 9: Regeneinfall basierend auf den Angaben von [12]

So ist z.B. diese Brücke als weitestgehend ungeschützte Brücke einzustufen. Nach [13] beträgt allerdings die mittlere Lebensdauer einer ungeschützten Holzbrücke etwa 30 bis 40 Jahre. Da die Brücke seit 1986 bewittert wurde, ist sie mittlerweile in einem Alter, bei dem mit Schäden aufgrund des fehlenden Schutzes zu rechnen ist.

3.2. Untersuchung des Tragwerks

Die handnahe Betrachtung der einzelnen Bauteile ist die grundlegende Voraussetzung für die Beurteilung des Zustands und daraus abgeleitet der Standsicherheit. Bei dieser Brücke stellt sich allerdings das Problem, dass infolge der begrenzten Breite und der unbekanntnen Belastbarkeit nur wenige Untersuchungsgeräte verwendet werden können. Trotz intensiver Suche konnte kein Gerät gefunden werden, dass die Brücke bei einer vernünftigen Belastung befahren kann und zeitgleich den Korb auf über 6 m unterhalb der Fahrbahn absenken kann. Daher wurde die Begutachtung durch für das Industrieklettern ausgebildete Mitarbeiter der Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten durchgeführt. Zusätzlich wurde ein «reiner» Industriekletterer herangezogen, dessen Aufgabe darin bestand, die Seilsicherungen aufzubauen, zu versetzen und wieder abzubauen. Hintergrund ist, dass durch diese Aufteilung gesichert ist, dass eine Trennung der Aufgabenbereiche zwischen Begutachtung und Seilsicherung vorhanden ist, um Flüchtigkeitsfehler insbesondere bei der Seilsicherung zu verhindern. Auch wird dem begutachtenden Ingenieur ermöglicht, sich auf die eigentliche Begutachtung zu konzentrieren. Die Sicherung erfolgte entsprechend den Standards für Höhenarbeiten, die sich in wesentlichen Punkten von der Sportkletterei unterscheidet.



Abbildung 10: Bauwerksprüfung durch Klettertechnik

Durch diese Methode ist es möglich, handnah auch die Untergurte der Brücke zu begutachten. So wurden im Rahmen dieses Punkts Abweichungen vom Sollzustand systematisch erfasst, katalogisiert und bewertet (siehe Abb. 10).

3.3. Datenverwaltung

Bei diesem Bauwerk sind Bauteile mit einer gesamten Länge von etwa 3,5 km zu untersuchen. Diese Menge an Bauteilen und auch die unterschiedlichen Methoden führen zu einer recht großen Datenmenge, die im Laufe der Bearbeitung bewältigt werden muss. Hinzu kommt, dass durch die unterschiedlichen Methoden die Ergebnisse der einzelnen Beurteilungen übereinander gelegt werden muss, um eine Entscheidung über eventuell notwendige Maßnahmen zu treffen.

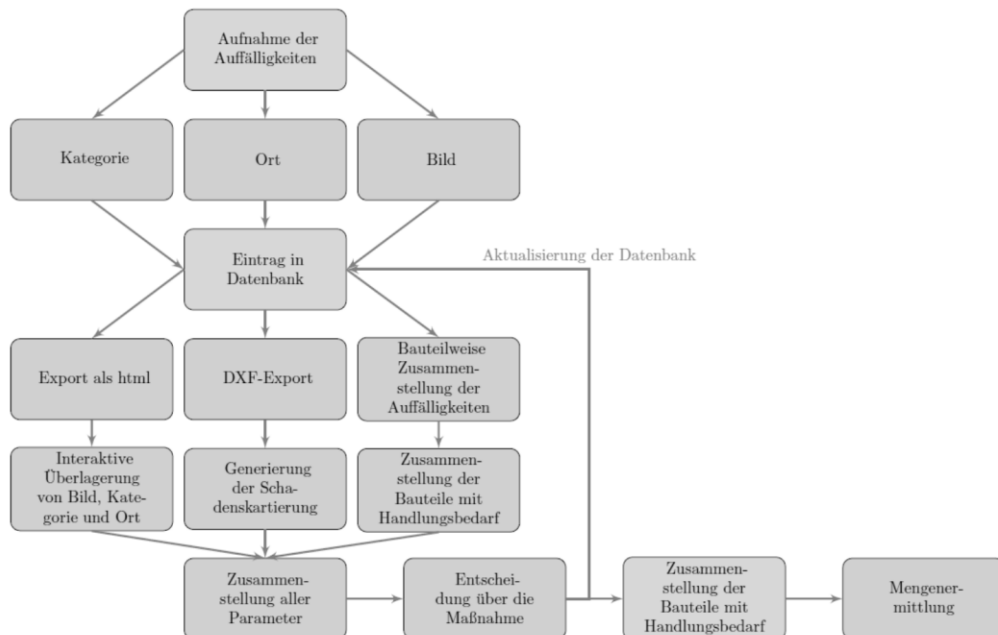


Abbildung 11: Ablauf der Aufnahme der Daten

Daher wurde für die Bauwerksprüfung eine Datenbank aufgebaut (siehe Abb. 11), in der die notwendigen Parameter abgelegt werden können. Durch die Auswertung dieser Datenbank können damit sowohl die kritischen Bauteile als auch der Umfang der Bauteile mit Handlungsbedarf ermittelt werden. Für eine weitere Verarbeitung der Daten wurden Exportfilter entwickelt, anhand derer nach den einzelnen Bauteile gefiltert werden konnte. Diese Weiterverarbeitung der Daten wurde zum gewissen Teil durch Webanwendungen realisiert (siehe Abb. 12), von dem die Baustelle heute noch profitiert, da Daten vor Ort abgefragt und überprüft werden können.

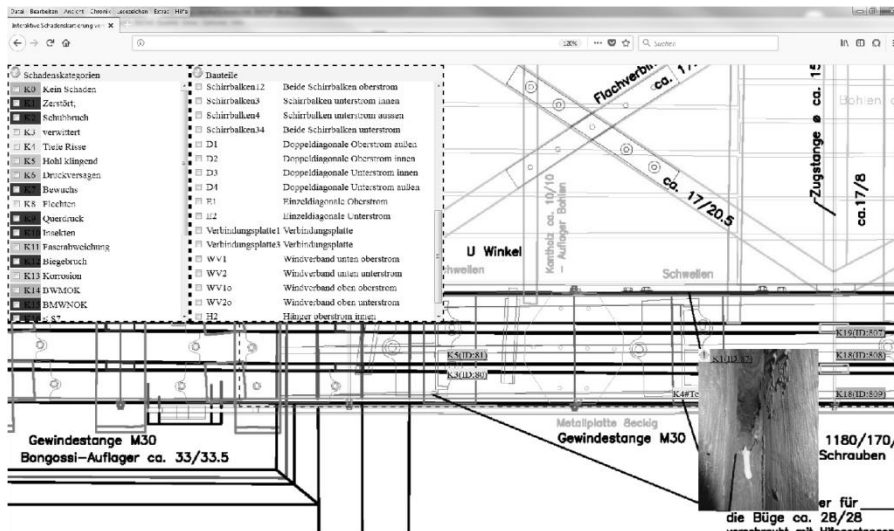
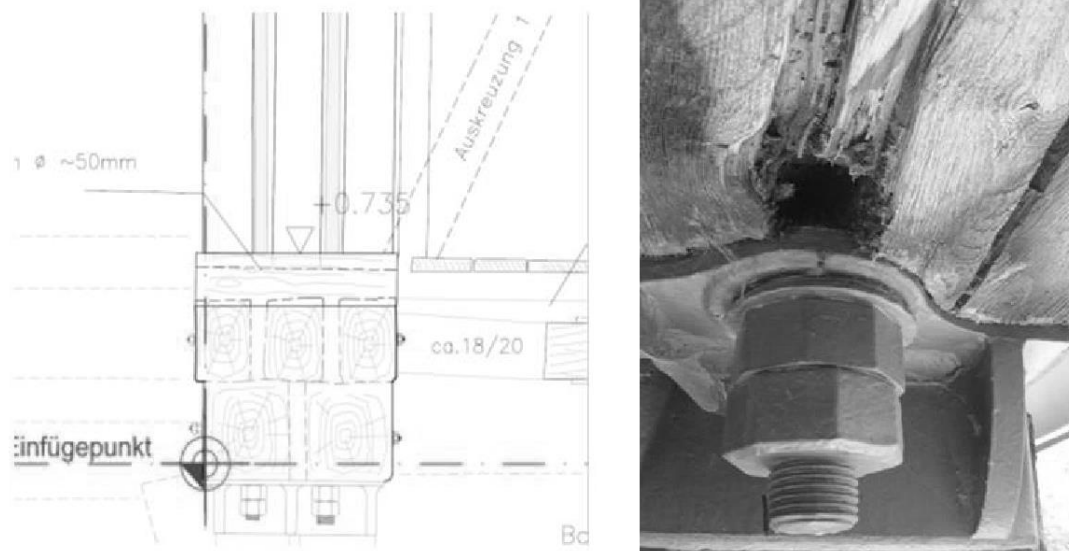


Abbildung 12: Webinterface zur visuellen Filterung der Bauteile und der Schadenstypen

Weiterhin wurde durch diese konsequente Digitalisierung der Daten erreicht, dass eine enge Verknüpfung zwischen der Auswertung der Daten und des im Nachgang zu erstellenden Leistungsverzeichnisses erreicht wurde, so dass der Verlust von Informationen über die Projektlaufzeit von nun etwa 8 Jahren minimiert werden sollen.

3.4. Wesentliche Schwächen der Brücke

Im Rahmen der Bauwerksprüfung zeigte sich, dass bei dieser Brücke der Auflagerbereich der wesentliche Schwachpunkt darstellt. In diesem Bereich ist der dreiteilige Untergurt auf dem zweiteiligen Schirrbalken aufgelegt. Durch den Regen konnte Wasser in diesen Bereich eindringen. Damit war dieser Bereich besonders gefährdet (siehe Abb. 13).



(a) Querschnitt

(b) Untersicht

Abbildung 13: Schädigung im Schirrbalkenbereich

Durch diese Schädigung war die Querkrafttragfähigkeit der Brücke gefährdet, so dass diese Brücke 2013 gesperrt wurde. Weiterhin wurden weitere Bauteile gefunden (siehe Abb. 14), die eine Schädigung aufweisen, so dass sie ausgetauscht werden mussten.



(a) Untergurt

(b) Schwelle

(c) Auflagerbereich

Abbildung 14: Auswahl an weiteren geschädigten Bauteilen

4. Statische Berechnung

Die König-Ludwig-Brücke war ursprünglich als Eisenbahnbrücke in Betrieb. Sie ist wohl eine der ersten Brücken, die statisch berechnet wurde. Damit ergibt sich heute das Problem, dass durch die damalige Berechnung bereits eine Optimierung der Querschnitt durchgeführt wurde, so dass diese Bauteile nicht aufgrund von Erfahrung bestimmt wurden. Zwar liegt die Originalstatik nicht vor, allerdings zeigen vergleichbare Objekte, dass insbesondere die Zugfestigkeit damals der Biegefestigkeit gleich gesetzt wurde (siehe z.B. [14]). Damit wird gerade bei einem Fachwerkträger die Zugseite aus heutiger Sicht überschätzt. Somit ist eine neue Berechnung der Brücke notwendig, auch wenn sie ursprünglich als Eisenbahnbrücke konzipiert wurde und heute «nur» noch als Geh- und Radwegbrücke dienen soll. Hinzu kommt, dass durch die Reduktion der Fahrbahnbreite die Windbelastung sich deutlich vom ursprünglichen System unterscheidet. Somit ist eine Berechnung der Brücke unumgänglich, zumal die Standdauer nicht zwingend ein Zeichen einer ausreichenden Standsicherheit darstellt (siehe z.B. [15]). Bei der Planung der Instandsetzung treten damit die gleichen Probleme wie 1986 bzgl. der Lagesicherung auf, nur mit dem Unterschied, dass eine Fassade anzubringen ist, die das Tragwerk schützen soll. Weiterhin wurde gewünscht, dass die Bauteile der König-Ludwig-Brücke weiterhin sichtbar bleiben sollen. Daher wurde eine Lamellenschalung entwickelt, die bei einer Anströmung ein zurück drehendes Moment erzeugt. Um dennoch einen ausreichenden Witterungsschutz zu erreichen, wurden die Lamellen dieser Fassade derart ausgeführt, dass nach [12] von einer geschützten Konstruktion ausgegangen werden kann. Nach theoretischen Überlegungen und Überprüfung, inwieweit sich hier positive Effekte erzielen lassen, wurde die Brücke im Windkanal getestet (siehe Abb. 15).

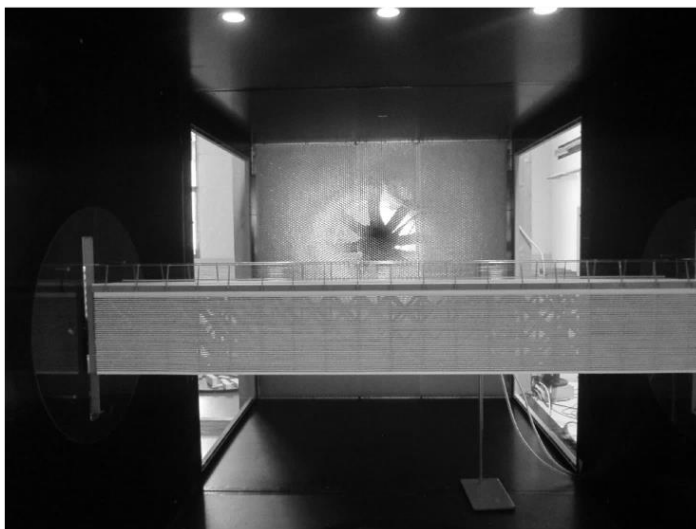


Abbildung 15: Windkanalversuch

Durch diese Ausführung konnte die Lagesicherung der Brücke nachgewiesen werden. Weiter konnte durch den Vergleich der Ergebnisse des Windkanalversuchs und den theoretischen Überlegungen gezeigt werden, dass die laminare Strömung des Winds die tatsächlichen

Verhältnisse – mit gewissen Abweichungen – am ehesten wieder gibt. Unter der Annahme, dass dieses Modell eine ausreichende Genauigkeit liefert, konnte überprüft werden, unter welchen Situationen der Regen durch die Lamellenschalung dringen kann. Dazu wurden die Wetterdaten einer naheliegenden Wetterstation mit diesem Modell überlagert, so dass gezeigt werden konnte, dass bei der gewählten Anordnung der Lamellen mit einer Wahrscheinlichkeit von $< 0,01\%$ pro Jahr Regentropfen in die Konstruktion eindringen können. Anzumerken ist, dass die Wetterstation deutlich exponierter liegt als die Brücke, so dass an dieser Wetterstation eher höhere Windgeschwindigkeiten vorhanden sein dürften als an der Brücke selber, so dass das Modell die Wahrscheinlichkeit des Eindringens von Regen eher überschätzen dürfte.

Für die Berechnung der Brücke wurde diese als 3d-Modell basierend auf den Angaben des verformungsgerechtem Aufmass abgebildet. Mit dieser Berechnung können dann die kritischen Bauteile identifiziert werden, die ausgetauscht oder verstärkt werden müssen.

5. Instandsetzung

Auf Grund der vorgefundenen Schäden war eine Instandsetzung der Brücke notwendig. Die Schwierigkeit dabei war allerdings, dass die Brücke teilweise z.B. für den Austausch der Schwellen oder der Diagonalen auseinandergelagert werden musste und dass insbesondere die Auflagerbereiche instand gesetzt werden mussten. Daher war es für die Instandsetzung notwendig, die Brücke flächig an jedem Hänger zu lagern, um die Bauteile so zu entlasten, dass sie ausgebaut werden konnten. Daher wurde die Brücke ausgehoben und zu einer nahe gelegenen Feldwerkstatt transportiert. Damit verbunden war allerdings eine bauliche Veränderung der Brücke, da diese nicht mehr als Zweifeldträger mit angehängtem Ostfeld, sondern als eine Kette von Einfeldträgern die Lasten abträgt. Da allerdings die Bemessung der Diagonalen und damit der Querkrafttragfähigkeit und die Bemessung des Obergurts über dem westlichen Pfeiler bei der durchlaufenden Brücke maßgebend war, konnte die Tragfähigkeit der Brücke durch diese Änderung gesteigert werden, bzw. Verstärkungsmaßnahmen eingespart werden.

Am 05.-07.09.2017 wurde diese Brücke ausgehoben und zur Feldwerkstatt transportiert (siehe Abbildung 8).



Abbildung 16: Aushubvorgang des mittleren Felds

Auf dieser Feldwerkstatt wurde sie Stück für Stück instand gesetzt, indem die geschädigten Bauteile ausgetauscht und Verstärkungen eingebaut wurden.



(a) Feldwerkstatt



(b) Austausch des Untergurts

Abbildung 17: Instandsetzung auf der Feldwerkstatt

Im Juli 2018 wurde die Brücke wieder an den ursprünglichen Platz zurückgesetzt. Um das Einfädeln der Büge zu vereinfachen, wurde die instand gesetzte Brücke mit Hilfe des Laserscanverfahrens als 3d-Modell aufgenommen und vor dem Einhub virtuell an die ursprüngliche Stelle gesetzt. Um gewisse Toleranzen ausgleichen zu können, wurden die Büge so ausgeführt, dass sie in der Länge angepasst werden konnten. Nach dem Einheben und dem Anpassen der Länge wurden die Spalte zwischen Bug und Widerlager vergossen. Die Dauer vom Anheben der Brückenfelder bis zum Entfernen der Kranhaken vom Brückentragwerk betrug etwa 2 h.



Abbildung 18: Innenansicht der Brücke



Abbildung 19: Außenansicht der Brücke vor Fertigstellung der Fahrbahn

Nach dem Einheben wurden die weiteren Arbeiten durchgeführt, wie z.B. Einbau der restlichen Verankerungsbleche der Windverbände, Einbau der Aussteifungen an den Brückenden, Einbau der Lamellenverschalung und Einbau der Fahrbahn und des zugehörigen Geländers (siehe Abbildung 18 und Abbildung 19).

Aufgrund der Geschichte des Bauwerks werden z. Zt. Überlegungen angestellt, inwieweit der Innenraum der Brücke für eine museale Darstellung der Eisenbahngeschichte in Kempten genutzt werden kann. Dazu wird einerseits ein Museumskonzept entwickelt, andererseits wird untersucht, ob das Tragwerk diese neuen Anforderungen wie z.B. ausreichender Feuerwiderstandsdauer in Verbindung mit den notwendigen Fluchtwegen aus dem Innern der Brücke erfüllen kann.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die 1847 bis 1851 erbaute König-Ludwig-Brücke ist eine der wenigen noch existierenden Brücken, die als Howe'scher Träger ausgeführt wurden. Dabei war sie sowohl Eisenbahnbrücke als auch Straßenbrücke genutzt. Nach ihrem Umbau 1986 dient sie als Fußgängerbrücke.

Um den Zustand dieses Bauwerks zu ermitteln und eine weitere Nutzung sicherzustellen, wurde eine umfassende Bauwerksprüfung durchgeführt. Basierend auf dieser Bauwerksprüfung wurde eine Schadenskartierung aufgebaut und ein Instandsetzungskonzept entwickelt. Um dieses Instandsetzungskonzept zu realisieren, wurde die Brücke statisch nachgewiesen. Dabei stellt sich der Nachweis der Lagesicherheit aufgrund dem ungünstigen Höhe/Breite-Verhältnisses der Brücke als ein kritischer Nachweis dar. Aus dieser Schwierigkeit heraus wurde eine Lamellenschalung entwickelt, die nach einer theoretischen Abschätzung der Kräfte im Windkanalversuch untersucht wurde. Damit konnte die zurück drehende Wirkung durch die Lamellen nachgewiesen werden, so dass der Nachweis der Lagesicherheit entschärft werden konnte.

Im Hinblick auf die Instandsetzung ergab sich, dass die beste Lösung das Ausheben der Brücke und die Instandsetzung auf einer Feldwerkstatt darstellt. Im Juli 2018 wurde die Brücke nach ihrer Instandsetzung zurückgesetzt. Bis Ende des Jahres werden die weiteren Arbeiten abgeschlossen sein.

7. Danksagung

Die Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke wird unterstützt durch Nationale Projekte des Städtebaus, das bayerische Landesamt für Denkmalpflege, den Bezirk Schwaben und der bayerischen Landesstiftung, wofür sich die Stadt Kempten und die Projektbeteiligten bedanken möchten.

 Kempten Allgäu	 Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit	 Nationale Projekte des Städtebaus	 Bayerisches Staatsministerium für Bildung und Kultus, Wissenschaft und Kunst
SANIERUNG DER HISTORISCHEN KÖNIG-LUDWIG-BRÜCKE			
gefördert durch die Bundesrepublik Deutschland im Zuge Nationale Projekte des Städtebaus Zukunftinvestitionsprogramm (ZIP) Projektauftrag 2015			
BAUHERR: STADT KEMPTEN - AMT FÜR TIEFBAU UND VERKEHR	WEITERE FÖRDERGEBER:  BAYERISCHES LANDESAMT FÜR DENKMALPFLEGE	 BAYERISCHE LANDESSTIFTUNG	 BEZIRK SCHWABEN
BAUZEIT: AUGUST 2017 - NOVEMBER 2018	Gefördert mit Mitteln des Bayerischen Staatsministerium für Bildung und Kultus, Wissenschaft und Kunst		
Information: 0831-2525 628 www.kempten.de			

8. Literatur

- [1] NN: *Die Geschichte der König-Ludwig-Brücke*. Webseite der Stadt Kempten. https://www.kempten.de/de/Geschichte_KLB.php. Version: 06 2017
- [2] HOLZER, S. M.: *Die König-Ludwig-Brücke Kempten. Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland*. Bundesingenieurkammer. Bundesingenieurkammer, 2012. – ISBN 978-3-941867-09-3
- [3] Stadtarchiv Kempten
- [4] GEROLD, M.: *Holzbrücken am Weg*. Bruderverlag, 2001. – ISBN 3871041262 / 3-87104-126-2
- [5] DUBBERT, F.; WIEGAND, K.: *Obere Illerbrücke I in Kempten*. Konstruktionsgruppe Bauen Kempten, Bahnhofplatz 1, Kempten, www.kb-ke.de, Umbaustudie, 1984
- [6] DUBBERT, F.; WIEGAND, K.: *Dokumentation des Umbaus der oberen Illerbrücke I in Kempten*. Konstruktionsgruppe Bauen Kempten, Bahnhofplatz 1, Kempten, www.kb-ke.de, 1987
- [7] NN: *William Howe (Ingenieur)*. Wikipedia-Eintrag. http://de.wikipedia.org/wiki/William_Howe_Ingenieur. Version: 06 2017
- [8] SCHÄNZLIN, J.: *Schädigungsabläufe bei Holzbrücken / Hochschule Biberach. Unterlagen zum Aufbaukurs «Bauwerksprüfung nach DIN 1076»*, VFIB, Bayerische Bauakademie Feuchtwangen, 2018. – Forschungsbericht
- [9] *DIN 68800:1990*: DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 1990
- [10] *DIN EN 350:2016-12: Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten – Prüfung und Klassifizierung der Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten gegen biologischen Angriff – Deutsche Fassung EN 350:2016*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2016
- [11] *DIN 68800:2012-02: Holzschutz*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2012
- [12] *DIN EN 1995-2: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [13] GEROLD, M.: *Unterhaltungskosten und Lebensdauer geschützter Holzbrücken*. In: *11. Internationales Holzbau-Forum*, 2005
- [14] BARGMANN, H.: *Historische Bautabellen – Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 196*. Werner Verlag
- [15] BRODESSER, V.: *Ermittlung der erforderlichen Standdauer zum indirekten Nachweis der Standsicherheit von bestehenden Dachtragwerken in Holzbauweise*, TU München, Masterarbeit, 2017

Timberdome: Konstruktionssystem für Brettsperrholz-Segmentschalen ohne Schrauben

Prof. Dr. Christopher Robeller
Digital Timber Construction DTC, TU Kaiserslautern
Kaiserslautern, Deutschland



M. Eng. Valentin Viezens
Digital Timber Construction DTC, TU Kaiserslautern
Kaiserslautern, Deutschland



Timberdome: Konstruktionssystem für Brettsperrholz-Segmentschalen ohne Schrauben

1. Einleitung

Der Artikel beschreibt ein neues Konstruktionssystem für räumliche Flächentragwerke aus Brettsperrholz. Erstmals kommen bei einer Schale aus Holzwerkstoffplatten formschlüssige Verbindungselemente aus Buchen-Furniersperrholz zum Einsatz, die einen besonders einfachen, schnellen und präzisen Aufbau ermöglichen. Die effiziente Planung und Produktion einer Vielzahl unterschiedlich geformter Elemente wird durch ein von den Autoren entwickeltes CAD Plugin ermöglicht. Es werden die generellen Anwendungsmöglichkeiten und Einschränkungen des Systems präsentiert, sowie zwei Fallstudien: Eine erste realisierte Konstruktion für einen Messestand und eine statische Untersuchung einer Kuppel mit einer Spannweite von 15 Metern.



Abbildung 1: Aufbau des ersten Timberdome Prototyps, Innovation Area Holzmesse Klagenfurt 2018.

1.1. Stand der Technik

Doppelt gekrümmte Schalen sind effiziente und elegante Konstruktionen, die es erlauben größere Distanzen mit geringem Materialeinsatz stützenfrei zu überspannen. Ein Großteil dieser beeindruckenden Tragwerke wurde in Beton, Stein und Ziegelbauweise realisiert, wobei stets ein hoher kosten- und zeitintensiver händischer Einsatz erforderlich waren, sowie komplizierte Unterkonstruktionen, die anschließend nicht mehr weiter genutzt werden konnten. Viele dieser sogenannten *flächenaktiven* Tragsysteme, eine Untergruppe der *formaktiven* Tragsysteme, wurden daher in lateinamerikanischen Ländern realisiert, wie beispielsweise die berühmten Bauwerke von Felix Candela in Mexiko, oder auch die Schalen von Eladio Dieste in Uruguay. Die Möglichkeit große Schalen mit Holzwerkstoffplatten zu konstruieren, wurde 2014 auf beeindruckende Weise im bis zu 85m stützenfrei überspannenden Elefantenhaus Zoo Zürich aufgezeigt [7]. Aktuelle Forschung beschäftigt sich mit der Konstruktion von Flächentragwerken aus Holzwerkstoffplatten, wobei die gekrümmten Flächen aus einer Vielzahl planarer, polygonaler Platten zusammengesetzt werden. Ermöglicht werden solch komplexe Konstruktionen durch die CAD Programmierschnittstellen, und die in den Holzbaubetrieben inzwischen weit verbreitete, 5-Achs CNC Technik.

Forschungsthemen solcher Holz-Plattenschalen sind unter anderem die Geometrie, Facettierung, Verbindungsdetails und das Tragwerksverhalten [8,9,10,15].

1.2. Erste BSP Schale mit selbstspannender Holzverbindung

Angesichts der großen Anzahl unterschiedlich geformter Elemente, mit einer Vielzahl verschiedener, relativ stumpfer Flächenwinkel, spielen die Verbindungen zwischen den Platten eine entscheidende Rolle. Dies betrifft nicht nur die benötigte Steifigkeit des Tragwerks, sondern insbesondere auch die einfache, schnelle und präzise Fügung. Hierfür bieten sich formschlüssige Verbindungen an, bei denen Kräfte durch die Form der Bauteile übertragen werden und die Form auch gleichzeitig als Fügehilfe dient (LEGO-Prinzip). Formschlüssige Verbindungselemente aus Laubholz FSP kamen in den vergangenen Jahren beispielsweise als hexagonale Dübel im 2010 errichteten Centre Pompidou Metz [16], und als elliptische Dübel im 2015 realisierten Tamedia Gebäude in Zürich [1] zum Einsatz. Eine Herausforderung bei solchen Verbindungen ist das Erzielen einer perfekten Passung. Aufgrund von Toleranzen des Materials und der Fertigungstechnik, ist es praktisch unmöglich eine perfekt passgenaue Verbindung herzustellen. In der Praxis wird daher meist etwas Spiel eingeplant, wodurch allerdings die Steifigkeit der Verbindung reduziert wird. Oftmals sind daher Kombinationen mit Metallverbindern nötig.

Eine alternative Lösung dazu bieten keilförmige Verbindungen, die im traditionellen Tischler- und Zimmererhandwerk weit verbreitet waren. So wird beispielsweise bei der Jahrhundertealten Steg-Keil Verbindung eine Schlitz-Zapfen Fügung mit einem zusätzlichen Keil gesichert. Aufgrund der diagonalen Form können dabei Toleranzen kompensiert werden. Dieses Prinzip wurde auch schon bei der Fügung von Bauteilen aus Holz mit einem Industrieroboter genutzt, wobei zusätzliche zu den Toleranzen von Material und Fertigung auch Toleranzen der Fügebewegung beim Einschub des Bauteils zu kompensieren sind [14]. Eine moderne Interpretation dieses Fügeprinzips mit ETA Zulassung bieten die X-fix C Verbinder [11], die wir erstmals in einer Holz-Plattenschale einsetzen. Hierzu fräsen wir die Ausschnitte für die Verbinder per 5-Achs CNC Technik jeweils genau im Winkel der leicht schrägen Seitenflächen der Bauteile. Gegenüber einer alternativen Verbindung mit Schrauben, bietet diese Technik eine integrierte Fügehilfe und somit eine erhebliche Zeitersparnis bei der Fügung. Insbesondere bei der Konstruktion von Holz-Plattenschalen stellen die sehr flachen dihedralen Winkel zwischen den benachbarten Platten eine besondere Herausforderung dar. In den von uns untersuchten Konstruktionen betragen diese Winkel durchschnittlich 173° .

2. Konstruktion eines Prototyps

Eine Möglichkeit für die erste Realisierung eines Prototyps bot sich mit der Konstruktion eines Messestand für die Innovation Area der Holzmesse Klagenfurt 2018, in Kooperation mit den Partnern X-fix, HOKU OG und Hasslacher Norica Timber. Die Grundfläche hierfür betrug $4 \times 4 \text{ m}$. Hierfür planten wir eine gleichmäßig gekrümmte Dachschale mit einer Größe von 16 m^2 , bestehend aus insgesamt 59 Bauteilen aus 100 mm starkem 5-schichtigem Hasslacher Norica Brettsperrholz mit Exzellenzoberfläche in Birkenholz, mit einem Gesamtvolumen von $1,38 \text{ m}^3$. Die 149 innenliegenden Kanten zwischen den Bauteilen, mit dihedralen Winkeln im Bereich von $\varphi_{\min}=170.1$ bis $\varphi_{\max}=175.9$ und einem Durchschnitt von $\varphi_{\text{avg}}=173.4$, und Kantenlängen von $L_{\min}=242 \text{ mm}$ bis $L_{\max}=491$ und einem Durchschnitt von $L_{\text{avg}}=346 \text{ mm}$ wurden jeweils mit einem X-fix C Verbinder gefügt. Der Mindestabstand von 150 mm vom Verbinder zum Ende der Kante wurde ist an allen Stellen eingehalten. Die hohe Anzahl von Bauteilen und Verbindern (10 Stück pro m^2) ist begründet durch die kleine Standfläche der Konstruktion und stellt einen Kompromiss zwischen Modell und vollmasstäblicher Konstruktion dar. Bei der weiter unten vorgestellten Berechnung einer Kuppel mit 15 m Spannweite werden nur 2 Verbinder pro m^2 Dachfläche benötigt. Abbildung 2 zeigt eine Aufsicht der Konstruktion, sowie eine Perspektive. Die Verbinder sind jeweils 90 mm tief in die 100 mm dicken Platten eingelassen und auf der Unterseite der Platten, welche in besonders hochwertiger Sichtqualität ausgeführt ist, nicht sichtbar. Somit bietet die tragende Konstruktion ohne weitere Arbeiten auf der Unterseite eine hochwertige Innenansicht in Möbelqualität. Die polygonale Facettierung der Fläche wurde dabei nochmals durch eine leichte CNC-gefräste Fase von 2 mm hervorgehoben.

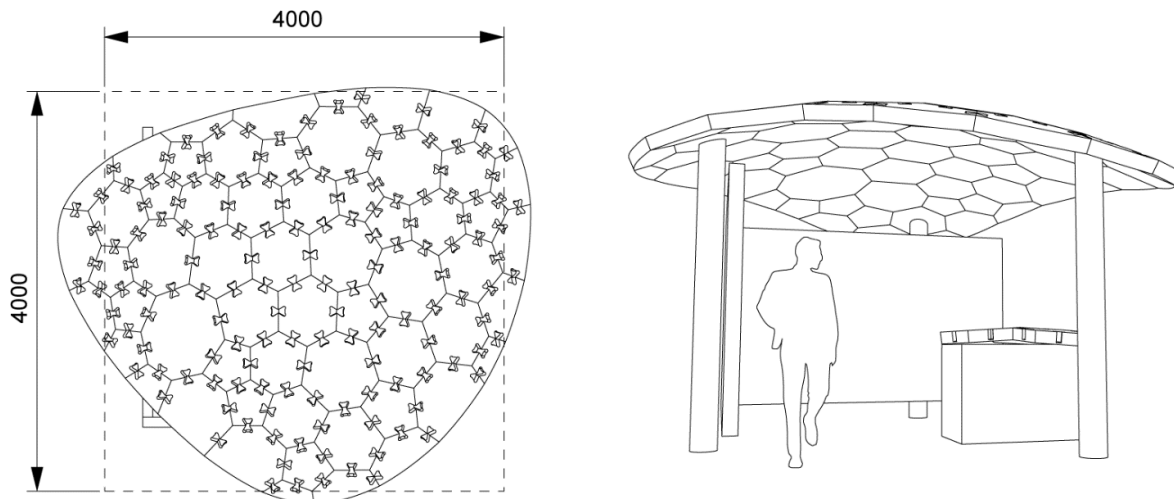


Abbildung 2: Erster Prototyp für die Holzmesse Klagenfurt, 16m² Dachfläche, 59 Bauteile und 148 Verbinder.

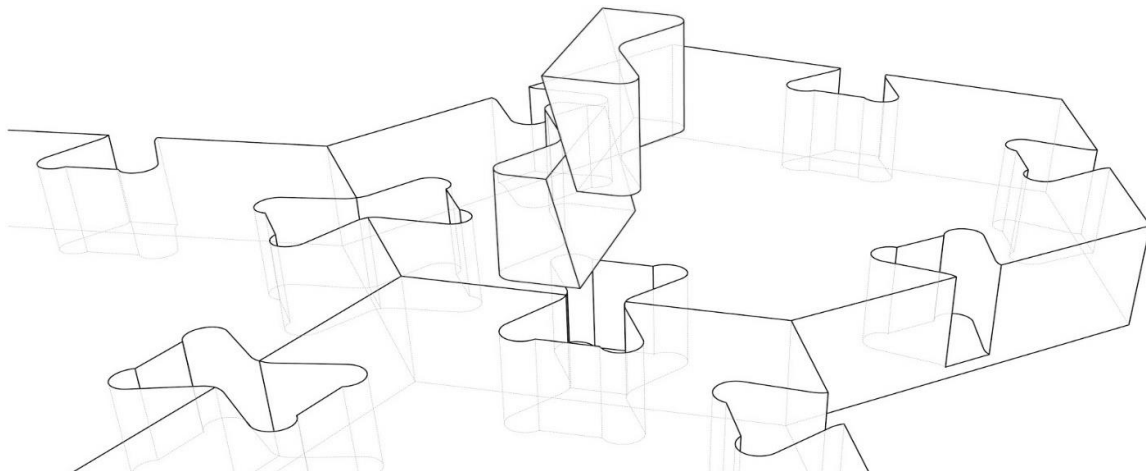


Abbildung 3: Konstruktionssystem. Polygonale, 100 mm dicke BSP Elemente 100mm mit leicht schrägen Kantenwinkeln und 5-Achs CNC Ausfräsungen für X-fix C Verbinder aus FSH Buche.

2.1. Automatisierte Erzeugung der Geometrie

Das mit dem Software Development Kit Rhino Commons entwickelte CAD Plugin für die Software Rhinoceros berechnet die Bauteilgeometrien basierend auf einem 3D Polygonnetz und der BSP Plattenstärke. Das Polygonnetz definiert die Unterseite der BSP Plattenelemente, wobei verschiedene Formen der Facetten möglich sind, zum Beispiel 3-eckige Platten, 4-eckige Platten oder 6-eckige Platten (siehe Abbildung 4). Ebenfalls möglich sind Mischformen, sogenannte hybride Netze. Die verschiedenen Formen der Facetten haben unterschiedliche Eigenschaften, die je nach Anwendungsfall abzuwägen sind. Eine generelle Voraussetzung ist, dass die Facetten stets planar sind. Während dies bei 3-eckigen Facetten immer der Fall ist, sind Platten mit 4 oder mehr Ecken nur in seltenen Sonderfällen planar. Mit Hilfe von Algorithmen können solche planaren Sonderfälle von ≥ 4 eckigen Netzen berechnet werden, wobei dem Algorithmus stets eine gewisse Freiheit gegeben werden muss, von der Ausgangsform der Fläche geringfügig abzuweichen. Dies kann auch bedeuten, dass Abweichungen von der statisch optimalen Form nötig sind, um ein ≥ 4 eckiges Polygonnetz mit planaren Facetten zu erhalten.

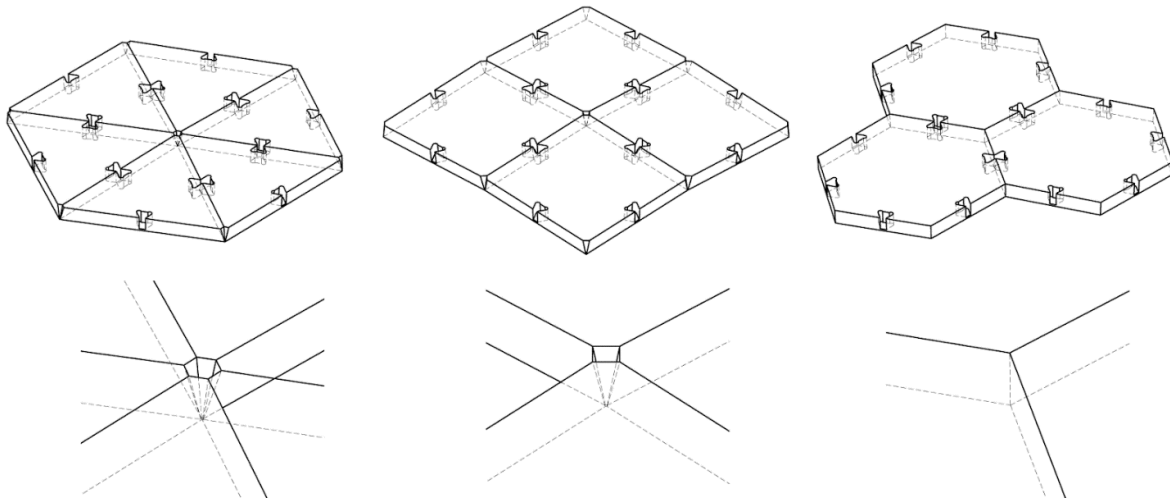


Abbildung 4: Vergleich von 3-eckigen, 4-eckigen und 6-eckigen Platten. Vergrößerung des Knotenpunkt-Details.

Eine weitere grundlegende Eigenschaft der Polygonnetze ist die Valenz, die beschreibt wie viele Kanten an den Knotenpunkten zusammentreffen. Dies ist relevant für die Fabrikation und für die Details. Abbildung 4 zeigt einen Vergleich von 3-eckigen, 4-eckigen und 6-eckigen Platten. Hierbei verhält sich die Anzahl der an den Knoten zusammentreffenden Kanten gegensätzlich zur Anzahl der Seiten der Bauteile. Einen aus fertigungstechnischer Sicht besonderen Fall stellen Netze dar, bei denen an jedem Knoten maximal 3 Kanten zusammentreffen (sogenannte trivalente Netze). Zusätzlich zu den günstigen tragwerkstechnischen Eigenschaften trivalenter Netze [2] ist, dass sich stets ein um die Plattenstärke versetztes Netz fehlerfrei konstruieren lässt (Abbildung 4, unten rechts). Bei anderen Netzen ist dies nur in Sonderfällen möglich (parallele Netze). Dennoch lässt sich auch bei Netzen die weder trivalent noch parallel sind, ein um die Plattenstärke versetztes Netz konstruieren. Abbildung 4 zeigt, wie hierzu die Knoten trichterförmig zur Oberseite der Platten ausgespart werden. Auf der Unterseite bleibt die Oberfläche stets geschlossen, allerdings ist aus bauphysikalischer Sicht der komplett geschlossene Knoten des trivalenten Netzes von Vorteil. Im Falle der trichterförmigen Aussparung muss der entstandene Hohlraum ausgefüllt werden, um Kondensation zu vermeiden.

Abgesehen von gestalterischen Wünschen, ist ein weiterer Aspekt bei der Wahl der Facettenform deren Einfluss auf die Gesamt-Kantenlänge. Bei einer konstanten Plattengröße von 1m^2 ist im Vergleich der drei Facettenformen die Gesamtkantenlänge bei der Hexagonform am geringsten. Bei den 4-eckigen Platten sind die Kanten um ca. 5% länger, bei den 3-eckigen Platten um ca. 15%. Dies steht im Bezug zur benötigten Anzahl von Verbindern und zum Produktionsaufwand.

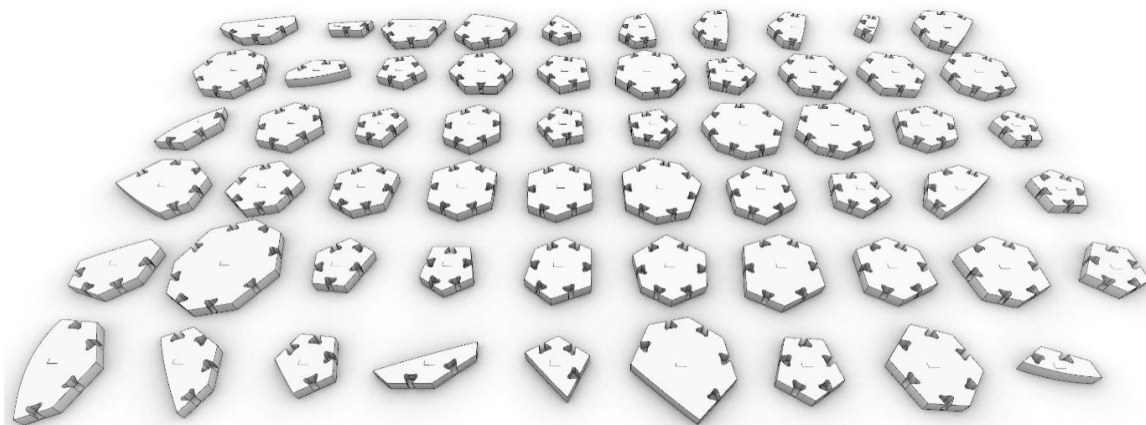


Abbildung 5: 59 mit dem CAD Plugin automatisiert erzeugte Bauteile mit X-fix Ausfräsungen für den Messestand in Klagenfurt. Die blauen Linien zeigen die korrekte XY-Ausrichtung der Elemente für den Zusammenbau.

2.2. Fabrikation und Aufbau

Nach einem groben Vorzuschnitt der 5-schichtigen BSP Platte erfolgte der Zuschnitt der 59 Bauteile für den Messestand auf einer 5-Achs CNC Anlage mit einer Spindelleistung von 9kW. Die Übergabe der Bauteilgeometrien erfolgte als NURBS Parasolids mit Bauteilnamen im STEP Dateiformat. Einen großen Vorteil bei der Produktion bietet die stets konvexe Aussenform aller Bauteile, wodurch der gesamte Zuschnitt der leicht schrägen Kanten mit einem Sägeblatt erfolgen kann. Bei Bauteilen mit konkaven Ecken in der Aussenkontur ist dies nicht möglich, es muss stattdessen mit dem Fingerfräser gearbeitet werden, wodurch sich der Zeitaufwand deutlich erhöht. Die Ausfräsungen für die X-fix Verbinder erfolgten mit einem solchen Fingerfräser in 5 Zustellungen. Um beim Zusammenbau der Elemente ein Verschieben der Platten normal zur Schale (vertikal) zu verhindern, wurden pro Kante jeweils zwei Aussparungen für Lamello Verbinder mit einer Handmaschine gefräst. Die gesamte Produktionszeit pro Bauteil lag bei diesem ersten Prototyp bei insgesamt 30 Minuten. Mit einer höheren Spindelleistung könnte die Anzahl der Zustellungen beim Fräsen auf 2-3 reduziert, und damit die insgesamt Produktionszeit deutlich verkürzt werden.

Beim Aufbau bestätigte sich schliesslich der erwartete, größte Vorteil des Timberdome Konstruktionsprinzips: Innerhalb weniger Stunden konnten die 59 Bauteile für den Messestand einfach, schnell und präzise zusammengefügt werden. Besonders wichtig ist hierbei, dass keine, bei Freiform Flächentragwerken üblicherweise benötigte, kosten- und zeitaufwändige Unterkonstruktion für den Aufbau benötigt wurde. Der Zusammenbau erfolgte in zwei Schritten, um den Aufbau auf der Messe möglichst schnell und einfach zu gestalten. Im ersten Schritt wurden mit 131 Verbindern aus den 59 Elementen zwei vorgefertigte Hälften der Schale zusammengesetzt, wobei die Größe des Transportfahrzeuges berücksichtigt wurde. Vor Ort erfolgte der Zusammenbau der beiden Teile mit 17 weiteren Verbindern. Ein weiterer Vorteil zeigte sich auch bei der einfachen und schnellen Demontage der Konstruktion nach dem Probeaufbau.



Abbildung 6: Fügung der Bauteile beim Testaufbau / Innenansicht der Konstruktion mit Exzellentoberfläche Birke

3. Untersuchung des Tragverhaltens

Ziel der statischen Untersuchung ist es, aufzuzeigen welche Spannweiten mit dem X-fix Timberdome Konstruktionssystem und besonders ungünstigen Belastungen mit Schnee und Wind realisierbar sind. Dabei wird zunächst auf die Lastannahmen, sowie die für die

Berechnung verwendeten statischen Systeme eingegangen. Die Berechnungen an der Kugelschale wurden sowohl an Stabwerken als auch an Systemen mit orthotropen Platten unter Berücksichtigung nachgiebiger Verbindungen durchgeführt.

3.1. Geometrie der Testkuppel

Als Geometrie für die statische Untersuchung mit der FE-Software RFem dient uns eine Kuppel mit 15m Spannweite, 3m Höhe und 187m² Fläche. Das Verhältnis Bogenhöhe zu Spannweite beträgt 1:5. Eine gleichmäßige Krümmung der Kuppel ermöglicht eine besonders gleichmäßige Aufteilung in hexagonale Elemente. Dies ist wichtig, da die 384 Innenkanten jeweils mit einem X-fix C Verbinder gefügt sind. Eine Erhöhung der Anzahl der Verbinder pro Kante ist nur in groben Schritten möglich. Um Schwachpunkte im Gesamtsystem zu vermeiden, halten wir die Varianz der Kantenlängen (Ø 715mm) gering.

Für die Unterteilung der Fläche nutzen wir zuerst einen Algorithmus, der die zweifach gekrümmte Fläche gleichmäßig mit Kreisen füllt. Als Durchmesser dieser Kreise wählen wir 1.300 mm, um den Arbeitsraum der CNC Abbundmaschine optimal zu nutzen. Im nächsten Schritt erzeugen wir auf Basis der Mittelpunkte dieser Kreise ein Polygonnetz mit der Delaunay Triangulationsmethode. Hieraus ergibt sich ein Netz mit equilateralen Dreiecken. Anschließend generieren wir ein Dualnetz, bei dem die Mittelpunkte der Flächen im Dreiecksnetz die Knotenpunkte des Dualnetzes bilden. Hierdurch entsteht ein hybrides, trivalentes Polygonnetz mit 141 Facetten mit 5, 6 und 7-eckigen Formen.

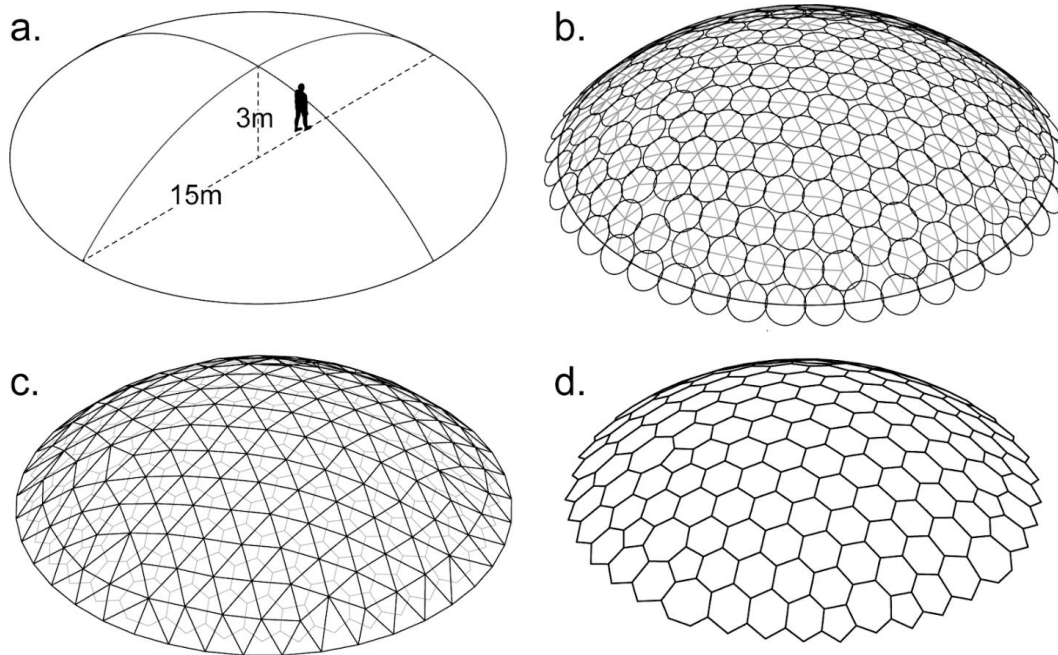


Abbildung 7: Geometrie der FEM Testkuppel, Spannweite 15 m, Höhe 3 m, Verhältnis 1:5, Gesamtfläche 187 m² Anzahl Platten: 141, Ø Plattengröße: 1,33 m², Innenkanten / X-fix Verbinder: 384, Ø Kantenlänge: 715 mm

3.2. Lastannahmen

Zur Abschätzung der Tragfähigkeit von aus Brettsper Holz bestehenden Schalenträgwerken erfolgten zunächst erste Berechnungen mit Spannweiten von 10 und 15 m. Die Wind- sowie Schneelasten wurden exemplarisch für die Stadt Klagenfurt (448 m ü.N.N) in Österreich ermittelt. Bei einer Dachneigung von 0° ergibt sich eine charakteristische Schneelast von $s_k = 2,66 \frac{kN}{m^2} \approx 266 \text{ kg/m}^2$. Die Schneelast wurde so aufgebracht, dass eine Projektion in Z-Richtung erfolgte. Als Spitzengeschwindigkeitsdruck wurde $q_p = 0,50 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Anzusetzende Schneeverwehungen und detaillierter aufgegliederte Windlasten wurden in der vorliegenden Untersuchung nicht berücksichtigt.

Für die Kuppel ergeben sich, in der vorliegenden Abschätzung des Tragverhaltens, zwei Lastfälle die sich besonders ungünstig auf das Tragwerk in Bezug auf die globale Standsicherheit auswirken. Das ist zum einen eine halbseitig aufgebrachte Schneelast, mit seitlich

drückendem Wind, zum anderen eine gleichmäßig auf die Kuppel verteilte Schneelast mit ebenfalls seitlich drückendem Wind. Im folgenden wird nur auf den Lastfall einer einseitig wirkenden Schnee- und Windlast mit Eigengewicht eingegangen, da sich hierbei die größte Momentenbeanspruchung in der Schale einstellt. Lastabminderungen durch Kombinationsbeiwerte ψ wurden nicht vorgenommen. Die untersuchte Lastfallkombination ist folgende:

$$\gamma_g \cdot g_k + \gamma_s \cdot \psi \cdot s_{k,ex} + \gamma_w \cdot \psi \cdot w_{k,ex} = 1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot 1,0 \cdot s_{k,ex} + 1,50 \cdot 1,0 \cdot w_{k,ex}$$

3.3. Modellierung der Platten

Für die statischen Berechnungen wurde das Material Brettsperrholz aus Nadelholz C24 gewählt. Die Festigkeitskennwerte für eine Plattenbeanspruchung wurden aus der Zulassung ETA-12/0281 [12] des Herstellers "Hasslacher Norica Timber" entnommen und in das Modul RF-Laminat [5] eingegeben. Das Modul RF-Laminat ermöglicht die Eingabe von Laminat Querschnitten unter Berücksichtigung der orthotropen Eigenschaften von Holz. Nach Eingabe der Materialkennwerte wird im Hintergrund die Steifigkeitsmatrix einer orthotropen Brettsperrholzplatte ermittelt. Dieses Verfahren erlaubt es, im Vergleich zur Plattenstreifenmethode mit dem Gamma Verfahren, Berechnungen mit einer zweiachsigen Lastabtragung anzustellen. Die benötigten Materialkennwerte wurden mit Hilfe der Software RFem ermittelt, die Steifigkeitsmatrix wurde zusätzlich mit der Software CLT-Designer [6] gegengeprüft.

3.4. Modellierung der Verbinder

Die Kennwerte für die Tragfähigkeit der X-Fix C Verbinder wurden der Europäischen Technischen Zulassung ETA-18/0254 [11], sowie aus dem Prüfbericht der holzbau.forschung GmbH entnommen [17]. Die zulässige Beanspruchbarkeit liegt auf Basis zulässiger Grenzschnittgrößen für zentrischen Zug und in Scheibentragsrichtung aufnehmbaren Schub vor. Es wird angenommen, dass die in [17] ermittelten Grenzschnittgrößen auch für Beanspruchungen parallel zur Faser der Deckfurniere gelten. Um diese Grenzschnittgrößen genau zu identifizieren, empfiehlt es sich Tests an Prüfkörpern für den Fall Zug, Schub und Biegung bei parallel zu den Kräften ausgerichteten Deckfurnieren anzustellen. Die Momentenragfähigkeit wurde vom 4-Punkt Biegeversuch des Prüfberichts abgeleitet. In diesem Versuchsaufbau wurden zwei Platten im Winkel von 180° entlang einer 600mm langen Kante mittels zwei X-fix C Verbindern im Abstand von 300mm geprüft. Die mittlere Kraft welche zum Biegeversagen führt, wurde mit $F=7,11$ kN angegeben. Das sich einstellende Grenzmoment für einen Verbinder ergibt sich wie folgt:

$$M_{R,k} = \frac{1}{n} \cdot \frac{F}{2} \cdot a = \frac{1}{2} \cdot \frac{7,11}{2} \cdot 0,6 = 1,07 \text{ kNm} \quad n: \text{Anzahl Verbinder}, a: \text{Hebelarm}, F: \text{Mittlere Grenzkraft}$$

Die Zusammenstellung der Tragfähigkeiten (Tab. 2) des X-Fix Systems gilt bei einem Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 0,6$ (ständige Einwirkung) sowie einer BSP Dicke von 100mm.

Tabelle 1: Tragfähigkeiten des X-Fix C Verbinders

Zugtragfähigkeit (ETA-18/0254) (zentrischer Zug)	$R_{t,d} \frac{k_{mod} \cdot R_{t,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 22}{1,3} = 10,15 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit (ETA-18/0254)	$R_{v,d} \frac{k_{mod} \cdot R_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 22}{1,3} = 10,15 \text{ kN}$
Momentenragfähigkeit (abgeleitet aus ETA-18/0254)	$M_{R,d} \frac{k_{mod} \cdot M_{R,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 1,07}{1,3} = 0,49 \text{ kN}$

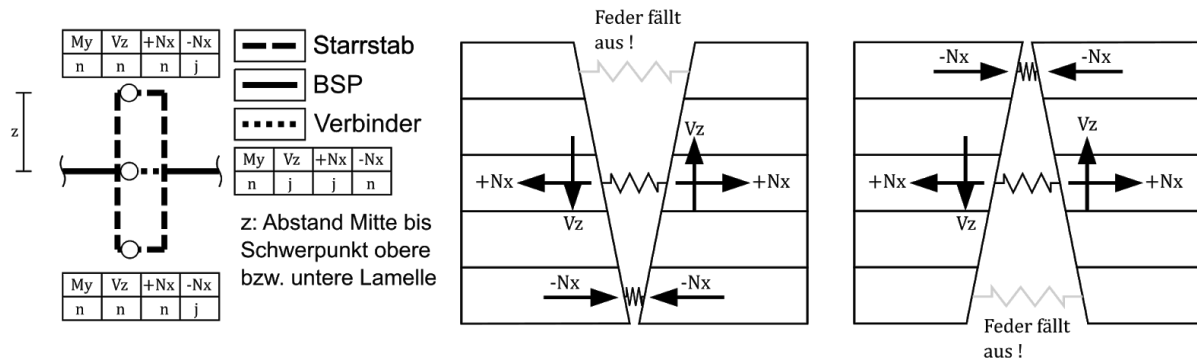


Abbildung 8: statisches Ersatzsystem und Wirkungsweise

Für die Untersuchung des Tragverhaltens der Verbinder in der 15m Timberdome Kuppel wurde anhand der verfügbaren Prüf- und Kennwerte ein statisches Ersatzsystem definiert. Bei diesem Ersatzsystem wird angenommen, dass die oben und unten liegenden Ersatzstäbe analog zu dem Kraftverlauf in Gewölben nur Druckkräfte aufnehmen können. Veranschaulicht bedeutet dies, dass Im Modellsystem X-Fix+BSP Druckkräfte nur über die obere bzw. untere Lamelle des Brettsperrholzelementes aufgenommen werden können. Bei Zug fällt die Kopplung aus und es stellt sich auf der Zugseite eine klaffende Fuge ein. In diesem Zustand wirken dann der mittlere Ersatzstab (X-Fix Verbinder) sowie die auf Druck beanspruchte obere bzw. untere Seitenfläche. Der X-Fix Verbinder wurde so modelliert, dass er nur Zugkräfte aufnehmen kann und auf Druck ausfällt.

Die folgenden Tabellen zeigen wie die Tragfähigkeiten für die oberen und unteren Decklamellen in Abhängigkeit der Faserrichtung analytisch ermittelt und bewertet werden können. Zulässiger zentrischer, Druck an einer Decklamelle $k_{mod} = 0,6$

Tabelle 2: Tragfähigkeiten des X-Fix C Verbinders

Drucktragfähigkeit Decklamelle zur Faser $A_{ } = 80\% \cdot l \cdot t = 0,8 \cdot 70 \text{ cm} \cdot 2 \text{ cm}$ $= 112 \text{ cm}^2$	$F_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} \cdot A_{ } = \frac{0,6 \cdot 2,1}{1,3} \cdot 112$ $= 108,6 \text{ kN}$
Anmerkung: Bevor diese sehr hohe Druckkraft erreicht wird stellt sich ein Ablösen der Decklamelle ein. Zudem verändert sich die gedrückte Fläche.	
Drucktragfähigkeit Decklamelle \perp zur Faser $A_{ } = A_{\perp} = 112 \text{ cm}^2$	$F_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} \cdot A_{\perp} = \frac{0,6 \cdot 0,25}{1,3} \cdot 112$ $= 12,9 \text{ kN}$
Anmerkung: Es ist anzunehmen, dass die zulässige Drucktragfähigkeit am BSP-Element wegen der Verbundwirkung zu der darunter liegenden Lamelle etwas höher ist.	

3.5. Ergebnisse

Abbildung 7 zeigt den ungünstigsten Lastfall und die daraus resultierenden Verformungen, die anhand der vorgenannten Kennwerte berechnet wurden. Durch die aufgebrachte Last drückt sich die Schale auf der linken Seite ein und wölbt sich auf der rechten Seite auf. Die geringen Verformungen von max. -4.7mm zeigen eine hohe Gesamtstabilität des Konstruktionssystems. Langzeitverformungen, die durch das Kriechverhalten des Holzes entstehen können, sowie Nachgiebigkeiten in den Auflagern, sind in diesem Modell nicht berücksichtigt und erfordern weitere Versuche. Ebenso ist die Genauigkeit der Druckübertragung durch die lokale Kräfteinleitung des Kopplungsmodells eingeschränkt. Maßgeblich für die Tragfähigkeit des Gesamtsystems sind jedoch primär die Zug- und Biegekräfte an den Verbindern, die mit Hilfe des statischen Ersatzsystems untersucht wurden. Eine zugfeste und biegesteife Verbindung der Brettsperrholzelemente entlang Ihrer Seitenflächen

ist auch aufgrund der vielen unterschiedlichen Winkel (Metall-Plattenverbinder unwirtschaftlich) und der flachen dihedralen Winkel (Durchschnitt 173°) nur eingeschränkt realisierbar.

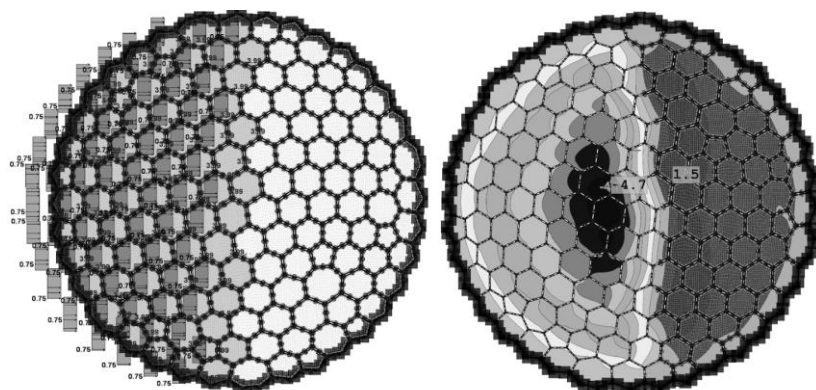


Abbildung 9: Last- und Verformungsbild Kuppel mit halbseitiger Schnee- und Windlast. links: Lastbild (kN/m²), rechts Verformungen (mm)

Die in Tab. 4 angegebene Übersicht zeigt die ermittelten Schnittgrößen an den Verbindern, sowie die überschlägig ermittelten Widerstandsgrößen der Verbindung. Es zeigt sich, dass die Drucktragfähigkeit \perp zur Faser der Decklamelle überschritten wird. Dieser Fall tritt dann ein, wenn sich eine klaffende Fuge bildet, und der wirkende Druck ausschließlich über eine Decklamelle geleitet wird. Wie in Tab. 3 angemerkt ist anzunehmen, dass sich durch das Eindrücken des Holzes eine größere Pressungsfläche ausbildet, die sich günstiger auf den Druckspannungsnachweis auswirkt. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Ausnutzung der Zugtragfähigkeit ebenfalls hoch ausfällt, dies ist damit zu erklären, dass sich durch den seitlich drückenden Wind Aufwölbungen auf der gegenüberliegenden Kuppelseite bilden und so eine Zugaktivierung der X-Fix Verbinder erfolgt. Die BSP-Elemente sind von allen Seiten mit den X-Fix Verbindern angeschlossen, dieses Verbindungsschema bewirkt eine hohe Systemsteifigkeit was zu geringen Verformungen und einer Momentenreduzierung führt.

Tabelle 3: Zusammenstellung der Einwirkungen und Widerstände

Schnittgröße	Max Einwirkungen aus statischen Modell	Widerstand Verb. \parallel zur Faserrichtung $k_{mod} = 0,6$	Widerstand Verb. \perp zur Faserrichtung $k_{mod} = 0,6$	Ausnutzung $\eta \leq 1,0$	
Druckkraft -N	-25,09 kN	-108,6 kN (k.V,A)	-12,9 kN (k.V)	0,23	1,94!
Zugkraft +N	+8,63 kN	+10,15 kN (k.V,A)	+10,15 kN (ETA)	0,85	0,85
Querkraft V _y	-2,43 / +2,45 kN	10,15 kN (k.V,A)	10,15 kN (ETA)	0,24	0,24
Querkraft V _z	-1,63 / +1,83 kN	4,35 kN (k.V,A,HR)	4,35 kN (k.V,A,HR)	0,37	0,42
Moment M _y	-0,21 / +0,16 kNm	0,49 kNm (k.V,A)	0,49 kNm (PB)	0,43	0,33
Moment M _z	-0,16 / +0,14 kNm	wird aufgeteilt in Kräftepaar aus Druck und Zug	wird aufgeteilt in Kräftepaar aus Druck und Zug	-	-
Moment M _x /M _T	-0,05 / +0,0 kNm	vernachlässigbar klein	vernachlässigbar klein	-	-

*k.V: kein Versuch durchgeführt, ETA: Werte aus Produktzulassung ETA, PB: Werte aus Prüfbericht abgeleitet
A: Annahme, HR: Haftreibung $F = \mu_{Holz-Holz} \cdot (+N) = 0,5 \cdot 8,63 = 4,35 \text{ kN}$*

Die vorliegende Tabelle erlaubt es erste Anhaltspunkte abzugeben, in welchen Größenbereichen die auftretenden extremalen Schnitt- und Widerstandsgrößen liegen. Die vorliegenden Werte sind aufgrund von fehlenden Prüfwerten und getroffenen Annahmen mit Unsicherheiten behaftet. Insbesondere empfiehlt es sich alle Prüfungen für den Einbau eines X-Fix Verbinders mit einer Deckfurnierkonfiguration parallel zur Krafrichtung anzustellen. Detaillierte strukturmechanische Analysen der Kopplungen z.B. mit der Software Ansys sind in Vorbereitung und können genaueren Aufschluss darüber geben wie groß die wirksamen Pressungsflächen und auftretenden Spannungen tatsächlich ausfallen.

Der Nachweis des X-Fix Verbinders wird laut Zulassung auf der Basis von charakteristischen Grenzschnittgrößen geführt. Die Bemessungsmodule von in der Praxis zur Anwendung kommender Software funktionieren i.d.R. auf Basis zulässiger Spannungen. In zukünftigen statischen Modellen könnte die Kopplung Platte-XFix-Platte mit einem detaillierten Verbund aus Flächen- bzw. Volumenelementen abgebildet werden. Ziel ist es ein möglichst einfaches, und gutes statisches Modell zu finden bei dem allen Einflüssen gleichermaßen Rechnung getragen wird. Spannungsnachweise und Ausnutzungen könnten dann direkt geführt werden. Abbildung 10 zeigt die auftretenden Momente um die y-Achse. Man erkennt, dass vor allem im Bereich des Vorzeichenwechsels der Verformung größere Biegemomente auftreten. Abbildung 11 zeigt den Normalkraftverlauf in den Kopplungen. Besonders im Bereich der Lastaufbringung sind die Druckkräfte groß. Man erkennt, dass ein Großteil der abgeleiteten Normalkräfte von den linken Linienlagern halbkreisförmig aufgenommen wird. Die extremal auftretenden Normalkräfte wurden in Tab. 4 eingetragen.

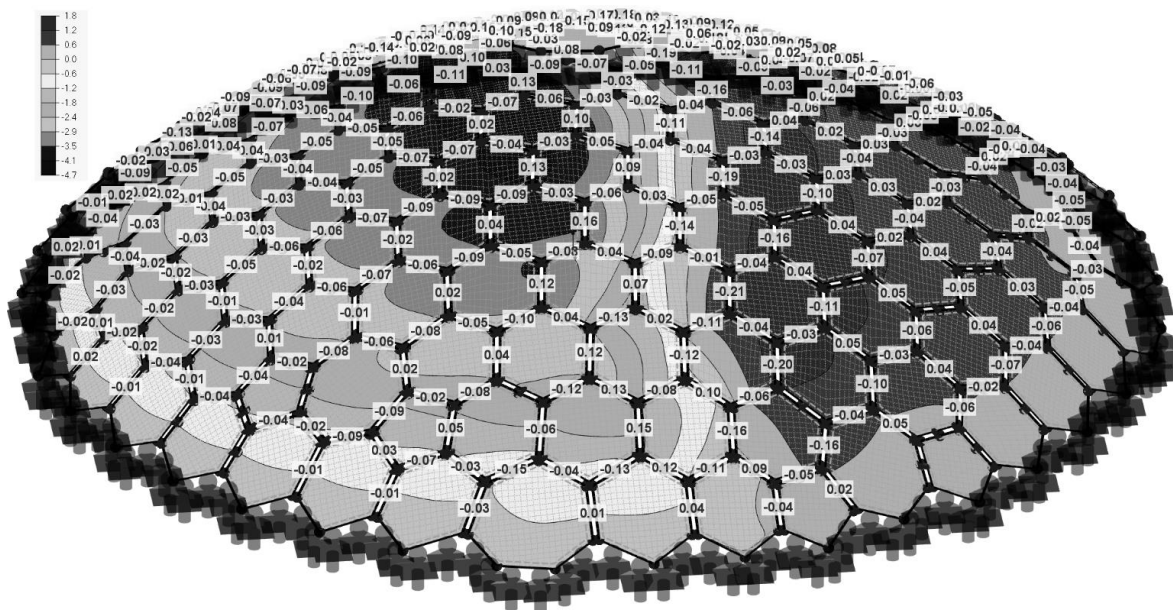


Abbildung 10 auftretende Biegemomente an den Kopplungen um die y-Achse [kNm]

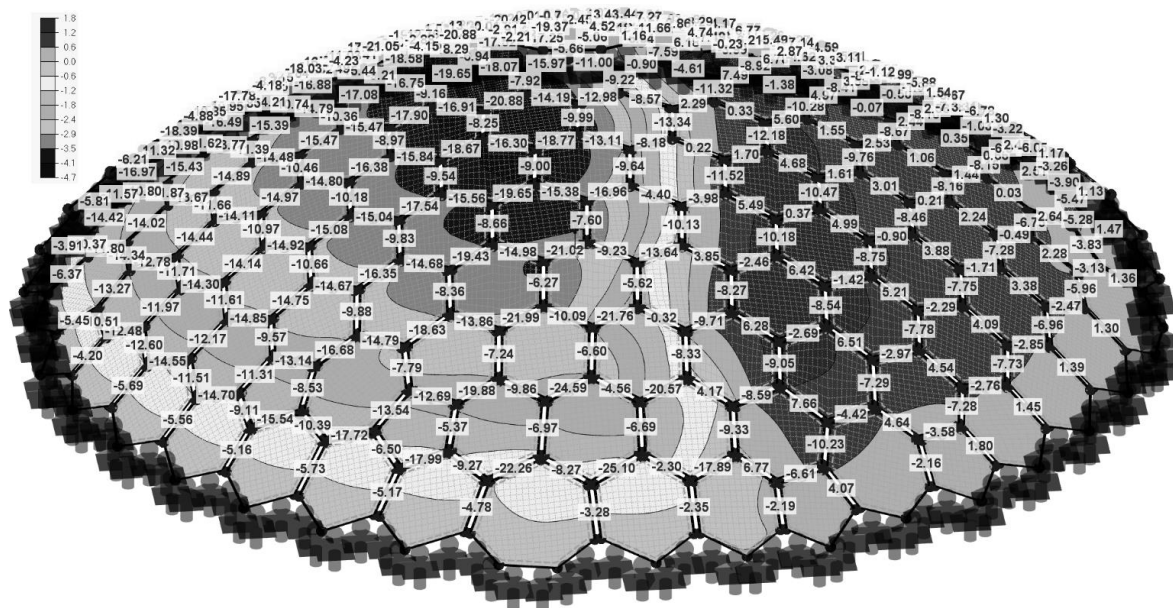


Abbildung 11: Auftretende Normalkräfte an den Kopplungen [kN]

4. Schlussfolgerungen

Das vorgestellte Konstruktionssystem ermöglicht die effiziente Planung, Fabrikation und Fügung von leichten Flächentragwerken aus Brettsperrholz. Der größte Vorteil liegt dabei im sehr einfachen, schnellen und präzisen Aufbau des Systems. Ermöglicht wird dies durch ein CAD Plugin, das die Bauteile automatisiert erzeugt, durch die Ausnutzung der heutzutage weit verbreiteten 5-Achs CNC Technologie, und durch keilförmige, selbstspannende Holzverbinder, eine bereits aus dem traditionellen Holzbau bekannte Technik. Für den Aufbau wurde keine Unterkonstruktion oder Schalung benötigt. Aus gestalterischer Sicht bietet das System vielfältige Einsatzmöglichkeiten: Die gewünschte Kuppelform kann mit verschiedenen Facettenformen unterteilt werden, z. B. mit 3-eckigen, 4-eckigen oder 6-eckigen Platten. Trivalente Polygonnetze bieten Vorteile aus statischer, fabrikationstechnischer und bauphysikalischer Sicht. Die Gesamtkantenlänge ist bei 6-eckigen Platten am geringsten, dies steht im Verhältnis zur benötigten Anzahl von Verbindern und zum Fabrikationsaufwand. Öffnungen für Belichtung und Belüftung sind, im Gegensatz zu Beton- und Ziegelschalen, in den planaren BSP Elementen einfach zu realisieren.

Die statischen Untersuchungen zeigen, dass sich mit dem X-fix Timberdome Konstruktionssystem und 100mm dicken Brettsperrholzplatten der Holzart Fichte eine freitragende, stützenfreie Kuppel mit einem Durchmesser von 15 Metern realisieren lässt. Das primär auf Druck beanspruchte Tragwerk stellt in Verbindung mit Brettsperrholz eine ideale Kombination dar. Die Tragfähigkeit, die auf Druck beanspruchten Schmiegeflächen ist groß, solange sich keine größeren Klaffungen einstellen. Positiv auf das Tragverhalten wirkt sich aus, dass jedes Plattenelement von allen Seiten an Nachbarplatten angeschlossen ist. Dadurch können auftretende Ringdruck- und Ringzugkräfte aufgenommen, und Verformungen reduziert werden. Die Systemredundanz z.B. bei Ausfall von Verbindern und einer einhergehenden Kräfteumlagerung schafft Raum für zukünftige Untersuchungen. Unter Annahme der Prüfberichtswerte und einer hohen Fertigungsprecision ist mit 100mm dicken Brettsperrholzelementen eine Spannweite von 15m möglich. Größere Spannweiten könnten durch Annäherung der Schalengeometrie an die ideale Stützlinie unter Eigengewicht erzielt werden. Ein weiterer veränderbarer Parameter ist die Dicke der verwendeten Platten.

5. Referenzen

1. Antemann, M. (2014). *Siebengeschossiges Bürogebäude aus Holz in Zürich*. DETAIL (1), 66-72.
2. Bagger, A., Jönsson, J., Almgaard, H., Hertz, K. D., & Sobek, W. (2010). *Plate shell structures of glass: Studies leading to guidelines for structural design*. Technical University of Denmark (DTU).
3. DIN, DIN EN 1995-1-1/2010-12, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten- Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008
4. DIN, DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Nationaler Anhang- National festgelegte Parameter- Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
5. Dlubal Software GmbH, Programmbeschreibungen Software RFem 5, RF-Laminate, RF-IMP, RF-STABIL, <https://www.dlubal.com>
6. holz.bau forschungs gmbh der TU Graz, Software CLT-Designer, <https://www.clt designer.at>
7. Kübler, W. (2014). *Das neue Elefantenhaus im Zoo Zürich*. Bautechnik, 91(1), 51-57.
8. Krieg, O. D., Schwinn, T., Menges, A., Li, J. M., Knippers, J., Schmitt, A., & Schwieger, V. (2015). *Biomimetic lightweight timber plate shells*. In *Advances in architectural geometry 2014* (pp. 109-125). Springer, Cham.
9. Li, J. M., & Knippers, J. (2015). Segmental timber plate shell for the Landesgartenschau Exhibition Hall in Schwäbisch Gmünd—the application of finger joints in plate structures. *International Journal of Space Structures*, 30(2), 123-139.
10. Manahl, M., & Wiltsche, A. (2012). "Kobra" aus Brettsperrholz-Neue Methoden zur Realisierung von Freiformflächen aus ebenen Elementen an Prototyp erprobt. *Konstruktiv*, 286, 26-27.
11. OIB (2018) , Europäische Technische Bewertung ETA-18/0254 X-Fix-C. Österreichisches Institut für Bautechnik.
12. OIB (2018), Europäische Technische Bewertung ETA-18/0281 Massive plattenförmige Holzbaulemente für tragende Bauteile in Bauwerken.
13. ÖNORM, DIN EN 1995-1-1/2015-06, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten- Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, (konsolidierte Fassung)
14. Robeller, C., Helm, V., Thoma, A., Gramazio, F., Kohler, M., & Weinand, Y. (2017). *Robotic Integral Attachment* (No. BOOK_CHAP). UCL Press.
15. Robeller, C., Konaković, M., Dedijer, M., Pauly, M., & Weinand, Y. (2017). Double-layered timber plate shell. *International Journal of Space Structures*, 32(3-4), 160-175.
16. Scheurer, F. (2008). *Digitaler Holzbau-Komplexe Geometrien effizient realisiert*. In 14. Internationales Holzbau-Forum
17. Silly, G. (2017) *Prüfbericht PB17-484-1 Verbindungssystem X-Fix-C*, DI, Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh der TU Graz
18. Silly, G., Bogensprenger, T. (2014), *Zweiachsige Lastabtragung von Brettsperrholzplatten*, Bautechnik 91, Heft 10, Ernst&Sohn
19. Wallner M, Koppelhuber J, Pock K. (2013), *Bemessung Brettsperrholz, Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode*, Pro:Holz Austria, Fassung Juli 2013
20. Wallner M, Koppelhuber J, Pock K. (2018), *Bemessung Brettsperrholz Band II, Anwendungsfälle*, Pro:Holz Austria, Fassung Januar 2018

Le Pavillon du Théâtre de Vidy: Die Umsetzung eines Forschungs- projektes aus Sicht des Ausführenden

David Riggerbach
Blumer-Lehmann AG
Gossau SG, Schweiz



Le Pavillon du Théâtre de Vidy: Die Umsetzung eines Forschungs- projektes aus Sicht des Ausführenden

1. Ausgangslage

1.1. Raumbedarf am Théâtre de Vidy

Seit über 50 Jahren steht in einem Quartier von Lausanne das Théâtre de Vidy. Das Gebäude wurde ursprünglich für eine sechsmonatige Nutzung für die Expo 64 gebaut, entworfen vom Zürcher Architekten Max Bill. Danach wurde es, nicht wie ursprünglich vorgesehen, abgerissen, sondern weiter bespielt. Das Theater verfügt über drei Bühnen auf denen französisch- und deutschsprachige Stücke inszeniert werden. Zusätzlich war lange Zeit eine weitere Bühne in einem Zeltbau in Betrieb. Dieses Zelt war nun in die Jahre gekommen und die dortigen Aufführungen litten unter Problemen durch Schallemissionen durch die nahegelegene Strasse.

Als Ersatz für den provisorischen Zeltbau wünschte die Bauherrschaft eine repräsentative, gedämmte und akustisch vorteilhaftere Spielstätte. Sie sollte ausserdem zu dem bestehenden Kubus von Max Bill passen, sich aber in Form und Material davon unterscheiden.

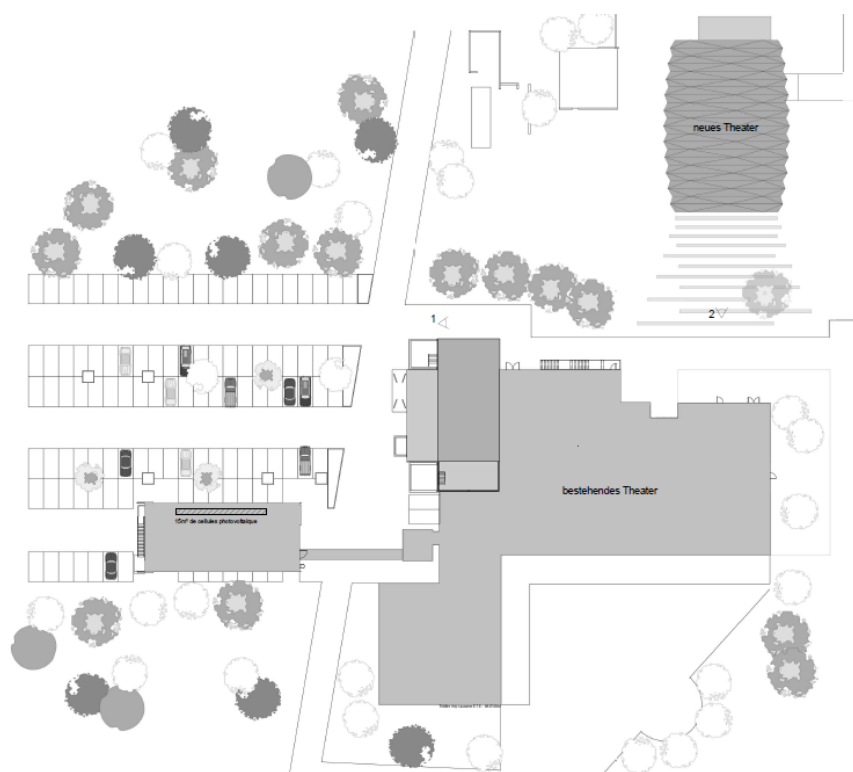


Abbildung 1: Situationsplan Théâtre de Vidy mit bestehendem und neuem Gebäude

1.2. Ein Falwerk für den Theaterpavillon in Vidy

Im Gespräch mit dem Architekten Yves Weinand liess sich Vincent Baudriller, Theaterdirektor und Intendant des Théâtre des Vidy, schnell davon überzeugen, dass Holz der perfekte Werkstoff für seinen Neubau sei. Schon Max Bill hatte bei den Expo-Bauten auf simple Materialien und Formen gesetzt. Metall und Glas galten damals als ähnlich innovativ wie heute der Werkstoff Holz.

Yves Weinand, der im belgischen Liège ein Architektur- und Ingenieurbüro betreibt, ist gleichzeitig der Leiter des IBOIS (Laboratoire de construction en bois) an der EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne). Sein Projekt, welches vom IBOIS gemeinsam mit

den Architekten des Atelier Cube erarbeitet wurde, konnte die Bauherrschaft überzeugen. Ausserdem ermöglichte der Bau einen spannenden Technologietransfer von der Forschung in die Praxis.

1.3. Entwicklung und Erforschung von Faltwerkgeometrien an der EPFL

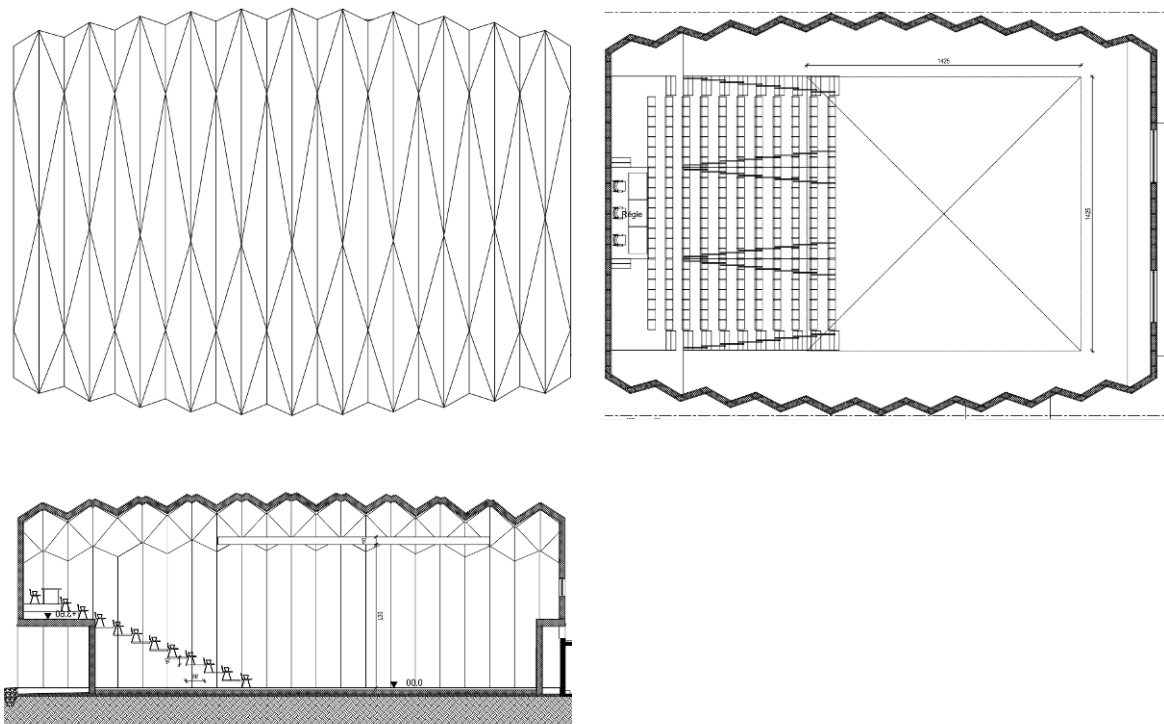
Am IBOIS werden schon seit vielen Jahren Faltwerke aus Holz untersucht und gestaltet. Bereits 2008 wurde in Pompables eine kleine Kapelle erstellt, ursprünglich als Provisorium für die Umbauzeit gedacht. Der Bau steht noch heute, so sehr hat er den Diakonissen gefallen. Bei der Kapelle handelt es sich um ein Origami-Faltwerk, das aus Holzplatten ohne Dämmung konzipiert wurde und mit Metallverbindern befestigt ist.

Seither wurden am IBOIS die Faltwerkstrukturen aus Holz und deren Verbindungen laufend weiterentwickelt. Einschalige Strukturen mit einer regelmässigen Plattenanordnung wurden gebaut und getestet. Dabei wurde darauf geachtet, dass identische Einzelteile in möglichst grosser Stückzahl eingesetzt werden konnten um den Planungs- und Produktionsaufwand gering zu halten. In einem weiteren Entwicklungsschritt kamen die «zapfenartigen» Holz-Holz-Verbindungen hinzu und anschliessend wurde eine erste doppelschalige Konstruktion entwickelt. Die Implementierung einer Parametrik, also konstruktive Regeln, mit deren Hilfe der Planungsaufwand gering gehalten werden konnte, ermöglichte schliesslich auch unregelmässige Geometrien.

Im Austausch mit dem IBOIS und der Blumer-Lehmann AG begegnete der Theaterdirektor Vincent Baudriller immer wieder diesem Streben nach Neuem, das er aus der Theaterwelt bestens kennt: «Die Offenheit und Neugier für zukunftsweisende Technologien und Ästhetik ist nahe verwandt mit der Mentalität unseres Theaters», so die Aussage von Baudriller.

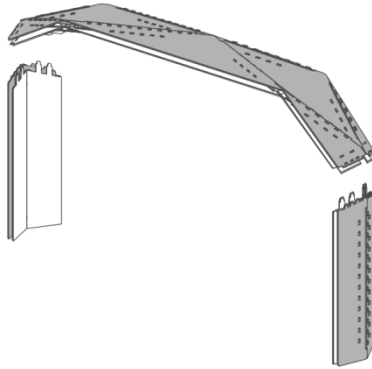
2. Das Projekt

2.1. Gebäudegeometrie



Abbildungen 2 bis 4: Dachaufsicht, Grundriss, Schnitt des neuen Pavillons des Théâtre de Vidy, Lausanne

Das Dach des Pavillons überdeckt zwischen den zwei gefalteten, 9 m hohen Längswänden eine Grundfläche von 538 m². Der Grundriss ist zweifach spiegelsymmetrisch. Die Dachstruktur ist nur in Bezug auf die Gebäude-Querachse spiegelsymmetrisch. Die Dachfläche wird durch ein Polygonnetz gebildet, bei dem sich jeweils sechs Kanten an einem Punkt treffen. Die Position dieser Punkte folgt drei verschiedenen Kreisbögen, von denen die zwei äusseren auf unterschiedlicher Höhe in der vertikalen Schnittebene des Gebäudes liegen. Diese asymmetrische Form ermöglicht unter anderem den Ablauf des Regenwassers.



Diese Geometrie wurde unterteilt in 11 rahmenartige Segmente, welche je aus zwei Wandelementen und einem Dachelement bestehen, die als Faltwerkkonstruktion vorgefertigt wurden. Giebelseitig wird das Gebäude durch ebene Bauteile abgeschlossen, die in konventioneller Holz-Rahmenbauweise erstellt wurden. Die Wandelemente der Längswände weisen im Grundriss einen «Knick» auf. Jedes Wandelement besteht aus zwei Flächen. Die Dachelemente sind aus jeweils 10 dreieckförmigen Dachflächen geformt.

Abbildung 5: Rahmenartiges Gebäudesegment aus zwei Wandelementen und einem Dachelement

2.2. Materialisierung und Verbindungen

Damit die Elemente des Faltwerkes als raumabschliessende, gedämmte Bauteile ausgebildet werden konnten, wurde ein zweischaliger Aufbau gewählt. Die insgesamt 300 mm starken Bauteile bestehen aus einer inneren und einer äusseren Schale aus 45 mm starken Fichte-Fünfschichtplatten. Zwischen den Platten wurden Rand- und Füllhölzer montiert, um deren Abstand sicherzustellen. In die so gebildeten Kammern wurde die Wärmedämmung eingeblasen.

Die statische Verbindung zwischen den einzelnen Platten wurde durch geometrisch präzise Zapfenverbindungen gelöst. Diese dienen als Fügehilfe für den millimetergenauen Zusammenbau und übertragen gleichzeitig die Kräfte, so dass die gesamte Gebäudebreite von gut zwanzig Metern überspannt werden kann. Dabei sind keine zusätzlichen Tragwerksteile, Verklebungen oder metallenen Verbindungsmittel nötig. Die eingesetzten Verschraubungen dienen lediglich der konstruktiven Lagesicherung der Bauteile.

Eine hinterlüftete Fassaden- und Dachbekleidung vervollständigt die Gebäudehülle und stellt den Schutz vor Witterungseinflüssen und somit die Dauerhaftigkeit der Konstruktion sicher.



Abbildung 6: Zapfenverbindungen

2.3. CAD / CAM (teilweise zitiert aus Tec21 22/17, Christopher Robeller und Yves Weinand)

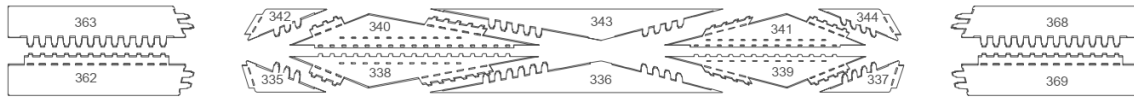
Die Erzeugung der Bauteile erfolgte automatisch mit Hilfe eines für das Projekt entwickelten CAD-Plugin mit den folgenden vier Eingabeparametern:

1. Einem einfachen, einschichtigen Polygonnetz mit planbaren Dreiecksflächen für die Dach- und Vierecksflächen für die Wandelemente. Mit dem Flächenmodell wurden die Identifikationsnummern der Bauteile und Kantenverbindungen verwaltet.
2. Einer CSV-Textdatei (Comma-separated Value), in der die Parameter der Verbindungen verwaltet wurden. Zum Beispiel die Informationen zur Art der Kantenverbindungen, die Einschubrichtungen für die integralen Zapfenverbindungen und weitere verbindungsspezifische Variablen.
3. Plattenstärke in Millimetern.
4. Gesamttiefe des zweischichtigen Aufbaus, von der Aussenseite der unteren Platte zur Aussenseite der oberen Platte.

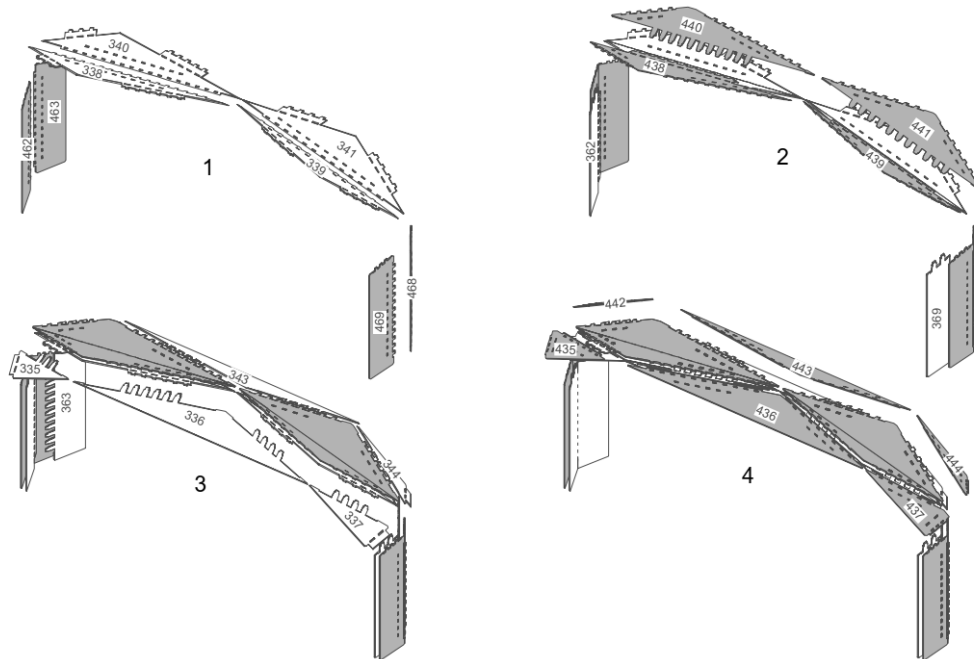
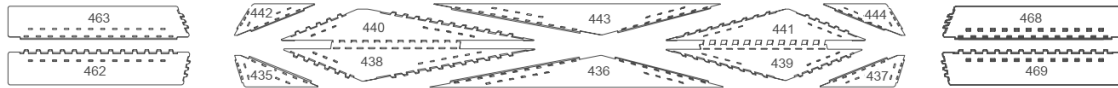
Dieses Plugin wurde am IBOIS entwickelt. Hierfür wurden das Software Development Kit (SDK), Rhino Commons und die Programmiersprache C# eingesetzt. Als Benutzerschnittstelle diente die Software Grasshopper, in der die Eingabeparameter der Konstruktion mit einer Visualisierung der 3D-Bauteile bearbeitet und verändert werden konnten.

Das CAD-Plugin erzeugte zwei Datenausgaben. Zum einen wurden die 3D-Bauteile im Gesamtmodell dargestellt, zum andern wurden alle Platten auf der zweidimensionalen xy-Ebene des CAD-Modells flach ausgelegt. Aufgrund der 114 unterschiedlichen Winkel in der Faltform des Theaters waren diverse Schrägschnitte für die Herstellung der Bauteile erforderlich. Die Fabrikation der Teile erfolgte daher in einem fünfschichtigen CNC-Bearbeitungszentrum. Wegen der vielen konkaven Eckpunkte in den Polygonzügen, beispielsweise zwischen den Zapfen und bei den Durchbrüchen, bot sich eine Bearbeitung mit einem Fingerfräser an. Die dafür notwendige fünfschichtige CNC-Simultanbearbeitung, die an ungefähr 500 verschiedenen Bauteilkanten mit tausenden von unterschiedlich geneigten Zapfengeometrien erforderlich war, liess sich mit herkömmlichen CAM-Softwarelösungen nicht sehr effizient erzeugen. Stattdessen kam ein spezielles CAD-Plugin zum Einsatz, das für die automatisierte G-Code-Generierung integral gefügter Holzwerkstoffplatten entwickelt wurde. Datengrundlage für die Erzeugung des Maschinencodes waren Polygonkonturzugpaare. Nach der Auswahl eines Bauteils wurde der G-Code für die Bearbeitung angezeigt. Gleichzeitig wurden die Fahrwege der Maschine visualisiert und eine Simulation der Maschinenbewegungen konnte abgespielt werden.

Innere Schale, Platten einseitig sichtbar



Äussere Schale, Platten nicht sichtbar



Abbildungen 7 und 8: Zusammenbau Wand- und Dachelemente im Werk

3. Die Ausführung

3.1. Probestück «Testrahmen»

Für uns als Ausführungsverantwortliche des Bauwerkes war schnell klar, dass ein «Teststück» produziert werden musste, bevor wir mit der Serienproduktion loslegen konnten. An diesem sollten alle Prozesse 1:1 auf den vorgesehenen Produktionsanlagen unserer Partnerbetriebe ausprobiert werden, von der Programmierung über die CNC-Bearbeitung bis zum Zusammenbau. Und schliesslich wollten wir auch einen Belastungstest durchführen, um das nötige Vertrauen in die Konstruktion zu erlangen.

Da aber das Budget für ein zusätzliches 1:1-Modell (Mock up) fehlte, haben wir uns dazu entschlossen, das erste der elf Dachelemente zeitlich vorgezogen zu produzieren. Erkenntnisse daraus wurden für die Planung und Produktion der restlichen Bauteile frühzeitig berücksichtigt.



Abbildung 9: Belastungstest des ersten Dachelements mit Gewichten

3.2. Herausforderungen CNC-Produktion

Bei der CNC-Produktion gab es diverse Herausforderungen zu meistern. Da die Innenseite der Faltenwerkstruktur gleichzeitig die sichtbare Oberfläche im Gebäude bildet und das Anbringen einer Dampfbremssfolie aufgrund der Geometrie nicht möglich war, wählten wir den kleinstmöglichen Fräs-Durchmesser. Durch die teilweise sehr flachen Zustellwinkel entstanden Schnittlängen bis ca. 100 mm. Dies erforderte lange, schlanke Fräser, was wiederum zu geringen Vorschubgeschwindigkeiten führte und mehrere Fräsdurchgänge nötig machte. Um die Bearbeitungszeiten zu optimieren wurde das Plugin vom IBOIS angepasst. So konnten längere Schnitte ohne Richtungswechsel mit dem Kreissägeblatt ausgeführt werden.

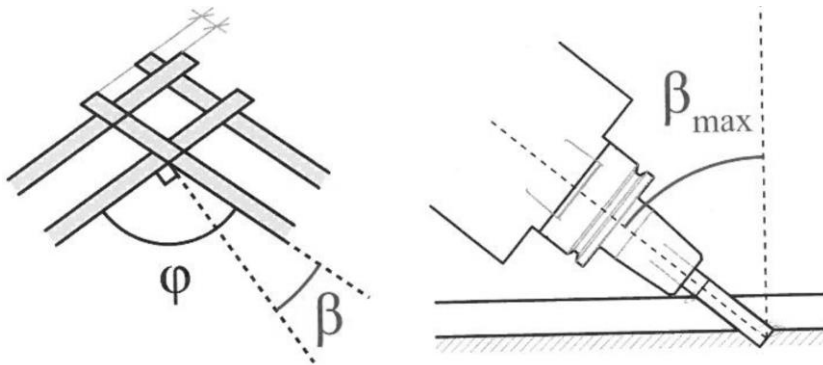


Abbildung 10: Flache Bearbeitungswinkel führen zu grossen Fräserlängen

Eine weitere Herausforderung war der Programmcode, der für Maschinisten der Plattenproduzenten nicht zugänglich war. So hatten sie keinerlei Möglichkeit manuell in die Steuerung einzugreifen und allfällige Fehler direkt in den Programmen zu umgehen.

3.3. Zusammenbau der Dachelemente

Für den Zusammenbau der Elemente wurde ein «Montagebock» errichtet, der durch das einfache Austauschen und Verschieben auf die individuelle Geometrie der Dachelemente angepasst werden konnte.

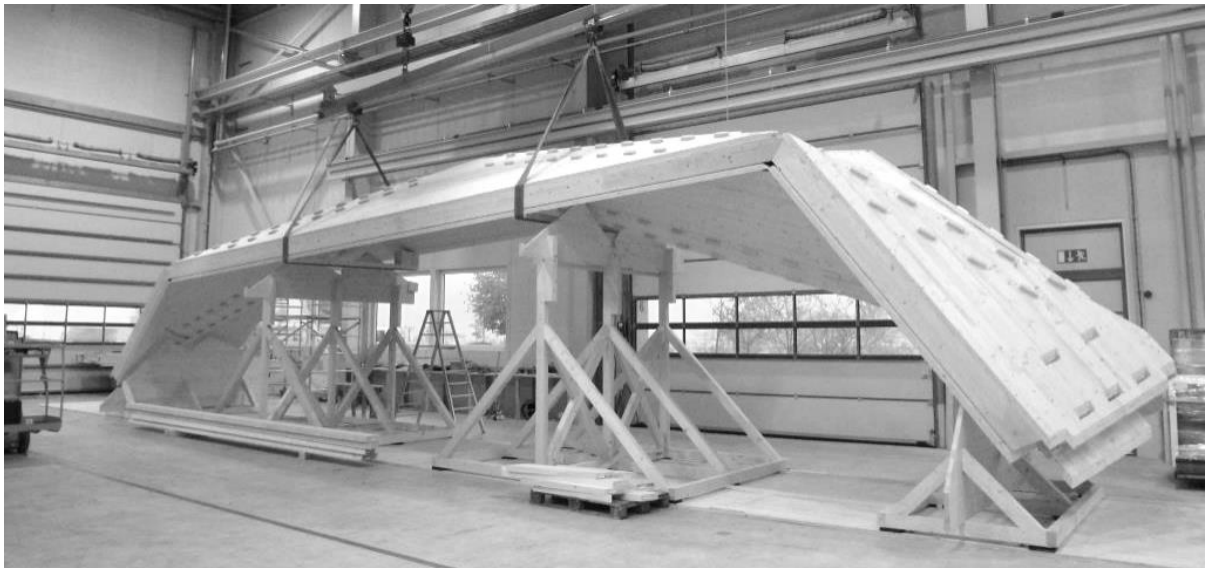


Abbildung 11: Die Montageböcke dienen als Hilfe beim Zusammenstecken der Dachelemente in der Halle

Die Reihenfolge für das Zusammenstecken der einzelnen Teile war genau vorgegeben. Der Programmierer dieses Systems beschreibt den Prozess wie folgt:

«Grundsätzlich wird zwischen zwei Situationen unterschieden. Im ersten Fall wird ein Segment mit einem und im zweiten Fall gleichzeitig mit zwei Nachbarsegmenten verbunden. Während im ersten Fall die Zapfen rechtwinklig zur Kante orientiert sind, wird im zweiten Fall eine Rotation der Zapfen innerhalb der Plattenebene nötig, sodass die Einschubrichtung aller Zapfen des Bauteils parallel ist. Ein Sonderfall liegt vor, wenn ein Bauteil mit Rechteckdurchbrüchen gleichzeitig auf vier Bauteile mit Zapfen- und Doppelzapfenverbindern aufgesteckt wird. Es ist nur möglich, diese Platte einzuschieben, wenn die Zapfen auf den vier anderen Platten parallel sind. Nachdem zwei dieser Platten sich aber auf unterschiedlich orientierten Ebenen befinden, existiert nur eine mögliche Einschubrichtung für die Platte mit den Durchbrüchen. Diese Richtung befindet sich entlang der Verschneidung der Ebenen der zwei Nachbarsegmente.»

In der Praxis bedeutete dies, dass wir eine bis zu 13 m lange und mit bis zu 16 Doppelzapfen ausgerüstete Platte gleichzeitig in vier andere Platten einschieben mussten. Dabei war der Einfahrweg durch die erste Schicht teils über 400 mm lange und der Einschubvektor der Schwerkraft entgegengesetzt. Das theoretische Übermass der Durchbrüche betrug nur wenige zehntel Millimeter.



Abbildung 12: Manpower wurde benötigt beim Zusammenbau der Dachelemente in der Halle

Die Präzision der Teile war allerdings beeindruckend und mit dem Einsatz einiger Tricks und einer erfahrenen Mannschaft konnten die Teile wie vorgesehen zusammengebaut werden.

3.4. Transport Montage

Für die Zwischenlagerung der vormontierten Dachelemente und auch für den Transport auf den Tiefbettaufliegern mussten die Dachelemente mit provisorischen «Füssen» ausgestattet werden, da diese ansonsten keine horizontale Abstellfläche aufwiesen.

Auf der Baustelle wurde dann die erste Giebelwand gestellt und anschliessend von der Seite des Haupteinganges her die Falzwerk-Wände aufgerichtet. Aufgrund der begrenzten Lagerflächen in der Vormontage sollte das Bauwerk in zwei Etappen erstellt werden. So wurde die erste Bauetappe mit der Montage von vier Falzwerk-Rahmen noch vor Weihnachten 2016 abgeschlossen.



Abbildungen 13 und 14: Die Wand und Dachelemente werden auf der Baustelle baukastenartig zusammengesteckt.

3.5. Rückschlag durch «Höhere Gewalt»

Am Montag, dem 9. Januar 2017 kam es bei der Firma Schilliger Holz AG in Küssnacht, welche die Platten für das Vidy-Projekt herstellte und auch für die CNC-Bearbeitung der Teile zuständig war, zu einem Grossbrand. Das gesamte Plattenwerk und das Fertigungscenter für die Plattenbearbeitung brannten vollständig nieder. Auch Bauteile, die sich für das Vidy-Projekt im Produktionsprozess befanden, fielen den Flammen zum Opfer.

So musste für die Fertigstellung des Théâtre de Vidy ein neuer Plattenproduzent gefunden werden. Brettspertholzproduzenten gibt es einige, kaum einer ist jedoch in der Lage eine Platte im Format von 3.0 m x 13.0 m mit dem geforderten Aufbau aus fünf Schichten à 9 mm herzustellen.

3.6. Erfolgreicher Projektabschluss

Nach intensiver Suche konnte mit der Firma Balteschwiler in Laufenburg (CH) ein Partner gefunden werden, der einerseits die Platten in nützlicher Frist beschaffen und andererseits auch die CNC-Bearbeitung der Bauteile auf ihrem eigenen, modernen CNC-Bearbeitungszentrum übernehmen konnte.

So montierten wir den Rohbau für den Theaterpavillon mit einiger Verzögerung noch vor Ende April 2017.



Abbildung 15: Nach Abschluss aller Fertigstellungs- und Ausbauarbeiten wurde der Pavillon am 11. September 2017 mit einer Ausstellung eröffnet

4. Facts und Figures

250	Sitzplätze (einschiebbare Tribüne)
540 m ²	Gebäude-Grundfläche
350 m ²	Hauptnutzfläche für Theaterbetrieb (mit eingeschobener Tribüne)
19 x 11 m	Grösse der Bühne (mit offener Tribüne)
10 m	Lichttraumhöhe im Gebäudeinnern
7 m	Höhe der Gitterträger zur Aufnahme der technischen Ausrüstung über der Bühne
12 Monate	Dauer der Bauarbeiten, von August 2016 bis August 2017
2,8 Mio.	CHF Budget für den Bau der Halle, inkl. Szenografie- und Technikausrüstung (Ohne Technologie-Studien und Transfer von Ibois)
308 Stk.	Platten-Bauteile der Faltwerkkonstruktion mit individueller Geometrie
350m ³	Verbautes Holzvolumen (Tragwerk / Fassade / Ausbau), davon 67% Schweizer Holz
690 m ²	Hinterlüftete Fassade aus sägeroher Fichte mit Vorvergrauung
680 m ²	Hinterlüftete Dachfläche mit einer zweilagigen, bituminösen, beschieferten Dachabdichtung
106 lfm	Dachrand / Dachrinne
475 lfm	Gratlinien in der Dachfläche
425 lfm	Kehllinien in der Dachfläche
24 Stk.	Dachwasserabläufe

5. Beteiligte Firmen und Organisationen

Bauherrschaft:	Théâtre de Vidy, Lausanne
Architektur:	Yves Weinand architectes, Lausanne Atelier Cube, Lausanne
Bauingenieur:	Bureau d'études Weinand, Liège (BE)
Technologie Transfer:	Laboratoire des constructions en Bois IBOIS, EPFL Projektbeitrag Aktionsplan Holz, BAFU
Holzbau und Gebäudehülle:	Blumer-Lehmann AG, Gossau
Plattenlieferung und -zuschnitt:	Schilliger Holz, Küssnacht a.R. Baltenschwiler AG, Laufenburg

Bionische segmentierte Holzplattenschalen: integrative agentenbasierte Modellierung und robotische Fertigung

Prof. Achim Menges
Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung
Stuttgart, Deutschland



Tobias Schwinn
Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung
Stuttgart, Deutschland



Hans Jakob Wagner
Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung
Stuttgart, Deutschland



Bionische segmentierte Holzplattenschalen: integrative agentenbasierte Modellierung und robotische Fertigung

1. Bionische segmentierte Schalenkonstruktionen

Es ist mittlerweile allgemein akzeptiert, dass sich mit computergestützter Fertigung im Holzbau die Effizienz der Herstellung von individualisierten Bauteilen erhöhen lässt, bis hin zur wirtschaftlichen Fertigung von individuellen Bauteilen der Losgröße 1. In verschiedenen Forschungsprojekten des Instituts für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung (ICD) wurde seit 2010 gezeigt, dass sich damit auch besonders leichte und materialeffiziente Holzkonstruktionen umsetzen lassen, deren Bauteile form-adaptiert sind, d.h. jedes Bauteil an seine spezifischen Anforderungen hin angepasst ist (Fleischmann et al. 2012, Schwinn et al. 2013, Krieg et al. 2015, Bechert et al. 2016). Zu diesen Anforderungen gehören neben architektonischen, konstruktiven und tragwerksplanerische auch fertigungstechnische Anforderungen. Man spricht in diesem Zusammenhang auch von Multikriterien).

In biologischen Konstruktionen, wie z.B. dem Plattenskelett des Sanddollars (einer Unterart der Seeigel), äußert sich die Anpassung an die multikriteriellen Bedingungen des Lebensraums im Laufe der Evolution u.a. durch morphologische Anpassung (Abbildung 1). Unabhängig von der Frage, ob es sich dabei um eine Optimierung im eigentlichen, mathematischen Sinne handelt, stellt das Ergebnis einen Kompromiss zwischen vielen unterschiedlichen und sich teilweise sogar widersprechenden Anforderungen dar. In diesem Sinne stimmen die Anforderungen an biologische Konstruktionen mit denen an die gebaute Umwelt überein. Daher können biologische Konstruktionen als Vorbilder für technische dienen, und strukturelle Prinzipien im Rahmen eines biomimetischen Planungsprozesses in die Architektur übertragen werden können.

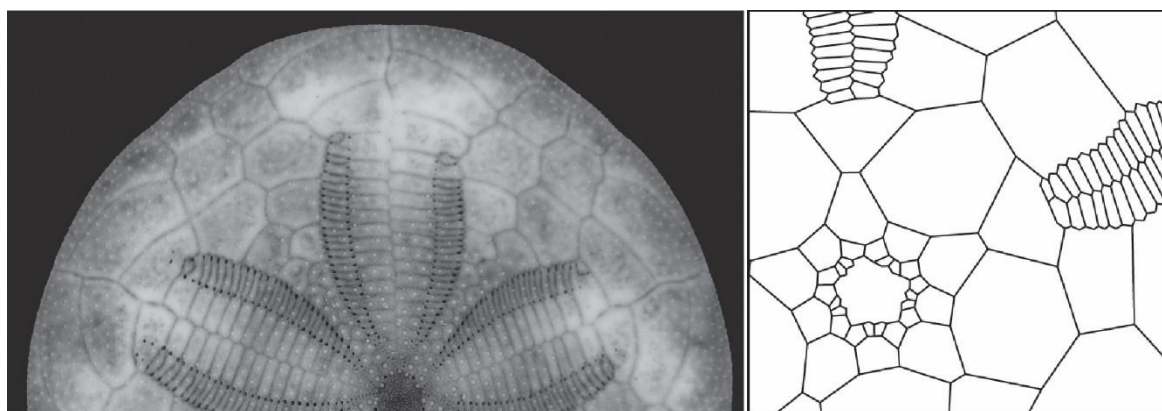


Abbildung 1: Anpassung an multi-kriterielle Anforderungen in der Natur durch morphologische Anpassung am Beispiel des Sanddollarskeletts (eine Unterart der Seeigel).

Aus der Biologie kann auch das Konzept der "Morphospaces" übernommen werden, mit dem sich theoretisch mögliche Formen von Organismen beschreiben lassen, was v.a. im Hinblick auf die tatsächlich vorgefundenen relevant ist. Analog dazu beschreiben die theoretisch möglichen Bauteilgeometrien, die mittels einer bestimmten Fertigungseinrichtung hergestellt werden können, einen mehrdimensionalen Möglichkeitsraum, der als "Machinic Morphospace" bezeichnet wird (Menges 2013). Die Größe dieses Möglichkeitsraums nimmt mit der Anzahl der Freiheitsgrade des Fertigungssetups exponentiell zu, was zum Beispiel im Vergleich zwischen 6- und 7-achsiger Fertigung gezeigt wurde (Menges 2013) (Abbildung 2). Die Hypothese ist nun, dass mit zunehmender Größe des Lösungsraums auch besonders leistungsfähige Konstruktionen möglich werden, die vorher nicht möglich waren und für die es im Bauwesen keine Vorbilder gibt, die also außerhalb der bekannten Konstruktionstypologien liegen.

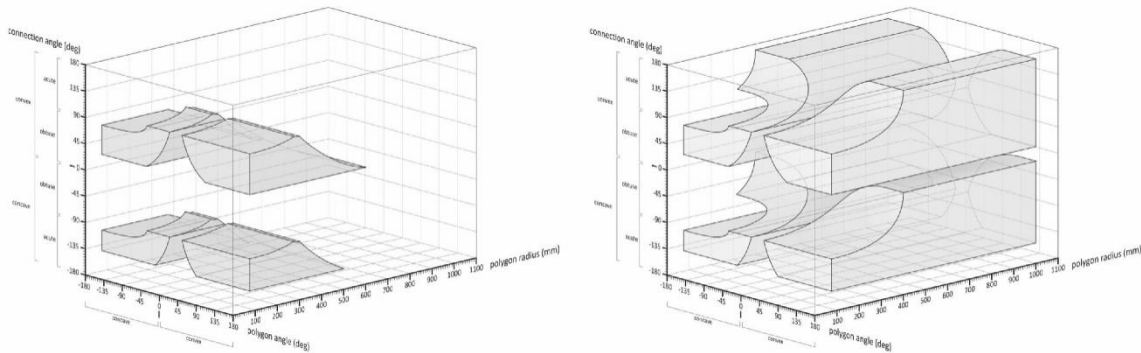


Abbildung 2: Vergleich des Möglichkeitsraums (Machinic Morphospace) zwischen 6- (links) und 7-achsiger (rechts) Fertigungskinematik.

An dieser Stelle kommt nun die Biomimetik ins Spiel: Biologische Konstruktionen können als "Filter" für den Möglichkeitsraum digital gesteuerter Fertigungsmaschinen dienen, da die Natur im Laufe der Jahrmillionen spezifische strukturelle Ansätze und Anpassungen gefunden hat und diese oftmals jenseits der bekannten Konstruktion- und Tragwerkstypologien liegen. Die Herausforderung besteht nun darin, geeignete biologische Vorbilder zu identifizieren und zu analysieren, die vorherrschenden Wirkprinzipien zu erkennen und in die Bautechnik zu übertragen.

Vor diesem Hintergrund wurde der Sonderforschungsbereich Transregio 141 (TRR141) "Entwurfs- und Konstruktionsprinzipien in Biologie und Architektur: Analyse, Simulation und Umsetzung" geschaffen mit dem Ziel, relevante Wirkprinzipien zu identifizieren, diese zu übertragen und prototypisch umzusetzen. In diesem Kontext wurde im Teilprojekt "Das Sanddollarskelett als biologisches Vorbild für Segmentschalen im Bauwesen" (A07) das Schalenskelett des Sanddollars speziell im Hinblick auf Entwurf, Planung und Umsetzung von segmentierten Holzschalen untersucht (Abbildung 3).



Abbildung 3: Analyse des Schalenskeletts. Links: Voxelmodell eines CT-Scans. Mitte: Dichtevariation der Schale bei der sich die Plattenränder abzeichnen. Rechts: Übertragung in ein FE-Modell der Schale.

In Zusammenarbeit mit Biologen der Universität Tübingen und Ingenieuren und Architekten der Universität Stuttgart entstand 2017 in diesem Zusammenhang auch eine Segmentschale, die von Oktober 2017 bis Mai 2018 im Naturkundemuseum Rosenstein in Stuttgart ausgestellt war (Abbildung 4). In diesem Projekt wurde u.a. aufgezeigt, dass Prinzipien, die für die Planung und Umsetzung von Holz-Segmentschalen besondere Bedeutung besitzen, wie z.B. die Plattenanordnung und -verbindung, vom Schalenskelett des Sanddollars übernommen werden können. Außerdem zeigte die Tragwerksanalyse des Seeigelskeletts, dass auch in Seeiegeln Plattenanordnung und Gesamtform statischen Zwängen unterliegen (Grun et al. 2018).



Abbildung 4: Rosenstein Holzpavillon (2017), ein Forschungsdemonstrator des TRR141 zum Thema Segmentschalen aus Holz. Links: Gesamtansicht. Rechts: Detailansicht der Plattenverbindung.

2. Holzplattenschalen aus massiven Plattensegmenten

Der Rosenstein Holzpavillon beruht u.a. auf technischen Entwicklungen, die im Rahmen eines Forschungs- und Entwicklungsprojekt zur Robotik im Holzbau getätigt wurden und im Forschungsdemonstrator der Landesgartenschau 2014 in Schwäbisch Gmünd zur Anwendung kamen. So wurde Planung und robotische Fertigung einer segmentierten Holzplattenschale im Hinblick auf Konstruktion, Tragfähigkeit und vereinfachte Montage untersucht mit dem Ziel die Machbarkeit und Akzeptanz von Segmentschalen in der Bauindustrie zu erhöhen.

Ein besonderer Schwerpunkt lag bei diesem Projekt auf der Entwicklung einer leistungsfähigen Plattenverbindung auch im Hinblick auf Baunormen, sowie auf der Entwurfsmethode mit dem Ziel v.a. fertigungstechnische Anforderungen schon in der frühen Entwurfsphase zu integrieren. Die Plattenverbindung sollte neben Normal- und Scherkräften in geringerem Maße auch Biegemomente übertragen können. Daher wurde die aus dem Möbelbau bekannte Fingerzinkenverbindung mittels einer kreuzweisen Verschraubung dahingehend weiterentwickelt (Abbildung 5) (Li & Knippers 2015). Bei der Verbindung über die Schmalseiten der Platten erforderte dies eine besondere Berücksichtigung der Materialüberdeckung und bedingte somit auch die untere Grenze der Plattenstärke.

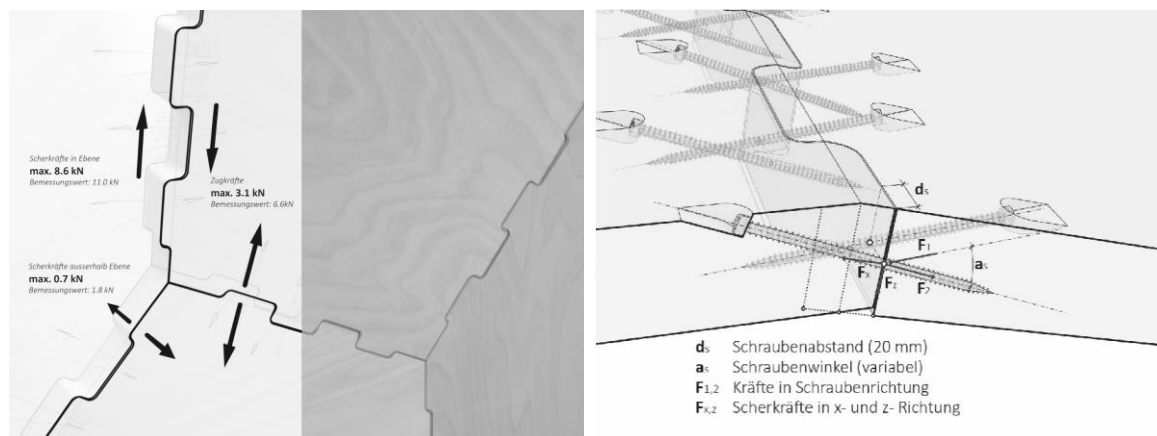


Abbildung 5: Robotisch gefertigte Fingerzinkenverbindung der Landesgartenschau 2014. Zusätzlich zu Normal- und Scherkräften sollte die Verbindung in geringerem Maße auch Biegemomente übertragen können.

Die Anforderungen an Herstellbarkeit und Plattengeometrie einer doppelt gekrümmte Fläche sollte aus ebenen Platten mit form- und kraftschlüssigen Verbindungen wurde mittels agentenbasierter Modellierung der Plattenanordnung umgesetzt. Beide Aspekte konnten in dem Model mit abgebildet und somit aktiv in die Planung mit eingebunden werden (Schwinn et al. 2014).

Anforderungen aus Witterungsschutz und bauphysikalische Kriterien eines Ausstellungsgebäudes wurden durch einen schichtweisen Aufbau der Schale erfüllt, so dass die Konstruktion zusätzlich zur tragenden Buche-Furniersperrholzschiene (50mm Stärke) aus Dampfsperre, Holz-Weichfaserdämmung, EPDM-Folie, Lattung und Deckschicht aus Lärche 3-Schichtplatte aufgebaut war. Die Materialanforderungen, die sich aus diesem konstruktiven Aufbau ergeben haben, konnten ebenfalls in dem agentenbasierten Planungsmodell mit abgebildet werden (Abbildung 6).

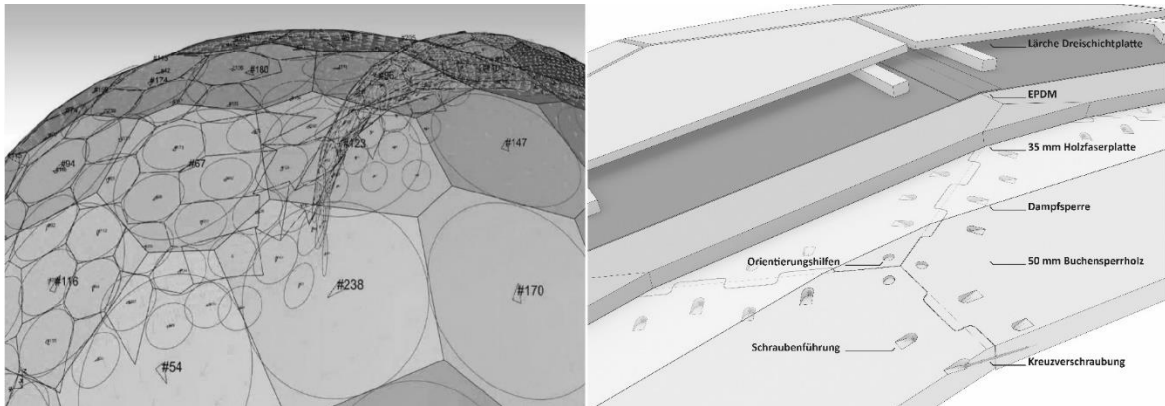


Abbildung 6: Links: Agentenbasiertes Planungsmodell. Rechts: Konstruktiver Schalenaufbau des Landesgartenschaudemonstrators 2014.

Besonders relevant für eine Anwendung der form- und kraftschlüssigen Verbindung im Holzbau war die Qualitätssicherung. Mittels Laser-tracking, das die Fertigung der Bauteile begleitet hat, konnte sichergestellt werden, dass die kumulative Genauigkeit, d.h. die Genauigkeit, die auch die unscharfen Parameter, wie Messungenauigkeiten, Aufspannung, Fertigung und Materialverhalten, enthält, nur 0,4mm in der Ebene beträgt (Schmitt & Schwieger 2015).

Das prototypische Gebäude, das 2014 auf der Landesgartenschau in Schwäbisch Gmünd als Ausstellungsgebäude diente und eine Grundfläche von 10 x 17m mit einer Plattenstärke von nur 50mm stützenfrei überspannt, zeichnet sich im Ergebnis durch die charakteristischen polygonalen Plattenumrisse (konvex und konkav) aus, die die Krümmung der (gleich- und gegensinnig) doppelt-gekrümmten Schale abbilden und somit die Erscheinung des Außen- und Innenraums prägen (Abbildung 7).

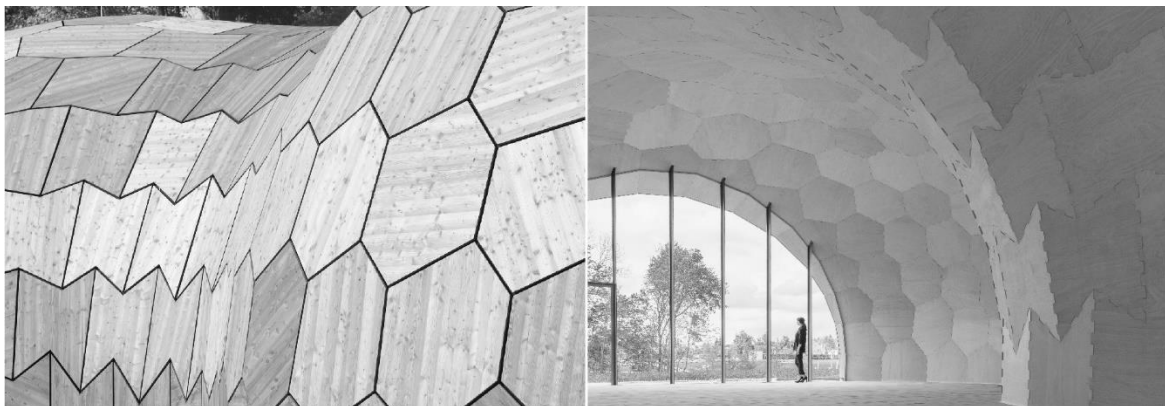


Abbildung 7: Die charakteristischen polygonalen Plattenumrisse, die sich aus der agentenbasierten Generierungsmethode ergeben, prägen Außenraum und Innenraum Landesgartenschaudemonstrators 2014.

Aus der Umsetzung dieses Projekts haben sich wiederum Forschungsfragen ergeben, die in nachfolgenden Forschungsprojekten zu Holz-Segmentschalen untersucht werden sollen. Dazu gehört u.a. die Frage, inwiefern sich zusätzlich zu geometrischen Randbedingungen der Fertigung Plattenanordnung und Fugenverlauf auch hinsichtlich des Tragwerksverhaltens optimieren lassen; sowie die Frage nach der Anwendung unterschiedlicher Plattentypen gemäß funktionaler Anforderungen, so wie dies auch in der Schale des Sanddollars der Fall ist. Um die Spannweite der Schale zu erhöhen ist es zudem notwendig, die Fähigkeit der Verbindung Biegemomente zu übertragen, zu erhöhen.

Hinsichtlich der agentenbasierten Planungsmethodik wird derzeit die Entwicklung der Komponenten von Agentensystemen und v.a. die Entwicklung von geeigneten Verhalten, auf denen der Selbstorganisationsprozess basiert, systematisiert sowie die interaktive Steuerung den Selbstorganisationsprozess weiterentwickelt. Darüber hinaus wurden in einem nächsten Schritt auch Parameter der Lebenszyklusanalyse (LCA) in den Modellierungsprozess mit eingebunden.

3. Holzplattenschalen aus aufgelösten Kassetsegmenten

Ein weiterer Schritt in der Forschung ist die Entwicklung von Holzplattenschalen, die aus Kassetsegmenten bestehen. Hierfür wurde das vormals massive Plattensegment in eine verklebte Kassettenkonstruktion aufgelöst, die aus einer oberen und unteren Kassettenplatte und einem mehrteiligen Randbalken besteht. Je nach Polygoneometrie der Platte besteht ein solches Kassetsegment aus sieben bis zehn Bauteilen. Dies ermöglicht zum einen noch leistungsfähigere und materialeffizientere Holzplattenschalen, erfordert für die wirtschaftliche Realisierung aber eine vordigitale Planung und automatisierte Fertigung.

Ein erster Demonstrationsbau dieser neuartigen Holzplattenschalen aus aufgelösten Kassetsegmenten befindet sich derzeit für die Bundesgartenschau 2019 (BuGa) in Bearbeitung. Für dieses Projekt wurde die agentenbasierte Modellierung weiterentwickelt. Die Selbstorganisation der Platten läuft hier in Echtzeit mit der Möglichkeit der manuellen Einflussnahme des Bedieners (Groenewolt et al. 2018). Dies ermöglicht auch in Sondersituationen einen direkten Rückkopplungsprozess mit fortwährender Mitberücksichtigung aller einbezogenen Parameter bezüglich Fertigung, Statik, Entwurf, Material und Lebenszyklus.

Dieser integrative und interaktive Planungsprozess ermöglicht für den BuGa Pavillon die Einführung verschiedener Plattentypen: Die Segmente in den Kehlen der Faltbögen folgen einer rasterartigen Anordnung, während die Segmente der Schalenapex einen freieren Selbstorganisationsprozess erlauben. Segmente in direkter Nachbarschaft der Kehlen werden wiederum in einem Kompromiss zwischen starrem Raster und freier Agentenbewegungen modelliert (Abbildung 8). Diese Differenzierung ermöglicht eine effektive sowie leistungsfähige Segmentierung der Grundgeometrie, so wie es auch bei weiterer Analyse der Plattenstruktur des Sanddollars ersichtlich wird. Denn auch in dessen natürlicher Schalenstruktur werden je nach Anforderungen Segmente unterschiedlicher Form ausgebildet.

Das Holzplattensegment selbst wurde ebenso über mehrere Jahre hinweg in intensiver Forschungsarbeit weiterentwickelt und für den BuGa Holzpavillon in Hohlkassetten aufgelöst (Abbildung 9) (vgl. Bechert & Groenewolt 2018). Die Kassetten bestehen aus Grund und Deck-Platte mit innenliegendem Randbalkenring. Bei einer freien Spannweite von mehr als 29m wird eine Konstruktionshöhe von 160mm ermöglicht, während die Plattenstärke in Summe nur ca. 54mm beträgt. Der entstehende Hohlraum wird durch einen rundförmigen Montage-Ausschnitt geöffnet, um den Zugriff auf eine innenliegende Bolzenverbindung zu ermöglichen. Querschubkräfte entlang der Segmentränder werden wie in Vorgängerprojekten mit Fingerzinken aufgenommen. Durch die Konstruktionshöhe der Kassetten und Effektivität der Bolzenverbindung wird eine wesentlich höhere Leistungsfähigkeit der Verbindung als auch der Kasette selbst bei beinahe gleichbleibendem Materialaufwand pro Quadratmeter Schale erreicht.

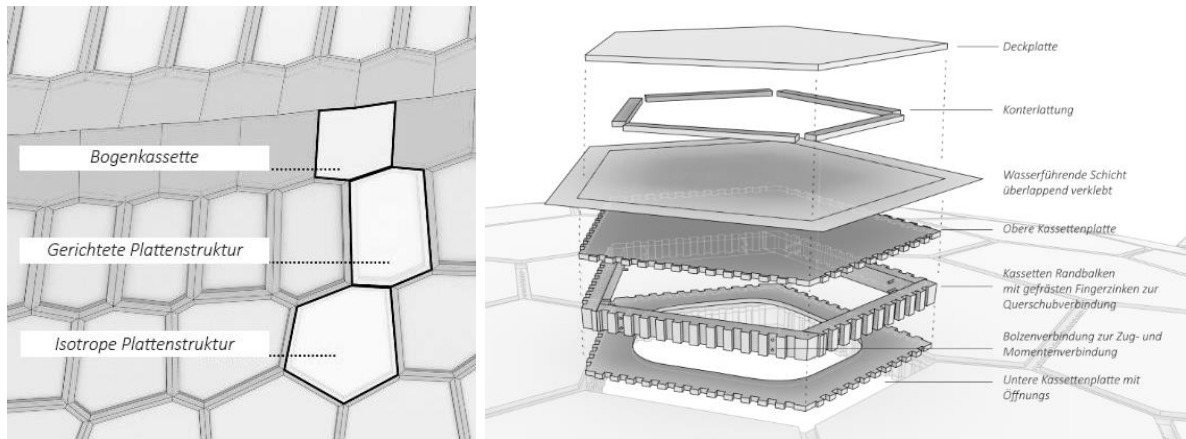


Abbildung 8: Unterschiedliche Segmenttypologien entlang der Bogenkehren.

Abbildung 9: Explosionsdarstellung einer Kassette inklusive Abdichtung und Deckplatte

Dieser geringe Materialaufwand steht einer gestiegenen konstruktiven Komplexität gegenüber, die mit herkömmlichen Baufertigungsprozessen schwer handhabbar wäre. Um eine schnelle und wirtschaftliche Produktion der polygonalen Holzkassetten mit einem Durchmesser von bis zu 2.7m zu ermöglichen, wurde eine robotische Fertigungseinheit entwickelt, die neben der subtraktiven Bearbeitung auch additive Fertigungsschritte und das Handling aller Materialien von gestapelten Einspeisungsbereichen weg in einer vollautomatisierten Vorfertigung übernimmt: Zwei Industrieroboter mit Nutzlast von jeweils 500kg wurden auf einer Containerplattform montiert und mit verschiedenen Werkzeugen ausgerüstet (Abbildung 10, Abbildung 11, Abbildung 12). Der Effektor des Pick-and-Place Roboter ist ein multifunktionales Greif-Werkzeug, das die Handhabung von Balken (Pneumatischer Greifer) sowie Platten und Kassetten (Vakuumgreifer) erlaubt. Der zweite Roboter wurde mit den drei Hauptbearbeitungswerkzeugen ausgestattet: ein Leim-Applikationskopf bringt PUR-Klebstoff in 8cm breiten Bahnen auf, eine automatisierte Handnagelmaschine ermöglicht das Fixieren von Holzelementen mittels 56mm langer Buchennägeln und eine Motorspindel, die auf derselben Effektor-Konstruktion untergebracht ist, kann mittels einer externen Werkzeugstation vollautomatisiert mit bis zu vier verschiedenen Fräs Werkzeugen arbeiten. Mittig zwischen den Robotern wurde ein Drehkipp-Positionierer als zentrale Bearbeitungsstation installiert. Hierauf können Kassetten und Platten mittels Vakuumspannelementen automatisiert fixiert und positioniert werden. Die gesamte Fertigungseinheit ist transportabel, prozess-flexibel und erweiterbar. Durch eine Vielzahl an Sensoren sowie einer Industriekamera wird Prozesssicherheit, Objekterkennung, Qualitätssicherung und Positionsbestimmung ermöglicht, wodurch die Roboterzelle weitestgehend autonom und sich selbst überwachend arbeiten kann.

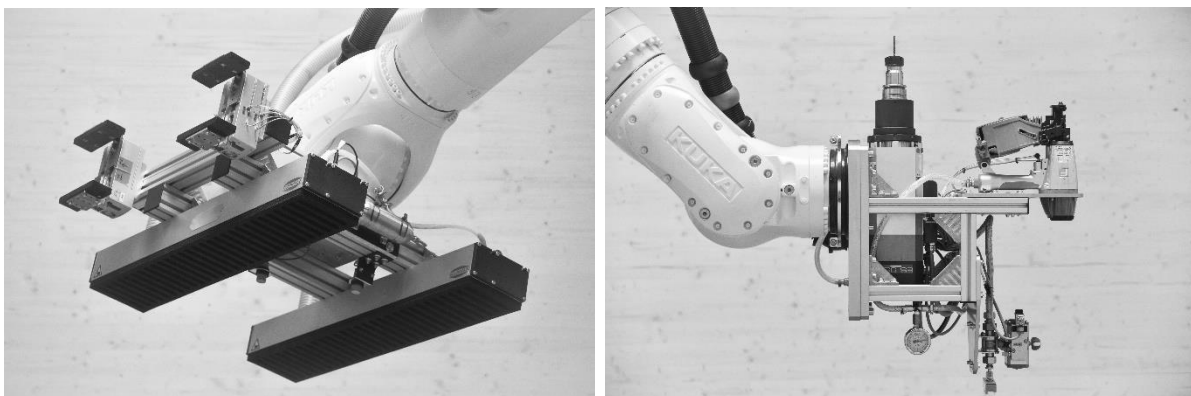


Abbildung 10 & 11: Greifeffektor (Vakuum, Pneumatik), Effektor mit Spindel, Nagelpistole und Klebeauftragskopf

Die Herstellung der Holzkassetten für den Holzpavillon der Bundesgartenschau 2019 läuft in zwei Hauptarbeitsschritten ab. Zuerst werden die Kassettenrohlinge aus in herkömmlichen Abbund-Maschinen vorformatierten Balken und Platten aus Fichten-Furnierschichtholz hergestellt. Anschließend werden die Kassettenrohlinge in einem subtraktiven Fräsbearbeitungsprozess in ihre hochgenaue Geometrie gebracht.

In der additiven Assemblierung der Kassetten, werden die Rohmaterialien für bis zu vier Kassetten in Einspeisungs-Zonen hinterlegt. Die Roboter nehmen dann je Kasette die erste Platte, platzieren diese auf dem Drehkipptisch, bringen Klebstoff auf, platzieren die Balken und fixieren diese mit Buchenholznägeln. Nun wird Klebstoff auf den fixierten Balkenring appliziert und die Deckplatte ebenfalls mit Buchennägeln fixiert. Die fertig zusammengebaute Kasette kann nun vom Roboter in der Leimpresse abgelegt werden.

Die fertig verklebten Kassettenrohlinge werden dann gestapelt im Einspeisungsbereich hinterlegt. Der Greif-Roboter platziert die Kasette dann jeweils millimetergenau auf dem Drehkipptisch, wo im Fräsprozess Gehrungsschnitte, Fingerzinken, Vorbohrungen und Montageöffnung herausgebildet werden. Die fertigen Kassetten werden anschließend im Materialausgangs-Bereich gestapelt, und können von dort für den Transport auf die Baustelle entnommen werden.

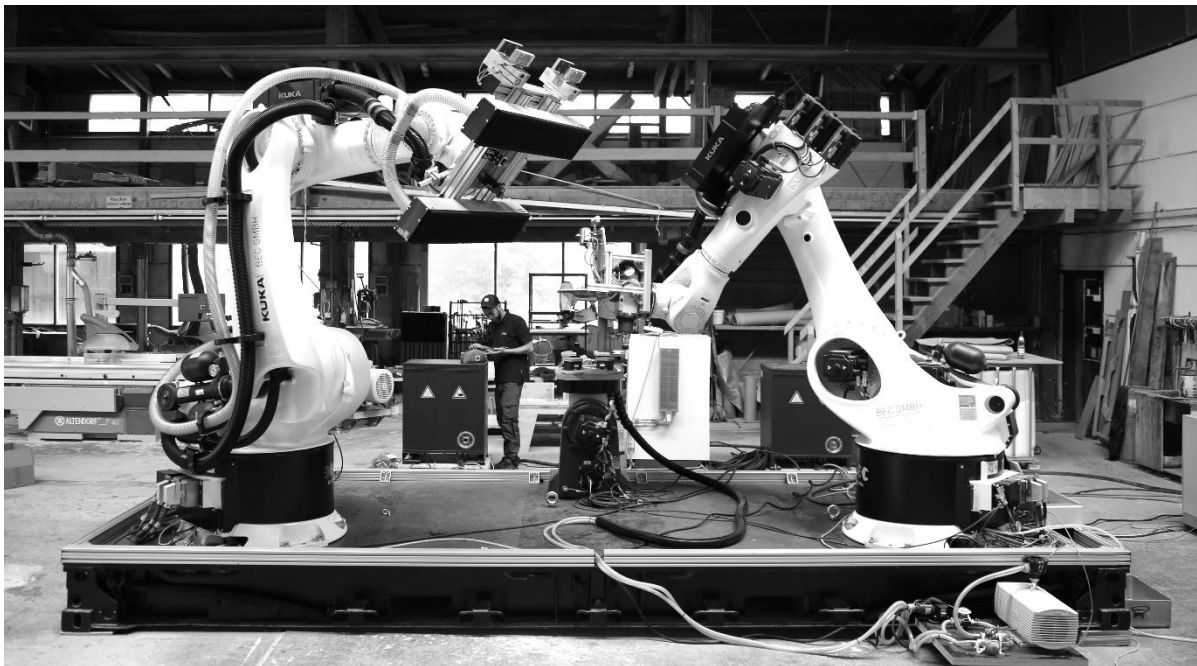


Abbildung 12: Das Robotersetup ist für additive sowie subtraktive Bearbeitung von Holz ausgelegt, transportabel und erweiterbar.

Die Programmierung der Roboter pro Kasette erfolgt weitestgehend automatisiert: Basierend auf einem vollständigen, parametrischen Modell des Pavillons werden alle geometrischen Informationen der Kassetten interpretiert und als robotische Arbeitsschritte simuliert.

Die Holzsegmentschale durchläuft alle notwendigen baurechtlichen Genehmigungsprozesse. Während Bolzen- sowie Schraubverbindungen in der Schale weitestgehend nach EC5 gerechnet werden können, bedarf die Verklebung zwischen Balken und Platten innerhalb der Holzkassetten einer gesonderten Bauartgenehmigung. Hierfür wird der Verklebeprozess von der MPA Stuttgart überprüft. Maßgebend für eine ordnungsgemäße Verklebung ist neben einem gleichmäßigen, mengenkontrolliertem robotischen Klebstoffauftrag und der Berücksichtigung aller Material-, Umgebungs- und Verarbeitungsparameter vor allem das Erreichen einer Klebstoffuge mit maximal 0.3mm Dicke.

Die Kassetten werden nach der Vorfertigung vor Ort am Bundesgartenschau-Gelände in Heilbronn zusammengebaut. Auf die Holzschalenkonstruktion wird eine Dachabdichtung in Bahnen aufgebracht und überlappend verklebt. Darauf können dann wiederum die Fassadeplatten aus 3-Schicht Lärchenholz über Konterlattung fixiert werden. Der Pavillon ist als permanente Konstruktion ausgelegt, kann aber auch vollständig rückgebaut und an anderer Stelle wiederaufgebaut werden.

Der Entwurf des Pavillons zeigt die Leistungsfähigkeit des entwickelten Kassettensystems auf: Die Schalenkonstruktion spannt von drei Fußpunkten über 29m über einen Ausstel-

lungs- und Veranstaltungsbereich. Faltbögen bilden den Randabschluss über den drei großen Öffnungen des Pavillons. Die dynamische Struktur des Pavillons leitet Besucher ins Innere und soll Neugierde erwecken. Fertigstellung des Pavillons ist für März 2019 vorgesehen. (Abbildung 13)



Abbildung 13: Visualisierung der robotisch gefertigten Holzschale im Gelände der Bundesgartenschau 2019

4. Abschlussbetrachtung und Ausblick

Industrieroboter bieten interessante neue Perspektiven im Holzbau. Vor allem als mobile, erweiterbare und flexible Arbeitszellen können Sie eine Bereicherung in traditionellen Holzbaubetrieben darstellen. So können leistungsfähige Strukturen mit hohen Spannweiten materialsparend, und weitestgehend automatisiert realisiert werden. Roboterzellen können nicht nur für subtraktive Prozesse effektiv eingesetzt werden, sondern sind auch für additive Fertigungsschritte im konstruktiven Holzbau eine interessante Option. Mit den an der Universität Stuttgart entwickelten Prozessen lässt sich eine hochgenaue Vorfertigung von Holzelementen auch mit Losgröße 1 erreichen. Durch die Kombination aus Verklebung der Holzelemente, mit kurzfristiger Fixierung durch Holznägeln, wird eine sortenreine Konstruktion und eine materialgerechte Fertigung, in der additive Arbeitsschritte subtraktiven, zerspannenden Methoden nicht im Wege stehen, ermöglicht.

Nach der Fertigstellung des Pavillons für die Bundesgartenschau 2019 ist angedacht, die entwickelten Technologien für Holzunternehmen zugänglich zu machen. Hierfür ist die Transportierbarkeit des Robotersetups von großem Vorteil: Alle Maschinenmodule können auf der 20 Fuß kleinen Standard-Containerplattform untergebracht werden und dadurch relativ schnell mit herkömmlichen LKWs transportiert und auf Projektbasis in verschiedenen Holzbauunternehmen aufgebaut und eingesetzt werden. Ebenso steht einer Weiterentwicklung der Plattform zu einem konfigurierbaren Standardprodukt nicht viel im Wege.

Die Fertigungsplattform ist zwar mit Sensoren ausgerüstet, die die Kombination der automatisierten Fertigung mit menschlichem Handwerk in verschiedenen Arbeitsprozessen erlaubt, macht aber im beschriebenen Prozess nur bedingt davon Gebrauch. Die Möglichkeit der Mensch-Roboter-Kooperation, die v.a. im Kontext handwerklich geprägter Betriebe relevant ist, wird aktuell in einem begleitenden Forschungsprojekt untersucht. Hier steht vor allem die Frage im Vordergrund, welche Prozesse in der Vorfertigung von Holzmodulen besonders von einer Kooperation profitieren könnten.

5. Danksagung

Das Projektteam für den Bundesgartenschau Holzpavillon besteht aus Architekten und Ingenieuren der Universität Stuttgart. Am ICD aus Prof. Achim Menges, Martin Alvarez, Abel Groenewolt, Oliver David Krieg, Ondrej Kyjanek und Hans Jakob Wagner. Am ITKE aus Prof. Jan Knippers, Lotte Aldinger, Simon Bechert und Daniel Sonntag. Monika Göbel koordiniert die Ausführung.

Der Pavillon wird realisiert durch eine Kooperation der Universität Stuttgart mit der BuGa GmbH und Müller Blaustein Holzbauwerke (Projektleitung: Daniel Müller). Das Roboter-Setup wurde in einer Kooperation mit BEC GmbH (Zied Bhiri, Matthias Buck) entwickelt. Das Projekt wird ermöglicht durch Fördermittel des Ministeriums für Wissenschaft und Kunst, des Europäischen Fond für Regionale Entwicklung, der Bundesgartenschau Heibronn 2019 GmbH und GETTYLAB.

6. Bibliografie

- [1] Bechert, S., Knippers, J., Krieg, O. D., Menges, A., Schwinn, T., & Sonntag, D. (2016). Textile Fabrication Techniques for Timber Shells. In S. Adriaenssens, F. Gramazio, M. Kohler, A. Menges, & M. Pauly (Eds.), *Advances in Architectural Geometry 2016* (pp. 154–169). Zurich: vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich. http://doi.org/10.3218/3778-4_12
- [2] Groenewolt, A., Schwinn, T., Nguyen, L., & Menges, A. (2018). An interactive agent-based framework for materialization-informed architectural design. *Swarm Intelligence*, 12(2), 155–186. <http://doi.org/10.1007/s11721-017-0151-8>
- [3] Grun, T. B., Von Scheven, M., Bischoff, M., & Nebelsick, J. H. (2018). Structural stress response of segmented natural shells: A numerical case study on the clype-asteroid echinoid *Echinocyamus pusillus*. *Journal of the Royal Society Interface*, 15(143), 21–28. <http://doi.org/10.1098/rsif.2018.0164>
- [4] Krieg, O. D., Schwinn, T., Menges, A., Li, J.-M., Knippers, J., Schmitt, A., & Schwieger, V. (2015). Biomimetic Lightweight Timber Plate Shells: Computational Integration of Robotic Fabrication, Architectural Geometry and Structural Design. In C. Ceccato, L. Hesselgren, M. Pauly, H. Pottmann, & J. Wallner (Eds.), *Advances in Architectural Geometry 2014* (Vol. 1, pp. 109–125). Cham: Springer International Publishing. http://doi.org/10.1007/978-3-319-11418-7_8
- [4] Li, J.-M., & Knippers, J. (2015). Segmental Timber Plate Shell for the Landesgartenschau Exhibition Hall in Schwäbisch Gmünd—the Application of Finger Joints in Plate Structures. *International Journal of Space Structures*, 30(2), 123–140. <http://doi.org/10.1260/0266-3511.30.2.123>
- [5] Menges, A., & Schwinn, T. (2012). Manufacturing Reciprocities. *Architectural Design*, 82(2), 118–125. <http://doi.org/10.1002/ad.1388>
- [6] Menges, A. (2013). Morphospaces of Robotic Fabrication. In S. Brell-Çokcan & J. Braumann (Eds.), *Rob | Arch 2012* (pp. 28–47). Vienna: Springer Vienna. http://doi.org/10.1007/978-3-7091-1465-0_3
- [7] Schmitt, A., & Schwieger, V. (2015). Quality Control of Robotics Made Timber Plates. In *FIG Working Week 2015*. Sofia, Bulgaria.
- [8] Schwinn, T., Krieg, O. D., & Menges, A. (2013). Robotically Fabricated Wood Plate Morphologies. In S. Brell-Çokcan & J. Braumann (Eds.), *Rob | Arch 2012* (pp. 48–61). Vienna: Springer Vienna. http://doi.org/10.1007/978-3-7091-1465-0_4
- [9] Bechert, S., Groenewolt, A., Krieg, O., Menges, A., Knippers, J.: 2018, Structural Performance of Construction Systems for Segmented Timber Shell Structures, in *Creativity in Structural Design* [Proceedings of the IASS Conference 2018], Boston.
- [10] *Introducing TIM – a mobile robotic timber construction platform*. 2018, accessed 20.October 2018, <<http://icd.uni-stuttgart.de/?p=23427>>.

Novel Technologies for Tall Timber Buildings: Research Streams and Three Solutions

Dilum Fernando¹, Jose L. Torero², Joseph Gattas¹, Kim Baber¹, Cristian Maluk¹, Juan P. Hidalgo¹

¹ School of Civil Engineering, University of Queensland, Australia.

² Department of Civil and Environmental Engineering, University of Maryland, USA

Dilum Fernando
Deputy Director, Future Timber Hub
School of Civil Engineering, University of Queensland
Australia



Novel Technologies for Tall Timber Buildings: Research Streams and Three Solutions

1. Introduction

Due to the continued densification of modern cities, tall buildings between 10 and 30 stories comprises a rapid growing sector of the construction industry in Australia and worldwide. Timber is ideally placed to be the preferred material for buildings of these heights. Nevertheless, concrete and steel are the dominant materials for structural, load bearing systems. As a structural material, timber has a long history yet its applications in structural systems of tall buildings remain largely unexposed, specifically in Australia. Perceived technical limitations and regulatory constraints have and continue to restrict the application of timber beyond low-rise constructions [1]. However, significant technological developments, advanced manufacturing processes [2], and growing sustainability drivers are shifting the balance in favour of timber [3,4].

With the objective of transforming future tall timber buildings in the Pacific region, academics, government and industry have come together to form a research consortium called the "Future Timber Hub" [5]. The Future Timber Hub aims to deliver the knowledge necessary to overcome the constraints that limit the development of tall timber buildings in Australia. The aim of the Hub is to transform the timber construction industry in Australia by generating the skills, knowledge and resources that will serve to overcome current technological and social barriers limiting the application of timber to tall structures.

The Future Timber Hub was founded as an interdisciplinary partnership between: The University of Queensland, the Queensland State Government Department of Agriculture and Fisheries, Arup, Hyne Timber, Lendlease, the Queensland Fire and Emergency Services (QFES), Scion NZ, Griffith University, the University of British Columbia and the University of Canterbury.

The Future Timber Hub covers novel methodologies (and practices) for the manufacturing, design and construction of tall timber buildings. Practices that incorporate in a comprehensive manner, architectural, engineering and sustainability drivers while meeting the intent of regulatory constraints. In order to develop successful methodologies, The Future Timber Hub brings together an interdisciplinary team that includes product manufacturers, construction managers, fire safety engineers, architects, and structural engineers.

Current projects of the Future Timber Hub includes:

- (1) Alternative uses for under-valued sawmill products in innovative timber structures: investigations into the design of innovative and alternative structural timber systems and technologies that adopt "low value" timber products such as sawmill offcuts.,
- (2) Prefabrication and digital fabrication strategies for large-scale timber construction: this project will seek to combine Hub partners' expertise in digital fabrication, pre-fabrication, and manufacturing automation to develop new, beneficial structural components and systems suited for large-scale or modularised timber structures.,
- (3) The optimization of wood-based mass-panels for Australian building systems: this project aims to deliver technical tools, training and demonstration that will support local industry to supply the building sector with a versatile palette of high performance products from which to design and construct innovative timber buildings.,
- (4) Delivery of long-term performance sustainability of massive panel production in tall timber construction: this project will identify the key issues and concerns relating to the impact of continuous drying on key performance and production criteria of engineered wood structural elements for tall timber construction.,

- (5) Non-destructive evaluation of elastic material properties and acoustic characterization of wood based massive panels: this project aims to develop and optimise a protocol to determine the global stiffness properties of full-scale mass timber panels directly in the production line and to access their acoustic performance.,
- (6) Superior sound isolation of cross laminated timber (CLT) using junction detailing: this project explores junction detailing for CLT construction, in order to improve sound transmission performance of built systems and allow designers more freedom to work with exposed CLT surfaces.,
- (7) Pathways to net zero energy for engineered wood multi-storey buildings in Australian Tropical and Sub-Tropical Climates: this research project aims to demonstrate the superior holistic performance, economic advantages, and reduced environmental impact of net zero energy buildings that employ optimized CLT solutions.,
- (8) Progressive collapse resistance of tall timber frame buildings with CLT floors: progressive collapse is characterised by a disproportionate and severe collapse of a structure due to local failure, which is usually caused by accidental or abnormal loadings. This project will investigate the progressive collapse of timber frame buildings with CLT floors.,
- (9) The behaviour of critical connection and core wall systems in tall timber buildings: this project will evaluate the performance of timber core-walls and provide technical information to guide core-wall design in tall timber buildings, with and without the incorporation of low-damage seismic design technology.,
- (10) Exploring the self-extinguishment mechanism of engineered timber in full-scale compartment fires: this project investigates the self-extinguishment mechanism of CLT at full-scale in order to establish design criteria for the fire-safe use of CLT in tall-timber buildings.,
- (11) Long-span floor timber systems and the potential for improved fire performance: this project investigates the fire performance and structural integrity of floor timber systems. The development of a floor timber system incorporating fibre reinforced polymer (FRP) products will be used as integral part of the work herein, aiming at a composite system with structural stability during and after fire., and
- (12) Resilient design of structural timber beam-to-column connections in fire condition: this research will investigate the performance of structural timber connections exposed to fire in order to grow understanding of mass timber structures under fire conditions.

Use of above technologies in tall timber buildings will be demonstrated through a series of exemplar projects. The hub has already delivered its first exemplar through the analysis and peer review of the Lend Lease K-5 building where state of the art knowledge was used to restructure the approval of the tallest fully exposed timber office building. Currently the hub is developing the Maryborough Fire Station where state of the art structural systems developed and analysed by the hub are being introduced in an optimal manner to the design of the fire station.

Preliminary findings of three key projects are presented in this paper. Three projects discussed in detail include (a) pre-fabrication and digital fabrication strategies for large-scale timber construction, (b) Long-span floor timber systems and the potential for improved fire performance, and (c) Exploring the self-extinguishment mechanism of engineered timber in full-scale compartment fires.

2. Project: Prefabrication and digital fabrication strategies for large-scale timber construction

2.1. Introduction

The Future Timber Hub at the University of Queensland is currently developing a suite of digital fabrication, prefabrication and manufacturing automation technologies that are designed to achieve material optimisation in the design of timber frame and truss structures. This paper presents two of these technologies: (a) a parametric translation of the Australian Standard for Timber Structures to optimise timber section sizes; and (b) an inventory based design tool to optimise truss geometry from low grade or discarded short length timber.

2.2. Parametric Translation of the Australian Standard

A first optimisation strategy is being pursued through the Future Timber Hub Project: "Prefabrication and digital fabrication strategies for large-scale timber construction". This project proposes to use integrated digital design and fabrication processes to look for efficiencies in delivery of typical prefabricated mass timber structures, including for example glulam trusses and post and beam frames. The first phase of this project has been completed to develop a Glulam truss digital workflow (Figure 1) that includes scripted modules for geometry generation, structural analysis and member design to both structural and fire loads. The script also includes connection design, 3D model and BIM IFC file generation for building documentation deliverables.

A key benefit of this workflow is it enables a designer to more easily move between the different design ecosystems for standard and proprietary building products. Standard products are specified with typical performance-based methods to Australian Standards, but proprietary products are being implemented in the market far faster than Australian Standards can adapt. Designers typically therefore rely on manufacturer-specified information or European design standards. For either case, the integrated workflow can swap geometric information and design calculations quickly and as needed. Of greater interest however is how these design processes can also be adapted to absorb atypical connection design or member design procedures, as described for example in the next project.

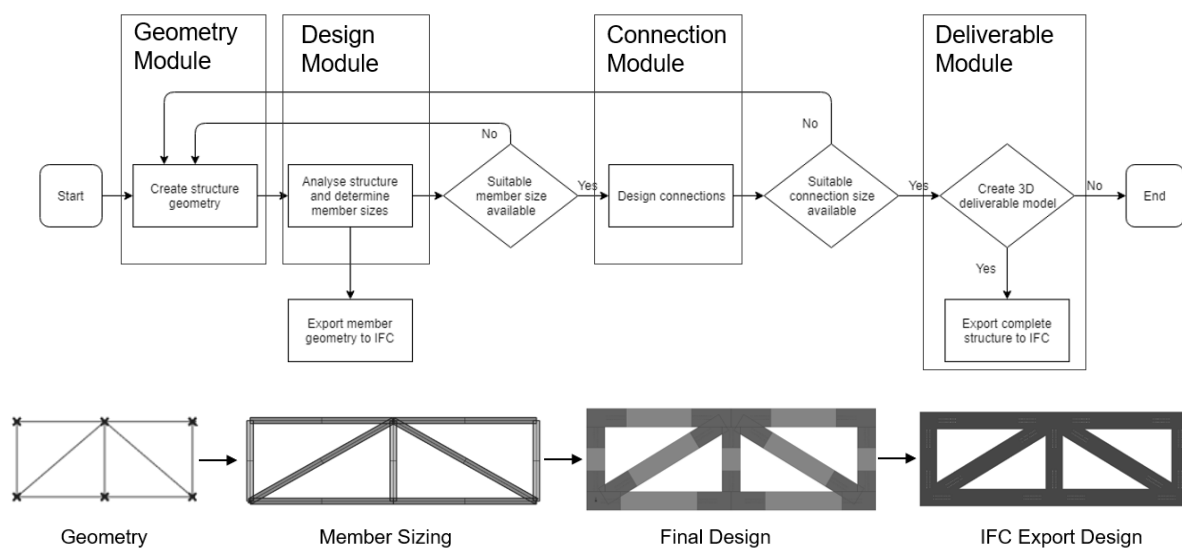


Figure 1: Glulam truss digital workflow

2.3. Inventory Based Truss Optimisation Tool

A second optimisation strategy is being pursued through the Future Timber Hub Project: "Alternative uses for under-valued sawmill products in innovative timber structures". This optimisation tool was developed to increase the yield of structural grade timber from otherwise undervalued or low grade members with frequent 'defects' or 'features'. Medium to long length framing members containing multiple knots, checks and wane are scanned at the saw mill. Scan data for each member in a pack of undervalued framing timber is analysed automatically through a Mat Lab script, generating a digital inventory of usable lengths after defects are cut out (Figure 2). In the digital design software, truss chord and web members are selected through a solver-based optimisation routine selecting 'best fit' permutations from the given inventory (Figure 3). Timber joints are modelled automatically in three dimensions and provide toolpath geometries to be mass-customised via cnc machining.

Via this automated optimisation process, translated into a mass customised fabrication process, the time penalty typically associated with adapting a truss pattern to bespoke web lengths has been significantly reduced, allowing virtually all of the structural grade timber to be recovered from a given member.

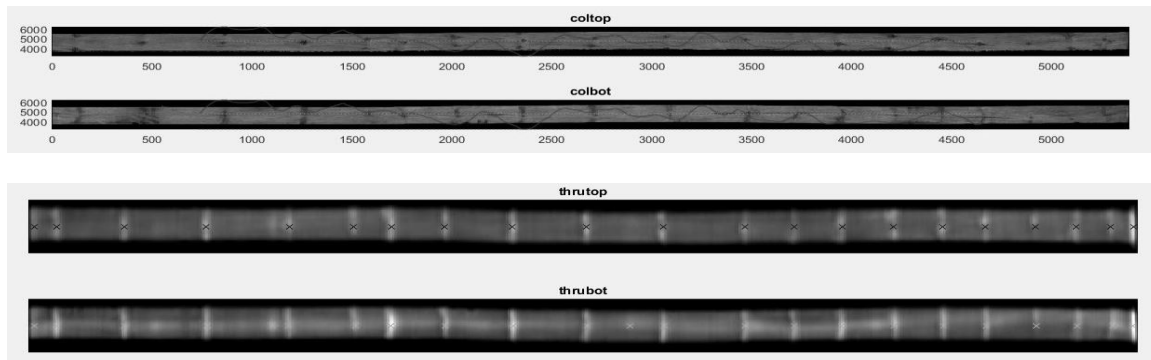


Figure 2: Scan data from Saw Mill identifying 'defects' or 'features'

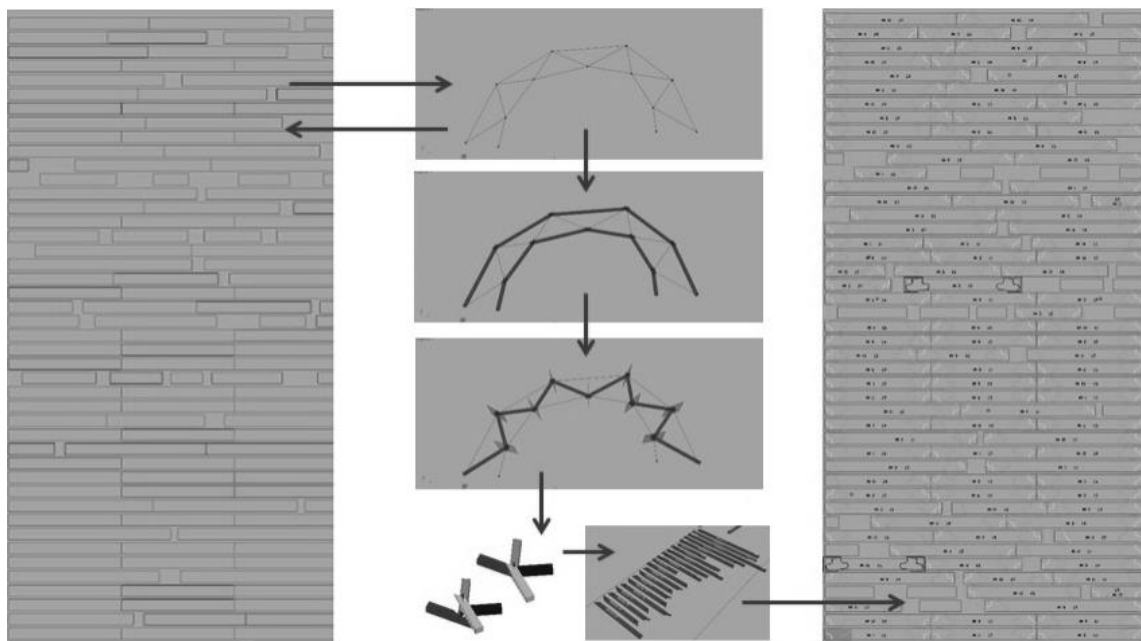


Figure 3: Resultant short length Inventory, applied to truss web geometry to derive optimal permutation, then cnc machined

2.4. Future Directions

As demonstrated in these two projects, the technologies being researched at the hub are investigating opportunities for optimisation at both the sawmill, and through the interpretation of the Structural Design Standard. By demonstrating that short, random length members can be utilized rationally and economically, and that section sizes can be optimised within a greater range of increments, ultimately, this research may justify changing the structural grading system and the accepted industry norm of cutting to standard lengths and section sizes, resulting in a more efficient use of the resource.

3. Project: Long-span floor timber systems and the potential for improved fire performance

3.1. Introduction

Conventional load-bearing floor systems including glued laminated timber (Glulam) that span between shear walls or columns can have restricted span capacities influenced by fire safety considerations (among other considerations, e.g. serviceability). The principles of floor timber systems replicate those of a traditional steel or concrete structures.

In terms of structural fire performance, there are critical gaps on the behaviour of load-bearing floor timber systems during or after fire. Fire-induced failure mechanisms of Glulam beams are induced by reduction of the members' cross section (charring and/or delamination) or weakening of the connecting conditions during fire.

Enhanced fire performance of timber floor systems may be achieved through the introduction of a mechanism that provides improved hybrid action to the load-bearing system. E.g. additional anchoring to improve connection performance during fire, material layers with higher fire performance to compensate strength loss due to charring of timber. The aim of this work is to further generate knowledge in the fire safe design of Glulam beams and demonstrate the enhanced fire performance of a prototype Glulam-FRP hybrid floor system (Figure 4).

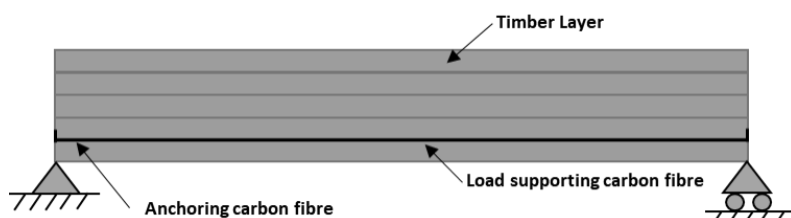


Figure 4: Sketch of a Glulam-FRP hybrid.

When exposed to fire, the surface of the wood undergoes pyrolysis and produces char. The rate of charring has been observed to be consistent for various wood types, therefore can be predicted based upon numerous available experimental studies. Due to the char's negligible structural capacity, the charring of a structural member leads to a loss in effective cross-section. As the structural capacity of a member is strongly dependent upon the cross-section, the charring of a structural member directly results in a loss of structural capacity. Furthermore, the in-depth heating of the timber results in further loss of mechanical capacity and elasticity.

3.2. Experimental Campaign

A numerical model to predict the structural behaviour of the reinforced Glulam beam and non-reinforced Glulam beam at ambient and fire conditions was formulated to investigate the strain-stress profile in the prototype Glulam-FRP hybrid. The primary concept is that upon capacity reduction at the exposure to fire at the bottom surface, the relatively stiffer FRP element can counter for the loss of cross section (Figure 5).

Results from the numerical analysis suggested that upon failure of the bottom lamella, the neutral axis drops and the maximum strain within the system decreases; thus, indicating a significant drop in section capacity. Comparison of the theoretical moment capacity shows that the theoretical fire performance of a Glulam-FRP hybrid is 130% higher than that of a Glulam beam.

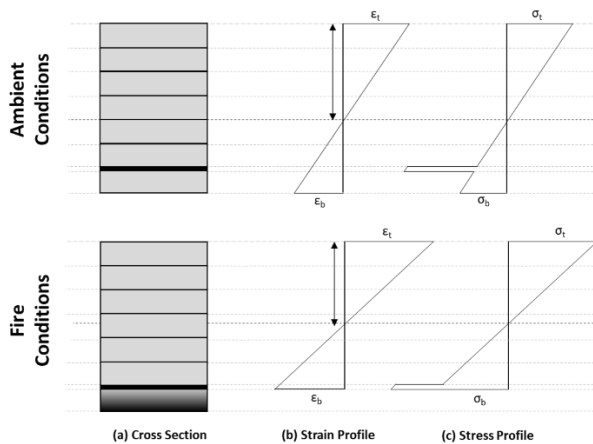


Figure 5: Theoretical strain-stress profile of a Glulam-FRP hybrid at ambient conditions and during fire.

The experimental investigation included testing at ambient temperature and testing of samples under sustained load during a heating regime. Beams with and without FRP were tested for ultimate capacity on a four-point bending configuration. Strain was measured at various key positions to monitor the stress-strain distribution within the tested elements.

Similar to ambient tests, beams with and without FRP were tested for on a four-point bending test; load to a target sustained strain-stress condition. Load was then kept constant during heating. Heating was applied at the bottom, mid-span section of the beams. A mid-span length of 500 mm was heated during testing. All tests were conducted using a custom-built testing rigged. The test setup allows for four-point bending loading to be sustained during heating; hence, replicating stress-temperature scenario during potential fire conditions (Figure 6).



Figure 6: Fire test setup and loading apparatus.

3.3. Results and Discussion

At ambient temperature, comparison of the Glulam and Glulam-FRP hybrid shows no difference in the deflection at which compressive yielding occurs; however, fire tests show a significant increased time-to-failure (heating time at which compressive yielding occurs).

The outcomes of the fire tests indicated that when exposed to fire conditions, the Glulam-FRP hybrid maintained 80% ambient capacity before charring of the second lamella from the bottom. In comparison, the unreinforced Glulam beams fail during charring of the first lamella from the bottom, when load was sustained at 80% of the capacity at ambient temperature.

4. Project: Exploring the self-extinguishment mechanism of engineered timber in full-scale compartment fires

4.1. Introduction

In the last decade, raising mass timber buildings has become a challenging aspiration from the building industry, essentially due to the potential benefits of using timber, a sustainable and durable structural material. Prescriptive code solutions implemented by regulations, however, restrict the use of mass timber structures such as CLT in mid- and high-rise buildings due to the latent fire risks. This is, for instance, the case of the National Construction Code in Australia [6], which prescriptively allows mass timber structures in buildings of up to 25 metres in effective height if the timber is fire-protected. These constraints are fundamentally related to unquantifiable fire safety risks included by the extended use of a combustible structural material such as timber. The use of exposed mass timber structures in buildings is thus among one of the major challenges faced by the building industry at present.

Especially in mid- and high-rise buildings, fire safety of building occupants relies on the engineering principles of compartmentation and maintaining structural integrity until burn-out [7,8]. Compartmentation allows controlling the horizontal and vertical spread of the fire within the building, so that egress of building occupants and fire service intervention can occur safely. Burn-out, which relates to the consumption of all the compartment floor fuel load, is crucial for the design of all structural components. Due to the combustible nature of timber, the use of mass timber may result in the structural timber participating actively in the fire and thus prevent the attainment of burnout. Consequently, fully challenging the fire safety strategy of the building. Fundamental knowledge of the fire dynamics of timber and tools for the adequate fire-safe design and use of timber buildings are then urgently needed.

4.2. self-extinguishment mechanism of engineered timber

Previous research has demonstrated that the charring nature of timber may allow the cease of flaming combustion of timber, generally denoted as self-extinction [9]. Generally, it can be considered that flaming of a combustible material can cease when reaching a critical mass loss rate (burning rate) [10]. Recent research efforts using bench-scale flammability testing have focused on the quantification of this phenomenon so that engineers can analyse the extent of exposed timber structures within building enclosures that would enable self-extinction. For instance, Emberley et al. [11] observed that for Radiata Pine CLT the critical mass loss rate of extinction is $3.65 \text{ gm}^{-2}\text{s}^{-1}$, whereas Bartlett et al. [12] assessed a critical mass loss rate of $3.48 \text{ gm}^{-2}\text{s}^{-1}$. The critical mass loss rate can conservatively be linked to a critical rate of energy flux at the surface of the timber received from external sources. Bartlett et al. and Emberley et al. report values of 31 and 44 kWm^{-2} , respectively.

The assessment of self-extinction beyond the sample scale has also been carried out using medium- and full-scale compartments by several authors. Recent work by Gorska et al. [13] using compartments with internal dimensions 0.48 m x 0.48 m x 0.37 m indicates that the area of exposed CLT and its configuration plays a major role in the compartment fire dynamics and the achievement of self-extinction. Emberley et al. [14] developed a full-scale demonstration of a compartment with internal dimensions 3.5 m (width) x 3.5 m (deep) x 2.7 m (tall). The outcomes from this test showed that CLT self-extinction can be achieved for a limited floor fuel load and if the ceiling and the lateral wall are exposed. Further full-scale experiments by Hadden et al. [15] and Bartlett et al. [06] showed that extinction was achieved once the exposed CLT surfaces reached a critical mass loss rate, consistent with the outcomes at a bench-scale. However, as emphasised by [15] for several of the other compartments tested, the heat transfer from a large area of exposed timber dominated and prevented the self-extinction. Fall-off of charred lamella due to the failure of the adhesive and encapsulation failure due to dehydration of the plasterboard

can prevent self-extinction. Therefore, design aiming at self-extinction of mass timber construction requires a comprehensive analysis of the plasterboard and char fall-off failures along the determination of critical exposure of timber.

4.3. Current project

Research led by the Future Timber Hub aims at further developing a design framework to enable the use of exposed mass timber structures such as CLT. The ongoing research focuses on a methodology based on the identification of characteristic failure times represented by the char fall-off and encapsulation failure, which must be strictly lower than the duration of the fire (burnout of floor fuel load). In order to facilitate the development of the design methodology, a series of medium-scale and full-scale CLT compartment fires, replicas from Gorska et al. and Emberley et al., are being developed. The objective of the medium-scale compartment fires is to assess the fire regimes observed when increasing exposed timber surfaces are used. Additionally, these experiments aim at identifying the heat feedback on compartment boundaries for a variety of design fire scenarios and the associated burnout times for variable fuel loads and materials (cellulosic or plastic). The outcomes from this work are providing an understanding of the role that the design fire plays on self-extinction, and potentially suitable design fires for studying self-extinction. Based on the outcomes of this work, the full-scale tests are designed to allow a parametrisation of the fire duration so that char fall-off and encapsulation failure can be analysed independently reducing the uncertainty of the design fire. Full-scale experiments will then investigate the conditions that induce these failures and the critical surface area of exposed CLT for self-extinction if those failures can be prevented.

5. Summary

The Future Timber Hub aims to drive the future development of tall timber buildings in the Australian built environment. The aim of the Hub is to transform the timber construction industry in Australia by generating the skills, knowledge and resources that will overcome current technological and social barriers limiting the application of timber to tall structures. The Future Timber Hub as an interdisciplinary partnership between: The University of Queensland, the Queensland State Government Department of Agriculture and Fisheries, Arup, Hyne Timber, Lendlease, the Queensland Fire and Emergency Services (QFES), Scion NZ, Griffith University, the University of British Columbia and the University of Canterbury.

Current activities of the Future Timber Hub involves 12 projects looking at developing methodologies (and practices) under the key themes (1) manufacturing and digital design, (2) material anisotropy, heterogeneity and variability, (3) acoustics, (4) sustainability and durability, (5) structural performance, and (6) fire safety. The use of methodologies developed under each key theme will on tall-timber buildings will be demonstrated through a series of exemplar projects.

This paper summarize current progress and findings of three key projects, (a) pre-fabrication and digital fabrication strategies for large-scale timber construction, (b) Long-span floor timber systems and the potential for improved fire performance, and (c) Exploring the self-extinguishment mechanism of engineered timber in full-scale compartment fires.

Acknowledgements

The authors are also grateful for the financial support received from the Australian Research Council under the Industry Transformation Research Hub scheme (IH150100030).

6. References

- [1] Rezka, P. And Torero, J.L. (2011). Wood and fire, Encyclopaedia of Fibre Science and Engineering, M. Lewin, M. Naceur Belgacem, A. Domb, M. Jaffe, A. Netravali, A. Pizzi, L. Pheonix, P. Schwartz and S. Warner, Editors. John Wiley and Sons, pp. 80-97.
- [2] Underhill, I.D., Gilbert, B.P., Bailleres, H., McGavin, R.L., and Patterson, D. (2013). Structural veneer based composite products from hardwood thinning-Part I: background and manufacturing, RILEM Conference Materials and Joints in Timber Structures, pp. 577-88.
- [3] Paevere, P. And McKenzie, C. (2006). Emerging technologies and timber products in construction-analysis and recommendations, CSIRO, Melbourne, Australia
- [4] Green, M. (2012). The Case for Tall Wood Buildings: How Mass Timber Offers a Safe, Economical, and Environmentally Friendly Alternative for Tall Building Structures, mgb ARCHITECT+DESIGN, Equilibrium consulting, New Jersey, USA.
- [5] Future Timber Hub, <https://futuretimberhub.org/>
- [6] Australian Building Codes Board, National Construction Code 2016 Amendment 1.
- [7] Cowlard, A. Bittern, C. Abecassis-Empis, and J.L Torero, Some Considerations for the Fire Safe Design of Tall Buildings, International Journal of High-Rise Buildings, vol. 2(1), pp. 63-77, 2013
- [8] A.I. Bartlett, F. Wiesner, R.M. Hadden, L.A. Bisby, B. Lane, A. Lawrence, P. Palma, A. Frangi, Needs for total fire engineering of mass timber buildings, in: Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering, TU Wien, 2016.
- [9] P. Reszka, In-Depth Temperature Profiles in Pyrolyzing Wood (PhD thesis), The University of Edinburgh, Edinburgh, UK, 2008, <http://hdl.handle.net/1842/2602>.
- [10] D. Rasbash, D. Drysdale, D. Deepak, Critical heat and mass transfer at pilot ignition and extinction of a material, Fire Safety Journal, vol. 1-10, 1986. [http://dx.doi.org/10.1016/0379-7112\(86\)90026-3](http://dx.doi.org/10.1016/0379-7112(86)90026-3).
- [11] R. Emberley, A. Inghelbrecht, Z. Yu, and J.L. Torero, Self-extinction of timber, Proceedings of the Combustion Institute, vol. 36(2), pp. 3055-3062, 2017, <http://dx.doi.org/10.1016/j.proci.2016.07.077>.
- [12] A.I. Bartlett, R.M. Hadden, L.A. Bisby, B. Lane, Auto-extinction of engineered timber: the application of firepoint theory, Interflam, Proceedings of the Fourteenth International Conference and Exhibition on Fire Science and Engineering, Interscience Communications, pp. 1381-1391, 2016.
- [13] Gorska Putynska, J.P. Hidalgo, and J.L. Torero, An Experimental Study of Medium-Scale Compartment Fire Tests with Exposed Cross Laminated Timber, 2nd International Fire Safety Symposium - IFireSS, Naples, Italy, June 2017.
- [14] R. Emberley, C. Gorska Putynska, A. Bolanos, A. Lucherini, A. Solarte, D. Soriguer, M. Gutierrez Gonzalez, K. Humphreys, J.P. Hidalgo, C. Maluk, A. Law, and J.L. Torero, Description of Small and Large-Scale CLT Fire Tests, Fire Safety Journal, vol. 91, pp. 327-335, 2017, <http://dx.doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.03.024>.
- [15] R.M. Hadden, A.I. Bartlett, J.P. Hidalgo, S. Santamaria, F. Wiesner, L.A. Bisby, S. Deeny, B. Lane, Auto-Extinction of Engineered Timber: Application to Compartment Fires with Exposed Timber Surfaces, Fire Safety Journal, vol. 91, pp. 407-413, 2017, <http://dx.doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.03.050>.
- [16] A.I. Bartlett, R.M. Hadden, J.P. Hidalgo, S. Santamaria, F. Wiesner, L.A. Bisby, S. Deeny, B. Lane, Effects of exposed cross laminated timber on compartment fire dynamics, Fire Safety Journal, vol. 91, pp. 480-489, 2017, <http://dx.doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.03.074>.

Hochhäuser in Holzbauweise – Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau

Volker Schmid
Entwerfen und Konstruieren – Verbundstrukturen
Institut für Bauingenieurwesen
Technische Universität Berlin
Berlin, Deutschland



Tobias Nettekoven
EuK – Verbundstrukturen
TU-Berlin
Berlin, Deutschland



Melf Sutter
EuK – Verbundstrukturen
TU-Berlin
Berlin, Deutschland



Hochhäuser in Holzbauweise – Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau

1. Allgemeines zum Hochhausbau

Rechtlich werden Hochhäuser in Deutschland als Gebäude bezeichnet, deren höchste Fußbodenoberkante mehr als 22 Meter über der Geländeoberfläche liegt. Diese Definition hat brandschutztechnische Gründe. Aber auch aus konstruktiver Sicht ändern sich die maßgebenden Design-Parameter, wenn die Gebäudehöhe zunimmt. Dabei ist es zunächst egal mit welchem Material konstruiert wird. Der folgende Beitrag diskutiert die tragwerks-technischen Besonderheiten von Hochhäusern aus Holz.

Bei hohen Gebäuden bestimmen vor allem die Auswirkungen des Windes den Tragwerksentwurf und damit die Aussteifungskonstruktion des Gebäudes. Die Materialwahl, die Konstruktion und die Abmessungen werden dann weniger von den Festigkeitskriterien bestimmt, sondern vor allem von Gebrauchskriterien, wie der horizontalen Verformung infolge Wind und der Horizontalbeschleunigungen infolge der Windböen. Vor allem das Schwingungsverhalten unter Windböen wird maßgeblich von der Höhe, Masse und Steifigkeit des Hochhauses sowie seiner inneren Dämpfung bestimmt.

Außerdem treten insbesondere am Fußpunkt des Gebäudes hohe Biegemomente aus Wind auf. Bei Hochhäusern mit geringem Eigengewicht, wie beispielsweise bei Holz- oder Holzhybrid-Bauten, können daraus abhebende Kräfte in der Aussteifungskonstruktion entstehen. Diese Zugkräfte erfordern dann zusätzliche Maßnahmen.

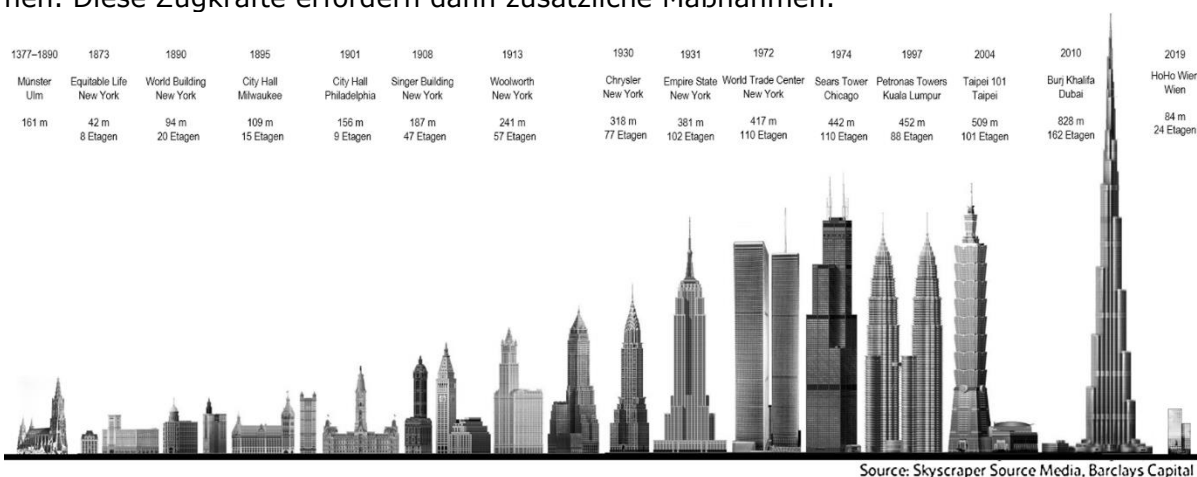


Abbildung 1: Entwicklung im Hochhausbau

2. Bemessungsrelevante Horizontallasten

2.1. Wind

2.1.1. Kräfte und Verformungen in Windrichtung

Der Wind bläst unsteady und turbulent. Die DIN EN 1991-1-4 -Windlasten [1] beschreibt den Wind als eine Grundströmung mit mittlerer Windgeschwindigkeit, in die Böen unterschiedlicher Größe und Windgeschwindigkeit eingelagert sind (Abbildung 2). Die maximale Windgeschwindigkeit wird nur in einigen wenigen dieser Böen erreicht.

Die Bemessung kleiner Gebäude mit weniger als 25 m Höhe ist nach deutscher Norm einfach, da die Böe mit der maximalen Luftgeschwindigkeit und damit dem maximalen Winddruck q_p eine größere Ausdehnung als das Gebäude hat. Der maximale Böengeschwindigkeitsdruck q_p wirkt deshalb auf die gesamte die Anströmfläche A_{ref} des Gebäudes. Mit dem aerodynamischen Kraftbeiwert c_f erhält man so die bekannte Gesamtwindlast F_w auf das Gebäude zu:

$$F_w = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} \quad (1)$$

Bei Hochhäusern die größer als die Einzelböen sind, wäre dieser Ansatz zu konservativ, denn der maximale Böengeschwindigkeitsdruck q_p wirkt bei großen Gebäuden immer nur auf einen Teil der gesamten Anströmfläche. Die Gesamtwindlast wird deshalb reduziert mit einem Beiwert c_s .

Ungünstig hingegen ist, dass einige dieser Böen das Hochhaus in einem Zeitabstand treffen, der der Schwingungsperiode des Hochhauses entspricht. Oder umgekehrt - die Eigenschwingung des Hochhauses mit der Eigenfrequenz n_{1x} wird durch diese resonanten Böen angeregt. Das führt zum Schwingen des Hochhauses in der Frequenz n_{1x} , mit zusätzlichen Auslenkungen und Biegemomenten und - besonders wichtig - mit Beschleunigungen. Diese stören die Nutzer und müssen deshalb in ihrer Größe beschränkt werden (siehe Kapitel 4.4). Die Überprüfung der Schwingungsneigung des Hochhauses (siehe 4.3) zeigt, ob dieser Einfluss tatsächlich berücksichtigt werden muss; für Hochhäuser ist das in der Regel der Fall. Diese beschriebenen resonanten, dynamischen Windeinwirkungen auf das Hochhaus werden mit dem Resonanzfaktor c_d erfasst.

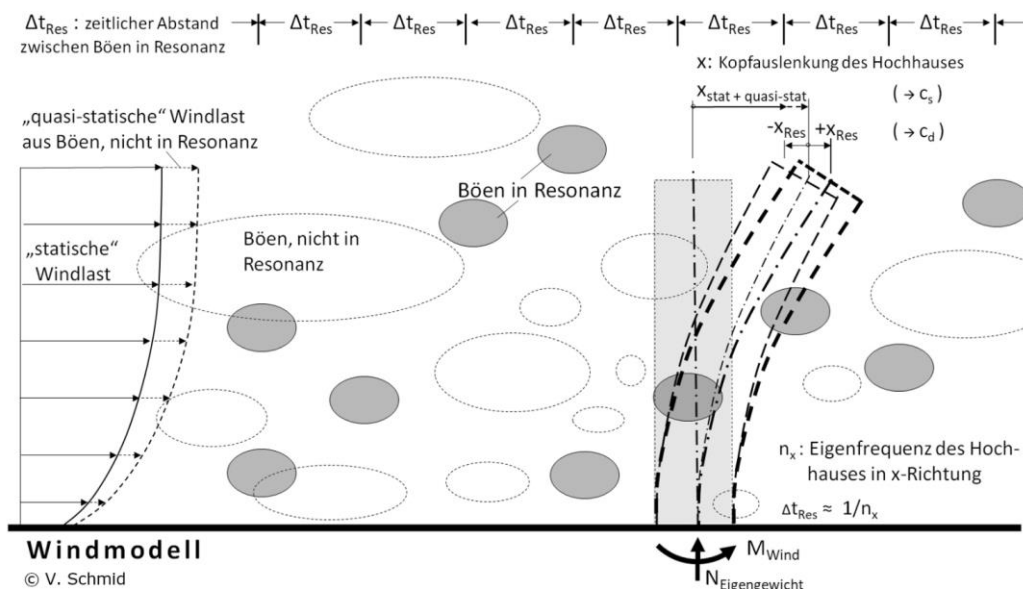


Abbildung 2: Die Ersatzwindlast F_w errechnet sich aus dem statischen Anteil aus konstantem Wind und dem quasi-statischen Anteil aus Böen. Dazu addiert sich der resonante Anteil aus denjenigen Böen, deren Auftrefffrequenz in etwa der Eigenfrequenz n_{1x} des Gebäudes entspricht.

Für schwingungsanfällige Hochhäuser kann eine statische Ersatzwindlast F_w ermittelt werden. F_w ruft die gleichen Auslenkung und Kräfte im Tragwerk hervorruft, wie der kontinuierliche Wind mit den eingelagerten, räumlich begrenzten Böen (c_s) plus der dynamischen Überhöhung durch die resonanten Böen (c_d). c_s und c_d werden zum Strukturbeiwert c_{sCd} zusammengefasst. Man erhält so die Ersatzwindlast F_w zu:

$$F_w = c_{sCd} \cdot q_{p(ze)} \cdot C_f \cdot A_{ref} \quad (2)$$

Die Ersatzwindkraft F_w greift rechnerisch auf der Höhe $0,6 \cdot H$ (mit H =Gebäudehöhe) am Gebäude an.

c_s hängt von der Böengröße $L(ze)$ am Standort des Gebäudes ab und von den Abmessungen des Gebäudes.

c_d hängt ebenfalls von der Höhe und Breite des Gebäudes ab, aber vor allem vom Winddruck der resonanten Böen. Dieser Winddruck verringert sich mit höherer Böenfrequenz. Da die resonante Böenfrequenz nahe der 1. Eigenfrequenz n_{1x} des Hochhauses liegt, nimmt der resonante Böenwinddruck mit zunehmender Eigenfrequenz des Hochhauses ab. Die Eigenfrequenz n_{1x} des Hochhauses ist wiederum abhängig von dessen Höhe, Massenverteilung und Steifigkeit (siehe Gl. 13 in Kapitel 6.2.1).

Die Dämpfung δ des Hochhauses verhindert, dass die Schwingungen infolge einer Anregung des Hochhauses nahe der Eigenfrequenz unendlich groß werden. Zur Beschreibung der Dämpfung von horizontalen Hochhausschwingungen wird das logarithmische Dämpfungsdekrement benutzt.

Der deutsche Anhang zu DIN EN 1991-1-4 gibt den Strukturbeiwert c_{sCd} wie folgt an:

$$c_{sCd} = \frac{1 + 2 k_p \cdot I_V(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 6 \cdot I_V(z_s)} \quad (3)$$

Dabei beschreiben die tabellierten Werte k_p (Spitzenbeiwert) und I_V (Turbulenzintensität) den Wind am Standort des Gebäudes. Die Auswirkungen der Böen werden durch B^2 und R^2 erfasst:

B^2 ist der sogenannte Böengrundanteil, ein quasi-statischer Verhältniswert in den diejenigen Böen umgerechnet werden, die nicht in Resonanz mit der Eigenfrequenz des Hochhauses auftreten. B^2 hängt vor allem vom Verhältnis der Böengröße zur Hochhausgröße ab und es ist immer $B^2 \leq 1$.

R^2 ist der sogenannte Resonanzanteil. Er berücksichtigt die Vergrößerung der Bauwerksreaktion infolge der Resonanz. R^2 ist abhängig von den Abmessungen des Hochhauses, seiner Eigenfrequenz, also seiner Steifigkeit und Masse, sowie von seiner Dämpfung.

Für zwei rechteckige Gebäude mit unterschiedlicher Dämpfung (Stahl: $\delta_s=0,05$ und Beton: $\delta_s=0,10$) aber gleicher Eigenfrequenz zeigt Abbildung 3 die c_{sCd} -Werte. Angezeichnet ist jeweils der Wert für eine Gebäudebreite von 28m und -höhe von 87m. Der günstige Einfluss der Dämpfung wird dabei deutlich.

übliche c_{sCd} – Werte für mehrstöckige Gebäude in

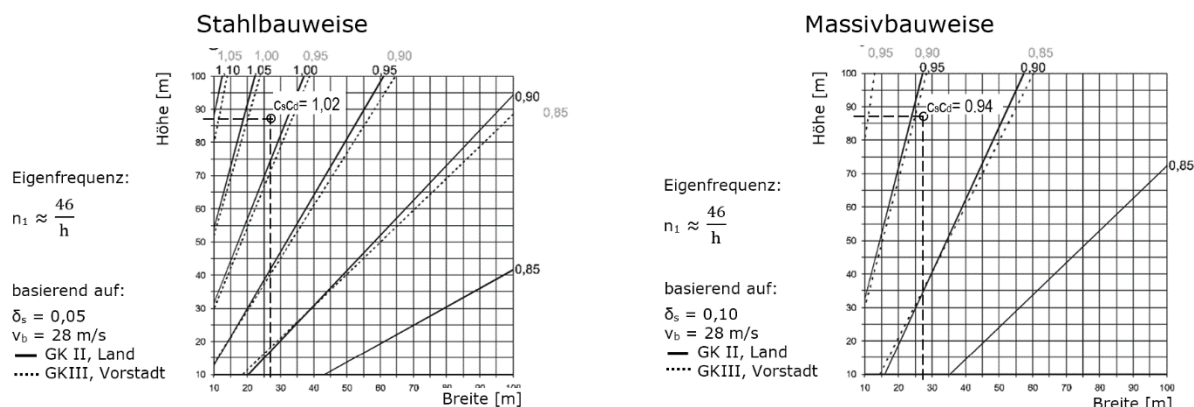


Abbildung 3: c_{sCd} – Werte für mehrstöckige Gebäude in Stahl- und Massivbauweise nach DIN EN1991-1-4, Bilder D.1 und D.2

Ist die Ersatzwindlast F_w bekannt, können daraus das Einspannmoment M am Fußpunkt und die Verformung x des Hochhauses in Windrichtung berechnet werden (siehe Kapitel 4.1). Die Berechnung der Beschleunigung beruht ebenfalls auf dem oben dargestellten Windlastmodell. Sie wird in Kapitel 4.4.1 erläutert.

2.1.2. Kräfte, Verformungen und Beschleunigungen quer zur Windrichtung

Auf die Auswirkungen der Schwingen quer zur Windrichtung infolge von Wirbelablösungen (Vortex-Shedding) wird hier nicht eingegangen, da sie für gedrungene Hochhäuser mit weniger als 100m Höhe und vergleichsweise hoher Eigenfrequenz n_{1y} der Querschwingung selten maßgebend werden. Querschwingungen müssen untersucht werden, wenn für die mittlere Windgeschwindigkeit v_m gilt: $v_m \geq 1,25 \cdot v_{crit}$. Bei der kritischen Windgeschwindigkeit $v_{crit} = \frac{n_{1y} \cdot b}{St}$ kommt es infolge alternierender Wirbelablösungen zu Querschwingungen.

Schlankere Hochhäuser mit niedriger Eigenfrequenz n_{1y} und schmaler Anströmbreite b neigen zu Querschwingungen und sind diesbezüglich zu untersuchen.

2.2. Weitere Horizontallasten

Zu den Horizontallasten aus Wind sind die horizontalen Ersatzlasten zu addieren, die aus den ungewollten Schrägstellungen der Stützen und der aussteifenden Bauteile, wie z.B. eines Hochhauskerns, entstehen.

In Erdbebengebieten können die horizontalen Ersatzlasten aus Erdbebenwirkung größer als die Einwirkungen aus Wind werden. Sie sind damit bemessungsrelevant.

3. Aussteifungssysteme für Hochhäuser

Die Schnittgrößen aus den Horizontallasten werden durch das Aussteifungssystem des Hochhauses aufgenommen. Je nach verwendetem Material und Hochhaushöhe werden dazu unterschiedliche Systeme eingesetzt. Ein Hochhaus unter quasi-statischer Windlast kann sehr vereinfacht als ein Kragarm unter Gleichlast betrachtet werden. Die verschiedenen Möglichkeiten der Auflösung dieses Kragarms in ein Tragwerk aus Einzelbauteilen liefern die unterschiedlichen Aussteifungssysteme. Abbildung 4 zeigt die gebräuchlichsten Aussteifungssysteme und gibt einen (sehr!) groben Anhaltspunkt zur Anzahl der damit üblicherweise ausgeführten Stockwerke, bei einer Stockwerkshöhe von ca. 4m von OK-Fußboden zu OK-Fußboden. Die Abbildung bezieht sich auf Stahl- oder Stahlbeton-Hochhäuser. Für Bauweisen rein in Holz oder Holz-Hybridkonstruktionen sind diese Systeme ebenfalls sinnvoll, ausgenommen die Rahmenkonstruktionen, deren biegesteife Rahmenecken in Holz nur schwer ausführbar sind.

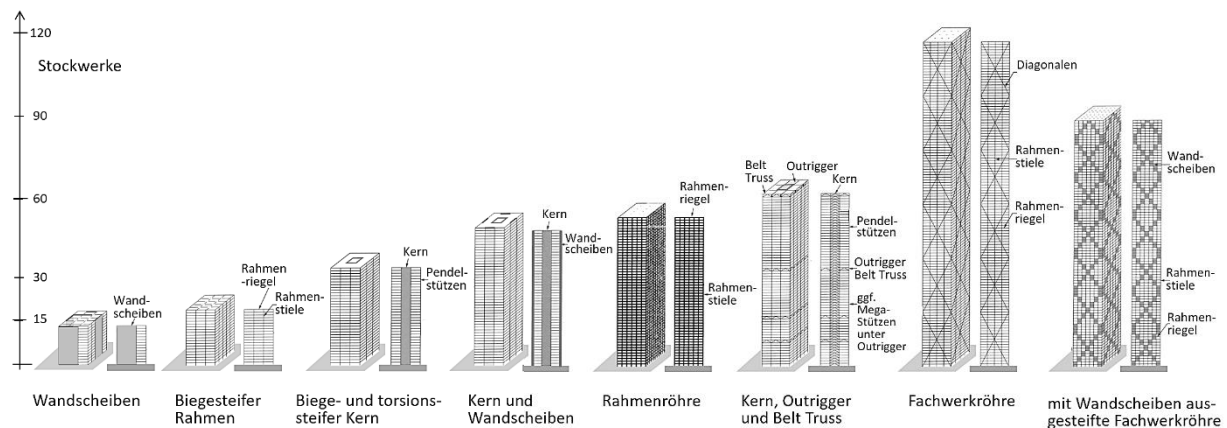


Abbildung 4: Gebräuchliche Aussteifungssysteme für Stahl und Stahlbetongebäude und zugehörige, sehr grobe Höhenangaben nach [2]

Im Holzbau werden Wohngebäude oft mit einer hohen Anzahl an Wandscheiben aussteift. Für Büros mit offenem Grundrissen und Spannweiten ab 8m bietet es sich jedoch an, die Wandscheiben zu einem Kern zusammenzufassen, der das Treppenhaus, die Aufzugs- und Versorgungsschächte und ggf. die Nassräume umschließt. Man erhält so eine biege- und torsionssteife Röhre, die möglichst zentral im Gebäude angeordnet ist. Dieses System erlaubt es, die Stützen als Pendelstützen auszuführen, die über die steife Deckenscheibe mit dem Kern verbunden sind (Abbildung 5 links). Die Ausführung des Kerns in Holz ist zwar prinzipiell denkbar, sinnvoller ist jedoch ein betonierter Kern. Bei gleicher Steifigkeit ist dessen Wandstärke geringer, spart damit vermietbare Fläche, ist kostengünstiger und unproblematisch im Brandfall. Die beschriebene Kern-Aussteifung kann zusätzlich durch Wandscheiben verstärkt werden. Diese sind am effizientesten, wenn sie in der Fassadenebene angeordnet werden.

Aussteifungssysteme mit Kern können zusätzlich mit Outriggern verstärkt werden. Outrigger verringern die Kopfverdrehung des Hochhauses, indem sie sich auf die Außenstützen abstützen. Dadurch werden die Verformungen und Momente im Kern reduziert (Abbildung 5 mitte). Mit einem Belt Truss können die Kräfte aus dem Outrigger zusätzlich auf mehrere Stützen verteilt werden (Abbildung 5 rechts). Outrigger-Konstruktionen laufen quer durchs Gebäude und behindern deshalb die Nutzung. Sie werden deshalb bevorzugt in den Technikgeschossen angeordnet.

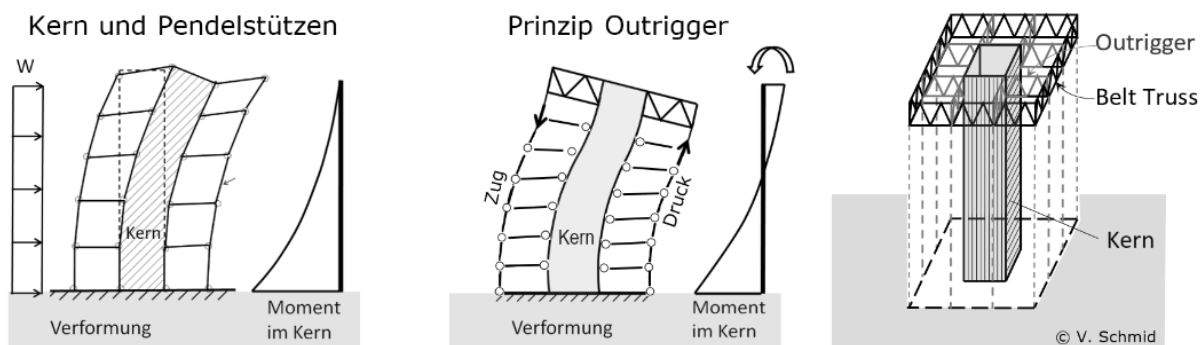


Abbildung 5: Aussteifung mit Kern (links); Kern und Outrigger (mitte); Outrigger und Belt Truss (rechts)

Die effizientesten Aussteifungskonstruktionen bilden in der Fassadenebene angeordnete Fachwerke, die räumlich zu einer Fachwerkröhre zusammengeschlossen werden (vgl. Abbildung 4 rechts). Die gleiche Wirkung kann dadurch erreicht werden, dass einzelne Wandscheiben diagonal über die Fassade angeordnet werden. Diese Systeme haben den geringsten Materialaufwand, beeinflussen aber stark die Architektur. Sie sind gut als Holzkonstruktionen ausführbar.

4. Bemessungskriterien für Aussteifungssysteme

4.1. Verformungskriterium

In vielen Ländern wird die maximale Horizontalverschiebung x der Hochhausspitze unter Windlast begrenzt. Eine ähnliche Funktion hat in Deutschland die Einhaltung der Labilitätszahl (Kapitel 4.2.). Einen guten Startwert für die Festlegung der Steifigkeit von Aussteifungskonstruktionen erhält man, wenn die Verschiebung unter Wind auf $1/500$ der Hochhaushöhe H begrenzt wird.

Die maßgebenden Verformungen an der Hochhausspitze werden dazu mit den, um den Faktor c_{s,c_d} erhöhten, Windlasten quasi-statisch errechnet.

Um den Einfluss dieses Kriteriums auf das Verhältnis von Hochhaushöhe und -steifigkeit zu demonstrieren, wird als grobe Näherung angenommen, dass sich der Winddruck w über die Höhe nicht ändert. Damit erhält man $x \approx \frac{w \cdot H^4}{8 EI} \leq \frac{H}{500}$

Die nach dem Verformungskriterium erforderliche Steifigkeit $erf EI_{Verf}$ ist demnach in etwa proportional zur dritten Potenz der Höhe:

$$erf EI_{Verf} \sim H^3 \quad (4)$$

Die mit der Höhe zunehmende Windlast bedeutet aber, dass in den Vergleichsrechnungen des Kapitel 6 eine Verdoppelung der Höhe nicht nur ein 8-faches sondern ein ca. 10-faches $erf EI_{Verf}$ erfordert.

4.2. Labilitätszahl

Aussteifungssysteme tragen Horizontal- und Vertikallasten. Sind sie schlank im Verhältnis zur Höhe des Hochhauses, wie z.B. bei Hochhauskernen, muss untersucht werden, ob die druckbeanspruchte Aussteifung nach Theorie II. Ordnung bemessen werden muss. Dazu dient der Labilitätsnachweis nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 5.18:

Für elastisch gerechnete Aussteifung ohne Fundamentverdrehung:

$$F_{V,Ed} \leq 0,62 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5)$$

$F_{V,Ed}$ Drucknormalkraft des gesamten Gebäudes im Gebrauchszustand ($\gamma_F = 1,0$)

L Höhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung

$E_{cd} I_c$ Bemessungssteifigkeit der Aussteifung, z.B. Hochhauskern. Für Beton: $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$

Für andere Werkstoffe kann statt $\sum E_{cd} I_c$ die Ersatzsteifigkeit EI_{ers}

nach Kapitel 5 eingesetzt werden

n_s Anzahl der Stockwerke

Ist die o.a. Ungleichung (5) eingehalten, kann auf die aufwändige Berechnung nach Theorie II. Ordnung verzichtet werden.

Verbleibt die Aussteifung unter Eigengewicht und Windlast nicht im elastischen Zustand, sondern ergeben sich z.B. Risse im Beton, müssen die $\Sigma E_{cd} I_c$ -Werte reduziert werden. So wird im Stahlbetonbau die Steifigkeit $\Sigma E_{cd} I_c$ bei Rissen im Betonkern vereinfacht auf 50% reduziert. Bei anderen Werkstoffen müssen die zusätzlichen Verformungsanteile wie Schubverformungen und Verbindungsmittelschlupf über das EI_{ers} nach Kapitel 5 berücksichtigt werden.

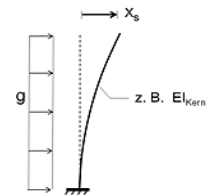
Die nach der Labilitätszahl erforderliche Steifigkeit $erf EI_{Lab}$ ist demnach in etwa proportional zur die Masse m_l [kg] pro Meter Hochhaushöhe und der dritten Potenz der Höhe:

$$erf EI_{Lab} \sim m_l \cdot H^3 \quad (6)$$

4.3. Überprüfung der Schwingungsanfälligkeit

Für nicht schwingungsanfällige Gebäude dürfen die Windbeanspruchungen mit dem einfachen Verfahren aus Abschnitt NA.B.3 der DIN EN 1991-1-4, berechnet werden. Ansonsten muss ein genauer Nachweis nach Anhang B.2 und NA.C geführt werden. Hochhäuser gelten als nicht schwingungsanfällig, wenn die folgende Gleichung (7) nach DIN EN 1991-1-4, Gl. NA.C.6 eingehalten ist:

$$\frac{x_s}{h} \leq \frac{\delta}{\left(\sqrt{\frac{h_{ref}}{h} \cdot \frac{h+b}{b}} + 0,125 \sqrt{\frac{h}{h_{ref}}} \right)^2} \quad (7)$$



- mit: x_s : Kopfpunktverschiebung in Windrichtung unter Eigenlast g , wobei die Eigenlast g horizontal wirkend angenommen wird, statt vertikal !
 b, h : Breite, Höhe (auch H) des Bauwerks in m
 h_{ref} Referenzhöhe $h_{ref} = 25 m$
 δ : logarithmisches Dämpfungsdekrement nach DIN EN 1991-1-4 Anhang F.5. Für Hochhäuser wird die aerodynamische Dämpfung meist vernachlässigt. Ohne zusätzliche Schwingungsdämpfer entspricht δ der Strukturdämpfung δ_s , z.B. nach Tab F.2 im Anhang F.5 der DIN EN1991-1-4 (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**)

Tabelle F.2 — Näherungswerte für das logarithmische Dämpfungsdekrement δ_s von Bauwerken für die Grundswingungsform

Bauwerkstyp		Bauwerksdämpfung δ_s
Gebäude in Stahlbetonbauweise		0,10
Gebäude in Stahlbauweise		0,05
Gebäude in gemischter Bauweise (Stahl und Beton)		0,08
Verbundbrücken		0,04
Massivbrücken	vorgespannt ohne Risse	0,04
	mit Rissen	0,10
Holzbrücken		0,06 bis 0,12

Abbildung 6: Auszug aus Tabelle F.2, DIN EN 1991-1-4, Anhang F: Struktur- dämpfung δ_s

Die für nicht schwingungsanfällige Bauwerke erforderliche Steifigkeit $erf EI_{Schwing}$ ist proportional zur Masse m_l pro Meter, zu H^2 und umgekehrt proportional zur Dämpfung δ :

$$erf EI_{Schwing} \sim \frac{m_l \cdot h^2}{\delta} \quad (8)$$

Ist das Hochhaus schwingungsanfällig, was sehr oft der Fall ist, müssen die Windlasten und Verformungen unter Berücksichtigung des Strukturbeiwertes c_{scd} berechnet werden.

Anders als für die Dämpfung von Holzdecken, die in DIN EN 1995 mit dem modalen Dämpfungsgrad ζ beschrieben werden, benutzt DIN EN 1991-1-4 für Hochhäuser das logarithmische Dämpfungsdekrement δ . Für die hier auftretenden kleinen Dämpfungen gilt: $\delta = 2\pi \cdot \zeta$. Die Bestimmung einer wirklichkeitsnahen Dämpfung ist schwierig. Messungen an ausgeführten Bauwerken zeigen eine enorme Streuung und weisen auf eine Abnahme der Dämpfung mit der Bauwerkshöhe hin (Abbildung 7 aus [3] mit Ergänzung der δ -Werte).

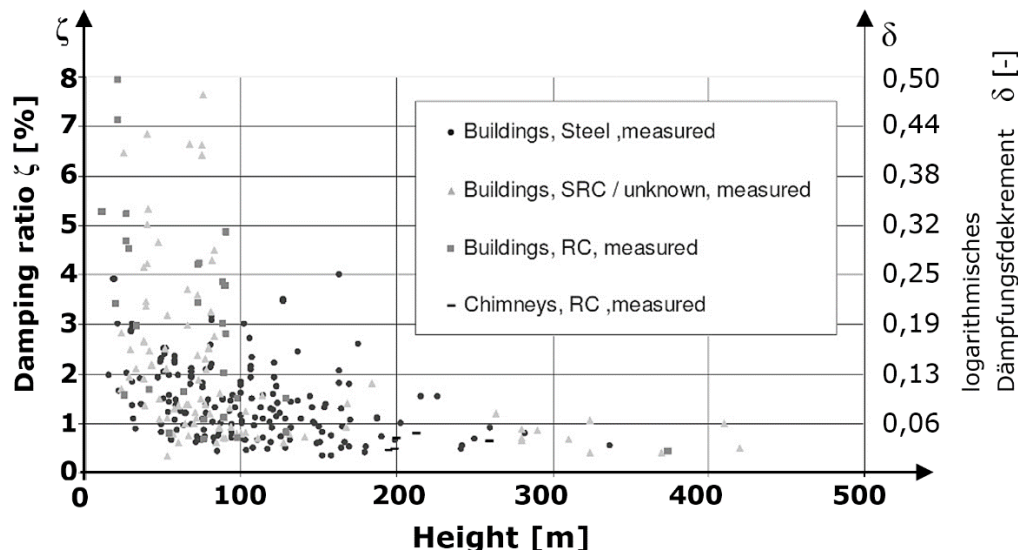


Abbildung 7: Gemessene Dämpfungen von ausgeführten Bauwerken, als ζ und als δ -Werte für Stahl, Stahlverbund und Stahlbeton-Hochhäuser. Nach Smith and Wilford 2008 [3]

4.4. Beschleunigungskriterium

Ist das Hochhaus schwingungsanfällig müssen die Windlasten und Verformungen unter Berücksichtigung des Strukturbeiwertes $c_s c_d$ berechnet werden. Außerdem ist nachzuweisen, dass die horizontalen Beschleunigungen infolge der resonanten Windböen für die Nutzer tolerierbar sind. Dabei ist zu beachten, dass die Akzeptanz von Beschleunigungswerten unmittelbar von der Frequenz der Beschleunigung abhängt. Bei Hochhäusern ist das die Eigenfrequenz des Gebäudes. Sehr häufig werden die Beschleunigungen für die Bemessung des Aussteifungssystems maßgebend.

Die Beschleunigungen nach DIN EN 1991-1-4 werden als maximale Beschleunigungen (peak acceleration) errechnet und müssen dementsprechend auch mit den Grenzwerten für Maximalbeschleunigungen verglichen werden. Häufig findet man in der Literatur Angaben zur Beschleunigung als rms-Wert (root mean square). Damit wird ein Mittelwert über einen bestimmten Zeitraum definiert - genauer als die Wurzel aus den Mittelwerten der Quadrate der Beschleunigungen, damit sich die positiven und negativen Werte nicht gegenseitig aufheben.

Den prinzipiellen Zusammenhang zwischen akzeptabler Maximalbeschleunigung und Frequenz zeigt Fig. D1 aus ISO 10137 (2007) (Abbildung 8, links) [4], allerdings für eine Wiederkehrperiode des Bemessungswindes von nur einem Jahr. Melbourne und Palmer (1992) schlagen Maximalbeschleunigungen für unterschiedliche Wiederkehrperioden R vor (Abbildung 8 rechts) [5]. Dass bei langen Wiederkehrperioden größere Beschleunigungen akzeptiert werden als bei einer Wiederkehrperiode von 5 Jahren, beschreibt er mit folgender Verhältniszahl:

$$\frac{\text{akzeptierte Beschleunigung bei Wiederkehrperiode von } R \text{ Jahren}}{\text{akzeptierte Beschleunigung bei Wiederkehrperiode von 5 Jahren}} = \left(0,68 + \frac{\ln R}{5}\right) \quad (9)$$

Diese Formel sieht er für die Zeiträume $0,5 < R < 10$ [Jahre] als gesichert an.

Figure D.1 — Evaluation curves for wind-induced vibrations in buildings in a horizontal (x, y) direction for a one-year return period

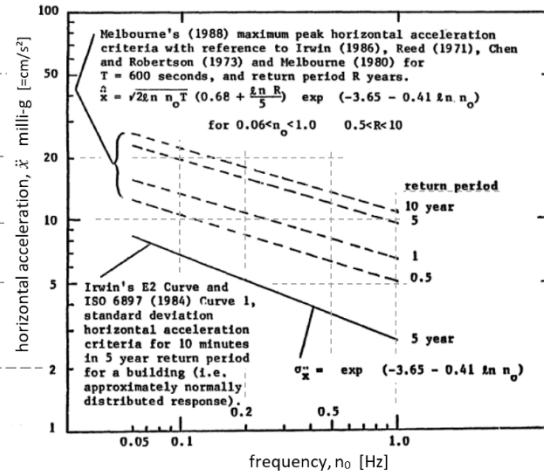
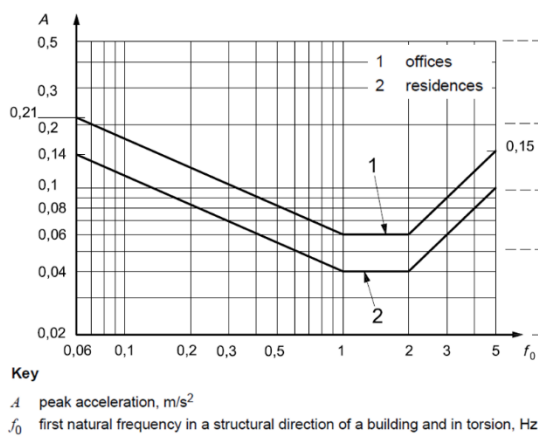


Abbildung 8: akzeptable Horizontalbeschleunigungen für unterschiedliche Nutzungen und Wiederkehrperioden links: ISO 10137 (2007) [4]: Wiederkehrperiode von einem Jahr rechts: Melbourne W.H and Palmer T.R. [5]: Wiederkehrperioden 0,5 bis 10 Jahre

Melbourne (1998) [6] zitiert Isyumovs Vorschlag, der die akzeptablen Beschleunigungswerte für unterschiedliche Nutzungen und eine 1 jährige sowie 10 jährige Wiederkehrperiode in einer Tabelle zusammenfasst (s. Abbildung 9). Die Beschleunigungen der Tabelle müssen für den 1-Jahreswind und den 10-Jahreswind eingehalten werden. DIN EN 1991-1-4 bezieht die Bemessungswindgeschwindigkeit allerdings auf den 50-Jahreswind. Die zulässigen 10-Jahres-Werte in Abbildung 9 könnten ggf. also rechnerisch noch etwas erhöht werden, z.B. analog zu Gleichung (9).

Wiederkehrperiode	Wohnen	Büro
10 Jahres-Wind:	0,10 – 0,15 $\frac{m}{sec^2}$	0,20 – 0,25 $\frac{m}{sec^2}$
1 Jahres-Wind	0,05 – 0,07 $\frac{m}{sec^2}$	0,09 – 0,12 $\frac{m}{sec^2}$

Abbildung 9: Vorschlag für zulässige Beschleunigungen für Wohngebäude und Büros nach Isyumov, zitiert in Melbourne (1998)

Neuere Untersuchungen veranlasst durch den CTBUH [7], kommen zu dem Schluss, dass für die Nutzer die Horizontalbeschleunigungen bei einer Wiederkehrperiode von einem Jahr maßgebend sind. Dazu müssen die maximalen Beschleunigungen für den 1-Jahres Wind berechnet werden, anders als die DIN EN 1991-1-4, deren Werte auf dem 50-Jahreswind beruhen.

4.4.1. Berechnung der Beschleunigung

Die Formel zur Berechnung der maximalen Beschleunigung nach DIN EN 1991-1-4 lautet:

$$\max a_x(z) = k_p \cdot \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{l,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \Phi_{l,x}(z) \quad (10)$$

Dabei beschreibt der Term, $k_p \cdot c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)$ [N/m] den Maximalwert des zu Schwingungen führenden veränderlichen Böenwinddrucks.

Dessen Auswirkungen auf das Bauwerk hängen von der Geschwindigkeit derjenigen Böen ab, die in Resonanz mit der Eigenfrequenz $n_{1,x}$ des Bauwerks auftreten. Außerdem von der Wurzel der Dämpfung δ . Diese Abhängigkeit von δ und $n_{1,x}$ wird durch R [] ausgedrückt.

$m_{l,x}$ [kg/m] ist die äquivalente Masse des Hochhauses pro Meter Hochhaushöhe. Sie darf vereinfacht als Mittelwert der Massenverteilung im oberen Drittel des Hochhauses angenommen werden.

$K_x \cdot \Phi_{l,x}(z)$ [-] beschreibt die Veränderung der Beschleunigungen über die Gebäudehöhe. Damit können die Beschleunigungen in den unterschiedlichen Stockwerken berechnet werden.

Die mit Gl. (10) errechneten Werte sind mit den zulässigen Beschleunigungen aus Kapitel 4.4 zu vergleichen.

Etwas vereinfacht dargestellt ist die Beschleunigung damit umgekehrt proportional zur Masse m_l pro Meter Hochhaushöhe und der Wurzel seiner Dämpfung. Lamp (2013) leitet aus Messungen eine Formel ab, nach der die Beschleunigung a umgekehrt proportional zur Eigenfrequenz und der Masse pro Meter m_l ist [7]. Zusammenfassend ist damit die Beschleunigung a proportional zu $1/(m_l \cdot n_{1x} \cdot \sqrt{\delta})$. Die Eigenfrequenz eines Hochhauses ist wiederum proportional zu $\sqrt{EI_{ers}/m_l}$. Eingesetzt ergibt sich eine Proportionalität, mit deren Hilfe der entwerfende Tragwerksplaner die Einflüsse der Gebäudemasse pro Meter m_l [kg/m], der Ersatzbiegesteifigkeit des Gebäudes EI_{ers} (s. Kapitel 5) und der Dämpfung δ auf die Beschleunigungen a grob abschätzen kann:

$$a \sim \frac{1}{\sqrt{m_l} \cdot \sqrt{EI_{ers}} \cdot \sqrt{\delta}} \quad (11)$$

Aus Gl. (11) folgt, dass bei einer Halbierung der Gebäudemasse die Beschleunigungen um etwa $\sqrt{2}$ zunehmen. Muss umgekehrt im Tragwerksentwurf die Beschleunigung halbiert werden, kann entweder die Steifigkeit oder die Masse vervierfacht werden, oder beide werden gleichzeitig verdoppelt.

Reicht die Strukturdämpfung δ_s des Gebäudes (i.d.R. zwischen 0,05 und 0,1) nicht aus, müssen ggf. zusätzliche Schwingungstilger angeordnet werden. Deren Dämpfung δ_d darf zu δ_s addiert werden, so dass $\delta = \delta_s + \delta_d$. Durch zusätzlich Dämpfer kann die Gesamtdämpfung δ durchaus verdoppelt oder verdreifacht werden. Dadurch reduziert sich die Beschleunigung um ca. 30% bis 40% [9].

Die laut Norm zusätzlich ansetzbare aerodynamische Dämpfung ist bei Hochhäusern i.d.R. vernachlässigbar klein.

5. Ersatzsteifigkeit EI_{ers}

Die oben vorgestellte (Vor-)Bemessung der Aussteifungssysteme beruht auf einer Ersatzsteifigkeit EI_{ers} [MNm²]. Dabei handelt es sich um die Ersatzbiegesteifigkeit des Aussteifungssystems, z.B. eines Hohlkastens, mit der die Biegeverformungen und die Schubverformungen gleichermaßen berücksichtigt werden. Ebenso berücksichtigt EI_{ers} die Auswirkungen von Wandöffnungen und Schlupf der Verbindungsmittel (Abbildung 10).

EI_{ers} kann bestimmt werden, indem das Aussteifungssystem, z.B. ein Kern, in der FE-Rechnung inklusive der Verbindungssteifigkeiten und der Schubsteifigkeit modelliert wird. Entlang des Hochhauses wird dann die Einheitsgleichlast $\bar{1}$ aufgebracht und die zugehörige Gesamtverschiebung $x_{ers,\bar{1}}$ [m] errechnet.

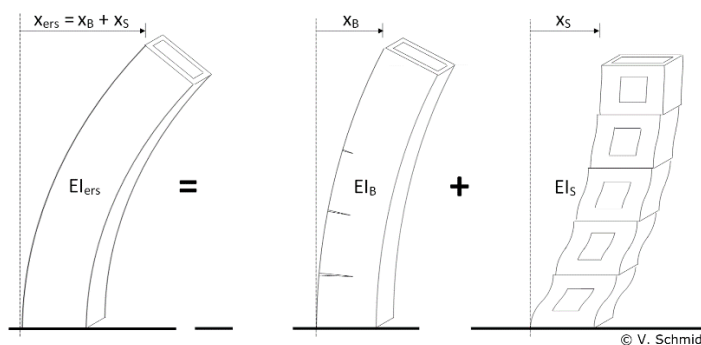


Abbildung 10: Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} und Verformung x_{ers} , errechnet aus der Biegeverformung x_B und der Schubverformung x_s , beide ermittelt unter Berücksichtigung von Fugenöffnungen, Schlupf und Rissbildung

EI_{ers} [MNm²] ergibt ist damit zu:

$$EI_{ers} = \frac{\bar{1} \cdot H^4}{8 \cdot x_{ers,\bar{1}}} \quad (12)$$

Damit lassen sich die in Kapitel 4 geforderten Nachweise durchführen.

Der Einfluss von Wandöffnungen, wie z.B. Türen, auf die Steifigkeit EI_{Ers} einer einzelnen, rissfreien Betonwandscheibe, kann näherungsweise mit dem Verfahren von König und Liphardt [10] abgeschätzt werden (Beton-Kalender 2003).

Das Beispiel einer 6,00m langen, 26,60m hohen und 25cm breiten, durchgehenden Stahlbetonwand hat eine Biegesteifigkeit von $E_c \cdot I = E_c \cdot 4,5\text{m}^4$. Mit den Öffnungen ergibt sich eine Ersatzbiegesteifigkeit von $E_c \cdot I_{\text{Ers}} = E_c \cdot 3,78\text{m}^4$. Die Steifigkeit der 25cm dicken, perforierten Wand entspricht demnach einer durchgehenden unperforierten Wand mit der Ersatzwandstärke $d_{\text{Ers}} = \frac{I_{\text{Ers}}}{I} = 21\text{cm}$.

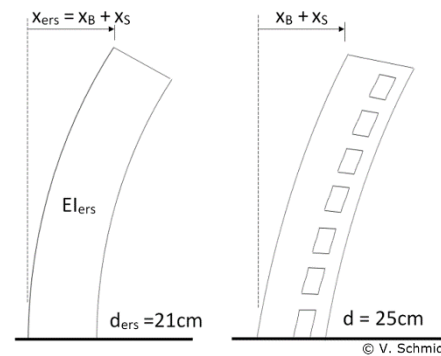


Abbildung 11: Ersatzwanddicke d_{Ers} für eine Stahlbetonwand

6. Aussteifungen für Hochhäuser in Holz, Beton und Holzhybrid-Bauweise

6.1. Vergleich der Materialsteifigkeiten am Beispiel einer Wand

Die Materialwahl für die Aussteifung wird von der Materialfestigkeit und vor allem von der Materialsteifigkeit bestimmt. Im Folgenden werden dazu Brettsperrholz- und Betonwandscheiben verglichen sowie Wandscheiben als Holzfachwerke. Die Scheiben werden mit Elastizitäts- und Schubmodul modelliert sowie für die Holzscheibe die Verbindungssteifigkeit in jedem Stockwerk. Die Verbindungen sind so ausgelegt, dass sie 75% der Tragfähigkeit der Holzplatte aufnehmen können.

Verglichen werden die Ersatzsteifigkeiten EI_{Ers} der BSP-Wand und der Betonwand. Die Wände sind jeweils 8m lang und 40m bzw. 80m hoch. Die zugehörigen Wanddicken betragen $d=120\text{mm}$ und $d=480\text{mm}$. Diese Konfiguration wird für dieses Beispiel, anders als in der Praxis, über die Höhe H konstant gehalten. Als vergleichsweise willkürliche Last werden $p=5,5\text{ kN/m}$ als Gleichlast über die Wandhöhe aufgebracht und die zugehörige Verschiebungen x_p errechnet. Vereinfachend werden keine Vertikalkräfte auf die Wand angesetzt.

Allgemein ergibt sich für einen Kragarm unter einer gegebenen Gleichstreckenlast p und der daraus resultierende Verformung x_p eine Ersatzsteifigkeit EI_{Ers} zu:

$$EI_{\text{Ers}} = \frac{p \cdot H^4}{8 \cdot x_p} \quad (13)$$

Abbildung 12 fasst die Ergebnisse zusammen. Die Verformungen setzen sich aus den Biegeverformungen und den Schubverformungen zusammen, wobei der Schubverformungsanteil bei Holz prozentual größer ist als bei Betonkonstruktionen. Da der Schubanteil mit zunehmender Höhe geringer wird, verringert sich auch mit zunehmender Höhe das Verhältnis der Ersatz-Betonsteifigkeiten $EI_{\text{Ers,Beton}}$ zur Ersatz-Holzsteifigkeit $EI_{\text{Ers,BSP}}$. Im Beispiel aus Abbildung 12 ist die Betonwand mit 40m Höhe 4,9 mal steifer als die Holzwand. Bei 80m Wandhöhe beträgt das Verhältnis nur noch 4,4.

Das bedeutet, dass eine Aussteifungskonstruktion aus Brettsperrholz die 4,9 bis 4,4 fache Materialmenge (in m^3) einer Betonkonstruktion erfordert, um die gleiche Ersatzsteifigkeit EI_{Ers} zu erreichen.

Der Vergleich zwischen einer BSP-Wand und einem Holzfachwerk mit jeweils gleicher Ersatzsteifigkeit zeigt, dass ein Holzfachwerk nur ca. 50% der Holzmenge einer BSP-Wand benötigt (Abbildung 12).

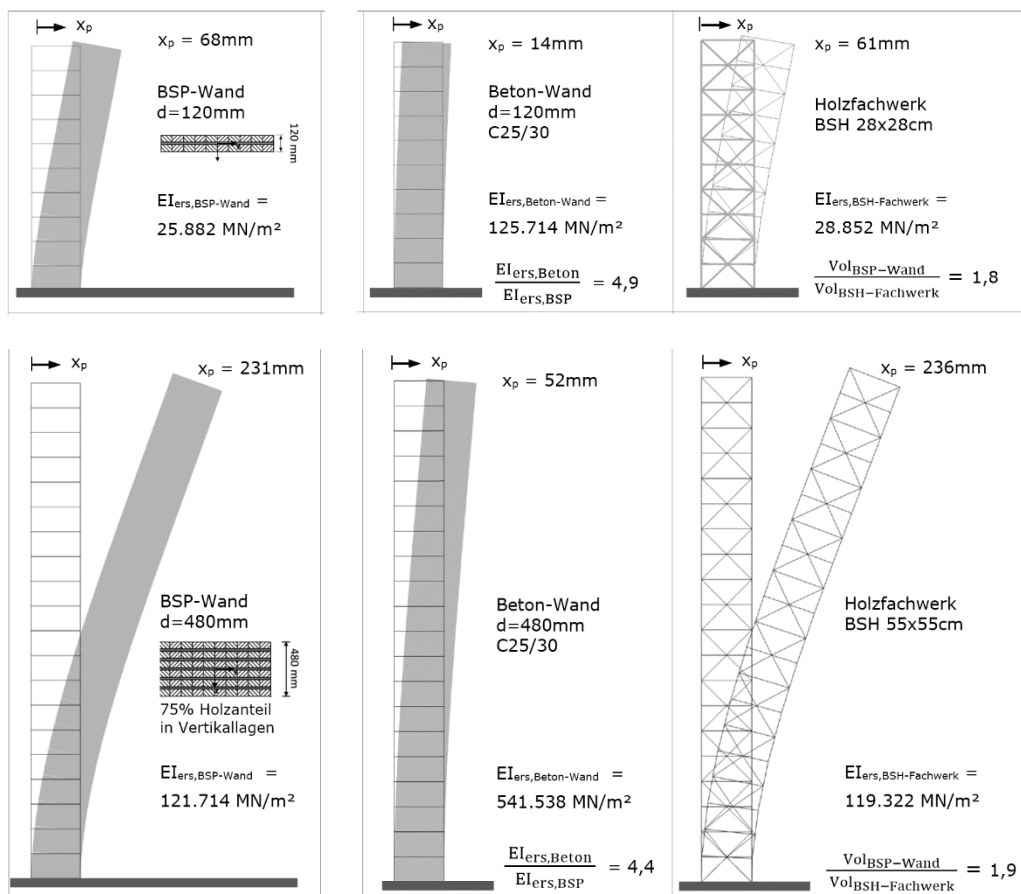


Abbildung 12: Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} und Verformung x_p , für BSP- und Betonwände gleicher Dicke und BSH-Fachwerk. Wandbreite 8 m, Wandhöhe $H=40$ m und $H=80$ m

6.2. Einfluss von Masse und Dämpfung auf die erforderliche Ersatzsteifigkeit EI_{ers} der Aussteifungskonstruktion

Im Folgenden wird untersucht, wie sich die Kriterien aus Kapitel 4 auf die erforderliche Ersatzsteifigkeit $erf EI_{ers}$ der Aussteifungskonstruktionen von Hochhäusern auswirken. Die gewählten Hochhäuser haben einen quadratischen Grundriss mit 32m Seitenlänge und Höhen von 40m, 80m, 120m, 160m und 200m. Damit ergeben sich typische Bürohochhäuser mit einem 16mx16m großen Kern in der Mitte und 8m stützenfrei zwischen Kern und der Fassade spannenden Decken. Vereinfachend werden die Kernabmessungen und die Masse pro Meter über die ganze Gebäudehöhe konstant angenommen.

Es werden Hochhäuser in Beton-, Holzhybrid- und Holzbauweise untersucht. Entscheidend für die folgende Betrachtung sind die unterschiedlichen Massen der Konstruktionsarten. Sie werden als Masse pro Volumen angegeben und grob vereinfacht mit $m_0=450\text{kg/m}^3$ für Beton, 300 kg/m^3 für Holzhybrid und 230 kg/m^3 für ein Holzhochhaus angesetzt. Zusätzlich wird der Einfluss der Dämpfung untersucht, mit den logarithmischen Dämpfungen von $\delta=0,05$ und $\delta=0,10$.

6.2.1. Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeiten für das Verformungskriterium

Die Auswertung in Abbildung 13 a) zeigt zunächst die erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit $erf EI_{ers,Wind,stat}$ zur Verformungskontrolle ($H/500$) unter «statischer» Windlast. Diese darf für nichtschwingungsanfällige Konstruktionen angesetzt werden. Die «statische» Windlast kann direkt berechnet werden und ist für Hochhäuser mit gleicher Höhe identisch. Damit ist auch $EI_{ers,Wind,stat}$ für alle Hochhäuser gleicher Höhe identisch.

Anders die Steifigkeiten $erf EI_{ers,Wind,dyn}$ für die schwingungsanfällige Konstruktionen. Diese Steifigkeiten müssen iterativ ermittelt werden, da die Hochhaussteifigkeit auch in die Ermittlung der dynamisch überhöhten, $c_s c_d$ -fachen Windlasten eingeht.

Die dynamischen Windlasten hängen u.a. von der ersten Eigenfrequenz n_1 des Gebäudes und seiner Dämpfung ab. n_1 wird von der Höhe H bestimmt sowie von der Masse pro Meter Hochhaushöhe m_l und der Steifigkeit EI_{Ers} :

$$n_1 = \frac{1}{\pi \cdot H^2} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot EI_{\text{Ers}}}{m_l}} \quad (13)$$

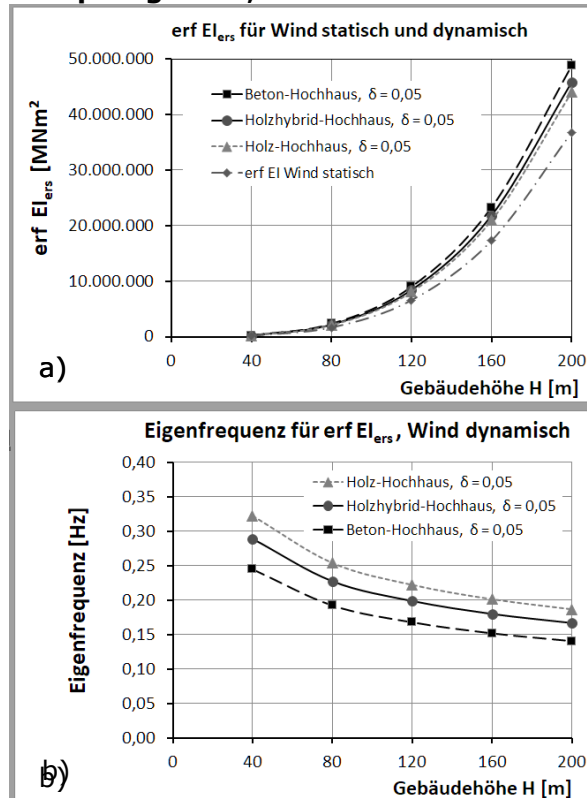
Damit ergeben sich die Eigenfrequenzen von Abbildung 13 b) und in der Folge die Ersatzsteifigkeiten nach Abbildung 13 a). Die schweren Betonhochhäuser haben die geringste Eigenfrequenz n_1 und benötigen die höchsten Ersatzsteifigkeiten $\text{erf } EI_{\text{Ers,Wind,dyn}}$ zur Erfüllung des Verformungskriteriums $H/500$. Grund ist die größere dynamische Windlast für Gebäude mit niedriger Eigenfrequenz: Die Böenwindgeschwindigkeit der mit n_1 resonanten Böen nimmt mit geringer werdender Böenfrequenz zu. Deshalb erfahren schwere Gebäude höhere dynamische Windlasten als leichte Gebäude. Um das Verformungskriterium $H/500$ zu erfüllen, benötigen sie deshalb etwas höhere Ersatzbiegesteifigkeiten $\text{erf } EI_{\text{Ers,Wind,dyn}}$ als die leichteren Holzgebäude.

Am wichtigsten für $\text{erf } EI_{\text{Ers,Wind,dyn}}$ ist die Dämpfung. Mit zunehmender Dämpfung reduziert sich der Vergrößerungsfaktor c_d für die resonanten Böen und damit der Winddruck. Die erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit nimmt deshalb mit größer werdender Dämpfung ab. Die notwendige Ersatzbiegesteifigkeit reduziert sich dadurch und in der Folge verringert sich die Eigenfrequenz n_1 .

6.2.2. Beschleunigungen

Mit der nun bekannten Ersatzbiegesteifigkeit $\text{erf } EI_{\text{Ers,Wind,dyn}}$ aus dem $H/500$ -Kriterium, der Masse und der Dämpfung lassen sich mit Gl. 10 die Beschleunigungen a an der Hochhausspitze errechnen (Abbildung 14). Diese sind für die Nutzer besonders kritisch und bestimmen letztlich den Entwurf der Hochhauskonstruktion. Beispielsweise werden in Abbildung 9 für ein Wohngebäude nur zwischen 10 und 15 m/s^2 unter dem 10-Jahreswind als akzeptabel betrachtet.

Dämpfung $\delta = 0,05$



Dämpfung $\delta = 0,10$

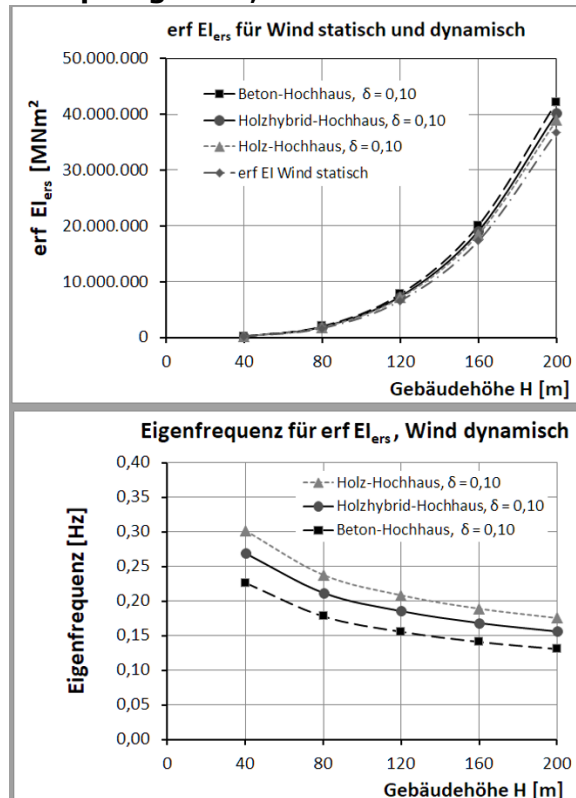
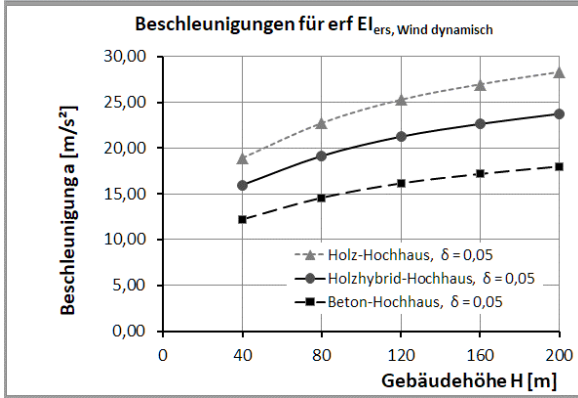


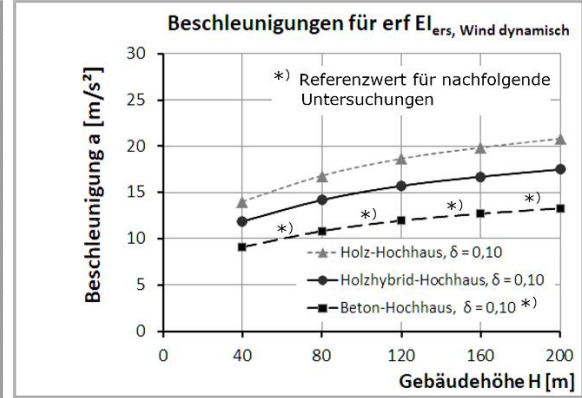
Abbildung 13: a) Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit $\text{erf } EI_{\text{Ers,Wind}}$ $[\text{MNm}^2]$ zur Einhaltung der zul. Auslenkung $H/500$ unter statischer Windlast und dynamisch vergrößerter, $c_s c_d$ -facher Windlast

b) Eigenfrequenzen a $[\text{Hz}]$ der Gebäude, gerechnet mit der Steifigkeit $\text{erf } EI_{\text{Ers,Wind,dyn}}$ der Aussteifungskonstruktion aus dem Verformungskriterium für dynamische Windlasten.

Dämpfung $\delta = 0,05$

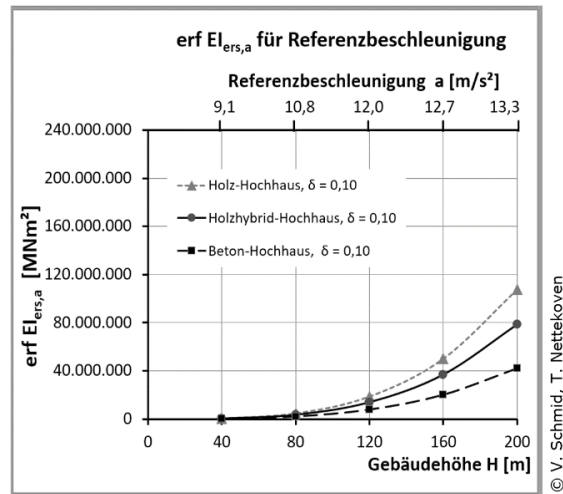
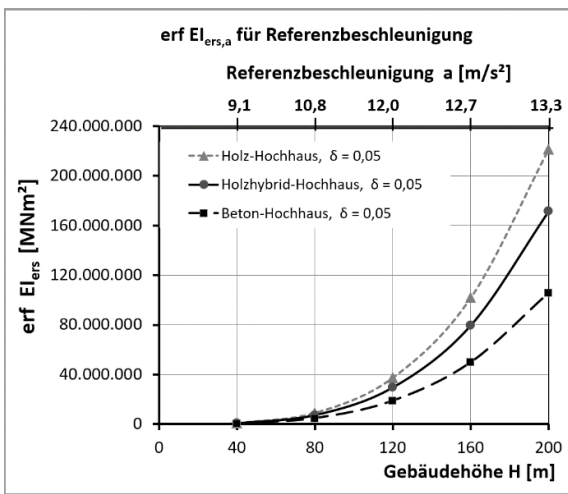


Dämpfung $\delta = 0,10$



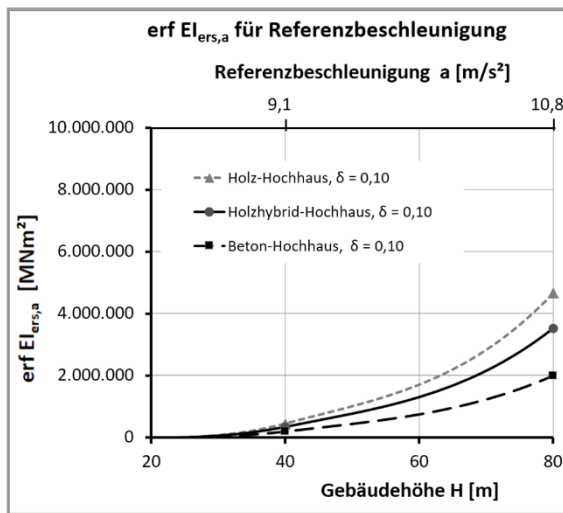
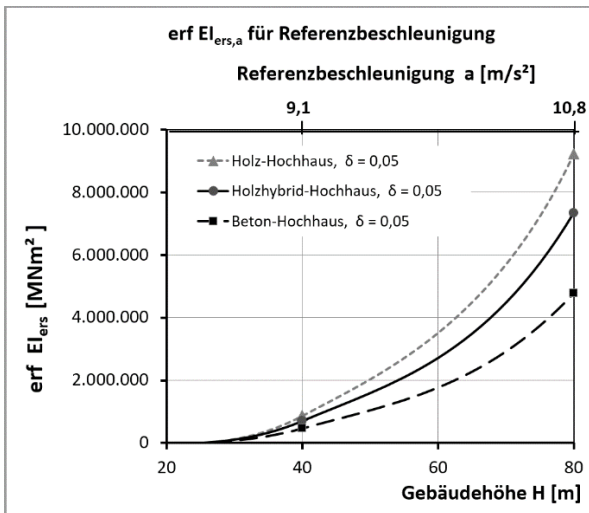
© V. Schmid, T. Nettekoven

Abbildung 14 Beschleunigungen a [m/s²] für unterschiedliche Materialien, Hochhaushöhen und Dämpfungen. Die zu Grunde liegenden Ersatzbiegesteifigkeiten $EI_{ers, Wind, dyn}$ erfüllen das Verformungskriterium $H/500$ für dynamische Windlasten



© V. Schmid, T. Nettekoven

Abbildung 15 Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeiten $EI_{ers,a}$ zur Erfüllung des Beschleunigungskriteriums. Als Referenzkriterium werden für alle Hochhäuser die Beschleunigungen des Betonhochhauses bei einer Dämpfung von $\delta = 0,10$ als akzeptabel angesetzt.



© V. Schmid, T. Nettekoven

Abbildung 16 Ausschnitt aus Abbildung 15 für Hochhaushöhen bis 80 m: Erforderliche horizontale Ersatzsteifigkeiten $EI_{ers,a}$ zur Erfüllung des Beschleunigungskriteriums.

Das kann mit den zunächst bestimmten Ersatzsteifigkeiten $erf EI_{ers, Wind, dyn}$ nur vom Betonhochhaus erfüllt werden und auch nur mit einer hoch angesetzten Dämpfung von $\delta = 0,10$.

Je leichter und höher das Gebäude und je geringer die Dämpfung, desto höher sind die Beschleunigungen des Gebäudes. Für den Entwurf und die Bemessung der Aussteifungskonstruktion hoher Gebäude ist deshalb das Beschleunigungskriterium maßgebend.

6.2.3. Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit für das Beschleunigungskriterium

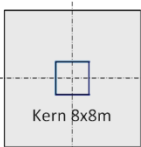
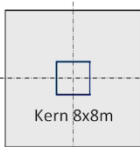
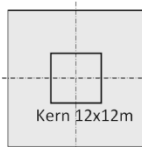
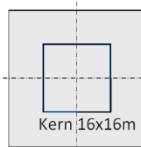
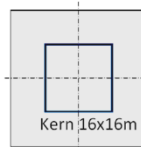
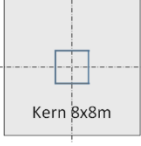
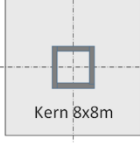
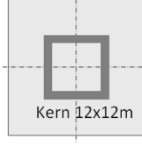
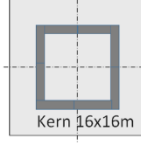
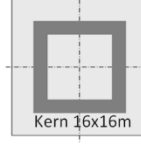
Im Folgenden soll der prinzipielle Einfluss des Beschleunigungskriteriums auf die unterschiedlichen Hochhaustypen möglichst einfach dargestellt werden. Dazu werden die erforderlichen Ersatzsteifigkeiten $erf EI_{ers,a}$ zur Erfüllung des Beschleunigungskriteriums bestimmt. Vereinfacht werden die Beschleunigungen des Betonhochhauses mit der Dämpfung $\delta=0,10$ als akzeptable Werte und damit als Referenzwerte angenommen.

Die Hochhaussteifigkeiten werden nun so angepasst, dass alle Hochhäuser mit gleicher Höhe die gleiche Referenzbeschleunigung erfahren. Damit sind alle Konstruktionstypen vergleichbar, unabhängig davon, welche Beschleunigungswerte in Realität tatsächlich akzeptiert werden. Dass mit sinkender Eigenfrequenz höhere Beschleunigungswerte akzeptabel sind (vgl. Abbildung 8), wird damit ebenfalls näherungsweise berücksichtigt.

Die Auswertung des Beschleunigungskriteriums für Gebäude mit 32m x 32m Grundfläche erfolgt in Abbildung 15. Sie zeigt die erforderliche Ersatzsteifigkeit des Aussteifungssystems für unterschiedliche Hochhaustypen und für Dämpfungen von $\delta=0,05$ und $\delta=0,10$. Abbildung 16 ist eine Vergrößerung des Bereichs von 20m bis 80m Hochhausthöhe aus Abbildung 15. Die Auswertung zeigt die bereits in Gl. 11 beschriebene Abhängigkeit der Beschleunigung von der Steifigkeit, Masse und Dämpfung. Im Beispiel hat das Holzhochhaus die halbe Masse eines Betonhochhauses. Die Aussteifung des Holzhochhauses muss deshalb ca. doppelte so steif ausgeführt werden wie beim Betonhochhaus, wenn beide die gleiche Dämpfung besitzen.

6.2.4. Abmessungen des Kerns zur Erfüllung von $erf EI_{ers,a}$

Für die praktische Ausführung der Aussteifungskonstruktion ist gleichzeitig zu berücksichtigen, dass die Steifigkeit einer BSP-Wand nur in etwa 1/4,5 der einer gleich breiten Betonwand beträgt (s. Kapitel 6.1). Die Holz aussteifung eines Holzhochhauses benötigt damit ca. die 9-fache Menge an Holz, verglichen mit der Betonmenge im Betonhochhaus. Wird das Gebäude nur durch den Hochhauskern ausgesteift, lässt sich das direkt über die erforderliche Ersatz-Wanddicke des Kerns darstellen (s. Abbildung 17).

	H = 40m	H = 80m	H = 120m	H = 160m	H = 200m
Beton-Hochhaus	Beton-Hochhaus, H = 40 m Beton Kern 8 x 8m, d = 0,02m  Kern 8x8m	Beton-Hochhaus, H = 80 m Beton Kern 8 x 8m, d = 0,18m  Kern 8x8m	Beton-Hochhaus, H = 120 m Beton Kern 12 x 12m, d = 0,21m  Kern 12x12m	Beton-Hochhaus, H = 160 m Beton Kern 15 x 16 m, d = 0,23m  Kern 16x16m	Beton-Hochhaus, H = 200 m Beton Kern 16 x 16m, d = 0,46m  Kern 16x16m
Holz-Hochhaus	Holz-Hochhaus, H = 40 m Beton Kern 8 x 8m, d = 0,18 m  Kern 8x8m	Holz-Hochhaus, H = 80 m Beton Kern 8 x 8m, d = 1,26 m  Kern 8x8m	Holz-Hochhaus, H = 120 m Beton Kern 12 x 12m, d = 1,61 m  Kern 12x12m	Holz-Hochhaus, H = 160 m Beton Kern 16 x 16m, d = 1,90  Kern 16x16m	Holz-Hochhaus, H = 200 m Beton Kern 16 x 16m, d = 3,22m  Kern 16x16m

© V. Schmid, T. Nettekoven

Abbildung 17: Erforderlich Kern-Wanddicken für Beton- und Holzhochhäuser mit der gleichen Beschleunigung

Die Beton- und Holzhybrid-Hochhäuser werden mit einem Betonkern ausgesteift, während für den Kern des Holzhochhauses Brettsperrholz verwendet wird. Im Beispiel wird als Dämpfung $\delta=0,10$ angesetzt. In der vorliegenden Betrachtung wird vereinfacht vom Ebenbleiben der Kernquerschnitte ausgegangen, ohne Berücksichtigung des ungünstigen shear-lag Effekts.

Auch berücksichtigen die angegebenen Ersatz-Wanddicken noch nicht die notwendigen Öffnungen im Kern für Türen und Versorgungsleitungen. Die endgültige Kernwanddicken sind dementsprechend größer (vgl. Abbildung 11).

Für die 160m hohen Beispielhochhäuser, die hier nur durch Wind beansprucht werden, ergeben sich so die folgenden Ersatzwanddicken für den Kern: $d=23\text{cm}$ für die Betonlösung, 41cm für das Holzhybrid-Hochhaus mit HBV-Decken und Betonkern und 190cm für das reine Holzhochhaus.

Dieser vereinfachte, plakative Vergleich macht deutlich, dass (symmetrische) Holzhybrid-Hochhäuser (mit mittigem Kern) bis ca. 160m sinnvoll mit einer Kernaussteifung ausgeführt werden können. Für Holzhochhäuser muss jedoch das Aussteifungssystem gewechselt werden. Schon durch die Verlegung der Aussteifung von der Kern- in die Fassadenebene reduziert die rechnerische Ersatzwanddicke des Holzhochhauses von 190cm auf 35cm .

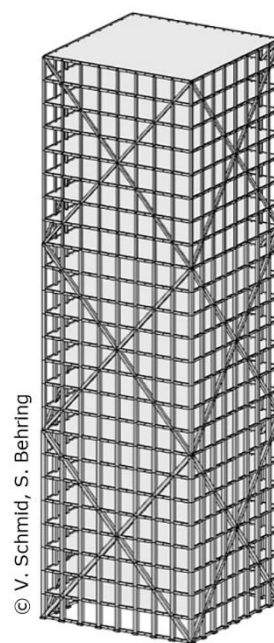
7. Aussteifungen für Holzhochhäuser

Im Holzhochhausbau hat Holz den Nachteil der geringen Masse, der geringen Längssteifigkeit und der noch geringeren Schubsteifigkeit. Aussteifungskonstruktionen für Holzgebäude müssen deshalb schon in geringen Höhen von der reinen Kernaussteifung zu anderen Aussteifungssystemen wechseln.

Eine erste Orientierung für das Holzhochhaus-Design bieten beispielsweise die Aussteifungssysteme für hohe Beton- oder Stahlhochhäuser (vgl. Abbildung 4). So lassen sich z.B. die Biegemomente und Verformungen im Hochhauskern mit Outriggern wirksam verringern (Abbildung 5). Diese werden wegen der geringen Biegesteifigkeit des Holzkerns und damit der großen Kopfverdrehung schon bei den geringeren Höhen des Holzhochhauses wirksam.

Sehr effizient sind Aussteifungen, wenn sie in die Fassadenebene gelegt werden und zu einer räumlich wirksamen Röhre zusammengefasst werden. Wegen der notwendigen Fassadenöffnungen bieten sich dazu Fachwerkssysteme an (Abbildung 18). Diese können stabförmig durch Holzstäbe gebildet werden oder indirekt durch die fachwerkartige Anordnung der geschlossenen Wandbereiche wie in Abbildung 4 rechts.

Üblich und für die Holzbauweise ebenfalls möglich sind Kombinationen aus den unterschiedlichen Systemen, wie z.B. ein Kern im Verbund mit Wandscheiben in der Fassadenebene oder die Kombination aus Kern und Fachwerkrohre zum tube-in-tube System.



© V. Schmid, S. Behring

Abbildung 18: Aussteifung mit Fachwerkrohre

8. Zusammenfassung

Der Entwurf und die Berechnung der Aussteifung für Hochhäuser werden i.d.R. vom Verformungskriterium und dem meist maßgebenden Beschleunigungskriterium bestimmt. Es ist sinnvoll den Tragwerksentwurf mit dem Verformungskriterium $x \leq H/500$ unter Windlast zu starten. Schon aus dem Verformungskriterium ergibt sich, dass die Steifigkeit der Aussteifung mit der dritten Potenz der Höhe zunehmen muss.

Zur Berechnung der Beschleunigung kann die Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} der Hochhausaussteifung verwendet werden. Sie muss die auftretenden Biege- und Schubverformungen, die Riss- oder Fugenöffnungen, den Schlupf in den Fugen und die Verzerrungen in Öffnungsbereichen berücksichtigen.

Meist ist das Beschleunigungskriterium bemessungsrelevant. Die Beschleunigung a ist umgekehrt proportional zur Wurzel aus Masse, Steifigkeit und Dämpfung:

$$a \sim \frac{1}{\sqrt{m_l} \cdot \sqrt{EI_{\text{ers}}} \cdot \sqrt{\delta}}$$

Wegen der geringen Masse von Holzhochhäusern muss deren Aussteifungskonstruktion in etwa doppelt so steif sein wie die eines gleich hohen Betonhochhauses. Zusätzlich sind die Steifigkeiten von BSP ca. 4 bis 5 mal geringer als die einer Betonwand. Für die Aussteifung

eines reinen Holzbaus werden deshalb schon bei geringen Höhen Alternativen zur Kernaussteifung sinnvoll, wie z.B. Fachwerke in der Fassadenebene.

Holzhybridkonstruktionen mit HBV-Decken und Betonkern sind schwerer als reine Holzkonstruktionen. Sie erfahren deshalb geringere Beschleunigungen. Die übliche Aussteifung mit einem Betonkern ist deshalb bis ca. 160m Hochhaushöhe und mehr mit vernünftigen Wanddicken realisierbar. Gleichzeitig können die Vorteile des Betons bzgl. Brandschutz, Schallschutz und Kosten sinnvoll genutzt werden. Die Vorteile des Holzes können vor allem in den HBV-Decken aber auch den Stützen und im Fassadenbereich sinnvoll genutzt werden.

Der Tragwerksentwurf von Holz- oder Holzhybridhochhäusern wird entscheidend von den Windlasten beeinflusst. Die frühe Mitwirkung eines Windspezialisten und ggf. Windtunneltests sind deshalb unbedingt zu empfehlen. Da der Tragwerksentwurf einen ganz erheblichen Einfluss auf die Architektur des Hochhauses hat, ist es unabdingbar, dass Architekt und Ingenieur schon beim Vorentwurf eng zusammenarbeiten.

Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 1991-1-4 Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. (2010). Beuth Verlag GmbH.
- [2] Sarkisan, M.: Designing Tall Buildings. 2. Edition. New York, London, Routledge 2016
- [3] Smith, R.; Wilford, M.: Damping in tall buildings - uncertainties and solutions. IABSE Conference Chicago, IABSE 2008,
- [4] ISO 10137:2007: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations.
- [5] Melbourne W.H and Palmer T.R. Accelerations and comfort criteria for buildings undergoing complex motions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992
- [6] Melbourne, W.H.: Comfort Criteria for Wind-Induced Motion in Structures. Structural Engineering International 1/98, IABSE 1998
- [7] Lamp, S.: A longitudinal field study of the effects of wind-induced building motion on occupant wellbeing and work performance. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, S 39-51, Elsevier 2014
- [8] Ferrareto, A.J.: Wind-induced motion on tall buildings: A comfort criteria overview. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Elsevier 2015
- [9] Burton, M.D.; Kwok, K.C.S.; Abdelrazaq, A.: Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort, International Journal of High-Rise Buildings, CTBUH 2015
- [10] König, G.; Liphardt, S.: Hochhäuser aus Stahlbeton. Beton-Kalender 2003, S. 3-69, Ernst&Sohn, Berlin 2003

Mehrgeschossiger Holzhochbau – gibt es Grenzen nach oben? Interaktion von Statik, Brandschutz, Bauphysik und Wirtschaftlichkeit

Carsten Hein
Arup Deutschland GmbH
Berlin, Deutschland



Mehrgeschossiger Holzhochbau – gibt es Grenzen nach oben? Interaktion von Statik, Brandschutz, Bauphysik und Wirtschaftlichkeit

1. Definition von Tall Timber oder Holzhochbau

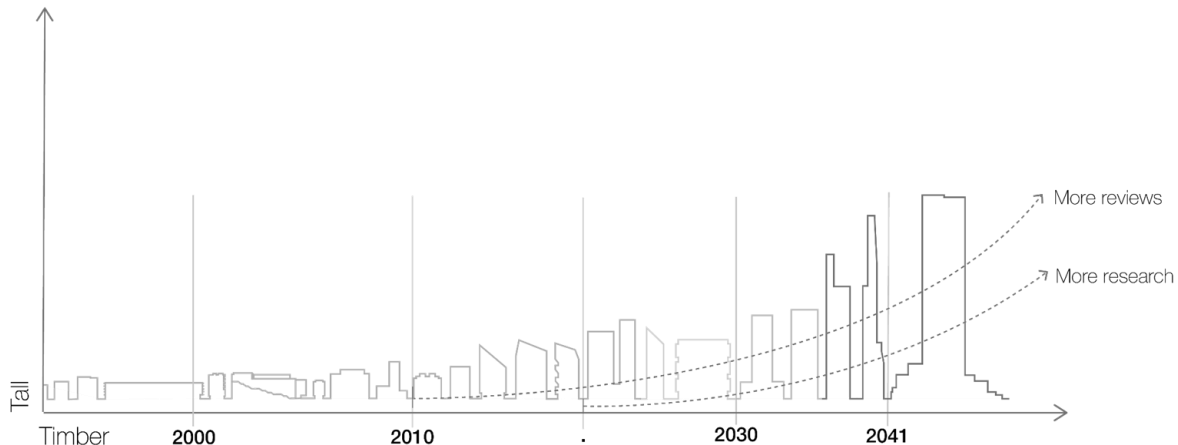


Abbildung 1: Podiumsdiskussion CTBUH Oktober 2018, Tall Timber Track, Dubai

Was ist die Definition von hohen Holzgebäuden, wie hoch kann man in Holz bauen? Das wurde im Oktober diesen Jahres ausgiebig auf der CTBUH Konferenz in Dubai diskutiert, die zum ersten Mal eine Vortragreihe ausschließlich zu Tall Timber organisiert hatte.

Zum einen wurde es deutlich, dass die Unterscheidung zwischen reinem Holzbau und Holz-Hybridbau nötig ist, weil die beiden Konstruktionstypen sich so eindeutig unterschiedlich verhalten. Als Holzbau werden Gebäude charakterisiert, deren Tragwerk so konstruiert ist, dass alle horizontalen und vertikalen Lasten überwiegend durch Holzelemente abgetragen werden. Die Holz-Beton-Verbunddecke ist dabei die erlaubte Ausnahme.

Im Folgenden soll auf die zweite Gruppe der Holz-Hybrid Bauwerke eingegangen werden.

2. Gibt es Grenzen nach oben?

Die Grafik oben zeigt die «Zusammenfassung» der Diskussionen. Für geringe Gebäudehöhen bis 8 oder 10 Geschosse gibt es inzwischen typisierte Konstruktionen und die meisten Normen decken Gebäudehöhen bis ca. 30 m ab. Soweit ist also alles im grünen Bereich.

Aktuell befinden sich einige Gebäude im Bau oder in Planung, die 20 Geschosse oder höher sind. Das HoHo in Wien, das Projekt HAUT in Amsterdam und die beiden Projekte Treet und Mjøstårnet in Norwegen. Das Forschungsprojekt LifeCycleTower von 2010 hatte sich bereits mit der Bauweise für einen 20-Geschosser beschäftigt.

Projekte mit 30, 50 oder gar 70 Geschossen werden aktuell entwickelt. Die Grafik oben zeigt aber die Voraussetzungen dafür: Es wird mehr Forschung erforderlich sein und, wie man an den oben genannten «kleinen» Hochhäusern sieht, mehr Reviews der Projekte durch externe Partner.

Wo also liegt die Grenze im Holz (-Hybrid) Hochbau?

3. Entwurfparameter im Holzhochbau

Zur Klärung der Frage, wie hoch Holzhochhäuser sein können, ist es erforderlich sich die Bemessungskriterien vor Augen zu führen, die hierfür maßgebend sind. Welches also sind die Entwurfparameter im Holzbau/Holz-Hybridbau? Besonders beim Bauen mit Holz sind neben der reinen Statik weitere Entwurfparameter wichtig:

- Holz ist ein brennbarer Baustoff, hier gilt es, bereits konstruktiv Vorkehrungen zu treffen, um im Brandfall die Ausbreitung des Feuers über die Brandabschnitte hinaus zu vermeiden und die Brandweiterleitung im Abschnitt zu minimieren.
- Holz ist ein ausgezeichnete Baustoff – das Verhältnis von Tragfähigkeit/Gewicht ist unerreicht. Aber geringes Gewicht bedeutet auch geringe akustische Masse und verlangt sorgfältige Planung im Schallschutz und in der Dynamik (hier Schwingung der Decken).
- Holz ist ein sehr haltbarer Baustoff – wie viele historische Gebäude belegen – aber der konstruktive Holzschutz hat bei höheren Gebäude besondere Bedeutung. Bewittertes Holz hat eine reduzierte Lebensdauer, im Innenraum ist die Haltbarkeit nahezu unbegrenzt. Zum konstruktiven Holzschutz gehört auch die Vermeidung von Durchdringung der Gebäudehülle mit tragenden Bauteilen. Bauteile, die ohne Trennung im Außen- und Innenraum eingesetzt sind, sind einer besonders hohen klimatischen Belastung ausgesetzt. Feuchteunterschiede können schnell zu Schäden der Konstruktion führen.
- Holz ist «weicher» als Stahl oder Beton, daher sind bei der Gebäudeaussteifung sorgfältige Planung und Berücksichtigung der Materialeigenschaften nötig, besonders wenn hybride Stabilitätssystem herangezogen werden.

Das Thema Aussteifung in hohen Gebäuden soll anhand von einigen Beispielen genauer untersucht werden.

4. Aussteifungssysteme im Holzhochbau anhand von Beispielen

4.1. LifeCycleTower 2010

Das erste Beispiel ist ein Forschungsprojekt, das wir 2010 mit der Firma Rhomberg und dem Architekten Hermann Kaufmann begonnen haben, um die Machbarkeit eines 20-geschossigen Holzhochhauses zu untersuchen. Begonnen als 100% Holzkonstruktion war nach etwas mehr als einer Woche klar, dass die Decken Holz-Beton-Verbund Konstruktionen sein würden (siehe oben).

Das Aussteifungssystem wurde aus Brettschichtholzelementen entwickelt. Für die Aussteifung wollten wir max. Tragfähigkeit in vertikaler Richtung erreichen, Brettsperrholz oder Furnierschichtholz schied also aus. Mit den im BSH Bau nicht ungewöhnlichen Elementabmessungen von 2,5 m Breite und ca. 32 m Länge/Höhe konnten wir die erforderlichen Montagestöße auf zwei reduzieren.

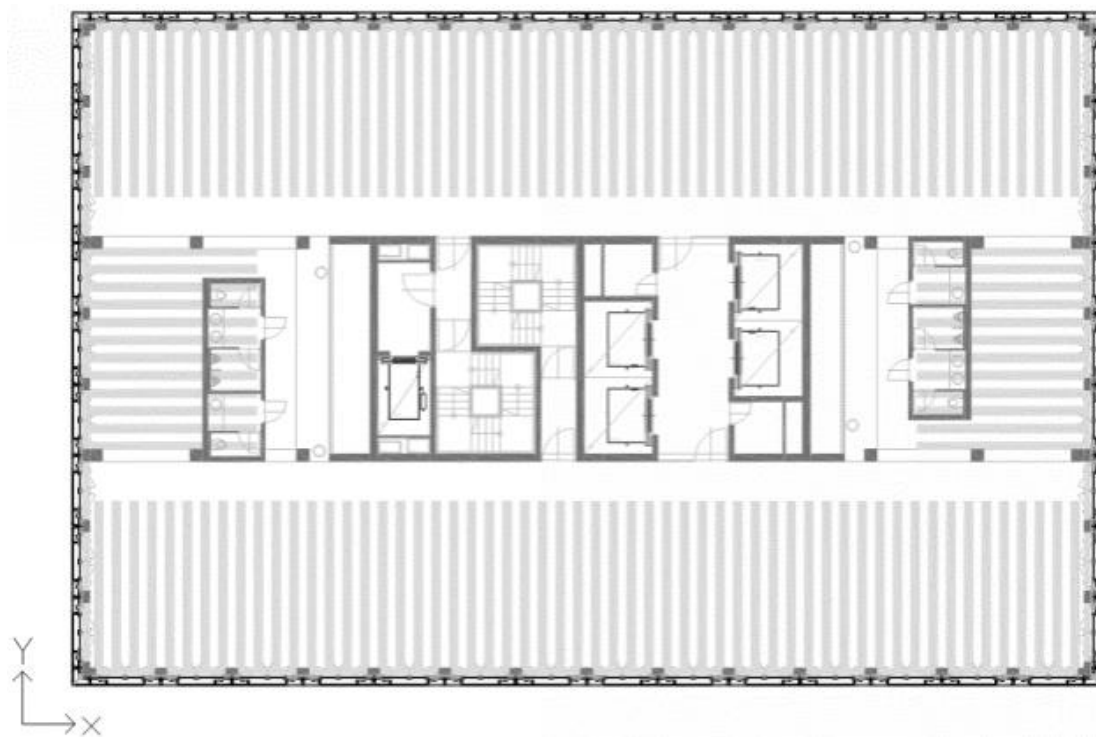


Abbildung 2: Schematischer Grundriss des LifeCycleTowers



Abbildung 3: Aussteifungssystem des LCT (LifeCycleTower), 2 Geschosse Stahlbetonsockel, 18 Geschosse Brettschichtholz.

Es wurde zwei Modelle gerechnet. Das erste berücksichtigte keinerlei Koppelung zwischen den einzelnen Wandabschnitten, das zweite eine starre Koppelung.

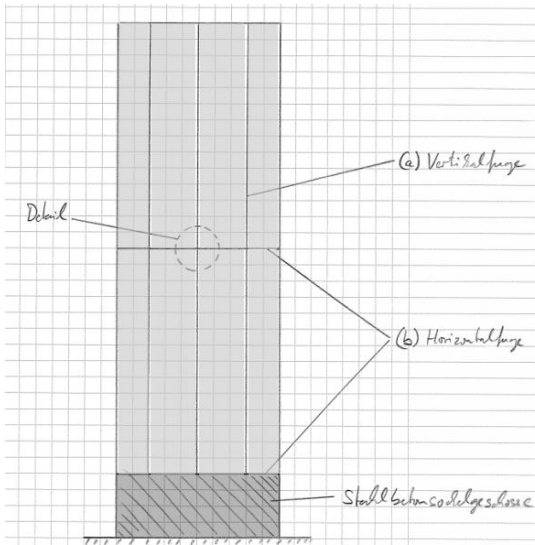


Abbildung 4: Schematische Kernwandansicht mit vertikalen und horizontalen Fugen.

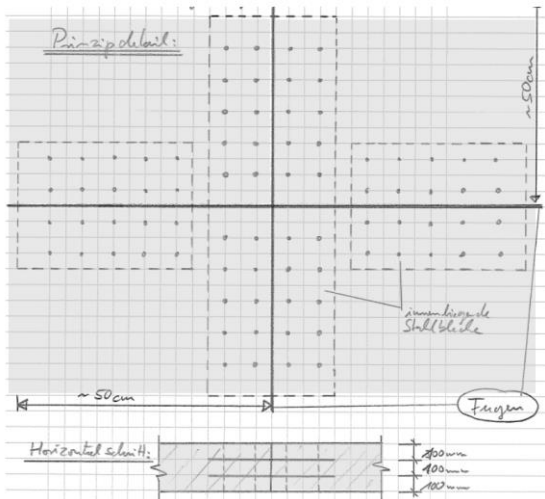


Abbildung 5: Anschlussdetail in Ebene 10 des 20-Geschossers

Die beiden Grenzwertbetrachtungen sind ein erster Ansatz, um die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel zu erfassen.

Für die beiden Varianten wurden Zeit-Schritt-Berechnungen durchgeführt für eine 30 sec Belastung unter max. Windlast als Windbö. Schon die nicht-gekoppelte Fuge erfüllte zu ca. 90% die Schwingungsbegrenzungen nach ISO 6897.

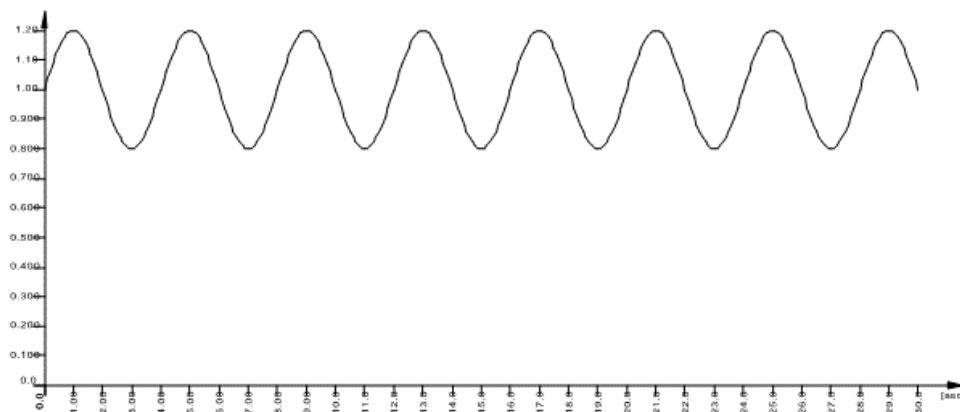


Abbildung 6: Verlauf der Windkraft relativ zur mittleren Windkraft über einen Zeitraum von 30 Sekunden.

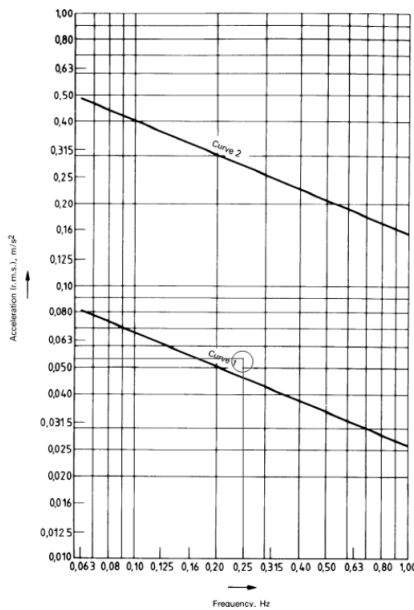


Abbildung 7: Auswertung nach ISO 6897

Das letztlich gewählte Verbindungssystem mit eingeschlitzten Blechen erreicht spielend die erforderliche Koppelsteifigkeit. Die Bleche werden mit horizontalen Langlöchern ausgeführt, um ein zwängungsfreies Schrumpfen der BSH Querschnitte zuzulassen.

Für den Brandschutz war diese Konstruktion komplett zu kapseln, da die Brandschutzvorschriften keine brennbaren Materialien in den Rettungswegen zulassen.

Zusammenfassung für Beispiel 1: Ein Vollholzkern für 20 Geschosse erfüllt die Anforderungen an die Aussteifung in statischer und dynamischer Sicht. Die vollständige Kapselung führt aber dazu, diese Ausführung nicht zu empfehlen. Der Holzbau wäre nicht sichtbar gewesen und mit der zusätzlichen Kapselung ist diese Holzbaulösung nicht mehr wirtschaftlich.

Für Beispiel 2 wurde eine Ausführung mit Stahlbetonkern empfohlen.

4.2. LCT ONE

In der Folge des Forschungsprojektes wurde der Prototyp LCT ONE gebaut (Die Leistungen der Tragwerksplanung wurden von Merz Kley und Partner übernommen).

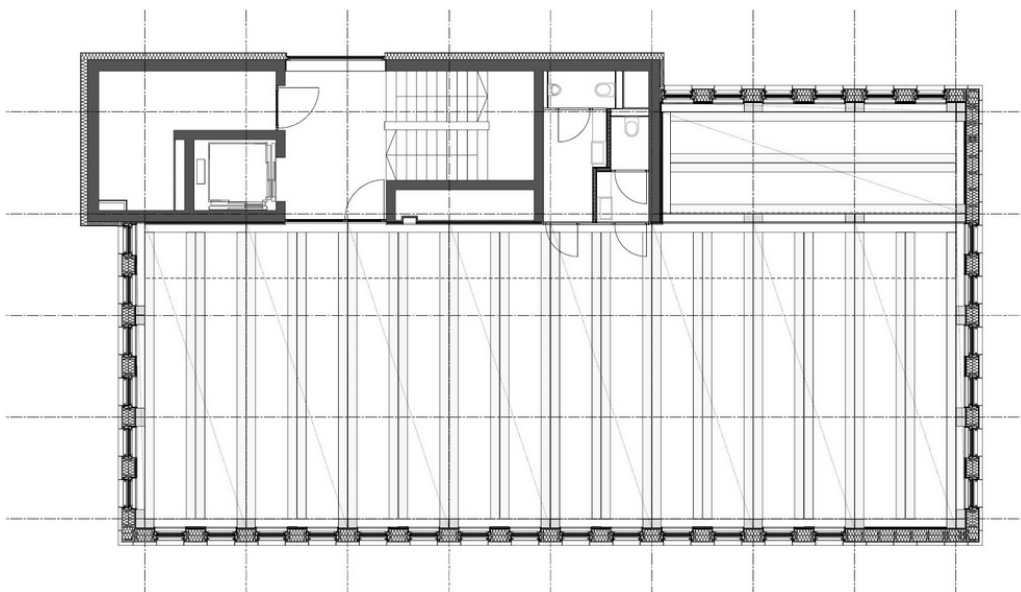


Abbildung 8: Grundriss des LCT ONE → Viertelgrundriss des Forschungsprojektes

Der Prototyp war ideal, um weitere Untersuchungen zur Aussteifung anzustellen. Das Gebäude wurde mit einem Stahlbetonkern gebaut, der allein für die Aussteifung herangezogen wurde.

Das fertige Projekt wurde dann von einem Team der Universität Bath auf sein Schwingungsverhalten vermessen.

Im Anschluss wurden Berechnungsmodell und gemessenes Schwingungsverhalten verglichen.

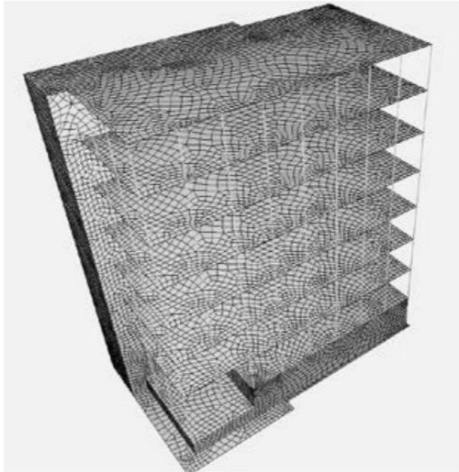


Figure 9: Dynamic FE model, non-deformed

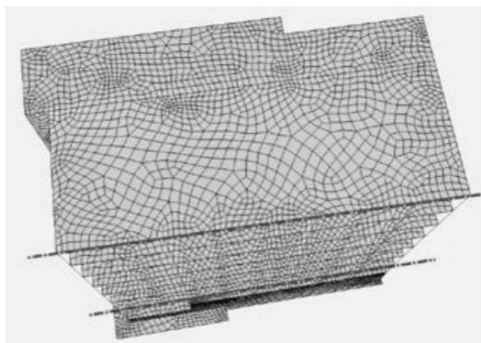


Figure 10: First eigenmode

Abbildung 9: FE Modelle nach den Ausführungsplänen LCT ONE

Die Computersimulation zeigte, wie bei der exzentrischen Kernanordnung zu erwarten, bei den ersten Eigenformen ein Schwingungsverhalten mit Torsionsanteilen. Die folgende Tabelle zeigt die Unterschiede zwischen Berechnung und Messung.

Tabelle 1: Vergleich Berechnung/Messung

LCT ONE	Rechenmodell	gemessenes Stabilitäts-Verhalten
Eigenfrequenz	1,30 Hz	1,84 Hz
Dämpfung	1,00%	2,10%
Torsion bei den Eigenformen	teilweise	nein

Aus diesen Untersuchungen folgerten wir, dass die Holzkonstruktion des LCT ONE zur Aussteifung beiträgt, auch ohne dafür bemessen worden zu sein.

Hier kommt also eine Hybrid-Konstruktion zum Einsatz, ohne dass die Holzkonstruktion explizit für die Aussteifung ausgelegt worden ist.

4.3. HAUT

Detaillierte Information zum Projekt HAUT werden gerade noch zusammengestellt für die Präsentation in Garmisch.

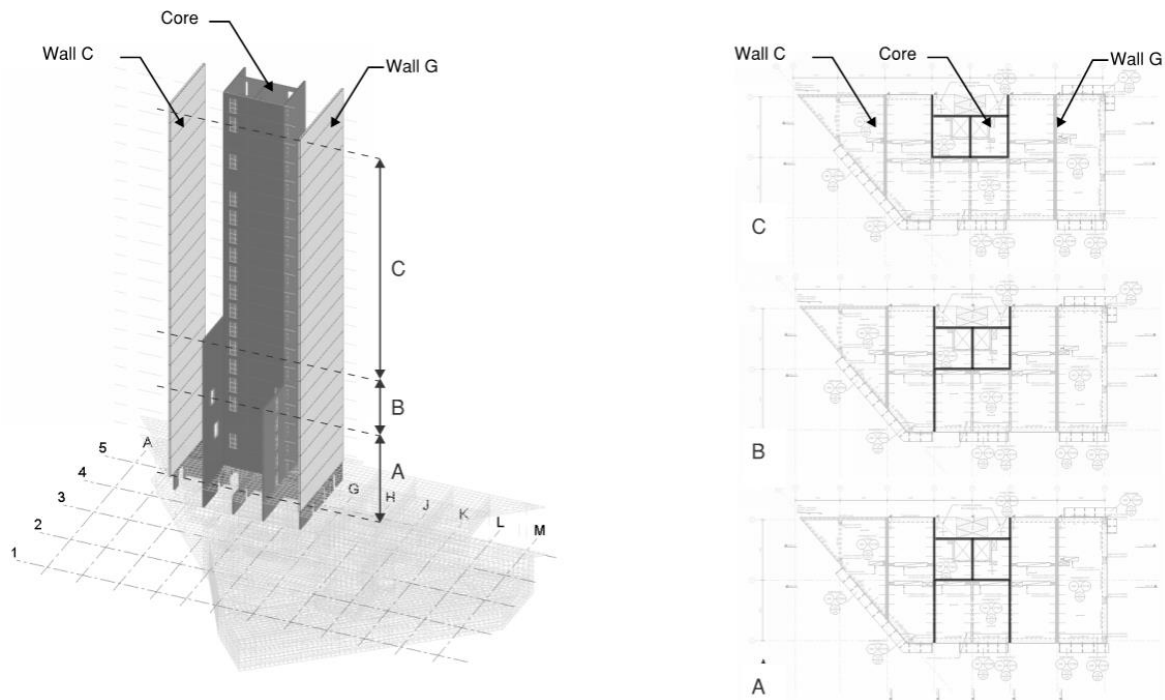


Abbildung 10 Das Aussteifungssystem des Projektes HAUT ist ein Hybridsystem aus Stahlbetonkern und Brettsperrholzwänden

4.4. Mjøstårnet



Abbildung 11: Aussteifungssystem des Mjøstårnet im Bau

Das Aussteifungssystem für das Projekt Mjøstårnet ist eine reine Holzkonstruktion. Allerdings wird hier zusätzlich Masse durch Aufbeton eingesetzt, um das Schwingungsverhalten «zu tunen». Auch hier ist der Autor um weitere Projektangaben bemüht.

4.5. HoHo

Beim HoHo in Wien kommt ein reiner Stahlbetonkern zur Aussteifung zum Einsatz.

5. Hybridkonstruktionen für höhere Holzgebäude

Für die drei Beispiele HAUT, HoHo und Mjøstårnet werden noch ergänzende Informationen zusammengetragen. Die Untersuchung der Beispiele zeigt aber schon jetzt, dass der Einsatz von Hybriden Konstruktionen für die Aussteifung sinnvoll ist. Die Verwendung von zwei unterschiedlich Systemen erlaubt es, die Eigenschaften gegeneinander «zu tunen», also durch die Koppelung der Systeme eine bessere Aussteifung zu erreichen als die Summe der Einzelsysteme dies ermöglicht.

Aus Sicht des Statikers gibt es kaum eine Grenze nach oben. Höhen begrenzende Aspekte sind hier vor allem der Brandschutz und die Aussteifung.

Bei der Detaillierung von Verbindungen gibt es noch einiges zu untersuchen und zu entwickeln. Holzbetonverbundkonstruktionen, Brandschutz und die sehr unterschiedlichen Materialeigenschaften von Holz im Vergleich zu den in den Hybridsystemen eingesetzten Materialien Beton und Stahl verlangen nach materialgerechten Weiterentwicklungen.

Aktuell sind alle Gebäude über 10 Geschossen «Verhandlungssache», weil die geltenden Normen über 10 Geschossen nicht greifen. An den vorliegenden Beispielen sieht man, dass jedes Ingenieurteam einen eigenen Weg zur Lösung der Aussteifung eingeschlagen hat. In Zukunft ist es sicher interessant die gebauten Gebäude auf ihre Aussteifung zu messen und daraus für das nächsthöhere Tall Timber Gebäude zu lernen.

6. Quellen und Querverweise

- Prof. Volker Schmid, Tobias Nettekoven und Melf Sutter – Hochhäuser in Holzbauweise – Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau, Garmisch 2018
- Robert M. Foster, Thomas P.S. Reynolds and Michael H. Ramage - Proposal for defining a tall, timber building
- CTBUH Tall Timber Working Group, chairs: Robert M. Foster, Carsten Hein
- Arup Berlin, Forschungsvorhaben LCT (LifeCycleTower) 2010, mit CREE by Rhomberg, Hermann Kaufmann, Wiehag
- CREE by Rhomberg – LCT ONE, mit Hermann Kaufmann, Merz Kley und Partner
- Wen-Shao Chang, Senior Lecturer in Architectural Structure at The University of Sheffield and Angela Silja Feldmann B.Sc. - Master'sThesis in Timber Engineering: Dynamic Properties of Tall Timber Structures under Wind-induced Vibration
- Arup Amsterdam, HAUT – weitere Informationen folgen
- Rune Abrahamson, Treet und Mjøstarnet – weitere Informationen folgen
- Rüdiger Lainer, Oliver Sterl, HoHo – Anfrage zum HoHo läuft noch

Freitag, 7. Dezember 2018

Block A

Holzschutz: Konstruktiv im Tragwerk
und Funktional in der Fassade

Funktionaler Oberflächenschutz von Holzfassaden

Thomas Volkmer
Bernere Fachhochschule
Biel, Schweiz



Funktionaler Oberflächenschutz von Holzfassaden

1. Einleitung

Der Werkstoff Holz gewinnt vor dem Hintergrund der Nachhaltigkeit immer mehr an Bedeutung im Bauwesen. Obwohl sich der Einsatz seit Jahrhunderten bewährt hat, steht das Holz heute in harter Konkurrenz zur verschiedenen anderen Baumaterialien und muss dabei in den entsprechenden Bereichen immer höheren Anforderungen genügen: Brandverhalten, mechanische Belastbarkeit, Isolationsverhalten und Ästhetik. Im Fassadenbereich spielt dabei neben dem Brandschutz die Dauerhaftigkeit und die ästhetische Erscheinung eine wesentliche Rolle. Aufgrund dessen, dass Holz beim Einsatz im Aussenbereich durch biologische und klimatische Einflüsse durch einen Abbau gefährdet ist, sind Schutzmassnahmen notwendig, die diesen Prozessen entgegenwirken. Fassaden werden nach DIN 68800/1 in die Gebrauchsklasse 3 eingeordnet, was bedeutet, dass die Holzelemente direkt bewittert werden und gelegentlich eine Feuchte von über 20% aufweisen können. Durch diese Exposition kommt es bei ungeschützten Holzoberflächen zu einem photochemischen Abbau des Holzes verbunden mit deutlichen Farbveränderungen (Derbyshire und Miller 1981, Hon 2000). Bei ungünstigen Einbausituationen ist eine intensivere und andauernde Durchfeuchtung möglich, was auch zu einem biologischen Abbau und Fäulnis führen kann (Erler 2002). Aufgrund dieser Rahmenbedingungen und infolge der hohen ästhetischen Ansprüche ist es notwendig, die Oberfläche und ggf. das Substrat von Holzbauteilen zu behandeln. Diese Oberflächenbehandlung kann auf sehr unterschiedliche Weise erfolgen (Sell 2001, Volkmer 2006) und ist auch stark durch Traditionen und regionale Gegebenheiten beeinflusst. In der Schweiz besteht dies bzgl. eine grosse Offenheit gegenüber dem Einsatz neuer und alternativer Verfahren für die Oberflächenbehandlung (Selter 2007).

2. Umwelteinflüsse auf Holzoberflächen im Aussenbereich

Als Fassadenmaterial ist Holz natürlicher Weise den verschiedenen Umwelteinflüssen ausgesetzt, welche je nach Exposition und geographischer Lage die Oberfläche und teilweise auch das Substrat deutlich schädigen können. In den folgenden Abschnitten sind die wichtigsten Einflüsse in ihrer Wirkung auf die Holzoberfläche genauer beschrieben.

Feuchtigkeit

Beim Werkstoff Holz handelt es sich um einen hygroskopischen Werkstoff mit einem ausgeprägten Verhalten gegenüber Feuchtigkeit, das sich unter anderem im Quellen und Schwinden des Holzes bemerkbar macht. Bei beschichteten Bauteilen führt diese Dimensionsänderung oft zu einem Reißen der Beschichtung und begünstigt eine verstärkte Durchfeuchtung. Wasser kann infolge der jeweiligen Klimabedingungen unterschiedlich vorliegen und entsprechend ist die Wirkung auf Holzbauteile differenziert zu betrachten. Formen des Wassers, welche den Abbau von Holz-(oberflächen) im Aussenbereich beeinflussen, können (Schlag-) Regen, Schnee, Hagel, hohe relative Luftfeuchte oder Spritzwasser sein. Generell führt eine hohe Umgebungsfeuchte zu einer erhöhten Holzgleichsfeuchte. Daraus resultieren ein vergrößertes Befallsrisiko durch Mikroorganismen (Sell et al. 1995, Schwarze 2003), ein verstärkter mechanischer Abtrag an der Oberfläche (Erler 2002) und eine vermehrte Auswaschung von Holzbestandteilen (Feist und Hon 2002). Weiterhin führt das Vorhandensein von Wasser in Kombination mit der Sonnenstrahlung zu einer chemischen Umwandlung bzw. einem Abbau der Oberfläche. Das trifft sowohl auf unbehandeltes als auch auf beschichtetes Holz zu.

Temperatur

Holz ist infolge seines strukturellen Aufbaus ein schlechter Wärmeleiter. Die thermische Wärmeausdehnung des Holzes spielt im Vergleich zum Quellen und Schwinden nur eine untergeordnete Rolle und ist ca. eine 10er Potenz kleiner als die Volumenänderung infolge des Feuchteinflusses.

Jedoch kann es speziell bei dunklen Oberflächen (vergraut oder beschichtet) nach intensiver Sonnenbestrahlung zu einer Aufheizung auf bis zu 65°C kommen (Sell 1981), entsprechend dem BFS Merkblatt 18 können sich derartige Flächen sogar auf 80°C aufheizen. Dieser Temperaturanstieg führt dann zwangsläufig zu einem beschleunigten Trocknen des Holzes oder allgemein zu einer niedrigen Ausgleichsfeuchte im Holz (Schulz et al. 1973, Meijer und Millitz 2001). Der Trocknungsvorgang kann bei Holz im Fassadenbereich mit Südexponierung zu einer starken Rissbildung führen, was dann wiederum zum Aufreißen der Beschichtung führt, weshalb dunkle Farbtöne bei Holzfassaden eher ungünstig sind. Ebenfalls ungünstig auf das Erscheinungsbild des Holzes wirken sich große Temperaturschwankungen oder häufige Temperaturwechsel aus, wie sie z.B. bei halb beschatteten Bauteilen auftreten können (Sell 1981). Tiefe und große Risse beeinträchtigen die Ästhetik und stellen potentielle Eintrittspforten für Wasser und Mikroorganismen dar.

Wenn Holz im Verbund mit Werkstoffen mit relativ hoher Wärmedehnung eingesetzt wird (z.B. mit verschiedenen Kunststoffen oder Metallen), kann das zu Spannungen im System führen, verbunden mit Rissen in der Grenzschicht.

Globalstrahlung

Sonnenlicht stellt einen der bedeutendsten Einflussfaktoren hinsichtlich des Holzabbaus und der Holzalterung dar. Speziell die energiereiche kurzwellige Ultraviolette-Strahlung (UV-Strahlung) hat einen signifikanten Einfluss auf die Holzoberfläche. In Abhängigkeit der Wellenlänge ist die Eindringung der Strahlung in das Holz unterschiedlich. UV-Licht dringt maximal 75 µm ein, sichtbares Licht bis zu 200 µm (Emmler 2003).

Die Absorption von Licht ist die Voraussetzung für den photochemischen Abbau eines Werkstoffes. Diese Absorptionsfähigkeit ist im Fall von Holz gegeben, wobei sich die einzelnen Komponenten (Lignin, Zellulose, Hemizellulose und Holzinhaltstoffe) in ihren Absorptionseigenschaften unterscheiden.

Lignin absorbiert UV-Strahlung am effektivsten und weist ein ausgeprägtes autooxidatives Verhalten auf, deshalb wird es deutlich stärker als Zellulose oder Hemizellulose abgebaut. Bei Zellulose kommt es infolge der Lichtstrahlung zu einer Abnahme des Polymerisationsgrades, verbunden mit der Abnahme der Zugfestigkeit (Desai 1968, Turkulin und Sell 2002, Volkmer et al. 2013). Holzinhaltstoffe bilden neben Lignin weitere wichtige Absorptionzentren im Holz, ihr photochemischer Abbau erfolgt dementsprechend ähnlich schnell wie derjenige von Lignin (Feist und Hon 1984).

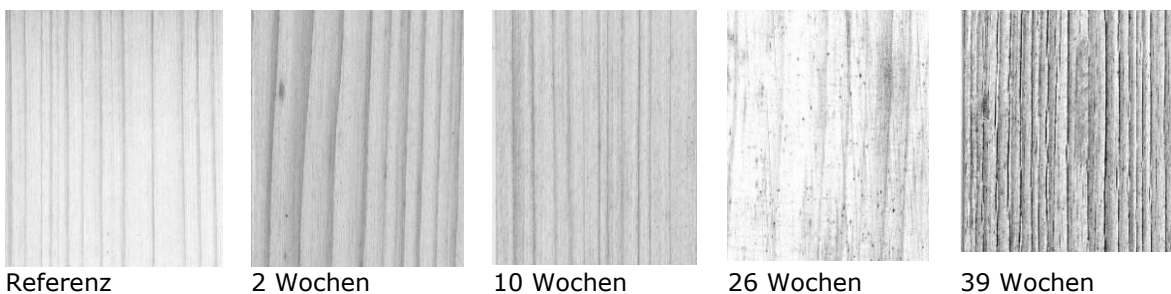


Abbildung 1 Zeitabhängige Verwitterung bei Fichte (45° geneigt, südexponiert)

Eigene Untersuchungen haben deutlich gemacht, dass es im Verlaufe des Verwitterungs- und Vergrauungsprozesses (Abbildung 1), welcher in der jüngeren Vergangenheit auch industriell genutzt wird, zu einer Erodierung der Frühholzonen kommt, was bei Nadelhölzern zu der typischen Riffelstruktur der Oberfläche führt. In diesem Zusammenhang wurde weiter festgestellt, dass die Holzart hinsichtlich einer makroskopischen visuellen Bewertung der Oberflächen eine untergeordnete Rolle spielt. Nach ca. 40 Wochen Freilandbewitterung (45° Neigung, südexponiert) von Fichte, Lärche und Eiche waren die Farbänderungen weitestgehend abgeschlossen und subjektiv nur geringfügige Farbunterschiede zwischen den Holzarten festzustellen.

Der photochemische Abbau von Holz spielt auch in Hinblick auf beschichtete Aussenbauteile eine entscheidende Rolle. Wenn die Beschichtung keinen ausreichenden Schutz gegenüber der energiereichen UV-Strahlung darstellt, was bei schwach pigmentierten Systemen der Fall ist, kommt es einerseits zum Abbau der Beschichtung selber, und andererseits wird das Holz (speziell das Lignin) unter der Beschichtung abgebaut. Risse zwischen Beschichtung und Holzoberfläche sind schliesslich die Folge dieses Prozesses, wodurch eine Delaminierung der Beschichtung und ein Abbau der Oberfläche eingeleitet werden. Wie bereits erwähnt bezieht sich der photochemische Abbau der Oberflächen nicht nur auf Holz sondern auch auf Lacke und sämtliche organische Beschichtungssysteme. Eine hohe Resistenz gegenüber der Sonnenstrahlung weisen mineralische Oberflächen auf, welche teilweise auch im Holzbereich zum Einsatz kommen.

Wind

Belastungen der Holzoberfläche (beschichtet oder unbehandelt) durch Wind in Verbindung mit Regen führen zu höheren Niederschlagsmengen an senkrechten Bauteilen. Nach Frank (1973) sind Windkräfte die wichtigste Ursache für das Eindringen von Regenfeuchtigkeit in die Oberfläche von Fassaden. Durch Windeinfluss erhöht sich die Wassermenge auf der Oberfläche des Bauteils und die Eindringtiefe der Feuchtigkeit in das Holz.

Darüber hinaus wirken mitgeführte Staubpartikel in der Luft abrasiv auf die Oberfläche und verursachen einen beschleunigten mechanischen Abtrag des Materials im Frühholz. Die Belastung der Oberfläche ist stark von der Exposition abhängig.

Für Mitteleuropa liegt die höchste Schlagregenbelastung für westlich ausgerichtete Bauteile vor (Erlor 2002). Geiser (2005) konnte für verschiedene Regionen in der Schweiz nachweisen, dass ein direkter Zusammenhang zwischen Farbveränderung / Alterung der Holzoberfläche und der Hauptwindrichtung besteht. In nebelfreien Regionen mit hoher Anzahl an Sonnenstunden verfärben sich unbehandelte Holzoberflächen braun bis dunkelbraun. In Regionen mit einer häufigen Kombination aus Regen und Wind verfärben sich die Holzoberflächen grau bis schwarz.

Biologischer Befall

Neben den oben genannten umweltbedingten Einflussfaktoren können Holzfassaden auch durch holzerstörende Pilze oder Insekten geschädigt werden. Ein Befall ist aber nur dann wahrscheinlich, wenn die Holzfeuchte längerfristig im Bereich der Fasersättigung liegt. Jedoch können Fassaden bei einer fachgerechten Ausführung immer wieder austrocknen, weshalb derartig hohe Feuchten nicht zu erwarten sind. Je nach Exposition der Fassade kann es aber direkt auf der Oberfläche immer wieder zu kurzzeitig hohen Wassergehalten kommen, was dann zu einer Besiedlung durch Bläue- und Schimmelpilzen führen kann. Hierbei handelt es sich dann um ein ästhetisches Problem und die Bauteilsicherheit ist nicht gefährdet. Bei einem Befall von beschichteten Holzbauteilen können aber unter Umständen Schädigungen im Oberflächenbereich auftreten. Es kann zu einer Zerstörung der Beschichtung und in der Folge zu einer vermehrten Feuchteaufnahme im Substrat kommen, was im ungünstigsten Fall zu einem Befall des Bauteils durch holzerstörende Pilze führen kann. Die heutzutage sehr gute thermische Dämmung von Gebäuden führt auch zu längeren Kondensationsphasen auf der Oberfläche der Fassaden, was ebenfalls eine Besiedlung durch Schimmel- und Bläuepilze unterstützt.

3. Möglichkeiten des Holz- und Oberflächenschutzes im Fassadenbereich

Holzschutz allgemein dient dem Werterhalt von Holzbauteilen und der Gewährleistung der Sicherheit von Holzkonstruktionen. Es gibt verschiedene Ansätze, um eine möglichst lange Lebensdauer von Holzbauteilen zu garantieren.

- Organisatorischer Holzschutz (Fällzeitpunkt, Lagerung, Transport, Trocknung, Verarbeitung)
- Natürlicher Holzschutz (Auswahl geeigneter Holzarten)
- Baulicher Holzschutz (konzeptionell, konstruktiv)
- Physikalischer Holzschutz (Oberflächenbehandlung)
- Holzmodifikation
- Chemischer Holzschutz (vorbeugend, bekämpfend)

Die folgenden Ausführungen beziehen sich in erster Linie auf den physikalischen Holzschutz und somit auf die Beschichtung von Holz. Teilweise werden Fassadenelemente auch mit entsprechenden Salzlösungen druckimprägniert und noch zusätzlich beschichtet, was dann einer Kombination aus chemischen und physikalischem Holzschutz entspricht. Aufgrund dessen, dass Fassadenbekleidungen keine tragenden Bauteile darstellen und keinen Erdkontakt haben sollten, besteht auch die Möglichkeit vollständig auf Schutzmassnahmen zu verzichten. In vielen Anwendungsfällen ist aber eine Behandlung der Oberfläche auch aus ästhetischen Gründen gewünscht. Auf die verschiedenen Substrate und mögliche Oberflächenvorbehandlung wird an dieser Stelle ebenfalls nicht eingegangen.

Die folgende Graphik (Abbildung 2) fasst die Möglichkeiten des Oberflächenschutzes von Holzfassaden zusammen und bezieht sich dabei aber nur auf die materialbezogenen Möglichkeiten. Konstruktive Aspekte werden nicht berücksichtigt.

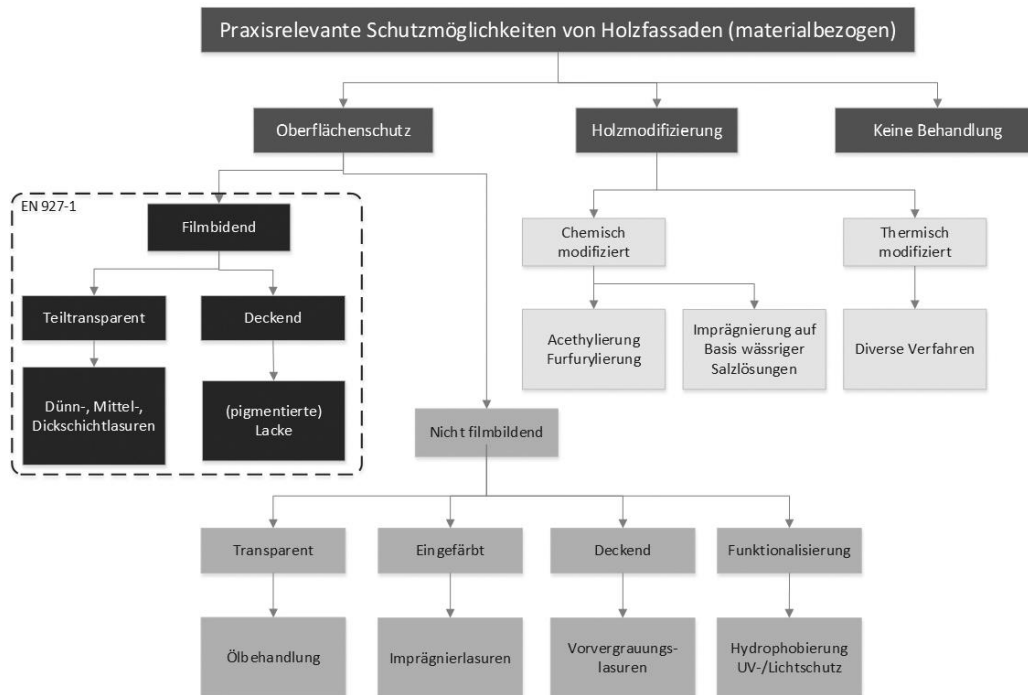


Abbildung 2: Überblick über die Möglichkeiten des Oberflächenschutzes von Holzfassaden

Keine Schutzmassnahmen: Bei diesem Ansatz werden die Fassadenelemente nicht modifiziert oder behandelt. Es ist aufgrund der klimatischen Einflüsse mit einer starken Vergrauung der Oberfläche zu rechnen (Abbildung 3), wobei die Verfärbungen je nach Exposition und Einbausituation sehr ungleichmässig sein können. Ein wesentlicher Vorteil dieser Variante sind die geringen Kosten bzgl. Anschaffung und Unterhalt, jedoch wirken derartige Fassaden im feuchten Zustand oft dunkelgrau/schwarz und es bestehen praktische keine ästhetischen Variationsmöglichkeiten (Volkmer und Höltschi 2008, Ganne-Chédeville et al. 2010). Der Abbau der Holzoberfläche ist dadurch gekennzeichnet, dass es zu einem Abbau des Lignins in der Mittellamelle (Abbildung 4) kommt und somit die mechanische Stabilität der Oberfläche stark reduziert wird. Das hat wiederum eine ausgeprägte Erosion zur Folge verbunden mit den genannten Vergrauungseffekten (Williams et al. 2001a,b).

Keine Schutzmassnahmen: Bei diesem Ansatz werden die Fassadenelemente nicht modifiziert oder behandelt. Es ist aufgrund der klimatischen Einflüsse mit einer starken Vergrauung der Oberfläche zu rechnen (Abbildung 3), wobei die Verfärbungen je nach Exposition und Einbausituation sehr ungleichmässig sein können. Ein wesentlicher Vorteil dieser Variante sind die geringen Kosten bzgl. Anschaffung und Unterhalt, jedoch wirken derartige Fassaden im feuchten Zustand oft dunkelgrau/schwarz und es bestehen praktische keine ästhetischen Variationsmöglichkeiten (Volkmer und Höltschi 2008, Ganne-Chédeville et al. 2010). Der Abbau der Holzoberfläche ist dadurch gekennzeichnet, dass es zu einem Abbau des Lignins in der Mittellamelle (Abbildung 4) kommt und somit die mechanische Stabilität der Oberfläche stark reduziert wird. Das hat wiederum eine ausgeprägte Erosion zur Folge verbunden mit den genannten Vergrauungseffekten (Williams et al. 2001a,b).



Abbildung 3: Unbehandelte Stülpshaltung - Fichte (westexponiert), nach 5 Jahren Bewitterungszeit, die erwartete Vergrauung ist relativ gleichmässig abgesehen vom Einfluss des Vordaches (Volkmer und Höltschi 2008)

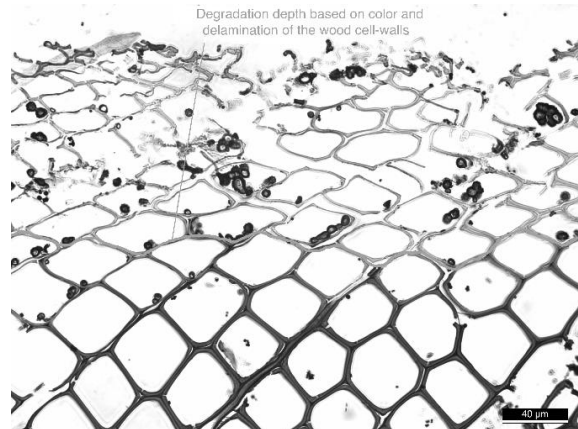


Abbildung 4: Fichtenoberfläche nach 12 Monaten Freibewitterung (südexponiert), die Mittellamelle ist stark abgebaut, der Zellverbund ist delaminiert und es hat eine Besiedlung durch Schimmelpilze eingesetzt, die Tiefe der Degradation ist gut durch die Farbunterschiede sichtbar (Barbotin 2014)



Abbildung 5: Eiche, Südseite der Fachhochschule in Biel nach 9 Jahren Bewitterungszeit



Abbildung 6: Südseite der Fachhochschule in Biel nach 9 Jahren Bewitterung und anschließender Reinigung

Ein wesentlicher Vorteil, den unbehandelte Fassaden bieten, ist ihrer leichte Renovierbarkeit. Die Oberfläche kann sehr kostengünstig mit handelsüblichen Systemen gereinigt und nahezu in den farblichen Ausgangszustand versetzt werden, was eine Alternative zu den herkömmlichen Beschichtungsvarianten darstellt.

Druckimprägnierung mit wasserbasierten Salzlösungen: Bei den wässrigen Systemen handelt es sich um Lösungen oder Emulsionen ohne Bindemittel. Sie basieren auf reinen Wirkstoffen wie Borsalzen, Kupfer, Chrom, oder Arsen (Sutter 1997). Wobei beispielsweise Kupfer und Bor als effektive biozide Stoffe wirken und Chrom zur Fixierung der entsprechenden Wirkstoffe dient. Je nach Produkt können diese Lösungen durch entsprechende Pigmentpasten eingefärbt sein, wobei aktuell nur grüne oder braune Produkte im Angebot sind.



Abbildung 7: Druckimprägnierte Fassade nach 6 Jahren Nutzungsdauer (ostexponiert), das Erscheinungsbild ist sehr gleichmässig (Volkmer und Höltschi 2008)

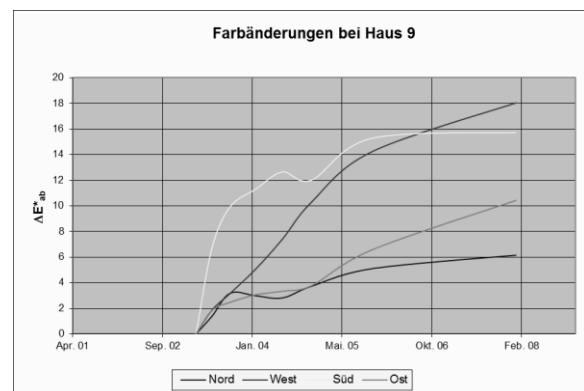


Abbildung 8: Farbveränderung einer druckimprägnierten Holzfassade im Verlauf von ca. 6 Jahren in Abhängigkeit der Exposition (bei unbehandelten Fassaden ist unter gleichen Bedingungen mit Farbänderungen von $\Delta E > 45$ zu rechnen) (Volkmer und Höltschi 2008)

Die Einbringung der Substanzen erfolgt über das Vakuum-Druck oder das Wecheldruckverfahren. Dabei werden Eindringtiefen je nach Holzart von mehreren Zentimetern erreicht. Diese Varianten finden in erster Linie Anwendung für den Einsatz von Bauteilen in Gebrauchsklasse 4 (siehe EN 335.2), werden aber auch häufig für Fassaden eingesetzt (Abbildung 7). Bei diesen Behandlungsvarianten handelt es sich um einen sehr effektiven Schutz des Holzes mit begrenzten ästhetischen Möglichkeiten. Es ist praktisch kein Unterhalt notwendig und die ästhetische Erscheinung verändert sich über die Jahre nur relativ gering (Abbildung 8). Jedoch kommen teilweise umweltbelastende Stoffe zum Einsatz, welche teilweise in den Untergrund ausgewaschen werden. Detaillierte Ausführungen zum Einsatz von druckimprägnierten Bauteilen im Fassadenbereich finden sich bei Volkmer und Höltschi (2009).

Vorvergrauungs-/Verwitterungslasuren: Bei diesen Systemen handelt es sich in aller Regel um Einschichtsysteme. Die Bindemittelbasis kann dabei sehr unterschiedlich sein. Bei den momentan am Markt erhältlichen Produkten kommen dabei reine oder modifizierte Naturöle oder Bindemittelkombinationen auf synthetischer Basis (z.B. Alkydharze) zum Einsatz. Der Festkörperanteil kann dabei bis zu 50% betragen, was bei einer Holzbehandlung zu einer Filmbildung führt. Die Anwendungs idee für derartige Lasuren besteht darin, dass diese einmalig aufgetragen werden und die behandelten Holzteile anschliessend nicht mehr gepflegt oder unterhalten werden müssen. Durch die Vergrauungslasuren wird die natürliche Vergrauung des Holzes simuliert, wobei ein teilweises Abwittern der Beschichtung sogar gewünscht ist. Dabei kommt es zur Überschneidung von verschiedenen Abwitterungsmechanismen (Beschichtung baut sich ab, freigelegtes Holz vergraut), mit dem Ergebnis, dass die Fassade vom Zeitpunkt der Erstellung über den gesamten Nutzungszeitraum einen einheitlichen grauen Farbton aufweist (Abbildung 9). Die Praxis hat gezeigt, dass diese Systeme dauerhaft sind und aufgrund der oben beschriebenen Effekte die ästhetischen Anforderungen eines Grossteils der heutigen Kunden erfüllen. Aufgrund

der schwierigen Kantenbearbeitung im Profildbereich kann es vorkommen, dass die Schmalflächen nicht ausreichend beschichtet sind und sich dann farblich stark abzeichnen, was teilweise zu Reklamationen geführt hat (Abbildung 10).

Als Nachteil sind auch die wenigen gestalterischen Möglichkeiten zu nennen, da entsprechend nur Grautöne zum Einsatz kommen, obwohl diese von grün-grau über rot-grau bis blau-grau variieren können.

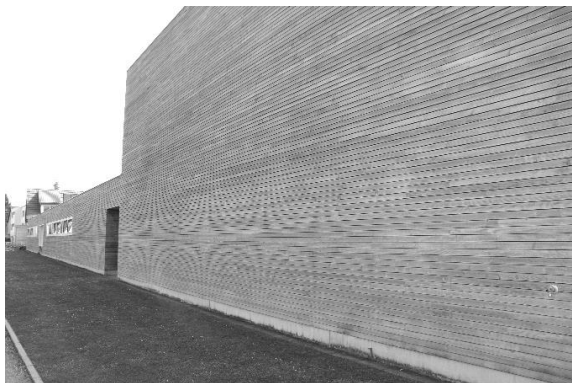


Abbildung 9: Fassade - behandelt mit einer Vorvergrauungslasur, Die Oberfläche wirkt sehr natürlich und ist kaum von einer unbeschichteten, bewitterten Fassade zu unterscheiden.



Abbildung 10 Fasadenschalung mit einer Vorvergrauungslasur behandelt, Speziell die Kantenbereiche erscheinen relativ ungleichmäßig und die Lasur wird flächig abgebaut.

Öle: Diese Systeme werden teilweise auch als Imprägnierlasuren bezeichnet. Als Bindemittel kommen natürliche Öle und Kombinationen aus Ölen und Alkydharzen zum Einsatz. Sie werden entweder als eigenständige Produkte verwendet, was einen 2 maligen Auftrag erfordert. Sie werden aber auch teilweise als Erstbehandlung für deckende Anstriche eingesetzt. Der Festkörperanteil kann je nach Hersteller stark schwanken und liegt ca. zwischen 15-50%. In der Regel ist die Eindringung sehr gut, weshalb diese Systeme teilweise mit Wirkstoffen zum Bläueschutz ausgerüstet werden. Die Öle kommen in transparenter und pigmentierter Form zum Einsatz, wobei speziell bei den transparenten Varianten je nach Exposition mit kurzen Pflegeintervallen von weniger als 2-3 Jahren gerechnet werden muss.

Funktionalisierte Systeme (Feuchteschutz und/oder UV-Schutz): Bei dieser Produktgruppe werden Systeme eingesetzt welche in erster Linie Wirkstoffe enthalten, welche eine spezifische Funktion auf der Oberfläche ausführen sollen. Dabei soll einerseits flüssiges Wasser durch einen entsprechenden Abperleffekt (Abbildung 11 und 12) von der Oberfläche ferngehalten werden und andererseits der photochemische Abbau der Holzoberfläche verlangsamt werden.

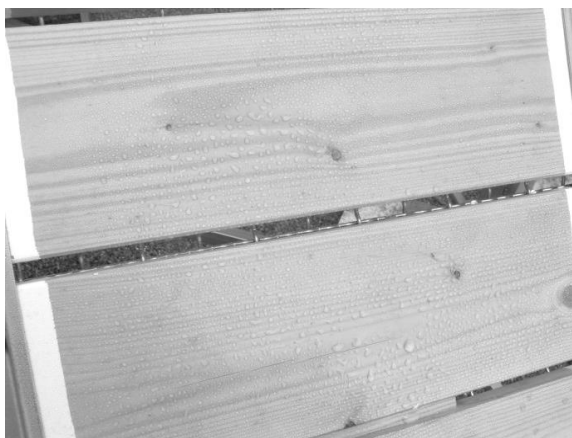


Abbildung 11: Hydrophobierte Holzproben auf dem Bewitterungsstand, ein Abperleffekt ist erkennbar, welcher jedoch zeitlich begrenzt ist (Volkmer 2008)

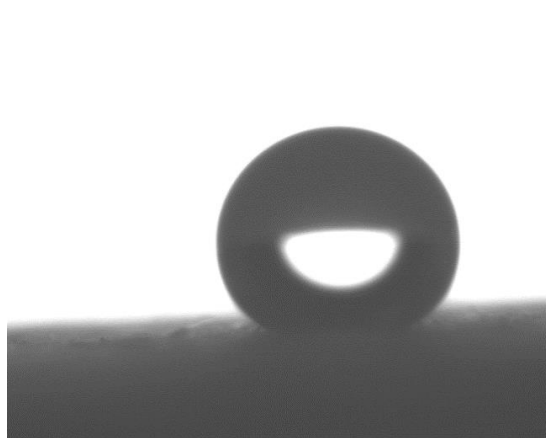


Abbildung 12: Hydrophobierte Holzoberfläche im Ausgangszustand vor der Bewitterung mit ausgeprägtem Abperleffekt (Volkmer 2008)

Für den Schutz vor flüssigem Wasser kommen Hydrophobierungsmittel auf der Basis von spezifischen Ölen, Wachsen oder Silikonen zum Einsatz. Eine weitere Möglichkeit besteht

in der Nanostrukturierung der Oberfläche durch den Einsatz von SiO_2 -Nanopartikeln. Durch die Verwendung von UV-Absorbern oder HALS wird der Schutz der Oberfläche vor der energiereichen Globalstrahlung gesteuert. Dadurch wird der Abbau der Oberfläche durch zwei unterschiedliche Mechanismen gesteuert. Einerseits wird die UV-Strahlung in Wärme umgewandelt oder über Strukturänderungen in der chemischen Zusammensetzung abgebaut. Vorteilhaft bei diesen Systemen ist, dass diese teilweise auch auf bestehenden Beschichtungssystemen aufgebracht werden können. Jedoch sind diese Behandlungsvarianten aufgrund des geringen Festkörpergehaltes und des fehlenden Bindemittels nicht dauerhaft und müssen entweder durch schichtbildende Systeme geschützt oder kontinuierlich gepflegt und erneuert werden.

Lasuren (wenig pigmentiert): Lasuren bilden je nach Zusammensetzung einen Film auf der Oberfläche, wobei die Schichtdicke bei Dünnschichtlasuren zwischen 20-30 μm und bei Dickschichtlasuren zwischen 40-80 μm variieren kann. (siehe Böttcher 2003) Die Pigmentierung liegt in der Regel zwischen 0-3% und wird oftmals über die Grundierung in das Holz eingebracht (Abbildung 13). Deshalb kann durch Lasuren die farbliche Erscheinung von Oberflächen geändert werden, die Textur (Jahrringverlauf) des Holzes bleibt aber weiterhin sichtbar. Aufgrund dieser Eigenschaften gewähren Lasuren einen guten Schutz vor flüssigem Wasser, jedoch kann nur ein Teil der energiereichen UV-Strahlung abgehalten werden. Das hat zur Folge, dass das Holz unter der Lasur modifiziert und abgebaut wird und derartige Systeme je nach Exposition nach 3-4 Jahren renoviert werden müssen, ansonsten ist mit grösseren Schäden zu rechnen und die Instandsetzung wird deutlich aufwendiger (Schmid 1998 a,b). Die Beschichtung wird je nach Anbieter durch 2-3 Anstriche appliziert. Als Bindemittelbasis kommen verschiedene Polymere zum Einsatz wie z.B. Acrylate, Acetate, mod. Alkyde oder Hybride. Aufgrund des Abbaumechanismus der Acrylate (physikalisch trocknend teilweise selbstvernetzend) bleibt im Vergleich zu reinen Alkydsystemen die Elastizität über den Bewitterungszeitraum relativ konstant und die Systeme verspröden nicht. Das wirkt sich positiv auf das Haftungsverhalten und ein verringertes Abplatzen der Beschichtung aus. Im Gegensatz zu den Alkydsystemen erfolgt bei den acrylatbasierten Beschichtungen ein wetterbedingter Abbau mit abnehmender Schichtdicke bei gleichbleibend guter Haftung, Alkydsysteme reißen im Bewitterungsverlauf deutlich schneller und platzen dann grossflächig ab.

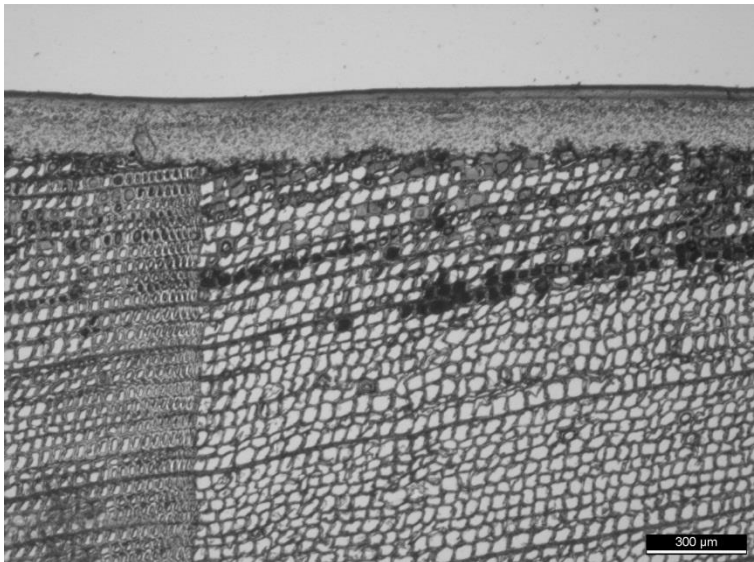


Abbildung 13: Lasierendes System mit transparenter Deckschicht und pigmentierter Grundierung, welche relativ weit in das Holz eindringt (Volkmer 2008)

Lacke pigmentiert: Deckend pigmentierte Systeme sind dadurch charakterisiert, dass sie sowohl die Holzfarbe als auch die Holzstruktur abdecken (Abbildung 14). Daher bieten diese Systeme den besten UV-Schutz, da keine Strahlung bis auf die Holzoberfläche durchdringt und diese abbauen kann. Die Farbstabilität (Abbildung 15) und Witterungsbeständigkeit ist je nach System (Farbton) und Exposition sehr hoch, was zu Renovationsintervallen von deutlich mehr als 6 Jahren führen kann. Hinsichtlich ihrer chemischen Zusammensetzung

sind sie den lasierenden Systemen ähnlich abgesehen vom Pigmentanteil, welcher bei bis zu 10-12% liegen kann. Deckend pigmentierte Systeme werden heute je nach Hersteller mit sehr unterschiedlichem Festkörpergehalt von 25-45% angeboten (Prieto und Keine 2007), was wiederum zu einer breiten Spanne der Schichtdicke für diese Varianten führt (40-120 μm). Wie bei allen bis jetzt genannten Systemen ist eine ausgeprägte Diffusionsoffenheit angestrebt. Aufgrund der polymeren Grundstruktur ist dabei für deckende Beschichtungen system- und feuchteabhängig mit μ -Werten zwischen 2500-3000 zu rechnen ($\mu_{\text{Holz}} \cong 50-100$), was zu s_d -Werten von 1-1.5m führt. Neue Beschichtungssysteme auf mineralischer Basis sind demgegenüber deutlich diffusionsoffener bei μ -Werten von ca. 1000. Derartige Systeme sind eigentlich für mineralische Untergründe konzipiert, da sie die Quell- und Schwindbewegungen von Holz nicht ausgleichen können. Bei neuen Ansätzen ist es unter Verwendung spezieller Grundierungen (organische Bindemittel) möglich, mineralische Farben auch bei Holzfassaden einzusetzen. Dadurch ergibt sich eine sehr widerstandsfähige Oberfläche mit hohem UV- und Feuchteschutz. Derartige Systeme zeigen eine sehr offene Mikrostruktur, wodurch sich die hohe Dampfdurchlässigkeit ergibt, was aber auch eine Verschmutzung und den Befall durch Schimmelpilze unterstützt. Lasierende Systeme auf mineralischer Basis sind nicht im Einsatz.



Abbildung 14: Fassade mit Dickschichtlasur ostexponiert nach 5 Jahren Nutzungsdauer, die Erscheinung ist sehr gleichmässig (Volkmer und Höltschi 2008)

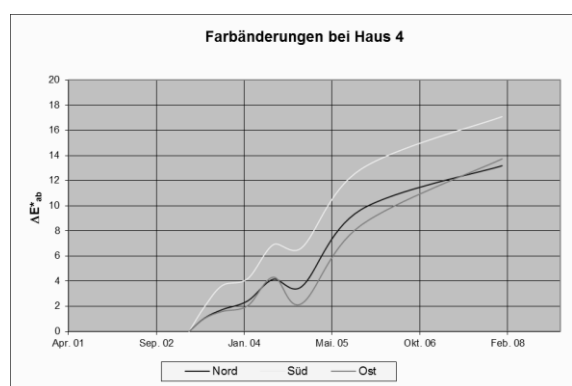
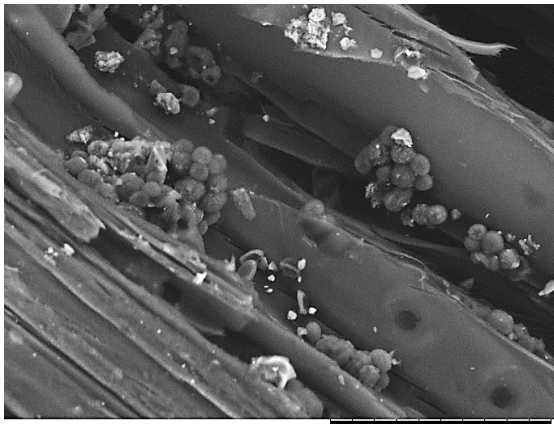


Abbildung 15: Farbveränderung einer Fassade beschichtet mit Dickschichtlasur (gelb) in Abhängigkeit der Exposition und Zeit (bei unbehandelten Fassaden ist unter gleichen Bedingungen mit Farbänderungen von $\Delta E > 45$ zu rechnen) (Volkmer und Höltschi 2008)

Neben den oben beschriebenen Varianten gibt es eine Reihe an Behandlungssystemen, welche nicht klar eizuordnend sind, da es Überschneidungen zwischen den einzelnen Produkten hinsichtlich Pigmentierung, Bindemittelbasis oder Schichtdicke gibt.

Darüber hinaus ist an dieser Stelle noch eine weitere Behandlungsvariante zu nennen, welche momentan von 2 Firmen (in der Schweiz) angewendet wird, dabei handelt es sich um **eine natürliche Vorvergrauung** (Abbildung 17). Dazu werden die Fassadenelemente mehrere Monate dem Wetter exponiert ausgesetzt, um den Alterungsprozess zu beschleunigen. Der Vorgang wird dabei je nach Verfahren durch eine Behandlung mit einer Sporensuspension unterstützt, was zu einer schnelleren Kolonialisierung der Oberfläche durch ausgewählte Schimmel-/Bläuepilze führt (Abbildung 16). Entsprechende Produkte sind unter der Bezeichnung «ecogris» oder «Biod» am Markt erhältlich.



TM-1000_0391 2010.11.02 10:16 L x1.5k 50 um

Abbildung 16: elektronenmikroskopische Aufnahme einer natürlich vorvergrauten Holzoberfläche, bekannt unter dem Namen Biood, es sind deutliche Ablagerungen von Pilzsporen zu sehen, sowie eine leichte Degradation (Längs- und Querrisse) des Holzverbundes (Volkmer 2008)



Abbildung 17: Vorvergraute Fassade (westexponiert) nach 5 Jahren Nutzungsdauer, das Erscheinungsbild ist relativ gleichmässig und vermittelt den natürlichen Holzcharakter (Volkmer und Höltschi 2008)

4. Zusammenfassung

Holzoberflächen bei Anwendungen im Aussenbereich sind ähnlich wie andere Bauteiloberflächen (von Beton, Glass, Kunststoff u.a.) einer Vielzahl an Einflussfaktoren ausgesetzt. Diese können zu einer starken Erosion und einer Zerstörung der Oberflächen und des gesamten Bauteils führen. Sonnenstrahlung, und Feuchtigkeit sind die wichtigsten Faktoren. Wenn diese in Kombination auftreten, laufen verschiedene Mechanismen ab, welche zu einem photo-chemischen Abbau der Oberfläche führen. Eine traditionelle Methode Holzoberflächen vor einem solchen Abbau zu schützen ist der Einsatz von diversen Beschichtungen. Die wesentlichen Anforderungen an solche Systeme sind:

- Abhalten von flüssigem Wasser bei gleichzeitiger Diffusionsoffenheit
- Schutz vor UV-Strahlung
- Gewährleistung einer guten Haftung auf dem Substrat
- Vielfältige optische Gestaltungsmöglichkeiten
- Lange Renovationsintervalle

Neben klassischen Beschichtungssystemen gibt es noch chemische und thermische Modifizierungsvarianten durch welche das Holz und die Holzoberflächen ebenfalls geschützt werden.

Nutzungsbedingt stehen Fassaden nicht in direktem Erdkontakt und bei fachgerechter Konstruktion ist ein kontinuierliches Austrocknen auch immer wieder gewährleistet. Von daher ist ein chemischer Schutz vor holzerstörenden Pilzen und Insekten nicht notwendig, obwohl teilweise derartige Systeme im Fassadenbereich angewendet werden. Die filmbildenden Beschichtungssysteme, Lasuren und stark pigmentierte Lacke, sind durch europäische Normen hinsichtlich der zu erfüllenden Anforderungen spezifiziert, wodurch auch eine Qualitätskontrolle möglich ist. Der gesamte Bereich der nichtfilmbildenden Systeme umfasst ein sehr breites Spektrum und ist nicht durch Normen erfasst, weshalb eine qualitative Bewertung sehr schwierig ist. Das liegt auch darin begründet, dass derartige Systeme sehr spezifisch sind und oftmals nur einen Aspekt des Oberflächenschutzes abdecken (Feuchteschutz oder UV-Schutz oder farbliche Gestaltung). Gerade bei den nichtfilmbildenden Systemen finden sich eine Reihe an transparenten Varianten. Diese Art der Oberflächenbehandlung ist aus Sicht der Bauherrschaft oft gewünscht, bedarf aber eines regelmässigen Unterhalts in kurzen Zeitintervallen, was für mehrgeschossige Objekte nicht realistisch ist.

Es besteht auch die Möglichkeit Holzfassaden nicht zusätzlich zu behandeln. Das führt zu einem natürlichen Vergrauungsprozess, welcher je nach Konstruktion der Fassade mehr oder weniger gleichmässig ausfällt. Bei einer entsprechenden Beratung der Bauherrschaft, handelt es sich hierbei um einer sehr kostengünstige Variante, bei welcher es jedoch keine

optischen Gestaltungsspielraum gibt. Es besteht jedoch die Möglichkeit derartige Fassaden längerfristig zu reinigen. Dieser Prozess ist sehr einfach aber äusserst effektiv. Bei geringem Material- (Wasser) und Arbeitsaufwand lassen sich derartige Fassaden relativ leicht wieder in den Neuzustand versetzen.

5. Literatur

- Barbotin S (2014): Micro-preparation of wooden samples to study the distribution of natural glue systems in wood, Master Thesis EPFL
- Böttcher P (2003): Beschichtungen von Holz und Holzwerkstoffe im Aussenbereich, in: Lackhandbuch Holz (2003), DRW Verlag
- Desai RL (1968): Photo degradation of Cellulosic Materials - A Review of the Literature, Pulp and Paper Magazine of Canada 16/8, 53-61
- Derbyshire H and Miller ER (1981). The Photodegradation of Wood during Solar Irradiation, Holz als Roh- und Werkstoff 39, 341-350.
- Emmler R (2003): Abschlussbericht zur Verschmutzungsneigung von Möbeloberflächen, ihd-Dresden
- Erler K (2002): Holz im Aussenbereich, Birkhäuserverlag
- Feist W, Hon D (1984): Chemistry of Weathering and Protection, aus "Chemistry of solid wood" Advances in Chemistry Series No. 207 by Rowell R.M, American chemical Society`s, 401-451
- Frank W (1973): Einwirkung von Regen und Wind auf Gebäudefassaden, Wilhelm Ernst & Sohn, Sonderdruck aus: Berichte aus der Bauforschung 86
- Ganne-Chédeville C, Volkmer T, Letsch B (2010). Nachhaltige Reinigung von unbehandelten Holzfassaden - Ergebnisse aus laufenden Forschungsprojekten, SAH Tagung 26.-27.10.2010 Weinfelden, Konferenzpapier
- Geiser M (2005): Einfluss des Schlagregens auf die farbliche Veränderung von Holzoberflächen, unveröffentlichte Feldstudie, Hochschule für Architektur, Bau und Holz
- Hon DN-S (2000). Photochemistry of wood, In: Hon D.N.-S., Shiraishi N. (Ed.): Wood and Cellulose Chemistry, Kap. 11, 525-555, New York, Mark Dekker.
- Meijer dM, Millitz H (2001): Moisture Transport in coated Wood. Part 2: Influence of coating type, film thickness, wood species and moisture gradient on kinetics of sorption and dimensional change, Holz als Roh- und Werkstoff 58, 467-475
- Schmid EV (1998a): Aussenbewitterung von Holzlasuren, Applica 3, 10-17
- Schmid EV (1998b): Renovation von abgewitterten Holzlasuren, Applica 18, 2-6
- Schulz H, Böttcher P, Neigenfind W (1973): Einfluss einiger Anstrichsysteme und Farbtönungen auf den Feuchtehaushalt natürlich bewitterter Holzproben, Holz als Roh- und Werkstoff 31, 132-137
- Schwarze FWMR (2003): Vorlesungsskript Holzmodifikation, Universität Freiburg
- Sell J (1981): Klimabedingungen und Wetterbeanspruchung von Aussenbauteilen, in Holzaussenverwendung im Hochbau (Willeitner H., Schwab E.), Verlagsanstalt A. Koch GmbH Stuttgart
- Sell J (2001): Oberflächenschutz von Holzfassaden, Lignatec/ Die technischen Holzinformation der Lignum 13
- Sell J, Graf E, Richter S und Fischer J (1995): Holzschutz im Bauwesen, Lignatec 1
- Selter W (2007): Neue Entwicklungen in der Behandlung von Holzoberflächen, Applica 8
- Turkulin H, Sell J (2002): Investigations into photodegradation of wood using microten-sile testing. Holz als Roh- und Werkstoff, 60(2), 96-105

Volkmer T (2006): Oberflächenbehandlung von Holz im Aussenbereich, *Applica* 8, 2-5

Volkmer T (2008): Schimmelpilze auf beschichteten Holzfassaden – physikalische und chemische Einflussfaktoren, Dissertation Uni Freiburg i.Brsg.

Volkmer T, Höltschi Ch (2008): Wirtschaftlichkeitsvergleich verschiedener Holzschutzmassnahmen im Aussenbereich, Forschungsbericht BFH NR. 6746-SB-01

Volkmer T, Höltschi Ch (2009): Holzfassaden verändern ihre Farbe, *Applica* 5, 12-16

Volkmer T, Arietano L, Plummer C, Strautmann J, Noël M (2013): Loss of tensile strength in cellulose tissue on the surface of spruce (*Picea abies*) caused by natural photodegradation and delignification, *Polymerdegradation and Stability*, 98 (6), pg. 1118–1125

Williams RS, Knaebe MT, Sotos PG, Feist WC (2001a). Erosion Rates of Wood during natural Weathering: Part 1 Effects of Grain Angle and Surface Texture, *Wood and Fiber Science*, 33(1) 31-42.

Williams RS, Knaebe MT, Sotos PG, Feist WC. (2001b). Erosion Rates of Wood during natural Weathering: Part 2 Early Wood and Late Wood Erosion Rates, *Wood and Fiber Science*, 33 (1) 43-49.

SN EN 927 Beschichtungsstoffe - Beschichtungsstoffe und Beschichtungssysteme für Holz im Aussenbereich: 1-6

EN 335.2 Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten - Definition der Gebrauchsklassen - Teil 2: Anwendung bei Vollholz

Fassade – Planung und Konstruktion

Tobias Götz
PIRMIN JUNG Deutschland GmbH
Sinzig, Deutschland



Fassade – Planung und Konstruktion

Die Fassaden sind das Kleid der Gebäude. Die Nachbarn, das Umfeld und die Öffentlichkeit entscheiden aufgrund der Dauerhaftigkeit und dem Daherkommen der Fassadenverkleidung, ob der Holzbau funktioniert – oder eben nicht. Die Ausführungsqualität des Tragwerks und des Systemholzbaus, der Schallschutz und die Wärmedämmung können noch so gut sein – wenn die Fassadenverkleidung nach wenigen Jahren verfärbt ist, wenn Pilze sprießen oder wenn es einzelne Fäulnisstellen gibt, erscheint der ganze Holzbau als nicht tauglich. Bei den letzten 12 Holzbauprojekten von PIRMIN JUNG machten die Kosten der Holzfassaden durchschnittlich ca. 10% des Gesamtauftrages aus. 10% des Auftrages entscheiden demnach über die Tauglichkeit des Holzbaus. Wir vertreten die Meinung, dass wir aufgrund dieser Tatsache die Fassadenverkleidungen sauber planen müssen und bei der Qualität und den Kosten nicht sparen sollten.

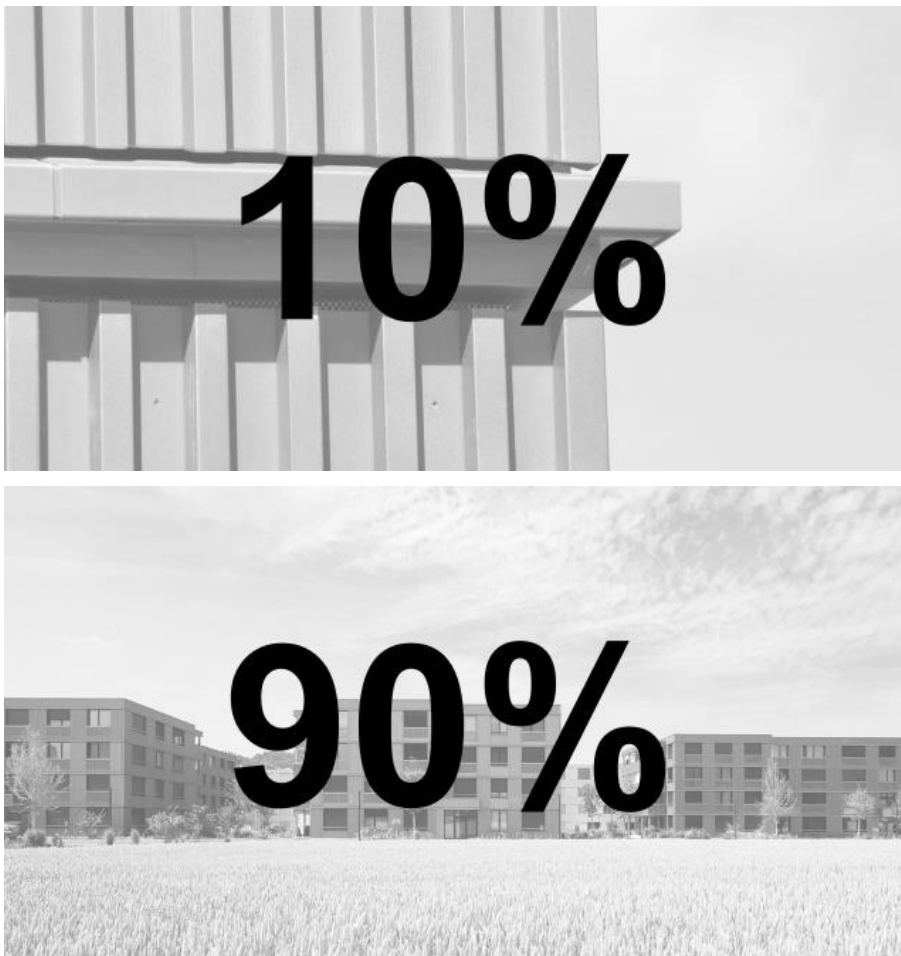


Abbildung 1: Die Holzfassaden kosten rund 10% des Holzbauauftrages, entscheiden aber zu 90% über die Akzeptanz des Holzbaus

1. Sensibilisierung

Architekten gestalten Ihre Projekte für einen bestimmten Ort, für eine bestimmte Bauherrschaft mit ihren ganz spezifischen Ansprüchen an ihr zukünftiges Bauprojekt. Über diese Analogien wird das Fassadenkleid entwickelt.

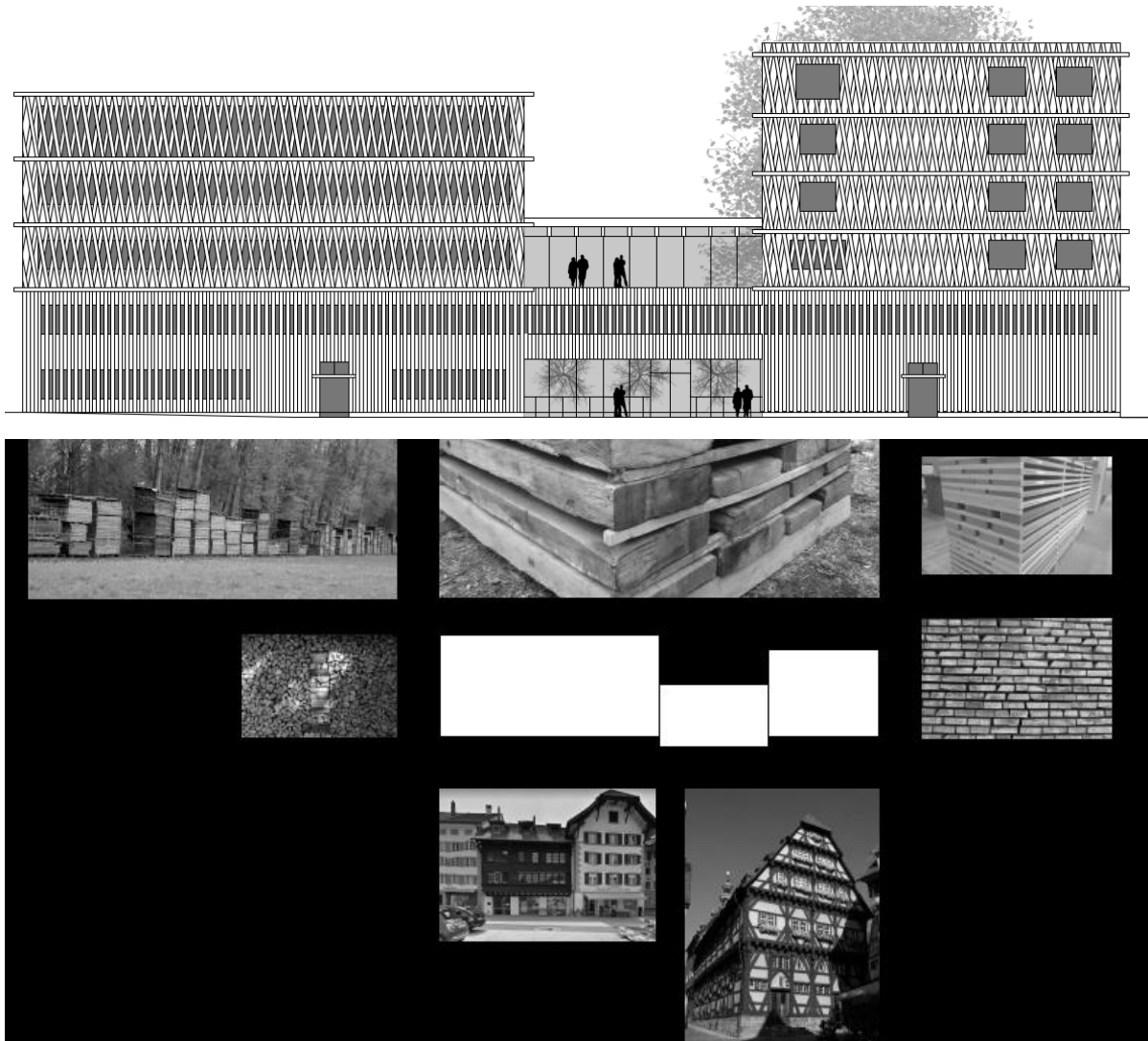


Abbildung 2: Über Bilder aus der Natur, des Umfeldes und dem Betätigungsfeld des Auftraggebers suchen Architekten den Ausdruck der Fassadenverkleidung.

An uns Holzbauingenieuren liegt es, diese Ideen aufzunehmen und in technisch funktionierende, praxistaugliche, dauerhafte Konstruktionen umzusetzen.

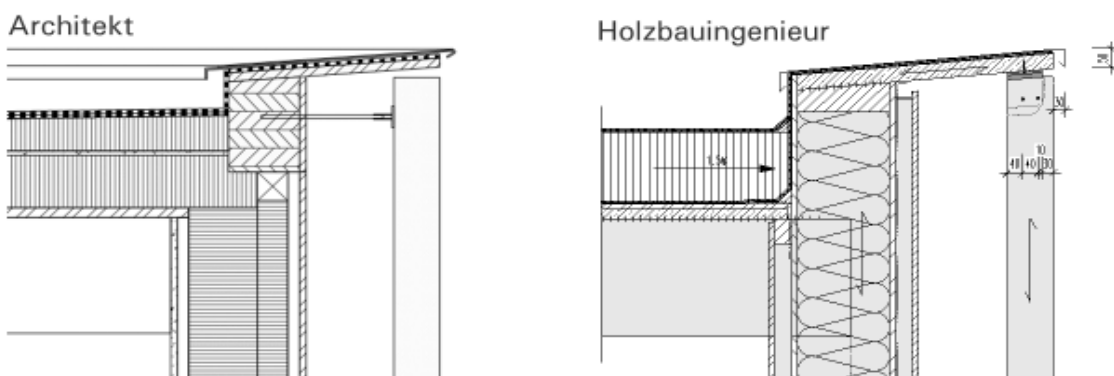
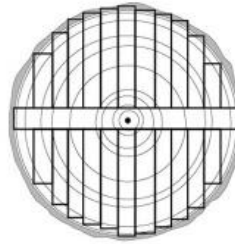


Abbildung 3: Formale Ideen des Architekten umgesetzt in praxistaugliche Lösungen.

Die formalen Ideen und Ansprüche des Architekten sind insbesondere auch auf die vorhandenen Rohprodukte abzustimmen. Bei der Konzeption von Fassadenverkleidungen aus Massivholz ist zu berücksichtigen, woher dieses kommt, wie es die Natur produziert. Entscheidenden Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und das optische Daherkommen einer Fassadenverkleidung haben Wachstumsmerkmale (und nicht Holzfehler) wie Äste, unterschiedliche Jahrringstärken, Harzeinschlüsse uvm.

Diese Überlegungen und Gedanken, aber auch die zu erwartende Alterung einer bestimmten Behandlung und Ausführung sind bereits in den ersten Planungsphasen für alle Beteiligten verständlich zu diskutieren.



Ausbeute

60% .. 20%

Abbildung 4: Die Planung von Holzfassaden muss die Tatsache berücksichtigen, dass wir mit dem Naturprodukt Holz arbeiten und dass je nach Qualitätsanspruch an die Hölzer die Ausbeuten markant sinken können.



Abbildung 5: Zusammen mit der Bauherrschaft und dem Architekten sollten realisierte Fassadenverkleidungen besichtigt werden – auch ältere, an denen das Altern und die zu erwartenden Veränderungen sichtbar sind.

2. Planungsprozess

Als Holzbauingenieure führen wir die Planung des Holzbaus informell vom ersten Moment an (idealerweise sind wir bereits beim Wettbewerb dabei). Wir unterstützen den Architekten bei der Organisation des Planungsteams und beim optimalen Vorgehen der Planung. Checklisten zur Aufgabenverteilung und der optimalen Arbeitsabfolge unterstützen dabei.



Abbildung 6: Checklisten unterstützen bei der Optimierung der Zusammenarbeit im Planerteam.

Eine mögliche Holzfassade muss bereits im Rahmen des Vorprojektes / der Vorplanung ein Thema sein. Insbesondere ist bereits in diesem Stadium zusammen mit der Bauherrschaft zu klären, in welchen Bereichen sie sich eine Holzfassade vorstellen kann, welche Ansprüche sie an die Dauerhaftigkeit und an den Unterhalt stellt.

Die formalen Anliegen des Architekten, die Anliegen bezüglich der Dauerhaftigkeit des Auftraggebers und die Anliegen aus dem Brandschutz und der Bauphysik bestimmen die Detailausführung und die Materialität der Fassadenverkleidung.

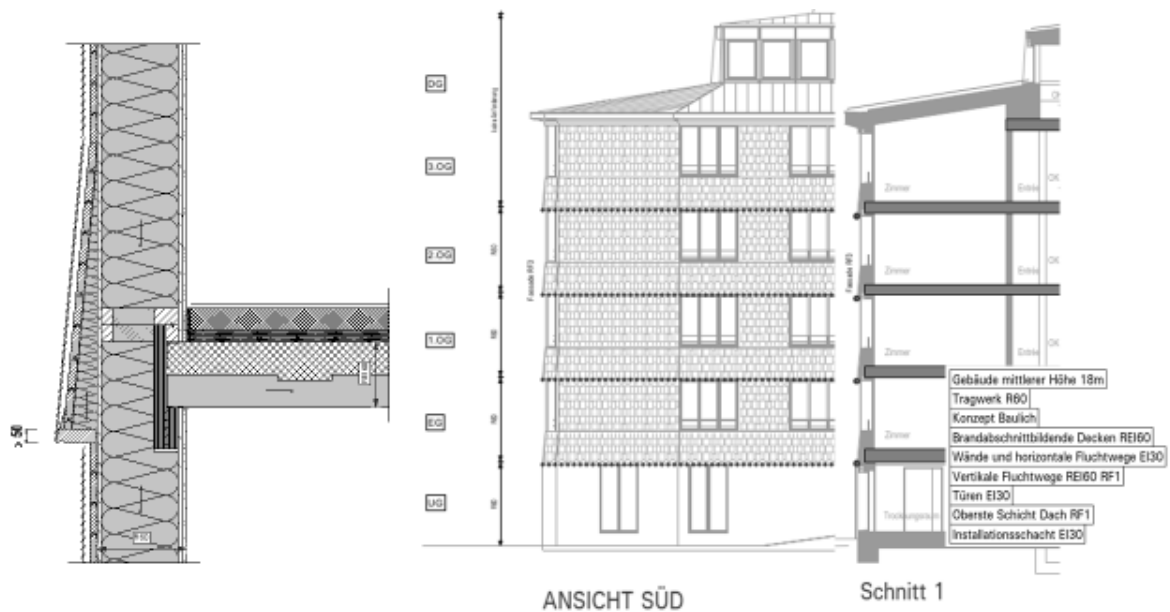


Abbildung 7: Ausschnitt aus einem Brandschutz-Konzeptplan für ein 5-geschossiges MFH mit Schindelfassade.

Noch bevor eine Holzfassade ausgeschrieben und an eine Firma vergeben wird, soll mit einem Überwachungs- und Unterhaltsplan gegenüber der Bauherrschaft der zukünftige Unterhalt und die zukünftige Alterung der bestellten Fassade kommuniziert werden.

5.2 Überwachungs- und Unterhaltsanweisungen

ÜBERWACHUNGS- UND UNTERHALTSANWEISUNGEN	INTERVALLE			BESTÄNDE		
	JAHRE	MONATE	WOCHE	BEFESTIGUNG	HALTBARKEIT	VERZÄHRUNG
1. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
2. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
3. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
4. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
5. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
6. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
7. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
8. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
9. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
10. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
11. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
12. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
13. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
14. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
15. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
16. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
17. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
18. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
19. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		
20. Ist die Fassade nach dem Bauzustand geordnet?	X			X		

- Inhalte**
- Sinn und Zweck
 - Beteiligte
 - Ausgeführte Fassadenverkleidung
 - . Material
 - . Oberflächenbehandlung
 - . Montage
 - Dokumentation Ausführung
 - Überwachung und Unterhalt
 - Technische Merkblätter der Produkte



Abbildung 8: Ausschnitt aus einem Überwachungs- und Unterhaltsplan für eine Holzfassade.

Im Leistungsverzeichnis soll die auszuführende Fassade möglichst genau beschrieben werden, damit die anbietenden Unternehmer dasselbe rechnen und der Bauherr diejenige Fassadenverkleidung erhält, die er auch bestellte und von der er weiß, was er von ihr erwarten kann. Insbesondere sind zu definieren:

- Holzart, Querschnittsabmessungen, Profilierung, Einschnittart, (Rift, Halbrift oder Seitenwähre), Holzfeuchte, ev. Holzherkunft und Label,
- Oberflächenqualität, Oberflächenausführung (Sägeroh mit Bandsäge- oder Gatterschnitt, Gehobelt und geschliffen, Strukturgeschliffen) und Behandlung,
- Befestigungsart und Definition der Befestigungsmittel (Inox A2-Verbindungsmittel),
- Ausführung der Unterkonstruktion und aller An- und Abschlüsse (Eckausbildung, Fenstergewände, Fenstersturz mit Storekasten, Fensterbank).

Essentiell ist, dass die Spezifikationen und die Ausführungsdetails zum Zeitpunkt der Erstellung des LV's geklärt und sauber aufgezeichnet sind.

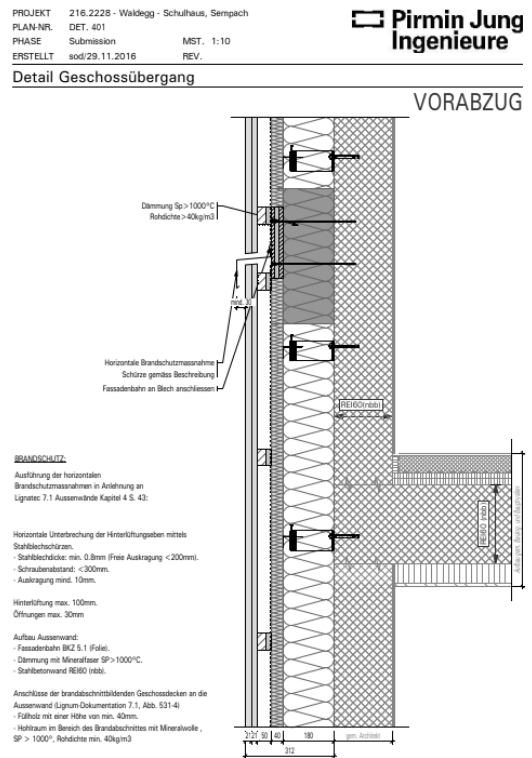


Abbildung 9: Musterdetail einer Holzfassade - Stand Erstellung Leistungsverzeichnis.

3. Qualitätssicherung

Für größere Fassadenverkleidung werden immer mehr Großmuster, sogenannte Mock-Up's erstellt, anhand denen die genaue Ausführung zusammen mit dem Architekten, der Bauherrschaft und dem ausführenden Holzbauer besprochen werden können. Die Kosten solcher Mock-Up's werden durch die schlussendliche Ausführungsqualität und die vermiedenen Diskussionen und Auseinandersetzungen längstens kompensiert.

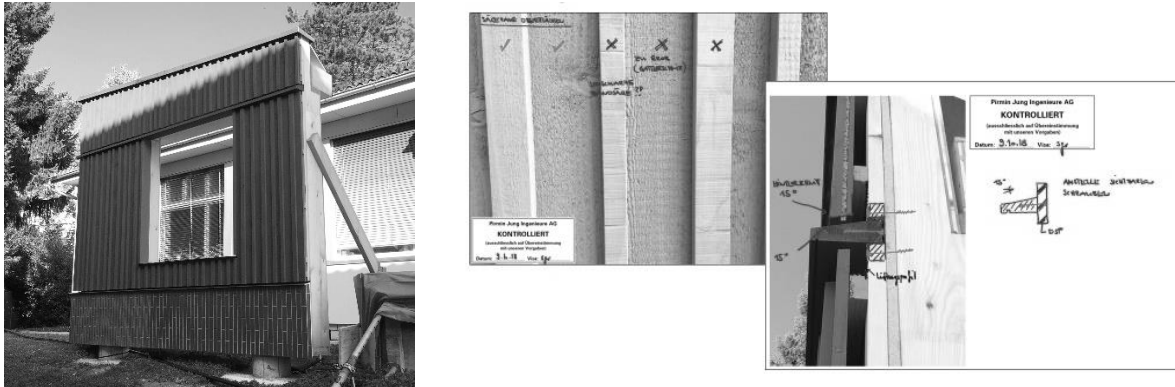


Abbildung 10: Grossmuster erlauben das Klären der Ausführungsqualität und der Details vor der Ausführung

Für die Dauerhaftigkeit und die Zufriedenheit des Bauherrn hat die Holzqualität der Fassadenverkleidung wesentlichen Einfluss. Diese ist im Planerteam zu klären, dem Holzbauer vorzugeben und dann auch konsequent zu prüfen.

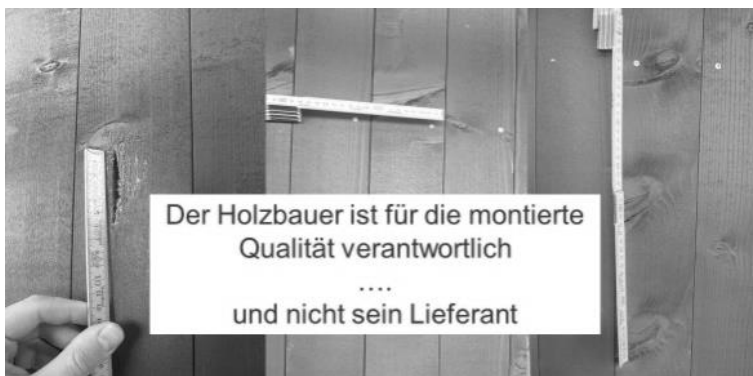


Abbildung 11: Montierte Fassadenbretter der geforderten Qualität N1 (Starkholz, Astarm), welche dieser Qualität nicht entsprechen und ersetzt werden müssen.

Als Holzbauingenieure sehen wir es als unsere Aufgabe an, auch die ausgeführte Fassadenverkleidung während der Montage zu kontrollieren und den Holzbauer auf eventuelle Abweichungen vom Bestellten aufmerksam zu machen – respektive diesen in Absprache mit der Projektleitung zur Korrektur anzuweisen.

Nur eine sauber montierte Fassadenverkleidung kann die Anliegen des Auftraggebers bezüglich Dauerhaftigkeit und langfristiger Funktionstüchtigkeit erfüllen.

4. Erfahrung

Die Planung und Ausführung von Fassadenverkleidungen verlangt ein hohes Maß an Fachwissen und Praxiserfahrung. Es ist essentiell, dass insbesondere die Erfahrung innerhalb von Holzbau- respektive Planungsunternehmen aktiv geteilt wird.

Bei PIRMIN JUNG bewertete Jonin Frigg in seiner Bachelor-Arbeit rund 70 Gebäude mit Holzfassaden, die durch uns während der letzten 20 Jahren geplant wurden. Diese Besichtigungen vor Ort zeigten uns auf, dass wir viele Dinge bisher nicht so schlecht geplant hatten. Es zeigte uns aber auch Punkte, die wir zukünftig anders planen müssen.



Abbildung 12: Im Rahmen einer Bachelorthesis wurden rund 70 Projekte, welche zwischen 1998 und 2012 realisiert wurden, vor Ort besichtigt und analysiert.

Ferienhaus Flumserberge



2003

2018

Mehrfamilienhaus «an der Lorze» Zug



2003

2018

Abbildung 13: Zwei Projekte nach Projektfertigstellung und im Alter von 15 Jahren.

5. Behandlung

Aufgrund unserer Projekterfahrung bevorzugen wir für Fassadenverkleidungen, die wir planerisch mitgestalten dürfen, die folgenden 5 Systeme:

- Roh: Für Gebäude an höheren, nebelfreien Standorten; oder für Gebäude mit wenigen Versätzen in der Fassade; oder für Gebäude mit großem oder keinem Vordach.
- Vorvergraut: an allen Lagen. Achtung: die Farbschicht baut sich in relativ kurzer Zeit ab. Dabei ist zu beachten, dass jede Holzart entsprechend dem Gebäudestandort und der Fassadenausrichtung unterschiedlich grau wird – aber genau nur in einem Grau.
- Druckimprägniert braun: sehr gute Dauerhaftigkeit und Farbbeständigkeit. Um den optimalen Schutz zu erreichen, sind die Brettlamellen vor dem Druckimprägnieren fertig zuzuschneiden und, wo notwendig, vorzubohren.
- UV-Lasur: Wenn eine farbige, lichtechte Fassade verlangt wird. Achtung: UV-Lasuren funktionieren nur mit einer Grundierung zuverlässig. Meistens resultieren 3- oder 4-fache Behandlungen (Grundierung, 2x im Werk und 1x nach der Montage)
- Roggenmehl: Aus Schweden sind alte Behandlungssysteme auf Roggenmehlbasis bekannt. Diese funktionieren insbesondere im Schwedenrot-Farbtönen sehr gut. Zu beachten ist aber, dass die Farbe beim Berühren abfärbt.

6. Ausführung

Die Detailausführung ist einer der wichtigsten Faktoren, welche über die Dauerhaftigkeit und Funktionstauglichkeit einer Fassadenverkleidung entscheiden. Die in der Fachliteratur aufgezeigten Konstruktionsregeln haben uneingeschränkt Gültigkeit. Folgend einzelne Hinweise aus der Erfahrung aus gebauten Beispielen:

6.1. Vertikale versus horizontale Montage

Grundsätzlich taugen beide Varianten. Bei Horizontalfriesen innerhalb von Fassadenverkleidungen bevorzugen wir eher Horizontalschalungen, da hier eventuell schadhafte Brettriemen über dem Fries einfach ausgewechselt werden können.

+ Wasser fließt in Wuchsrichtung ab	+ Einfache Unterkonstruktion
+ Schraubenbild unabhängig vom Ständerraster	+ Sockelbereich: Verschleissbrett
+ Risse in Oberfläche haben kaum Folgen	+ Stöße kaum sichtbar
	+ Vertikal keine Stöße notwendig
- Obere Kante ist stärker belastet	- 2-fach Unterkonstruktion notwendig
- Schraubenbild abhängig von Ständerraster	- Länge beschränkt, Stossanordnung
	- Sockelabstand mind. 300mm
	- Schwachstelle über Friesen

Abbildung 14: Merkmale bezüglich vertikaler und horizontaler Montage

6.2. Vorstehende Frieße innerhalb von Fassadenverkleidungen

Zunehmend werden strukturierte Fassadenverkleidungen gewünscht: Vertikal- und horizontal montierte Fassadenbereiche werden dabei durch Bleche oder stärkere Holzquerschnitten, sogenannten Frieße, unterteilt.

Diese Frieße sind im Detail nicht immer unproblematisch: Falls sie in Blech ausgeführt sind, werden sie im Sommer bis zu 90° Grad warm. Dabei trocknen sie das darüber liegende Holz stark aus. Spritzwasser feuchtet den Bereich dann wieder stark auf – und bei Vertikalschalungen zieht das Stirnholz in diesem Bereich das abfließende Wasser sehr stark auf – insbesondere, wenn das Stirnholz so trocken ist.

Aus diesem Grunde bevorzugen wir für diesen Bereich folgende Strategie:

- Fries mit «starkem» Gefälle ausführen – besser 20° Grad als nur 10° Grad Neigung
- Über dem Fries eher eine Horizontalschalung anordnen, da hier ein beschädigtes Brett einfacher ausgewechselt werden kann
- Fries nur wenige cm vorstehen lassen, um Spritzwasser und Hitzeschild zu reduzieren



Abbildung 15: Strukturierte Fassade mit optimaler Montagerichtung der Brettlamellen; über dem Metallfries ist die Holzverkleidung horizontal montiert.

6.3. Holzfassade auf Mauerwerk

Die Baufeuchte bei Massivbauten muss während der ersten Jahre austrocknen. Um zu verhindern, dass diese Feuchte durch das Mauerwerk in die Holzverkleidung gelangt und dort zu hohe Feuchtigkeit verursacht (Quellen der Holzbretter, Pflanzliche Schädlinge aufgrund der hohen Holzfeuchte), ist auf das Mauerwerk eine Dampfbremse zu montieren.



Abbildung 16: Auf Mauerwerkswänden von Massivbauten ist eine Dampfbremse unerlässlich, um durch das Mauerwerk ausdiffundierende Baufeuchte zu vermeiden.

Wärmedämmverbundsysteme im Holzhausbau – Erkenntnisse aus den letzten Jahren

Sylvia Polleres
Holzforschung Austria
Wien, Österreich



Wärmedämmverbundsysteme im Holzhausbau – Erkenntnisse aus den letzten Jahren

1. Einleitung

Geputzte Fassaden haben im Holzbau, insbesondere im Fertighausbau mit hohem Vorfertigungsgrad, lange Tradition. In den 1960er und 1970er Jahren kamen in Österreich und Deutschland überwiegend Holzwoleleichtbauplatten mit Dickputzen zum Einsatz. Diese wurden mehr und mehr aufgrund der schlechteren Wärmeleitfähigkeit durch Wärmedämmverbundsysteme auf EPS Basis ersetzt, als ökologischere Variante wurde Kork angeboten, der mittlerweile nur mehr vereinzelt in Europa zum Einsatz kommt. Mineralwollgedämmplatten waren und sind im Holzhausbau in erster Linie bei erhöhten Brandschutzanforderungen in Verwendung. In den 1990er Jahren kam zunehmend die Holzfaserdämmplatte als Putzträger auf den Markt und stellte die logische Ergänzung im Holzbau dar: neben dem Holz als Tragstruktur (Rahmenwerk oder Holzmassivbauteil) und den Holzwerkstoffplatten als Beplankungsmaterialien (z.B. OSB oder Mitteldichte Faserplatten (MDF)) bilden Holzfaserdämmplatten als Putzträger gemeinsam mit dem Putz die Außenhaut des Holzbauwerks. Anders als konventionelle WDVS benötigen Holzfaser-WDVS aufgrund ihrer höheren Steifigkeit keine außenseitige Beplankung am Holzrahmenelement als Trägerplatte für den Dämmstoff. In den letzten Jahren nahm die Marktpräsenz der Wärmedämmverbundsysteme auf Holzfaserdämmplatten durch eine wachsende Zahl an angebotenen Systemen kontinuierlich zu. Heute haben sie, insbesondere im gewerblichen Holzbau, eine führende Stellung innerhalb der Wärmedämmverbundsysteme. Darüber hinaus setzen auch industrielle Hersteller von Holzhäusern, insbesondere für die mit ökologischen Argumenten positionierten Produktlinien, auf Holzfaserdämmplatten und seit ein paar Jahren auch auf Hanfdämmplatten.

Bei WDVS im Holzhausbau kommt es jedoch immer wieder auch zu unerwünschten Erscheinungen, zum Beispiel sind es sogenannte Matratzeneffekte und Abzeichnungen der darunterliegenden Schichten bzw. der Plattenstöße und Quetschfalten, die das äußere Erscheinungsbild des Gebäudes massiv beeinträchtigen können. Auch WDVS Anschlüsse zum Sockel, zum Fenster oder zur Fensterbank beinhalten ein hohes Schadenspotential. Die Einflussfaktoren für die auftretenden Mängel sind dabei vielfältig.

2. Baurechtliche Grundlagen

Wärmedämmverbundsysteme sind in Österreich, Deutschland und in der Schweiz durch nationale Regelwerke, wie zum Beispiel Normen oder nationale bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Seit 2017 gibt es wieder die Möglichkeit für WDVS aus expandiertem und extrudiertem Polystyrol, Mineralwolle, Holzwoleleichtbauplatten, Kork oder Holzfaserplatten auf den im Holzhausbau üblichen Untergründen wie Holzwerkstoffplatten (z.B. OSB, Spanplatten, MDF,...), Massivholz, Gipskartonplatten oder Gipsfaserplatten eine Europäische Technische Bewertung (vormals Europäische Technische Zulassung) und somit eine CE-Kennzeichnung für das System zu erlangen. Als Grundlage dient hier das EAD (European Assessment Document) 040089-00-0404 - External Thermal Insulation Composite Systems with renderings for the use on timber frame buildings.

Bei den Zulassungen/Bewertungen, sowohl bei den europäischen als auch bei den nationalen, handelt es sich um sogenannte System - Zulassungen, in denen das Gesamtsystem bestehend aus den Einzelkomponenten, wie Dämmstoff, Putze, Armierungsgewebe und Befestigungen, geregelt wird. Es dürfen daher auch nur die in der jeweiligen Zulassung geregelten Komponenten für das jeweilige Wärmedämmverbundsystem verwendet werden. Sollten systemfremde Komponenten Anwendung finden, so ist dies baurechtlich unzulässig und es erlischt zudem der Gewährleistungsanspruch gegenüber dem Zulassungsinhaber. Die etwaigen Zulassungen müssen daher den Planern und Ausführenden vorliegen.

3. Aufbringung des WDVS im Holzhausbau

Im Holzhausbau findet man hinsichtlich der Aufbringung des Wärmedämmverbundsystems unterschiedliche Ausführungsvarianten, welche meist durch den Grad der Vorfertigung bestimmt werden, vor. Diese reichen von Wandelementen mit bereits im Werk samt Oberputz fertiggestellten WDVS, über Elemente mit armierten Unterputz, bis hin zu Bauteilen, mit nur aufgetragenen Wärmedämmplatten.

Bei industriell vorgefertigten Holzhäusern (Fertighausbau) ist in der Regel der Vorfertigungsgrad sehr hoch und es wird zumeist bereits der armierte Unterputz im Werk aufgebracht. Auf der Baustelle werden dann hinsichtlich des WDVSs nur mehr die Außenwand-Eckverbindungen und der Deckenbereichsanschluss Erdgeschoss/ Obergeschoss geschlossen und die gesamte Gebäudehülle mit dem Oberputz versehen. Fast immer erfolgen diese Arbeiten relativ rasch nach der Montage des Hauses und durch den Fertighaushersteller selbst, d.h. es gibt hier in der Regel einen Verantwortlichen.

Im gewerblichen Holzhausbau hingegen findet man häufig die Situation vor, dass der Zimmerer die klassischen Holzbauarbeiten in seinem Leistungsumfang hat, das heißt die Roh-Wandelemente, das Aufbringen des WDVS jedoch bereits in der Verantwortung eines anderen Gewerkes, dem des Verputzers/ Fassaders liegt. Im Fall des WDVS mit direkt am Riegel befestigter Holzfaserdämmplattenplatten, wird das System zumeist von zwei unterschiedlichen Gewerken hergestellt. Der Zimmerer bringt den Dämmplattenwerkstoff auf, die Putzarbeiten erfolgen durch den Fassaden-/ Putzhersteller. Es sind somit zwei Gewerke für die Gesamtleistung des WDVS verantwortlich. Für die ordnungsgemäße und zulassungskonforme Systemumsetzung ist in solchen Fällen eine protokollierte Gewerkeübergabe (welche Dämmplatte wurde aufgebracht, welches Putzsystem ist zulässig, wie hat die Aufbringung zu erfolgen, ist der Untergrund eben und sauber, ...) sinnvoll und wichtig.

Bedeutsam ist hier vor allem auch der Zeitraum der freien Bewitterung. Systemhersteller verweisen dabei in ihren Verarbeitungsrichtlinien auf maximale Freibewitterungszeiträume. Selbstverständlich ist jedoch ein kurzer Zeitraum immer empfehlenswert. Des Öfteren sieht man jedoch Objekte mit Holzfaserdämmplatten ohne jegliche Beschichtung bzw. ohne zusätzlichem Witterungsschutz über Monate hin stehen. Speziell hier ist vor Beginn der Putzarbeiten der Plattenuntergrund zu prüfen, eventuelle Fugen und Anschlussbereiche nachzuarbeiten und vor allem die Plattenfeuchte zu prüfen.

4. Häufig auftretende Schäden an WDVS im Holzhausbau

4.1. Quetschfalten

Als Quetschfalte wird eine narbenförmige Aufwölbung in der Putzschicht von Wärmedämmverbundsystemen bezeichnet (siehe Abbildung 1). Diese verlaufen im Holzhausbau vorwiegend in horizontaler Richtung, sind in der Regel nicht durchgängig und häufig an Süd- und Westfassaden zu finden. Sie sind zumeist über Dämmplattenstößen angeordnet.

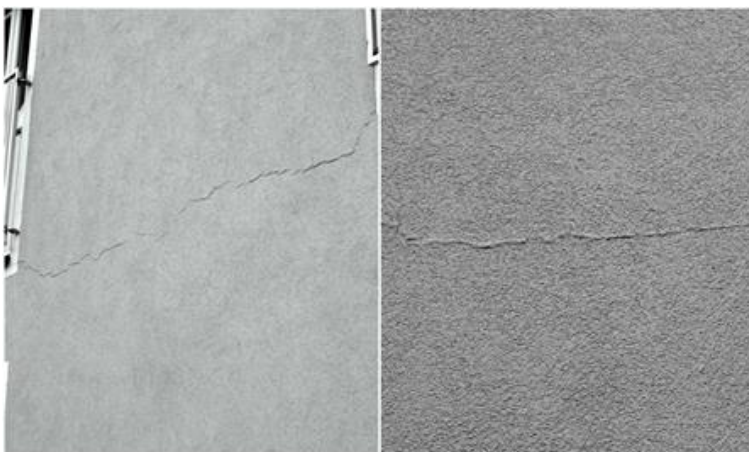


Abbildung 1: Typische Quetschfaltenbildung

Oft werden Quetschfalten im Bereich des Geschoßdeckenanschlusses festgestellt. Dabei wird häufig angenommen, dass dieses aufgrund von größeren Vertikalverformungen der Unterkonstruktion wie zum Beispiel infolge von Setzungen und Schwindverformungen insbesondere im Bereich der horizontalen Geschoßstöße (Deckenbalken) auftreten. In den meisten Fällen, zumindest im Einfamilienhausbereich, kann heutzutage diese Ursache jedoch aufgrund der Verwendung von trockenem Bauholz ($15 \pm 3 \%$ sind im Holzbau zulässig) bzw. Brettschichtholz oder z.B. LVL als Randbalken beim Einbau nahezu ausgeschlossen werden.

Weitere lastabhängige Verformungen sind infolge von nicht ebener Auflagerung von Wandelementen, nicht ordnungsgemäßer Verarbeitung der Deckenelemente (Luft zwischen tragenden Hölzern) und überstehender Verbindungsmittel im Bereich der Fuß- und Kopfschwellen möglich.

Häufiger werden jedoch Verarbeitungsfehler im Zuge des Versetzens der Geschoßbinden gemacht. Im Anschlussbereich sind entweder oft Fugen von mehreren Millimetern oder mit ungeeignetem Material verschlossene Fugen (siehe Abbildung 2) zu finden.



Abbildung 2: Anschlussfuge mit Schaum ausgefüllt

Fugen sind in diesem Bereich generell zu vermeiden. Sollten trotzdem Fugen vorhanden sein, sind diese mit druckfestem Fugenmaterial und über die gesamte Dämmstofftiefe zu füllen.

Oft treten jedoch auch Quetschfalten aufgrund von fehlerhaften Verklebungen der Dämmplattenränder, besonders an den auf der Baustelle eingesetzten Geschoßbinden auf. Deshalb ist es zwingend die Dämmplatten pressgestoßen und vollflächig verklebt einzubauen und in regelmäßigen Abständen in den oberen und unteren Plattenfugen und in der Mitte der Dämmplatten zu verdübeln.

Des Weiteren tragen regelmäßig zu dünne Armierungsschichten zu Rissbildungen und in späterer Folge zur Quetschfaltenbildung im WDVS bei.

4.2. Schäden bei Fenster(bank)anschlüssen

Wärmedämmverbundsysteme müssen unter anderem einen dauerhaft wirksamen Witterschutz des Gebäudes gewährleisten. Dies ist nicht nur in der Fläche zu erfüllen, sondern auch bei allen Anschlüssen. Der konstruktive Feuchteschutz hat speziell im Bereich des Fenster(bank)- und Sockelanschlusses im Holzhausbau einen besonders hohen Stellenwert. An Fenster(bank)fugen wird eine hohe Anforderung hinsichtlich des Witterschutzes gestellt, denn Eintrittsstellen für Schlagregen gibt es viele. Obwohl mittlerweile die verschiedensten Dicht- und Klebebänder zur Schlagregendichtheit verlegt werden und der Markt modernste Fensterbanksysteme anbietet, kommt es immer wieder zu Feuchteschäden (siehe Abbildung 3). Dabei spielen die Kombination und die Verarbeitung der verschiedenen Baustoffe und -materialien eine wesentliche Rolle. Darüber hinaus werden Fensterkonstruktionen mit immer geringeren Leibungstiefen bis hin zu flächenbündigen Ausführungen eingebaut. Obwohl diese Ausführungen technisch nicht zu befürworten sind, werden sie aufgrund architektonischer Vorgaben in vermehrtem Maße so hergestellt.



Abbildung 3: Erheblicher Schaden am WDVS und der Holzkonstruktion aufgrund undichter WDVS Anschlüsse zum Fenster und zur Fensterbank; die dunklen Flecken zeigen die bereits zerstörte Holzfaserdämmplatte

Zu Wassereintritten im Fenster(bank)bereich kommt es im Wesentlichen aufgrund von:

- Putzabrissfugen
- Verarbeitungsfehlern beim Einbau von vorkomprimierten Fugendichtbändern
- Nicht verschlossenen Fensterrahmennuten bzw. Gewerkelöchern
- Entwässerung von Fenster-Vorsatzschalen hinter und/oder neben die Fensterbank

In erster Linie muss das allgemeine Bewusstsein für diese nicht triviale Bauaufgabe der Schnittstelle WDVS/Fensterbank bei allen am Fensterbankeinbau-Beteiligten geschaffen werden und die Ausführenden müssen über all die möglichen Wassereintrittsstellen Kenntnis haben.

Weiters muss die Bereitschaft einer gewerkeübergreifenden Zusammenarbeit gestärkt werden und die jeweiligen Zuständigkeiten während des Bauablaufs müssen vorab in der Planung definiert werden.

5. Literatur

ÖNORM B 2320, Wohnhäuser aus Holz – Technische Anforderungen

ÖNORM B 5320, Einbau von Fenstern und Türen in Wände – Planung und Ausführung des Bau- und des Fenster-/Türanschlusses

EAD 040089-00-0404 - External Thermal Insulation Composite Systems with renderings for the use on timber frame buildings

Richtlinie Fensterbank für deren Einbau in WDVS- und Putzfassaden sowie in vorgehängten Fassaden, Herausgeber: Österreichische Arbeitsgemeinschaft Fensterbank, 3. Ausgabe vom 01.08.2015

Landwirtschaftliches Bauen mit Holz – vorbeugender chemischer Holzschutz zwangsläufig notwendig?

Philipp Dietsch
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Technische Universität München



Yuan Jiang
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Technische Universität München



Stefan Winter
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Technische Universität München



Landwirtschaftliches Bauen mit Holz – vorbeugender chemischer Holzschutz zwangsläufig notwendig?

1. Einleitung

Holz spielt im landwirtschaftlichen Bauwesen eine wichtige Rolle. Gerade im ländlichen Raum steht der natürliche und nachwachsende Rohstoff Holz vermehrt zur Verfügung. Als Baustoff wird er von vielen Landwirten bevorzugt, da sie selbst Waldbesitzer sind und Holz für vielfältige Konstruktionen und Gebäudenutzungen einsetzbar ist. Als organisches Material muss Holz allerdings vor Schadorganismen (Pilzen, Insekten) geschützt werden. Um die Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit landwirtschaftlicher Nutzgebäude aus Holz zu gewährleisten, ist ein wirksamer Holzschutz von großer Bedeutung.

In Deutschland wird der Holzschutz über die im Jahr 2012 novellierte Normenreihe DIN 68800 geregelt [1-3]. Diese ordnet Bauteile aus Holz und Holzwerkstoffen entsprechend ihrer Einbausituation sogenannten Gebrauchsklassen (GK) zu. Für die Zuordnung zu einer Gebrauchsklasse sind die Holzfeuchte im Gebrauchszustand und die allgemeinen Gebrauchsbedingungen entscheidend, siehe Abbildung 1. Zur Besiedlung des Holzes durch bestimmte Pilze ist ein minimaler Feuchtegehalt von etwa 20 % erforderlich [4]. Holz zerstörende Pilze benötigen allerdings eine Holzfeuchte oberhalb des Fasersättigungspunktes (etwa 30 %), um auf Holz zu wachsen und die verholzte Zellwand enzymatisch abzubauen. Dementsprechend können Holzbauteile laut DIN 68800-1 [1] der GK 0 zugeordnet werden, bei denen das Risiko einer unzutraglichen Veränderung des Feuchtegehaltes (Holzfeuchte ständig $\leq 20\%$) und Insektenbefall vermieden wird. Es handelt sich dabei um Bauteile in Räumen mit üblichem Wohnklima (mittlere relative Luftfeuchte bis 85 %) oder vergleichbaren Räumen, bei denen die grundsätzlichen und, soweit erforderlich, die besonderen baulichen Maßnahmen nach DIN 68800-2 [2] erfüllt werden.

Insekten können zwar auch Holzbauteile mit geringerer Holzfeuchte befallen, bei den heutzutage zumeist verwendeten, technisch getrockneten Hölzern ist die Gefahr eines derartigen Befalls laut DIN 68800-1 jedoch als unbedeutend einzustufen.

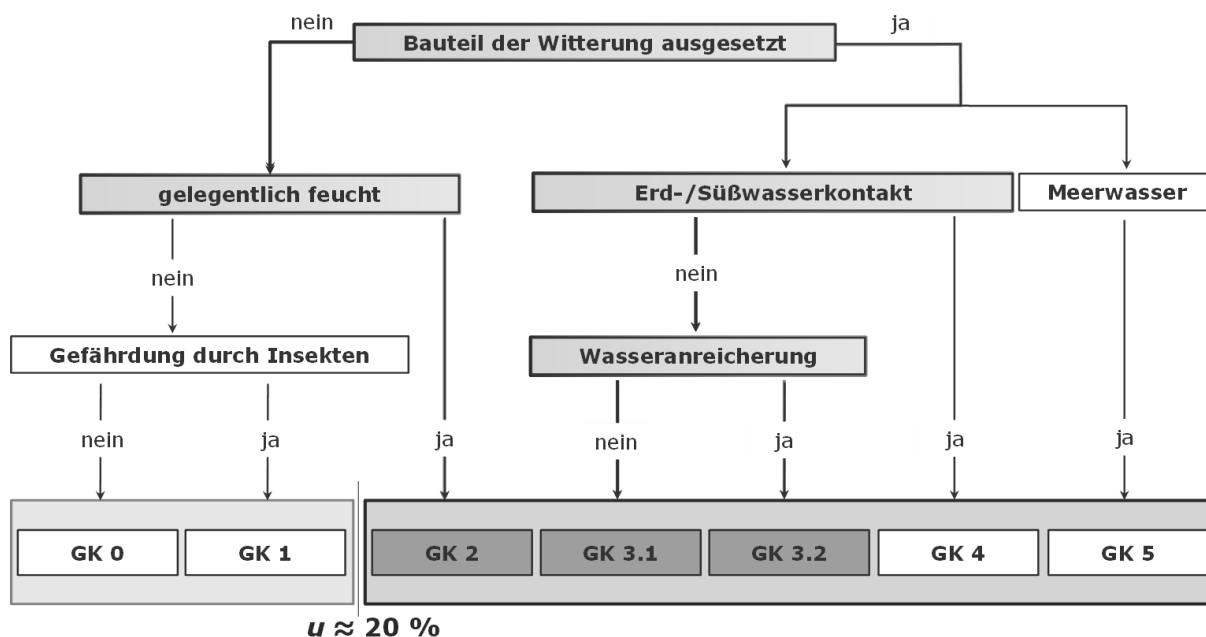


Abbildung 1: Entscheidungsabfolge zur Zuordnung von Holzbauteilen zu einer Gebrauchsklasse und Einordnung von landwirtschaftlichen Nutzgebäuden basierend auf bisherigen Erkenntnissen

Vor dem Hintergrund von hohen relativen Luftfeuchten aus der Tierhaltung, Restfeuchten aus Lagerstoffen und einem insgesamt hohen biologischen Befallsdruck würden Holzbauteile in landwirtschaftlichen Nutzgebäuden typischerweise der GK 2 oder GK 3.1 zugeordnet, siehe Abbildung 1. Die Fichte, eine der im landwirtschaftlichen Bauen hauptsächlich verwendeten Holzarten, ist für den Einsatz in der GK 1 oder höher, gem. DIN 68800-1 jedoch nicht ohne zusätzliche Holzschutzmaßnahmen geeignet, siehe Tabelle 1. Die zusätzlichen Holzschutzmaßnahmen reichen vom konstruktiven Holzschutz bis hin zum vorbeugend chemischen Holzschutz. Das Basisprinzip ist dabei vorbeugende Holzschutzmaßnahmen mit Holzschutzmitteln nach DIN 68800-3 [3] erst dann vorzunehmen, wenn der Schutzerfolg durch die natürliche Dauerhaftigkeit der hierfür vorgesehenen Holzarten (siehe Tabelle 1) und die bauliche Maßnahmen nach DIN 68800-2 allein nicht sichergestellt werden kann. Für landwirtschaftliche Nutzgebäude sind in DIN 68800-2 bislang keine Angaben zu den sog. «besonderen baulichen Maßnahmen» enthalten, d.h. konstruktiven Maßnahmen zum Holzschutz, welche eine Einordnung der Holzbauteile in die GK 0 erlauben. Vorbeugende chemische Holzschutzmaßnahmen sind zwar möglich, aber die Verwendung von chemischen Holzschutzmitteln wird im unmittelbaren Kontaktbereich mit Tieren ausgeschlossen. Auch in der Bauberatungspraxis wird im Hinblick auf eine mögliche Anreicherung gesundheitsgefährdender Substanzen in der Nahrungsmittelkette von vorbeugend chemischen Holzschutzmaßnahmen abgeraten. Der Widerspruch, keinen vorbeugend chemischen Holzschutz im Umfeld der Nahrungsmittelkette einsetzen zu wollen, andererseits aber auch keine klaren normativen Regeln für die Bestimmung der Gebrauchsklasse landwirtschaftlicher Nutzgebäude bzw. Maßnahmen zur Einstufung dieser in einer niedrigeren Gebrauchsklasse zur Verfügung zu haben, stellt Bauherren, Planer und Prüfengeure derzeit vor eine schwierig zu beurteilende Situation.

Tabelle 1: Natürliche Dauerhaftigkeit ausgewählter Nadelholzarten nach DIN EN 350:2016 [5] und Gebrauchsklassen nach DIN EN 68800-1 [1], in denen die Holzarten ohne zusätzliche Holzschutzmaßnahmen verwendet werden dürfen

Holzart	Dauerhaftigkeit von Kernholz		Gebrauchsklasse	
	Pilze	Insekten	Splintholz	Kernholz
Fichte (<i>Picea abies</i>)	4 - wenig dauerhaft	nicht dauerhaft	0	0
Tanne (<i>Abies alba</i>)	4 - wenig dauerhaft	nicht dauerhaft	0	0
Lärche (<i>Larix decidus</i>)	3 bis 4 - mäßig bis wenig dauerhaft	Kernholz dauerhaft	0	0, 1, 2, 3.1
Douglasie (<i>P. menziesii</i>)	3 bis 4 - mäßig bis wenig dauerhaft	Kernholz dauerhaft	0	0, 1, 2, 3.1
Kiefer (<i>Pinus sylvestris</i>)	3 bis 4 - mäßig bis wenig dauerhaft	Kernholz dauerhaft	0	0, 1, 2

2. Methodik – Monitoring

Mit dem Ziel der Eingrenzung der tatsächlich in landwirtschaftlichen Nutzgebäuden vorliegenden Umgebungsbedingungen und daraus resultierenden Holzfeuchten wurden im Rahmen des durch die Bayerische Landesanstalt für Wald und Forstwirtschaft (LWF) geförderten Forschungsprojekts «Landwirtschaftliche Nutzgebäude in GK 0» die Gebrauchsbedingungen in landwirtschaftlichen Nutzgebäuden mit typischen Anwendungsfällen mittels eines Klima- und Holzfeuchte-Monitorings systematisch erfasst und ausgewertet [6].

Bei der Auswahl geeigneter landwirtschaftlicher Betriebe wurde darauf geachtet, eine möglichst große Vielfalt an landwirtschaftlichen Nutzungen zusammenzustellen, um einen Überblick über unterschiedliche klimatische Beanspruchungen in typischen Gebäudenutzungen im landwirtschaftlichen Bauwesen zu ermitteln. Für die Langzeitmessungen wurden insgesamt dreizehn Nutzgebäude in zwölf Betrieben aus den Bereichen Stallanlagen und Lagerhallen untersucht, siehe Abbildung 2. Für eine Beschreibung der einzelnen Objekte (Gebäudeinformationsblatt) incl. nutzungsspezifischer Randbedingungen wird auf den Schlussbericht zum Forschungsvorhaben verwiesen [6]. In Abhängigkeit der Größe, der inneren Einteilung und der Nutzung des Gebäudes wurde das Monitoring-Konzept für jedes Gebäude individuell erstellt. Dabei wurden auch über die Hallenfläche hinweg

variierende Bedingungen erfasst. Dies sind z. B. Stellen mit außergewöhnlichen Klimabehauptungen durch lokalen Feuchteintrag oder der erschwerten Abführung feuchter Luft. Als Messverfahren wurde das Widerstandsmessverfahren gewählt. Hierfür wurde das bereits in früheren Forschungsvorhaben [7] erfolgreich angewendete Messsystem konfiguriert, siehe Abbildung 3. Je nach Situation umfasste die Messtechnik zwei bis vier Messstellen, an denen die Holzfeuchte und die Materialtemperatur stündlich in mehreren Tiefen gemessen wurden. Das Aufzeichnen des Hallenklimas erfolgte mit einem externen Klimasensor. Zusätzlich wurde jeweils eine Wetterstation in der Nähe der Messobjekte installiert. Für eine ausführliche Beschreibung der Messtechnik und Maßnahmen zum Schutz und Instandsetzung dieser wird auf [6] verwiesen.

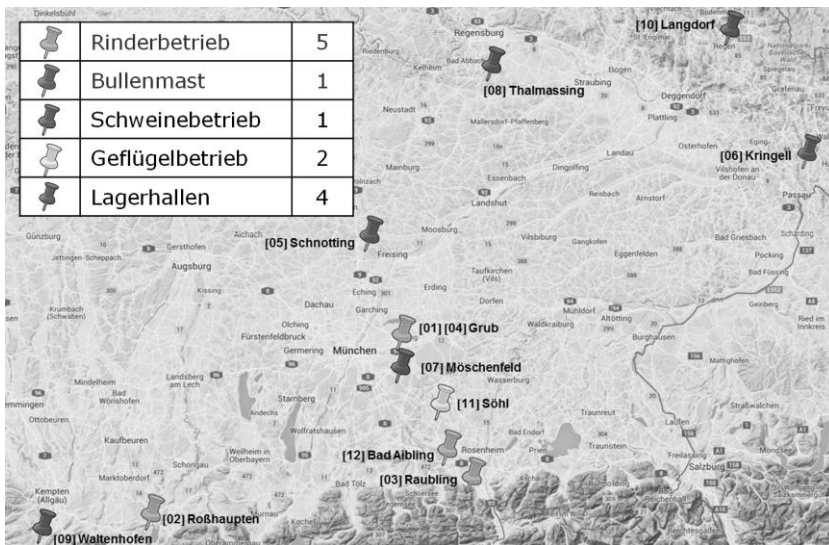


Abbildung 2: Gebäudestandorte aller ausgewählten Messobjekte

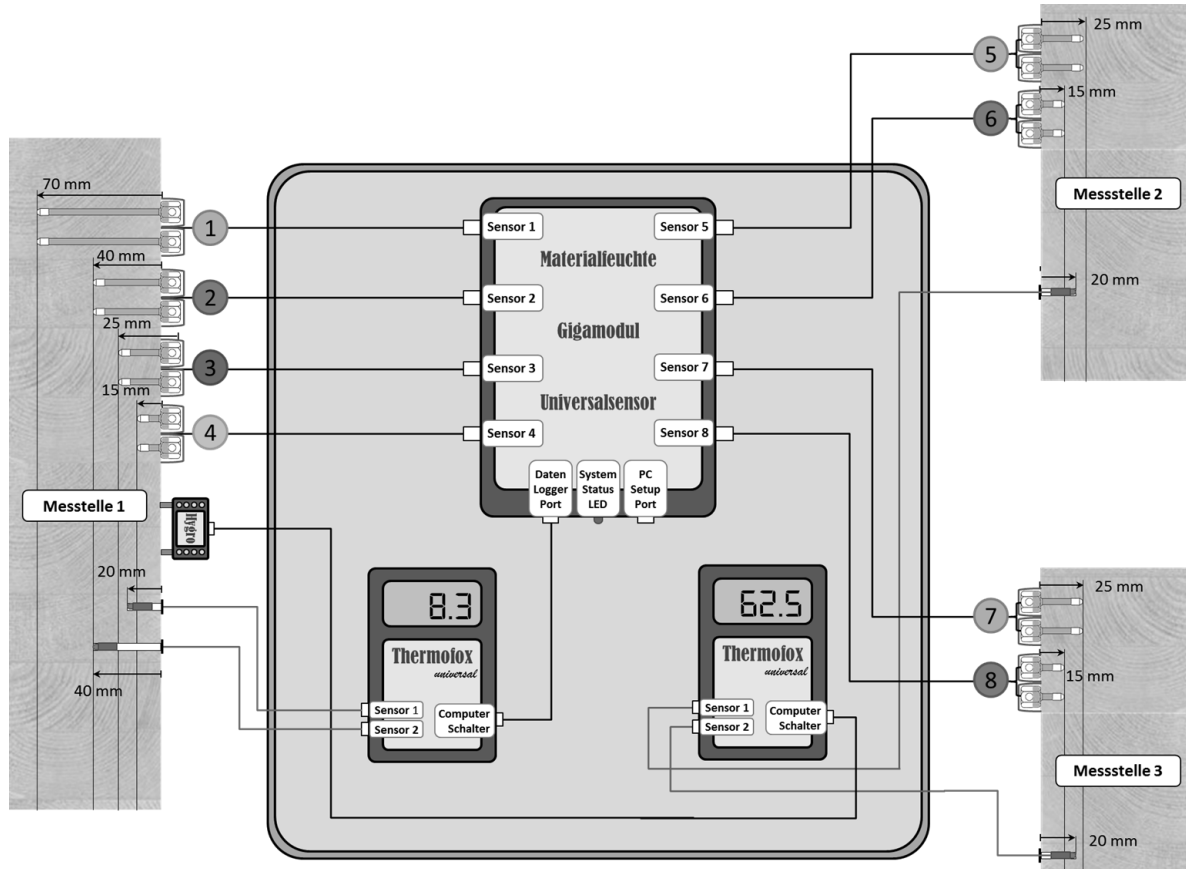


Abbildung 3: Darstellung des Messsystems in der Variante mit drei Messstellen

3. Ergebnisse

3.1. Allgemeines

Die Messtechnik wurde im Zeitraum von Dezember 2014 bis Dezember 2015 installiert. Bis März 2018 wurden im Rahmen des Forschungsprojektes über 15 Millionen Messwerte erfasst, für alle Messobjekte liegen Ergebnisse für einen Zeitraum von mehr als zwei Jahren vor.

In Abbildung 4 ist das Innenraumklima (Mittelwerte über zwei Jahre) in den untersuchten Objekten zusammenfassend dargestellt. Dem gegenübergestellt sind die Außenklimata. Es lässt sich gut erkennen, dass sich die Objekte je nach Nutzung und baulicher Ausführung in ihren klimatischen Bedingungen teilweise wenig, teilweise aber auch deutlich unterscheiden. Zudem ist die Grenzlinie der relativen Luftfeuchte nach DIN 68800-1 angegeben. Diese besagt, dass Holz bei mittlerer relativer Luftfeuchte bis etwa 85 % und keiner anderweitige Feuchtebeanspruchung Gleichgewichtsfeuchten unterhalb 20 % aufweist. Bei ausschließlicher Betrachtung des durchschnittlichen Hallenklimas ist nach DIN 68800-1 das Risiko von Schäden durch Holz zerstörende Pilze im gedämmten bzw. klimatisierten Bereich der Kartoffellagerhalle nicht auszuschließen.

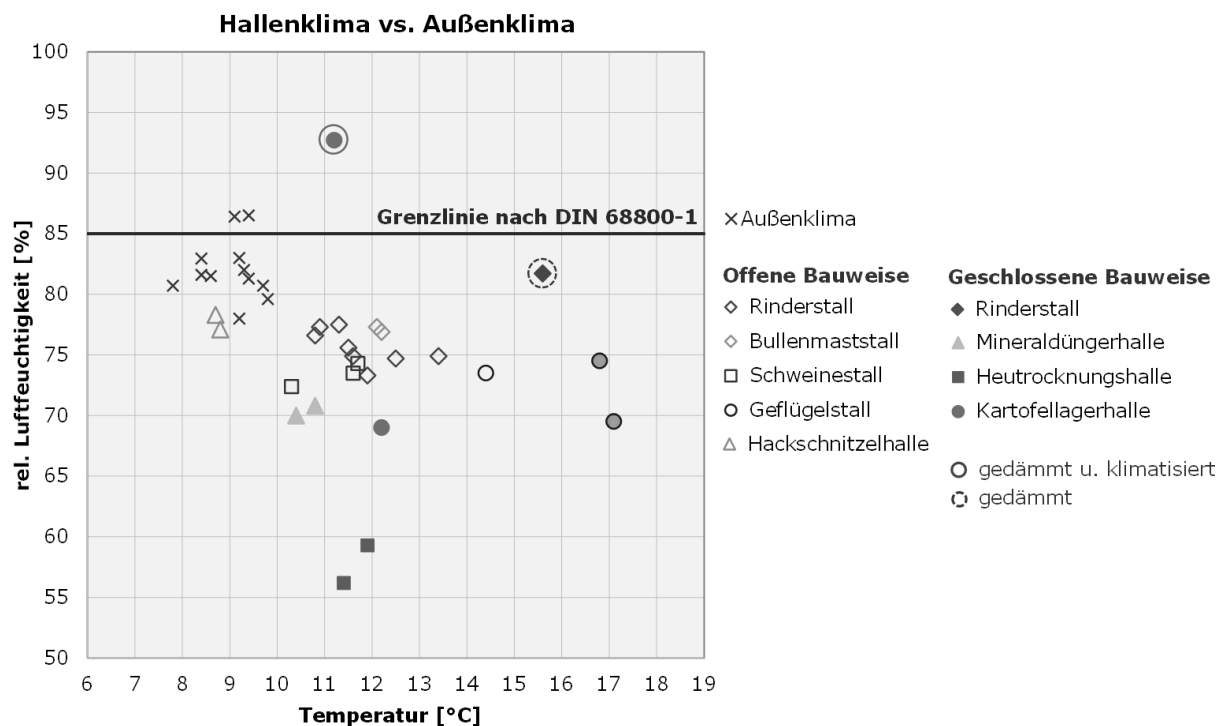


Abbildung 4: Klimabedingungen (Mittelwerte) in den untersuchten Objekten im Vergleich zum Außenklima

3.2. Ställe

Die untersuchten Rinder- und Bullenmastställe liegen in den Temperaturen oberhalb und in den Luftfeuchten unterhalb der Werte des Aussenklimas. Unter den üblichen Gebrauchsbedingungen ergaben sich mittlere Holzfeuchten von 15 % bis 18 %, nur im Falle besonderer lokaler Bedingungen (hier: durch die Nutzer eingebrachte Feuchte) wurden auch über längere Zeiträume Werte über 20 % gemessen, siehe Abschnitt 4.1. Höhere mittlere Temperaturen und Luftfeuchten als die Kaltställe weist der untersuchte Warmstall mit Anbindehaltung auf (in Abbildung 4 mit Kreis markiert), hier wurden Holzfeuchten von im Mittel knapp über 20 % gemessen. Anbindeställe, in denen sich die Tiere nicht frei bewegen können, waren bis in die 1970er Jahre weit verbreitet und zeichnen sich durch die im Prinzip geschlossene Bauweise aus. Jüngere Untersuchungen zu Leistung und Tierwohl von Milchkühen priorisieren Freilaufställe mit einer guten Durchlüftung durch eine offene Bauweise [8].

Bei Schweinegeställen kommt der Baustoff Holz vor allem im Bereich der Dachkonstruktion vor. Tragende Außenwände werden in der Regel massiv ausgeführt. Die Be- und Entlüftung erfolgt über Fenster, von den Tieren bewegte Auslaufklappen, offene Firste sowie

Kaminentlüftung mit direkter mechanischer Unterstützung. Die Luftfeuchten in der Dachkonstruktion der Schweineställe liegt leicht unter denen der Rinderställe, die mittleren Holzfeuchten lagen zwischen 14 % und 18 %, nur im Fall besonderer lokaler Bedingungen (hier: Mikroklima im engen Traufbereich) wurden zeitweise Werte über 20 % gemessen. Die Geflügelhallen sind im Vergleich zu den andern Stallanlagen etwas wärmer. In der Geflügelzucht wird die Lüftung meistens durch ein entsprechendes Lüftungssystem realisiert. Die geringere Temperatur an einem Messpunkt ergibt sich aus der Messstelle des Klimasensors am offenen Stallfenster. Die mittleren Holzfeuchten lagen zwischen 14 % und 17 %. An Zeitpunkten, in denen die Ställe mit Hochdruckreiniger gereinigt werden, ergaben sich oberflächige Holzfeuchten von über 20 %, die jedoch nach ca. 10 Tagen wieder auf die o.g. Holzfeuchten absanken.

3.3. Lagerhallen

In der zumeist geschlossenen Lagerhalle für Mineraldünger ist es etwas trockener als in den Viehställen, da es sich beim Lagergut um ein stark hygroskopisches Material handelt, das Feuchte aus der Luft aufnehmen kann. Aus den Umgebungsbedingungen resultierten mittlere Holzfeuchten, die knapp über 14 % betragen. Oberflächennah wurden ebenfalls keine hohen Holzfeuchten gemessen.

In der Heutrocknungshalle herrschen zum Zeitpunkt der Trocknung hohe Temperaturen von ca. 30° C und relative Luftfeuchten von ca. 80 %. In den übrigen Betriebszeiten hingegen ist die Temperatur stark von der Außentemperatur abhängig, d.h. im Mittel vergleichsweise niedrig. Auch die Luftfeuchten liegen im Mittel unter den Luftfeuchten anderer Lagerhallen. Die daraus resultierenden Holzfeuchten waren relativ konstant und lagen im Bereich der Heutrocknungshalle im Schnitt bei ca. 12 % und am Tor bei ca. 14 %.

In der Lagerhalle für Hackschnitzel herrscht aufgrund der offenen Bauweise fast Außenklima mit etwas reduzierten Luftfeuchten. Die mittleren Holzfeuchten lagen zwischen 16 % und 19 %. Holzfeuchten von über 20 % wurden vor allem in den Bauteilen gemessen, die mit den nass eingelagerten Hackschnitzeln in direktem Kontakt standen. Durch eine Brett- abdeckung konnte die Holzfeuchte solcher Bauteile auf einem geringeren Niveau gehalten werden.

Ein interessantes Objekt ist die Kartoffellagerhalle. In dieser wurden im ungedämmten, durch eine Zwischendecke vom Lagerraum konstruktiv abgetrennten Dachbereich erwartbare Temperaturen und relativ niedrige relative Luftfeuchten gemessen. Im geschlossen und konstruktiv gedämmt ausgeführten Lagerraum wurden jedoch im Mittel 25 % höhere relative Luftfeuchten erfasst, siehe Abbildung 4. Dies liegt an den für Kartoffeln notwendigen kühlen und feuchten Lagerbedingungen und der damit notwendigen Klimatisierung des Hallenraumes. Insbesondere mit Beginn der Erntezeit im Herbst, herrscht im geschlossenen und konstruktiv gedämmt ausgeführten Lagerraum eine sehr hohe relative Luftfeuchte von bis zu 100 %. Die Temperatur schwankte dann um ein Mittel von ca. 7 °C. Mit einer mittleren Holzfeuchte von ca. 21 % waren die Holzbauteile im Lagerraum sehr feucht. Oberflächennah ($t = 15 \text{ mm}$) lagen die Holzfeuchten bei 20 bis 25 %. Bei ausschließlicher Betrachtung des durchschnittlichen Hallenklimas ist nach DIN 68800-1 das Risiko von Schäden durch Holz zerstörende Pilze im gedämmten bzw. klimatisierten Bereich der Kartoffellagerhalle nicht auszuschließen.

4. Bewertung des Gefährdungspotentials durch Holz zerstörende Pilze

4.1. Bewertung der gemessenen Holzfeuchten gemäß DIN 68800

Die gemessenen Holzfeuchten spiegeln meist recht gut das erfasste Hallenklima wieder. In allen Ställen mit Ausnahme des Warmstalls wurden an der Mehrzahl der Messstellen dauerhaft Holzfeuchten unter 20 % festgestellt. Holzfeuchten über 20 % treten vorwiegend im Bereich lokaler Besonderheiten auf (z. B. unter offenem First, über Mistbereich oder unmittelbar im Melkstand). Auch in den Lagerhallen wurden zumeist Holzfeuchten unter 20 % gemessen, im Mittel liegen diese leicht unter den in den Ställen gemessenen Holzfeuchten. Ausnahmen bilden die Bauteile im Lagerbereich der Kartoffelhalle und Bauteile im Hackschnitzellager im direkten Kontakt mit den Hackschnitzeln.

Bei 51 von insgesamt 78 Messstellen lagen die gemessenen Holzfeuchten dauerhaft unter 20 %. Von den restlichen 27 Messstellen, siehe Tabelle 2, betrug der Zeitraum der Überschreitung des Grenzwertes bei 15 Messstellen weniger als 80 Tage (ca. 10 % der gesamten Messdauer); bei 8 der verbleibenden 12 Messstellen lag dieser Zeitraum bei 15 bis 35 % der Messdauer; bei den 4 verbleibenden Messstellen wurden über mehr als 70 % der Messdauer Holzfeuchten über 20 % festgestellt.

Tabelle 2: Holzfeuchten in den Objekten und Zeiträume mit Holzfeuchten über 20 %

Objekt	Holzfeuchten [%]	HF (<i>u</i>) > 20 [d]	
		MST	Summe
01 Milchviehstall Grub	16 – 26	MST 3.1	217
		MST 3.2	730
02 Milchviehstall Roßhaupten	14 – 20	-	-
03 Milchviehstall Raubling	14 – 22	MST 1.2	141
04 Kälberstall Grub	12 – 21	MST 1.1	76
		MST 1.2	67
		MST 1.3	56
05 Bullenmast Schnotting	14 – 22	MST 1.1	29
		MST 1.2	38
		MST 1.3	27
		MST 2.1	58
		MST 2.2	39
		MST 2.3	36
06 Schweinestall Kringell	10 – 22	MST 2.4	113
07 Mineräldüngerhalle Möschenfeld	12 – 19	-	-
08 Kartoffellagerhalle Thalmassing	8 – 27	MST 2.1	695
		MST 2.2	562
09 Heutrocknungshalle Waltenhofen	10 – 18	-	-
10 Hackschnitzellagerhalle Langdorf	12 – 22	MST 1.1	60
		MST 1.3	164
		MST 2.1	136
		MST 2.2	256
		MST 3.3	73
11 Geflügelhallen Söhl	12 – 20	-	-
12 Milchviehstall Bad Aibling	17 – 23	MST 1.1	494

4.2. Bauwerksaufnahme

Aufgrund der oben beschriebenen Feststellungen wurde im Rahmen des Forschungsprojektes zusätzlich eine komplette Bauwerksaufnahme aller untersuchter Objekte vorgenommen [9]. In den Ortsterminen wurden zusätzlich Befragungen unter den Gebäudenutzern durchgeführt. Das Ergebnis war, dass an keinem Bauteil Insektenbefall oder Pilzwachstum während der Dauer des Forschungsvorhabens oder zu einem früheren Zeitpunkt festgestellt werden konnte. Um dieses positive, aber im Hinblick auf die Messstellen mit Holzfeuchten $\geq 20\%$ über längere Zeiträume nicht gleich schlüssige Ergebnis aufzuklären, wurde auf das von Viitanen und Ritschkoff [10] aus umfangreichen Laborversuchen abgeleitete und von Kehl [11] zusammenfassend dargestellte Holzzerstörungsmodell zurückgegriffen.

4.3. Holzzerstörungsmodell

Das Holzzerstörungsmodell von Viitanen und Ritschkoff [10] berücksichtigt, dass ein Pilzbefall und Pilzwachstum – neben der Höhe der Holzfeuchte – auch von der Dauer der umgebenden Luftfeuchte und der Temperatur abhängig ist. Das Holzzerstörungsmodell ist hierbei in zwei Abschnitte aufgeteilt. Zum einen ist zu untersuchen welche Umgebungsbedingungen über welche Zeitdauer vorliegen müssen, damit die Pilzsporen überhaupt «aktiviert» werden. Als zweites wird das «Starten» des Pilzwachstums bzw. der Beginn des Holzabbaus betrachtet. Auch hierfür sind bestimmte Klimabedingungen notwendig, die notwendige Zeitdauer ist wiederum von den Umgebungsbedingungen abhängig. Im

Beispiel der Kartoffellagerhalle müssten die o.g. Klimabedingungen über einen Zeitraum von knapp 90 Tagen vorliegen, bis das Pilzwachstum starten kann (vgl. Abbildung 5, rechts). Bei einer Reduktion der relativen Luftfeuchte auf 90 % ($T = 20^{\circ}\text{C}$) würde sich die Zeitdauer auf mehr als 12 Monate verlängern.

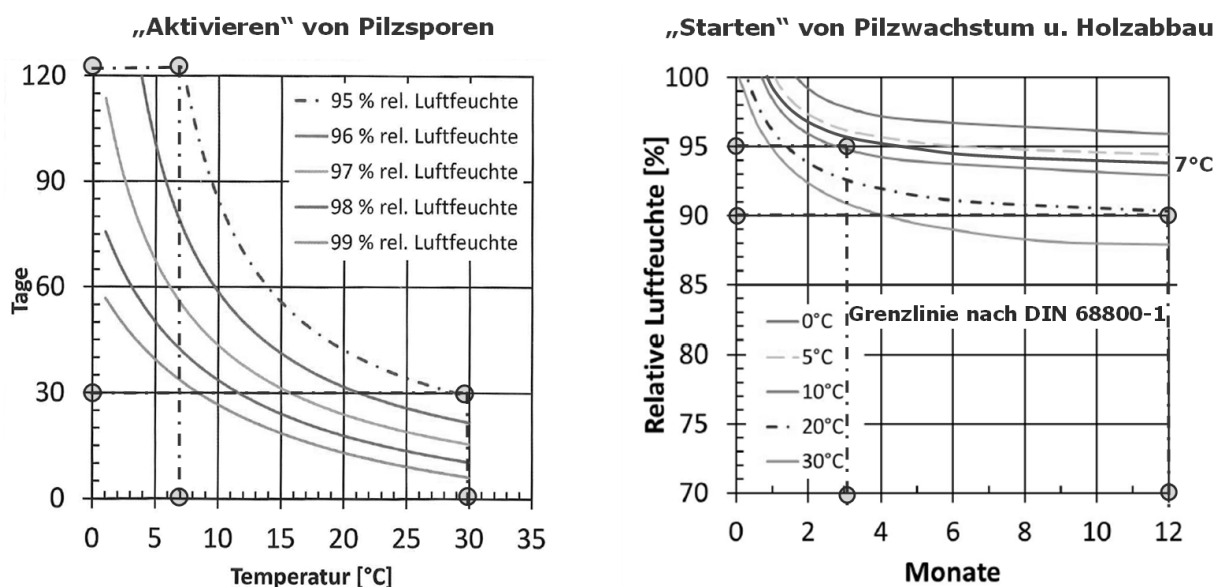


Abbildung 5: Holzzerstörungsmodell, in Anlehnung an Kehl [11]

Aus dem detaillierten Modell wurde von Kehl [12] ein vereinfachter ingenieurmäßiger Ansatz abgeleitet, wobei die Grenze so gelegt wurde, dass unterhalb dieser auch nach 12 Monaten kein Holzabbau stattfindet. Diese temperaturabhängige Grenzlinie der relativen Luftfeuchte wurde mittels der Sorptionsisotherme auf die Holzfeuchte übertragen. Grafisch dargestellt ergibt sich, im Unterschied zur Grenzlinie nach DIN 68800, eine temperaturabhängige Grenzkurve für die maximal zulässige Holzfeuchte, unterhalb der Pilzbefall vermieden werden kann, vgl. Abbildung 6 (links). Der graue Bereich stellt die Schwankungsbreite dar, wobei die sich bei Absorption und Desorption einstellenden, unterschiedlichen Holzfeuchten mitberücksichtigt wurden. Diesem Modell folgend, wurde zur Bewertung des Gefährdungspotentials bei allen Bauteilen mit Holzfeuchten über 20 % eine genauere Untersuchung der gekoppelten Einflüsse Holzfeuchte und umgebende Temperatur vorgenommen. Hierfür wurden die im Forschungsvorhaben gemessenen Holzfeuchten mit den zugehörigen Temperaturen als Punktwolke in das aus dem Holzzerstörungsmodell abgeleitete Diagramm aufgetragen, siehe Abbildung 6 (Mitte). Diese Werte werden mit der temperaturabhängigen Grenzlinie verglichen.

Beispielhaft ist dies in Abbildung 6 für einen Milchviehstall dargestellt. Die Messstelle lag an einem Dachträger, der sich ca. 4 m über dem Mistbereich befindet. Bei alleiniger Betrachtung der Grenzlinie nach DIN 68800 liegt eine nicht unerhebliche Anzahl an Messpunkten oberhalb der dort angegebenen Grenze für eine Einstufung in GK 0 oder 1, vgl. Abbildung 6 (Mitte). Insgesamt wurden an dieser Messstelle an 141 Tagen (knapp 20 % der Messdauer, in den Wintermonaten) Holzfeuchten über 20 % gemessen, vgl. Summenlinie in Abbildung 6 (rechts). Vergleicht man diese Ergebnisse nun mit dem Holzzerstörungsmodell unter Berücksichtigung der Temperatur, liegt keiner der Tagesmittelwerte innerhalb des grauen Schwankungsbereiches, d.h. ein Pilzwachstum am untersuchten Bauteil kann ausgeschlossen werden.

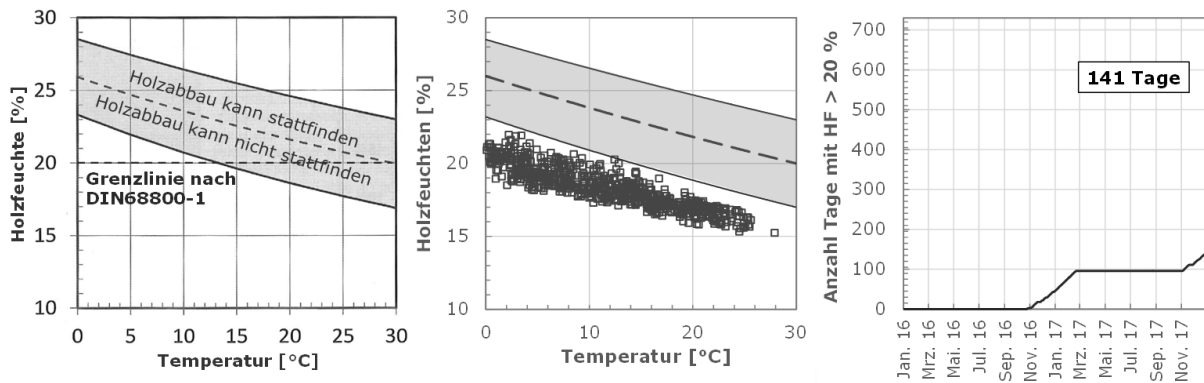


Abbildung 6: Temperaturabhängige Grenzlinie zur Bewertung des Gefährdungspotentials in Anlehnung an Kehl [12] (links), Punktwolke (Mitte) und Summenlinie einer beispielhaften Messstelle (rechts)

4.4. Anmerkungen zu beispielhaften Objekten

4.4.1 Milchviehstall

Im Folgenden werden zwei beispielhafte Messstellen mittels des vorab erläuterten Ansatzes näher betrachtet und diskutiert. Im ersten Beispiel, einem Milchviehstall, wurden Messungen an insgesamt zwei Stützen vorgenommen, welche im Bereich des Melkstandes liegen und deshalb sehr häufig mit Wasserstrahl gereinigt werden. Die oberflächlich an der dem Melkstand nächsten Stütze gemessenen Holzfeuchten liegen konstant über 20 %, siehe Abbildung 7. Auch in Kombination mit dem Temperatureinfluss fallen alle Tagesmittelwerte der Holzfeuchte in den Bereich, in dem die Gefahr von Pilzwachstum gegeben ist. Der Grund, dass trotzdem kein Pilzbefall am Bauteil festgestellt wurde, könnte daran liegen, dass ein «Aktivieren» der Pilzsporen nicht stattgefunden hat, da die dafür notwendige Luftfeuchte von mindestens 95 % nicht erreicht wurde. Zudem ist ein möglicher «Auswascheffekt» infolge des Reinigungsprozesses vorstellbar.

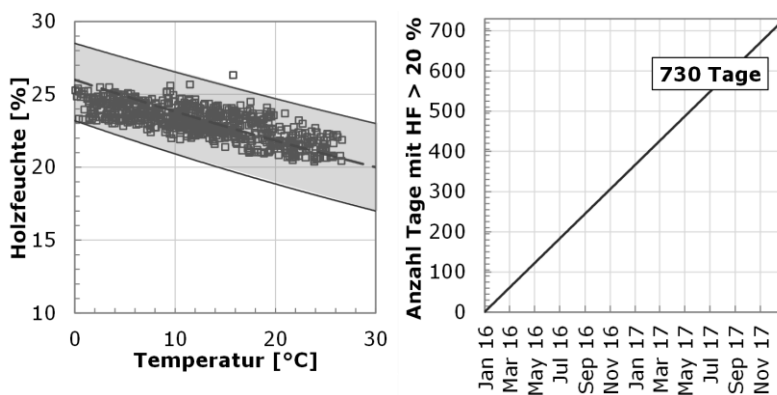


Abbildung 7: Punktwolke mit temperaturabhängiger Grenzlinie (links) sowie Summenlinie (Tage mit HF > 20 %) für Messstelle im Bereich des Melkstandes eines Milchviehstalls.

Für den Fall lokal hoher Feuchten, hier in Form von durch die Nutzer eingebrachter Feuchte, bietet sich die Ausführung einer lokal ausgerichteten, konstruktiven Holzschutzmaßnahme gegen die unzuträgliche Feuchtebeanspruchung an. Dementsprechend wurden im Forschungsprojekt hinterlüftete Bretterschalungen an die zwei Stützen angebracht (im Abstand von 15 mm zur Stütze 3.1, im Abstand von 10 mm zur Stütze 3.2). Für eine genaue Beschreibung dieser Maßnahme wird auf den Schlussbericht zum Forschungsvorhaben verwiesen [6]. Die vor und nach der Installation kontinuierlich gemessenen Holzfeuchten zeigen, dass die Bretterschalung einen positiven Effekt erbracht hat. Im Vergleich zu den Vorjahren wurden die Mittelwerte der in 15 mm gemessenen Holzfeuchten bei der Messstelle 3.1 um 2 % und der Messstelle 3.2 um 1 % reduziert. Die Schwankungen der Holzfeuchte im oberflächennahen Bereich wurden deutlich abgemindert. Bei der Messstelle 3.1 wurde nach der Installation der Bretterschalung an keinen einzigen Tag Holzfeuchten über 20 % gemessen. Die etwas langsamere Rücktrocknung der Stütze mit Messstelle 3.2 war auf die im Vergleich zur anderen Stütze deutlich stärkere Feuchtebeanspruchung und den dort reduzierten Abstand zwischen Schalungsbrettern und Stützenoberflächen zurückzuführen.

Im Zuge der kompletten Bauwerksaufnahme wurden auch Kontrollen der Holzfeuchte in den Bauteilen vorgenommen, die nicht mittels Langzeitmessungen überwacht wurden. Hierbei wurden an einigen Stützen in den Liegeboxen der Kühe einseitig hohe Holzfeuchten von bis zu 30 % erfasst. Diese Ergebnisse waren überraschend, weil bei vergleichbaren Messungen zu Beginn des Forschungsprojektes keine Auffälligkeiten festgestellt wurden. Grund war ein neues Einstreugemisch in den Liegeboxen, welchem eine erhebliche Menge Wasser beigemischt wird (Mischungsverhältnis Kalk:Stroh:Wasser = 3:1:4 Gewichtsanteile). Zur besseren Durchlüftung sind mehre Ventilatoren im Dachbereich installiert, so dass die Ventilatorluft die Feuchtigkeit aus dem Einstreugemisch aufnahm und sich diese an den ventilatorzugewandten Seiten der Stützen niederschlug.

4.4.2 Kartoffellagerhalle

Im Lagerbereich der Kartoffellagerhalle ergaben sich während der Lagerung über lange Zeit Holzfeuchten über 20 %. Beinahe alle Messpunkte fallen in den Bereich, in dem Pilzwachstum möglich ist, vgl. Abbildung 8. Allerdings wurde auch hier kein Pilzbefall am Bauteil festgestellt. Bei genauerer Betrachtung herrschten in der Kartoffellagerhalle ab Ende November bis Anfang April ca. 7 °C und 95 % relative Luftfeuchte. Danach fiel die relative Luftfeuchte auf ca. 90 % und blieb auf diesem Niveau für die anschließenden 4 bis 5 Monate, wobei die Temperaturen zwischen 7 °C und 15 °C lagen. Dies lässt sich die Schlussfolgerung zu, dass trotz einer eventuell schon gegebenen «Aktivierung» der Pilzsporen, die nach dem Auskeimen für das «Starten» des Pilzwachstums notwendigen Klimabedingungen nicht über eine ausreichende Zeitdauer gegeben waren.

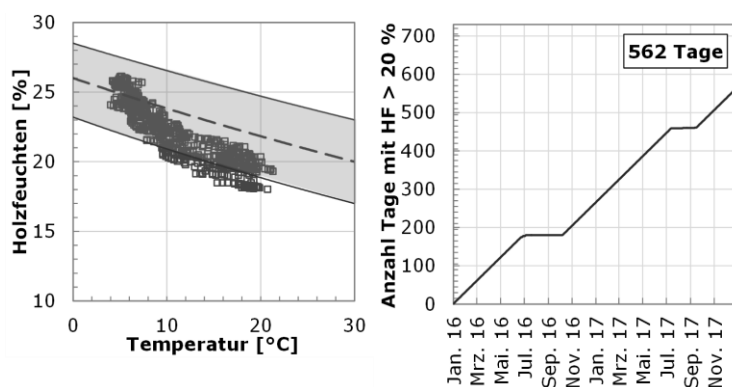


Abbildung 8: Punktwolke mit temperaturabhängiger Grenzzugabe (links) sowie Summenlinie (Tage mit HF > 20 %) für Messstelle im Bereich Lagerbereich einer Kartoffellagerhalle.

5. Schlussfolgerungen und Vorschläge für die Praxis

Bis Anfang März 2018 wurden im Rahmen des Forschungsprojektes insgesamt über 15 Millionen Messwerte erfasst und ausgewertet. Bei 27 von insgesamt 78 Messstellen wurden Holzfeuchten über 20 %, jedoch unter dem Fasersättigungspunkt, gemessen. Bei Berücksichtigung des präziseren Holzzerstörungsmodells nach Viitanen und Ritschkoff [10] zeigte sich, dass das Potential einer Feuchteanreicherung bis zum Fasersättigungspunkt bei lediglich 5 der 27 Messstellen nicht auszuschließen ist. Bei einer zusätzlichen Bauwerksaufnahme aller Bauteile und Befragung der Gebäudenutzer konnte jedoch in keinem Objekt jetzt oder zu einem früheren Zeitpunkt Pilzbefall festgestellt werden.

Das positive Ergebnis dieser Untersuchungen bedeutet jedoch nicht, dass für die beschriebenen Grenzfälle keine spezifischen Maßnahmen zum Holzschutz ratsam sind. Bei der Planung konstruktiver Maßnahmen sollte man unterscheiden zwischen lokalen Einflüssen, die nur lokale Maßnahmen verlangen, und globalen Einflüssen, für die globale Lösungen notwendig sind. Die Beispiele für lokale Einflüsse sind zurückzuführen auf zusätzliche vom Nutzer ins Gebäude eingebrachte Feuchte (Feuchte aus der Nutzung).

Im Forschungsprojekt waren dies zum einen Holzstützen im Reinigungsbereich des Melkstandes bzw. die Stützen, an welche Luft mit hoher Luftfeuchte aufgrund des feuchten Einstreus durch Ventilatoren gegen eine Stützenseite geblasen wird. Die hierfür vorgeschlagene Lösung wäre ein Schutz vor direkter Befeuchtung mittels hinterlüfteter Bekleidung aus Brettern oder Edelstahl. Im Forschungsprojekt wurde eine solche Maßnahme im Reinigungsbereich eines Melkstands realisiert, die Messergebnisse zeigen den positiven

Effekt der Bekleidung. Für den Neubau wird – neben o.g. Maßnahme – empfohlen, im direkten Melkbereich dauerhafte Holzarten einzusetzen (GK 3.1) oder bis zu einer Höhe von z. B. 1,5 m auf Stahlbetonteile auszuweichen.

Ein Beispiel für globale Einflüsse ist die Klimatisierung der Kartoffelhalle. Hier käme der Einsatz von Holzarten höherer Dauerhaftigkeit, wie z. B. Lärche und Douglasie Kernholz in Betracht.

Neben den vorgenannten spezifischen Maßnahmen (vor allem zum Schutz vor Feuchte aus der Nutzung) sind selbstverständlich die grundsätzlichen baulichen Maßnahmen nach DIN 68800-2 (Angaben aus DIN 68800 *kursiv* dargestellt) zu beachten, darunter:

- *Die Einbaufeuchte der Hölzer darf in den Gebrauchsklassen GK 0 - GK 3.1 nicht höher als 20 % liegen;*
- *Niederschläge sind vom Holz und den Anschlussbereichen durch einen dauerhaft wirksamen Wetterschutz fernzuhalten oder sie sind so schnell abzuleiten, dass keine unzuträgliche Veränderung des Feuchtegehaltes eintritt.* Nach Auffassung der Autoren dürfen auch hinterlüftet montierte, verschiebbare (z. B. Stegplatten), drehbare (z. B. Lamellen) oder wickelbare Windschutzsysteme (z. B. Curtains) als Sicherung gegen Schlagregen angesehen werden. Dabei gehen die Autoren davon aus, dass die Betreiber bei aufkommenden Schlechtwetterlagen zum Schutz der angrenzenden Funktionsbereiche (z. B. Liege- und Futtervorlageflächen) die flexibel verstellbaren Systeme verschließen. Ein Anstrichsystem ist dauerhaft nicht als wirksamer Wetterschutz anzusehen.
- *Spritzwasserschutz ist zu gewährleisten (Abstand Holzbauteile zum Bodenbelag ≥ 30 cm);*
- *Ein andauernder Feuchteeintrag in Holzbauteile aus angrenzenden Stoffen sowie eine unzuträgliche Veränderung des Feuchtegehaltes durch Tauwasser sind zu verhindern.* Vor diesem Hintergrund ist nach Auffassung der Autoren von einschaligen Dachaufbauten abzuraten.

In nicht allen landwirtschaftlichen Nutzgebäuden ist das durchgängige Fernhalten von Niederschlägen durch Realisierung ausreichender Dachüberstände (30°-Regel) erreichbar, insbesondere bei Gebäuden mit Pultdächern z. B. Geräteschuppen. Laut DIN 68800-2 können bewitterte Bauteile ohne Erdkontakt in die GK 0 eingestuft werden, wenn folgende Maßnahmen zur Holzfeuchtebegrenzung durchgeführt werden:

- *Begrenzung der Rissbildung durch Beschränkung der Querschnittsmaße (16 cm x 16 cm bei Vollholz; 20 cm x 20 cm bei BSH) und durch kerngetrennten Einschnitt bei Vollholz; gehobelte Oberflächen;*
- *Verwendung von Brettschichtholz und technisch getrocknetem Vollholz;*
- *Niederschlagswasser muss direkt abgeführt werden;*
- *Stauwasser in den Anschlüssen muss verhindert werden;*
- *Hirnholz muss abgedeckt werden;*
- *Nicht vertikal stehende Bauteile sind oberseitig abzudecken;*
- *Senkrecht stehende Bauteile aus Brettschichtholz mit Querschnittsmaßen ≤ 20 cm x 20 cm oder Vollhölzern mit Querschnittsmaßen ≤ 16 cm x 16 cm.* Nach Auffassung der Autoren kann von dieser Regelkonstruktion in begründeten Fällen abgewichen werden (d.h. BSH-Stützen mit Abmessungen ≤ 20 cm x ≥ 20 cm), sofern die Stütze nicht auf der Wetterseite steht, hauptsächlich einseitig bewittert wird und die bewitterte Stützenseite (≤ 20 cm) keine Klebefugen enthält.

Die nach Auffassung der Autoren am besten geeignete bauliche Maßnahme zur Vermeidung eines Bauschadens durch holzerstörende Insekten ist der Einsatz von *Brettschichtholz, Brettsperrholz, technisch getrocknetem Bauholz oder Holzwerkstoffen mit einer Holzfeuchte ≤ 20 % im Gebrauchszustand.* Kann dies nicht erreicht werden ist das Holz *offen anzuordnen, so dass es kontrollierbar ist und an sichtbar bleibender Stelle dauerhaft ein Hinweis auf die Notwendigkeit einer regelmäßigen Kontrolle angebracht wird.* Eine Dokumentation dieser Kontrollen wird empfohlen.

Die im Rahmen des Forschungsprojektes erarbeiteten und getesteten Maßnahmen werden in einen Leitfaden mit Bauteilkatalog aufgenommen mit dem Ziel durch bauliche Maßnahmen eine Einstufung in die Gebrauchsklasse 0 zu erreichen bzw. in spezifischen Fälle über die Kombination aus baulichen Maßnahmen und Holzarten erhöhter Resistenz auf chemischen Holzschutz verzichten zu können. In Abstimmung mit dem Bayerisches Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr und nachfolgend mit der Fachkommission Bauaufsicht der ARGEBAU, wird als nächster Schritt angestrebt, derartige «Besondere bauliche Maßnahmen» in Anlehnung an DIN 68800-2 baurechtlich verwendbar zu machen.

6. Danksagung

Das Forschungsvorhaben wurde aus Mitteln der Bayerischen Forstverwaltung gefördert. Partner in diesem Projekt waren die Bayerische Landesanstalt für Landwirtschaft, Herr Dipl.-Ing. Architekt Jochen Simon und Herr Dipl.-Ing. (FH) Ferdinand Oberhardt.

An dieser Stelle sei allen Objektbesitzern und zuständigen Personen dafür gedankt, dass sie ihr Gebäude für die Langzeitmessungen zur Verfügung gestellt haben.

Den wissenschaftlichen Hilfskräften Maximilian Ernst, Sebastian Rodemeier, Benedikt Behounek, Andreas Reischenbeck, Benjamin Ostermaier, Michael S. Müller und Timothy Reichl sei für ihre Hilfe bei der Installation der Messtechnik, Bestandsaufnahme und Befragung sowie ihre Zuarbeit beim Auslesen und Auswerten der Messdaten gedankt.

Des Weiteren danken die Autoren Herrn Dipl.-Ing. Borimir Radović und Herrn Dipl.-Ing. (FH) Florian Scharmacher M.Sc. für die guten Diskussionen über die Ergebnisse und daraus abgeleiteten Vorschläge.

7. Literatur

- [1] DIN 68800-1:2011-10, Holzschutz - Teil 1: Allgemeines. Beuth-Verlag, Berlin.
- [2] DIN 68800-2:2012-02, Holzschutz - Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau. Beuth-Verlag, Berlin.
- [3] DIN 68800-3:2012-02, Holzschutz - Teil 3: Vorbeugender Schutz von Holz mit Holzschutzmitteln. Beuth-Verlag, Berlin.
- [4] Grosser, D. Pflanzliche und tierische Bau- und Werkholzschildlinge. DRW-Verlag Weinbrenner, Leinfelden-Echterdingen, 1985.
- [5] DIN EN 350:2016-12, Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten – Prüfung und Klassifizierung der Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten gegen biologischen Angriff. Beuth-Verlag, Berlin.
- [6] Jiang, Y., Dietsch, P. et al., Landwirtschaftliche Nutzgebäude in Holzbauweise ohne vorbeugenden chemischen Holzschutz (Gebrauchsklasse 0 (GK 0)) – Besondere bauliche Maßnahmen in Anlehnung an DIN 68800. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2018.
- [7] Gamper, A., Dietsch, P., Merk, M., Winter, S., Gebäudeklima – Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkung auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen. Bautechnik 90 (8), 2013, S. 508 – 519.
- [8] Haidn, B., Heidenreich, T., Simon, J., Hitzestress im Milchviehstall. LfL-Information, Bayerische Landesanstalt für Landwirtschaft (LfL), 2008.
- [9] Müller, M.S., Auswirkungen baulicher und konstruktiver Ausführung sowie der Gebäudenutzung auf das Innenraumklima landwirtschaftlicher Nutzbauten in Holzbauweise, Masterarbeit am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, 2017.
- [10] Viitanen, H., Ritschkoff, A.C., Brown rot decay in wooden constructions: Effect of temperature, humidity and moisture. Swedish University of Agricultural Sciences, Department of Forest Products, Report no. 222, Uppsala, 1991.
- [11] Kehl, D., Pilzmodelle – Ist der Befall vorhersehbar? Oder: Wann geht Holz kaputt? HOLZBAU - die neue Quadriga, 1/2011, S. 23-26.
- [12] Kehl, D., Feuchtetechnische Bemessung von Holzkonstruktionen nach WTA. HOLZBAU - die neue Quadriga, 6/2013, S. 24-28.

Turmbauwerke in Holz – das Streben nach Dauerhaftigkeit

Frank Miebach
Ingenieurbüro Miebach
Lohmar, Deutschland



Turmbauwerke in Holz – das Streben nach Dauerhaftigkeit

Einleitung

Das Errichten von Türmen dient meist der Überwindung von Höhenunterschieden – oftmals mit dem Ziel, Aussichten und Ausblicke zu ermöglichen. Dadurch haben diese Bauwerke aber auch meist eine exponierte Lage. Gerade bei dieser Gattung von Türmen – den Aussichtstürmen – wird von je her und nun wieder zunehmend der Werkstoff Holz verwendet.

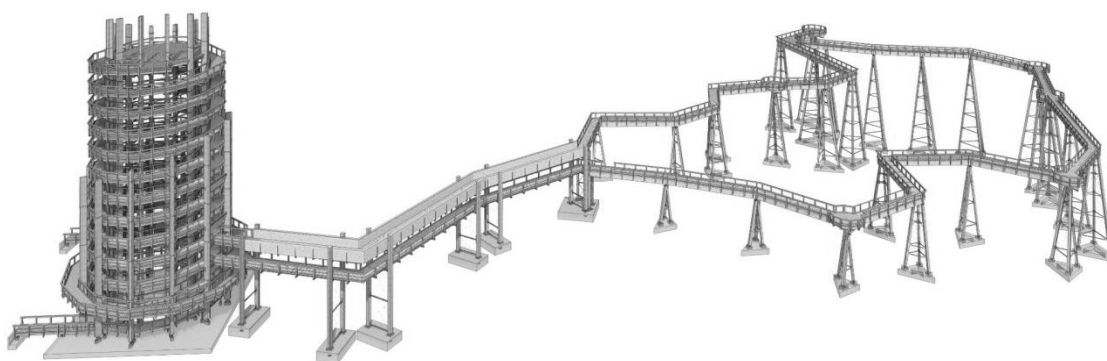
Da es aus Wirtschaftlichkeits- und Nachhaltigkeitsgründen immer auch ein Ziel ist, möglichst dauerhafte Bauwerke zu errichten, kommt es zu einer besonderen Herausforderung: Exponierte, der Witterung ausgesetzte Holzbauteile weisen eine geringe Lebensdauer auf.

Wie kann man hier sinnvoll vorgehen?

Eine kleine Beispielsammlung von vier Aussichtstürmen zeigt unterschiedliche Vorgehensweisen:

1. Der einzelbekleidete Turm

Am Beispiel eines Baumwipfelpfades wird die Möglichkeit ersichtlich, einzelne tragende Holzbauteile durch Verkleidungen zu schützen. Dabei bestehen die Verkleidungen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen, um ein Erscheinungsbild eines Holzbauwerks zu erhalten.



Gesamtübersicht Bauwerk

1.1. Turm Waldbröl (DE): Tragwerk als Turm und Brücke

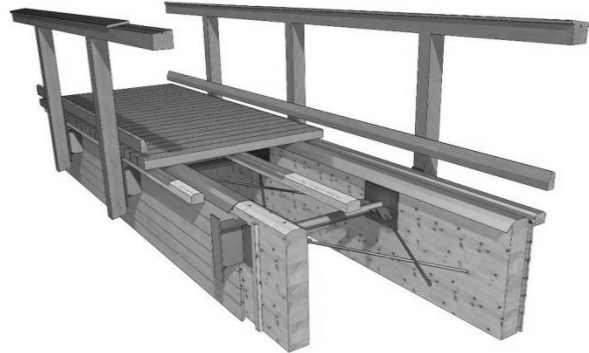
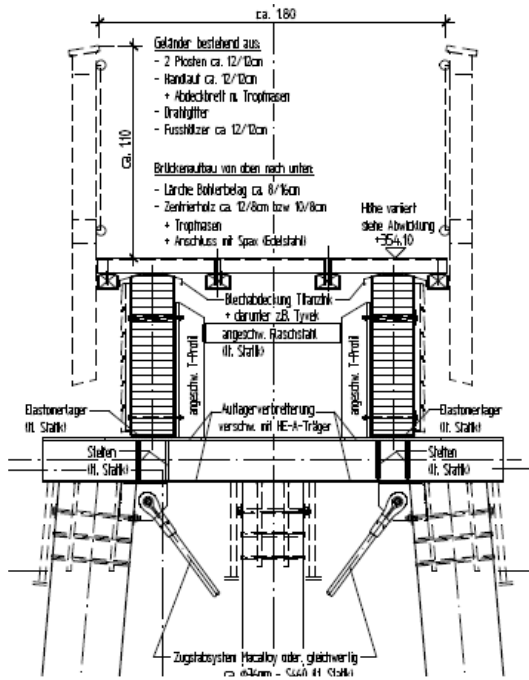
Insgesamt besteht das Holzbauwerk aus drei größeren Bauabschnitten. Definiert durch die unterschiedlichen Bauweisen wird es in das Zugangsbauwerk, den Rundweg und den Aussichtsturm unterteilt.

Bei dem Zugangsbauwerk handelt es sich um drei Brückenelemente in Trogbauweise. An diese Trogbrücken, die eine Länge von jeweils ca. 20 m aufweisen, ist unterseitig jeweils noch eine Gehbahn in Holz-Stahlbauweise angehängt. So werden Besucher auf der unteren Ebene zum Rundweg hin-, und auf der oberen Ebene herausgeführt.

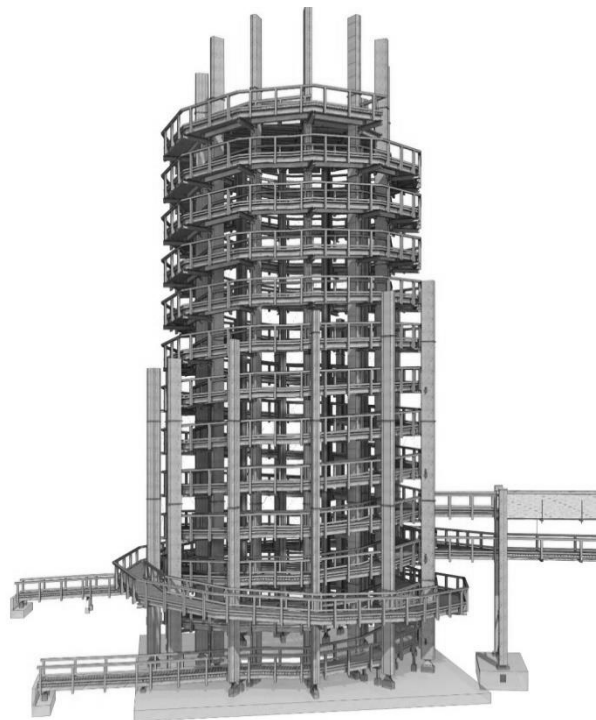
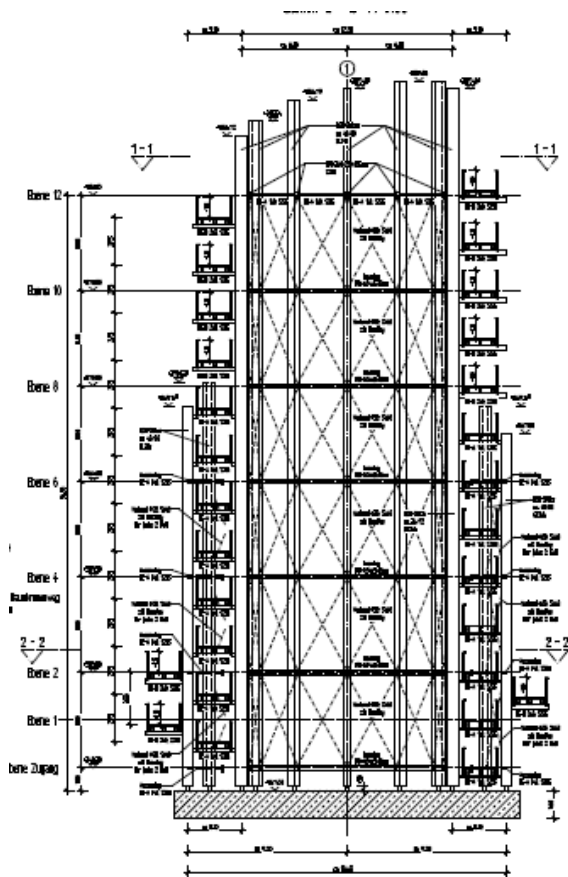
Der Höhenunterschied wird dann im eigentlichen Rundweg kontinuierlich überwunden. Auch wenn dieser Rundweg selbst weniger als 3% ansteigt, so entsteht durch das teils stark abfallende Gelände eine dramatisch gefühlte Höhenentwicklung von rund 4 m auf 24 m Höhe.

Die Rundwegkonstruktion besteht aus einfachen Deckbrückensegmenten mit maximal 15,5 m Länge. Aufgeständert sind diese auf Brettschichtholz-Dreibeinern. Diese Stützkonstruktionen sind zudem mit Stahldiagonalstäben ausgesteift.

Nachdem man den Rundweg über das Zugangsbauwerk verlassen hat, erreicht man schließlich den 40 m hohen Aussichtsturm. So kommt das Beste zum Schluss: Eine Stützenschar von 24 gestaffelt angeordneten Brettschichtholzbalken ragt senkrecht empor. Hierin wendet sich eine Gehbahn über mehr als 700 m mit maximal 6% barrierefrei hinauf bis auf eine riesige Plattform mit einem Durchmesser von 12 m.



Schnitt Brückensegment mit Stützenanschluss



Schnitt Aussichtsturm

1.2. Dauerhaft – und trotzdem wirtschaftlich

Dem Thema Langlebigkeit wurde bei diesem Bauwerk gleich zu Beginn ein hoher Stellenwert gegeben, da dem konstruktiven Holzschutz in Form von Abdeckungen, Verkleidungen und entsprechend zu verwendenden Verbindungsmitteln so gut wie möglich Rechnung getragen wurde. Aber auch nur so viel wie nötig, da wirtschaftliche Zwänge im Gegenzug günstigere Materialien vorschrieben.

So sind alle Stützen des Turms vierseitig verkleidet – und oberseitig mit einer Blechhaube versehen worden. Dies geschah mit Fichten-Dreischichtplatten, die zwar eine niedrige Resistenzklasse aufweisen, aber eben auch nur als «Opferschicht» zu betrachten sind. Die Optik dieser Platten ähnelt im Übrigen dem Brettschichtholz sehr, sodass vielen Besuchern diese Verkleidung kaum auffallen wird.

Um den vorbildlichen Tragwerksschutz aufzubringen, waren über 70 000 witterungsbeständige Verbindungsmittel aus Edelstahl erforderlich. Der Rundweg und das Zugangsbauwerk wurden ebenfalls konstruktiv verkleidet – jedoch wegen der horizontalen Bauteillage mit übergreifenden Vollholzbrettern. Die Dreibeinstützen wurden schließlich wegen deren Neigung nur an den Außenflanken mit den Dreischichtplatten belegt, sodass auch diese Bauteile bei regulärer Bewitterung gut geschützt sind.



Montage konstruktiver Holzschutz (Verkleidung) an den senkrechten Stützen im Werk

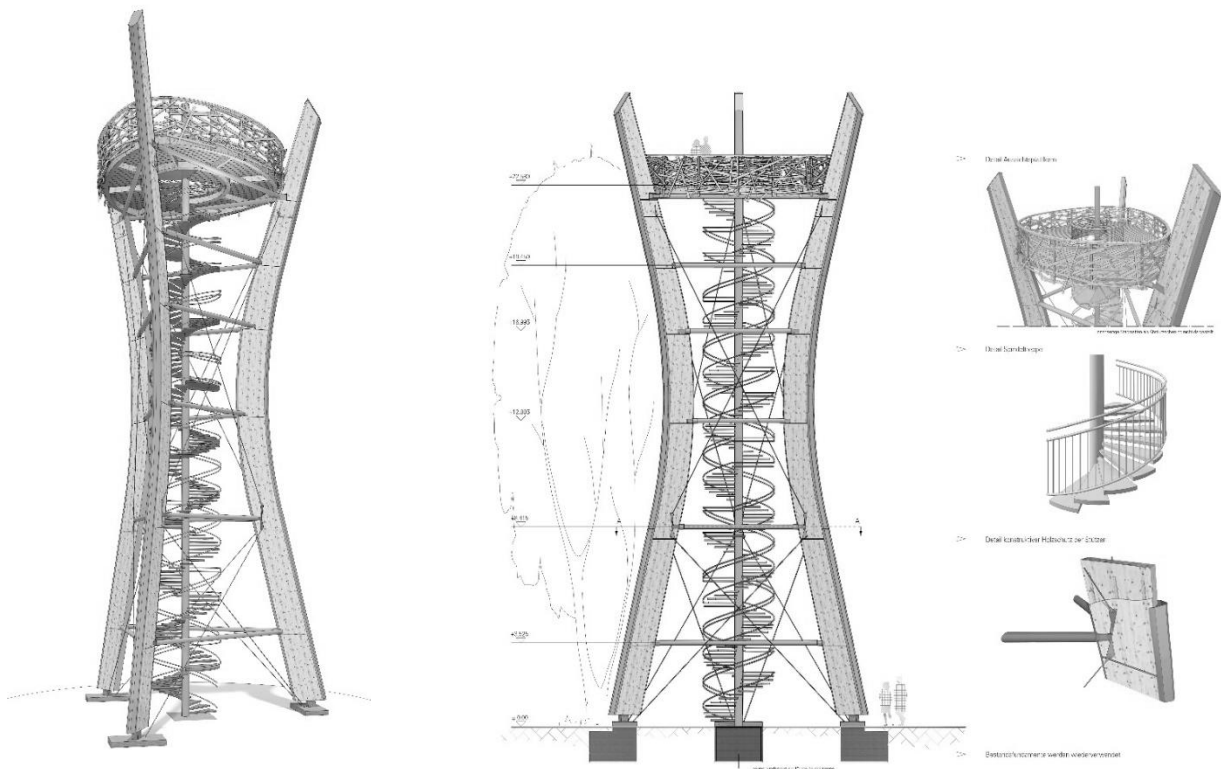
1.3. Durch Verkleidung ebenfalls gut realisierbar: Schutz vor Brand

Für das Turm-Bauwerk wurde aus fluchttechnischen Gründen für den Brandfall eine 30 minütige Feuerwiderstandsdauer gefordert. Diese Forderung ist im Holzbau in der Regel leicht erfüllbar, indem die Querschnitte nach Erfordernis vergrößert werden. Beim Werkstoff Stahl hingegen gilt es, andere Wege einzuschlagen: Holzverkleidungen sorgen für eine ausreichende Isolationsschicht, um die 30 Minuten unbeschadet zu überstehen.

1.4. Steckbrief Baumwipfelpfad (realisiert)

Bauvorhaben:	Baumwipfelpfad Panarbora, Waldbröl
Bauherr:	Naturerlebnis Nutscheid gGmbH, Düsseldorf
Größe:	1 220 m Länge, 40 m Höhe, 18m bis 12 m Turm-Durchmesser
Planung:	ahrens & eggemann, Wiehl
Vorstatik:	Ingenieurbüro Miebach, Lohmar
Statik:	Harrer Ingenieure, Karlsruhe
Holzbau:	Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG, Schwäbisch Hall

2. Der holzreduzierte Turm



2.1. Turm Ebersbach-Neugersdorf (DE): Tragwerk als Holzdreibein mit Stahlausfachung

Das Haupttragwerk bilden drei gekrümmte Brettschichtholzstützen, welche eine ausgeglichene dreieckige Aussichtsplattform in ca. 22,50m Höhetragen. Die Stützen werden auf bestehenden Fundamenten montiert und sind gegeneinander geneigt. Die Holzbauteile sind gebogen und verjüngen sich in Richtung Turmspitze. Nach oben hin öffnen sich die Stützen wieder und ragen über die Plattform hinaus. Druckriegel als Rundrohre und Diagonalverbände aus Stahl steifen die Konstruktion in horizontaler Richtung aus. Der Verband wird auf drei Ebenen mit kreuzenden Stahlstäben ausgeführt und schließt im Fußpunkt an die Anschlüsse des Bestands an.

Konstruktiver Holzschutz

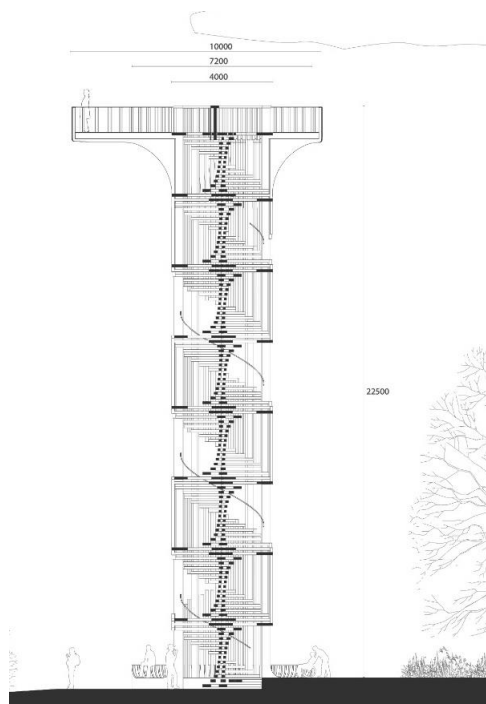
Bei diesem Turm übernimmt eine allseitig hinterlüftete Verkleidung an den tragenden Holzbauteilen die Schutzfunktion. Diese schirmt das Holztragwerk von Witterungseinflüssen wie Niederschlägen und UV-Strahlen wirkungsvoll und wartungsarm ab. Ein etwaiger Austausch der Verkleidung nach ca. 20 Jahren ist zu berücksichtigen.

Eine umseitige Verkleidung schützt die Brettschichtholzstützen vor Witterungseinflüssen. Die vertikalen Breitseiten der Brettschichtholzstützen sind mit einer hinterlüfteten Holzverschalung versehen, an den Schmalseiten leitet eine Blechabdeckung Niederschlagswasser ab. Die Verschalungsbretter an den Durchdringungspunkten durch die Anschlüsse der Druckriegel werden passgenau ausgearbeitet, unterseitig sind zusätzlich Abweisbleche vorgesehen, die eindringendes Wasser abführen können. Der Auf- und Abstieg zur Plattform erfolgt über eine freistehende Spindeltreppe aus feuerverzinktem Stahl.

2.2. Steckbrief Turm Ebersbach-Neugersdorf (in Planung)

Bauvorhaben:	Ersatzneubau Aussichtsturm auf dem Schlechteberg
Bauherr:	Stadt Ebersbach-Neugersdorf
Größe:	22,5 m Höhe, Plattform Kantenlänge 9,5 m
Entwurf, Statik:	Ingenieurbüro Miebach, Lohmar

3. Der auswechselbare Turm



3.1. Turm Koksijde (BE): Tragwerk mit auswechselbaren Holzbauteilen

Der Turm besteht im Wesentlichen aus neun radial angeordneten Zwillingstützen aus Lärchen-Brettschichtholz, welche sich am oberen Ende in gebogener Form aufweiten, um die einseitig auskragende Aussichtsplattform in 21,6 m Höhe zu tragen. Die oberseitig abgedichtete Plattform, mit einer Fläche von 7,7 x 9,7 m, besteht aus Brettspertholz und ist über eine zweiläufige helixförmige Treppe aus kleinteiligen Brettschichtholzelementen erreichbar. Diese Zweiläufigkeit ermöglicht jeweils einen separaten Zu- und Ausgang des Turmes. Die Treppenkonstruktion wird über eine stählerne, ebenfalls helixförmige Treppengewange getragen, die an den Hauptstützen befestigt ist. Vertikale Verschalungselemente folgen der Helixstruktur und beschränken den Ausblick beim Aufstieg des Turmes, um ein Überraschungserlebnis beim Betreten der Plattform zu erhalten.

Bis auf die Abdichtung der Plattform aus Brettspertholz, welche für dessen Einsatz normativ notwendig ist, wird der Turm als ungeschützte Konstruktion ausgeführt. Die Architekten argumentieren, dass die offene Gestaltung des Turmes durch Verkleidungselemente der Hauptbauteile gefährdet ist. Eine Nutzung modifizierter Hölzer für die Hauptbauteile wurde seitens der Bauherrenschaft aus wirtschaftlichen Gründen abgelehnt. Um trotzdem eine möglichst lange Standzeit von schätzungsweise 25-30 Jahren zu ermöglichen, wird besonderes Augenmerk auf eine holzbaufreundliche Detaillierung und die Austauschbarkeit einzelner Elemente gelegt. Auch die Nutzung von Lärchen-Brettschichtholz mit möglichst geringen Lamellenstärken zur Vermeidung von Rissbildung soll zur längeren Standzeit beitragen.

3.2. Steckbrief Turm Koksijde (in Planung)

Bauvorhaben:	Aussichtsturm «Hoge Blekker», Koksijde, Belgien
Bauherr:	Provinz Westflandern, Gemeinde Koksijde und Westtoer
Größe:	21,6 m Höhe, Durchmesser ca. 4,6 m, Plattform ca. 7,7 x 9,7 m
Entwurf:	Next Architects, Amsterdam
Statik:	Ingenieurbüro Miebach, Lohmar

4. Der umhüllte Turm



4.1. Turm Ostprignitz (DE): Tragwerk als Oktogon mit Lamellenvorhang

Das Haupttragwerk bilden acht gekrümmte Brettschichtholzstützen, die in vier Elementen angeliefert werden. Auf diese Weise entsteht eine montagefreundliche Struktur, die sich durch leicht vorfertigte Bauelemente auszeichnet. So kann ein Großteil der Arbeiten bei in einem Fertigungswerk erfolgen und die Bauzeiten in der sensiblen Landschaft kurzgehalten werden.

Zwischen den Stützen sorgt ein hölzerner Diagonalverband, welcher ebenfalls Bestandteil der vorgefertigten Elemente ist, für die horizontale Aussteifung des Turmes. Auf den Stützen ruht eine achteckige Aussichtsplattform in ca. 14,00 m Höhe, die über eine Spindeltreppe in der Mitte des Turmes erreichbar ist. Die Aussichtsplattform besteht aus Brettsperrholz und ist oberseitig vollflächig abgedichtet. Auf der Plattform sind ein Bohlenbelag auf einer Unterkonstruktion und ein Geländer aus Vollholz angeordnet.

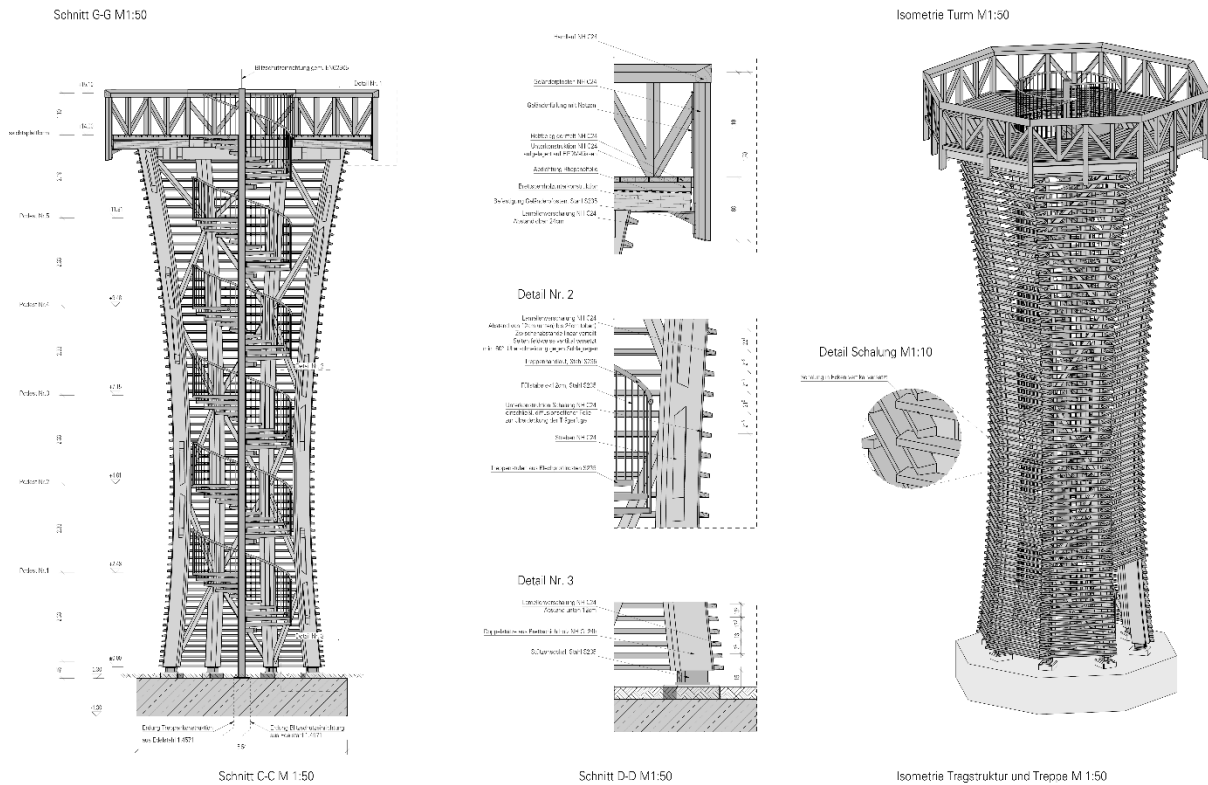
Konstruktiver Holzschutz

Bei diesem Turm übernimmt eine seitlich vorgehangene Lammellenfassade an den tragenden Holzbauteilen die Schutzfunktion. Diese schirmt das Holztragwerk von Witterungseinflüssen wie Niederschlägen und UV-Strahlen wirkungsvoll und wartungsarm ab. Ein etwaiger Austausch der Verkleidung und des Geländers als Verschleißschicht nach ca. 20 Jahren ist zu berücksichtigen.

Zur Erhöhung der Lebensdauer des Tragwerks ist in diesem Konzept bewusst Brettschichtholz für die Haupttragstruktur gewählt worden. Brettschichtholz ist unempfindlicher gegenüber Feuchtigkeitsbelastung und im Allgemeinen formstabiler als Vollholz. Die gebogene Form der Stützen ist durch Brettschichtholz ohne erheblichen Verschnitt herstellbar. Trotz bevorzugtem Einsatz des Werkstoffes Holz ist sowohl aus Kostengründen, als auch aus Gründen der Dauerhaftigkeit eine Spindeltreppe aus Stahl gewählt worden. Dadurch, dass keine Überdachung der Plattform gewünscht wurde, wäre die Konstruktion einer hölzernen Treppe nur mit Kompromissen bei der Dauerhaftigkeit zu realisieren. Ungeschützte Tragelemente aus Holz sind im Allgemeinen zu vermeiden. Das Ergebnis dieser Maßnahmen ist, dass auf jegliche Form von chemischem Holzschutz verzichtet werden kann.

4.2. Steckbrief Turm Ostprignitz (in Ausführung)

Bauvorhaben:	Naturbeobachtungsturm Kyritz-Ruppiner Heide
Bauherr:	Landkreis Ostprignitz-Ruppin
Größe:	14,0 m Plattformhöhe, Plattform ca. 32 m ²
Entwurf, Statik:	Ingenieurbüro Miebach, Lohmar
Holzbau:	Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG, Schwäbisch Hall



5. Fazit

Türme aus Holz können langlebig sein. Das Streben nach Dauerhaftigkeit erfordert eine gewisse Detailtiefe, und eine geschützte Bauweise sollte stets das oberste Ziel sein. Doch die Mühen lohnen und rechnen sich. Ähnlich wie bei Brückenbauwerken sollte mit geeigneten Maßnahmen Sorge dafür getragen werden, dass keine Bewitterung an das Haupttragwerk herankommt – und sei es mit vierseitiger Bekleidung.

Alternativ kann eine leichte Austauschbarkeit von Holzbauteilen einen Kompromiss darstellen – jedoch wird dies immer nur die zweitbeste Lösung bleiben.

Schadensfälle von ungeschützten Rundholzstützen an Aussichtstürmen und Stegen machen des Weiteren deutlich, dass Holz stets trocken einzubauen ist – und dem baulichen Holzschutz viel Platz eingeräumt werden muss. Rund- bzw. Stammholz ist hingegen nahezu nicht trocken beziehbar, und sollte künftig keine Berücksichtigung mehr bei Turmbauwerken finden.

Im Spannungsfeld zwischen Gestaltung und Bekleidungsnotwendigkeit gilt es gute architektonische Lösungen zu suchen. Bekleidungen müssen nicht nur eine Bürde sein, sondern sollten als Eigenart im Planungsprozess aufgenommen werden.

Generell kann es auch ratsam sein, nur bestimmte Bauteile in Holz auszuführen, und hier die Bekleidungsangaben zu integrieren. Hierbei kann weniger Holz im Endeffekt mehr sinnvollen Holzbau bedeuten, denn schlecht zu schützende Bauteile sind dadurch planerisch zu substituieren.

Somit scheint es noch viel Potential für langlebige Holzturmbauwerke zu geben.

Was heißt schon geschützt – Fachwerkbrücke über die Wiese und die B 317 in Lörrach

Josef Schmees
Zimmermeister
Schmees & Lühn GmbH & Co.KG
Fresenburg, Deutschland



2 | Was heißt schon geschützt – Fachwerkbrücke über die Wiese und die B 317 in Lörrach | J. Schmees

Was heißt schon geschützt – Fachwerkbrücke über die Wiese und die B 317 in Lörrach

Brücke im Zuge eines Gehweges über die B 317 und die Wiese bei Lörrach

1983 wurde im Rahmen der Landesgartenschau im baden-württembergischen Lörrach als Zuwegung zum Grütt-Park vom Stadtteil Lörrach-Haagen eine Fuß- und Radwegbrücke über den Fluss Wiese und die Bundesstraße 317 errichtet. Als Größte von derzeit 29 Holzbrücken im Regierungsbezirk Freiburg ist das Bauwerk in Fachkreisen noch heute weitläufig bekannt. Die Brücke wurde damals als überdachte Fachwerkbrücke, jedoch ohne seitlichen Witterungsschutz, konzipiert und überspannt mit einer Durchgangsbreite von 2,8 m und einer Gesamtlänge von 84 m die Straße und den Fluss. Ein lamellenförmiger Schutz der Fachwerkträger wurde erst zu einem späteren Zeitpunkt angebracht, konnte jedoch nicht alle Bauteile ausreichend schützen. Nach der Feststellung umfangreicher Schäden am Haupttragwerk stand 2016 der Ersatzneubau an.



Abbildung 1: Ansicht Brücke neu, Quelle: Markus Ruf

Planung der neuen Brücke

Im Planungsprozess war sofort klar, dass die Architektur des Bauwerkes erhalten bleiben sollte. Jedoch wurde aus architektonischen, statischen und konstruktiven Gründen die Konstruktion optimiert und dem aktuellen Stand der Technik angepasst. An vorderster Stelle stand dabei ein verbesserter konstruktiver Holzschutz, der die theoretische Lebensdauer von 60 Jahren gemäß Ablöserichtlinie erfüllt. Zudem sollte die Architektur des Bauwerkes leichter und transparenter wirken.

Konstruktiver Holzschutz

Um das Fachwerk besser vor Witterung zu schützen und die Höhe des seitlichen Witterungsschutzes zu reduzieren, wurde der Dachüberstand von ursprünglich 70 cm auf 95 cm vergrößert. Das Pfettendach mit sichtbarer Dachkonstruktion wurde mit einer auf 20 mm

Lärchenschalung aufgebrachten Stehfalzeindeckung abgedichtet. Außerdem wurde eine Regenrinne angebracht. Die Dachkonstruktion schützt somit komplett die obenliegende horizontale Aussteifung sowie die seitlichen Fachwerke bis zu einem Maß von 2,16 m unterhalb der Dachdeckung bei Annahme einer Regeneinfalllinie von 30° gegenüber der vertikalen Ebene (Empfehlung DIN EN 1995-2). Durch den vergrößerten Dachüberstand konnte der seitliche Witterungsschutz auf einer Höhe von 1,3 m ab OK Belag angebracht werden statt zuvor auf ca. 1,9 m.

Die seitliche Schalung wurde aus schräg angebrachten Lamellen auf einer Unterkonstruktion aus Lärchenholz hergestellt. Die Lamellen bestehen aus einer 27 mm x 240 mm Dreischichtplatte aus Lärche. Die Befestigung der Lamellen auf der Unterkonstruktion erfolgt mit sichtbaren Schrauben, sodass jede einzelne Lamelle ohne größeren Aufwand ausgewechselt werden kann. Den oberen Abschluss bildet ein Brüstungsbrett aus Lärchenholz, das zwischen die Pfosten des Fachwerkes montiert wurde.

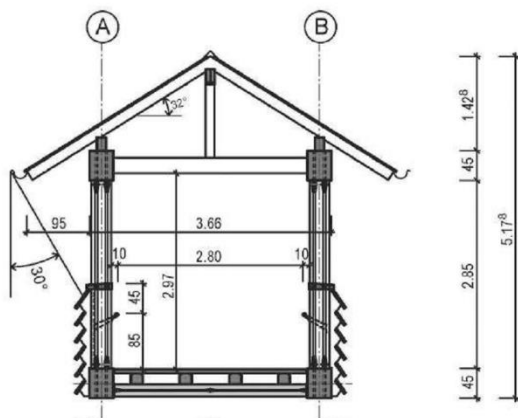


Abbildung 2: Wetterschutz DIN 1995-2, Quelle: RPF

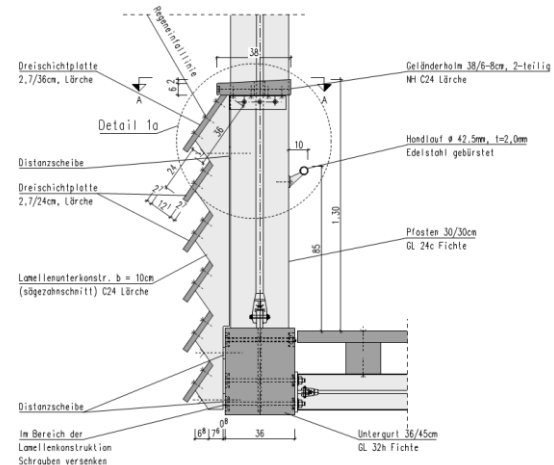


Abbildung 3: Details Wetterschutzlamelle, Quelle: Schmees & Lühn

Konstruktion

Die überdachte Fachwerkbrücke ist als 3-Feld-System gerechnet und hat zwischen dem Fluss Wiese und der Bundesstraße 317 einen Auflagerbock aus Stahlprofilen. Bei dem vertikalen Fachwerk als Haupttragwerk bestehen die Ober- und Untergurte aus BSH GL 32h in den Abmessungen 36/45 bzw. 2x 17/45. Die Pfosten wurden aus BSH GL 24c in den Abmessungen 30/30 hergestellt. Um die gewünschte Leichtigkeit des Bauwerkes zu realisieren, wurden die ursprünglich aus Holz stammenden Diagonalen aus 1 bzw. 2 Stahldiagonalen M36 als Zugstabsystem ausgeführt. Für den oben liegenden Verband wurden zwischen den Obergurten des Haupttragwerkes Druckpfosten aus BSH GL 24c mit dem Querschnitt 10/24 und Diagonalen aus BSH GL 24c/GL 32h eingebaut. Der unten liegende Verband besteht aus Querträgern HEA 200, S235 und kreuzweise angeordneten Stahldiagonalen M20 bzw. M27 als Zugstäbe. Dieser Verband wurde zwischen den Untergurten des Haupttragwerkes ausgeführt. Im Bereich der Bundesstraße wurde der Untergurt zur Aufnahme der Anpralllasten zusätzlich durch einen HEB 240 S235 verstärkt. Auf den Querträgern sind Längsträger aus Lärche 16/18 und ein Bohlenbelag aus Lärche 6/18 aufgebracht.

Als Einwirkung auf das Bauwerk wurden neben den üblichen Beanspruchungen aus Eigengewicht, Schnee, Wind und den Verkehrslasten auch die Einflüsse durch Temperatur- und Feuchteänderung und einseitige Erwärmung durch Sonneneinstrahlung berücksichtigt. Zusätzlich musste der Brückenteil über die Bundesstraße auf Anprall von Fahrzeugen nachgewiesen werden. Da das Bauwerk in der Erdbebenzone 3 liegt, musste auch dieser Lastfall berücksichtigt werden.

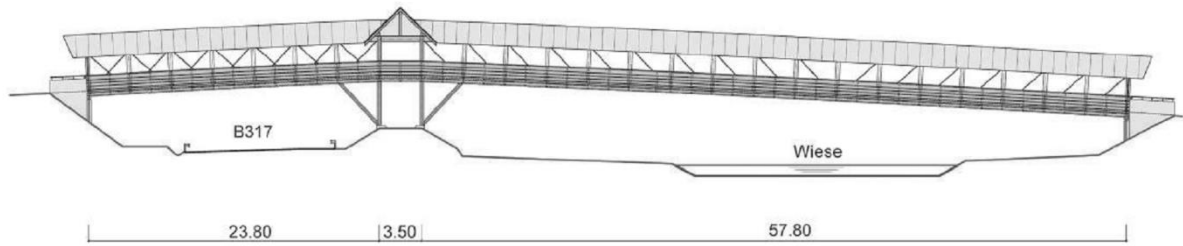


Abbildung 4: Übersichtsplan, Quelle: HSW-Ingenieure

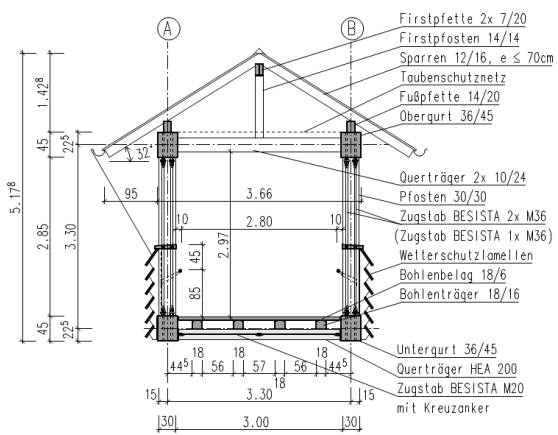


Abbildung 5: Regelquerschnitt über Wiese, Quelle: HSW-Ingenieure

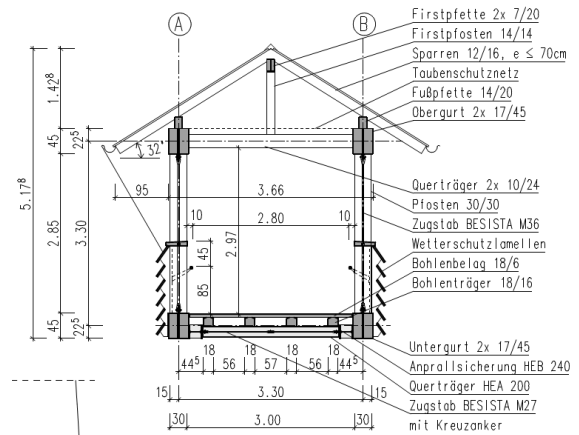


Abbildung 6: Regelquerschnitt über B 317, Quelle: HSW-Ingenieure



Abbildung 7: Vormontage, Quelle: Schmees & Lühn



Abbildung 8: Fertiger Zuganschluss, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 9: Ansicht Wiese, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 10: Ansicht B317, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 11: Eingang Brücke, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 12: Innenansicht, Quelle: Markus Ruf

Bauwerksdaten

Gesamtlänge zwischen Endauflagern:	85,1m
Einzelstützweiten:	23,8m; 3,5m; 57,8m
Gesamtbreite:	5,5m
Breite zwischen Handläufen:	2,8m
Gesamthöhe:	5,178m
Durchgangshöhe:	2,85m
Kreuzungswinkel:	100 gon

Erfahrungen und Erkenntnisse nach 18 Monaten Nutzung

Am 20. September 2016 hat die offizielle Übergabe stattgefunden. Schon knapp zwei Monate nach Nutzungsbeginn, im November 2016, wurden erste Wassereintritte in die Holzkonstruktion und typische LESS-Erscheinungen bemerkt.



Abbildungen 13-15: Laubansammlungen im Untergurtbereich; Wasserspuren hinter der Lamellenschalung; Wasserspuren auf dem Untergurt, Quelle: Schmees & Lühn

Aufgrund der Annahme, dass es sich womöglich um ein außergewöhnliches Starkregenereignis gehandelt hat, welches sich nicht regelmäßig wiederholen wird, wurden keine zusätzlichen Maßnahmen zu der fortlaufenden Beobachtung und der Durchführung von

Holzfeuchtemessungen eingeleitet. Darüber hinaus können Schäden durch LESS vermieden werden, da die Brücke regelmäßig – nahezu wöchentlich – durch die Stadt Lörrach gereinigt wird.

Die Holzfeuchtemessungen wurden im Zuge des Forschungsprojektes «ProTimb» durchgeführt. Im Winter 2017/2018 konnten im Bereich der Untergurte erhöhte Holzfeuchten festgestellt werden. Über dem Vorland war ein konstanter Anstieg der Holzfeuchte ab September 2017 in den Spitzen bis zu 30% bemerkbar. Im Flussbereich zeigten sich in den Wintermonaten November und Dezember 2017 schlagartige Anstiege der Holzfeuchte um mehr als 50%.

Im Februar 2018 kam es in Lörrach zu vermehrtem Schneefall. Dabei trat eine Anhäufung von größeren Schneemassen innerhalb der Brücke auf. Beide Untergurte waren auch nach dem Räumen der Brücke vollständig mit Schnee bedeckt.

Als Konsequenz der Messungen in den Wintermonaten wurden im März 2018 eine intensive Inaugenscheinnahme und weitere Holzfeuchtemessungen durch den Tragwerksplaner und die ausführende Firma durchgeführt. Dabei konnte festgestellt werden, dass gegenüber den ersten Auffälligkeiten aus dem November 2016 deutlich mehr Wasserspuren sichtbar waren. Es hat sich somit bei dem Wetterereignis im Jahr 2016 um keinen Einzelfall gehandelt. An den freien Bauteiloberflächen und in den Bereichen der Monitoringsysteme konnten keine erhöhten Holzfeuchten festgestellt werden. In den Bereichen der Anschlussknoten und Fugen der Untergurte wurden jedoch bedenkliche Holzfeuchten ermittelt. Bei dem Begutachten der einzelnen Bauteile konnten außerdem auch an den äußeren Holzfasern des Untergurtes deutliche Abschlüferungen erkannt werden, die auf einen ständigen Feuchtwechsel hindeuten. Zusätzlich wurden deutliche Dreck- und Feuchtespuren in den Bereichen der Knotenbleche am Übergang der Zugstäbe in die Untergurte bemerkt. Die Lamellenschalung, die diese Bereiche eigentlich vor Feuchte schützen soll, wies auch an den Unterseiten verstärkte Wasserspuren auf.



Abbildungen 16-18: Verstärkte Wasserspuren unterhalb der Lamellenschalung; «Abschlüferung» der äußeren Holzfasern am Untergurt; Dreck- und Feuchtespuren im Bereich der Knotenbleche am Übergang des Zugstabes in den Untergurt, Quelle: Schmees & Lühn

Im Zeitraum der Begutachtung traten unterschiedliche Wind- und Regenverhältnisse auf, wodurch die Beobachtung eines scheinbar typischen Wetterereignisses möglich war.

Es herrschte ein spürbarer Windzug auf Kopfhöhe, der sich im Zeitraum eines kurz anhaltenden, circa zehn minütigen Starkregens fast sturmartig entwickelte und danach wieder abklang, jedoch weiterhin merklich vorhanden war.

Es wurde deutlich, dass auch schon bei leichtem Regen eine Befeuchtung der Abdeckung der Lamellenschalung bis an die Innenkanten heran stattfand. Im Starkregenfall wurde die der Windrichtung gegenüberliegende Seite der Brücke komplett nass, sodass sogar stehendes Wasser auf dem Untergurt und in den Fugen der Knotenblech-Anschlüsse auftrat. Die Fachwerkpfosten waren auf der dem anströmenden Wind zugewandten Seite auf circa zwei Drittel ihrer Höhe befeuchtet, obwohl dieser Bereich gemäß den Vorgaben der DIN EN 1995-2 durch einen ausreichenden Dachüberstand vor Feuchte geschützt sein sollte.



Abbildungen 19-21: Befeuchtung bis an die Innenkante bei leichtem Regenfall; Wind von rechts – gegenüberliegende Seite komplett nass; Stehendes Wasser, Quelle: Schmees & Lühn



Abbildungen 22-24: Fachwerkpfosten auf 2/3 der Höhe befeuchtet; Stehendes Wasser im Bereich der Knotenbleche; Herabtropfendes Wasser vom Handlauf und den Zugstangen, Quelle: Schmees & Lühn

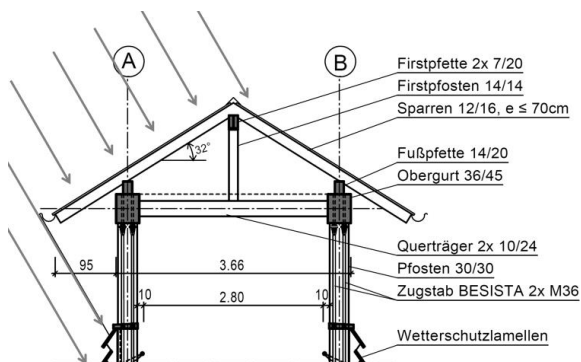
Nach Abklingen des beobachteten Wetterereignisses konnte festgestellt werden, dass die Holzoberflächen innerhalb einer knappen Stunde abtrockneten und die Außenseiten der Untergurte absolut trocken blieben, ohne dass Wasserspuren vorhanden waren. Die wichtigste Erkenntnis bestand allerdings darin, dass die Bewässerung des Untergurtes nicht «durch» die Lamellenverschalung erfolgt, sondern von der gegenüberliegenden Seite aus.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass die Lamellenverschalung zum Schutz des Untergurtes an der Außenseite prinzipiell gut funktioniert. Der Dachüberstand ist jedoch trotz normgerechter Ausführung am Standort Lörrach nicht ausreichend. Demnach sind die Empfehlungen nach DIN EN 1995-2 für eine geschützte Brücke beim thematisierten Bauwerk nicht zielführend. Ohne weitere zusätzliche Schutzmaßnahmen ist die Dauerhaftigkeit der Tragkonstruktion für die angestrebten 60 Jahre nicht gegeben.

Ursachen für den nicht ausreichenden konstruktiven Holzschutz

Nach DIN EN 1995-2 wird der Regeneinfallwinkel auf Bauwerke zu maximal 30 Grad aus der vertikalen Ebene angenommen. Die Brücke ist gemäß dieser Annahme konstruiert. Das Schadensbild tritt jedoch ein, weil die tatsächliche Regeneinfalllinie am Standort Lörrach erheblich von den Angaben der Norm abweicht. Messungen zufolge weist die Einfalllinie eine Neigung von 20 Grad aus der horizontalen Ebene auf.

DIN EN 1995-2:
max. 30° aus der vertikalen Ebene



Standort Lörrach:
20° aus der horizontalen Ebene

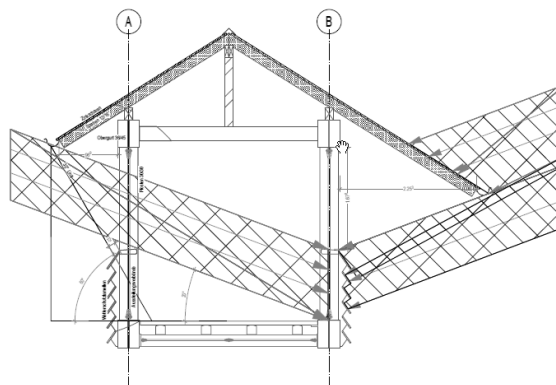


Abbildung 25: Gegenüberstellung der Regeneinfalllinie nach Norm und der tatsächlichen Regeneinfalllinie am Standort Lörrach, Quelle: Schmees & Lühn

Die starke Abweichung der tatsächlichen Regeneinfalllinie von den Angaben der Norm hat vermutlich verschiedene Gründe. Zu benennen ist hier einerseits die Topographie des Standortes, die durch eine sich verjüngende und in der Höhe ansteigende Talstruktur (Richtung Feldberg) und eine trompetenartige Aufweitung im Bereich der Brücke erhöhte Windgeschwindigkeiten senkrecht zur Brückenlängsachse begünstigt. Andererseits entsteht durch die geschlossenen Bauteile der Brücke eine Art «Sperreffekt» im Windkanal, der dazu führt, dass im Bereich der Öffnungen der Brücke die Windgeschwindigkeit zusätzlich erhöht wird und ein Feuchteeintrag in einem flachen Einfallwinkel begünstigt wird. Darüber hinaus wurden die Windverhältnisse am Bauwerksstandort genauer untersucht. Der Wind kommt vorwiegend aus westlicher- und östlicher, bzw. nordwestlicher und nordöstlicher, bzw. westsüdwestlicher Richtung und weht somit stets senkrecht bzw. leicht schräg zur Brückenlängsachse.

Aus diesen Betrachtungen ergibt sich die grundsätzliche Frage, ob die 30°-Regel gemäß der DIN EN 1995-2 generell nicht funktioniert oder die Brücke über die B 317 und den Fluss Wiese in Lörrach nur eine Ausnahme darstellt.

Zur Beurteilung wird ein weiteres Beispiel herangezogen. Die überdachte Brücke bei Schopfheim ist circa 16 Kilometer vom Standort Lörrach entfernt und wurde im Jahr 1994 gebaut. Sie weist den gleichen Querschnitt wie die ehemalige Brücke in Lörrach auf und wurde erst 2014, 20 Jahre nach Fertigstellung, durch eine seitliche Lamellenschalung analog der neuen Brücke in Lörrach zusätzlich vor Bewitterung geschützt. Die letzte Begehung der Brücke erfolgte im Jahr 2017 mit dem Resultat, dass keinerlei Feuchteschäden bzw. Eintrag von Feuchte in das Bauwerk festgestellt werden konnten.



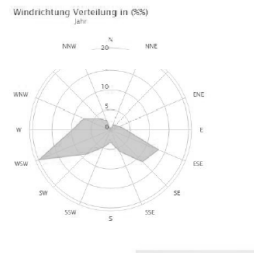
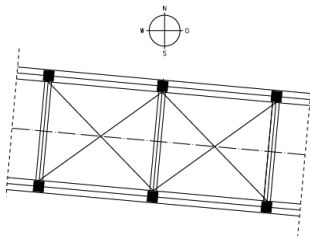
Abbildung 26: Überdachte Brücke bei Schopfheim, Quelle: RP Freiburg



Abbildung 27: Brücke bei Schopfheim mit nachgerüstetem seitlichen Wetterschutz, Quelle: RP Freiburg

Vergleicht man die beiden Bauwerke bezüglich der Windrichtungsverteilung wird deutlich, dass die örtlichen Verhältnisse einen entscheidenden Einfluss auf die Anwendung der 30°-Regel nach DIN EN 1995-2 haben. Im Unterschied zu der Brücke in Lörrach ist die Längsachse der Brücke bei Schopfheim parallel zur Hauptwindrichtung ausgerichtet. Außerdem liegt die Brücke geschützt hinter einem Berg, somit ist eine günstigere Topographie vorhanden. Die 30°-Regel der DIN EN 1995-2 funktioniert also in der Regel schon, allerdings nicht an jedem Standort!

Brücke bei Schopfheim:
Wind parallel zur Brückenlängsachse



Brücke in Lörrach:
Wind senkrecht zur Brückenlängsachse

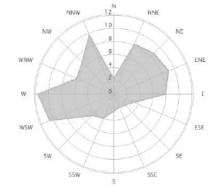
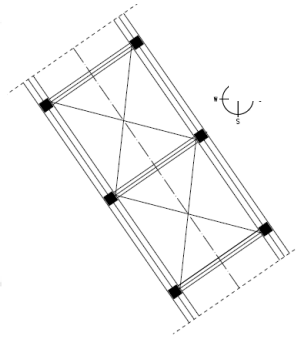


Abbildung 28: Vergleich der Windrichtungsverteilung der Brücken bei Schopfheim und in Lörrach, Quelle: Zeichnung: HSW-Ingenieure / Windrose: Windfinder.com

Erforderliche Schutzmaßnahmen

Um die angestrebte Lebensdauer von 60 Jahren erreichen zu können, benötigt die Brücke in Lörrach wirksame zusätzliche Schutzmaßnahmen.

In ersten Überlegungen wurde beschlossen, dass die Transparenz und die Helligkeit innerhalb der Brücke so gut wie möglich erhalten bleiben sollen. Diese Forderung kann durch eine Verlängerung des Dachüberstandes oder ein Höherführen der bereits bestehenden Lamellenschalung nicht erfüllt werden. Da der Bereich zwischen Lamellenschalung und Obergurt jedoch unumgänglich verschlossen werden muss, um das weitere Eindringen von Feuchte zu verhindern, müssen Kompromisse gefunden werden.

Eine mögliche Lösung stellt das Schließen des kritischen Bereiches mit einer transparenten und hinterlüfteten «Fassade» aus 12 mm starkem Acrylglas dar. Im Rahmen der Nachrüstung des Wetterschutzes wurden dafür vier Varianten ausgearbeitet. Alle Varianten beinhalten eine (Teil-) Verkleidung mit Plexiglas, um den optischen Anforderungen gerecht zu werden. Die Variante 1 sieht einen vollständigen Verschluss mit Plexiglas vor. Alternativ können die Felder auch nur teilweise verglast werden und im oberen Bereich mit Holzlamellen verschlossen werden (Variante 2). Eine weitere Möglichkeit bietet der abwechselnde Verschluss mit Plexiglas und Holzlamellen (Variante 3), beziehungsweise mit Plexiglas und Blech (Variante 4).

Zu beachten ist bei allen Varianten die Anpassung der Lastansätze infolge der sich verändernden Windlasten aufgrund der erhöhten Bezugsfläche. Dies muss statisch geprüft werden.

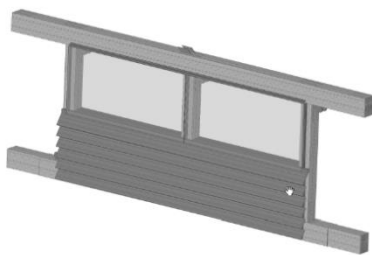


Abbildung 29: Schutz durch eine hinterlüftete Fassade, Quelle: Schmees & Lühn

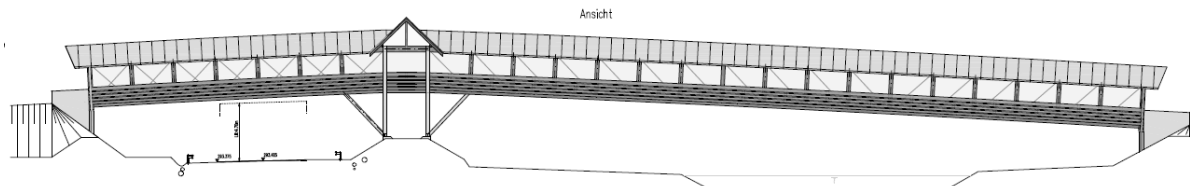


Abbildung 30: Variante 1 – Felder mit Plexiglas verschließen, Quelle: Regierungspräsidium Freiburg

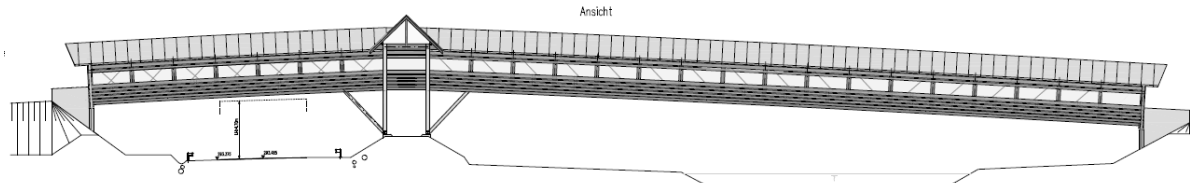


Abbildung 31: Variante 2 – Felder mit Plexiglas und im oberen Bereich mit Holzlamellen verschließen, Quelle: Regierungspräsidium Freiburg

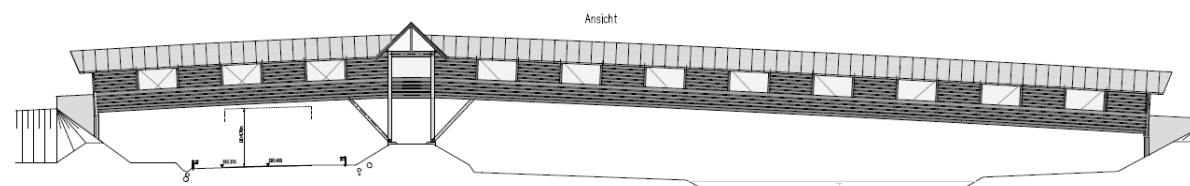


Abbildung 32: Variante 3 – Felder mit Plexiglas und Holzlamellen im Wechsel verschließen, Quelle: Regierungspräsidium Freiburg

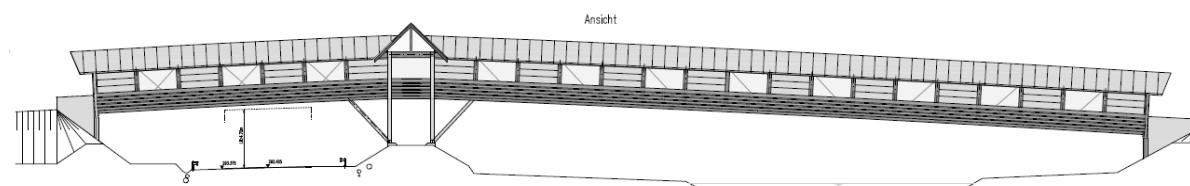


Abbildung 33: Variante 4 – Felder mit Plexiglas und Blech im Wechsel verschließen, Quelle: Regierungspräsidium Freiburg

Alternativ zu der Verkleidung mit Plexiglas wurde auch ein Schutzsystem mittels Metallgeweben in Betracht gezogen. Diese bieten den Vorteil einer besseren Durchlüftung. Im Rahmen einer Semesterarbeit von Studenten der Berner Fachhochschule wurden Untersuchungen durchgeführt, um die Schlagregenwiderstandsfähigkeit der Gewebe zu bestimmen. Dabei wurde festgestellt, dass Metallgewebe durchaus zur Abwehr von Schlagregen geeignet sind, wenn ein ausreichender Mindestabstand (ca. 50 cm) zwischen dem Gewebe und der zu schützenden Konstruktion eingehalten wird. Aus Kostengründen wird diese Variante jedoch nicht weiter betrachtet.

Nach derzeitigem Stand ist noch keine Entscheidung für eine der Varianten gefallen und weitere Alternativen werden erarbeitet.

Erkenntnisse und Möglichkeiten für eine zukünftige fachgerechte und dauerhafte Planung

Die fachgerechte und dauerhafte Planung von modernen Fachwerksbrücken aus Holz ist – neben den direkten Auswirkungen auf das jeweilige Bauwerk – wichtig, um die Attraktivität von Holzbrücken zu stärken und Vorbehalte gegenüber ihrer geringen Lebensdauer zu widerlegen.

Das Beispiel der Fachwerkbrücke in Lörrach hat gezeigt, dass vor allem die individuelle und standortbezogene Planung unter Berücksichtigung der Topographie und des Mikroklimas entscheidend ist, um den konstruktiven Holzschutz wirksam auszuführen.

Darüber hinaus ist die Planung und Umsetzung nach dem derzeitigen Stand der Technik unter Berücksichtigung von späteren Nachrüstmöglichkeiten durchzuführen. Es sollten daher von vorn herein Reserven bei der Tragwerksplanung beachtet werden. Außerdem sind eine intensive Beobachtung und das Monitoring des fertigen Bauwerkes in den ersten Jahren nach der Fertigstellung sinnvoll.

Wenn alle Risiken ausgeschlossen werden sollen, sollten Fachwerkbrücken komplett geschlossen ausgeführt werden. Da die funktionierende, voll verschaltete Fachwerkbrücke aus architektonischer Sicht oftmals nicht mehr zeitgemäß ist, müssen neue Konzepte unter Einbezug der Möglichkeiten moderner Baustoffe wie Glas, Acrylglas, Stahl- und Textilgewebe, entwickelt werden.

Sollte die fachgerechte Umsetzung einer geschützten Fachwerkbrücke in Holzbauweise nicht möglich sein, oder vom Bauherren nicht gewollt sein, kann eine hybride Bauweise, zum Beispiel durch den Einsatz des robusteren Baustoffes Stahl für empfindliche Bauteile wie den Untergurt, Streben oder Pfosten, eine mögliche Alternative darstellen.

Projektbeteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Regierungspräsidium Freiburg
Planung:	Regierungspräsidium Freiburg Ref. 43 Ingenieurbau
Prüfingenieur:	Dipl.-Ing Rouven Erhardt, Pforzheim
Tragwerks- und Ausführungsplanung:	HSW-Ingenieure, Bad Oeynhausen
Ausführung:	Schmees & Lühn, Holz- und Stahlingenieurbau GmbH & Co. KG, Fresenburg

Block B

Industrielle Gewerbebauten

Monitoring – zuverlässige Informationen für einen langfristigen und effizienten Werterhalt von Flachdachkonstruktionen

Dipl.-Ing. Andreas Rödel
ProGeo Monitoring Systeme und Services GmbH & Co. KG
Großbeeren, Deutschland



Monitoring – zuverlässige Informationen für einen langfristigen und effizienten Werterhalt von Flachdachkonstruktionen

1. Einleitung

Mit einem Investitionsvolumen von ca. 300 Mrd. € erreichen die Bauinvestitionen in Deutschland im Jahr 2018 den höchsten Stand seit der Wiedervereinigung. Getrieben durch eine wachsende Nachfrage nach Wohnraum, insbesondere in den Ballungsräumen, niedrige Zinsen, eine hervorragende konjunkturelle Lage, hohe Steuerüberschüsse und einen über Jahrzehnte aufgelaufenen Sanierungsstau im Bereich der öffentlichen Infrastruktur wachsen derzeit alle Bereiche des Bauens mit seit Jahrzehnten nicht gekannten Wachstumsraten und bescheren der Branche gut gefüllte Auftragsbücher.

Doch was heute gebaut wird, muss morgen instand gehalten werden, wenn die Kassen vielleicht nicht mehr so gut gefüllt sind wie heute. Dabei bestimmt die Art, wie wir heute bauen, in starkem Maße die Kosten, die wir in Zukunft für die Instandhaltung und Sanierung aufwenden müssen. Das sollte uns allen bewusst sein angesichts der Tatsache, dass es uns trotz einer seit Jahren gut laufenden Konjunktur noch immer nicht gelungen ist, uns aus dem Würgegriff der nicht mehr finanzierbaren Sanierungsstaus im Bereich der öffentlichen Infrastruktur zu befreien, weil schon in der Vergangenheit immer gerne viel und aufwändig gebaut wurde, ohne dabei daran zu denken, welche Kosten in der Zukunft dafür anfallen, das Gebaute zukunftsfähig zu erhalten und so die Kosten vollkommen aus dem Ruder laufen.

Dass das so ist, liegt daran, dass Bauen, vor allem das Bauen von Gebäuden, eine höchst emotionale Angelegenheit ist, bei der es nicht nur um Sachfragen geht, sondern Sachargumente vor allem auch die Begründungen dafür liefern, emotionale Entscheidungen zu rechtfertigen.

Der Wunsch zu Bauen ist nämlich vor allem auch eine Projektion auf das zukünftige Glück, von dem jeder Bauherr glaubt, dass es sich einstellt, sobald er das neue Haus in Besitz nimmt. Und dieses Glück scheint umso größer, je mehr architektonische und bautechnische Finesse und je mehr smarte und vermeintlich nachhaltige Features sich in dem geplanten Gebäude vereinen und je sichtbarer außergewöhnlich das neue Gebäude damit ist. Deshalb werden so gerne außergewöhnliche Gebäude und Unikate gebaut und nicht immer wieder das gleiche, was sich bewährt hat, wie es in anderen Bereichen üblich ist, wenn man hohe Effizienz und geringe Schadensquoten erreichen will.

Wirksame Strategien zur Vermeidung von zukünftigen Schäden, egal wie smart und innovativ sie sind, passen da nicht ins Bild, weil sich darin eben auch das Bild der möglichen Schäden spiegelt, an die man als Bauherr gar nicht denken möchte, weil das geplante Vorhaben damit auf einmal etwas Gefährliches erhält, so dass Ängste das Glückgefühl überschatten.

Nicht anders ist zu erklären, dass Schadensvermeidungsstrategien, die in anderen Bereichen der Technik bereits seit langem erfolgreich angewendet werden, um Schäden möglichst frühzeitig zu erkennen und ihre Folgen möglichst gering zu halten, im Bereich des Bauens bis heute in Breite noch nicht einmal diskutiert, geschweige denn eingesetzt werden, obwohl es die nötigen Technologien seit langem gibt und der Zusammenhang zwischen Schadenshöhe und Methodik der Schadenserkenkung spätestens mit der Veröffentlichung des ersten Bauschadensberichts der Bundesregierung 1995 bekannt ist, weswegen in eben diesem Bericht schon damals eindringlich gefordert wurde, Technologien zur frühzeitigen Erkennung von Bauschäden zu entwickeln und diese auch einzusetzen.

2. Feuchteschäden – nicht nur ein Risiko für Holzbawerke, sondern auch für die Holzbaubranche

War noch vor wenigen Jahren in der Baubranche das Wort Nachhaltigkeit der am meisten benutzte Begriff, um sich im harten Wettbewerb als ökologisch einwandfrei und zukunfts-gewandt zu präsentieren, tritt dieser Anspruch in der Kommunikation derzeit spürbar zu-rück vor dem nun übermächtigen Ziel, den allenthalben bestehenden Bedarf nach mehr Wohnraum, mehr öffentlichen Gebäuden und mehr Industrie- und Gewerbeflächen mög-lichst schnell und möglichst kostengünstig zu decken.

Diese Entwicklung schafft neue Impulse und zusätzliches Wachstum auch für das Bauen mit Holz, dessen USP noch vor kurzem vor allem in seiner ökologischen Werthaltigkeit gesehen wurde und nicht in Kategorien wie schnell oder kostengünstig. Und so präsentiert sich die Holzbaubranche derzeit nicht nur als ökologisch vorbildlicher, sondern auch als wirtschaft-lich vorteilhafter Lösungsanbieter vom Einfamilienhaus bis zum Hochhaus, von der Kita bis zur Industriehalle, mit weit über dem Durchschnitt liegenden Wachstumsraten.

So unterschiedlich und vielfältig die Gebäude dabei sind und, egal ob konventionell errich-tet oder in Holzbauweise, sie alle haben eine Gemeinsamkeit: Im Vergleich mit fast allen anderen privaten, gewerblichen oder öffentlichen Investitionen müssen Gebäude eine sehr lange Lebensdauer erreichen, um sich wirtschaftlich zu rechnen und den Ressourcenver-brauch zu rechtfertigen, der für ihre Errichtung erforderlich ist.

Dies erfordert neben einer möglichst soliden Bauweise regelmäßige Reinvestitionen in Er-halt und Sanierung, die betrachtet über die Lebensdauer des Gebäudes die Anfangsinves-titionen in der Regel bei weitem überschreiten und dabei umso höher ausfallen, je mehr Schäden im Laufe der Zeit an einem Gebäude entstehen und je größer die Schäden wer-den, bevor man sie beseitigt.

Gerade Schäden durch längerfristige, d.h. zu spät erkannte, unplanmäßige Einwirkung von Feuchtigkeit auf die Baukonstruktion stellen dabei bis heute in allen Bereichen des Bauens einen Großteil der sogenannten vermeidbaren Bauwerksschäden dar, die, wenn sie nicht sogar in einem Versagen der Konstruktion münden, zumindest erhebliche wirt-schaftliche Verluste und unnötige Ressourcenverbräuche zu ihrer Beseitigung nach sich ziehen, die jede Planung der Instandhaltungsbudgets zunichtemachen können.

Die heute populären Bauweisen mit luftdichten Innenräumen, begrünten oder mit Foto-voltaikanlagen bebauten Flachdächern, mit häufig komplizierten Abdichtungssituationen, mit wassergeführten Fußbodenheizungen und bodengleichen Duschen erhöhen dabei das Risiko von Feuchteschäden an der Baukonstruktion, insbesondere, wenn die Konstruktion empfindlich gegenüber Feuchteeinwirkung ist, wie dies bei Gebäuden in Holzbauweise in besonderem Maße der Fall ist.

Da Schäden in diesem Bereich sich in der Regel nicht längerfristig ankündigen, wie zum Beispiel bei Bauwerksschäden, die durch normale Abnutzung oder Verwitterung entste-hen, sondern unerwartet auftreten und einen damit unvorbereitet treffen, tritt neben die mit einem solchen Schaden verbundene finanzielle Belastung zusätzlich die emotionale Belastung der bösen Überraschung, der sich die Betroffenen dann ausgeliefert fühlen.

In dieser Situation weicht das gefühlte Glück über das neue Gebäude dann meist schnell dem Ärger über den erlittenen Schaden, mit der Folge, dass die einstmals mutig getroffe-nen Entscheidungen, eben z.B. mit Holz zu bauen, mehr und mehr in Zweifel gezogen werden. Aus einem Verfechter der außergewöhnlichen Idee, der ein solcher Bauherr ein-mal war, wird so schnell ein gefährlicher Gegner, der sich falsch beraten und übervorteilt fühlt.

Häufen sich solche Erfahrungen bei immer mehr Bauherren, weil sich in den Jahren zuvor mehr und mehr Bauherren für solche neuen Ideen begeistert hatten und die Schadensbil-der vermehrt auftreten, kann dies zu einem drastischen Stimmungswandel in Bezug auf bestimmte Bauweisen und Bauprodukte führen, mit spürbaren Folgen für die jeweilige Branche.

So waren die Folgen der Flachdachschäden, die aufgrund noch nicht ausgereifter Materialien in den späten siebziger und achtziger Jahren des letzten Jahrhunderts vielerorts entstanden waren, noch weit über die Jahrtausendwende hinaus als tief verwurzelte Vorbehalte gegenüber Flachdächern spürbar, obwohl die Materialien schon lange kein Problem mehr darstellten und Flachdächer längst technisch gut beherrschbar waren. Tatsächlich hatten sich vor allem in den siebziger Jahren viele Bauherren und ihre Architekten mit den damals aufkommenden Flachdachbungalows für ein vermeintlich innovatives Baukonzept entschieden. Diese Fürsprecher wurden dann aber später wegen der aufgetretenen Schäden zu entschiedenen Gegnern dieser Bauweise, so dass dem Flachdachmarkt nach schnellem Wachstum die Grundlage für lange Jahre entzogen war.

Ein ähnliches Risiko besteht heute für die Holzbaubranche, denn mehr und mehr Bauherren begeistern sich derzeit für das Bauen mit Holz. Sollte es hier in den kommenden Jahren, aufgrund welcher Umstände auch immer, zu einer steigenden Zahl von Feuchteschäden durch unerkannte Abdichtungsleckagen kommen – und die Gefahr ist angesichts dessen, was und wie gebaut wird, durchaus real – so besteht die große Gefahr, dass das Vertrauen in die Vorteilhaftigkeit des Baustoffs Holz in sehr kurzer Zeit kippt und sich die Bauherren für lange Zeit von dieser Bauweise abwenden. Die Branche würde einen deutlichen Rückgang verkraften müssen.

Tatsächlich ist dieses Risiko von einem ersten großen Marktteilnehmer der Holzbaubranche erkannt worden. Nicht aus Angst vor Gewährleistungsproblemen, sondern um aktiv daran mitzuwirken, die eigenen Kunden langfristig vor Schäden aus Undichtheiten bei ihren Häusern zu bewahren, statet dieser Anbieter alle Häuser überall dort, wo Abdichtungsfolien verbaut werden, auf eigene Kosten mit Monitoringsystemen zur automatischen Leckageerkennung aus. Das ist insoweit bemerkenswert, weil es den Anbieter zwingt, das Risiko von Leckagen gegenüber seinen Kunden offen anzusprechen, anstatt es zu verschweigen oder klein zu reden. Die Botschaft lautet hier also: «Ein Flachdach ist toll und praktisch, aber es kann undicht werden, obwohl wir gute Materialien und erfahrene Mitarbeiter einsetzen.» und nicht: «Wir setzen nur gute Materialien und erfahrene Mitarbeiter ein, deshalb gibt es bei uns keine Leckagen.»

Aus einem tot geschwiegenen Problem und der Hoffnung, dass die Kunden dieses Problem erst bemerken, wenn man als Hersteller aus der Verantwortung ist, wird so ein offen kommuniziertes Problem, das aber auf einfache und sichere Weise dadurch entschärft wird, dass es mit einem geeigneten Monitoringsystem frühzeitig erkennbar wird, so, wie man es in unserer heutigen Welt mit vielen Risiken macht, die man zwar nicht mit letzter Gewissheit aus der Welt schaffen, aber mit rechtzeitiger und zuverlässiger Information auf ein tolerierbares Maß herabsetzen kann.

Tatsächlich beendet dieser Hersteller damit den noch nie gelungenen Versuch, Flachdächer so zu bauen, dass sie auf ewig dicht bleiben und er akzeptiert, dass es dieses Risiko immer geben wird, schon deshalb, weil Flachdächer, rein werkstofflich betrachtet, nur eine begrenzte Lebensdauer haben, die deutlich geringer ist, als die Zeitdauer, für die das Gebäude errichtet worden ist. Der Hersteller hat richtig verstanden, dass dieses Risiko von Undichtheiten gut beherrschbar ist, wenn zuverlässige und aktuelle Informationen über den Zustand der Abdichtung jederzeit zur Verfügung stehen, weil nur so immer das Richtige zur rechten Zeit getan werden kann.

Ein solches Vorgehen ist technisch gesehen ziemlich smart und aus vertrieblicher Sicht ziemlich clever. Denn es ist nicht nur ein wirksames Konzept gegen zukünftige Feuchteschäden und die damit häufig verbundenen Auseinandersetzungen und Schadensbeseitigungskosten, sondern auch ein intelligenter Weg, um zu verhindern, dass sich die eigenen Kunde bei einem späteren Auftreten von Schäden betrogen fühlen und das über die Jahre erarbeitete Image des Unternehmens durch unzufriedene Kunden in kurzer Zeit zerstört wird.

Ein solches Konzept gegen den herrschenden Zeitgeist der Branche umzusetzen, erfordert Mut und eine unternehmerische Weitsicht, die nicht am Ende der Gewährleistung der verkauften Objekte endet, sondern praktisch das ganze Bauherrenleben der eigenen Kundschaft mit einschließt. Und tatsächlich, dieser Weg scheint der richtige zu sein, denn weitere große Anbieter sind schon dabei, entsprechende Konzepte umzusetzen.

3. Schadenvermeidung durch Information

Worin besteht nun der Kern eines solchen Schadensvermeidungskonzepts und wie kann es umgesetzt werden?

Offene und ehrliche Information seiner Kunden, ohne das Verschweigen von Risiken, ist also der erste Schritt zur Schadensvermeidung, denn auf diese Weise kann bereits ein wesentliches Schadensrisiko ausgeräumt werden, nämlich, dass sich ein Kunde bei einem späteren Schadensereignis von seinem Anbieter vorsätzlich falsch beraten und im Zweifel sogar betrogen fühlt. Offenes Ansprechen von Risiken ermöglicht es weiterhin, Lösungen für Risiken aufzuzeigen, über die bei einem Verschweigen der Risiken gar nicht erst gesprochen würde. Das heißt: Nur wenn ich anerkenne, dass ein Problem existiert, kann ich eine Lösung für das Problem finden. Verleugne ich das Problem, besteht es zwar trotzdem, ich werde es aber nicht lösen.

Um hier den richtigen Ansatz zu finden, muss man zunächst verstehen, worin das wesentliche Problem eines Abdichtungsschadens überhaupt liegt. Anders, als man zunächst meint, ist dieses nämlich nicht die Leckage an sich, denn das Beseitigen einer Abdichtungsleckage kostet meist nur wenige Euro. Es ist auch nicht das Problem guter oder schlechter Materialien, denn jede Abdichtung, egal wie gut sie ist, kann durch unvorhergesehene Ereignisse Schaden nehmen.

Es ist, wie gesagt, der Umstand, dass man Abdichtungsleckagen nicht oder zumindest meist erst zu spät bemerkt und wenn man sie dann bemerkt hat, nicht weiß, wo sie sind und wie viele es sind. Und zwar unabhängig davon, wie gut oder schlecht das Material ist und wie gut oder schlecht die Verarbeitung. Weshalb die alte Geschichte mit dem guten Material und den guten Handwerkern eben nicht aufgeht. Allgemein betrachtet ist das Problem von Abdichtungsleckagen damit vor allem die Diskrepanz zwischen dem, was ist und dem, was man weiß – und das ist ein reines Informationsproblem.

Würde diese Diskrepanz nicht bestehen, also, hätte man stets vollständige und richtige Informationen über den Zustand der Bereiche seines Bauwerks, bei denen unerkannte und damit unbehandelte Fehlzustände große Schäden oder Gefahren nach sich ziehen, so könnte man ohne allzu großen Aufwand stets zeitnah dafür sorgen, dass gefährliche Fehlzustände schnell beseitigt werden und gravierende Schäden gar nicht erst entstehen.

Vollständige und richtige Information über den Zustand eines Bauwerks ist damit der ganz wesentliche Schlüssel, um Bauwerke langfristig frei von Schäden zu halten – vorausgesetzt natürlich, dass dann auch das getan wird, was getan werden muss, um erkannte Fehlzustände wieder zu beseitigen.

Neben einer möglichst guten Bauqualität (übrigens, nur ganz nebenbei: auch die erreicht man nur mit guter und vollständiger Information) ist zeitnahe und vollständige Information während der Nutzung eines Bauwerks der wesentliche Hebel für langfristig schadenfreie Bauwerke.

Um es drastisch zu sagen: Nicht der Umstand, dass es Fehlzustände an der Eislaufhalle in Bad Reichenhall oder an der Autobahnbrücke in Genua gab, war das Problem, sondern der Umstand, dass man nichts davon gewusst hat.

3.1. Hygrothermische Simulationsrechnungen sind kein Monitoring

Software spielt auch im Baubereich eine immer größere Rolle. Sie wird eingesetzt, um Bauwerke technisch auszulegen und ihr zukünftiges Verhalten vorauszusagen. Im Bereich der Simulationsrechnung des Feuchtehaushalts von Baukonstruktionen hat sich die Wufi-Software des Fraunhofer Instituts für Bauphysik quasi als Standard etabliert. Sie ermöglicht sehr differenzierte Simulationsrechnungen über die hygrothermischen Vorgänge innerhalb von Bauteilen einer Baukonstruktion und wird eingesetzt, um abzuschätzen, ob eine Konstruktion, z.B. ein Flachdachaufbau, bei Verwendung bestimmter Aufbauten mit bestimmten Baumaterialien und einer bestimmten Dimensionierung an einem bestimmten Standort mit bestimmten klimatischen Bedingungen sowie unter Berücksichtigung von

möglichen Nutzungen auf dem Flachdach bauphysikalisch, d.h. im Hinblick auf das zu erwartende Auffeuchtungs- und Rücktrocknungsverhalten, sicher funktioniert oder nicht.

Wufi liefert damit eine wesentliche Grundlage dafür, ein Gebäude so zu planen und auszulagern, dass es hygrothermisch richtig funktioniert und es nach der Realisierung nicht schon allein aufgrund fehlerhafter Planung zu Feuchteschäden kommt. Die Verwendung von Wufi als Grundlage für die Planung einer hygrothermisch ausreichend sicheren Konstruktion entspricht damit dem klassischen, ingenieurmäßig planerischen Vorgehen, Auslegungsgrößen für ein Bauwerk unter möglichst vollständiger Berücksichtigung relevanter Einflussgrößen zu ermitteln und darauf aufbauend eine Konstruktion zu wählen, die mit ausreichender Sicherheit funktioniert, ohne dass Unsicherheiten, die solche Berechnungen zwangsläufig beinhalten, zu einem Versagen des gewählten Systems führen können.

Soweit man den Veröffentlichungen dazu folgt, kann Wufi darüber hinaus aber auch dafür verwendet werden, Feuchteschäden an Gebäuden zu erkennen und zu analysieren. Dieser Behauptung kann sicherlich insoweit zugestimmt werden, dass bei Vorliegen eines Feuchteschadens an einem Gebäude durch eine aktuelle Simulationsrechnung unter Berücksichtigung aktueller Eingangsgrößen berechnet werden kann, ob die Konstruktion hygrothermisch überhaupt funktionieren konnte oder nicht, z.B. wenn nachträglich durch das Aufbringen einer Begrünung oder einer PV-Anlage auf einem Dach das Rücktrocknungsverhalten der Konstruktion verändert worden ist.

Nicht möglich ist es allerdings, mit einer solchen Simulationsrechnung festzustellen, ob ein bestimmter Schaden, also z.B. eine Leckage, an einem Flachdach aufgetreten ist und ob dadurch im Weiteren Folgeschäden an der Konstruktion entstehen oder nicht.

Simulationsrechnungen, wie sie z.B. mit der Wufi-Software möglich sind, können damit zwar sinnvoll dann eingesetzt werden, wenn es darum geht, die Auswirkungen baulicher Veränderungen auf das hygrothermische Verhalten eines Gebäudes zu bewerten. Schäden, die durch das Versagen eines Bauteils, z.B. der Abdichtung eines Flachdaches, entstehen, können mit einer Simulationsrechnung aber weder erkannt noch lokalisiert werden. Das Risiko, dass ein Flachdach undicht wird und man dies nicht bemerkt, kann mit einer Simulationsrechnung also nicht beseitigt oder gemindert werden.

Rechnerische Simulationen des Feuchtehaushalts sind damit ein wichtiges Element für die Planung einer feuchtetechnisch richtig funktionierenden Konstruktion, sie liefern aber keine Informationen darüber, in welchem Zustand sich das Abdichtungssystem während des Lebenszyklus des Gebäudes tatsächlich befindet und welche Folgen das im konkreten Fall nach sich zieht.

Simulationsrechnungen sind damit für die Früherkennung von Abdichtungsschäden und die Vermeidung der dadurch entstehenden Folgeschäden nicht geeignet.

3.2. Flachdachinspektion und -diagnose ist kein Monitoring

Seit es Flachdächer gibt, gibt es die Suche nach Leckagen. Wie bereits erläutert, endet ein Flachdachleben in der Regel damit, dass es undicht wird und wenn das Flachdach lange genug undicht war, ist meist kein besonderer Spürsinn mehr erforderlich, um dies zu erkennen, denn irgendwo tropft es dann sichtbar in das Gebäude. Leider ist die Stelle, wo es tropft, meist nicht die Stelle, an der das Dach undicht ist und wenn die Abdichtung dann auch noch mit Kies oder eine Begrünung abgedeckt ist, dann ist die ursächliche Leckage nur schwer zu finden.

Um das Auffinden solcher allfällig erkannter, aber noch nicht lokalisierter Leckagen zu vereinfachen, ist über die Jahre hinweg eine ganze Reihe von Inspektions- und Diagnoseverfahren erdacht worden, die es, bei strenger Beachtung der jeweils bestehenden physikalisch-technischen Restriktionen ermöglichen, Leckagen in der Abdichtung mehr oder weniger genau zu orten, so dass man sie für eine Reparatur freilegen kann, ohne den gesamten Kies oder die komplette Begrünung beiseite schaufeln zu müssen.

Obwohl ursprünglich entwickelt, um erkannte Leckagen zu orten, werden diese Verfahren und auch neu hinzugekommene Verfahren z.B. auf Basis von RFID-Funktechnik heutzutage mehr und mehr auch dafür beworben, Abdichtungsleckagen frühzeitig erkennbar und

dann natürlich auch lokalisierbar zu machen, um so, im Sinne eines vorbeugenden Ansatzes, Folgeschäden an der Konstruktion durch längerfristig unerkannte Einwirkung von Feuchtigkeit zu vermeiden. Hierzu werden Teile des jeweiligen Messsystems beim Bau des Daches unterhalb der Abdichtung oder innerhalb der Wärmedämmung installiert, so dass in Verbindung mit einem mobilen Erfassungs- oder Auslesegerät der Status des Daches im Zuge einer Begehung ermittelt werden kann, sei es als Leckagestatus der Abdichtung oder als Stauwasserstatus auf der Dampfsperre. Das Ganze wird dann gerne auch als Monitoring verkauft.

Dieses Konzept der wiederkehrenden Prüfung erscheint dabei zunächst überzeugend einfach, denn es ermöglicht vermeintlich, mit nur geringem messtechnischem Aufwand, eine zuverlässige Ermittlung des Zustandes des zu überprüfenden Flachdaches.

Tatsächlich ist der Nutzen dieser Verfahren in der Praxis jedoch sehr begrenzt, denn die Qualität der gewonnenen Information im Hinblick auf ein zur Folgeschadenvermeidung möglichst schnell erforderliches Handeln ist, neben weiteren physikalisch-technischen Einschränkungen, vor allem beeinflusst durch die zeitliche Dichte, mit der die Informationen gewonnen werden. Wird also die erforderliche messtechnische Begehung nur sporadisch oder in größeren Zeitabständen, z.B. nur jährlich, durchgeführt, was in der Praxis aus Kostengründen meist der Fall ist, so steigt die Gefahr, dass Fehlzustände dann letztlich doch zu spät erkannt werden. Der Nutzen derartiger Systeme als Mittel zur Schadenfrüherkennung sinkt damit in dem Maße, wie die Zeitspanne zwischen den Messungen verlängert wird. So erweist sich ein vermeintliches Schadenfrüherkennungssystem schnell als ein Zuspätkennungssystem.

Insbesondere bei Holzkonstruktionen und kapillar stark saugenden Dämmstoffen ist dieses Konzept der wiederkehrenden messtechnischen Begehung damit nicht wirklich geeignet, um Folgeschäden durch Fehlzustände der Abdichtung sicher zu vermeiden, allein schon deshalb, weil niemand den Aufwand betreibt, die Dächer regelmäßig in kurzen Abständen zu überprüfen, selbst wenn sie für eine messtechnische Begehung mit entsprechenden Komponenten vorgerüstet sind.

Hinzu kommt, dass eine Abdichtung praktisch jederzeit, durch welche Umstände auch immer, undicht werden kann. Also auch im Winter bei Schnee und Eis oder bei einem Unwetter im Sommer. Um sicher zu sein, müsste ein derart vorgerüstetes Flachdach nach solchen Ereignissen immer wieder möglichst schnell überprüft werden, denn bereits bei kleinen Leckagen können in kurzer Zeit große Mengen Wasser in den Aufbau eindringen. Das macht aber niemand und es bezahlt auch niemand. So werden die als Vorsorgetechnologie beworbenen manuell geführten Diagnosesysteme in der Praxis dann meist wieder für das benutzt, wofür sie ursprünglich entwickelt wurden, nämlich die Ortung von Leckagen, die man anhand des von der Decke tropfenden Wassers festgestellt hat.

Mit dem Trend, Dächer zu nutzen, sei als für Fotovoltaik, als Parkdeck oder für Urban Farming, wird dabei die Funktion solcher Systeme auch funktional immer weiter eingeschränkt, denn derartige Aufbauten auf dem Dach und die im Zusammenhang damit verwendeten Schutzschichten erschweren die Durchführung solcher Messungen, z.B. mit dem Elektroimpulsverfahren.

Gleiche oder ähnliche Einschränkungen gelten auch für die per Funk auslesbaren RFID-Nässedetektoren bei Verwendung im Dachaufbau. So kann diese Technik z.B. nicht eingesetzt werden, wenn eine mit Metallfolie kaschierte Wärmedämmung eingesetzt wird.

Bei diesem System stellt sich darüberhinaus die Frage nach dem grundsätzlichen Nutzen bei einer Verwendung im Flachdach, denn die RFID-Sensoren werden, aus Kostengründen, meist mit relativ weiten Abständen von bis zu 2 m über die Dachfläche verteilt. Damit ein Sensor Kontakt mit Wasser hat, muss also bereits eine größere Fläche auf der Dampfsperre nass sein, um einen Wassereintritt überhaupt feststellen zu können. Wird Wasserkontakt im Zuge einer Messung bei einem oder mehreren Sensoren festgestellt, so kann daraus, anders beim Elektroimpulsverfahren, nicht sicher auf den Ort der Leckage geschlossen werden, denn das Wasser könnte sich einfach an der tiefsten Stelle der Decke gesammelt haben oder durch Kondensation an der kältesten Stelle. Der Praktiker weiß: nichts ist unmöglich. RFID-Sensoren sind damit, anders als das Elektroimpulsverfahren,

auch nicht geeignet, die Dichtheit einer Abdichtung zu überprüfen und im positiven Sinne festzustellen, z.B. nachdem eine Leckage repariert worden ist.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sporadisch oder wiederkehrend ausgeführte messtechnische Diagnoseverfahren als Instrument der Schadensvorsorge bei Flachdächern nicht oder nur sehr eingeschränkt geeignet sind.

3.3. Wenn Monitoring, dann richtiges Monitoring

Nachdem in diesem Beitrag bereits recht ausführlich dargestellt worden ist, welche technischen Ansätze für eine aktive, informationsbasierte Schadensvermeidungsstrategie bei Flachdächern nicht oder nur bedingt geeignet sind, soll natürlich auch aufgezeigt werden, wie die messtechnische Überwachung eines Flachdaches so konzipiert und durchgeführt werden kann, dass sie tatsächlich die erforderlichen Informationen in der Qualität liefert, die für eine proaktive Instandhaltung der Baukonstruktion benötigt werden.

Um diese Frage beantworten zu können, ist zunächst zu beurteilen, welche Folgen durch welche möglichen Fehlzustände an den Funktionsschichten eines Flachdaches hervorgerufen können und welchen Einfluss die Zeitdauer dabei hat, über derartige Fehlzustände auf die Konstruktion einwirken können, weil sie einfach nicht bemerkt werden.

Grundsätzlich können die möglichen Fehlzustände dabei eingeordnet werden in eine Kategorie, die ihre Ursache in baulichen Mängeln hat (also Materialfehler, Planungs- und Ausführungsfehler) und eine Kategorie, die ihre Ursache in den über den Lebenszyklus auftretenden mechanischen, chemischen und biologischen Einwirkungen hat, denen das von einem Fehlzustand betroffene Bauteil ausgesetzt ist, sei es als dauerhaft degenerativ wirkende Beanspruchung, sprich Alterung, oder als eine zu einem spontanen Versagen führende Beanspruchung.

Können die aus baulichen Mängeln resultierenden Fehlzustände durch eine fachlich kompetente Planung in Verbindung mit einer kompetenten Ausführung und Bauüberwachung theoretisch gegen null gebracht werden (= mangelfreies Bauwerk), so liegt selbst bei einem mangelfrei errichteten Bauwerk das Risiko des Auftretens alterungsbedingter Fehlzustände langfristig betrachtet wegen der endlichen Lebensdauer der Baustoffe bei vollen 100%. Dies wäre an sich kein Problem, wenn der degenerativ bedingte Funktionsverlust einem sicher bestimmbareren Zeitgesetz genügen würde – was aber vor allem dort nicht zutrifft, wo stark wechselnde Beanspruchungen auf ein Bauteil einwirken – und der degenerative Funktionsverlust nicht durch spontane, neudeutsch disruptive Funktionsverlustrisiken überlagert wäre, deren Auftreten oder Ausbleiben schlichtweg nicht vorhersagbar ist.

Diese Risiken sind bei Bauteilen, die bei relativ konstanten Temperatur- und Feuchtebedingungen mechanisch gut geschützt im Baukörper angeordnet sind, relativ gering, bei den Umwelt- und Nutzungsbeanspruchungen direkt ausgesetzten Bauteilen hingegen hoch, mit der Folge, dass diese Bauteile nicht nur mit 100%iger Wahrscheinlichkeit irgendwann versagen werden, sondern obendrein jederzeit ohne vorherige Ankündigung versagen können.

D.h., in der Praxis hat demnach eine anforderungsgerecht hergestellte Dampfsperre langfristig betrachtet eine deutlich geringere Versagenswahrscheinlichkeit als eine entsprechend anforderungsgerecht hergestellte Flachdachabdichtung. Im Sinne einer langfristig erfolgreichen Schadensvermeidungsstrategie macht es daher auch mehr Sinn, die Abdichtung messtechnisch über den Lebenszyklus des Gebäudes zu überwachen, als die Dampfsperre, ohne natürlich deswegen darauf zu verzichten, peinlich genau auf fehlerfreie Installation der Dampfsperre und den trockenen Einbau der Dämmung zu achten.

Neben der Frage, welche Bauteile die höchsten Versagensrisiken ausweisen, spielt bei der Frage, wie das Monitoring für ein Flachdach zu konzipieren ist, auch die Schadensfolgenbewertung eine wichtige Rolle. Bauwerke mit einer feuchteempfindlichen Konstruktion oder einer sehr feuchtesensiblen Nutzung sind sollten daher auch zeitlich engmaschiger überwacht werden, als Bauwerke, bei denen Feuchteeinwirkung auch längerfristig keinen oder geringe Folgeschäden in Gang setzen kann.

Da Flachdachmonitoring, im Gegensatz zu den bereits erwähnten Diagnoseverfahren, heute mit automatisch messenden und in der Regel auch automatisch auswertenden Systemen permanent arbeitet, verursacht ein zeitlich eng gestaffeltes Messraster praktisch keinen technischen oder finanziellen Mehraufwand, erhöht aber die Sicherheit, Fehlzustände frühstmöglich zu erkennen und so auch frühzeitig entgegen treten zu können, deutlich.

Für das Monitoring von Flachdachabdichtungen werden heute verschiedene, bereits langfristig praxiserprobte Systeme am Markt angeboten. Die Systeme sind für die meisten gängigen Kalt- und Warmdachaufbauten geeignet, aber auch bei Umkehrdächern mit Verbundabdichtungen. Diese Systeme arbeiten vollständig autonom auf der Basis eines physikalisch eindeutigen Messprinzips und überwachen die Abdichtung vollflächig und nicht nur punktuell und dabei unmittelbar auf Leckagen. Leckagen werden so bereits feststellbar, wenn das erste Wasser durch die Abdichtung in den Dachaufbau eindringt und nicht erst, wenn sich Leckagewasser auf der Dampfsperre aufstaut oder sich die Wärmedämmung mit Wasser vollgesogen hat, wie dies bei anderen Lösungen, z.B. bei RFID-Feuchtedetektoren, der Fall ist.

Können auftretende Leckagen aufgrund des Schichtenaufbaus auf dem Dach (Begrünung, Parkdeck, PV-Anlage) im Schadenfall nicht oder nur unzuverlässig, z.B. mit dem Elektroimpulsverfahren, geortet werden, so können diese Systeme auch als automatisch ortende Systeme ausgeführt werden, die eine Lokalisierung von Leckagen ermöglichen, ohne dass das Dach betreten werden muss oder die Messung durch Aufbauten auf dem Dach behindert wird. Dabei erreichen diese Systeme eine Ortungsgenauigkeit bis in den Submeterbereich.

Weiterer Vorteil dieser Systeme ist, dass auch die erfolgreiche Beseitigung vorhandener Leckagen unmittelbar anhand der Messdaten beobachtet werden kann. Die Frage, ob es sich bei der Feuchtigkeit im Dachaufbau nun eigentlich um gutes Wasser oder schlechtes Wasser handelt, stellt sich damit beim Dichtheitsmonitoring der Flachdachabdichtung, anders als bei Systemen auf Basis von Temperatur- und Feuchtemessung oder den bereits erwähnten RFID-Sensoren übrigens nicht.

4. Zusammenfassung

Zu spät erkannte, d.h. durch dauerhafte, unplanmäßige Einwirkung von Feuchtigkeit hervorgerufene Bauwerksschäden stellen bis heute den größten und teuersten Anteil der sogenannten vermeidbaren Bauwerksschäden dar. Gerade im Holzbau sind diese Schäden ein besonderes Risiko für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion und ihre langfristige Nutzbarkeit.

Da Abdichtungsschäden, trotz aller bautechnischen Bemühungen, auf lange Sicht nicht sicher ausgeschlossen werden können, weil alle Abdichtungen ihre Funktion irgendwann alterungsbedingt verlieren und sie darüber hinaus jederzeit durch nicht vorhersehbare Beanspruchungen Schaden nehmen können, sind Folgeschäden an der Baukonstruktion, die durch ein Versagen der Abdichtungen hervorgerufen werden, dauerhaft nur zu vermeiden, wenn der Zustand der Abdichtungen jederzeit bekannt ist. Fehlt diese Information, bleibt Flachdachinstandhaltung stets reaktiv und zufallsgesteuert. Dies birgt hohe Kostenrisiken und steht im Widerspruch zum Ansatz einer nachhaltigen und verantwortungsbewussten Nutzung unserer natürlichen Ressourcen.

Mit den heute verfügbaren Monitoringsystemen für Flachdachabdichtungen ist es möglich, Flachdächer auf Basis eines eindeutigen physikalischen Prinzips vollautomatisch und dabei zeitnah vollflächig auf Dichtheit zu überwachen. Erforderliche Schadensbeseitigungsmaßnahmen können so frühzeitig und zielgerichtet eingeleitet und Folgeschadenrisiken wirksam begrenzt werden. Monitoring schafft so die Voraussetzungen für eine proaktive Instandhaltung und eine vollständige Ausnutzung des Lifecycle-Potenzials der im Bauwerk eingesetzten Baustoffe.

Flachdachmonitoringsysteme ermöglichen damit wirksame Risikobegrenzung, wo bisher vor allem Risikoverlagerung auf den Kunden betrieben wurde. Sie schaffen damit eine wichtige Voraussetzung für eine langfristig zufriedene Bauherrenschaft auch und vor allem im Bereich des Holzbaus.

Brandschutztechnische Lösungen für grossflächige Dachelemente im Industriebau

Norman Werther
Veronika Hofmann
Stefan Winter
Vortrag: Michael Merk

Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Technische Universität München
München, Deutschland



Brandschutztechnische Lösungen für grossflächige Dachelemente im Industriebau

1. Einleitung und Ausgangssituation

Die in den vergangenen Jahren markant gestiegene Verwendung von biogenen Baustoffen im Bauwesen ist an mittlerweile zahlreichen national und international dokumentierten Bauvorhaben gut erkennbar. Meist wird jedoch nur über mehrgeschossige Wohn- und Büro- sowie repräsentative Verwaltungsgebäude berichtet. Dazu kommen Objekte, in denen durch Nachverdichtung bzw. Neubau schnell neuer Wohnraum geschaffen werden konnte. Erkennbar ist jedoch auch, dass im Gewerbe- und Industriebau ebenfalls eine gesteigerte Anwendung biogener Baustoffe gewollt ist und stattfindet (vgl. Abbildung 1), [1]. Hierbei spielen bei der Auswahl des Bausystems vor allem die Aspekte der Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit eine entscheidende Rolle. Studien zeigen, dass hier der Marktanteil der Holzbauweise mit steigender Objektgröße bei Handels-, Lager-, Produktions- oder Verkaufsgebäuden abnimmt [2]. Wesentliche Gründe sind die mit der Größe dieser Gebäude aus brandschutztechnischer Sicht wachsenden bauaufsichtlichen Anforderungen in Verbindung mit hierfür fehlenden Systemlösungen für den Holzbau.

Der bauliche Brandschutz für Industriebauten wird in Deutschland auf Grundlage der jeweils landesspezifisch eingeführten «Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau» geregelt, welche sich im Allgemeinen an der Muster-Industriebau-Richtlinie (M IndBauRL) [3] orientiert. An die Bedachungen werden neben der bereits nach Landesbauordnung geforderten Eigenschaft einer «harten Bedachung» (Widerstandsfähigkeit gegen Flugfeuer) für zusammenhängende Dachflächen in Brand- oder Brandbekämpfungsabschnitten mit mehr als 2.500 m² Anforderungen an eine behinderte Brandausbreitung innerhalb der Bauteile als auch über die Oberflächen der Bauteile hinweg gestellt. Bedachungen umfassen dabei nach Richtlinien-Definition neben der eigentlichen Dachhaut auch Wärmedämmung, Tragstruktur der Dachhaut, diffusionshemmende Schichten und eine untere Bekleidung (vgl. Abbildung 2). Vorgenannte Anforderung entstand als Folge zahlreicher Großbrände mit Brandweiterleitung unterhalb, in Hohlräumen und auch oberhalb großflächiger Dachaufbauten. Es wurde festgestellt, dass diverse Aufbauten erheblich zum beschleunigten Brandverlauf beigetragen haben. Diese Erfahrungen führten zur Erkenntnis, dass die isolierte Bewertung und Klassifikation einzelner Baustoffe für diesen Anwendungsfall nicht ausreichend ist.

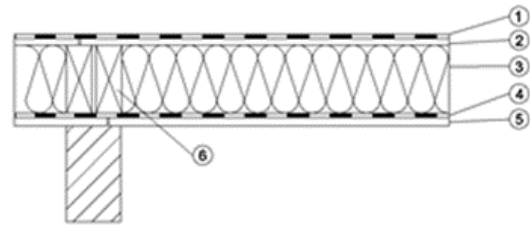
Eine Möglichkeit zum Nachweis einer behinderten Brandausbreitung besteht für diese Bedachungselemente in Deutschland durch Anwendung der Normenreihe DIN 18234 [5] – [8] bzw. durch Ausführung von Bedachungen aus nicht brennbaren Baustoffen. Mussten Dächern nach den Kriterien entsprechend DIN 18234 beurteilt werden oder wurden diese Vorgaben z.B. für andere Sonderbaunutzungen, wie Versammlungsstätten gesondert vereinbart, standen lediglich Regelausführungen in Stahltrapezprofilbauweise oder ersatzweise aus mineralischen Baustoffen zur Verfügung. Holzbauspezifische Lösungen waren bis vor kurzem nicht Teil der Normenreihe, weshalb die Anwendung von vorgefertigten Holztafelelementen im weiträumigen Gewerbe- und Industriebau enormen planerischen Aufwendungen unterlag. Die Vorteile einer kurzen Bauzeit durch Vorfertigung, hohe Energieeffizienz der Aufbauten, Einsatz von nachwachsenden und Ressourcen schonenden Rohstoffen, die zur Nachhaltigkeit der Gesamtkonstruktion beitragen, sowie die besondere Möglichkeit zur Qualitätssicherung durch elementiertes Bauen wurden durch den Mehraufwand im Genehmigungsverfahren, wie durch Bauteilversuche und gutachterliche Bewertungen wieder aufgehoben.

Ziel eines am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der TU München durchgeführten Forschungsvorhabens [4] und der daran anschließenden Normungsarbeit zur Überarbeitung der Normenreihe DIN 18234 war deshalb die Entwicklung und der brandschutztechnische

Eignungsnachweis von großflächigen Dachelementen in Holzbauweise, um die standardisierte und geregelte Anwendung im Bereich von Industrie- und Gewerbebauten sicherzustellen.



Abbildung 1: Gewerbebau in Holzbauweise



- 1 Dachhaut
- 2 obere Beplankung
- 3 Hohlraumdämmung
- 4 diffusionsoffene Schicht/Luftdichtung
- 5 untere Bekleidung
- 6 Tragstruktur der Bedachung

Abbildung 2: Beispiel eines Konstruktionsaufbaus für großflächige Dächer

2. Schutzziele und Grundlagen der Nachweisführung

Ziel der Industriebau-Richtlinie ist es, die brandschutztechnischen Mindestanforderungen für zugehörige Gebäude zu regeln, dazu zählen die Feuerwiderstandsfähigkeit der Bauteile, die Brennbarkeit der Baustoffe, die Größe der Brandabschnitte bzw. Brandbekämpfungsabschnitte sowie Angaben zur Anordnung, Lage und Länge von Rettungswegen [3]. Hierüber sollen trotz der Gestattung von baulichen Erleichterungen die allgemeinen, nach Landesbauordnungen / Musterbauordnung definierten, Schutzziele sichergestellt werden.

Dächer an welche die Anforderungen nach DIN 18234 gestellt werden, sollen ein erheblich verbessertes Brandverhalten aufweisen. Sie erfüllen das Schutzziel einer Begrenzung der Brandweiterleitung im Bereich der geschlossenen Dachfläche bei Brandbeanspruchung von der Raumseite innerhalb der Phase eines begrenzten Entstehungsbrandes.

Die klassifizierten Dächer beteiligen sich dabei nicht oder nur verzögert aktiv am Brandgeschehen. Brandausbreitungen innerhalb und über die Bedachung selbst, in Bereiche außerhalb des Primärbrandbereiches werden behindert und Löschmaßnahmen im Innenangriff durch die Feuerwehr, vor dem Eintreten des Vollbrandes ermöglicht bzw. erleichtert.

Das Sicherheitsniveau eines nach DIN 18234 beurteilten Daches lässt sich dementsprechend nicht mit dem Sicherheitsniveau auf Basis der Einheitstemperatur-Zeitkurve, die für die Beurteilung in der Vollbrandphase, z.B. für das Haupttragwerk von Industriebauten zu Grunde gelegt wird, gleichsetzen (vgl. Abbildung 3 und Abbildung 4). Zusätzlich ist für das Gesamtsystem auch der Nachweis eines ausreichenden Widerstandes gegen Flugfeuer und Wärmestrahlung von der Außenseite zu führen.

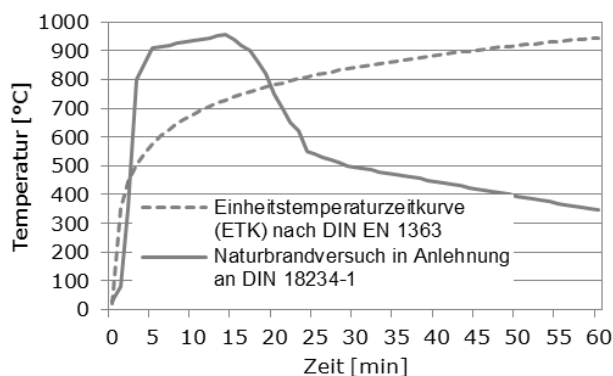


Abbildung 3: Vergleich Brandbeanspruchungsniveau

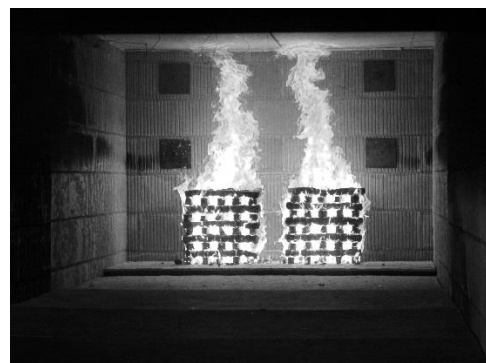


Abbildung 4: Brandversuch DIN 18234-1

Ein Vergleich der Anforderungen und Leistungskriterien der Prüf- und Klassifikationsnormen kann nachstehender Tabelle 1 entnommen werden.

Dabei ist anzumerken, dass die Anforderungen und Prüfbestimmungen der DIN 18234 auf Dächer ohne klassifizierbare Feuerwiderstandsdauer (F 0) nach DIN 4102-2 [14] bzw. (REI 0) nach DIN EN 13501-2 [13] ausgerichtet sind, um deren Brandverhalten im allgemeinen zu verbessern.

Tabelle 1: Vergleich der Leistungseigenschaften nach DIN 4102 und DIN 18234

Leistungskriterien / Schutzziele		Anforderungen für		
		Tragwerk ¹⁾ DIN 4102-2 DIN EN 13501-2	Dachhaut ²⁾ DIN 4102-7 DIN EN 13501-5	Bedachung ³⁾ DIN 18234
1)	Tragfähigkeit	x		x
2)	Temperaturdurchgang / Isolationswirkung	x		
3)	Raumabschluss	x	(x)	
4)	Brandweiterleitung / Flammenausbreitung - Oberseite Dach - innerhalb des Daches - Unterseite Dach		x	x x x
5)	Abfallen brennender Baustoffe			x
6)	Fortschreitendes Glimmen des Dachaufbaus			x
Bemerkungen:				
1) Brandversuch nach Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK)				
2) Brandversuch von oben, Nachweis harte Bedachung				
3) Brandversuch mit realer Brandlast von der Unterseite / Naturbrandversuch mit Holzkruppen				

3. Forschungsansatz und Umsetzung

Innerhalb eines am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der TU München bis 2014 durchgeführten Forschungsvorhabens wurde das brandschutztechnische Verhalten von großflächigen Dachelementen in Holzbauweise für die Anwendung im Bereich von Industrie- und Gewerbebauten untersucht [4].

Das Vorhaben umfasste zunächst einen theoretischen Ansatz, der neben einer Marktanalyse zu praxisrelevanten Konstruktionsaufbauten ebenso eine Zusammenstellung und den internationalen Vergleich konkreter Anforderungen und Schutzziele für diesen Anwendungsbereich beinhaltete. Zudem war die analytische und numerische Betrachtung von Einflussgrößen und Randbedingungen Teil des theoretischen Forschungsansatzes. Als wesentlicher Teil basierte das Vorhaben auf experimentellen Untersuchungen und Nachweisen. Ziel war, grundlegende Kenntnis über das Baustoff- und Bauteilverhalten der entwickelten Konstruktionsaufbauten unter realen Temperatur-Zeit-Szenarien zu gewinnen. Die experimentellen Voruntersuchungen im Kleinmaßstab mit $B \times L = 1,4 \times 1,4 \text{ m}^2$ bzw. $1,4 \times 2 \text{ m}^2$ berücksichtigten unter anderem verschiedene praxisrelevante mineralische Brandschutzbekleidungen auf der Raumseite, wie Gipskarton und Gipsfaserplatten, OSB-Platten sowie Kombinationen dieser Bekleidungsanlagen. In den Gefachbereichen kamen neben Mineralwollämmstoffen (Glaswolle und Steinwolle) auch biogene Dämmstoffe (Zelluloseflocken) zur Anwendung.

Innerhalb der Untersuchungen wurde bereits die Ausbildung der Stoßfuge der Elemente für verschiedene Konfigurationen untersucht.

Basierend auf den vorgenannten Voruntersuchungen wurden entsprechende Konstruktionsaufbauten für die darauf folgenden Großbrandversuche abgeleitet. In den Großbrandversuchen wurden die vorelementierten Prüfkörper mit allen praxisgerechten Bauteilschichten betrachtet. Die Prüfkörper bestanden aus jeweils zwei nebeneinanderliegenden Bedachungselementen, um die Fügung der Dachelemente untersuchen zu können. Die etwa 200 mm dicken, tragenden Dachkonstruktionen in Holzrahmenbauweise besaßen Abmessungen von $B \times L = 2,40 \text{ m} \times 8,2 \text{ m}$.

In weiteren Versuchen wurden die notwendigen Durchdringungen aus Installationsführung und Einbauten sowie An- und Abschlüssen betrachtet.

4. Forschungsergebnisse

4.1. Theoretische Betrachtungen

Ein Vergleich internationaler Regelwerke im Hinblick auf die Anforderungen für weiträumige Dachkonstruktionen zeigt, dass entsprechende Anforderungen auch in Österreich, der Schweiz, Italien als auch in Finnland zu finden sind, wenn auch in abgewandelter Form. Gemein ist Allen das grundlegende Schutzziel, die Brandausbreitung über die Dachkonstruktion innerhalb der Brandentwicklungsphase zu begrenzen. In einer durchgeführten Parameterstudie wurde gezeigt, welche konstruktiven Randbedingungen kritisch oder erleichternd im Vergleich zum normativen Brandszenario nach DIN 18234-1 einzustufen sind. Hierfür wurden die Temperaturen im Bereich des Plumes des Entwicklungsbrandes in Abhängigkeit der maximal freigesetzten Energiemenge und des Abstandes der Oberkante der Brandlast zur Unterseite der Dachkonstruktion dargestellt. Hieraus lassen sich z.B. auch die Randbedingungen entnehmen, unter denen Dachelemente mit sichtbaren Holzoberflächen keinen Beitrag zum Brandgeschehen liefern.

4.2. Kleinbrandversuche

Die zehn durchgeführten Kleinbrandversuche zeigten, dass die thermische Schutzwirkung von Bekleidungsmaterialien für eine Temperaturbeanspruchung nach DIN 18234-1 deutlich unterhalb der bekannten Schutzzeiten bei ETK Beanspruchung liegt. Dies führt im Hinblick auf den vollständigen Ausschluss kritischer Zersetzungstemperaturen bei biogenen Baustoffen zu notwendigen Schichtdicken der Brandschutzbekleidungen von bis zu ca. 27 mm.

Zweilagige Bekleidungen, bestehend aus Holzwerkstoffplatte und raumseitiger Gipsplatte zeigten zwar eine gute thermische Schutzwirkung, führten aber innerhalb der Abkühlphase vermehrt zu Glimmbrandprozessen. Dies trat vor allem in den Stoß- und Randbereichen der Elemente auf, an denen Fugen zwischen den Holzwerkstoffplatten und der Tragkonstruktion diesen Prozess begünstigten und die Materialität einen raschen Wärmeabfluss behinderte. Entsprechende Varianten wurden für die weiteren Betrachtungen ausgeschlossen.

Wird eine thermische Zersetzung der Tragkonstruktion in Teilbereichen akzeptiert, können in Kombination mit mineralischen Gefachdämmstoffen bereits einlagige Bekleidungen ab 15 mm ausreichend sein. Ein Glimmbrandprozess der Tragkonstruktion trat infolge des ausbleibenden Wärmestaus und dem schnelleren Abkühlvorgang im Element nicht auf. Die Voruntersuchungen zeigten, dass diese Ausführungsvariante jedoch nur zu positiven Ergebnissen führt, wenn der mineralische Gefachdämmstoff nicht herausfällt.

Die Voruntersuchungen zur Ausführung und Schutzwirkung von Elementstößen zeigten, dass einerseits nicht dicht gestoßene Fugen innerhalb der Brandschutzbekleidung am Elementstoß zum frühzeitigen Einbrand führen und andererseits Hohlräume im Elementstoß zur Brandausbreitung beitragen (vgl. Abbildung 5). Elementstöße mit versetzten Plattenstößen (zweilagige Ausführung) bzw. einer Stoßhinterlegung (einlagige Ausführung) und einem vollständig ausgefüllten Hohlraum am Elementstoß zeigten hingegen positives Verhalten.



Abbildung 5: Elementstoß a) und b) konventionell; c) brandschutztechnisch optimierte Ausführung

4.3. Großbrandversuche Dachelemente

Innerhalb von vier Großbrandversuchen an flächigen, vorelementierten Holzdachelementen sollte der Nachweis des bauaufsichtlich geforderten Sicherheitsniveaus einer behinderten Brandausbreitung über das Dach erbracht werden. Hierzu wurden die Erkenntnisse aus den Kleinbrandversuchen für den konstruktiven Aufbau mit einbezogen. Dabei entsprach bei den geprüften Dachelementen auch die Verwendung einlagiger Bekleidungen aus 15 mm Gipsfaserplatten in Verbindung mit Glaswolle als Holraumdämmung den Anforderungen nach DIN 18234-1. Beim Einsatz biogener Dämmstoffe wurde eine zweilagige Bekleidung (12,5 mm + 15 mm Gipsfaserplatte) notwendig. Die Untersuchung einer Ausführung mit nur 10 mm + 15 mm Gipsfaserplatten als raumseitige Bekleidung zeigte direkt nach dem Versuch zwar keine optischen Schädigungen, jedoch wurde innerhalb der Nachbeobachtungszeit über thermografische Aufnahmen als auch beim anschließenden Rückbau des Dachelements ein Glimmbrand im Zellulosedämmstoff festgestellt. Die optimierten Elementfugen zwischen den Dachelementen widerstanden dem Eindringen des Brandes.

4.4. Brandversuche an Durchdringungen

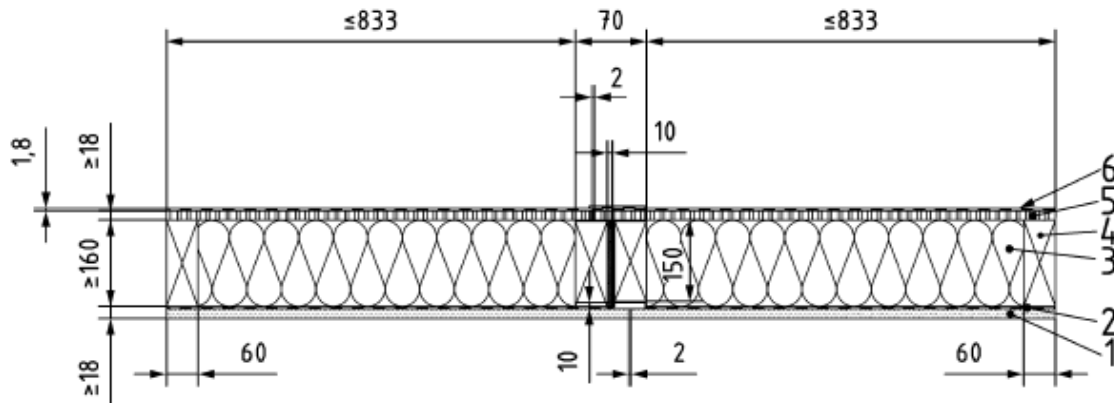
Weiters wurde eine Systematik für sichere Durchdringungen, Installationen und Öffnungen im Dachbereich entwickelt, welche den Einbrand in die Konstruktion verhinderte und das Ausbreiten von Flammen an der Dachoberseite unterband. Grundprinzip hierbei ist die Einhausung (Auslaibung) des Öffnungsbereichs mit einer Brandschutzbekleidung. Dazu wurde der Öffnungsbereich mit Wechselhölzern verstärkt, an denen die Brandschutzbekleidungen befestigt wurden. Innerhalb der Stoß- und Eckbereiche der Brandschutzbekleidungen wurde ebenso auf die Ausführung von Stufenfälzen bzw. Stoßhinterlegungen Wert gelegt, um den Einbrand in die Konstruktion auszuschließen.

4.5. Bauteil- und Detailkatalog

Die innerhalb der experimentellen und analytischen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse wurden in Form eines Bauteil- und Detailkataloges aufbereitet. Dabei wurden neben den brandschutztechnischen Aspekten der DIN 18234 ebenso die bauphysikalischen und konstruktiven Belange mit berücksichtigt, vgl. Abbildung 6. Zusätzlich konnte für alle betrachteten Dachelemente ebenso ein Feuerwiderstand von mindestens 30 Minuten auf Basis der Einheitstemperatur-Zeitkurve nachgewiesen werden.

Planern und Ausführenden wird über diesen Katalog eine ganzheitliche Konzeptionshilfe zur Verfügung gestellt, die ebenso zur Qualitätssicherung mit beiträgt.

#	Schicht	Dicke	Baustoff- klasse	Klassifizierung
1	Gipsfaserplatte	≥ 18 mm	A2	Kennzeichnung gem. DIN EN 15283-2 GF-I-W2-C1
2	Dampfbremse	0,2 mm	E	Feuchtevariable Dampfbremse nach DIN EN ISO 12572
3	Dämmung, Mineralwolle	≥ 160 mm	A1	klassifiziert nach EN 13162
4	Vollholzprodukt	≥ 60x160 mm ²	D-s2, d0	klassifiziert nach DIN EN 14080 / 14081
5	OSB 3 Platte	≥ 18 mm	D-s2, d0	klassifiziert nach DIN EN 300 mit DIN EN 13986
6	Abdichtung	1,8 mm	E	Harte Bedachung nach DIN 4102-7



Bauteilklassifikation:

- Holzschutz: Einstufung der Holzbauteile in Gebrauchsklasse 0 nach DIN 68800 möglich (Randbedingungen gemäß Abbildung A.20 im Anhang der DIN 68800-2)
- Wärmeschutz: U_m -Wert (833mm): $\leq 0,24 \text{ W/m}^2\text{K}$ nach DIN EN ISO 6946
- Brandschutz: mind. REI 30 nach DIN 1995-1-2 bzw. F30 nach DIN 4102-4 möglich
- Schallschutz: $R_{w,R} \geq 35 \text{ dB}$ in Anlehnung an DIN 4109

Abbildung 6: Schichtenaufbau gemäß Ausführungsvariante 2 nach DIN 18234-2 [10]

5. Normative Umsetzung

Im Zuge der Bestrebungen einer weiterführenden Standardisierung der Forschungsergebnisse wurden diese dem Arbeitsausschuss Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer (NA 005-52-34 AA) im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) vorgestellt und erläutert. So konnten für das Verzeichnis von Dächern, welche die Anforderungen nach DIN 18234-1 erfüllen, drei flächigen Regelaufbauten zur Verfügung gestellt werden. Diese umfassen neben Aufbauten mit Mineralwollgedämmstoff auch eine Ausführungsvariante mit Zellulosedämmstoff. Nachfolgende Tabelle 2 gibt einen Überblick zu den Regelaufbauten für Holzdachelemente nach DIN 18234-2 [10]. Neben den Regelquerschnitten werden in diesem Normenteil ebenso notwendige Angaben zu den Elementstößen und den konstruktiven Befestigungen der Dachelemente vorgegeben.

Tabelle 2: Überblick zu den Regelaufbauten für Holzdachelemente nach DIN 18234-2 [10]

Variante	untere Beleidung	Funktionsschicht	Dämmstoff	obere Beplankung	Dachabdichtung
MIWO 1	min. 15 mm Gipsfaserplatte DIN EN 15283-2	feuchtevariable Dampfbremse + lagesicherndes Glasfasergewebe	min. 160 mm Mineralwolle DIN EN 13162	mind. 18 mm OSB 3 Platte DIN EN 300	gegen Flugfeuer und strahlende Wärme widerstandsfähige Bedachung
MIWO 2	min. 18 mm Gipsfaserplatte DIN EN 15283-2	feuchtevariable Dampfbremse	min. 160 mm Mineralwolle DIN EN 13162		
Zellulose	min. 12,5 mm Gipsfaserplatte + min. 15 mm Gipsfaserplatte DIN EN 15283-2	feuchtevariable Dampfbremse	min. 160 mm Zellulosedämmstoff DIN EN 15101		

Zusätzlich enthält die Norm im vierten Teil [12] ein Verzeichnis von Durchdringungen, Anschlüssen und Abschlüssen von Dachflächen, welche die Anforderungen nach DIN 18234-3 [11] erfüllen. Für Holzdachelemente werden hierin Regelungen für den Einbau kleiner Durchdringungen, wie z.B. Entwässerungsgullys als auch mittlerer Durchdringungen, wie Lichtkuppeln, mit einer Ausdehnung bis maximal 3 m gegeben.

Neben den eingeflossenen Regelaufbauten und den Detailausführungen wurden zusätzlich Prüfgrundsätze für Holzdachelemente in DIN 18234-1 [9] aufgenommen. Entsprechende Prüfgrundsätze wurden notwendig, da die bis dato vorgeschlagene Prüfkongfiguration nur für Stahltrapezblechprofile entwickelt wurde. Für Holzdachelemente stellte diese Konfiguration jedoch nicht die maßgebliche Beanspruchung dar. Neben der flächigen Beanspruchung der verformungsarmen Holzdachelemente soll so vor allem der Stoßfugenbereich der Elemente mit erfasst werden.

Nach der im Mai 2017 erfolgten Einspruchssitzung aller im Entwurf vorliegenden Normenteile wurden im Mai 2018 abschließend alle relevanten DIN 18234-Teile veröffentlicht.

6. Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei dem Programm zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie für die Unterstützung des Projektes (IGF-Vorhaben: 17340 N) sowie bei den zahlreichen Unterstützern für die Baumaterialien der Versuchskörper und wertvollen Diskussionen innerhalb des Projektes. Ein gesonderter Dank geht an Herrn Dieter Brein, der durch wertvolle Hinweise bei der Wahl der Prüfkongfiguration und innerhalb der Normungsarbeit wesentliche Impulse gab.

7. Literatur

- [1] Holzbau Deutschland, Bund Deutscher Zimmermeister im Zentralverband des deutschen Baugewerbes e.V.: Lagebericht 2016, Berlin, Mai 2016
- [2] Teischinger, A.; Stingl, R.; Berger, V.: Holzbauanteil in Österreich, proHolz Oberösterreich, 2014
http://www.proholz-ooe.at/fileadmin/proholz.ooe/media/Publikation_Holzbauanteil_OOE_2013.pdf
- [3] Fachkommission Bauaufsicht der Bauministerkonferenz: Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (Muster-Industriebau-Richtlinie – MIndBauRL), Stand Juli 2014
- [4] Werther, N.; Hofmann, V.; Winter, S.: «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer in Holzbauweise bei Brandbeanspruchung von der Unterseite» Abschlussbericht des Lehrstuhls für Holzbau und Baukonstruktion der TU München im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung - IGF Vorhaben 17340N 05/2014
- [5] DIN 18234-1: 2003-09 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandschutz von unten - Teil 1: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen; geschlossene Dachflächen»
- [6] DIN 18234-2: 2003-09 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandschutz von unten - Teil 2: Verzeichnis von Dächern, welche die Anforderungen nach DIN 18234-1 erfüllen; geschlossene Dachflächen»
- [7] DIN 18234-3: 2003-09 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandschutz von unten - Teil 3: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen; Durchdringungen, Anschlüsse und Abschlüsse von Dachflächen»
- [8] DIN 18234-4: 2003-09 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandschutz von unten - Teil 4: Verzeichnis von Durchdringungen, Abschlüssen und Anschlüssen von Dachflächen, welche die Anforderungen nach DIN 18234-3 erfüllen»
- [9] DIN 18234-1: 2018-05 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandbeanspruchung von unten – Teil 1: Geschlossene Dachflächen - Anforderungen und Prüfung»
- [10] DIN 18234-2: 2018-05 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandbeanspruchung von unten – Teil 2: Verzeichnis von Dächern, welche ohne weiteren Nachweis die Anforderungen nach DIN 18234-1 erfüllen - Dachflächen»
- [11] DIN 18234-3: 2018-05 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandbeanspruchung von unten – Teil 3: Durchdringungen, Anschlüsse und Abschlüsse von Dachflächen – Anforderungen und Prüfung»
- [12] DIN 18234-4: 2018-05 «Baulicher Brandschutz großflächiger Dächer – Brandbeanspruchung von unten – Teil 4: Verzeichnis von Durchdringungen, Anschlüssen und Abschlüssen von Dachflächen, welche ohne weiteren Nachweis die Anforderungen nach DIN 18234-3 erfüllen»
- [13] DIN EN 13501-2: 2016-12 «Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen; Deutsche Fassung EN 13501-2:2016»

Grosse Holzflachdächer zwischen Flachdachrichtlinien und Industriebaurichtlinien

Richard Adriaans
Geschäftsführer
Interessengemeinschaft Qualitätsmanagement
für Dächer und Flachdachabdichtungen e.V.
Herford, Deutschland



Grosse Holzflachdächer zwischen Flachdachrichtlinien und Industrieaurichtlinien

Gemeint sind Holzflachdächer > 2500 m², wie sie z.B. im Industriebau ausgeführt werden können...

...und gemeint sind mit Flachdachrichtlinien die «Fachregel für Abdichtungen – Flachdachrichtlinie» – des Zentralverbandes des Deutschen Dachdeckerhandwerks (ZVDH): (2016-12 mit Änderungen 2017-11)

...und mit Industrieaurichtlinien die MIndBauRL: 2014-5, die in Deutschland über den Landesbauordnungen der Länder stehen, wenn`s um Objekte des Industriebaus und den dort zu berücksichtigenden Brandschutz geht.

Beide Richtlinien nehmen in Werkverträgen in Deutschland zwischen AG und AN den Status ein, «anerkannte Regel der Technik» zu sein und damit auch dann geschuldet, wenn sie nicht ausdrücklich vertraglich vereinbart wurden – was allerdings für die Flachdachrichtlinien nicht mehr zu gelten scheint, seit sich der ZVDH aus dem Verfahren der Umorientierung der Abdichtungs-Normung in der Reihe DIN 18 531 - 18 535 quasi ausgeklinkt hat.

Welche Regeln dazu in Österreich, der Schweiz, in Italien, Frankreich oder in Finnland oder Britisch Columbien gelten, habe ich nicht herausgefunden.

Das ist – mit Verlaub – für diesen Vortrag aber auch ebenso unwichtig wie die oben genannten Richtlinien in Deutschland – der Titel sollte vor allem dafür sorgen, dass Sie jetzt hier sitzen und Antworten auf Ihre Fragen zum Thema erwarten!

Und weil große Holzflachdächer immer häufiger tatsächlich auch gebaut werden, wollen wir uns überlegen, wie diese technisch richtig, dauerhaft und wirtschaftlich planen und bauen könnte, welche Erfahrungen man gesammelt und was nicht funktioniert hat.

Dabei geht`s eigentlich nur um solche Holzflachdächer, die in der Tragwerksebene gedämmt sind.

Holzflachdächer, die aus Brettsper Holz, liegenden Brettschichtholz-Elementen oder einem Tragwerk mit oberseitiger Schalung mit darauf aufgebracht Dampfsperre, druckfester Wärmedämmung und einer fachgerechten Abdichtung bestehen, sind nicht gemeint:

- weil das tragende Holz im Raumklima bleibt und damit bauphysikalisch uninteressant
- weil einschalige Flachdächer auf Beton oder Stahltrapez-Blechen ebenso technisch anspruchslos sind wie auf Holz

Trotzdem noch ein wichtiger Hinweis.

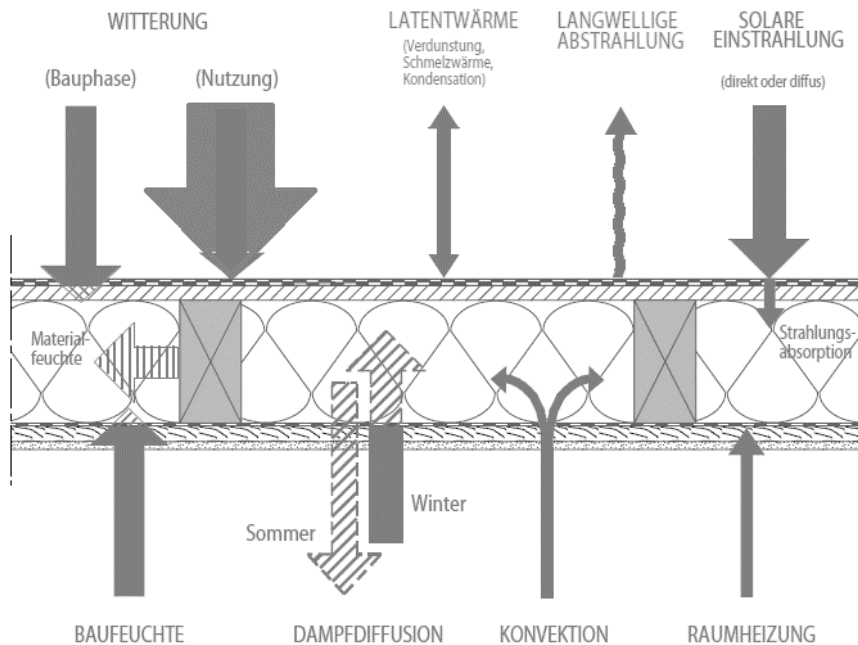
Zunehmend stellen wir auch Schäden an kleinen Holzflachdächern fest, die bauphysikalisch unproblematisch sind, weil die Planer und Ausführenden vergessen zu haben scheinen, dass Holz als bester nachhaltiger Baustoff ein Konstruktionswerkstoff mit einem eingebaut Umweltschutz-Mechanismus ist:

- der dafür sorgt, dass das Holz sich durch den Einfluss von Feuchte, Wärme und holzzerstörenden Pilzen wieder auflöst, wenn man damit falsch konstruiert hat!
- Die Kompostierung zu vermeiden ist die Kunst!

Stahl und Beton dagegen kompostieren selbst dann nicht, wenn sie nicht mehr gebraucht werden und stehen selbst unter widrigen Verhältnissen noch sehr lange in der Umwelt herum: man denke an die Bunker an der französischen Atlantikküste, die schwankenden Wasserständen, Frost + Hitze, Mikroorganismen, Sonne und Wind seit 80 Jahren widerstehen oder die Stahl-Konstruktionen, die im Ruhrgebiet von der Bedeutung der Industrie und der Steinkohle vor 60 Jahren immer noch künden.

Zunehmende Geschosswohnungsbauten bis hin zu Hochhäusern aus Holz haben keine Probleme mit dem Brandschutz oder den Niederschlägen an der Fassade, aber nicht wenige haben erhebliche Probleme mit dem Feuchteschutz an exponierten Stellen wie Loggien und Balkonen wg. unprofessionell ausgeführter Flachdächer – das soll hier nicht thematisiert aber auch nicht vergessen werden.

Roßbach hat in 2007 einmal grafisch vorgestellt, welcher Vielzahl von hygrothermischen Einwirkungen vollgedämmte Holzflachdächer ausgesetzt sind:



...und dabei auch die durch die Nutzung möglichen Aufweichungen aus der Witterung eingezeichnet. Die hat der Verfasser allerdings entsprechend ihrer Bedeutung etwas an die Realität angepasst!

Eigenen ambivalente Erfahrungen mit in der Tragwerksebene gedämmten Holzflachdächern:

- da sind kleine belüftete Holz-Flachdächer seit den 1970er Jahren, die, schlecht gedämmt aber gut belüftet ganz gut alt geworden sind
- da gibt's kleine + große nicht oder oberseitig gedämmte und gut geneigte Holzflachdächer, die auch keine Probleme hatten
- problematisch waren kleine vollgedämmte Holz-Flachdächer, die z.T. nur wenige Jahre gehalten haben, weil sie mit zu viel Feuchte und von innen zu wenig luftdicht quasi als «solare Inkubatoren für holzerstörende Pilze» hergestellt wurden
- und zuletzt 2 sehr große vollgedämmte Holzflachdächer – je 13.000 m² groß, beide ~ 10 Jahre alt - von denen eins gerade unter laufendem Betrieb komplett ersetzt wurde



...und das andere soeben substanzerhaltend saniert wird...



Davon wird im Vortrag noch die Rede sein!

Technische und bauphysikalische Grundlagen

1. Es wird unterstellt, dass jeder hier weiß, dass sich vollgedämmte Flachdächer mit Abdichtungen von vollgedämmten geneigten Dächern mit Eindeckungen dadurch bauphysikalisch am gravierendsten unterscheiden, dass erstere immer einen äußeren mehr oder weniger diffusionsdichten Schutz gegen Niederschlag haben, zweite unter der belüfteten Eindeckung immer diffusionsoffen sein können.
2. Kleine Flachdächer könnte man auch heute noch unter der Abdichtung unterlüftet bauen, große Flachdächer im hier gemeinten Sinn nicht, weil die Wege für die Unterlüftung zu lang werden.
3. Wenn man dann einschalige Flachdächer mit außen aufgebrachter Dampfsperre, druckfester Dämmung und Abdichtung baut – die keine Unterlüftung brauchen – ist das bauphysikalisch und baupraktisch uninteressant, kostet aber immer Höhe:
 - Höhe von Tragwerk + Warmdachaufbau = $\sim 2 \times$ Höhe eines vollgedämmten Holzflachdaches
4. Wenn man, um Höhen (und Kosten) zu sparen, einschalig vollgedämmt plant und baut, muss die Holzkonstruktion auf der äußeren/kalten Seite – unter der Abdichtung – gegen zu hohe Aufwechtung geschützt werden und, um robust zu sein, auch ein entsprechendes Rücktrocknungspotential aufweisen.
5. Theoretisch geht das hervorragend unter Einhaltung der 7 goldenen Regeln, die die Referenten des 2. Holz[Bau]Physik-Kongresses 2011 in Leipzig aufgestellt hatten:

7 goldene Regeln für ein nachweisfreies Flachdach ...

(bei normalem Wohnklima nach EN 15026 bzw. WTA Merkblatt 6-2)

1. Es hat ein **Gefälle $\geq 3\%$** vor bzw. $\geq 2\%$ nach Verformung und es
 2. ist **dunkel** (Strahlungsabsorption $a \geq 80\%$), **unverschattet** und es hat
 3. **keine Deckschichten** (Bekiesung, Gründach, Terrassenbeläge) aber
 4. eine **feuchtevariable Dampfbremse** und
 5. **keine unkontrollierbaren Hohlräume** auf der kalten Seite der Dämmschicht und
 6. **eine geprüfte Luftdichtheit** und es
 7. wurden vor dem Schließen des Aufbaus die **Holzfeuchten** von Tragwerk und Schalung ($u \leq 15 \pm 3 \text{ M-\%}$) bzw. Holzwerkstoffbeplankung ($u \leq 12 \pm 3 \text{ M-\%}$) dokumentiert.
6. Praktisch ist aber als 1. Voraussetzung für ein sicheres funktionieren eine absolute Dichtigkeit der Flachdach-Abdichtung erforderlich! Die fehlt nicht nur in den 7 goldenen Regeln sondern oftmals leider auch in der Realität. Wenn die sonstigen Randbedingungen eingehalten sind, die Dichtigkeit gegen Niederschlag aber nicht funktioniert, dann versagen solche Dächer!

7. Dabei meint der ZVDH in seinen Flachdachrichtlinien, wenn er schreibt, dass

1.4.(20) Dächer in Holzbauweise mit Vollsparrendämmung ohne Hinterlüftung der Abdichtungsunterlage sich in der Praxis als sehr schadensträchtig gezeigt haben. Solche Bauteile sind als Sonderkonstruktionen zu betrachten.

wahrscheinlich nicht einmal die schlechte Abdichtung als Ursache, sondern die bauphysikalische Sensibilität solcher Dächer.

Der Hinweis auf die Sonderkonstruktionen ist also absolut richtig, und, wer solche Dächer plant und ausführen lässt, muss zusätzlich zu den 7 goldenen (theoretischen) Regeln zwei ganz praktische Regeln berücksichtigen:

- das Ganze funktioniert nur mit trockener, werkseitiger Vorfertigung und einem entsprechenden Qualitätsmanagement!
 - und braucht unter einer hervorragenden Abdichtung ein Monitoring, das Leckagen sofort anzeigt, um sie beseitigen zu können!
8. Vor dem Versuch, Flachdächer auch mit teilweiser Verschattung und/oder mit Deckschichten mit zweifellos hervorragenden Berechnungs-Verfahren wie dem WUFI® hinzurechnen, werden jene Anwender dringend gewarnt, die die Plausibilität Ihre Berechnung ebenso wenig übersehen wie die Ausführungsqualität:
- insbesondere die Ausführungsqualität findet (noch) keinen Eingang in die Welt der Algorithmen!

Hier soll nicht eine phantastische Software diskreditiert werden, auf die der Verfasser selbst angewiesen ist – hier soll nur dem allgemeinen Trend der Gläubigkeit an digitale Maschinen entgegen gehalten werden, dass frühere Anwender von Rechenschieber immerhin ihre Berechnung auf Plausibilität prüfen mussten!

Aber, wenn man einschalige vollgedämmte Holzflachdächer unter Berücksichtigung der o.g. Randbedingungen, werkseitig vorgefertigt und mit einem funktionierenden Qualitätsmanagement baut und von außen durch eine hervorragende Abdichtung + Monitoring trocken hält, funktionieren die sehr gut – auch ohne hygrothermische Simulation!

Zivilrechtliche + bauordnungsrechtliche Grundlagen

Die Ausführung von Flachdächern sollte, wie alles andere Bauen auch, möglichst immer den anerkannten Regeln der Technik (a.R.d.T.) entsprechen - weil man deren Einhaltung ja automatisch und immer schuldet.

Manche ZeitgenossInnen sprechen auch von «allgemein» anerkannten Regeln der Technik (a.a.R.d.T.)

Auch das wäre sicher wünschenswert, wenn nicht angesichts einer in der Baufachwelt verbreiteten Berufskrankheit, der sog. «Inkompetenzkompensationskompetenz» genau die daran erkrankten, häufig Sachverständige, darauf bestehen und mit den a.a.R.d.T. jene Regeln meinen, die irgendwo in Regelwerken aufgeschrieben sind oder waren.

Das gilt nicht nur für die Flachdachrichtlinien, das gilt auch für die DIN 18 234, Teile 1 - 4, deren Erfüllung die Erfüllung der Industriebaurichtlinien für den Brandschutz im industriellen Flachdach > 2.500 m² bedeuten...

....die in der ganz aktuellen Novellierung von Mai 2018 in einigen Teilbereichen wieder hinter bereits Erreichtes zurückfällt!

Aber auch eine bemerkenswerte Neuerung enthält:

- **nämlich das einschalige, vollgedämmte Industrie-Holzflachdach!**

...das dank des Einsatzes von Prof. Dr. Winter und seinem Team jetzt auch auf Dächern in der Größe von mehreren Hektar eingesetzt werden darf!

Dadurch werden Innovationen, wie man den «intelligenten Verstoß gegen die a.R.d.T.» im Bereich großer Holzflachdächer auch nennen könnte und wie sie auch von einigen engagierten Planern wie Dietmar Riecks schon öfter geübt wurden, jetzt «Brandschutz-regeltechnisch» im Nachhinein legalisiert.

Man darf jetzt nach Bauordnungsrecht auch ohne ein objektbezogenes Brandschutz-Gutachten eines Brandschutz-Sachverständigen große Industrie-Dächer als vollgedämmte Holzflachdächer bauen!

...was deren bauphysikalischen Status nicht ändert!

Insoweit gibt es für diesen Vortrag genau zwei Ziele:

1. die Abwägung der Risiken großer vollgedämmte Holzflachdächer gegen die unbestreitbaren Vorteile!
2. die Vermittlung der Notwendigkeit ihrer Errichtung wg. der unbestreitbaren Vorteile für die Nachhaltigkeit!

Abwägung der Risiken großer Holzflachdächer gegen die Vorteile

Große vollgedämmte Holzflachdächer, die

- nicht genügend Gefälle aufweisen
- ohne Qualitätsmanagement errichtet werden
- und kein Monitoring unter der Abdichtung aufweisen

sollten nicht gebaut werden!

Obwohl mittlerweile die DIN 18 234 als Voraussetzung für die Einhaltung der Industriebaurichtlinien in den Teilen 2 + 4 dafür fertige Lösungen anbietet!

Und nicht deshalb, weil die Flachdachrichtlinien solche Dächer für riskant halten!

Sondern, weil solche Dächer u.U. den gleichen Effekt haben, wie unprofessionell gemachte kleine Flachdächer auf Loggien/Terrassen im Holzhausbau, vor allem aber im Geschossbau/Hochhausbau in Holz:

- die dort entstehenden Schäden sind nicht nur exorbitant teuer – die diskreditieren den Holzbau!!

Die Realisierung großer vollgedämmter Holzflachdächer birgt, richtig gemacht, so viele Vorteile, dass man nicht drauf verzichten sollte:

- unbestreitbar sind Flachdächer aus Holzfertigteilen, u.U. auch noch verknüpft mit Zellulose-Volldämmung im Gefach, im Sinne der Nachhaltigkeit, des Wärme- und Schallschutzes, der Raumakustik unschlagbar!
- unbestreitbar ist mit einem solchen Dach unerreicht schnell neben einem fertigen Raumabschluss nach oben auch die Abdichtung herzustellen - wenn man sie auf den Holzfertigteilen werksseitig aufgebracht gleich mitbringt und nur noch die Nahtfugung am Elementstoß auf der Baustelle ausführt.

Eine Tagesleistung von 1.500 m² fertigem Dach incl. Dachabdichtung ist vorstellbar!

Da ist man sogar schneller als bei den heute üblichen Trapezblechdächern mit bauseitig applizierten Dampfsperren, Wärmedämmung und Abdichtung!

Vollgedämmte Holzflachdächer mit unbestreitbaren Nachhaltigkeitsvorteilen

Die heute üblichen großen Flachdächer auf Objekten der Großlogistik werden fast immer von großen General-Unternehmen auf Stahl-Fachwerkbindern oder Spannbeton-Bindern und darauf verlegten Stahltrapezblechen gebaut. Da sind Dächer > 100.000 m² keine Seltenheit!

Die Volumina der Spannbeton-Binder, deren Eigengewichte bei den riesigen Spannweiten teilweise höher sind als die Nutzlast bergen ebenso ein Ressourcenproblem wie die sonst noch verwendeten anderen Bauelemente:

- zunehmend werden die Kies- und Sandvorkommen knapp und teuer!
- Bei die Herstellung der mineralischen und metallischen Produkte werden viele fossilen Rohstoffe gebraucht und es entsteht entsprechend viel CO₂ !

Bisher war die Stahlbauweise mit Stahl-Fachwerk-Bindern und Trapezblechen – eine Bauweise, die mit leichtesten Flachdächern aus PUR/PIR-Dämmung + PVC-Abdichtungen auch noch mit ungelerntem Personal ausgeführt wurde - preislich unschlagbar und immerhin, weil keine verklebten Dachschichten, auch noch recyclingfreundlich.

Bei solchen Objekten, i.d.R. Großlogistik-Objekte, die unglaublich billig hergestellt werden, würde derzeit eine zwar nachhaltigere und schnellere Holzbauweise aber ungleich teurere Lösung kaum Chancen haben.

Gleichzeitig sind die Methoden, mit denen große Flachdächer heute hergestellt werden, von den ursprünglichen Ausführungen von Handwerksunternehmen so weit entfernt, wie die Ausführenden von geregelten Beschäftigungsverhältnissen.

Insoweit gilt es auch darauf hinzuwirken, dass sich durch Dumping-Preise nicht eine «versteckte Sklaverei» etabliert, in der für die Arbeitnehmer nur ein Minimum gesetzlicher Regelungen gilt. Im Gegenteil: Diese müssen die Möglichkeit haben sich zu qualifizieren und Mitglieder einer offenen Gesellschaft zu werden.

Investoren, die auch auf Nachhaltigkeit setzen, weil sie unter dem Dach z.B. selbst nachhaltige Produkte herstellen, könnten großes Interesse an Holzkonstruktionen haben, die nicht nur besser (weil werkseitig von Fachleuten hergestellt und abgedichtet) und nachhaltiger sondern sogar schneller realisiert werden können.

Und solche Investoren kennen auch die Umweltentwicklungen und die Umweltwirkungen, die mit den von ihnen veranlassten Gebäuden ausgelöst werden.

Große Flachdächer haben entsprechende Umweltwirkungen dadurch, dass auf ihnen aufgefangenes Regenwasser ja irgendwo hin geleitet werden muss und nicht mehr an Ort und Stelle versickert - das ist bei großen bisherigen konventionellen Flachdächern nicht anders als bei großen Holzflachdächern.

Das zeigt anschaulich das folgende Beispiel:

Für einen bekannten Großhändler wurden im Ruhrgebiet zwei unmittelbar aneinandergrenzende Objekte errichtet, die mit 23 ha Dachflächen und vermutlich etwa 7 ha rundumliegenden befestigten Flächen etwa 300.000 m² ehemals begrünte Versickerungsfläche in eine Regenwasser-ableitende Fläche verwandelt hat, auf der bei normalem Niederschlag in 1 Sek. rund 10 m³ Regenwasser gemanagt werden müssen - oder bei einem Standard-5-Minuten-Regen das Volumen von 30 Übersee-Containern!

Diese Wassermenge vom Dach zu bekommen ist technisch kein Problem: weil man einfach die Anzahl der Einläufe und Rohrleitungen proportional erhöht.

Die Regenwassermengen aber in der Kanalisation unterzubringen, die sie dann in die mehr oder weniger belebten Vorfluter bzw. Flüsse leitet, überfordert nicht nur die vorliegende Infrastruktur, es fehlen die bisher vorhandenen 30 ha Versickerungsflächen für die dort stattfindende Natur und Umwelt.

Zukünftig zu erwartende bauaufsichtliche Auflagen (Abflussmengenbegrenzung, Verdunstung auf dem Grundstück, Begrenzung der Dachoberflächentemperatur, Belegung großer Flächen) rufen nach Lösungen bevor noch mehr Probleme sichtbar werden:

- wie z.B. heute schon mögliche antizyklische Entwässerungen mit Regenwasseranstau unter Gründächern statt Sedumwüsten.

Konklusion + Ausblick

Wirtschaftlichkeit und Umweltschutz waren früher natürliche Gegner, schon länger hängen sie voneinander ab.

In Zeiten fortschreitender Klimaänderung, mit signifikant zunehmenden Regenereignissen und dem Rückgang dringend benötigter Insekten, sind die großen Flachdächer potentiell hervorragend geeignet, beiden Phänomenen auf positive Weise zu begegnen. So können durch geeignete Gründachaufbauten die Lebensbedingungen von Insekten entscheidend verbessert und gleichzeitig ein antizyklisches Regenwasser-Management realisiert werden. Im wahrsten Sinne «on top» bieten die Flächen zusätzlich die Möglichkeit, für den Eigenbedarf (z.B. der Kühllogistik-Objekte) elektrischen Strom über Wind- und Solaranlagen zu erzeugen.

Customized industrial halls in France

Laurent Clère
Arborescence
Lyon, France



Customized industrial halls in France

1. Domestic Waste Treatment Centre / Fos-Sur-Mer

1.1. Wood as an alternative to steel

Former company Fargeot Lamellé-Collé, now part of Arbonis, asked our engineering office Arborescence to perform an alternative solution to a European call for tenders which included 80 000 m² industrial halls and office-buildings for the domestic waste treatment centre of the Marseille urban area, located in Fos-Sur-Mer. The specifications provided a steel framework only and we figured that about 54 000 m² could be efficiently replaced by various solutions of wooden construction.



Figure 1: 3D rendering of the project, S'PACE architectes



Figure 2: Aerial view of the construction

Then, Arbonis takes care of studies for the many areas where posts and beams solutions make the job for a total surface of 42 000 m², such as the "train station" covered by a roof 540 meters long and 40 meters wide.

Arborescence focuses on the «MAT-PRE» hall (Maturation and Pretreatment) along with a footbridge connecting office-buildings and industrial halls for the visitors for a total surface of 12 000 m². The design of these structures is based on wood trusses.

The hall is 200 meters long, 50 meters wide and 13 meters clearance below the roof and its structure. The architectural pattern includes a roof with a saw-teeth shape in order to maximize natural daylight in the hall through the vertical parts of the roof. The complexity of the industrial processing chain allows very few intermediate posts inside the hall.

The footbridge draws a square path between different buildings for a total length of 460 meters. It spans roads and is suspended to the hall's façade 9 meters above the ground in order to give interior views of the industrial processing chain.

1.2. Wood truss design for main girders, long spans and façade

Truss design is developed on every main wooden structure of the «MAT-PRE» hall and footbridge with the aim of cost reduction by optimising the members cross sections and minimizing their connections, all the same type multi-pinned through metal sheets.

Intermediate posts are settled every 18,75 meters beside the processing chain. As an exception, one post has to move 0,60 meter on one side due to the machinery occupancy. This has to be treated on elevation to recover the 3,75 meters main spacing. The solution for this only exception is to sit the main truss on a custom welded-steel profile.

The main trusses span isostatic on top of intermediate posts. They are half-inside half-outside the hall. Top-chord is outside and only covered with zinc works while bottom-chord is fully inside the volume, including the braces. For static concerns and efficiency in the connections, the chords are axially released at their free end and attached to the post at the other end where they meet the brace (see detail n°36 et n°37).

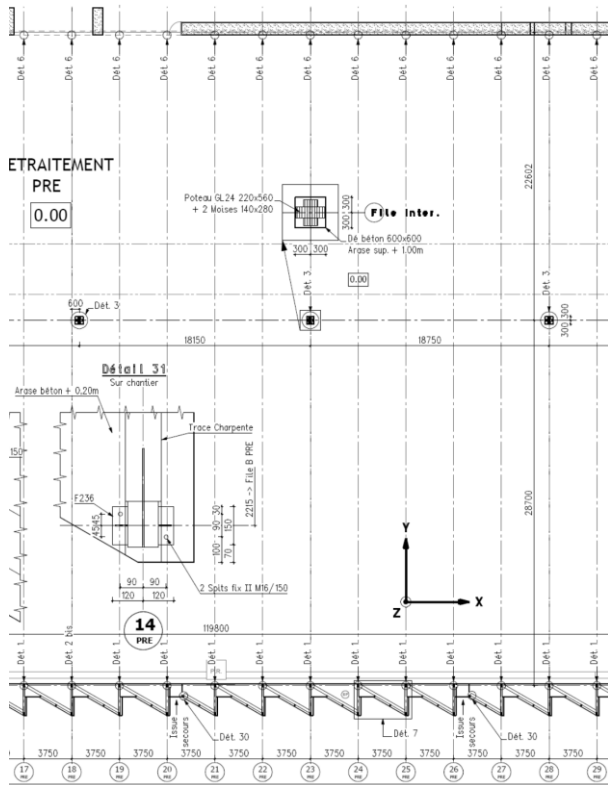


Figure 3: Floor plan

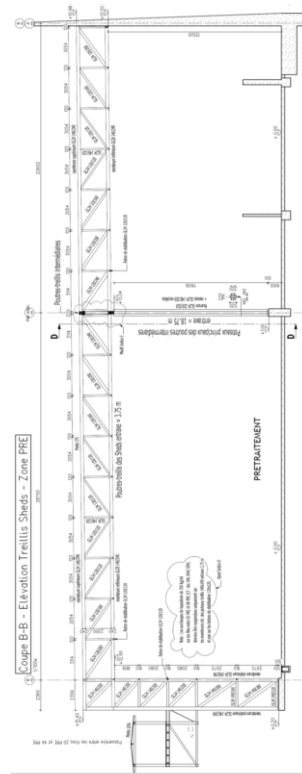


Figure 4: Long-span and façade trusses

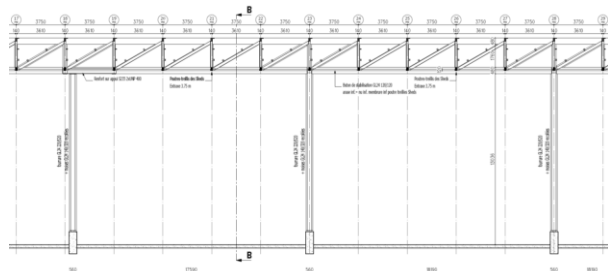


Figure 5: Main truss elevation

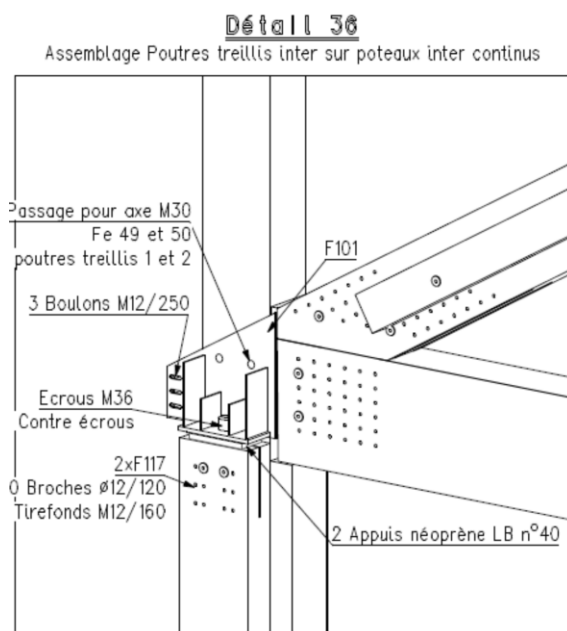


Figure 6: Bottom-chord connection

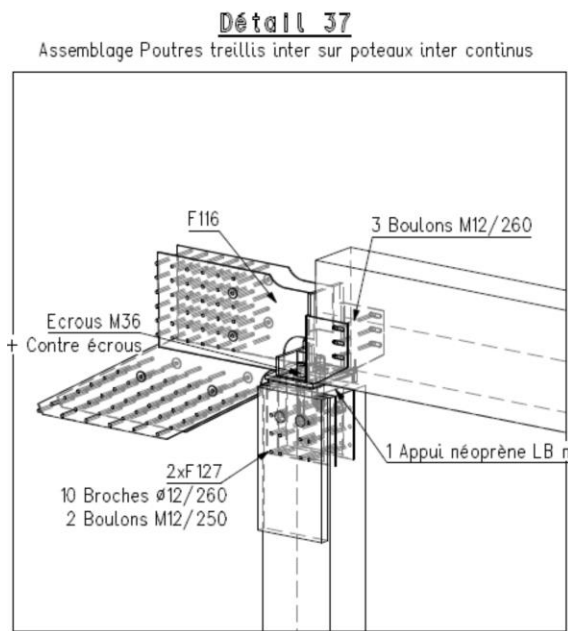


Figure 7: Top-chord connection

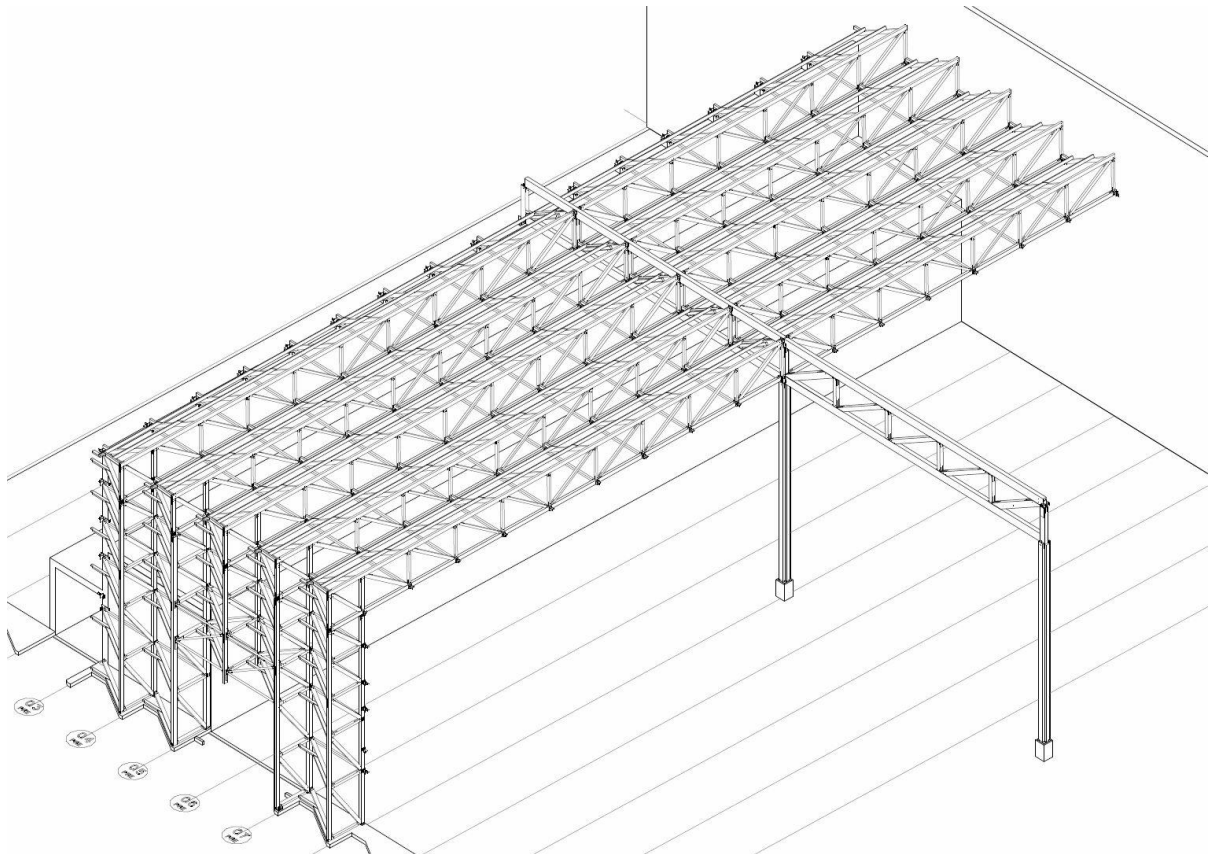


Figure 8: Axonometry – Intermediate posts, Main trusses, Long-span and Façade trusses

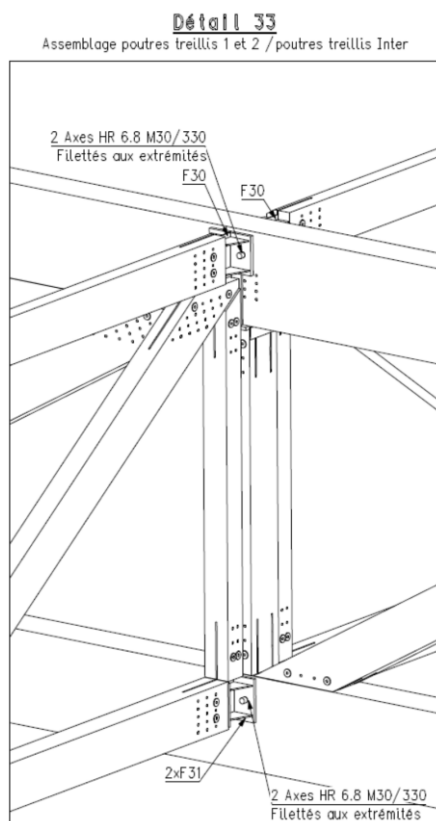


Figure 9: Connecting 2 long-spans through main truss

The long-spans crossing the hall's width are 28,70 meters and 22,60 meters long. The shortest span is attached to the concrete wall at the back. Snow piles up against the back wall and therefore, the shortest the more capable. In order to moderate its deformations, the largest span has to be connected in continuity with the shortest span through the main truss (see detail n°33), and also with the façade-truss.

The façade-truss provides support for the suspended footbridge by adding braces in a wooden frame below the footpath.

When it comes to be suspended above a front-door opening, the entire 3D structure works all together like a torsion-box. 2 additional members create a chord effect within horizontal planes (see front-door opening in Figure 8).

2. Fire & Rescue Station / Bonneville

2.1. Natural bending of LVL plates used for a catenary chord

When the architect draws a curve, the carpenter offers 2 different ways: bending or cutting its material on that curve. When Richard Plottier designs a curved floor plan to wrap the functional and optimum space required, I can see first the support panel for the roofing well cut on that curved edge, and I imagine a way of spanning that panel over the main hall. There is no more efficient way of carrying dead loads and equally distributed loads than the static of a catenary arch. Combined with the inherent tension strength of the LVL, due to its composition of scarfed multi-layers, its capacity to bend laterally makes it genuine for that use.



Figure 10: Inside view of the main hall

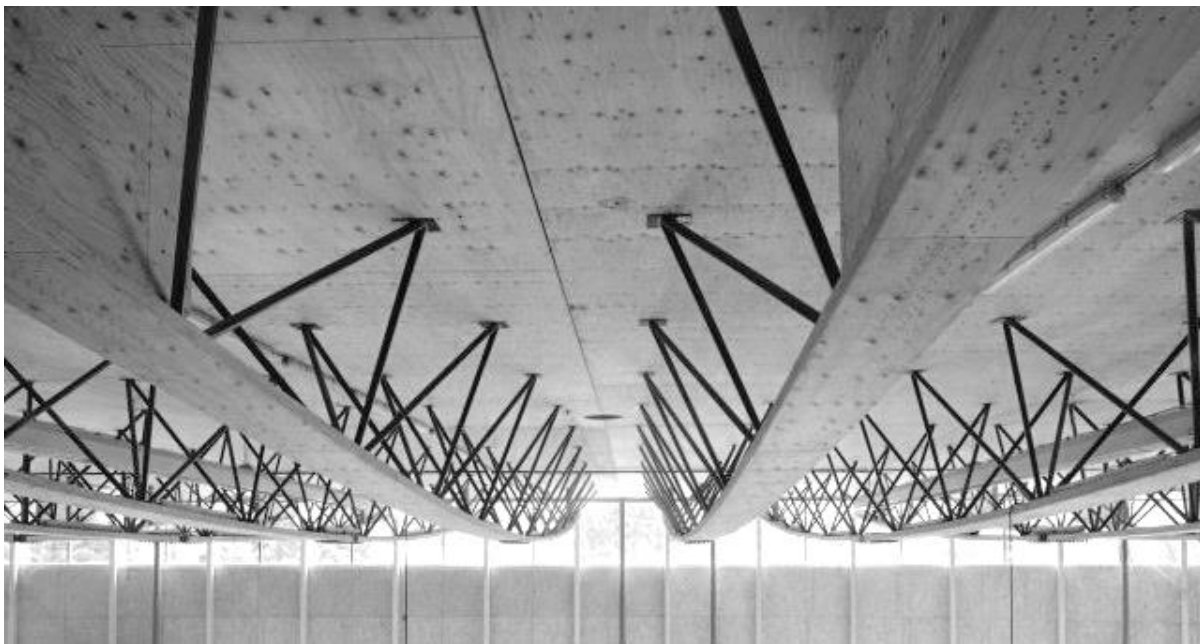


Figure 11: Axial view of the catenary chord

The performance of that concept is given with 2 parameters: the ratio $\text{Span} / H_{\text{stat}} = 17,5$ (here 28,00 m span for 1,60 m static height), and the stiffness allows to consider a more flat slope for draining off rain (here 2% construction slope for >1% final slope after snow).

2.2. Design

Hybrid catenary I section girder

The girder is a hybrid design of a catenary bottom-chord combined with a recomposed I section by connecting the support panel as a top-chord through vertical shear panels. This design allows a variation in length for every girder to bear on the curved façade. The length of the vertical shear panel is related with the span. The few connections and their simplicity make the technique cost-effective.

Support panel

The roofing support panel is a LVL-Q plate 63 mm thick in full width 2,50 meters and 14,00 meters long arranged with 2% slope towards the extremities. The side panels are jointed together with a nailed metal band along the edge to create a lateral bracing for horizontal loads, seismic and wind.

Catenary chord

The catenary chord is a LVL-S plate 75 mm thick and 0,40 m wide. The radius of bend is 93,50 meters which is only half the naturel bending of the plate under its own weight. The 2 halves are jointed together with a centre metal fitting including a left-hand thread and a right-hand thread to adjust the geometry of the girder very accurately.

Vertical shear panels

The vertical shear panels at each end of the girder is a pair of LVL-Q plates 69 mm thick and 3,30 meters long for the longest span of 28,00 meters. They are connected to the top-chord and bottom-chord by 4 rows of SFS screws and glued joint.

3D bracings

The round metal tubes $\varnothing 48,3$ mm offer a distributed support to the top panel, bearing its load on the bottom-chord. The truss effect is very small and appears in case of asymmetric loads over the span. Alternate V parts are prefabricated and connected to the LVL plates with screws through a small metal sheet.

2.3. Static modelling

At the time we developed the project, the girder was modelled under Rstab including 3D to figure the lateral distribution in the support panel with 2 parallel top-chords. The vertical shear panel at each end of the girder was approximated with multi-braces (not shown below). The longitudinal shear between plates is equal to the values of the 3 steps in the axial forces in the bottom-chord, rather linear along the connection.

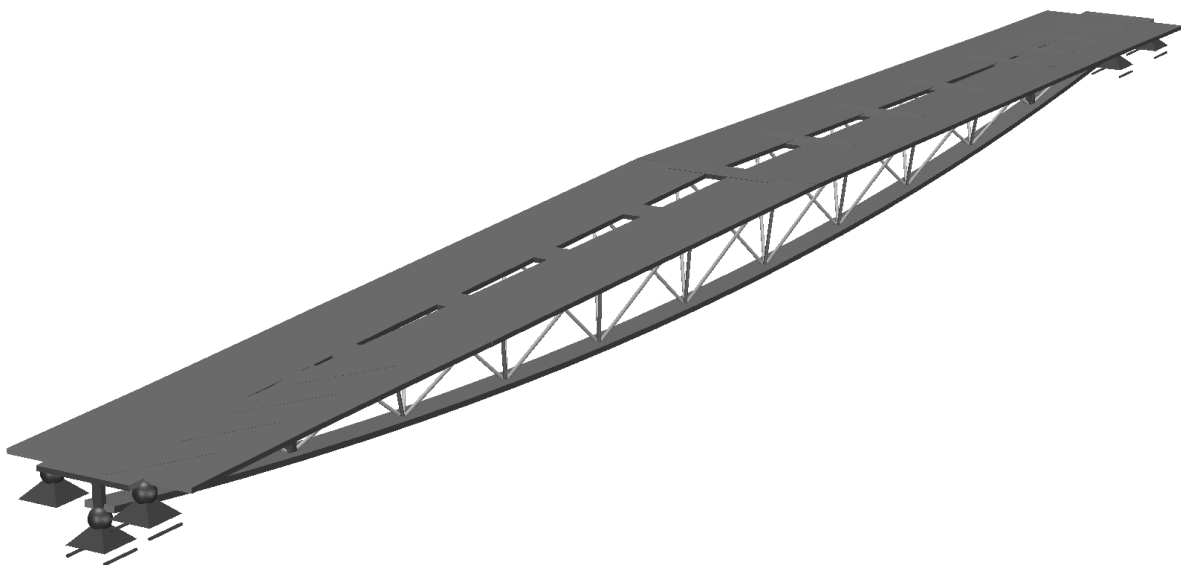


Figure 12: Perspective rendering

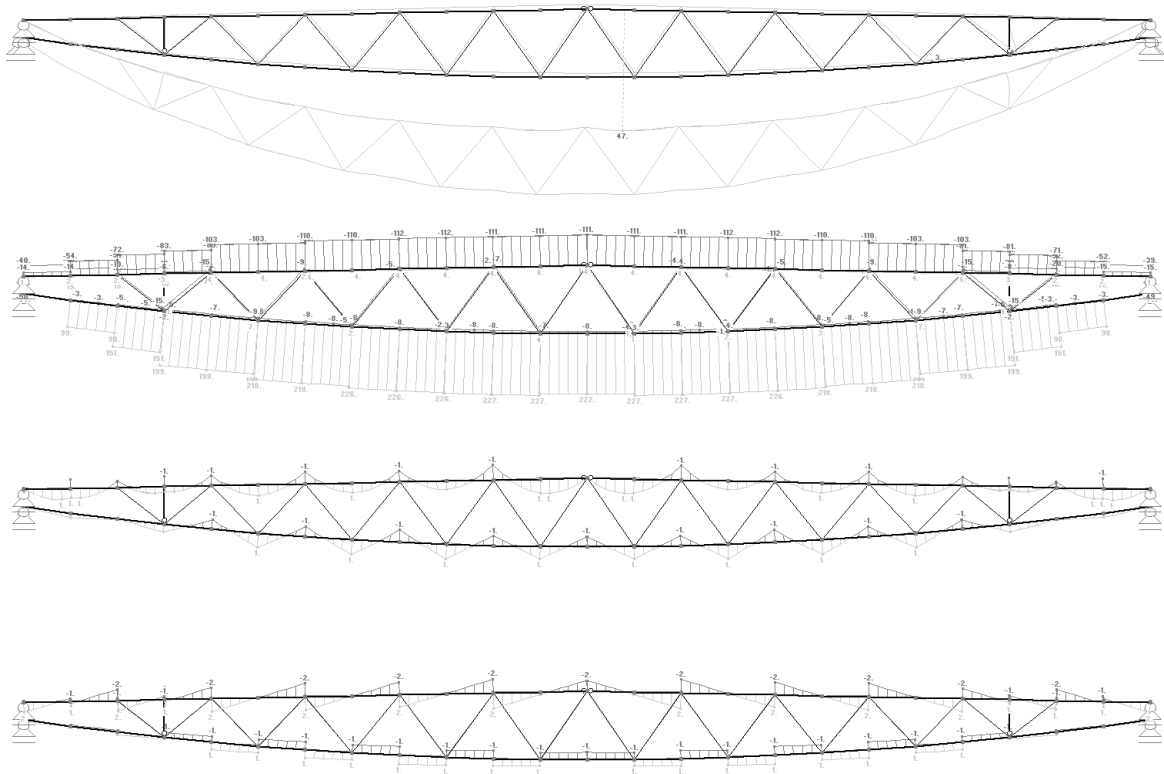


Figure 13: Deformations $< L/500$ – Catenary chord takes it all in Axial forces – Shear and Moments are local

Innovative Verbindungssysteme für wettbewerbsfähige Tragwerke im Industriebau

Samuel Blumer
sblumer.ZT GmbH
Graz, Österreich



Innovative Verbindungssysteme für wettbewerbsfähige Tragwerke im Industrieballenbau

1. Einleitung

Der modulare Aufbau moderner Holztragsysteme benötigt Verbindungssysteme, die eine einfache, flexible und sichere Montage der einzelnen Bauteile ermöglichen. Seit über 30 Jahren haben sich Stabdübelverbindungen, das *BSB*-System hier als Beispiel erwähnt, als ein hochpräzises, vielseitiges und ästhetisch ansprechendes Verbindungssystem auf dem Markt bewährt. Schon bei der Entwicklung der *BSB*-Verbindung wurde Wert auf eine durchgängige digitale Prozesskette gelegt. Die statische Berechnung, die Erstellung von Werkplänen und die Maschinenansteuerung in zwei Dimensionen wurde durchgehend automatisiert.

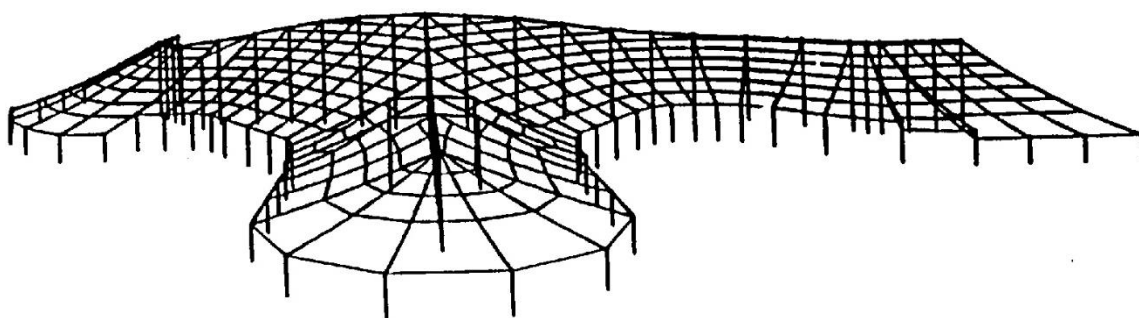


Abbildung 1: 1985 - Dachkonstruktion Säntispark Abtwil (CH) – Gelöst mit *BSB*

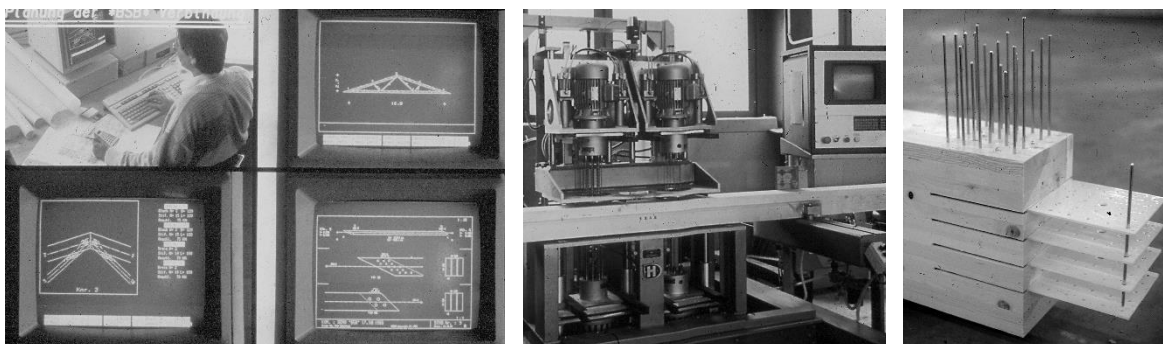


Abbildung 2: 1985 – Alles digital – von der Statik über die Planung bis zur Produktion

Das am Anfang vor allem bei Spezialkonstruktionen eingesetzte *BSB*-System findet sich heute in vielen Anwendungen, wie im Industrieballenbau und mehrgeschossigen Hochbau wieder. Die Verbindung wird von Produktionsbetrieben aus Frankreich, Luxemburg, Deutschland, Österreich und der Schweiz hergestellt. Mit dem Building Information Modeling und der Digitalisierung gewinnt die Grundidee der Prozessoptimierung in der Baubranche zunehmend an Bedeutung. Die Verbesserungen der Holzwerkstoffe vom Schnittholz über Brettschichtholz zu Laubholzprodukten ermöglichen es, die Verbindung zu optimieren und Querschnitte einzusparen. Anhand von zwei Beispielprojekten wird der aktuelle Einsatz von Stabdübelverbindungen, namentlich dem *BSB*-System, im Industrieballenbau aufgezeigt.

2. Bemessungsgrundsätze

Die zunehmende Digitalisierung im Baubereich ermöglicht es dem Tragwerksplaner, immer komplexer werdende statische Probleme zu modellieren und zeitnah zu berechnen. Bei Industriebauten liegt der Schwerpunkt weniger in der Architektur, sondern in der Wirtschaftlichkeit. Mit einer einfachen und sich wiederholenden Verbindungstechnik, lassen

sich auch im Holzbau eine große Anzahl von Anschlussstypen lösen. Dadurch wird der Holzbau, im Vergleich mit anderen Baumaterialien, wirtschaftlicher. Die Verbindungsdetails sind so zu wählen, dass sie

- einfach, plausibel und sichtbar sind.
- digital und durchgängig geplant werden können.
- parametrisiert werden können.
- am Bau kontrolliert werden können.

Die Systematik und die Modularität in der Verbindungstechnologie führt zu einer Zeiteinsparung in der Planung. Dadurch können mehr Ressourcen für die Systemfindung, die Koordination im interdisziplinären Planungsumfeld und die Erstellung von dreidimensionalen digitalen Gebäudemodellen aufgewendet werden.

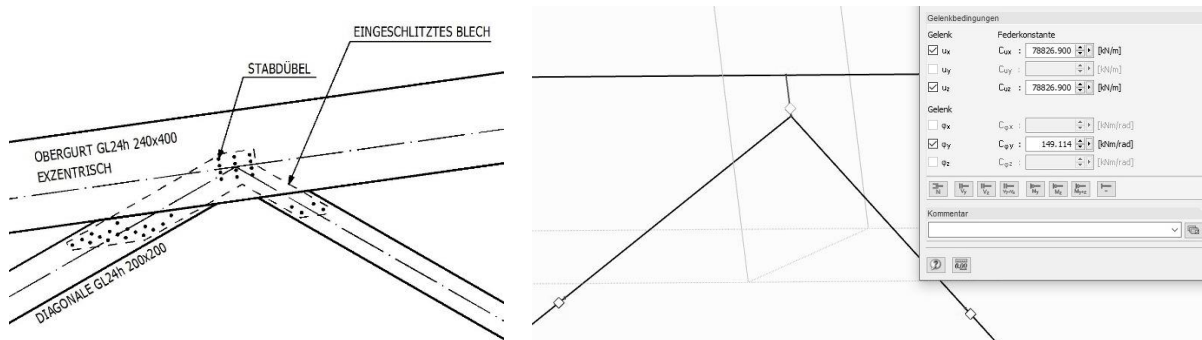


Abbildung 3: Links: Fachwerkknoten. Rechts: Modellierung inklusive Federsteifigkeit.

3. Beispielprojekt A: Logistikhalle Eckert, Albruck (DE)

Im Süden von Deutschland in Albruck wurde eine Logistikhalle mit *BSB* Fachwerken gebaut. Die Halle wurde mit 2 Brandwänden in drei unterschiedliche Brandabschnitte unterteilt. Die Fachwerke wurden im Werk abgebunden und aufgrund der Transportgröße vor Ort zusammengebaut. Unterschiedliche Steifigkeiten in den Außenwänden und der Brandwand in der Hallenachse erforderten es, die halbe Konstruktion in einem Stabstatikprogramm dreidimensional zu modellieren. Die aus dieser Asymmetrie entstandenen Kräfte wurden mit den Stabilisierungsverbänden aufgenommen. So konnte ein symmetrisches Verformungsverhalten gewährleistet werden.

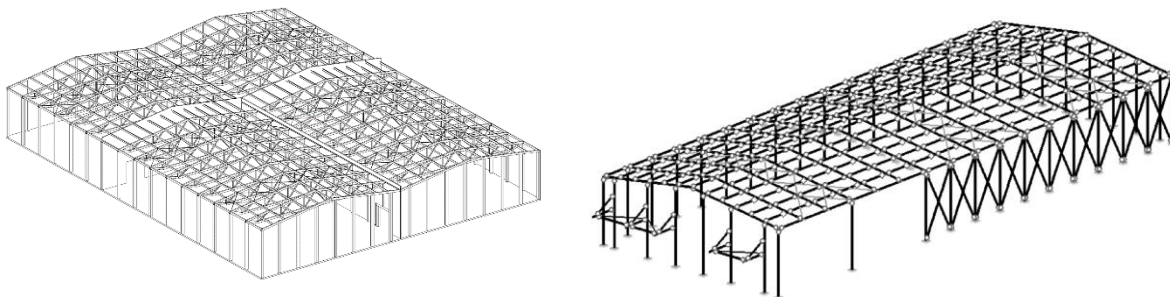


Abbildung 4: Links: Modell für die Werkplanung. Rechts: Modell Stabstatik



Abbildung 5: Montage vor Ort (Foto: Holzbau Amann)

Bauherr:	Eckert Transport + Logistik, Albrück (DE)
Dachfläche:	7200m ²
Konstruktion:	Fachwerkkonstruktion auf STB aufgelegt Spannweite 2 x 37.5m
Holzvolumen:	414m ³
Holzbau:	Holzbau Amann, Weilheim (DE)
Ausführungsstatik Holzbau:	sblumer ZT, Graz (AT)

4. Beispielprojekt B: Logistikzentrum Stark, Aarhus (DK)

Am 10. April 2018 eröffnete Stark, ein Händler von Baumaterial in den nordischen Ländern, in Aarhus ein Logistikzentrum. Trapezbleche bilden die Dachabdeckung. Als Hauptträger wirken über 18m gespannte Fischbauchträger. Ein Teil der Gebäudestabilität wird durch die an die Stahlbetonstützen eingespannten Unterzüge aus Brettschichtholz und in Querrichtung mit den eingespannten Fischbauchträgern gelöst. Der andere Teil der Stabilisierung wird über die Fußeinspannung der Stahlbetonstützen mittels PEIKKO Ankern gemäß Abbildung gelöst. Das Einspannungsverhältnis Stützenfuß zu Rahmenwirkung der Brettschichtholzkonstruktion wurde mittels Grenzwertberechnung kalibriert. Im ersten Schritt wurden die Federsteifigkeiten der Foundation verdoppelt und die der Stabdübelverbindungen halbiert. Im zweiten Schritt wurden die Federsteifigkeiten der Foundation halbiert und die der Stabdübelverbindungen verdoppelt. Das aus der Grenzwertbetrachtung resultierende maximale Moment wurde anschließend für die Bemessung herangezogen.

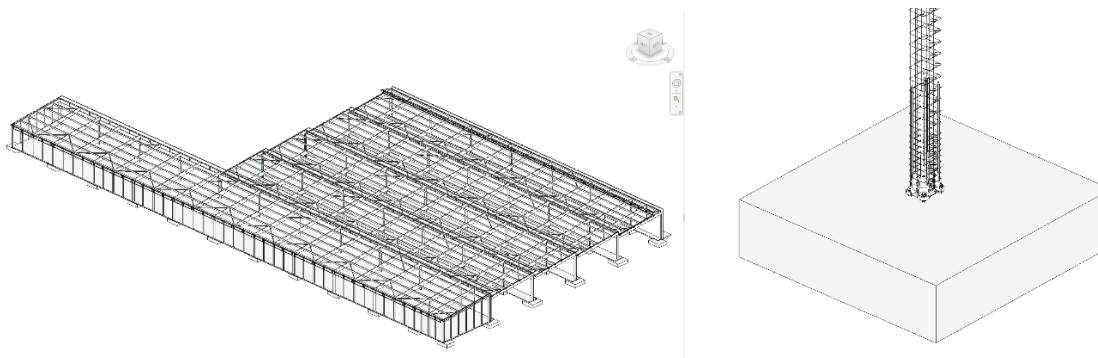


Abbildung 7: 3d Modell der Tragkonstruktion. Rechts: Bewehrung Stützenfuss



Abbildung 6: Links: Innenansicht mit eingespannten Brettschichtholzträgern (Foto: Elvedi).
Rechts: Eingespannter Anschluss mittels *BSB* (Foto: Holzbau Amann)

Bauherr:	Stark A/S, Frederiksberg (DK)
Generalunternehmung:	Elvedi Lagertechnik, Blumberg (D)
Dachfläche:	10'550 m ²
Konstruktion:	Fischbauchträger an STB Stützen eingespannt Spannweite 5 x 18m
Holzvolumen:	812 m ³
Holzbau:	Holzbau Amann, Weilheim (D)
Statik ab OK Fundament:	sblumer ZT, Graz (AT)

5. Zusammenfassung

Durch die Digitalisierung und Automatisierung der Prozessketten von der Planung bis zur Ausführung inklusive Kontrolle können große Bauprojekte in Holz zeitnah geplant, produziert und umgesetzt werden. Die Wahl von einfachen, nachvollziehbaren und sichtbaren Verbindungssystemen vereinfacht die Eigen- und Fremdüberwachung zusätzlich. Die statische und planerische Modellierung wird durch modernste Werkzeuge beschleunigt, die Systemfindung hat aber heutzutage noch vorwiegend manuell zu erfolgen. Zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit wird jedoch empfohlen, sich die Zeit für die Optimierung zu nehmen.

Holzhallen in Systembauweise: Kleine und mittelständische Unternehmen als Baupartner vor Ort

Olivier Dupuis
LIGNA systems
St. Vith, Belgien



Holzhallen in Systembauweise: Kleine und mittelständische Unternehmen als Baupartner vor Ort

Wissenstransfer und effiziente Vernetzung von Planung, Konstruktion, Fertigung und Bau.

Termintreue, ausgereifte und durchgehend feuerhemmende Detaillösungen oder hocheffiziente Verbindungselemente: Holzbau ist Vertrauenssache. Um den eigenen hohen Ansprüchen, aber auch den hohen Ansprüchen unserer Kunden zu entsprechen, hat sich die Holzbaubranche in den vergangenen Jahren stetig weiterentwickelt und nutzt modernste Technik.

Die technische Ausstattung vieler kleiner und mittelständischer Unternehmen ist im vergangenen Jahrzehnt sehr gut geworden. Der Konkurrenzdruck, digitale Technik und günstige Finanzierungen haben dafür gesorgt, dass beispielsweise auch große Abbundanlagen, wie die Maschinen der Firma Hundegger, in Betrieben zu finden sind, die vor einigen Jahren nur davon träumen konnten. Grund für diese Entwicklung ist aber auch die Professionalisierung der Holzverarbeitenden Betriebe durch qualifizierte Mitarbeiter und neue Vertriebs- und Verkaufsmöglichkeiten – zum Beispiel im Internet.

Dennoch stehen viele Betriebe vor dem Problem, dass ihre Maschinen und Anlagen nicht komplett ausgelastet sind oder für bestimmte Arbeiten gar nicht genutzt werden können.

Standards: Die Planung von Holzbauwerken wird sehr individuell gehandhabt

Individuelle und sehr spezifische Kunden- oder Architektenanforderungen lassen häufig keine Vereinheitlichung und Standardisierungen zu. So müssen beispielsweise Verbindungen, Verbindungsmittel oder fehlende bzw. unpraktikable Detaillösungen für Anschlüsse oder Fußpunkte aufwendig abgestimmt, geplant und erstellt werden.

Kosteneffizienz: Das eigene Angebot ist nicht seriös planbar

Die Kalkulation und Einschätzung von Kosten für Material, Maschinen und handwerkliche Leistungen sind für Fachbetriebe oder ortsfremde Unternehmen schwierig und teilweise nicht überschaubar. Allzu häufig kommt es zu bösen Überraschungen für die Unternehmen oder die Kunden, weil Kosten vorab nicht richtig geschätzt oder eingeholt werden konnten. Im Ergebnis stehen sich dann der Kundenwunsch nach einem Pauschalpreis und der Wunsch des Unternehmers nach flexibler Kostenabrechnung diametral gegenüber.

Best-Practice: Planungssicherheit im Hallenbau

LIGNA systems hat es sich zur Aufgabe gemacht eine Systembauweise zu entwickeln, die vom klassischen Full-Service-Angebot abweicht und beispielsweise Zimmereien dazu befähigt Hallen mit Holzstruktur in Eigenregie zu bauen. Während die Planung, Teile der Fertigung und der Bau ganz in der Hand unserer Baupartner liegt, kümmern wir uns um die Konstruktion, Statik und das kaufmännische Know-how. Kunden haben so absolute Planungssicherheit und bekommen handwerkliche und ingenieurstechnische Leistungen aus einer Hand. Die Kalkulation einer Halle mit Holzstruktur kann vom Baupartner vor Ort erfolgen, sodass pauschale Festpreise im Kundeninteresse möglich sind.

Effiziente Vernetzung von ...

...Planung,

Die Planungs- und Angebotsphase liegt ganz in der Hand unserer Baupartner. Einerseits können Unternehmen vor Ort potentielle Kunden für den Bau einer Halle mit Holzstruktur akquirieren oder LIGNA systems leitet Kunden aus bestimmten Regionen an die Unternehmer vor Ort weiter. Mit Hilfe des unten beschriebenen Angebots- und Hallenkonfigurator lassen sich verbindliche Angebote und Planungen erstellen, die Materialkosten und Montagesätze beinhalten.

...Konstruktion,

Die Angebotsüberprüfung, die statischen Berechnungen sowie die Arbeitsvorbereitung erfolgen durch die erfahrenen Ingenieure von LIGNA systems. Mit mehr als zehn Jahren Erfahrung im Bereich des Hallenbaus mit Holzstruktur können wir effizient und professionell arbeiten. Unsere Baupartner benötigen für die Umsetzung des Bauvorhabens kein externes Ingenieurbüro.

...Fertigung,

Die Fertigung der notwendigen Stahlteile sowie der Zuschnitt der Holzbauteile erfolgt durch LIGNA systems und in Teilen auch bei unseren Baupartner vor Ort. Dafür nutzen wir unsere eigenen Abbundanlage und die unserer Baupartner. Schon in der Angebotsphase wird die Produktion der notwendigen Vorfertigungen eingeplant, sodass beispielsweise große Teile im LIGNA-Werk und – je nach Ausstattung – vor Ort beim Baupartner produziert werden.

...und Bau.

Der Bau der Hallen liegt ganz in der Hand unserer Baupartner und folgt dem IKEA-Prinzip: Alle notwendigen Teile sind markiert und eine ausführliche Anleitung ermöglicht es jedem Baupartner eine Halle zu bauen. Durch den hohen Grad der Vorfertigung ist der Aufbau schnell und effizient möglich.

3D-Planung für Jedermann: Der Hallenkonfigurator

Um das Know-how, die Ingenieursdienstleistungen und die handwerkliche Umsetzung in höchster Qualität zu gewährleisten nutzen wir gemeinsam mit unseren Baupartnern professionelle Tools, die wir unseren Partnern selbstverständlich kostenfrei zur Verfügung stellen. Mit unserem Hallenkonfigurator ermöglichen wir unseren Baupartnern so, die 3D-Planung und die Angebotserstellung einer Halle mit Holzstruktur. Spezialwünsche und individuelle Anpassungen werden in der Angebotsphase von LIGNA systems übernommen und mittels einer bidirektionalen Schnittstelle im Cadwork vorgenommen.

Als Baupartner vor Ort mit internationalem Hallenbauer im Rücken

Als Baupartner versteht LIGNA systems ein lokales Unternehmen, das in der Lage ist Hallen in Systembauweise zu vertreiben, zu montieren und ggf. zusätzliche Leistungen erbringen kann, die vom Kunden erwünscht werden. Für alle nicht selber leistbaren Dienstleistungen und Arbeitsschritte stehen unsere Experten zur Verfügung. Wir unterstützen beim Vertrieb, übernehmen die Tragwerksplanung, die Statik, die Detailplanung und die Lieferung von Stahlteilen, Verbindungsmitteln sowie der Systemkomponenten, wie Sockel und Einfassrahmen. Auch kleine und mittelgroße Unternehmen können mit der Systembauweise von LIGNA systems größere Hallenprojekte umsetzen.

Fokus auf das, was man kann

Die Planung erfolgt gemeinsam, die Montage lokal: LIGNA systems sorgt für eine effiziente und reibungslose Planung, die lokalen Baupartner kümmern sich um die Fertigung und Montage und bieten so optimalen Kundenservice und erreichen eine höchstmögliche Kundenbindung. Anfragen, die direkt an LIGNA systems gerichtet werden, können an lokale Baupartner vor Ort abgegeben und mit voller Orts- und Kundenkenntnis umgesetzt werden. Mit LIGNA systems als international agierendem Systembauweisen-Spezialist schaffen unsere Baupartner Preissicherheit durch 3D-Planung und eine intelligente Preisberechnung, die nicht nur uns und unseren Baupartnern Planungssicherheit bietet, sondern auch stets den Kunden im Fokus hat.

Vertrauen und Mehrwerte schaffen

Holz- und Hallenbau sind Vertrauenssache. Wir setzen den Baustoff Holz indem wir den Rohstoff so einsetzen damit dessen wesentliche Stärken, die angenehme Optik und das berechenbare Verhalten im Brandfall optimal eingesetzt werden. Und Holz ist sogar mehr als «nur» Vertrauenssache: Holz ist ein Gefühl. Sei es der Duft, die Haptik, die warme Atmosphäre oder das schlichte Vertrauen, das Menschen diesem seit Jahrhunderten genutzten Baustoff entgegenbringen. Gemeinsam können wir die Stärken von Holz nutzen und gegenseitige Vorteile schaffen!

Block C

Zukunftsfähige Konzepte für den
mehrgeschossigen Holzbau

It's a Match! Cree auf der Zielgeraden zum Nachhaltigen Systembau

Annette Riel
Cree GmbH
Dornbirn, Österreich



It's a Match! Cree auf der Zielgeraden zum Nachhaltigen Systembau

1. Cree by Rhomberg heute

1.1. Dornbirn als Satellit

Cree entwickelt mit Partnern innovative System-Bauweisen wie zum Beispiel das Holz-Hybrid-System LIFECYCLE TOWER®¹, greift neue Produkte auf und implementiert das gesammelte Know-how in die Branche außerhalb des heimischen Markts. Das Unternehmen überwacht die Systeme nach der DfMA-Methode und stiftet neue Netzwerke für unsere Lizenzpartner an. Dazu arbeitet ein Team aus Architekten und Ingenieuren als Satellit für alle Partner im LCT ONE² in Dornbirn. Alle verwendeten Bauweisen müssen sich für einen nachhaltigen Systembau qualifizieren. Holz ist das primäre Baumaterial.

Unsere Lizenzpartner werden in unterschiedlichem Umfang für alle Systemplanungs- und Systembauaufgaben geschult. Zusätzlich gibt ein drittes Kompetenzfeld Methodik und Prozesse vor. Die Pilotprojekte werden von den Länderpartnern vor Ort umgesetzt und durch Cree in Dornbirn begleitet.

Im ersten Schritt lernen Teilnehmer der Schulung konventionelle Entwürfe zu überarbeiten. Danach können die Architekten den Gebäudegrundriss in kürzester Zeit mit LCT-Modulen³ umplanen, wenn die vorhandenen Grundrisse Systemraster von 2,50 m, 2,70 m oder 3,00 m aufweisen, siehe Abbildung 1. Diese Vorgabe ist notwendig um die Reproduzierbarkeit des Systems zu sichern. Anschließend werden weitere Anforderungen untersucht.

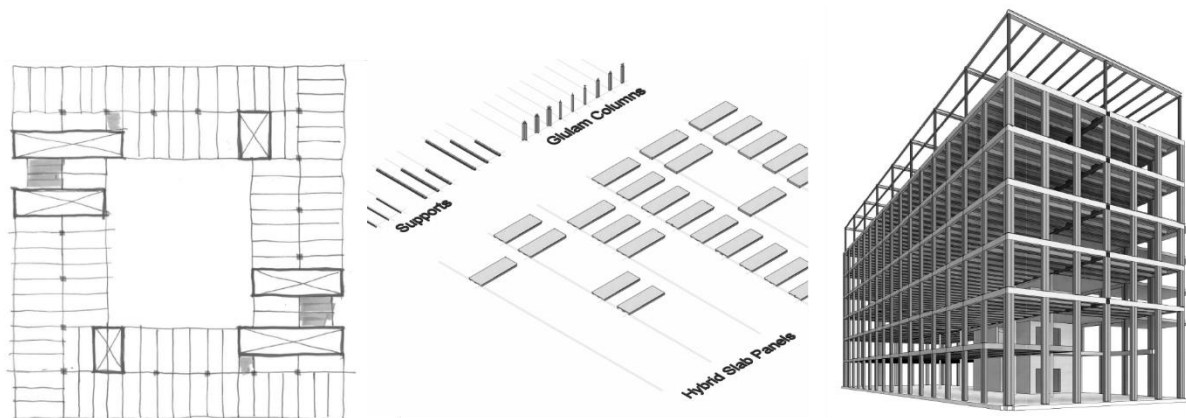


Abbildung 1: Beispiele aus der Entwurfsphase.

1.2. Chancen für den Holzbau durch Cree-Lizenzpartner

Holz und Beton ist nicht nur für den statischen Verbund eine gewinnbringende Kombination, Cree bringt Marktteilnehmer zusammen, die lange Zeit nebeneinander her arbeiteten. Durch die zunehmende Nachfrage nach schnellen und ressourcenschonenden Bauweisen sind traditionelle Bauunternehmer schrittweise bereit, sich mit industriellen Holzprodukten auseinanderzusetzen und starten mit Hybridgebäuden. Nur wenige Gebäude werden mit hybriden Bauteilen⁴ hergestellt. Mit Hilfe der Forschungsergebnisse führender Universitäten und Institute und durch Veröffentlichung einer ersten Euronorm für Holzhybrid-Tragwerke wird der Anteil mit Sicherheit stetig steigen.

Cree unterstützt die Länderpartner im Kompetenz- und Netzwerkaufbau und begleitet diese langfristig in der Qualitätssicherung. Pro 10 Quadratmeter Bruttogeschossfläche eines Cree-Gebäudes werden mit dem LCT-System 1 Kubikmeter Holz eingebaut und eine Tonne

¹ Kurz: LCT-System

² <https://www.creebyrhomberg.com/de/projekte/>

³ Modul = im Text wird das Wort Modul als Synonym für «Baugruppe» oder «Einheit» verwendet (≠ Raumzelle).

⁴ Hybrides Bauteil = im Bauteil wird eine Verbundwirkung zweier Materialien hergestellt

CO₂ gespeichert. Die Module mit Holzanteil (Holzrahmenbauwände, BSH-Stützen und Träger) werden von Lieferanten und Unternehmen hergestellt, die ihre Erfahrung einbringen möchten und nach gemeinsamen Grundsätzen handeln.

1.3. Grundsätze unserer nachhaltigen Systembauweise

Die drei Säulen der Nachhaltigkeit finden sich in allen unseren Grundsätzen wieder.



Abbildung 2: Cree-Nachhaltigkeitssäulen.

1.4. Design for Procurement DfP

Im Zusammenhang mit DfMA⁵-Methoden legen wir Wert auf eine Erleichterung im Einkaufsprozess. Um die Einfachheit eines Moduls zu analysieren, werden neue Kriterien definiert: Wie viele Vergaben muss ich tätigen? Wie viele Teilnehmer sind für Zeit, Terminalsicherheit und Qualität verantwortlich? Wir nehmen Vorweg was ein Projektsteurer letzten Endes (jetzt noch) prüft – wie resilient ist das Produkt bis zur Fertigstellung.

Im Projektablauf gibt es unterschiedlich große Bausteine in der Terminplanung. Auf einer Makroebene werden derzeit die Planungsphasen analysiert, die Taktplanung entspricht ab Beauftragung der Bauunternehmen einer gewissen Norm, in der Ausführung spricht man später auf Mikroebene von Taktsteuerung.

Ein Wechselspiel aus agilen und produktiven Phasen ist notwendig, damit Anforderungen erst festgelegt und in einem Sprint abgearbeitet werden können. Anhand eines agilen Prozessbausteins wird die bereits viel diskutierte Vorverlagerung von Bauherrn-Entscheidungen und Prüfung der Planung auf Ausführbarkeit im folgenden Abschnitt dargestellt.

Fehlende Anforderungen werden beim Bauherrn, Betreiber und Planer eingeholt und im Anschluss mit der ausführenden Firma und den Lieferanten gemeinsam untersucht. Diese zusätzlichen Prozessteilnehmer leisten wertvolle Unterstützung um alle Module zum Start der Vorfertigung fertig zu planen.

⁵ DfMA = Anpassung einer Produktidee an die Produktions- und Montagebedingungen

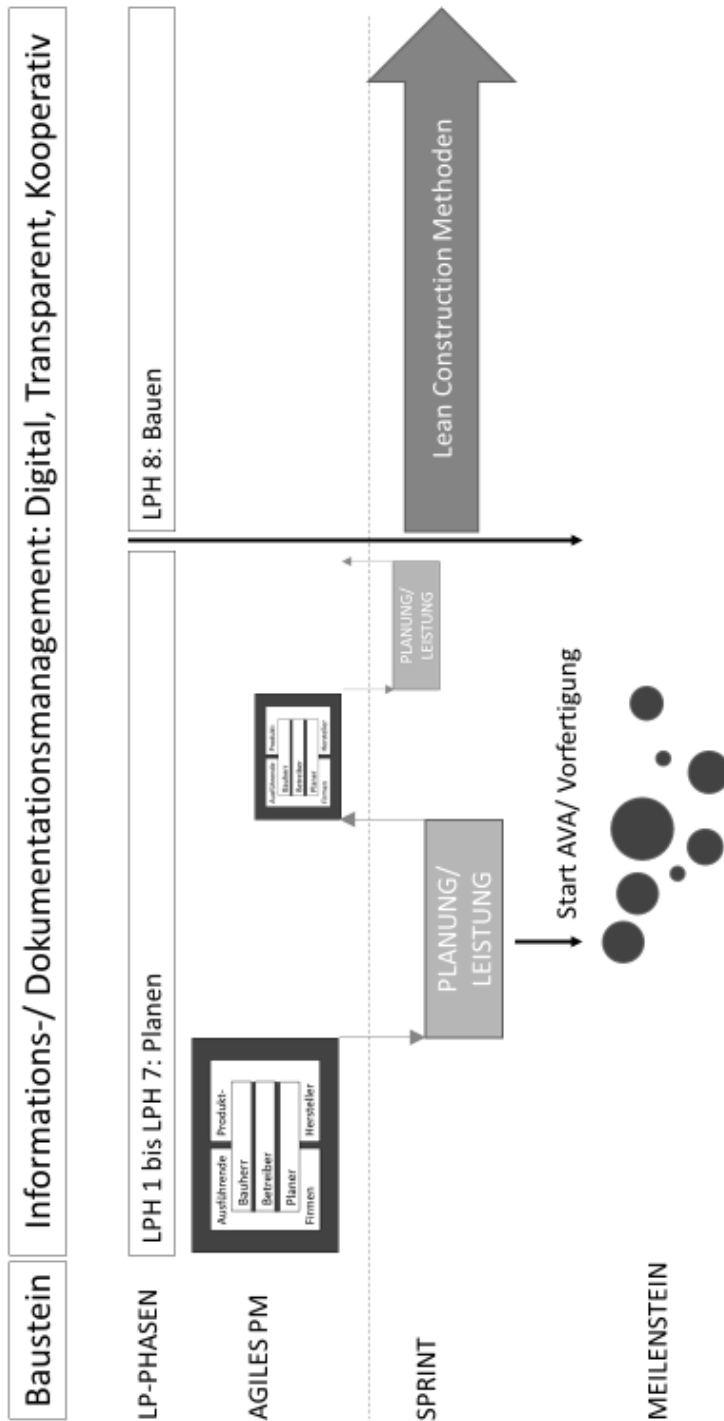


Abbildung 3: Projektablauf mit agilen und nicht-agilen Bausteinen.

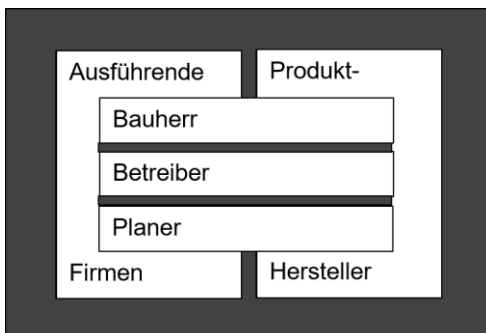


Abbildung 4: Prozessbaustein für das Anforderungsmanagement nach integralen Planungsmethoden (siehe auch SOMMER, H.: Projektmanagement im Hochbau mit BIM und Lean Management. S. 144).

Im Beispiel ist eine Doppelstütze nach Abstimmung zwischen Objekt- und Tragwerksplaner mit Materialspezifikation und Abmessung beschrieben. Im ersten Schritt jedes neuen Cree-Moduls⁶ wird der Einkaufs-, Fertigungs- und Montageprozess analysiert. Später hat ein Cree-Systemplaner, je nach Anforderung, die Wahl zwischen verschiedenen Modulen.

Auszug Ausschreibung:

2.2. BSH - Doppelstützen

2.2.10. BSH Stützen EG GL 32c, 2x 24 / 24 cm, l= 4,14 m herstellen

- egalisiert, sauber gehobelt, Kanten gefast, keine Asteinschlüsse

30,712 m³

2.2.20. BSH Stützen EG GL 32c, 2x 24 / 24 cm, l= 4,14 m abbinden und liefern

- Brettschichtholzstütze inkl genauer Bohrung $d = 43$ mm in die Mitte an Kopf und Fuß (Stirnseitig)

$h = 80$ mm herstellen und liefern

- Doppelstützen sind mit einem Füllholz 10 mm konstruktiv verleimt

Die Stütze ist so zu schützen, dass Sie während des Transportes nicht beschädigt oder verschmutzt werden kann, Schäden oder Verschmutzungen gehen zu Lasten des AG.

30,712 m³

Unser Informationsmanager stellt zwei Prüffragen. Für wen sind Informationen über dieses Modul⁷ außerdem relevant? Ist dieses Modul bereits hinreichend beschrieben?

Für die Montage der Doppelstützen können zwei BSH-Einzelstützen miteinander verleimt oder verschraubt werden oder die Doppelstütze kann aus einem Stück hergestellt werden. Über mehrere Zyklen werden u.a. bauphysikalische Funktionen als Information hinzugefügt und mit den Möglichkeiten im Maschinenabbund abgeglichen. Der Bauherr wird zusätzlich über Optimierungsmöglichkeiten im Hinblick auf die Oberflächenbeschaffenheit informiert. Mit der widerstandsfähigsten Lösung startet anschließend der nächste Sprint für die Planer.

Diese Vorgehensweise ist besonders in der Zusammenarbeit mit Auftraggebern interessant, welche die Notwendigkeit für teil- und vollautomatisierte Prozesse im Bauwesen bereits erkannt haben.

Als Resultat daraus wird im nächsten Schritt der Ausschreibungstext des Moduls überarbeitet. Das Datenmanagement muss jederzeit die Harmonisierung von Einheiten und Begriffen überschauen. Hier steckt noch viel Potenzial für alle Teilnehmer.

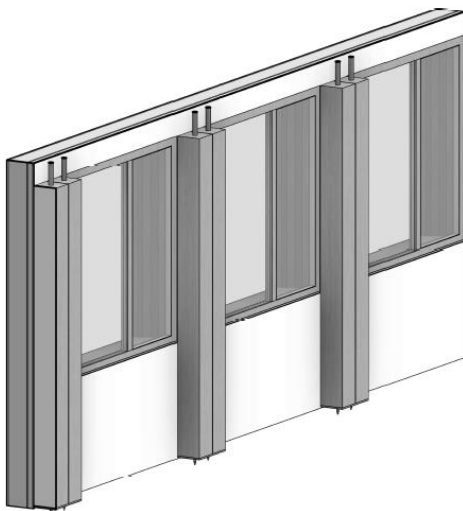


Abbildung 5: Einzelnes Außenwandelement mit mehreren Modulen und vormontierten Stützen.

⁶ Doppelstütze = Teil des LIFECYCLE TOWER®

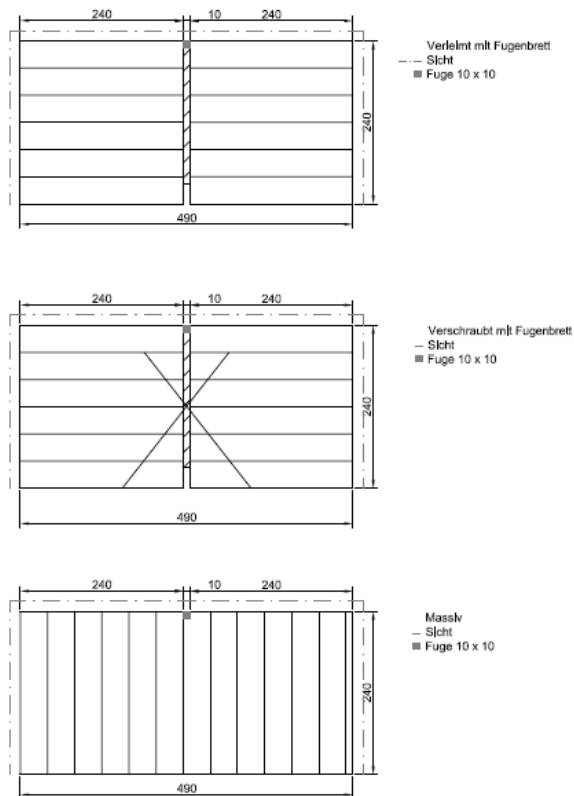


Abbildung 6: DfMA-Check des Abbunds.

2. Cree International

2.1. Unsere Länderpartner

Für den Aufbau des Lizenzpartnernetzwerkes wurden verschiedene Kriterien identifiziert, die unterschiedlich leicht oder schwer veränderbar sind. Eine starke Besonderheit haben Unternehmen mit eigener Fertigung. Je breiter die Kompetenzen vorliegen, insbesondere in den Bereichen Betontechnologie und Digitale Prozesse, desto günstiger. Im Zuge der Weiterbildung des Personals lassen sich Fähigkeiten immer noch am besten direkt ohne Stellvertreter weitergeben. Dabei setzen wir Ansprechpersonen dezentral miteinander in Kontakt. Cree ist vor allem als Vertrauensbildner zwischen den Projektteilnehmern gefordert.

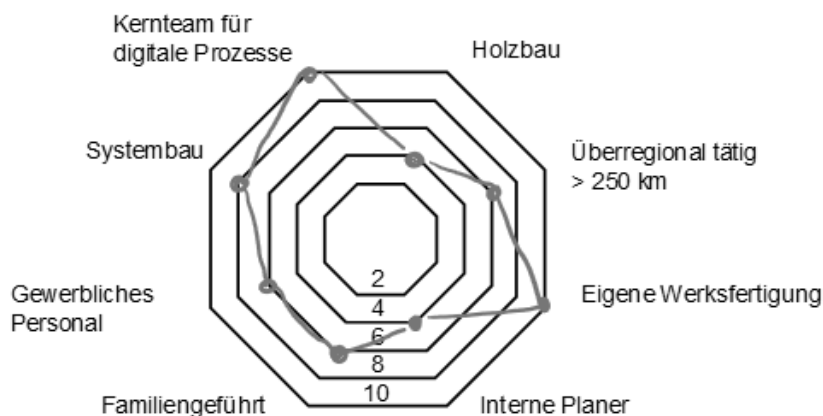


Abbildung 7: Cree-Partnermerkmale (Gewichtung der Kriterien zwischen 0 und 10 ansteigend).

Die Lizenzpartner sind über das Datenmanagement der Cree GmbH in Dornbirn vernetzt und beeinflussen bei den regelmäßigen Workshops die Entwicklungs- und Innovationsarbeit der Muttergesellschaft mit länderspezifischen Trends. Das Cree-Planungshandbuch beschreibt die von den Baurichtlinien unabhängigen Grundsätze. Zusätzliche länderspezifische Attribute eines Moduls sind aufgrund dessen üblich und werden in den Ländern definiert.

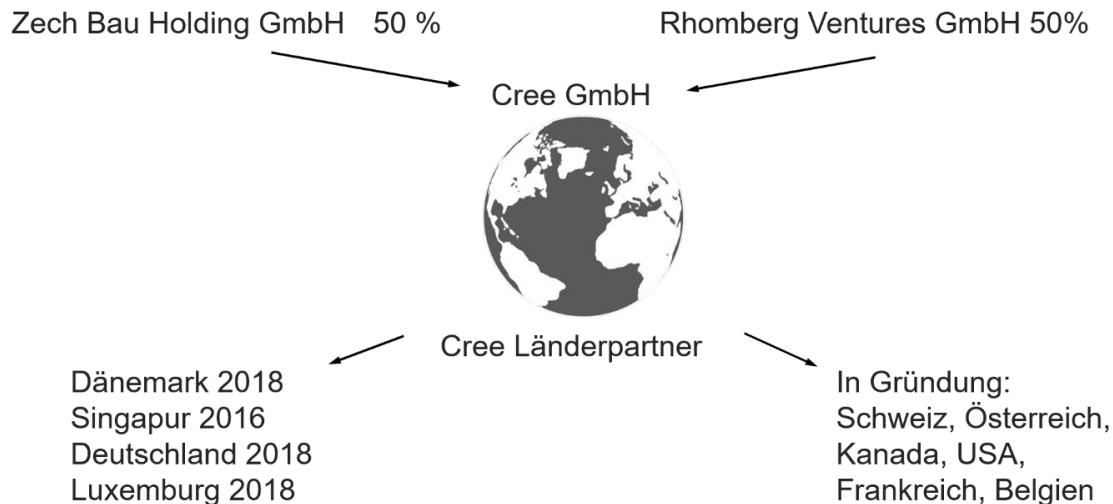


Abbildung 8: Die Länderpartner der Cree GmbH (Stand: Oktober 2018).

2.2. Cree Singapur

Für das Großprojekt EJC in Singapur wurden ab Ende 2017 bis Mai 2018 insgesamt knapp 8.000 m² Hybriddeckenplatten in einer semiindustriellen Fertigungsanlage hergestellt. Die Arbeitskräfte waren schon nach kurzer Zeit mit der Produktion vertraut, wobei Cree in regelmäßigen Abständen die Qualität der Fertigung vor Ort überwachte. Das LCT-System konnte ohne wesentliche Änderungen an die Baurichtlinien des Landes übernommen werden.



Abbildung 9: Montage der Hybriddeckenplatte beim Projekt EJC (Auftraggeber: Ministry of Education).

2.3. Cree Luxemburg

Für das Lizenzland Luxemburg stand Anfang Juni der erste große Test an. Für den Bau eines zweigeschossigen Prototypens wurden sowohl im eigenen Werk der Firma CDCL als auch durch externe Firmen die ersten Hybriddeckenplatten gefertigt.



Abbildung 10: Montage der Hybriddeckenplatte beim Prototypenbau durch Cree Luxemburg.

2.4. Cree Dänemark

Gemeinsam mit unserem dänischen Länderpartner haben wir im Großraum Kopenhagen zwei Gebäude in der Genehmigungsphase, deren Baubewilligung bis Ende 2018 erarbeitet wird. Dabei handelt es sich um ein gemischt genutztes Büro-/Wohngebäude in LCT- und BSP-Bauweise sowie ein Wohngebäude in Raummodul-Bauweise.

Als eine spezielle Herausforderung für die Projekte stellte sich der bereits ab drei Geschossen geforderte Feuerwiderstand von 120 min an die tragenden Bauteile dar. Der Holzbau ist generell gegenüber der Betonfertigteileweise normativ stark benachteiligt.

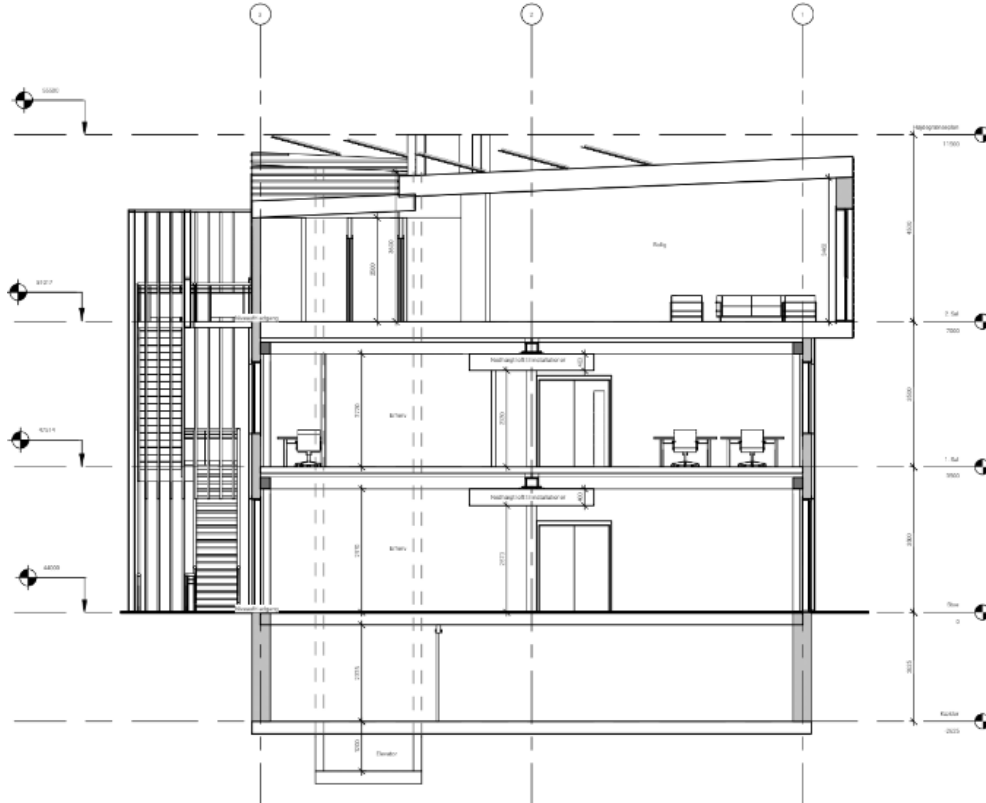


Abbildung 11: Schnitt Projekt Kollekollevej, Cree Dänemark.

2.5. Cree Deutschland

In Deutschland startete im Mai 2018 der Aufbau der Ländergesellschaft zusammen mit dem Partner Zech Bau Holding. Zum Unternehmensbereich Bau gehören neben Cree Deutschland GmbH u.a. die Firmen Zechbau GmbH, Muntebau GmbH, Kamü Bau GmbH, Kamü Projektbau GmbH, BWE-Bau Fertigteilewerk GmbH, Renke Gebäudetechnik GmbH, Ecotec GmbH, InFaCon GmbH, Ebert Ingenieure GmbH, DSL Luftsystemtechnik GmbH, BIT Büro für Integrale Tragwerksplanung GmbH, Cadolto Modulbau GmbH und die KEC Planungsgesellschaft mbH. Darüber hinaus agiert die ROM Technik unter dem Dach der Gustav Zech Stiftung deutschlandweit im Segment Haustechnik.

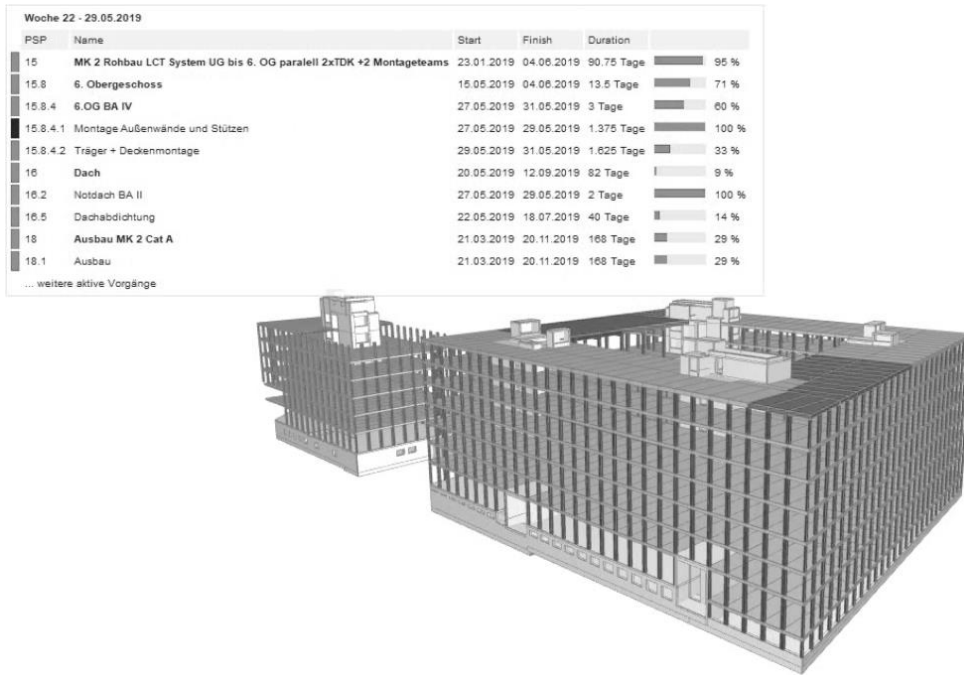


Abbildung 12: Terminplanung im Modell, Cree Deutschland.

Durch verschiedene Bauteilprüfungen seit Mitte 2017 wurde die LCT-Bauweise baurechtlich genehmigungsfähig gemacht und wird jetzt in Deutschland marktfähig angeboten.

Für die Planung der Fassade eines Projekts in Berlin konnte bei umfangreichen Messungen festgestellt werden, dass es keinen schalltechnischen Unterschied macht, ob die Stütze starr oder mit akustischen Trennstreifen mit der Holzrahmenbauwand verschraubt wird. Sobald die freie Schwingung der Innenbekleidung behindert wird, liegt die Verschlechterung ähnlich der einer starren Verschraubung. In die Systemplanung des Schallschutzes gegen Außenlärm fließt nun eine Reduktion des Schalldämmmaßes um 4 dB ein.

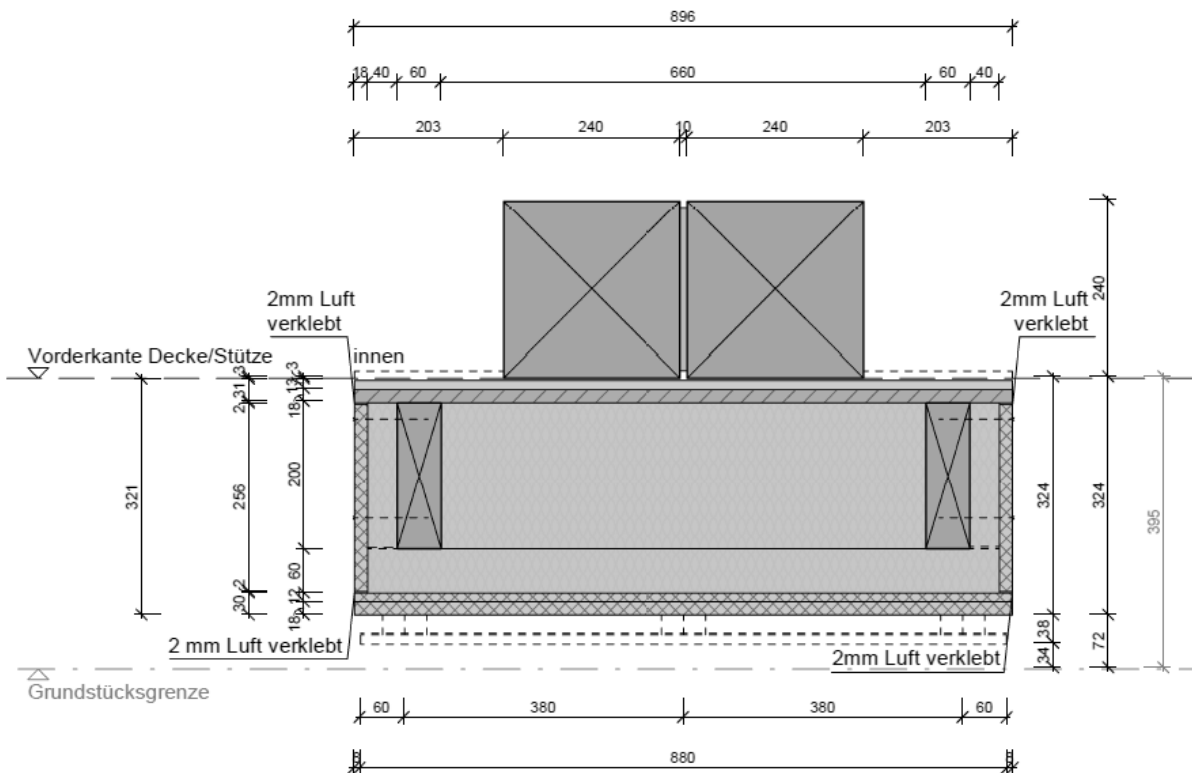


Abbildung 13: Horizontalschnitt Probekörper 5 Wand.

Immeuble «Sensations» in Strasbourg: 12-geschossiges Gebäude in Holz

Thomas Steuerwald
Ingenieurbüro «Ingénierie Bois»
Strasbourg, Frankreich



2 | Immeuble «Sensations» in Strasbourg: 12-geschossiges Gebäude in Holz | T. Steuerwald

Immeuble «Sensations» in Strasbourg: 12-geschossiges Gebäude in Holz

Vorbemerkung:

Ziel des Referats soll sein, die Entstehung und die Entwicklung der Konstruktion in Zusammenarbeit mit allen Projektbeteiligten aus der Sicht des Ingenieurs darzustellen.

1. Das Projekt



Bei dem Projekt „Sensations“ handelt es sich um einen Wohnblock, dessen Struktur auf einem massiven Erdgeschoss komplett in Holzbauweise errichtet wurde.

Sechs einzelne, durch Bewegungsfugen getrennte, Gebäude wurden errichtet. Das auf dem Bild im Vordergrund sichtbare Gebäude hat 11 Geschosse in Holzbauweise, dahinter liegen zwei Gebäude mit jeweils 8 Obergeschossen und dazwischen befinden sich drei Konstruktionen mit 3 beziehungsweise 4 Etagen.

Im Erdgeschoss befinden sich unterschiedliche Geschäftsräume, in den Etagen 146 Wohnungen mit insgesamt ca. 9150 m² Wohnfläche.

2. Entstehung und Entwicklung des Projekts

2.1. Idee und Wettbewerb

Seit einigen Jahren wird vom französischen Staat eine vermehrte Verwendung von Holzprodukten im Bauwesen gefordert, um umweltbewusster zu bauen und um die nationale Holzbaubranche voranzubringen. Parallel dazu wird auch bestrebt in der Privatwirtschaft den Einsatz von Holzkonstruktionen zu steigern.

Die Stadt Strasbourg hat seit 2010 ein Neubaugebiet mit Wohngebäuden in Holzbauweise projektiert und dieses in 4 Projekteinheiten aufgeteilt. Ab 2013 wurden durch Wettbewerbe die einzelnen Projekteinheiten an jeweils ein Team vergeben. Da es noch keine vergleichbaren Projekte in Frankreich gab, wurden Projekt-Teams gebildet bei denen möglichst viele Teilnehmer an den Planungs- und Konstruktionsabläufen beteiligt wurden. Außerdem wurde von der Stadt Strasbourg ein Expertengremium „Cercle de Qualité“ gebildet, das aus Mitgliedern von Fachorganisationen und Forschungseinrichtungen besteht und die verschiedenen Projekt-Teams beratend begleiten sollte.

Das Team, mit dem wir in den Wettbewerb gingen, bestand aus:

- Bauträger: Bouygues Immobilier,
- Generalunternehmer: Eiffage Construction,
- Prüfüngenieurorganisation: Socotec,
- Architekturbüros: KOZ aus Paris und ASP aus Saint Die des Vosges,
- Brettsperrholzhersteller: KLH,
- Ingenieurbüro für Holzbau: Ingénierie Bois,
- Sowie weitere Fachplaner für HLK, Elektrik und Akustik.

Das Konzept, mit dem unser Team den Wettbewerb gewann, beinhaltete:

- Ausschließlich Holzbau ab der Decke des Erdgeschosses,
- Mindestens 10 Stockwerke für das höchste Gebäude,
- Möglichst viele Sichtflächen in Holz,
- Gebäude mit Passivhausstandard,
- Dämmung soweit wie möglich mit natürlichen Materialien.

2.2. Beginn der Planungsphase

Nach dem Gewinn des Wettbewerbs und zu Beginn der Planungsphase stellte sich schnell heraus, dass vorrangig die konstruktiven Grundlagen festgelegt werden mussten, bevor andere Bereiche detailliert geplant werden konnten.

Unser Ingenieurbüro hatte schon bei einem anderen Wohngebäude mit bis zu 7 Stockwerken ohne massiven aussteifenden Kern Erfahrungen gesammelt und daher in der Wettbewerbsphase eine Konstruktion vorgeschlagen, bei der die Außenwände und die Decken in Brettsperrholz ausgeführt werden und die innenliegenden tragenden Achsen aus Brett-schichtholzstützen und -unterzügen bestehen.

Der Ort des Bauvorhabens, Strasbourg, befindet sich in der französischen Erdbebenzone 3 mit einem Referenzwert der Bodenbeschleunigung von $1,1 \text{ m/s}^2$. Mit der Erfahrung aus anderen Projekten wussten wir, dass die daraus resultierenden Horizontallasten in der Größenordnung von 3-5x größer als die anzusetzenden Windlasten sind. Daher war im ersten Schritt eine Konstruktion zu finden, mit der diese sehr großen Horizontallasten sicher aufgenommen und abgeleitet werden konnten.

Weitere wichtige, bei der Konzeption zu beachtende Punkte, waren:

Brandschutz

- REI 60 für die Tragkonstruktion
- Schwer entflammbare Oberflächen in Bereichen, die als Fluchtwege klassiert sind
- Nichtbrennbare Materialien für die Fluchttreppen

Akustik

- Da die Deckenunterseiten sichtbar bleiben sollten, mussten entsprechend aufwendige Details berücksichtigt werden

Setzungen und Setzungsdifferenzen

- Setzungen aus Querpressung, aus Feuchtigkeitsänderungen und Längenänderungen der Stützen und Wände unter Belastung waren zu berücksichtigen

Reproduzierbarkeit

- Das Konstruktionskonzept, Anschlüsse und Details sollten reproduzierbar sein, um auch bei andern Bauvorhaben verwendet werden zu können

Die aus dem gesamten Planerteam gebildete Arbeitsgruppe entwickelte verschiedene mögliche Konstruktionen, die auf ihre statische Sinnhaftigkeit, Montagefreundlichkeit und Wirtschaftlichkeit untersucht wurden. Diese werden kurz vorgestellt:

Horizontale Struktur

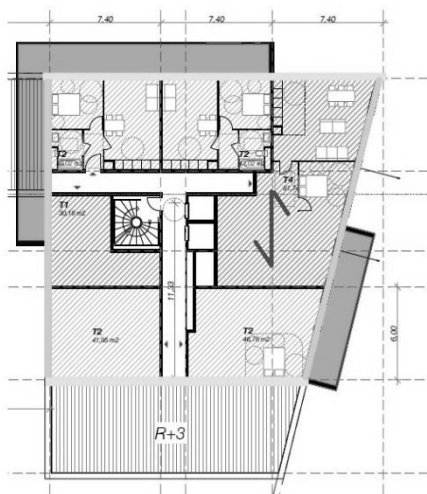
Von vornherein war klar, dass die Decken in Brettsperrholz ausgeführt werden. Sie sind als steife Scheibe ausgebildet, um die Horizontallasten in die vertikal aussteifenden Elemente zu übertragen.

Da die Untersicht der Decken sichtbar bleiben soll und um die Schallschutzanforderungen zu erfüllen, werden alle Deckenelemente als Einfeldträger ausgebildet und an den Auflagern werden Dämmstreifen untergelegt.

Die Brettsperrholzdeckenelemente werden zur Vermeidung von Setzungsverformungen seitlich an den Wandelementen auf Auflagerschwellen befestigt, die Brettchichtholzunterzüge werden zwischen den Stützen mit eingeschlitzten Balkenschuhen angeschlossen.

Vertikale Struktur, Version 1

- Innenwände Brettsperrholz, geschosshoch
- Außenwände Pendelstützen und Unterzüge in Brettchichtholz, ausgefacht mit Holzrahmenwänden

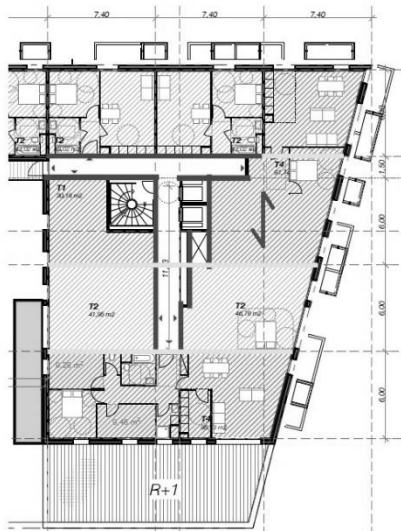


Legende:

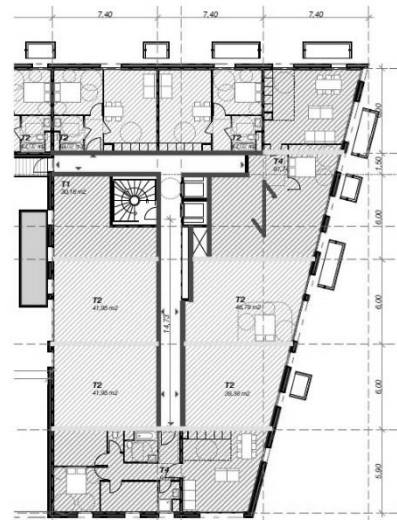
Holzrahmenbau

Pendelstützen und Unterzüge BSH

Tragrichtung der Decken



1. OG



2. OG

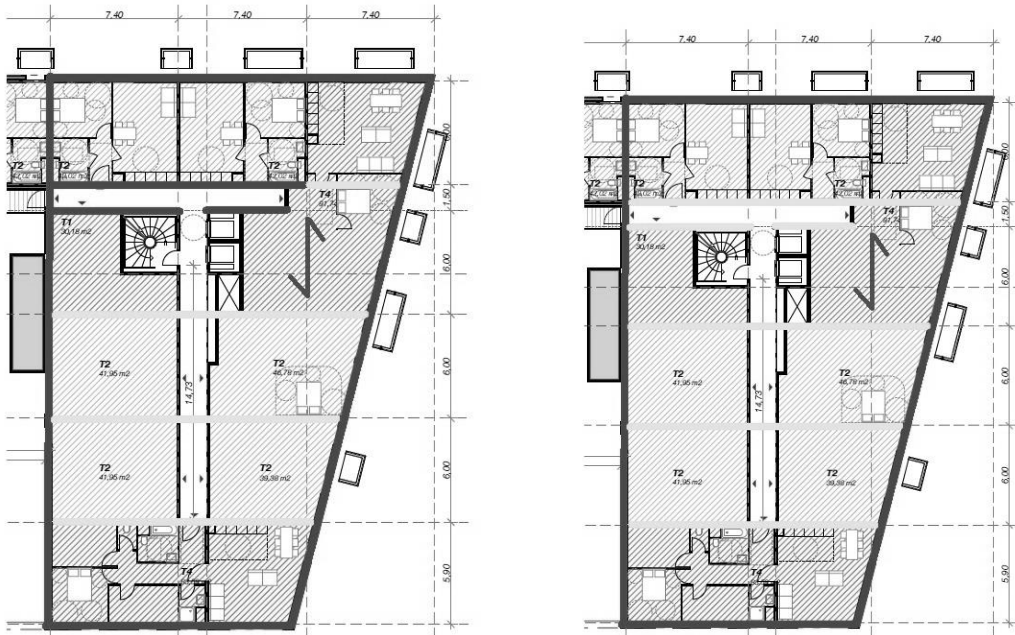
Prinzip für die Übertragung der Horizontallasten zwischen den Geschossen:



Verzahnung in den Scherfugen zwischen den geschosshohen Wandplatten

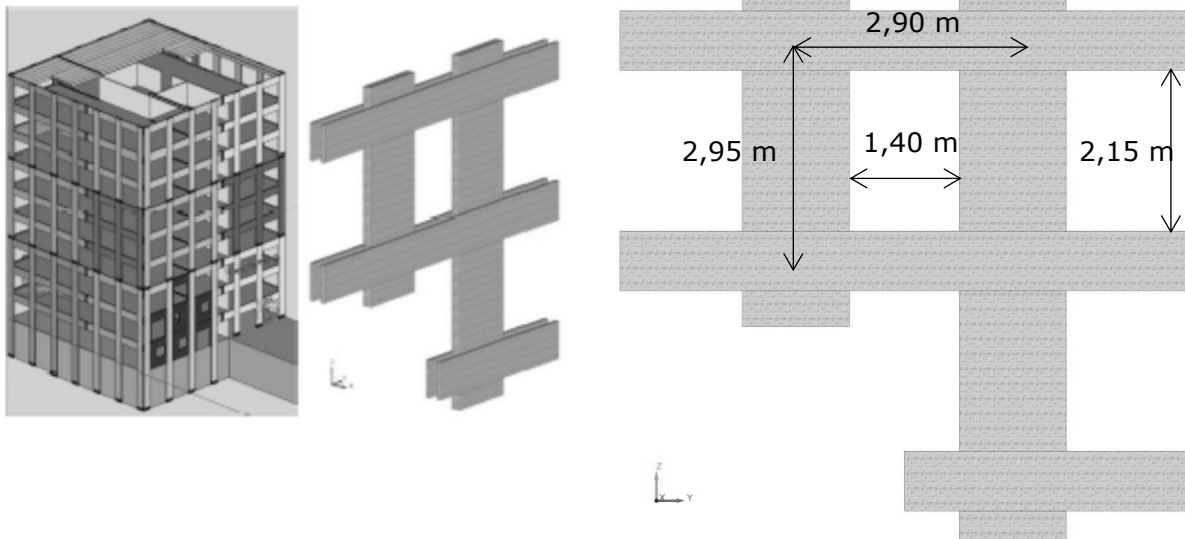
Version 2

- Außenwände + einige Innenwände in Brettsperrholz
- Restliche Tragachsen mit Pendelstützen und Unterzügen in Brettschichtholz



Version 3

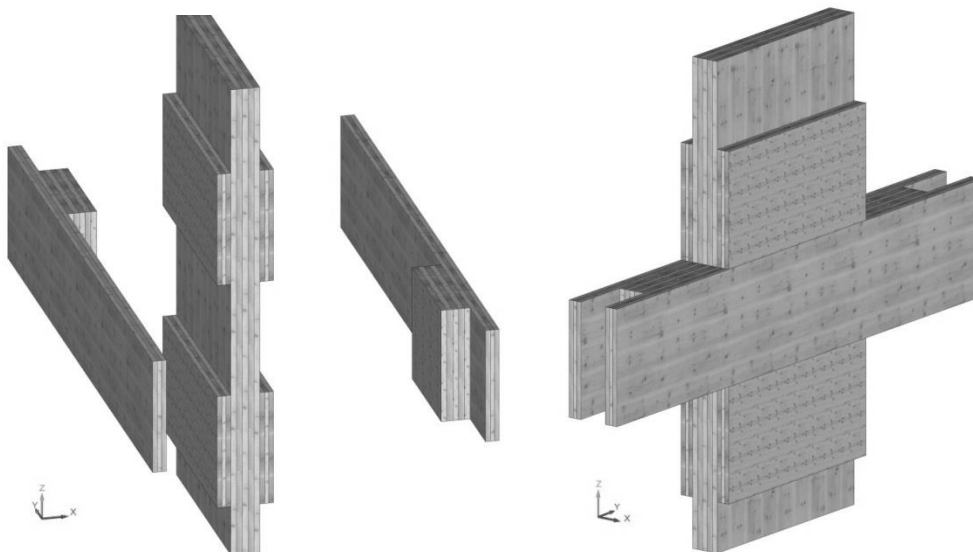
- Aussteifung in den Fassaden mit langen, durchlaufenden und sich kreuzenden Brettsperrholzplatten



Überlegungen zur Herstellung von großflächigen BSP-Wänden

Verschiedene Möglichkeiten der Kraftübertragung in den Kreuzungspunkten zwischen den horizontalen und den vertikalen Brettsperrholzelementen wurden untersucht:

- Verleimung
- Mit mechanischen Verbindungsmitteln: Stabdübel, Bolzen oder „Bulldog“-Dübel
- Oder mit Kontaktpressung



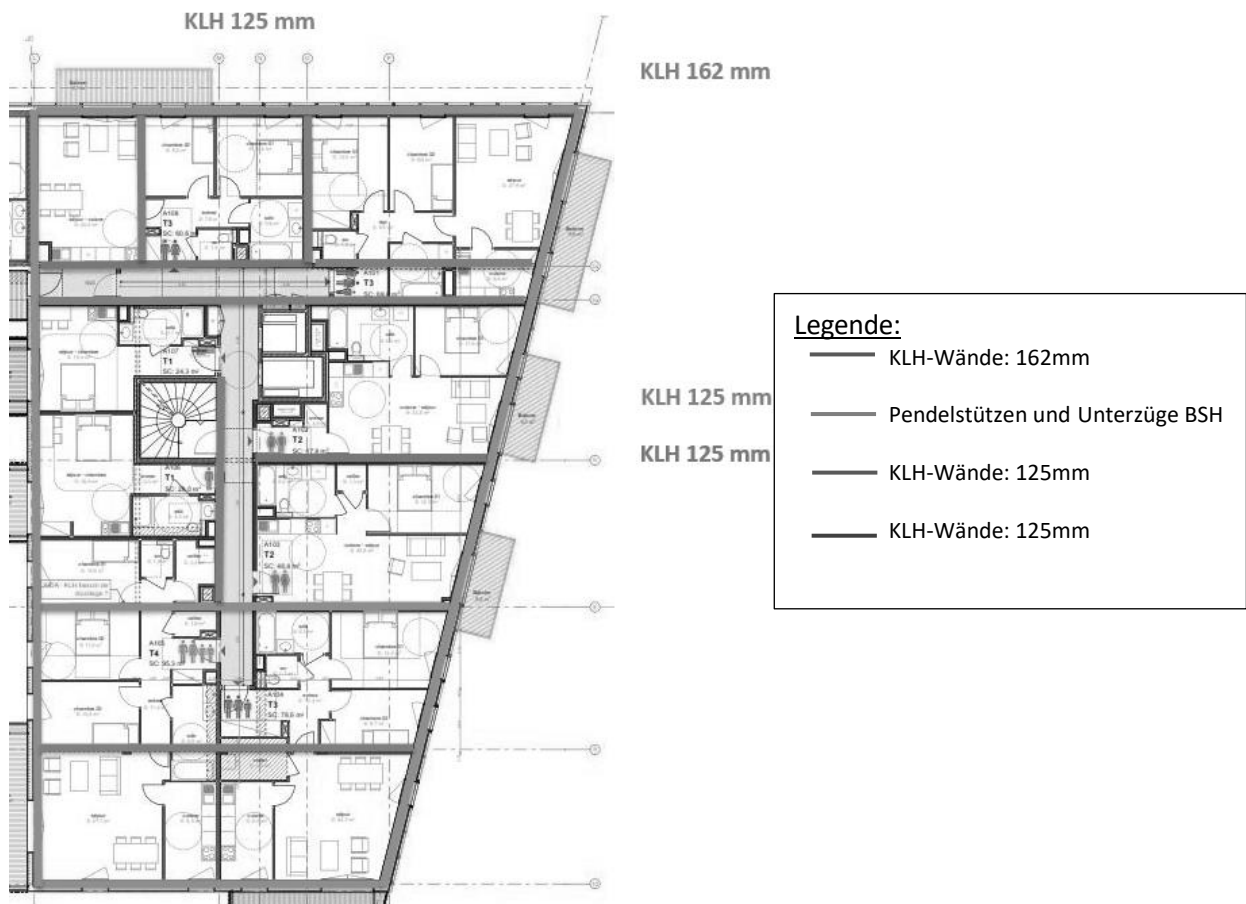
Kraftübertragung zwischen vertikalen und horizontalen Elementen durch Kontaktpressung

Letztendlich und nach Abwägung aller Vor- und Nachteile der einzelnen Versionen wurde die **Version 2:**

- Außenwände + einige Innenwände in Brettsperrholz
- Restliche Tragachsen mit Pendelstützen und Unterzügen in Brettschichtholz

Als vertikales Tragsystem festgelegt.

Beispiel: 1. OG bis 3. OG



3. Weitere Planungsschritte

3.1. 3D-Modellierung

Die gesamte Tragkonstruktion wurde mit dem Rechenprogramm RFEM räumlich modelliert. KLH stellte die Steifigkeitsmatrizen für die Brettsperrholzelemente zur Verfügung. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel wurde für alle Anschlüsse und für alle Kontakt-fugen modelliert. Das 3D-Modell wurde dann mit allen Lasten und Lastfallkombinationen durchgerechnet. Nach den ersten funktionierenden Rechendurchläufen wurden die kritischen Stellen verstärkt; diese lagen vor allem im Bereich von Öffnungen in den aussteifenden Wänden.

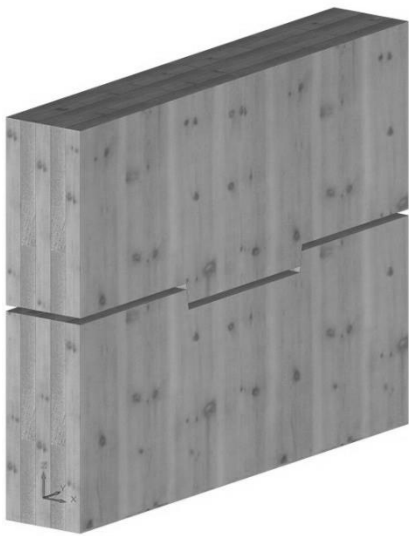
In einer ersten Phase wurden die 3D-Modelle für die kompletten Holztragkonstruktionen erstellt und optimiert. In einer zweiten Phase wurden in den Modellen auch die Massivbauteile, das heißt das Erdgeschoss, die Fundamente und die Bohrpfähle eingepflegt und dann die Gesamtkonstruktion optimiert.

Die 3D-Modellierungen waren sehr aufwendig und benötigten einige Zeit, bis sie fehlerfrei liefen und plausible Ergebnisse lieferten. Trotzdem waren sie sinnvoll auch aus wirtschaftlicher Sicht, da durch die zahlreichen Dämpfungen in der Konstruktion vor allem die Horizontalkräfte aus Erdbeben beträchtlich (Größenordnung ca. 50%) verringert wurden. Dadurch konnten vor allem die ursprünglich geplanten Anschlüsse vereinfacht und die Bohrpfähle optimiert werden.

3.2. Konstruktive Optimierungen

Vor allem die Verringerung der ursprünglich händisch und mit vereinfachten Berechnungen geschätzten Horizontallasten ermöglichte einige konstruktive Optimierungen:

- Die Anzahl der aussteifenden Innenwände konnte minimiert werden
- Die Wände in den Zwischenbauten (4- und 5-Geschosser) wurden in Holzrahmenbau anstatt in Brettsperrholz ausgeführt.
- die aufwendigen herzustellenden und materialintensiven Verzahnungen konnten durch Anschlüsse mit Lochblechen und Winkeln ersetzt werden
- Im den ersten Entwürfen war geplant, an der Außenseite der Fassaden über die ganze Höhe des Gebäudes Zugstangen in der Dämmung vorzusehen, um ein Kippen des Gebäudes im Erdbebenfall zu verhindern. Stattdessen konnten in der endgültigen Version hauptsächlich innenliegende Winkelprofile verwendet werden.



Ursprüngliches Konzept «Verzahnung»



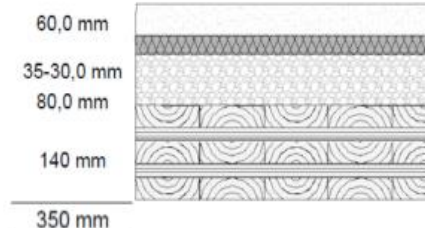
Realisierte Verbindungen mit Winkelprofilen und Lochblechen

3.3. Konzept für Schalldämmung

Wie schon am Anfang erwähnt, war ein wichtiges Kriterium im Wettbewerb, möglichst viel Holz im fertigen Bauwerk zu zeigen. Daher war geplant, alle Unterseiten der Brettsperrholz-Deckenelemente sichtbar zu lassen. Folgende Maßnahmen sind dazu erforderlich:

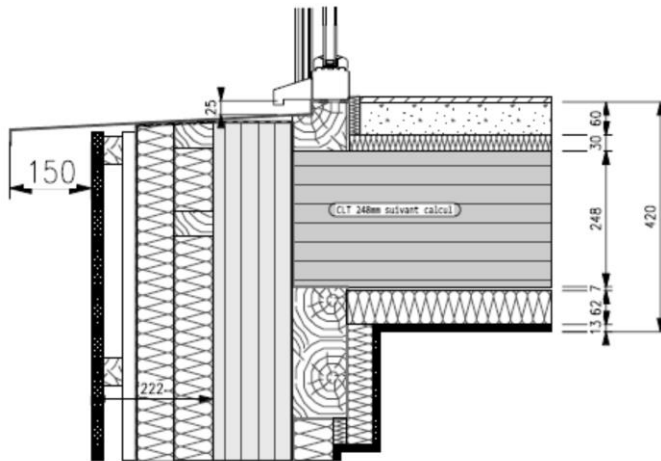
- Ein erhöhter Aufwand zum Schutz der Sichtflächen
- Der komplette Schallschutz muss auf den Deckenelementen stattfinden, mit einem mehrschichtigen Deckenaufbau, der hier in seiner ursprünglich geplanten Ausführung dargestellt ist.
- Zur Vermeidung von Flankenübertragung müssen in allen Kontaktfugen Schalldämmstreifen eingelegt werden.
- Es dürfen keine Deckenelemente über mehrere Wohneinheiten durchlaufen.

Chape ciment
 Résilient phonique Floorrock
 $S' \leq 12 \text{ MN/m}^3$
 Remplissage Gravier 4/8
 1600 kg/m^3
 Plancher KLH



Die Mehrkosten für diese Maßnahmen wurden vom Generalunternehmer auf mehr als 500.000 € geschätzt. In Absprache mit der Stadt Strasbourg und mit dem Bauträger wurde daher das Konzept für die Schalldämmung geändert und unter den KLH-Deckenelementen federnd abgehängte Gipskartondecken mit Schalldämmmatten vorgesehen. Dadurch waren folgende kostensparende Änderungen möglich:

- einfacherer Deckenaufbau
- Entfall der Schalldämmstreifen
- Ausbildung der Deckenelemente als Mehrfeldträger und Reduzierung der Brettsperrholzdicke



Regeldetail für Anschluss Decke an Wand

4. Sonstiges

4.1. Prüfindenieurbüro

Die Firma Socotec war mit der Prüfung des Bauvorhabens betraut. Da bisher noch kein vergleichbarer Holzbau in Frankreich errichtet wurde, waren die bei Socotec mit dem Objekt betreuten Ingenieure sehr zurückhaltend in ihrer Beurteilung der Realisierbarkeit, teilweise standen sie der Planung auch ablehnend gegenüber. Der regional zuständige Ingenieur war von Anfang an in die Konzeption und Planung mit einbezogen. Trotzdem waren mehrere Reisen in die Zentrale von Socotec nach Paris und viele Besprechungen in Strasbourg erforderlich, um der Prüfbehörde darzustellen, dass das Projekt „Hand und Fuß“ hat und mit den bestehenden Normen und Vorschriften gebaut werden kann.

Da es kein vergleichbares Referenzobjekt gab, verlangte Socotec, dass für verschiedene Punkte der Holzbaukonzeption eine Zulassung im Einzelfall beantragt wird, und zwar für:

- Die Funktion der Deckenscheibe als steife, aussteifende Scheibe
- Die Steifigkeitsmatrizen der Brettsperrholzquerschnitte
- Die Funktionsweise der 3D-Berechnung
- Verschiedene von uns ursprünglich vorgeschlagene Anschlüsse

Im Verlauf der Planung konnten die meisten grundsätzlichen Bedenken ausgeräumt werden, jedoch beauftragte Socotec eine

4.2. Gegenberechnung

Mit dieser Gegenberechnung wurde ein Ingenieurbüro betreut, das hauptsächlich Massivbauten bearbeitet und ein 3D-Modell mit dem Rechenprogramm ROBOT erstellte. Die Elementsteifigkeiten und die Nachgiebigkeit in den Stößen bekam das Ingenieurbüro teilweise von uns geliefert. Die Ergebnisse der Gegenberechnung differierten nicht mehr als 5 - 10% von den von uns ermittelten Werten, so dass das von Ingénierie Bois vorgeschlagene Berechnungs- und Bemessungskonzept von Socotec akzeptiert wurde.

4.3. Brandversuch

Zur Überprüfung der Brandsicherheit der Fassade wurde ein Brandversuch durchgeführt, bei dem zwei Stockwerke in realer Größe und mit allen Wand- und Deckenelementen aufgebaut werden. Im unteren Stockwerk wird ein Normbrand entzündet und das Brandverhalten sowie der Brandüberschlag in das obere Stockwerk werden getestet.

Dabei ergab sich, dass die geplante Konstruktion die Funktion REI 60 ohne Einschränkung erfüllt. Bei dem Fassadenaufbau waren jedoch Änderungen erforderlich: Die Außendämmung mit Holzfaserplatten musste ersetzt werden durch eine Steinwolldämmung. Und es erwies sich als erforderlich, die horizontalen Bleche massiv zu verstärken, die an der Außenfassade den Brandüberschlag verzögern sollen.



5. Einige Zahlen, Schlussbetrachtung



Aktuelles Bild von der Webcam (20.10.2018):

Einige Zahlen zu dem Projekt „Sensations“:

- ca. 19.000 m² Brettsperrholzelemente
- ca. 140 m³ Brettschichtholz
- Insgesamt 3.000 m³ Brettschichtholz und Brettsperrholz
- ca. 49 t Stahlteile und Profilstahl
- ca. 231.000 Schrauben und Nägel
- Montagedauer 3½ Monate (Mitte Januar bis Ende April 2018)
- ca. 4.000 Stunden Ingenieurleistung in der Planung

Zahlen aus einer Vergleichsberechnung zwischen der realisierten Holzkonstruktion und der gleichen Konstruktion in Stahlbeton:

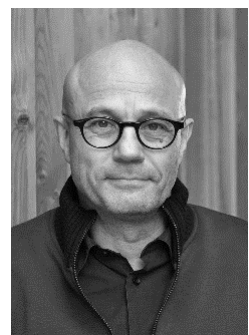
- 790 to CO₂ in der Bauphase gespart mit der Holzkonstruktion
- 560 to CO₂ während einer 50-jährigen Lebensdauer der Holzkonstruktion gespart
- 1044 to CO₂ während der Dauer des Projekts in der Holzkonstruktion gespeichert
- ca. 14 Mio. KWh Primärenergie während der Lebensdauer des Projekts gespart
- ca. 300.000 KWh Primärenergie beim Abbau der Konstruktion am Ende der Lebensdauer gespart

Inzwischen ist die Konstruktion komplett montiert. Die Wohnungen sind fast alle verkauft und die ersten Wohnungen werden im Frühjahr 2019 bezogen.

Wir haben während der Entwicklung dieses Projekt viel gelernt und konnten seitdem die gemachten Erfahrungen auch bei weiteren größeren Wohnbauprojekten erfolgreich einsetzen.

SKAIO Heilbronn, das erste Holz-Hochhaus in Deutschland – Erfahrungen und Zusammenspiel von Planung und Bau

Univ. Prof. Tom Kaden
TU Graz
Kaden + Lager GmbH
Graz, Österreich



SKAIO Heilbronn, das erste Holz-Hochhaus in Deutschland – Erfahrungen und Zusammenspiel von Planung und Bau

1. Städtebau



2. Gebäude

Im Rahmen der Stadtausstellung Neckarbogen ist das Gebäude «SKAIO» Teil des gemischten Baublock J. Gemischt sowohl hinsichtlich der Architektur als auch der vorgesehenen Zielgruppen. Es entstehen insgesamt acht individuelle, jedoch über einen gemeinsamen Innenhof und eine gemeinsame Tiefgarage verbundene Gebäude.

SKAIO enthält neben Gewerbe- und Nebenräumen im Erdgeschoss 60 Wohneinheiten, die zur Miete angeboten werden. In vier davon sind zusätzlich Wohngemeinschaften der Aufbaugilde und der Offenen Hilfe angesiedelt, hier entsteht Wohnraum für bedürftige Menschen. Rund die Hälfte der übrigen Wohnungen soll von der Investitionsbank Baden-Württemberg als Sozialwohnungen gefördert werden.

Das Erdgeschoss bietet Raum für alle Bedürfnisse der alltäglichen An- und Abreise: Fahrradstellplätze sind in großer Zahl und vor allem sicher im Gebäude verfügbar, zudem werden Abstellflächen für Kinderwagen und Rollstühle vorgesehen.

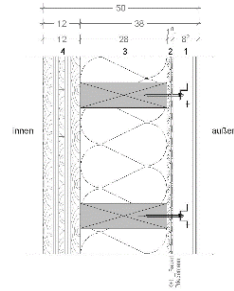
Die im Standard kleinteiligen 1 bis 2-Zimmer-Wohnungen werden über das innen-liegende Sicherheitstreppenhaus erschlossen, sind zwischen 40 und 70m² groß und können Dank des Gebäudekonzeptes je nach Bedarf zusammengeschaltet werden. Alle Wohnungen verfügen über eine Loggia bzw. große, bodentiefe Fenster. Eine der Wohngemeinschaften im 6.OG hat direkten Zutritt auf eine Dachterrasse auf dem westlichen Teil des Gebäudes, auf dem Dach des zehnten Geschosses gibt es eine gemeinschaftliche Dachterrasse für alle Bewohner.

Das Gebäude «SKAIO» wird als Hybridkonstruktion ausgeführt. Der Werkstoff Holz wird den überwiegenden Teil der Konstruktion ausmachen, das Treppenhaus und das Sockelgeschoss werden aus Stahlbeton gefertigt. Damit entsteht in Heilbronn mit SKAIO das höchste Haus in Holzbauweise Deutschlands mit 34m Höhe.

Das Hochhaus SKAIO markiert während der BuGa 2019 den Eingang auf das Gelände der Gartenschau. Mit seinen zehn Geschossen bildet es einen der drei Hochpunkte in der näheren Umgebung.

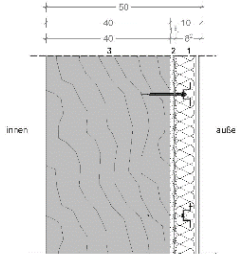


- AW1 Außenwand 2-9 OG Brettsplitz
- (von außen)
- 1 Außenwandbekleidung, Aluminium-Glasteiche 4mm endbehandelte Oberfläche, gem. Farb-Materialkonzept Einhängesicherung z.B. Agrifensystem vertikale Unterkonstruktion (verstellbar) Winddichtheitsebene sd=0,0m d = 82mm
 - 2 Gipsfaserplatte 18mm, A2, Fermacell o.glv. d = 18mm
 - 3 Dämmung WLG 035 MW W4, A1, Rocwool Flexrock o.glv. inkl. Ständerwerk als Abschlanker. KVH N4, 8/23cm o.glv. d = 282mm
 - 4 Brettsplitzholz, mind. 5-lagig gem. Angabe Statik d = 120mm

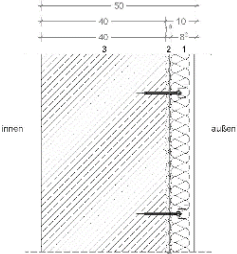


Hilfsrost Die Hilfsrostbohle ist nicht vollständig eingepreist. Planen Sie diese Maßnahme abzusichern! (Projektstand)

- AW20 Außenwand 2-9 OG Holzstützen
- (von außen)
- 1 Außenwandbekleidung, Aluminium-Glasteiche 4mm endbehandelte Oberfläche, gem. Farb-Materialkonzept Einhängesicherung z.B. Agrifensystem vertikale Unterkonstruktion (verstellbar) Winddichtheitsebene sd=0,0m d = 82mm
 - 2 Gipsfaserplatte 18mm, A2, Fermacell o.glv. d = 18mm
 - 3 Holzstütze 40x40cm, BS-H Sl, GL24h d = 400mm



- AW21 Außenwand 2-9 OG Betonstützen
- (von außen)
- 1 Außenwandbekleidung, Aluminium-Glasteiche 4mm endbehandelte Oberfläche, gem. Farb-Materialkonzept Einhängesicherung z.B. Agrifensystem vertikale Unterkonstruktion (verstellbar) Winddichtheitsebene sd=0,0m d = 82mm
 - 2 Dämmung d = 80mm WLG 035 MW W4B, A1 d = 18mm
 - 3 Gipsfaserplatte 18mm, A2, Fermacell o.glv. d = 400mm



Aufbau neu erfasst

AW1 & AW20 & AW21
 PKB Info Proben: 14.03.2018
 Letzte Info: 18.03.2018
 Entwurf: 01.06.2018
 PKB Info Proben: 14.03.2018
 Letzte Info: 18.03.2018
 Entwurf: 01.06.2018

Planung: gfr, h, m, v, w, z
 gfr, h, m, v, w, z
 gfr, h, m, v, w, z
 gfr, h, m, v, w, z

Die Holzkonstruktionen für Baubauwerke...
 Die Holzkonstruktionen für Baubauwerke...
 Die Holzkonstruktionen für Baubauwerke...

Wohnhaus J1 - Neckerbogen Heilbronn

Ausführungsplanung

NB1-A08-601-W09 - Wandaufbauten außen 2.-9.OG

Skizze
 Stadtplanung Heilbronn GmbH
 Heilbronn
 07141 88310
 info@stl.de
 www.stl.de

KADEN | LAGER

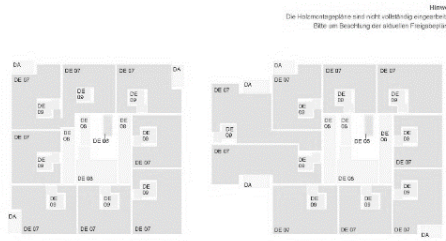
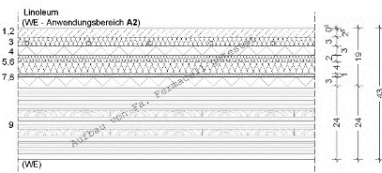
PROJEKT J1	PROJEKT 1:10
JAHRES 2005	REVISIONS IE
DIN 05	BRUNNEN DIN A3
DIGITALISIERUNG 18.01.2017	REDAKTION 12.07.2018

Allplan 2016

HWB = 297 / 420 (0.12m³)



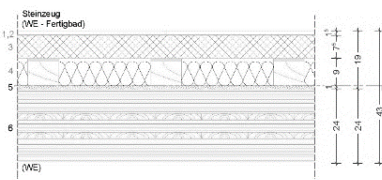
- DE 07 2-9 OG Geschosdecke WE - WE d = 430 mm
- 1 Bodenbelag (Linoleum) d = 5 mm
 - 2 Trockenschicht d = 25 mm
 - 3 Estrich FerraCell 2E22 d = 30 mm
 - 4 Flächenheizung mit HoFa Hersteller TRS HF 30-16 AB Abstellraum mit Holzschürhürnplatte o. FBH d = 30 mm
 - 4 Wabenschüttung FerraCell Wabenschüttung + FerraCell Edlich Wabe gen. 4108-10; DEO-ds, VMLG D49 Schneider Floor 220 d = 20 mm
 - 6 Holzfaserdämmung gen. 4108-10; DEO-ds, VMLG D49 Schneider Floor 220 d = 40 mm
 - 7 Gipsfaserplatte als Rauchdichtheitschicht gen. DIN EN 13501-1; A2 nicht brennbar d = 10 mm
 - 6 Wabenschüttung FerraCell Wabenschüttung + FerraCell Edlich Wabe als Installationsebene d = 30 mm
 - 9 Brettsperrholz gem. Statik d = 240 mm



Hinweis: Die Holzmittelstücke sind nicht vollständig eingezeichnet. Bitte um Beachtung der vertikalen Maßangaben.

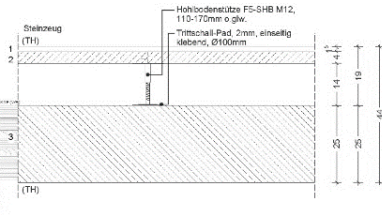
8-9 OG Bodenaufbauten (hier 8 OG) 2-5 OG Bodenaufbauten (hier 3 OG)

- DE 09 2-9 OG Geschosdecke Fertigbad d = 430 mm
- 1 Bodenfliesen (Steinzeugfliese) d = 13 mm
 - 2 Kleber für Fliesen + Isolation d = 2 mm
 - 3 Sa-Bläselboden d = 75 mm
 - 4 Unterlageplatte (Holzbohlen + Regioform 220+) d = 90 mm
 - 5 MFA-Dämmung 80 mm d = 10 mm
 - 6 Gipsfaserplatte als Rauchdichtheitschicht gen. DIN EN 13501-1; A2 nicht brennbar d = 10 mm
 - 8 Brettsperrholz gem. Statik d = 240 mm

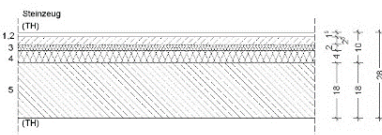


Dämmung ergänzt

- DE 06 2-9 OG Geschosdecke TH - TH d = 440 mm
- 1 Bodenbelag (Steinzeugfliese) d = 15 mm
 - 2 Trockenschicht FerraCell 2E22 o. glv. d = 40 mm
 - 3 Holzfaserdämmung gen. 4108-10; DEO-ds, VMLG D49 d = 140 mm
 - 3 Stahlbeton gem. Statik d = 250 mm



- DE 06 2-9 OG Podest TH - TH d = 280 mm
- 1 Bodenbelag (Steinzeugfliese) d = 15 mm
 - 2 Trockenschicht FerraCell 2E22 o. glv. d = 25 mm
 - 3 Holzfaserdämmung gen. 4108-10; DEO-ds, VMLG D49 d = 20 mm
 - 4 Holzfaserdämmung gen. 4108-10; DEO-ds, VMLG D49 d = 40 mm
 - 5 Stahlbeton gem. Statik d = 180 mm



H/B = 297 / 420 (0.12m²)

Allplan 2015



5000+ 136.00 m² NBN
 Alle Höhenangaben beziehen sich auf 10.00 + CHFF
 Linde Höhenmarkte weichen sich auf 0.077
 Die Höhen der Stützstrukturen (MG) geben immer die tatsächliche Höhe an, wenn nicht besonders angegeben. Balkenabstände 13 mm.
 Planung gilt nur in Verbindung mit gültiger Statik, gültiger TGA-Planung, gültiger Ankerankerplanung, gültigen Erdbebenunterlagen, gültigen Brandschutzunterlagen, gültigen Sanitär- und Heizungsunterlagen, gültigen Elektro- und Telekommunikationsunterlagen, gültigen Sonderanforderungen.
 Die Fertigungsbedingungen und bauphysikalischen Anforderungen an Konstruktion und Ausführung sind von Unternehmer verbindlich nachzuprüfen.
 Ebenso die Übereinstimmung der vom Planer angegebenen Zweigwerke, Statik, Sanitär, Lüftung, etc. mit der Bauausführung ist vom Unternehmer zu prüfen.
 Alle Maße sind vor Ort zu prüfen.

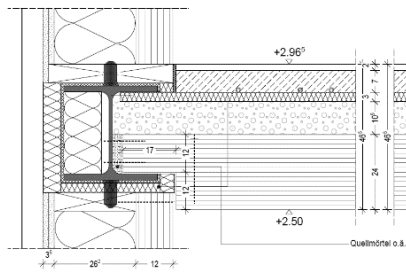
PROJEKT
 J1
 PLANUNG
 2004
 09
 AUSGEBEN
 18.01.2017

VERGEBER
 110
 12.07.2018

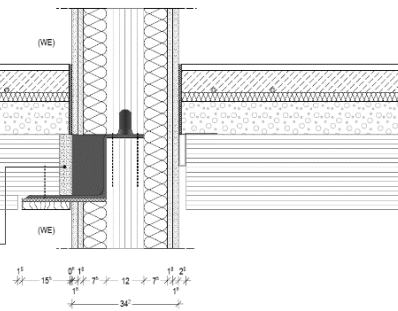
PROJEKT
 1:10
 13.03.2017
 IE
 KADEN+LAGER
 DIN A3
 11.08.2018
 12.07.2018

PROJEKT
 1:10
 13.03.2017
 IE
 KADEN+LAGER
 DIN A3
 11.08.2018
 12.07.2018

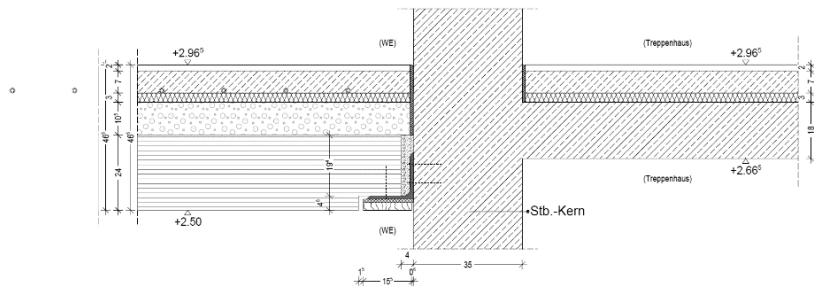
11-D-13.1 Anschluss Decke DE 01 / Aussenwand AW 01 - Stahlträger

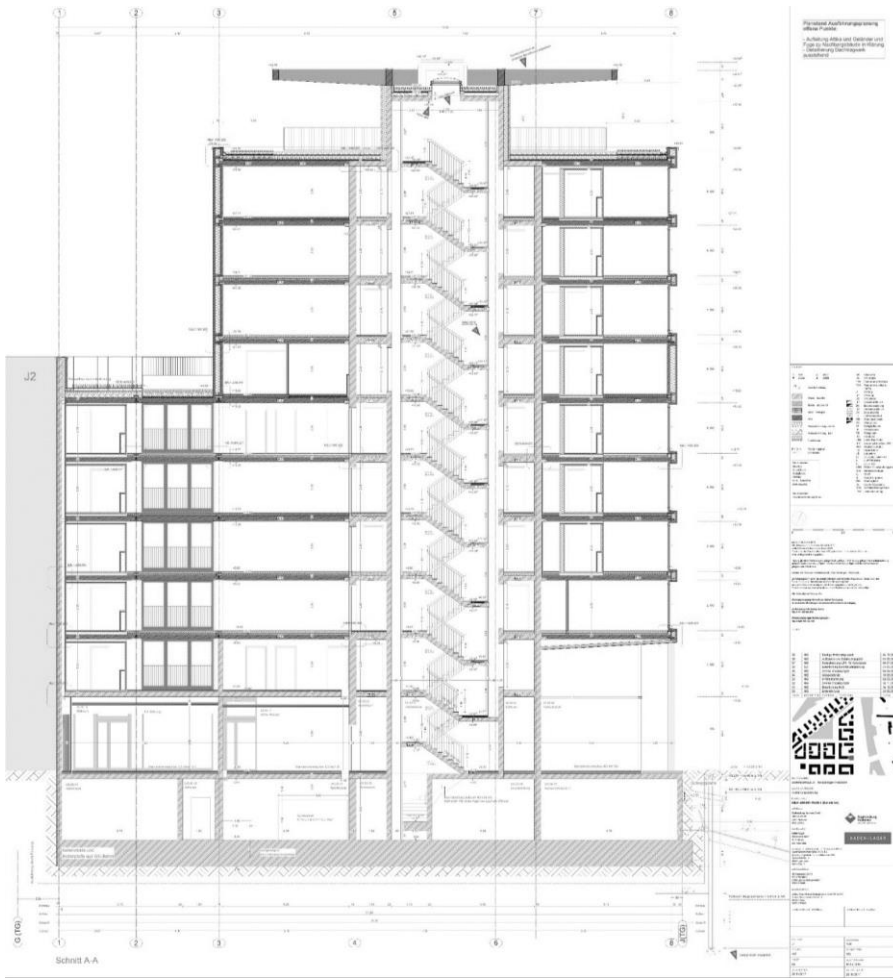


J1-D-13.3 Anschluss Decke DE 01 / Tragende Innenwand



J1-D-13.7 Anschluss Decke DE 01 / Treppenhaukern





SKAIO Heilbronn, das erste Holz-Hochhaus in Deutschland – Erfahrungen und Zusammenspiel von Planung und Bau

Anders Übelhack
Züblin Timber GmbH
Aichach, Deutschland



SKAIO Heilbronn, das erste Holz-Hochhaus in Deutschland – Erfahrungen und Zusammenspiel von Planung und Bau

1. Zusammenspiel: Schnittstelle Planung und Bau

Jeder im Bau tätig kennt das Thema: Wie gehen wir mit den unterschiedlichen Zielsetzungen der Beteiligten um und wie schaffen wir eine Basis für eine gute Zusammenarbeit und damit für ein erfolgreiches Projekt?

Aufgrund unterschiedlicher Interessen wird häufig gegeneinander statt miteinander gearbeitet. Es entstehen Ineffizienzen, die das Projektziel gefährden.

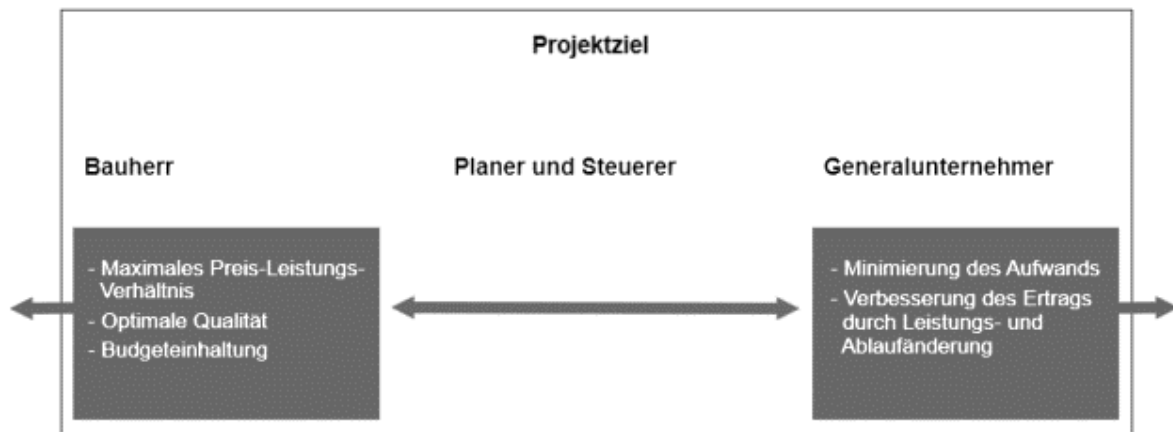


Abbildung 1: Unterschiedliche Zielsetzungen der Beteiligten (© Ed Züblin AG)

Um mit diesen unterschiedlichen Zielsetzungen gut umzugehen ist gegenseitiges Verständnis, Akzeptanz und Vertrauen mit Hilfe einer anständigen Kommunikation nötig.

Im Weiteren liegt die Lösung zunächst in einer klaren Definition der Aufgaben und Einhaltung der Regeln. Das Zusammenspiel wird in der Folge noch besser, wenn man nach gewachsenem Vertrauen von starren Regeln abweicht und festlegt, wer welche Aufgabe optimalerweise übernimmt.

Beim SKAIO hat dieses Zusammenspiel sehr gut funktioniert:

- Die Leistungsphase 5 sollte nach Leistungsbeschreibung der Generalunternehmer übernehmen, wurde dann jedoch direkt vom Bauherren an die Planer beauftragt
- Details wurden in enger Kooperation Architekt mit Generalunternehmer ausgearbeitet
- erforderliche Teilbaugenehmigungen wurden gemeinsam erwirkt
- Klärungen der Fachplanungen z.B. zum Brandschutz wurden in Abklärung mit Feuerwehr und Herstellern gemeinsam erarbeitet

Der Bauherr des SKAIO die Stadsiedlung Heilbronn GmbH als städtische Wohnungsbau-gesellschaft hat folgende Tätigkeitsfelder, die auf den ersten Blick nicht direkt ein Holz-hochhaus zur Folge haben:

- Wohnraumversorgung für breite Schichten der Bevölkerung
- Stadtentwicklung und Quartiersumbau
- Entwicklung von Bildungsinfrastruktur
- Unterstützung der städtischen Wirtschaftsförderung
- Projektentwicklung und Projektsteuerung für Dritte

Für das Projekt SKAIO ist die Stadtsiedlung bewusst neue Wege gegangen und hat z.B. mit Ihren Ansätzen zu «Raumluftqualität», «Cradle to Cradle» oder «Materialqualitäten» den Planern und Ausführenden hohe Anforderungen gestellt und ein klares Statement zur Zielsetzung des Projektes abgeben. Die Festlegung einer übergeordneten Zielsetzung ist für jedes Projekt von großer Bedeutung, damit wiederum alle (Bauherr, Planer und Ausführende) gemeinsam «an einem Strang» zu ziehen.



„Leuchtturm“

„Smart Price“

„Pragmatisch“

Abbildung 2: Unterschiedliche Zielsetzungen für Projekte im mehrgeschossigen Holzbau
(Quellen: Stadtsiedlung Heilbronn, IFUH Berlin, Head Corporate Advisor GmbH)

2. Erfahrung: Planung und Bau

2.1. Konstruktion und Bauablauf

Die Herausforderung im Bau lag beim SKAIO in der Kombination von Stahlbetonkern, Stahlbau und Holzbau im Umgang mit Toleranzen sowie Bau-/Montageabläufen. Die Erstellung eines (oberen) Geschosses erfolgte in 5 Tagen – teilweise im 3-Schichtbetrieb.

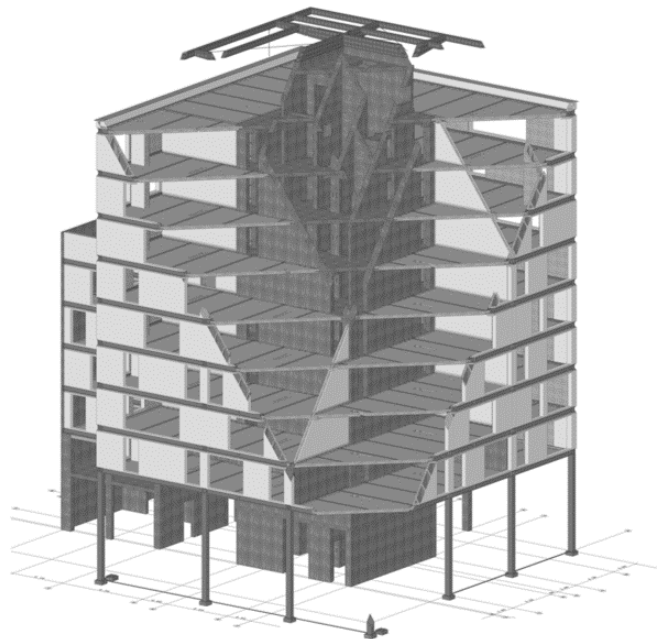


Abbildung 3: 3-D-Konstruktionsmodell (Quelle: Ingenieurbüro von Fragstein, Landau)

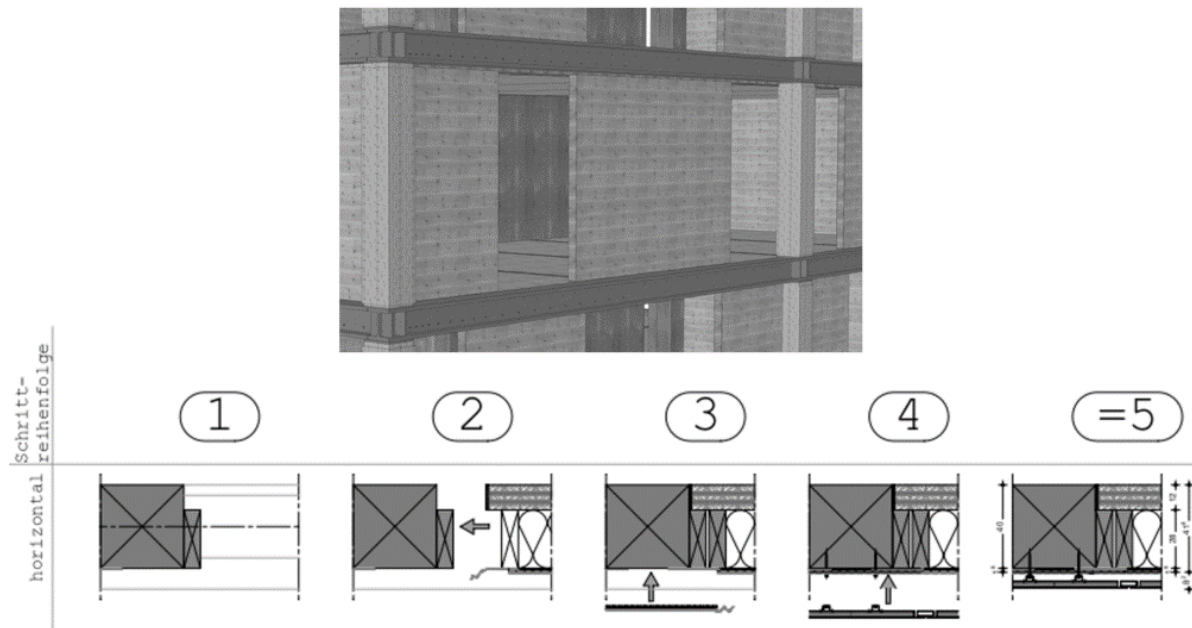


Abbildung 4: schematischer Bauablauf (Darstellung: Kaden und Lager, Berlin)

2.2. Badmodule

Die Frage nach der Tiefe der Vorfertigung in 2-D-Elementen, 3-D-Modulen oder 5-D-BIM ist derzeit eine der intensivsten Diskussionen in der (Holz-)Bauwelt. Im Projekt Skaio wurden vorgefertigte Badmodule eingesetzt. Ein Teil davon wurde als Prototyp im Werk von Züblin Timber in Aichach gefertigt. Der Einbau erfolgte im Zuge der Rohbauarbeiten.



Abbildung 5: Badmodule mit Wänden aus Holz-Verbundwerkstoff

Eigenschaften Badmodule von Züblin Timber:

- 40 % Gewichtsreduzierung durch Verbundwerkstoff der Wände, ca. 1,9 t
- Option vorinstallierter Schacht mit F 90 Schott zur Decke
- Extrem geringe Toleranzen für optimierte Installation und hohe Qualität
- Zeit zwischen Planfestlegung und Auslieferung ca. 3 Monate

2.3. Erstellung nach der LEAN-Methode

Der Begriff LEAN wurde in der Automobilindustrie geprägt; Auszug WIKIPEDIA:

Schlanke Produktion als Übersetzung von *englisch* «Lean Production» und «Lean Manufacturing» bezeichnet ursprünglich die von *Womack/Jones/ Roos* in deren *MIT-Studie* (1985 bis 1991) bei japanischen *Automobilherstellern* vorgefundene, systematisierte *Produktionsorganisation*, welche der in den *USA* und *Europa* zu dieser Zeit vorherrschenden und von ihnen so genannten gepufferten Produktion («Buffered Production») entgegengesetzt wurde.

Beim SKAIO wird das LEAN-Prinzip angewendet. Die Gewerke werden hintereinander getaktet. Dadurch entsteht neben einer Zunahme der Baugeschwindigkeit noch mehr eine erhebliche Qualitätssteigerung durch den fortlaufenden Verbesserungsprozess. Weiter wird ein starkes miteinander aller Handwerker gefördert.

DIE WERTSCHÖPFUNG MACHT NUR EINEN GERINGEN TEIL DES ARBEITSPROZESSES AUS. DER GRÖßTE TEIL BESTEHT AUS VERSCHWENDUNG.

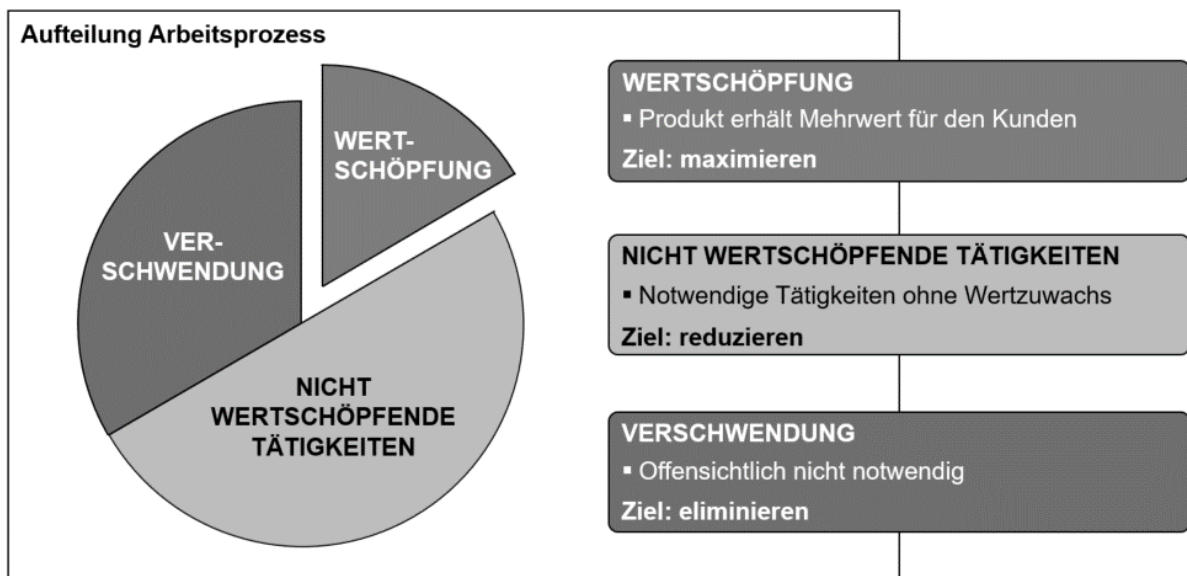


Abbildung 6: Lean-Prinzip – Struktur von Tätigkeiten (Quelle: Porsche Consulting GmbH)

Schritt 8: Finalisierung der Baustrategie Wohnungen.

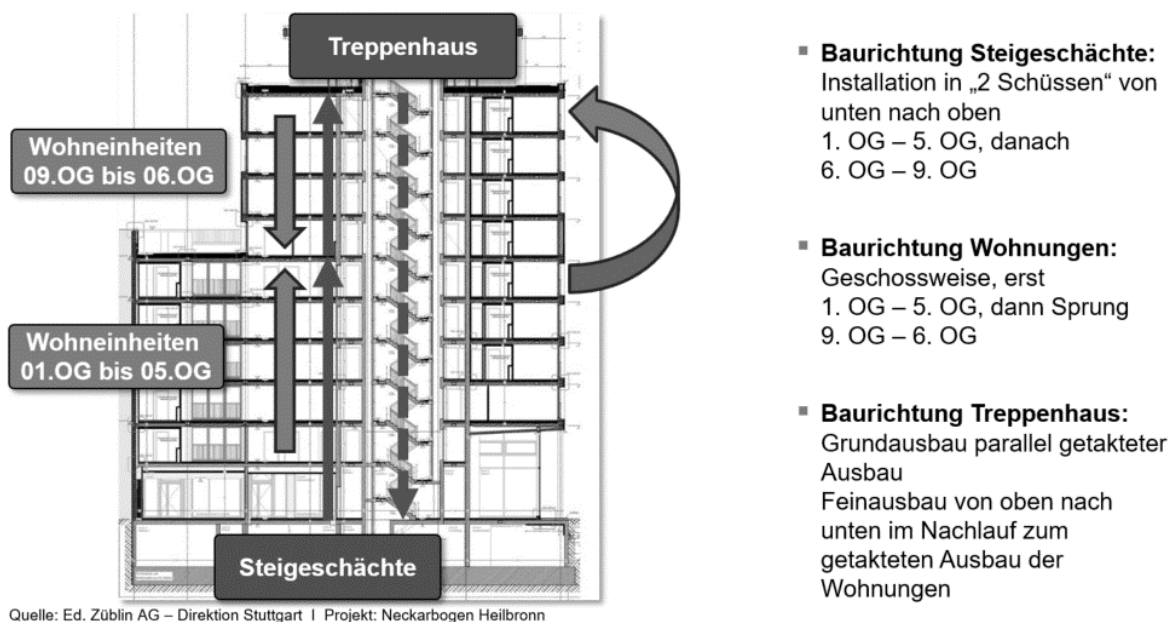


Abbildung 7: Lean-Prinzip – Baustrategie SKAIO Heilbronn

Schulbauten aus Holz in der Gebäudeklasse 5 – Herausforderungen in der Tragwerksplanung und im vorbeugenden Brandschutz

Philipp Bartnitzek
Planungsgesellschaft Dittrich mbH
München, Deutschland



Schulbauten aus Holz in der Gebäudeklasse 5 – Herausforderungen in der Tragwerksplanung und im vorbeugenden Brandschutz

1. Einleitung

An zeitgemäße Schulbauten werden mannigfaltige Ansprüche gestellt. Moderne Lernhauskonzepte, offene Stockwerkverbindungen und großräumige Mensa- bzw. Aulabereiche im Erdgeschoss stellen hohe Anforderungen an Architektur und Tragwerk. Der Wunsch, Bauwerke nachhaltig zu gestalten, hat in den letzten Jahren viele Schulneubauten in Holzbauweise entstehen lassen. Aufgrund der Vorgaben der jeweiligen Landesbauordnungen wurden Schulen in Holzbauweise bisher hauptsächlich in der Gebäudeklasse 3 realisiert. Der Vortrag widmet sich den Herausforderungen, welche an einen Schulbau in Holzbauweise der **Gebäudeklasse 5** geknüpft sind. Diese werden exemplarisch an dem Beispiel der viergeschossigen Grundschule in Odelzhausen (Bayern) aufgezeigt, wobei auch der Aspekt des vorbeugenden Brandschutzes beleuchtet wird.

2. Mehrgeschossiger Schulbau in Holz der Gebäudeklasse 5: Praxisbeispiel Schulzentrum Odelzhausen

In der Gemeinde Odelzhausen wurde der Neubau einer Grund- und Realschule notwendig. Es war geplant ein Schulgebäude für ca. 600 Schüler zu errichten. Aus ökologischen Gründen und aufgrund eines engen Terminplanes wurde ein Holzbau favorisiert. Aufgrund der für Schulbauten üblichen Spannweiten wurde eine Holz-Beton-Verbunddecke (HBV-Decke) geplant. Bei dem gewählten Ansatz sollten die Akustikelemente in den sichtbaren tragenden Holzquerschnitt der HBV-Decke integriert werden. Das gleiche Konzept sollte auch bei den tragenden Vollholzwänden umgesetzt werden. Ziel war es, durch den Entfall separater Akustikpaneele eine Kosteneinsparung zu realisieren. Bei beiden Vollholzelementen mit integrierten Akustikprofilierungen handelt es sich um Brettstapelelemente, welche mit Hartholzdübeln verbunden sind (Dübelholzelemente). Zur Optimierung der Bauzeit wurde geplant, die HBV-Decke als Vollfertigteile auszuführen. Ebenfalls sollten die Innenwände als vorgefertigte Wandelemente umgesetzt werden. Die Planungen waren bis einschließlich der Genehmigungsplanung (Leistungsphase 4) abgeschlossen, als seitens der Bauherrenschaft neue zu erwartende Schülerzahlen und damit ein größerer Raumbedarf festgestellt wurde. Dadurch wurden umfangreiche Neubewertungen und Umplanungen erforderlich, darunter ein zusätzliches Stockwerk – womit es sich um ein Gebäude der Gebäudeklasse 5 handelte. Der Wunsch nach möglichst wenig verllorener Planung sowie die weiterhin bestehenden Rahmenterminale (verkürzte Bauzeit) bewogen den Bauherrn, das Gebäude weiterhin in Holzbauweise zu planen. Diese Entscheidung stellte die Planer vor verschiedene besondere Herausforderungen.

2.1. Vorbeugender Brandschutz

Gebäude der Gebäudeklasse 5 benötigen nach Bayerischer Bauordnung ein Tragwerk aus nichtbrennbaren Materialien und einer Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten. Das bestehende schutzzielorientierte Brandschutzkonzept wurde dahingehend angepasst und weiter entwickelt. Im ursprünglichen Brandschutznachweis wurde von einem Gebäude ausgegangen, welches entsprechend der Gebäudeklasse 3 bewertet wurde. Dementsprechend sollte in den überwiegenden Teilen eine feuerhemmende Holzbauweise, wie sie für die Gebäudeklasse 3 gemäß Bayerischer Bauordnung ausreichend ist, zur Ausführung kommen. Die Schule bildete in ihrer Gesamtheit eine mehrgeschossige Nutzungseinheit, deren innere Erschließung über die zentrale mehrgeschossige Halle erfolgte, die feuerhemmende Trennwände sowie brennbare Oberflächen und Ausstattungen aufwies. Erster

und zweiter Rettungsweg aus den Klassenräumen sollten vor der Fassade als offener Gang mit zwei Fluchtrichtungen zu den beiden entgegengesetzt liegenden, stirnseitigen Treppenträumen führen.

Unter Berücksichtigung der neuen Anforderungen der Gebäudeklasse 5 umfasst die Gesamtbaumaßnahme nunmehr zwei Bauabschnitte. Bei dem ersten Bauabschnitt handelt es sich um die hier beschriebene Grundschule. Für beide Gebäude fordert die Bayerische Bauordnung eine Ausführung in F-90AB. Für die Tragkonstruktion des ersten Bauabschnittes wird vom EG bis 2.OG- abweichend von der Bayerischen Bauordnung- eine Ausführung in brennbaren Baustoffen mit einer Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten (F90-B) umgesetzt. Die Tragkonstruktion der Treppenträume entspricht der Bauart einer Brandwand und die Unterkellerung wurde feuerbeständig aus nichtbrennbaren Baustoffen (F90-A) ausgeführt. Die Gebäudeabmessungen betragen ca. 27,0 m x 52,0 m, eine Brandabschnittstrennung wurde in Bezug auf die (in Bayern nicht eingeführte) Muster-Schulbau-richtlinie als weiterhin nicht erforderlich angesehen. Erster und zweiter Rettungsweg aus den Klassenräumen führen wie in der ursprünglichen Planung vor der Fassade als offener Gang mit zwei Fluchtrichtungen zu den beiden entgegengesetzt liegenden, stirnseitigen Treppenträumen. Für die Fluchtbalkone wurde eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten (F30) festgelegt, da ein Löschangriff über die Fluchtbalkone von der Feuerwehr als irrelevant eingestuft wurde. Die außenliegende Bekleidung der Fluchtbalkone muss einen Öffnungsgrad von mind. 70% aufweisen, sowie mindestens normal entflammbar (Baustoffklasse B2) sein. Für die außenliegenden Fluchtbalkone wurde ein Raumabschluss zu den darunterliegenden Ebenen festgelegt. Die raumabschließende Ebene darf eine maximale Neigung von ca. 5% aufweisen. Verglasungen zwischen Halle und außenliegenden Fluchtbalkon müssen eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten (F30) aufweisen.

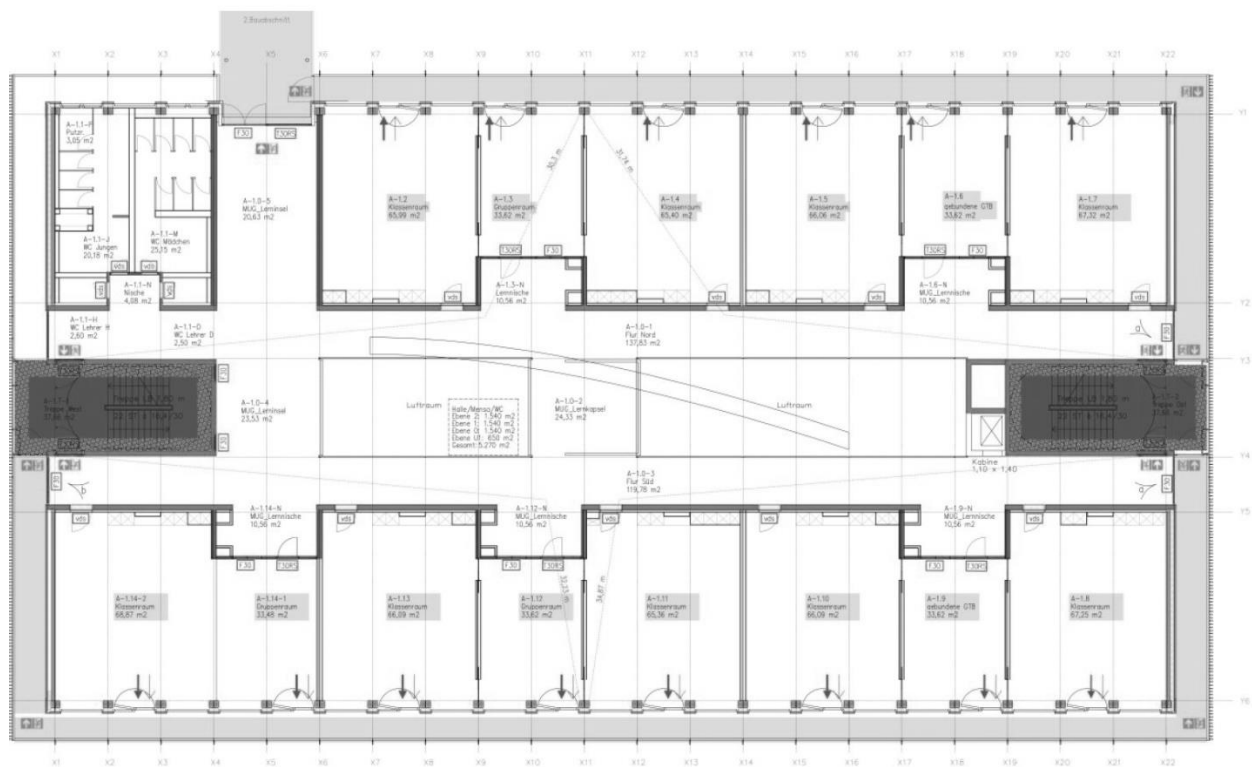


Abbildung 1: Brandschutzplan 1.OG

Aus dem neuen Brandschutzkonzept ergab sich daher für die Tragwerksplanung hauptsächlich die höhere Anforderung an die Feuerwiderstandsdauer, welche uns im Zuge einer Heißbemessung insbesondere mit Hinblick auf die HBV-Decke als auch auf die Brettstapelwände vor neue Herausforderungen stellte.

2.2. Tragwerksplanung

Der Entwurf des Objektplaners sieht einen quadratischen Baukörper mit klarer Tragstruktur vor. Das Haupttragwerk besteht aus tragenden Längswänden und aussteifenden Querwänden. Dabei werden die Außenwände in Skelettbauweise als Stützen-Überzug-Konstruktion ausgeführt. Die tragenden Innenwände bestehen aus den bereits beschriebenen Dübelholzelementen, welche auch die raumabschließende Konstruktion darstellen. Die Decken werden als Einfeldträger realisiert. Die außenliegende Flucht- und die innenliegenden Flurbalkone werden als vom Dachtragwerk abgehängte Konstruktion errichtet. Dabei trägt das übergeordnete Tragwerksraster ca. 9,00 m x 2,50 m.

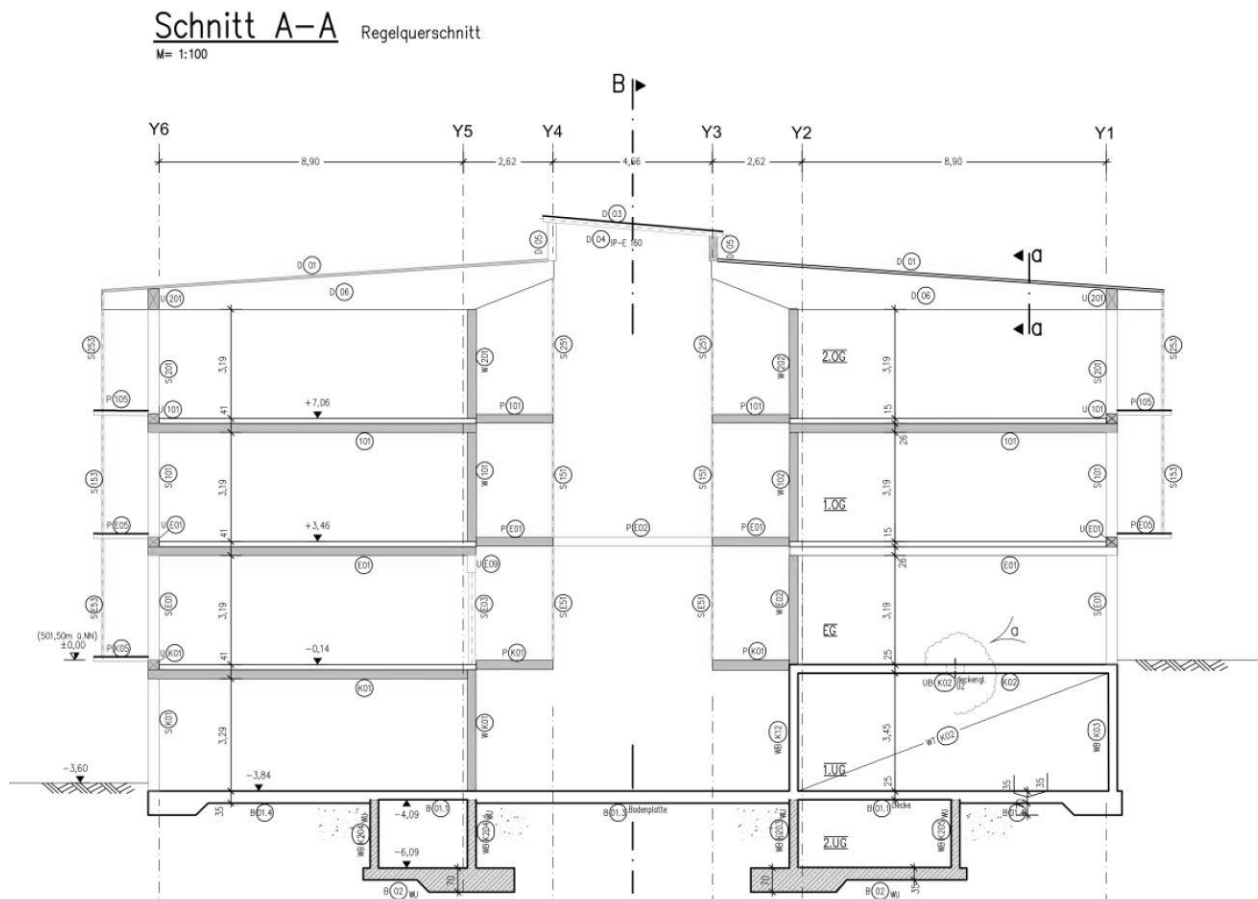


Abbildung 2: Querschnitt Tragwerk

2.3. Holz-Beton-Verbund-Decke

Die Holz-Beton-Verbunddecke wird aus vollflächigen Brettstapelelementen mit einer entsprechenden Aufbetonschicht erstellt. Die Brettstapelelemente werden mit Hartholzdübeln miteinander verbunden. Durch unterseitige Einfräsungen, welche mit Mineralwolle gefüllt sind, werden definierte akustische Eigenschaften realisiert.



Abbildung 3: Holzuntersicht mit Akustikprofilierung

Durch die Einstufung der tragenden Bauteile in eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten ergibt sich nun bei einer Heißbemessung ein deutlich größerer Abbrand der Holzuntersicht. Zur Ermittlung des tatsächlichen Abbrandes unter Berücksichtigung der Akustikprofilierung wurde ein geometrisches Verfahren angewendet.

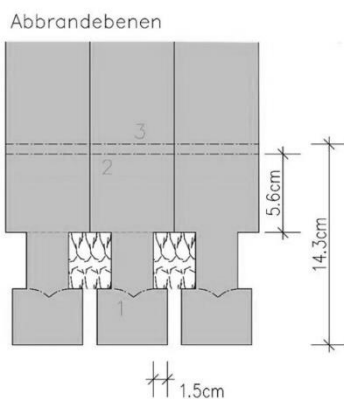


Abbildung 4: Querschnitt mit Darstellung der Abbrandebenen

Durch den größeren Abbrand wird die Heißbemessung nunmehr maßgebend. Dadurch ist die Bauhöhe des Holzelementes bei der Decke von entscheidender Bedeutung. Aus produktionstechnischen Gründen können die profilierten Vollholzelemente nur bis zu einer Höhe von 260 mm geliefert werden. Durch den 90-minütigen Abbrand verliert diese Decke ca. 75% des Widerstandsmoments des Holzelements. Rückgerechnet von den zulässigen Spannungen hat sich ergeben, dass eine statische Nutzhöhe von insgesamt ca. 280 mm im (maßgebenden) Brandfall erforderlich ist. Daraus resultiert eine Aufbetonschicht von ca. 160 mm. Bei der statischen Bemessung zeigte sich, dass bei einer Realisierung mit Normalbeton aufgrund der Verhältnisse der E-Moduli von Normalbeton und Holz Zugkräfte im Bereich der Aufbetonschicht, respektive der Verbundkerfen, auftraten. Außerdem stellte sich bei einer rechnerischen Überprüfung der Lastweiterleitung heraus, dass auch die tragenden Innenwände in Teilbereichen überlastet wurden. Beides konnte gelöst werden, indem große Bereiche der Aufbetonschicht aus Leichtbeton mit geringerer Rohdichte und geringerem E-Modul erstellt werden. Lediglich Vergussbereiche und Bereiche für Dübelverankerungen werden in Normalbeton ausgeführt. Dadurch kann die Deckenhöhe wieder reduziert werden. Weiterhin wird durch die Reduzierung des E-Moduls der Aufbetonschicht die Spannungsnulllinie Richtung Holz verschoben. Das gesamte Deckenelement wiegt nach dieser Anpassung auf das Grundraster bezogen ca. 900 kg. Eine Ausführung als vorgefertigte Deckenmodule war damit weiterhin theoretisch möglich. Im Zuge der Ausführung zeigte sich jedoch, dass eine Ausführung in vorgefertigten Modulen für dieses Bauvorhaben logistisch und wirtschaftlich schwer umsetzbar war. Hauptursächlich dafür

war der Einsatz von Leichtbeton, welcher nicht werksnah beim beauftragten Holzbauer verfügbar war. Schließlich wurde eine Ausführung in Ortbeton umgesetzt. Folglich konnten lediglich die Wände als komplett vorgefertigte Elemente angeliefert werden, was zu einer verlängerten Bauzeit führte.

2.4. Innenwandelemente

Als tragende Innenwände waren bereits im ursprünglichen Entwurf Dübelholzelemente mit einseitiger Akustikprofilierung vorgesehen. Es handelt sich dabei um eine Blockständerbauweise mit einseitiger, aussteifender Beplankung, welche als Gesamtelement vorgefertigt werden. Aufgrund des zusätzlichen Stockwerkes ergeben sich nunmehr nicht nur höhere Vertikallasten, sondern auch größere Aussteifungslasten. Bei einem einseitigen Abbrand von 90 Minuten treten neben der Nettoquerschnittsminderung außerdem Effekte aus einer exzentrischen Lasteinleitung in den Vordergrund. Zusätzlich ist bei dem gewählten Wandsystem zu berücksichtigen, dass nur eine sehr eingeschränkte Lastausbreitung über Schwelle und Rähm stattfindet. Daher ist es unerlässlich, nicht nur mit stockwerkweise gemittelten Vertikallasten zu rechnen, sondern eine genaue Lastverfolgung über die einzelnen Stockwerke durchzuführen, um Bereiche mit Vertikallastkonzentrationen zum Beispiel aufgrund von versetzten Öffnungen zu identifizieren. Anschließend konnten an diesen Punkten die maßgebenden Nachweise für den Brandfall geführt werden.

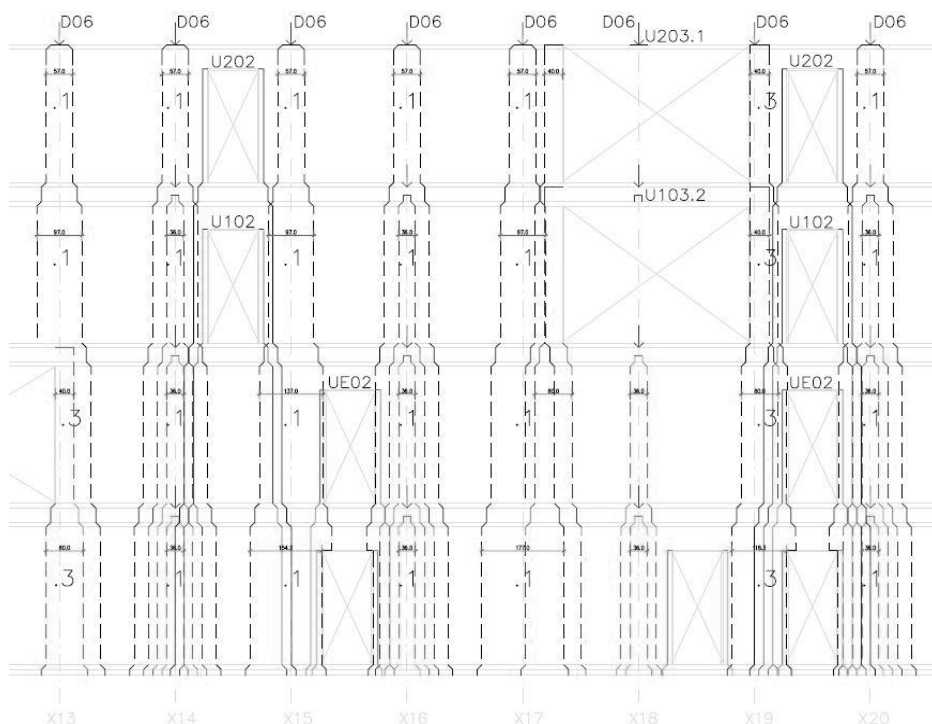


Abbildung 5: Darstellung der stockwerkweisen Lastweiterleitung in den Innenwänden (Ausschnitt)

Neben den Vertikallasten müssen nun deutlich höhere Aussteifungslasten abgetragen werden. In den Obergeschossen wird der auftretende Schubfluss durch einseitig aufgebrachte OSB-Platten (OSB/4 d=25mm) aufgenommen. Im untersten Geschoss musste eine 60 mm dicke Brettsperrholzplatte aufgebracht werden.

2.5. Abhängung Flurbalkone

Für die Abhängung der innenliegenden Flurbalkone wird ein zugelassenes Zugstabsystem mit einem kreisförmigen Vollprofil aus Stahl verwendet. Um hier die geforderte Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten zu erzielen, wurde ein reaktives Brandschutzsystem eingesetzt. Da bei reaktiven Brandschutzsystemen Zugstäbe aus Vollprofilen in der Regel nicht von der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung abgedeckt werden, ist eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Erfreulicherweise werden diese durch die oberste Baubehörde in Bayern recht zügig bearbeitet und erteilt. Voraussetzung ist jedoch eine gutachterliche Stellungnahme zum spezifischen Bauvorhaben und dem geplanten Einsatzbereich.

3. Erkenntnisse und Schlussfolgerungen

Projektparameter und -grundlagen bestimmen maßgebend die Entscheidungen zur Architektur, Material- und Konstruktionswahl sowie die Konzepte der Bauphysik und der Tragwerksplanung. Planungsprozesse verlaufen jedoch häufig weder ungestört noch linear. Bei diesem interessanten Projekt wurden grundlegende Parameter in einem sehr späten Planungsstadium angepasst. Insbesondere die Änderung der Feuerwiderstandsdauer von 30 auf 90 Minuten hatte maßgebenden Einfluss auf die Bemessung und Konstruktion der sichtbaren Tragkonstruktion. Durch die Festlegung auf die Weiterverwendung bestimmter Konstruktionsteile wurden für weitere Planungsoptionen enge Grenzen gesetzt. So resultierte aus dem Wunsch nach Einsatz von Brettstapelelementen mit integrierter akustischer Profilierung die Notwendigkeit des Einsatzes von Leichtbeton. Dies wiederum hatte einen wichtigen Einfluss auf die Logistik und Ausführung.

Im Nachgang zu dem vorgestellten Bauvorhaben wurde durch unser Büro eine Analyse des Planungs- und Bauprozesses durchgeführt, welche in internen Empfehlungen für zukünftige, vergleichbare Projekte mündete. Die wesentlichen Erkenntnisse in Bezug auf die wichtigsten Bauteile werden im Folgenden kurz zusammengefasst.

3.1. Holz-Beton-Verbund-Decke

Für Schulen in Holzbauweise bietet die Holz-Beton-Verbunddecke eine wirtschaftliche Möglichkeit, die erforderlichen Spannweiten von ca. 9,00 m zu erreichen. Voraussetzung dafür ist jedoch ein modularer Aufbau in vorgefertigten Elementen, welche für eine kurze Bauzeit sorgen. Hier werden nachfolgend drei Deckensysteme verglichen.

a) HBV-Decke mit Akustikprofilierung und Leichtbeton

Ein Ansatz zur Kostenreduzierung bei HBV-Decken ist die Integration von Akustikelementen in die Deckenkonstruktion, so dass zusätzliche akustische Maßnahmen entfallen können. Aufgrund der in diesem Projekt gemachten Erfahrungen wurde diese Konstruktion im Nachgang als nicht optimal angesehen. Zum einen sind für die akustisch wirksamen Einfräsungen größere Konstruktionsvollhölzer bis 260 mm erforderlich. Zum anderen brachte der Einsatz des Leichtbetons zum Ausgleich der Nachteile der profilierten Vollhölzer nicht den gewünschten Optimierungserfolg. Insbesondere die weitmaschigere Verfügbarkeit von Leichtbeton und Konstruktionsvollhölzern mit 260 mm Höhe sorgten für Probleme bei Logistik und Transport, sodass letztendlich die Erstellung mit Ortbeton ausgeführt wurde. Dies erwirkte eine Verlängerung der Bauzeit, wodurch die wirtschaftlichen Vorteile der integrierten Akustikprofilierung konterkariert wurden.

b) HBV-Decke mit Balken und Betonfertigteil



Abbildung 6: Richten einer HBV-Decke mit Balken und Betonfertigteil

Hierbei werden bereits verlegte Holzbalken mit einem ca. 8 bis 10 cm dicken Betonfertigteil vor Ort verbunden. Der Schubverbund erfolgt über Schrägverschraubungen. Vorteil der Konstruktion ist, dass die einzelnen Elemente aufgrund der Abmessungen und des Gewichtes leicht vor Ort zusammengestellt werden können. Zudem erfolgt die Erstellung vor Ort trocken, d.h. es kann ohne Ortbeton gearbeitet werden. Aufgrund des dreiseitigen Abbrandes der Holzbalken stellt dies für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten keine wirtschaftliche Konstruktion dar, da entweder der Balken für den Normalzustand überdimensioniert werden muss oder zusätzliche brandschutztechnische Maßnahmen erforderlich werden.

c) HBV-Decke mit flächigen Holzelementen als Vollfertigteil



Abbildung 7: Richten einer HBV-Decke mit Holzelementen als Vollfertigteil

Bei dieser häufig verwendeten Variante werden flächige Holzelemente (Brettschichtholz oder Brettsperrholz) mit einer Aufbetonschicht von 8 bis 12 cm verwendet. Der Schubverbund wird über Kerfen realisiert. Die Elemente sollten als Vollfertigteile auf die Baustelle geliefert werden. Vorteil der Konstruktion ist, dass bereits mit Einheben der Elemente die volle Tragfähigkeit gegeben ist. Unterstützungen sind in der Regel nicht erforderlich. Durch die flächige Untersicht ist rechnerisch nur ein einseitiger Abbrand zu berücksichtigen. Damit stellt diese Deckenkonstruktion für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten das Optimum dar. Die Elemente für die Raumakustik sind unabhängig vom tragenden Bauteil auszuführen.

3.2. Wandkonstruktionen

a) Dübelholzwände mit integrierter Akustikfräsung

Die bei dem vorgestellten Bauvorhaben verwendete Wandkonstruktion verträgt bei entsprechender Ausführung von Rähm und Schwelle z.B. in Baubuche oder Kerto hohe Vertikallasten. Es zeigte sich jedoch, dass durch die geringe Lastausbreitung in den Wandelementen in Verbindung mit der Berücksichtigung des großen einseitigen Abbrands eine wirtschaftliche Auslastung der Querschnitte nicht realisiert werden konnte. Zusätzlich ist festzuhalten, dass aufgrund der Ausführung mit einer einseitigen Bepunktung aus OSB-Platten keine größeren Aussteifungslasten aufgenommen werden können. Weiterhin ist auch eine umfangreichere Detailplanung erforderlich. Grundsätzlich ist ein solches Wandsystem kostengünstiger als z.B. Brettsperrholzelemente, dennoch stellt dieses Wandsystem unserer Einschätzung nach für vergleichbare Bauvorhaben nicht immer die optimale Lösung dar.

b) Brandschutztechnisch bekleidete Brettsperrholzwände

Brettsperrholzwände sind eine weitere gängige Ausführungsvariante für tragende Wände. Aufgrund des variablen Aufbaus können sowohl hohe Vertikallasten, als auch höhere Aussteifungslasten aufgenommen werden. Zudem wird eine bessere Lastverteilung vor allem bei Einzellasten erreicht. Da bei Schulbauten in der Regel größere Mengen an tragenden

Wänden verbaut werden, können hier auch Sonderaufbauten bei den Brettsperrholzelementen verwendet werden. Brettsperrholzwände verlieren bei einseitigem Abbrand jedoch schneller an Tragfähigkeit als z.B. Brettstapelwände oder Blockständerwände. Daher empfiehlt sich hier eine beidseitige brandschutztechnische Bekleidung. Bei sorgfältiger Planung können unserer Einschätzung nach die relativ hohen Kosten des reinen Kubikmeter Preises durch eine wirtschaftliche Ausnutzung und eine vereinfachte Detailausbildung kompensiert werden.

3.3. Zugstäbe

Um eine teilweise langwierige Zustimmung im Einzelfall zu verhindern (zum Beispiel in anderen Bundesländern), empfiehlt sich ein Verzicht auf Zugstäbe mit Vollquerschnitten. Hier können zum Beispiel offene Profile oder Hohlprofile aus Stahl verwendet werden. Selbstverständlich ist es auch möglich, auskragende Flurbalkone zu planen und zu realisieren, wobei gewünschte vertikale architektonische Elemente nur angehängt werden können.

The Future of Office Buildings

Jonathan Evans
Principal | Tzannes
Sydney, Australia



Future of Office Buildings

1. Offices for a new generation

The Australian government, and most governments around the world, are not adequately recognising or addressing the advance of climate change. The current baby boomer generation of politicians and captains of industry are, on the whole, encouraging of overt consumption and high levels of waste, the destruction of ecosystems and the replacement of the natural environments with man-made and controlled ones. The result is a clear and present threat to human existence on the planet - rather than the planet itself which will adapt and regenerate.

A systematic change in the way we build our ever expanding cities is required to meet the needs of future generations and ongoing human existence, in harmony with the planet rather than dominion. Office building to conduct continuing business and commerce will be required by our society, though it is essential for this building typology to rapidly shift to a more sustainable position, including:

- Carbon neutral in construction and operation
- Located with access to public transport to reduce reliance on cars
- Constructed from renewable materials which do not release stored greenhouse gases into the atmosphere
- Generate on-site renewable energy and harvest water to be self-sustaining
- Efficient use of space to encourage agile and communal workplaces

As a multi-disciplinary design practice, we at Tzannes have dedicated research and design time to develop solutions to build innovative and sustainable office projects for future generations. The basis of these projects has been the use of mass timber, as the only primary structural material available to us which is renewable and sequesters carbon dioxide. To date there have been fine examples of purpose built timber offices for owner / occupiers with a vested interest to showcase wood, however to be expandable and easily replicable this form of construction needs to be attractive and desirable on the open market, vying against other premium grade office spaces on offer, even with their significantly higher carbon footprints.



Figure 1 and 2: International House Sydney, completed 2017 at Barangaroo

2. Benefits of mass timber for office buildings

Advances in engineered timber products have permitted a new way of constructing office towers, a new form of beauty for office buildings, which positively contribute to the public domain and support the wellbeing of its users. I would like to explore the benefits of mass timber and responsible innovation for office buildings, using a number of our built and in design projects to illustrate where we believe there are current opportunities and further benefits to be made.

To date three timber commercial projects have been designed for Lendlease, totaling 38,000 square meters of gross floor area and utilising approx. 15,000 cubic meters of engineered softwood and recycled hardwood timber.



Figure 3 and 4: Daramu House (“tree house” in local Sydney aboriginal language), under construction at Barangaroo

2.1. Public Domain Benefits

The ultimate public benefit is for the construction and operation of our buildings to not contribute towards global warming. Timber is a replenishable material made from carbon sourced from the atmosphere, with very low energy requirements for manufacture of high value structural members. It is our hope that this new use for timber will attract further investment to greatly expand certified and responsibly managed Australian forestry and create a better purpose for the trees than low value wood chipping and pulp.

All buildings, and especially those constructed in dense urban environments, need to make a positive contribution to the surrounding community and built environment. International House introduces a new piazza to the Barangaroo precinct, as well as a colonnade to provide undercover access along the edge of the precinct. Timber forming the colonnade is solid recycled ironbark, supporting the 7 storey building without internal steel reinforcement.

Daramu House will include a bio-fuel generator, sourcing fuel from recycled cooking oil used on-site to supplement roof mounted photo voltaic solar panels to provide for the buildings energy demands greatly mitigating reliance on fossil fuels.



Figure 5 – 7: International House Sydney colonnade with Y columns constructed from solid recycled ironbark hardwood

2.2. Biophilic Design – Connection to Nature

Buildings in which we spend half of our waking hours should provide a positive contribution to the health and wellbeing of its occupants. Sadly, the opposite is more common, with drab, dull synthetic interior environments controlled by mechanical ventilation and artificial lighting contributing to stress, dissatisfaction and the poor health of users.

Modern research into the positive effects of biophilic design elements on humans, such as daylight, views of nature, and being surrounded by natural materials – has demonstrated improvements to physical and mental wellbeing. The use of wood in the workplace has proven to increase satisfaction with the workplace, leading to reduced absenteeism, and higher productivity. Which corporation wouldn't want to embrace all of those attributes for their workforce?

Timber interiors stimulate the human senses and provide a workplace environment like no other. Sweet smelling, warm, tactile and inviting to touch, beautiful to look at - the office spaces engender health and calmness. Post-occupancy feedback from users to date is extremely positive, with the nurturing character of the spaces featuring in responses.

With all of our commercial timber projects we have relied upon the natural charring of timber to provide the required fire protection of the structure rather than encapsulation with finishing materials, allowing the beauty of the wood to be clear and present in the interior of the spaces.



Figure 8 and 9: Interiors of International House express the beauty and warmth of natural timber throughout

2.3. Authentic and Efficient

No special governmental financial support is on offer for the construction of innovative sustainable buildings in Australia, so we have needed to design for structural and installation efficiency to maximise the benefits of the timber pre-fabrication process in a very competitive commercial environment. Another fundamental difference with the Barangaroo projects is that they are speculative projects to be leased on the open market, rather than for owner / occupier who may have a vested interest.

As the first commercial building of its kind, we also sought a very authentic representation of mass timber construction to explore the limits. In all 3 projects the ground level is constructed from reinforced concrete to provide physical protection from ground water, impact and termites whilst affording higher fire protection for the more public ground level uses like retail and entertainment. Above this floor all elements are timber construction - including floors, walls, columns, beams, lift shafts, egress stairs and the roof - removing wet trades from the site.



Figure 10 and 11: Internal egress stairs invite use for movement between floors – constructed from CLT and treads and risers lined with recycled hardwood

2.4. Precise and Robust

Quality-controlled factory prefabrication processes, using very precise cnc machinery fed information from our initial digital models, resulted in an accurate representation of the design teams intent. Full CAD BIM modelling and clash detection in digital format has resulted in an accurate and waste free installation of structure and services.

Projects completed to date express the ceiling services as part of the character of the workplace, complementing the warm CLT timber soffits with black mechanical, hydraulic, fire and electrical services. The lack of ceilings also: reduce cost; reduce use of earth's resources; provide greater spatial volume; and also facilitate easier maintenance and re-location of services when required.

Where timber is exposed to the weather externally, Australian recycled hardwood timbers have been employed. On International House, this timber was sourced from either dismantled road bridges, or from wharf timber retrieved from the very same site that the building stands. In the late 1800's and early 1900's, the harbour front area was a major port for Sydney, with wharfs and piers for the loading and unloading of varied goods, all constructed from solid timber. During the 1960's these timber wharfs were demolished and replaced with a concrete slab to suit container ships. As an urban renewal site, the 1km long slab was removed with part of the site returned to natural landscape. The 100 year old timbers retrieved from in-ground harbour sea bed have been milled and re-used as beautiful seasoned hardwood cladding on the building and a testament to the resilience and potential of timber to be recycled many times over in various forms.



Figure 12 and 13: Exposed timber and expressed services provide the character and interior quality to the workplace

3. Conclusion

We have been excited and challenged to design with timber for a mid-rise commercial form, which demonstrates a credible sustainable future for unique and desirable office buildings around the world

Barangaroo Project Team

- Architect: Tzannes
- Client and contractor: Lendlease
- Timber engineers: Lendlease Design Make
- Concrete engineers: Arcadis
- Services: AECOM / WSP

Barangaroo Suppliers

- CLT: Stora Enso
- Glulam: Hess Timber
- Recycled hardwood: Australian Architectural Hardwood

Epilog

Städte bauen neue Städte
Ansätze zur Förderung des Holzbaus
beim nachhaltigen Bauen

Wie bauen für die 1-Tonne-CO₂-Gesellschaft?

Holger Wallbaum
Chalmers Universität
Architektur und Bauingenieurwissenschaften
Professur für nachhaltiges Bauen
Göteborg, Schweden



Wie bauen für die 1-Tonne-CO₂-Gesellschaft?

1. Zum Einstieg

1.1. Die 2000-Watt-Gesellschaft und 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft

Die 1 Tonne-CO₂-Gesellschaft hat ihre Wurzeln in der sogenannten 2000-Watt-Gesellschaft, die im Forschungsbereich der Eidgenössisch Technischen Hochschulen und der angeschlossenen Forschungsinstitute (genannt ETH-Bereich) in den frühen neunziger Jahren entwickelt wurde. Angesichts der zunehmenden Hinweise auf den Klimawandel stellte sich die Frage nach der Ausgestaltung einer nachhaltigen und gerechten Energieversorgung. Als Zielwert wurde eine Leistung von 2000 Watt pro Kopf auf Stufe Primärenergie festgelegt.

2000 Watt entsprechen dem Weltjahresverbrauch von 17.520 kWh (Kilowattstunden) pro Person aus dem 1990 (Kesselring und Winter 1994). Übertragen hiesse dies: 2000 Joule pro Sekunde bzw. 48 Kilowattstunden pro Tag bzw. 17.520 Kilowattstunden pro Jahr bzw. ein Verbrauch von rund 1.700 Liter Heizöl oder Benzin (Endenergie) pro Jahr und Person.

Tatsächlich liegt der durchschnittliche Energiebedarf weltweit derzeit (2018) bei rund 2500 Watt (Energie Schweiz 2018a). Doch sind die Unterschiede zwischen den Ländern enorm: Während es in den Entwicklungsländern einige hundert Watt sind, haben Industrieländer einen sechs bis sieben Mal höheren Verbrauch als die angestrebten 2000 Watt.

Für Deutschland hat der umweltpolitische Dachverband DNR im Mai 2011 einen Sechspunkte-Plan (DNR 2011) zum Umbau des Energiesystems mit dem Ziel einer 2000-Watt-Gesellschaft vorgelegt¹. Im April 2011 beschloss die Stadt Radolfzell, eine 2000-Watt-Gesellschaft bis 2050 anzustreben und mittlerweile sind es zehn Kommunen im Bodenseeraum (vier davon in Deutschland), die sich dieses Ziel vorgenommen haben.

Seit dem Höhenpunkt im Jahr 2000 haben der Primärenergiebedarf sowie die Treibhausgasemissionen pro Einwohner in der Schweiz stetig abgenommen und erreichten im Jahr 2017 rd. 6,5 Tonnen CO₂-Äquivalente pro Einwohner und Jahr (Abbildung 1). Als Hauptgründe für die positive Entwicklung sind die Verbesserung des nationalen Strommixes, ein konstanter Gesamtenergieverbrauch, bei steigender Gesamtbevölkerung sowie eine ambitionierte Energiepolitik der letzten Jahre ins Feld zu führen. Über 100 Städte und Gemeinden sowie 23 der 26 Kantone haben die Ziele der 2000-Watt-Gesellschaft in ihren energiepolitischen Zielvorgaben verankert und einige Gemeinden haben sich in einer Volksabstimmung dazu bekannt.

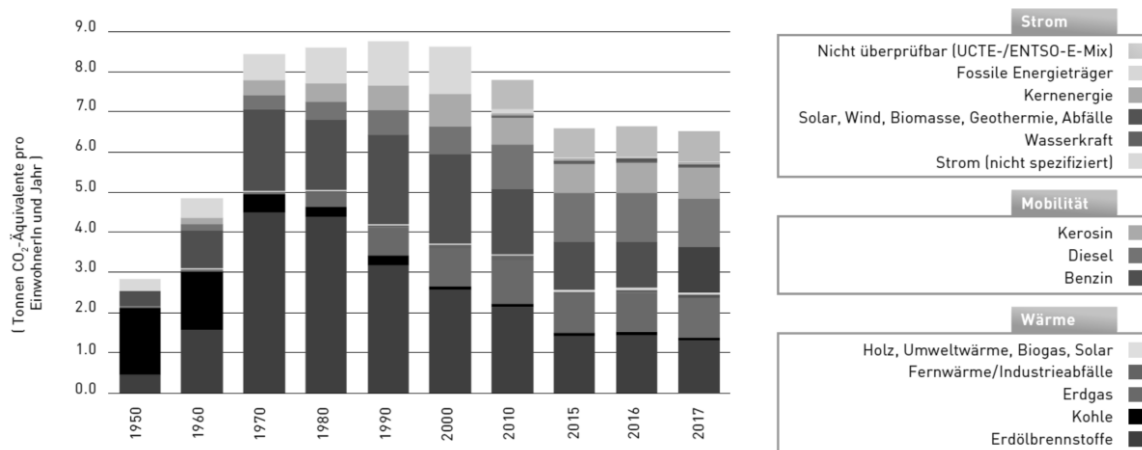


Abbildung 1: Treibhausgas-Bilanzierung für die Schweiz – Energiebedingte Treibhausgasemissionen nach Energieträger (Basis Endenergie) (Energie Schweiz 2018b)

¹ <http://de.nachrichten.yahoo.com/naturschutzring-plädiert-für-2-000-watt-gesellschaft-095414998.html> (aufgerufen am 11.11.2018)

Da die Größe von 1 Tonne CO₂ sehr abstrakt ist, soll sie anhand einiger einfacher Beispielen greifbarer gemacht werden. Bei einem durchschnittlichen Benzinverbrauch von 8,5 Litern kann man knapp 5'000 Kilometer mit dem Auto zurücklegen und emittiert dabei 1 Tonne CO₂. Alternativ entspräche dies auch ungefähr vier Flügen von München nach Göteborg und zurück. Eine Buche, die über 80 Jahre wächst und über eine Gesamthöhe von 23 Meter und einem Stammdurchmesser von 30 Zentimeter verfügt, nimmt über diese Zeit rund 1 Tonne CO₂ auf. Im europäischen CO₂-Emissionshandel würde diese Tonne CO₂ heute keine 20 Euro kosten².

1.2. Die globalen klimapolitischen Zielsetzungen

Das United Nations Framework Convention on Climate Change (UNFCCC) sieht in dem sogenannten Paris-Abkommen vom 12. Dezember 2015 vor, die Erderwärmung auf deutlich unter 2 Grad zu beschränken, wobei als wünschenswert und ambitionierte Zielgröße eine Erwärmung der globalen Temperatur von 1,5 Grad Celsius festgeschrieben wurde. Dafür muss die CO₂-Konzentration in der Atmosphäre stabilisiert werden. Solange sich aber 80 Prozent der Energie aus fossilen Energieträgern wie Erdöl, Kohle oder Erdgas zusammensetzt, werden bei der Verbrennung jährlich enorme Mengen CO₂ in die Atmosphäre emittiert. 2016 waren es rund 32,3 Milliarden Tonnen CO₂ (IEA 2018, Abbildung 2).

GtCO₂

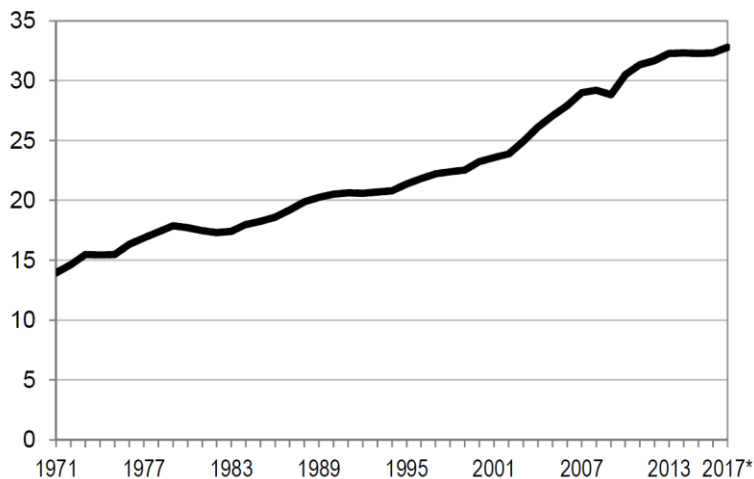


Abbildung 2: Globaler Trend der CO₂-Emissionen aus der Verbrennung von fossilen Energieträgern (IEA 2018: 9)

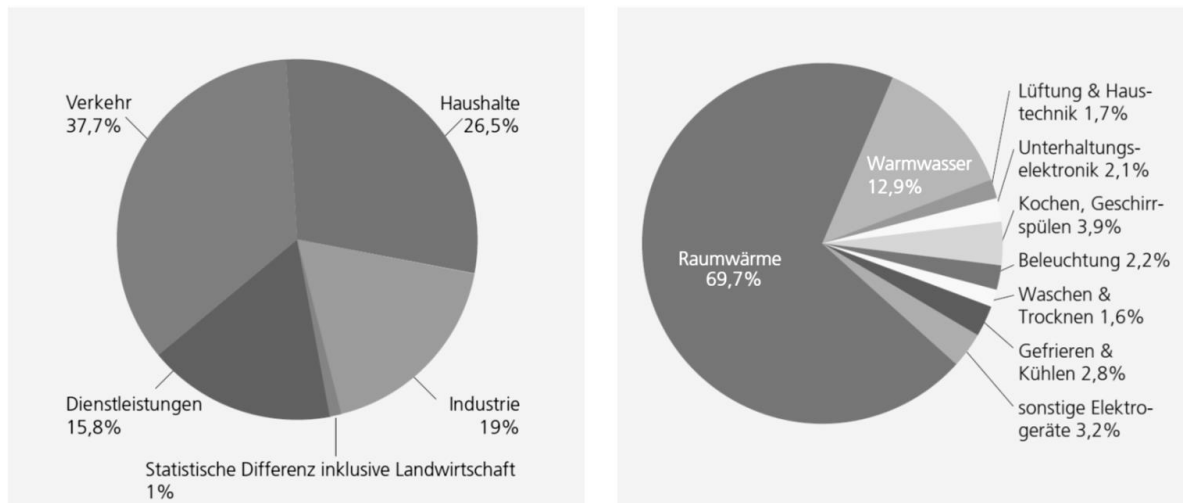
Erfreulicherweise ist unser natürliches Ökosystem aber im Stande, jährlich 10 Milliarden Tonnen dieses Treibhausgases aufzunehmen. Die größten Senken sind dabei die Ozeane. Der große Rest bleibt aber für rund 100 Jahre in der Atmosphäre. Um die Treibhausgaskonzentration der Atmosphäre im Sinne des Pariser Klimaabkommens von 2015 zu stabilisieren, dürfen also jährlich nur 10 Milliarden Tonnen CO₂ (weniger als ein Drittel des heutigen Ausstoßes) emittiert werden. Diese entspräche dann der Menge, die das natürliche Ökosystem während eines Jahres aufnehmen kann. Um dieses Ziel im Jahr 2100 zu erreichen, müssen unsere Emissionen also um zwei Drittel gesenkt werden, doch gleichzeitig wächst die Weltbevölkerung rasant weiter. Nach Prognosen von UN Habitat wird diese bis Ende dieses Jahrhunderts vielleicht auf mehr als 11 Milliarden Menschen auf der Erde anwachsen³. Unter dem Strich darf also jeder Bewohner der Erde jedes Jahr genau eine Tonne CO₂ ausstoßen, denn nur dann kann die CO₂-Konzentration stabilisiert werden.

² <https://markets.businessinsider.com/commodities/co2-emissionsrechte> (aufgerufen am 11.11.2018)

³ <https://www.un.org/development/desa/en/news/population/world-population-prospects-2017.html> (aufgerufen am 11.11.2018)

2. Der Beitrag des Gebäudesektors am Energieverbrauch und den Treibhausgasemissionen

Gebäude sind für etwa 40 Prozent des Energieverbrauchs und 36 Prozent der CO₂-Emissionen in der Europäischen Union verantwortlich⁴, wobei es große nationale Unterschiede festzustellen gibt. So liegen die Treibhausgasemissionen im Gebäudepark der Schweiz bei 26,5 Prozent und die Schwedens eher bei 18 Prozent, wohingegen diese in Deutschland eher 30 Prozent betragen. Diese Unterschiede resultieren maßgeblich aus den sehr unterschiedlichen Energieträgern, die vor allen für die Bereitstellung der Raumwärme eingesetzt werden, die mit rund 70 Prozent den Hauptanteil am durchschnittlichen Energieverbrauch der privaten Haushalte ausmacht (Abbildung 3).

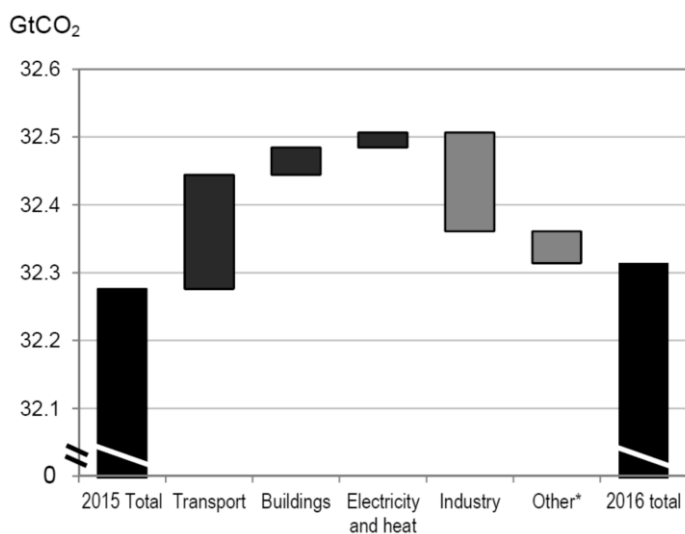


Anteile der Sektoren am schweizerischen Endverbrauch von Energie (Quelle: BFE, Gesamtenergiestatistik 2014).

Durchschnittlicher Energieverbrauch im Sektor Private Haushalte (Quelle: Prognos 2013).

Abbildung 3: Anteil der Sektoren am schweizerischen Endverbrauch von Energie sowie der durchschnittliche Energieverbrauch im Sektor Private Haushalte in der Schweiz

In den letzten Jahren konnte man beobachten, dass es eine Effizienzsteigerung im Industriesektor stattgefunden hat, die zu geringeren CO₂-Emissionen geführt hat. Gleichzeitig wurden diese Gewinne aber überkompensiert durch einen deutlichen Anstieg im Verkehrssektor und in geringerem Ausmaß dem Gebäudesektor (Abbildung 4).



*Other here includes agriculture/forestry, fishing and other non-specified.

Abbildung 4: Globale Verteilung der CO₂ Emissionen nach Sektoren im Jahr 2016 im Vergleich zu 2015 (IEA 2018: 10)

⁴ <https://ec.europa.eu/energy/en/topics/energy-efficiency/buildings> (aufgerufen am 11.11.2018)

Im Gegensatz zum globalen Trend, der vor allem durch den rasanten Bau von neuen Wohnungen für eine steigende Weltbevölkerung in urbanen Räumen getrieben ist, sind in der Europäischen Union durchaus Erfolge zu beobachten, dass sich die Energieeffizienz pro Quadratmeter Wohnfläche gesteigert werden konnte. Dies liegt vor allem in den immer strenger gewordenen gesetzlichen Vorgaben für Neubauten begründet, die mit den Anforderungen an Nahezu-Nullenergie-Gebäude, auch für private Bauherren, ab dem Jahr 2020 ihren vorläufigen Höhepunkt gefunden hat. Ab diesem Zeitpunkt wird – sehr verkürzt gesprochen – davon ausgegangen, dass neuerrichtete Gebäude mehr Energie erzeugen, als diese über ihren gesamten Lebenszyklus verbrauchen. Einschränkend muss hier aber konstatiert werden, dass in dieser Betrachtungsweise nur eine Fokussierung auf die Betriebsphase eines Gebäudes gelegt wird. Die Herstellung und die mit der Errichtung eines Gebäudes einhergehenden Transporte und den daraus resultierenden Treibhausgasemissionen („Graue Treibhausgasemissionen“) bleiben darin unberücksichtigt. Darüber hinaus müssen wir uns vergegenwärtigen, dass der Gesamtenergieverbrauch des Gebäudeparks in Europa, auch im Jahr 2050, mit ca. 75 Prozent mehrheitlich aus den bereits heute im Markt befindlichen Gebäuden dominiert wird.

3. Handlungspyramide zur Erreichung der 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft im Gebäudesektor

In den vorherigen Kapiteln wurden einige Fakten dargelegt, die den gegenwärtigen Stand der globalen und europäischen Energienutzung sowie der Treibhausgasemissionen beschreiben und dabei wurden auch die relevanten Faktoren und Treiber im Gebäudesektor benannt. In diesem Kapitel soll ein Katalog von Handlungsoptionen unterbreitet werden, wie eine 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft im Gebäudesektor bis zum Jahr 2100 zu erreichen ist.

Da eine zunehmende Elektrifizierung des Gebäudesektors zu beobachten zu beobachten ist und fossile Energieträger, zumindest in Europa, auf dem Rückzug sind, ist ein forciertes Ausbau der erneuerbaren Energien⁵ der relevanteste Schritt in Richtung der 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft (Heeren et al. 2012, Mosteiro-Romero et al. 2014, Heeren et al. 2015).

Die Bestrebungen zur Energieeffizienzsteigerung müssen von dem Neubau auf den Gebäudebestand ausgeweitet werden. Neben punktuellen energetischen Sanierungsprogrammen, sind zunehmend Stimmen zu hören, die auch einen „Sanierungszwang“ für Bestandsgebäude thematisieren. Bei den heutigen durchschnittlichen Sanierungsraten von 0,5-1,5 Prozent pro Jahr (die energetisch wirksamen Maßnahmen liegen häufig noch darunter) im europäischen Gebäudepark, liegen diese Überlegungen nahe.

Mit den gesetzlichen Vorgaben zu den Nahezu-Nullenergie-Gebäuden verändern sich die Verhältnisse der ökologischen Wirkungen zwischen Erstellungs- und Nutzungsphase. Ist im Altbau die Nutzungsphase für rund 80 Prozent der ökologischen Wirkungen verantwortlich (dies hängt natürlich stark von den klimatischen Rahmenbedingungen ab, kann aber für Mittel- und Nordeuropa durchschnittlich angenommen werden), so entfallen mindestens 50 Prozent der ökologischen Wirkungen auf die Erstellungsphase bei sehr energieeffizienten Neubauten. Die Primärenergieaufwendungen (oder auch „Graue Energie“ genannt) gewinnen zunehmend an Bedeutung (Wallbaum et al. 2013). Dies erfordert eine stärkere Nutzung von CO₂-freundlichen Baustoffen. Insbesondere biotische Baustoffe können einen wichtigen Beitrag zur Erreichung der 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft leisten, wenn über den gesamten Lebenszyklus auch eine hohe technische Qualität gewährleistet ist.

Um die Primärenergieaufwendungen zu reduzieren, sind (Ersatz-)Neubauten nur dann zu realisieren, wenn bspw. Aufstockungen durch Leichtbaukonzepte im Gebäudebestand nicht sinnvoll erscheinen. Primäre ökonomische Überlegungen sind hier mit den ökologischen Mehraufwendungen sinnvoll gegeneinander abzuwägen.

Die Wohnflächennutzung pro Kopf ist eine weitere relevante Größe, die auch als „rebound effect“ bezeichnet wird. Darunter wird verstanden, dass die Energieeffizienzsteigerungen pro Quadratmeter und Jahr teilweise überkompensiert werden, da wir uns immer größere, wenn auch energieeffizientere Gebäude, leisten. Pro Kopf nahm die Wohnflächennutzung

⁵ Dies bezieht immer den Ausbau der Netze sowie ein geeignetes (Last-)Management mit ein.

in Deutschland zwischen 2011 und 2017 von 46,1 Quadratmetern auf 46,5 Quadratmeter zu – trotz Zuwanderung, die nur vorübergehend in den Jahren 2015 und 2016 zu einem kleinen Rückgang der Pro-Kopf-Wohnfläche führte (1990 lag die Wohnfläche pro Kopf noch bei 35 Quadratmeter). Ein Grund dafür war die immer noch zunehmende Versorgung mit Eigenheimen und großen Wohnungen obwohl die Haushalte im Mittel immer kleiner und vor allem Ein-Personenhaushalte immer häufiger werden.⁶

An dieser Stelle soll auch auf die Potenziale der digitalisierten Vorfertigung hingewiesen werden, die sowohl für den Gebäudebestand, aber vor allem für den Bereich Neubau auch signifikante Potenziale zur Reduzierung der Treibhausgasemissionen bereithält. Neben einer deutlich höheren Qualitätssicherung sind auch weitere soziale Vorteile festzuhalten, wie bessere Fertigungsbedingungen im Werk anstelle auf der wetterausgesetzten Baustelle und mögliche Baukostenreduzierungen.

Diese Kern-Handlungsmaßnahmen (Abbildung 5) sind selbstverständlich von flankierenden Maßnahmen zu begleiten, wie eine hochstehende Aus- und Weiterbildung, ein unterstützendes Standards- und Normierungsverfahren, weitsichtige gesetzliche Instrumente, belastbare wissenschaftliche Datengrundlagen und Verfahren etc. Diese notwendigen Randbedingungen gelten jedoch auch unabhängig vom Gebäudesektor, um den Weg in Richtung einer nachhaltigen Entwicklung einzuschlagen.



Abbildung 5: Handlungspyramide der Kernmaßnahmen zur Erreichung der 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft im Gebäudesektor (in Europa)

4. Fazit

Die 1-Tonnen-CO₂-Gesellschaft scheint nach heutigen Stand des Wissens und diversen Studien theoretisch erreichbar, wenn auch nur mit signifikanten ökonomischen und gesetzgeberischen Anstrengungen. Eine Fortführung des „business-as-usual“ und der inkrementellen Verschärfung von Vorgaben im bekannten Tempo, werden unweigerlich zu einer Zielverfehlung führen. In erster Linie wird eine neue „Governance“ vonnöten sein, die das gegenwärtige globale Marktversagen in neue Bahnen lenkt. Bei einem Ölpreis von ca. 60 US\$ pro Fass (159 Liter, Sorte WTI)⁷ und einem CO₂-Preis von rd. 20 Euro pro Tonne CO₂ ist eine Lenkungswirkung und ein verändertes Agieren der oft willigen Marktteilnehmer ökonomisch nicht sinnvoll. Welches Unternehmen kann es sich denn heute in einem sehr umkämpften Markt langfristig leisten entgegen den ökonomischen Spielregeln zu handeln?

⁶ <https://www.umweltbundesamt.de/daten/private-haushalte-konsum/wohnen/wohnflaeche#textpart-3> (aufgerufen am 11.11.2018)

⁷ <https://markets.businessinsider.com/commodities/oil-price?type=wti> (aufgerufen am 11.11.2018)

Um eine nachhaltige ökonomische Lenkungswirkung zu entfalten benötigen die Marktakteure aber verlässliche Vorgaben und eine sinnvolle Vorlaufzeit, die ihnen Planbarkeit gewährt. Sicherlich wäre eine globale Lösung erstrebenswert. Da diese sich aber gegenwärtig kaum am Horizont abzeichnet, sind auch weiterhin europäische Maßnahmen das Mittel der Wahl. Da es sich im Bausektor doch immer noch um einen nationalen bzw. regionalen Markt handelt – anders als dies Beispiele im Automobilsektor der Fall ist – sind regionale negative Verwerfungen eher zu vernachlässigen.

Die in Kapitel 3 dargelegte Handlungspyramide wird sich nur in einem Umfang und einer Geschwindigkeit materialisieren, wenn die Bereitschaft einer forcierten „Governance“ schnell Fuß fasst. Die Zeiten des Zögerns und Probierens sind schnellstens zu beenden, da wir die relevantesten Lösungsansätze bereits kennen, sie aber (noch) nicht in die Zeit passen.

Danksagung

Den EIT Climate-KIC wird gedankt, dass die Projekte „Smarta Wood“ und „All Wood“ im Rahmen der Innovationsförderung unterstützt werden und damit eine relevante Grundlage für dieses Referat bereitstellten.

Quellen

DNR – Deutscher Naturschutzring (2011): Sechs Punkte Plan des DNR: Der Umbau des Energiesystems in Deutschland:

<http://www.dnr.de/downloads/sechs-punkte-plan-zum-energiesystem-in-deutsch.pdf>

Energie Schweiz 2018a: <https://www.local-energy.swiss/programme/2000-watt-gesellschaft/worum-geht-es-bei-der-2000-watt-gesellschaft.html#/>

Energie Schweiz 2018b: Facts & Figures 2018

Heeren, N., C. Mutel, B. Steubing, Y. Ostermeyer, H. Wallbaum und S. Hellweg (2015) "Environmental impact of buildings - what matters?", *Environmental Science and Technology*, doi: 10.1021/acs.est.5b01735.

Heeren, N., H. Wallbaum och M. Jakob (2012) "Towards a 2000-Watt society – assessing building-specific saving potentials of the Swiss residential building stock", *International Journal of Sustainable Building Technology and Urban Development* 3 (1): 43-49. doi: 10.1080/2093761X.2012.673917.

IEA – International Energy Agency (2018): Emissions Factors.

Kesselring, Paul und Carl-Jochen Winter (1994): *Energy Scenarios: A Two-Kilowatt Society - Plausible Future or Illusion?* Energietage 94: proceedings, 10th - 12th November 1994. Paul-Scherrer-Institut, Villigen 1995: 103–116.

Mosteiro-Romero, M., U. Krogmann, H. Wallbaum, Y. Ostermeyer, J. Senick und C. Andrews (2014) "Relative importance of electricity sources and construction practices in residential buildings: A Swiss-US comparison of energy related life-cycle impacts", *Energy and Buildings* 68: 620–631. doi: 10.1016/j.enbuild.2013.09.046.

Wallbaum, H., M. Jakob, G. Martius und Y. Ostermeyer (2013) "Assessment of the relevance of "embodied energy" in the building stock of the city of Zurich" (Sustainable Building Conference 2013, 23.-28.09.2013, TU Graz, Austria).

Methods and tools for increasing constructions in wood – A city perspective

Johan Thorsell
City of Växjö
Växjö, Sweden



Methods and tools for increasing constructions in wood – A city perspective

1. Introduction to Växjö

1.1. Facts about Växjö

Växjö is a city of 92.000 inhabitants. In a forest-rich area in the south of Sweden. The region is known for its entrepreneurial spirit and many small and medium sized companies. More than 10.000 companies are active within the municipal area. Strong sectors are IT (software), logistics, building and construction, wholesale and retail, tourism, heavy machinery, clean tech and of course the forest and timber industry.

Växjö has a strong population growth. We grow by approximately 1000-1500 people net every year. Which in turn gives us a high demand for housing, schools, pre-schools, official buildings, hotels, etc. Many people are employed and active in the building and construction sector.

Växjö is also a university city. It is the home of the Linnaeus University, with somewhat 35.000 students, making it the 5th largest University in Sweden.

Växjö is the winner of the European Green Leaf Award 2018, which is an initiative of the European Commission. This is a strong recognition of our environmental work, and that we can truly call ourselves the greenest city in Europe. Växjö has since the end of the 60's had a strong focus on the environment, not at least climate change. Our goal is to become a fossil fuel free city by 2030, and compared to the levels of 1993, our CO2 emissions are reduced by 58 %!

The economy in Växjö is stable and very good. Right now, there is a green-centre-right wing alliance governing Växjö.

2. Why wood in Växjö

2.1. Växjö is building in wood

As mentioned in the introduction, Växjö is located in the middle of the forest in the south part of Sweden. Wood is a local and renewable material. It is natural for us to build our houses in wood. Nowadays the traditional wood house manufacturers are developing very fast. The assembling of houses today is made indoors in factories. The industry is trying to copy the way of the car manufacturers. The building processes on the building-sites are very fast.

Furthermore, the material is light to transport and it is easy to process. We find the material very beautiful and very well-suited for modern building purposes.



2.2. Main reason

The main reason for choosing wood is the climate and the environment. We know that somewhat 30% of the CO₂ emissions comes from the building industry in Sweden today. Växjö with its strong focus on emission of course must tackle and handle these CO₂-emissions as well if we want to improve further.

Thus, building in wood is part of our environmental program, but we also have a separate wood building strategy to improve and influence the municipal organisation and the building industry. Targets in the program and strategy are measured every year.

2.3. Other reasons

Of course, there are many other reasons for choosing wood in Växjö. Building costs are increasing. By letting in new actors on the market from the wooden sector to compete with the concrete builders we hope to see a change in prices. With new actors there is also a possibility for new companies to establish on the Växjö market and to start producing here.

Växjö also would like to promote and support the development of a local and renewable product and a new way of manufacture houses. We now have the knowledge and experience that is needed and the support from research and university for realizing all the building projects in wood.

Furthermore, there are already today many companies and actor active in the sector in our region, so the city wants to support and develop the companies established here. It can create new jobs. At least it will change the place of the manufacturing. The sawmills are mostly located on the countryside, where as the building-sites are in the city centre. The industrial production of houses will be located close to the sawmills moving the employments from the city to the countryside. By producing houses indoor in factories, the way of production also opens up for other than the traditional building workers, for instance women, disabled and for new categories of labours, for instance wood assembly worker, rather than carpenters, plumbers, painters, etc.

Another important reason for choosing wood is that Växjö want to take the lead! We want and we dare!!

3. The Växjö success story

3.1. Unity

One of the success factors in Växjö is just this. From the political left to right all the parties are in agree regarding environmental issues and thereby also the wood building strategy accompanying it. The politicians are also brave enough to want to go further for climate and dare challenge the building sector.

3.2. Cooperation

Another success factor in Växjö is the close cooperation between the city, university, and industry. Many of our building projects are cooperation like this. Without this we wouldn't have reach this far and wouldn't have developed so much during the years. There is a win for all parts in this: the cutting-edge research, the new business fields and opportunities and a more attractive and sustainable city.

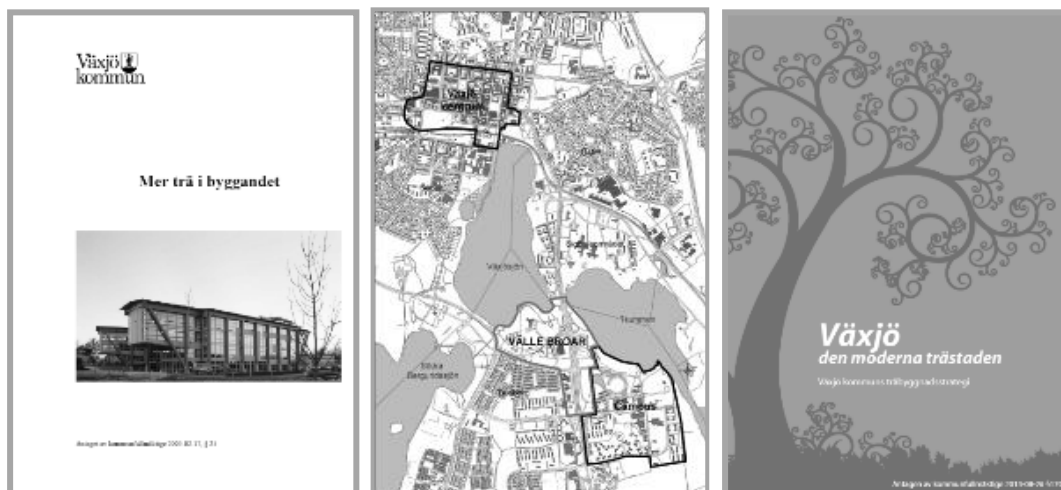
4. When and what in Växjö

4.1. Early strategy and specific land area for wood buildings

In 1994 Sweden joined the European Union. At the same time the national building code changed. The code stated that it was now possible to build houses higher than 2 floors in wood in Sweden if all other standards were fulfilled, fire protection, etc. Växjö was an early bird in this sense. With a couple of exemptions from the building code, we had already started our wood building journey in the beginning of 1990.

In 2004 the government stated in a proposal that Sweden should promote and increase the wood used in buildings. Växjö quickly followed this proposal and decided on policy in this matter in 2005. In 2006 Växjö decided to allocate an area of the city, called Välle Broar, only allowing buildings in wood (the frame/supporting walls should be in wood). It included both apartments and office space. The university was a strong partner in these projects. We learned a lot from every project and develop new methods and techniques all the time.

In 2013 the city decided on a wood building strategy. In this strategy stated that by 2020 50% of all newly built municipal buildings should be in wood (the frame/supporting walls). Making this the strongest wood building strategy in Sweden.



4.2. Buildings and examples from Växjö

There are now many examples of buildings in wood from the Välle Broar and the university campus area. We have examples of apartments, of office buildings and of arenas (for tennis, floor ball and indoor athletics). We also have examples of houses for densifying the city centre and of wooden lobbies.

In 2017 a private developer completed Växjö's first house in massive wood (Cross-Laminated Timber) at Välle Broar.

5. Recently built projects in Växjö

Right now, there are many ongoing wood building projects in Växjö. We say that we probably are the largest building site in northern Europe when it comes to building in wood. Following below are some examples of the pending projects.

5.1. Vallen

Developer: Växjöbostäder and Midroc

Building systems: Moelven, column-beam and Binderholz, CLT

Architect: Arkitektbolaget

No. of storeys: 8

No. of apartments: 200



5.2. Pelarsalen

Developer: HSB Sydost
 Building system: Derome/Ahus, panel elements
 Architect: Tengboms
 No. of storeys: 6
 No. of apartments: 200



5.3. Docenten

Developer: ICA Fastigheter and Växjöbostäder
 Building system: Vida Building, volume elements/modules
 Architect: LBE
 No. of storeys: 8 (incl. a grocery store and student homes)
 No. of apartments: 248



5.4. Geologen

Developer: GBJ Bygg
Building system: StoraEnso, CLT
Architect: Stefan Johansson
No. of storeys: 8 (incl. a pre-school)
No. of apartments: 143



5.5. Ekologen

Developer: Midroc
Building system: Martinsons, CLT
Architect: Arkitektlaget
No. of storeys: 5
No. of apartments: 75



6. Next step

6.1. New train station and city hall

The city council just recently decided to go ahead with the plans of building a new train station and a city hall. Environmental impact and energy consumption is highly considered in this project. Thus, the building should be:

A smart, efficient and sustainable house

A house for collaboration, with the city, the place and each other

Strengthening and preserving the city's identity

6.2. New wood area

The allocated wood building area – Välle Broar – is now more or less completed with buildings. Thus, the city has decided to expand the area to the new Välle Broar 2.0. surrounding two of the city lakes. This means that the construction of wood buildings will continue in Växjö and whole new areas of the city will be built in wood.

The development will be in different steps, which means that the latest planned step might be in 2030-2035. By then all buildings in Växjö might be in wood and we are not referred to a specific wood building area anymore.



6.3. Development and research

Växjö is now in the process of updating the wood building strategy from 2013. This will probably be the last wood building strategy in Växjö. Wood as a building material is after this considered equal to concrete and steel (no headway anymore). Instead we are focusing on LCA and LCC, that is on the climate impact and CO2 emissions from each building project. We know today that the national building code will require climate declarations in the near future.

Building costs are still high in Sweden. Thus, Växjö want to see more competition and more actors in the wood building sector in order to facilitate for lower building costs. Closely linked to this is also the material of the façade. Building-owners try to avoid wooden material since it is creating higher costs for maintenance, on the other hand the wood façades create a more beautiful and attractive city. Research is ongoing regarding new solutions for façades.

Still sound and acoustics is an area for further research and development.

New research has indicated that rooms decorated with wood and lots of natural material give more relaxed people. According to a Norwegian study interior like this in a hospital could give 2-day-less in hospitalized people. Studies also shows that students/pupils in a school with a lot of natural interior material perform better and that there is less graffiti on wooden walls. This is research that Växjö is following very closely, although more research is needed in this field.

Nachhaltige Stadtentwicklung – Strategien der Stadt München

Wolf Opitsch
Landeshauptstadt München
Referat für Stadtplanung und Bauordnung
München, Deutschland



Nachhaltige Stadtentwicklung – Strategien der Stadt München

1. Nachhaltige Stadtentwicklung – Woher kommen wir

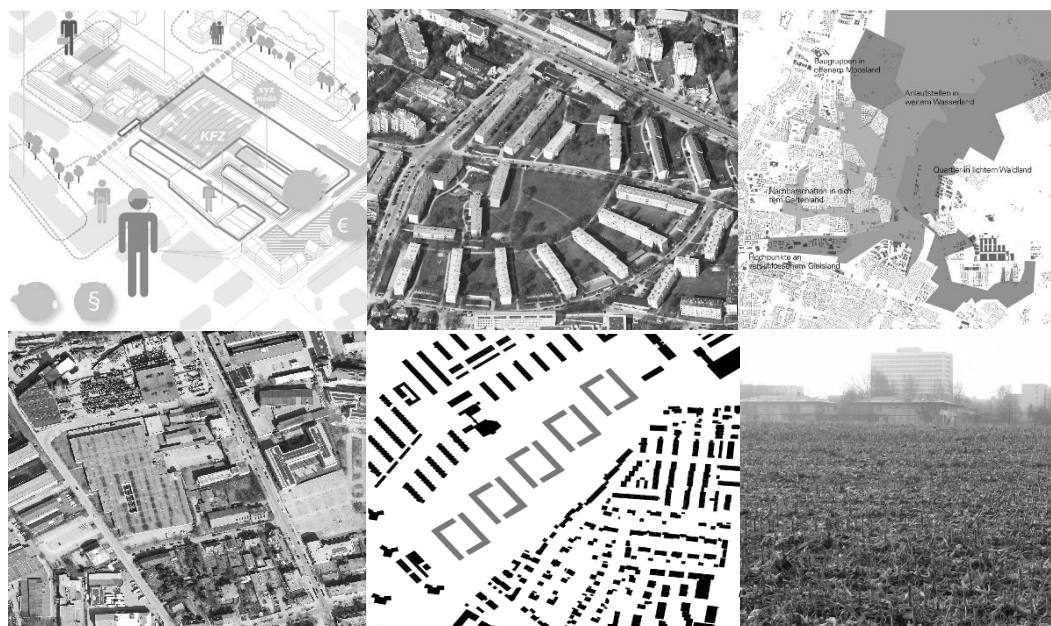
1.1. Wohnen in München

Eine der wichtigsten Aufgaben in München ist die Versorgung der Bevölkerung mit bezahlbarem Wohnraum. München wird weiter wachsen und somit auch die Nachfrage nach Wohnungen. Gleichzeitig verknappen sich die zur Verfügung stehenden Siedlungsflächen im Stadtgebiet zunehmend.

Der Münchner Stadtrat hat daher das neue wohnungspolitische Handlungsprogramm «Wohnen in München VI» Ende 2016 beschlossen, in dem die Ziele der Münchner Wohnungspolitik fortgeschrieben und weiterentwickelt werden. Damit werden alle verfügbaren Instrumente genutzt, um den Anteil an preiswertem Wohnraum zu schützen und den Neubau von Wohnungen zu fördern. Seit seiner Erstauflage im Jahr 1989 sind über 157.000 Wohnungen fertiggestellt worden, das ist etwas mehr als der Wohnungsbestand von Karlsruhe.

Aufgrund der absehbaren Flächenverknappung lassen sich folgende Schwerpunkte für Wohnungsbaupotenziale identifizieren:

- Umstrukturierung von Gewerbegebieten in Wohngebiete,
- Nachverdichtung,
- Neuentwicklung.



Umstrukturierung

Verdichtung

Stadtrand

Abbildung 1: Strategien der Langfristigen Siedlungsentwicklung, Quelle: LHM

1.2. Nachverdichtungspotenziale in Holzbau

Holz hat als Baumaterial eine Bedeutung gewonnen, die noch vor wenigen Jahren kaum denkbar war. Gerade bei der Nutzung der Wohnbaupotenziale Nachverdichtung und Neubau kann der Holzbau im Wohnungsbau große Vorteile bieten. Der Holzbau lässt sich vorfertigen und elementieren. Beim Bau bringt der Holzbau durch das schnelle Zusammenfügen der vorgefertigten Elemente deutliche Zeitvorteile und verursacht weniger Baustellenverkehr. Bautechnische Forschungen haben große Verbesserungen beim Brand-

und Schallschutz von Holzbauten bewirkt. Computergestützte Herstellungsmethoden ermöglichen völlig neue Formen der Gestaltung. Einer der ältesten Baustoffe liefert somit entscheidende Beiträge zu einer ressourcenschonenden Architektur, ein vertrautes Material präsentiert sich in einer neuen Vielfalt.

Bauen mit Holz ist ein Statement für ökologisch verantwortliches und nachhaltiges Bauen und kann zukünftig bei der langfristigen Siedlungsentwicklung und seinen Strategien für das Wohnen in München eine große Rolle spielen.

1.3. Holzhäuser in amerikanischer Bauweise 1995

Die Oberste Baubehörde im bayerischen Staatsministerium des Innern hatte im Jahr 1992 das Modellprojekt «Holzhäuser in amerikanischer Bauweise» initiiert. In München hatte sich die städtische Wohnungsbaugesellschaft GWG München mit 2 Projekten beteiligt. Beim ersten Projekt, dem «blauen Haus» musste aufgrund des 4. Geschosses eine Sprinkleranlage eingebaut werden, wodurch der Kostenrahmen im geförderten Mietwohnungsbau gesprengt wurde. Das Folgeprojekt wurde dann nur noch in drei-geschossiger Bauweise ausgeführt, eine Bauweise, die sich schon damals als unwirtschaftlich erweisen sollte. Aufgrund dieser Erfahrungen wurde die Holzbauweise im Wohnungsbau zumindest bei den Projekten der städtischen Wohnungsbaugesellschaften nicht weiterverfolgt.



Abbildung 2: Holzhäuser der GWG München, Arch. Meyer-Sternberg, München, 1995

1.4. PERSPEKTIVE MÜNCHEN – Online Befragung 2012

Neue Impulse erhielt der Holzbau in München durch die Fortschreibung des Münchner Stadtentwicklungskonzepts PERSPEKTIVE MÜNCHEN im Jahr 2012. In der Online-Befragung hatte der Vorschlag «München profiliert sich als international führende Holzbaustadt» die meisten Zustimmungen erhalten.

Der Münchner Stadtrat hat daraufhin das Referat für Stadtplanung und Bauordnung beauftragt, die Möglichkeiten für die Holzbauweise in München auszuloten.

2. Rolle und Einflussmöglichkeiten der Kommune

2.1. Einbindung der Politik

Eine wesentlich Voraussetzung für die erfolgreiche Einführung der Holzbauweise ist die Einbindung und umfassende Information der politischen Entscheidungsträgerinnen und Entscheidungsträger. Das Referat für Stadtplanung und Bauordnung hat daher für die Mitglieder der wichtigsten Ausschüsse z.B. eine Informationsfahrt nach Bad Aibling in die «City of Wood» der Firma B&O Gruppe veranstaltet. Die bereits realisierten Gebäude sind Vorbildprojekte, gerade auch für den mehrgeschossigen Holzbau. Die «City of Wood» zeigt, dass sich der Holzbau für private Bauherrinnen und Bauherren durchaus wirtschaftlich interessant darstellt.

2.2. Konzeptausschreibungen

Nachdem die Stadt München selbst nicht als Bauherrin für Wohnungsbauvorhaben fungiert, bestehen insbesondere bei der Ausschreibung und Vergabe städtischer Flächen für Wohnungsbau größte Einflussmöglichkeiten bei der Umsetzung bestimmter Ziele, wie beispielsweise der Holzbauweise.

Die Landeshauptstadt München bietet ihre Grundstücke ohne Preiswettbewerb zum Verkehrswert im Rahmen von Konzeptausschreibungen mit vorformulierten Qualitätskriterien an. Diese Kriterien müssen für eine gerechte Bewertung der Angebote messbar und vergleichbar sein.

In der Ökologischen Mustersiedlung hat die Stadt München Qualitätskriterien zur Wertung der Holzbauweise festgelegt. So lag im Geschosswohnungsbau der Mindestanteil für die Angebote 50 kg nawaros pro m² Wohnfläche. Wurden jedoch 120 kg nawaros pro m² Wohnfläche geboten, so erreichten die Bieter die volle Punktzahl und somit die besten Chancen, den Zuschlag für das Grundstück zu erhalten.

3. Ökologische Mustersiedlung Prinz-Eugen-Park

3.1. Ehemalige Prinz-Eugen-Kaserne

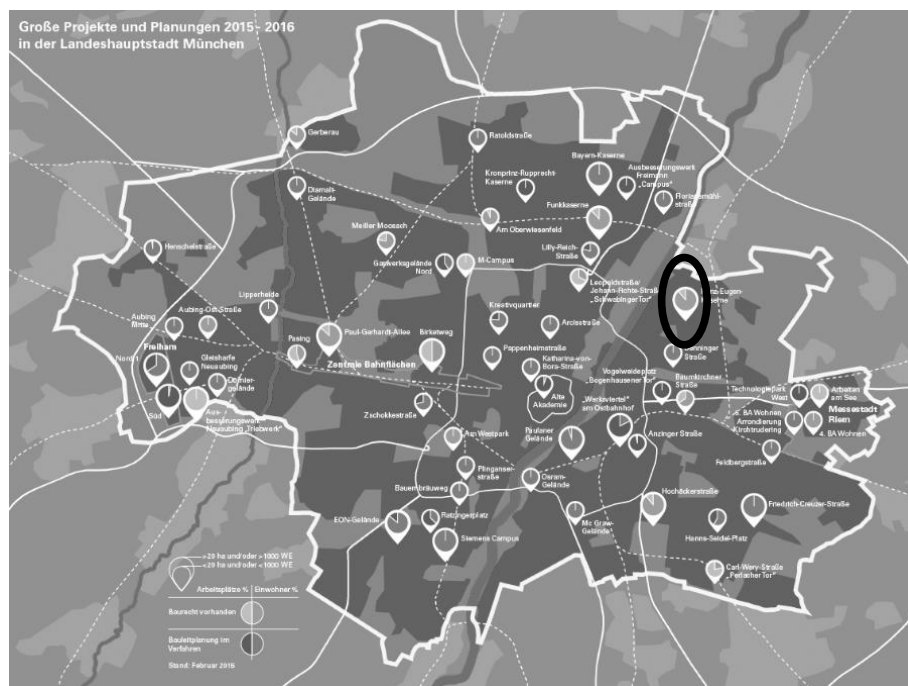


Abbildung 3: Große Planungen in München und Lage Prinz-Eugen-Park, 2017

Der Münchner Stadtrat das Referat für Stadtplanung und Bauordnung beauftragt, eine Ökologische Mustersiedlung in Holzbauweise umzusetzen. Die Karte (Abbildung 3) zeigt einerseits, dass derzeit große Planungen über das gesamte Stadtgebiet verteilt stattfinden sowie den Standort der Ökologischen Mustersiedlung. Der Standort ist ein Teilbereich in der ehemaligen Prinz-Eugen-Kaserne, die die Stadt München 2005 vom Bund erworben hat.

3.2. Rahmenplan Prinz-Eugen-Park

Das neue Stadtquartier mit insgesamt ca. 1.800 Wohnungen wird nach dem Rahmenplan aus dem städtebaulichen Wettbewerb im Jahr 2009 (GSP Architekten und Rainer Schmidt Landschaftsarchitekten, beide München) entwickelt. Die Ökologische Mustersiedlung befindet sich im südlichen Bereich.



Abbildung 4: Rahmenplan Prinz-Eugen-Park (GSP Arch., München) und Umgriff Mustersiedlung

4. Ökologische Mustersiedlung – Holzbauweise

4.1. Definition Holzbauweise

Für die Definition der Holzbauweise hat die Stadt München als Kooperationspartnerin an einem von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt geförderten Forschungsprojekt der TU München und der Ruhr Universität Bochum mitgewirkt. Im Ergebnis der Forschung ist ein geeigneter und gut messbarer Parameter zur Bewertung von Holzbauten die Menge Holz, die im Gebäude verbaut ist. Holz wird dabei als «nachwachsender Rohstoff» in der Abkürzung «nawaros» bezeichnet. Als Einheit für die Bewertung dient die Masse in Kilogramm an nachwachsenden Rohstoffen je Quadratmeter Wohnfläche ($\text{kg nawaros/m}^2 \text{ WF}$). So kann beispielsweise der Holzanteil im Geschosswohnungsbau – je nach Bauweise – bis zu $190 \text{ kg nawaros pro m}^2 \text{ Wohnfläche}$ betragen.

4.2. Förderung

Die Ökologische Mustersiedlung ist mit ihren Zielen und in der geplanten Größe ein bislang einmaliges Pilotprojekt für nachhaltiges Bauen. Um die Realisierung zu ermöglichen, hat der Münchner Stadtrat ein Förderprogramm speziell für die Ökologische Mustersiedlung beschlossen. Das Programm bietet den Akteuren einen Zuschuss für die Finanzierung der höheren Erstinvestition und der Mehraufwendungen für den Holzbau. Die Höhe des Zuschusses richtet sich nach der im Gebäude verbauten Masse Holz (in Kilogramm). Nach den Förderrichtlinien beträgt der Zuschuss bei kleinen Gebäuden bis drei Geschosse bis zu $0,70 \text{ Euro pro Kilogramm «nawaros»}$ und beim Geschosswohnungsbau bis zu $2,00 \text{ Euro pro Kilogramm «nawaros»}$. Der Münchner Stadtrat hat für das Zuschussprogramm Haushaltsmittel in Höhe von $13,6 \text{ Mio. Euro}$ zur Verfügung gestellt.

4.3. Qualitätssicherung

Die Umsetzung des Holzbaus stellt für die Akteure eine große technische Herausforderung dar. Die Qualitätssicherung erfolgt über mehrere Bausteine: Die Bauherren haben sich zu einem integrierten Planungsansatz verpflichtet. Erst dann kommen die wesentlichen Vorteile der Holzbauweise wie eine verkürzte Bauzeit, Kostensicherheit und die gewünschte Ausführungsqualität zur Geltung. Zudem müssen die verwendeten Holzbaustoffe aus nachhaltiger Bewirtschaftung oder aus der Region stammen. Das speziell eingerichtete Ratgeber-Gremium mit vier anerkannten Expertinnen und Experten berät alle Projekte in der Planungsphase zu Brandschutz, Tragwerk und Schallschutz im mehrgeschossigen Holzbau.

5. Ökologische Mustersiedlung

5.1. Stand der Umsetzung

Mittlerweile sind alle Grundstücke vergeben. Die Mustersiedlung setzt sich aus acht individuellen Holzbauprojekten zusammen und wird von den städtischen Wohnungsbaugesellschaften mit insgesamt 243 Wohnungen, von Baugemeinschaften mit ungefähr 159 Wohnungen und von zwei Genossenschaften mit zusammen zirka 160 Wohnungen, realisiert.

Von den knapp 600 Wohnungen werden über 400 als geförderte und freifinanzierte Mietwohnungen errichtet. Der Holzbau ist somit nicht nur auf den Eigentumswohnungsbau beschränkt, sondern auch für den urbanen und mehrgeschossigen Mietwohnungsbau prädestiniert. Der Rest wird als selbstgenutztes Wohneigentum von Baugemeinschaften errichtet.

Das zusätzliche Förderprogramm Ökologische Mustersiedlung ist ein wichtiger Bestandteil für die Umsetzung. Alle Akteure haben in der Planungsphase die Mehraufwendungen der Holzbauweise dargestellt und die entsprechenden Zuschüsse beantragt.

Das Ratgebergremium zur Qualitätssicherung hat sich intensiv mit allen Projekten in der Planungsphase befasst und wertvolle Anregungen und Hinweise gegeben. Insbesondere die erhöhten Brandschutzanforderungen für den Geschosswohnungsbau der Gebäudeklassen 4 und 5 setzen individuelle Konzepte voraus.

Teilweise befinden sich die Projekte bereits im Bau, erste Fertigstellungen werden für Ende 2018 angestrebt.

5.2. Ziele

Die hohen Holzanteile in den Gebäuden tragen erheblich zum Klimaschutz bei. Insgesamt werden in der ökologischen Mustersiedlung etwa 13.000 Tonnen Kohlendioxid langfristig gespeichert. Zudem werden klimaschädliche Treibhausgas-Emissionen durch die Holzbauweise je nach Holzanteil zu zirka 30 bis 60 Prozent gegenüber der mineralischen Bauweise substituiert. Die Holzbauweise leistet einen positiven Beitrag zum Klimaschutz.

Auch bei den energetischen Gebäudestandards weist die Mustersiedlung große Qualität auf. So werden die Häuser mehrheitlich nach dem KfW EH 55 Standard, teils sogar nach dem Passivhaus-Standard realisiert.

Und die Forschung geht weiter: Die Ökologische Mustersiedlung zieht schon jetzt viel Aufmerksamkeit auf sich und ermöglicht es, erstmals eine großmaßstäbliche Umsetzung in Holzbauweise unter klimarelevanten Aspekten auszuwerten. In einem neuen, von der DBU geförderten Forschungsprojekt sollen für alle Gebäude eine Lebenszyklusanalyse erstellt und die langfristigen Auswirkungen in Bezug auf Nachhaltigkeit untersucht werden.

Übertragung und Verbreitung

Die Systematik zur Förderung der Holzbauweise lässt sich sehr gut übertragen. Die Landeshauptstadt München beabsichtigt daher auch bei weiteren Ausschreibungen die Holzbauweise bei ausgewählten Grundstücken als Qualitätskriterium aufzunehmen.

Die ökologische Mustersiedlung etabliert den modernen und urbanen Holzbau für eine nachhaltige Stadtentwicklung in guter Gestaltung.



Abbildung 5: Projekt der GWG München, Müller-Blaustein, Arch. Rapp

Prinz Eugen Park WA14 West

Stefan Rapp
Dipl. Ing.(FH) Freier Architekt BDA . Rapp Architekten
Ulm, Deutschland



Prinz Eugen Park WA14 West

1. Ein Haus für Kinder und 57 Wohnungen

1.1. Einleitung

Die ehemalige Prinz-Eugen-Kaserne im Münchner Osten war früher eine Militärfäche, die seit 2016 von der Stadt München städtebaulich entwickelt wird. Es werden insgesamt 1.800 Wohnungen entstehen, das Besondere ist die geplante ökologische Mustersiedlung in der fast 600 Wohnungen entstehen werden. Im Jahr 2016 lobte die stadteigene GWG einen Totalunternehmerwettbewerb aus. Den Wettbewerb konnten wir zusammen mit der Bietergemeinschaft: müllerblaustein Holzbauwerke und Brüggemann Holzbau für uns entscheiden.

1.2. Der Wettbewerb

Der städtebauliche Rahmen ist im Bebauungsplan vorgegeben. Das Raumprogramm der GWG benötigt für das Haus für Kinder in der Erdgeschosszone das gesamte Baufeld. In den Obergeschossen schlagen wir gegenüber dem Rahmenplan 4 Punkthäuser vor.

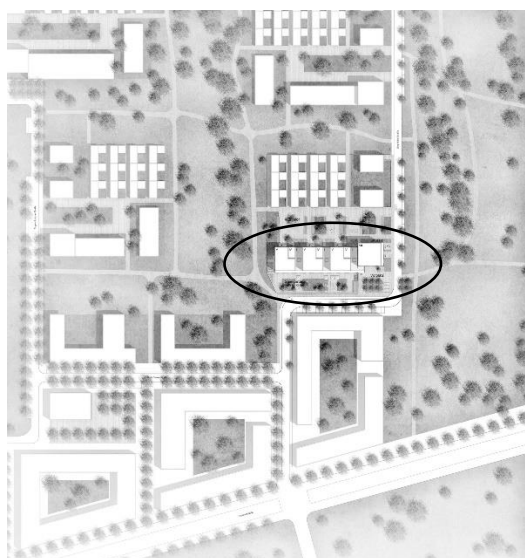


Abbildung 1: Lageplan Wettbewerb

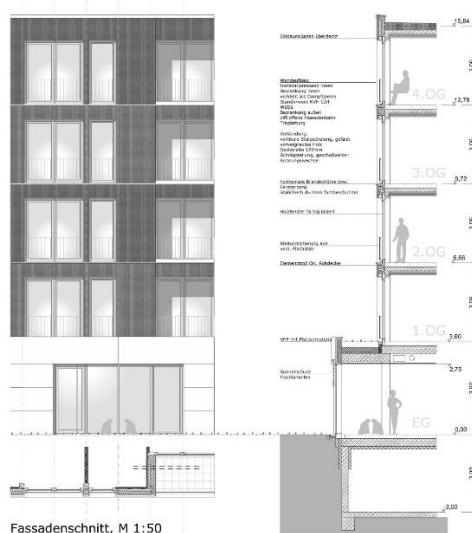


Abbildung 2: Fassadenschnitt Wettbewerb

Der Neubau an der Jörg-Hube-Straße schafft Raum für 57 Wohnungen und für ein Haus für Kinder mit je drei Krippen- und Kindergartengruppen. Das Haus der Kinder wird ein-geschossig im Erdgeschoss des Gebäudes integriert und zeichnet sich im Westen durch einen vorspringenden Sockelbereich ab.

Alle Gruppenräume orientieren sich zum Gartenbereich, der sich nach Westen hin anschließt, die Personalräume und Nebenräume liegen nach Osten und dienen als Trennung zum Wohnbereich. Die innenliegenden Flur- und Garderobenbereiche erhalten über Oberlichter Tageslicht. Die Bereiche verfügen über mehrfache Ausblicke und Ausgänge zum Garten.

Die Wohnungen sind in vier- bis sechsgeschossige, kompakte Körpern über dem Sockelgeschoss platziert. Die Aufgliederung in vier Volumen schafft überschaubare Nachbarschaften und maximiert gleichzeitig die Tageslichtnutzung von Wohnungen und Kita.

Alle Wohnungen orientieren sich zu mindestens zu zwei Himmelsrichtungen. Die Zugänge zu Wohnungen und Haus für Kinder sind räumlich getrennt. Die Wohnungen werden von Osten, bzw. Süden erschlossen, das Haus für Kinder von Westen.



Abbildung 3: Grundriss Erdgeschoss Haus für Kinder

Für den Wohnhof ist eine Abfolge von unterschiedlich nutzbaren Räumen vorgesehen: Spielflächen, Verweil-/Sitzplätze, Urban-Gardening, Nachbarschaftsplatz für Boulespiel, Feste etc. Im Vorfeld der Gebäudeeingänge befinden sich Fahrradstellplätze und Sitzbänke, eingebunden in ein Ziergräserband. Auch der Freibereich der Kita versteht sich als Reihung vielfältiger, topografisch modellierter Spielsituationen, um die sich Terrassenflächen und ein Rundweg zum Roller-/Bobbycarfahren anordnen. Im Norden dazu als Ergänzung ein Versteck- und Beerengarten. Das Gerätehaus als südliche Kante des Kita-Freibereichs bildet den Rücken einer kleinen Platzsituation. Der Platz steht als Auftakt für das Haus für Kinder und den Mehrzweckraum und dient als Bindeglied zwischen dem Quartier und dem öffentlichen Grünzug im Süden.

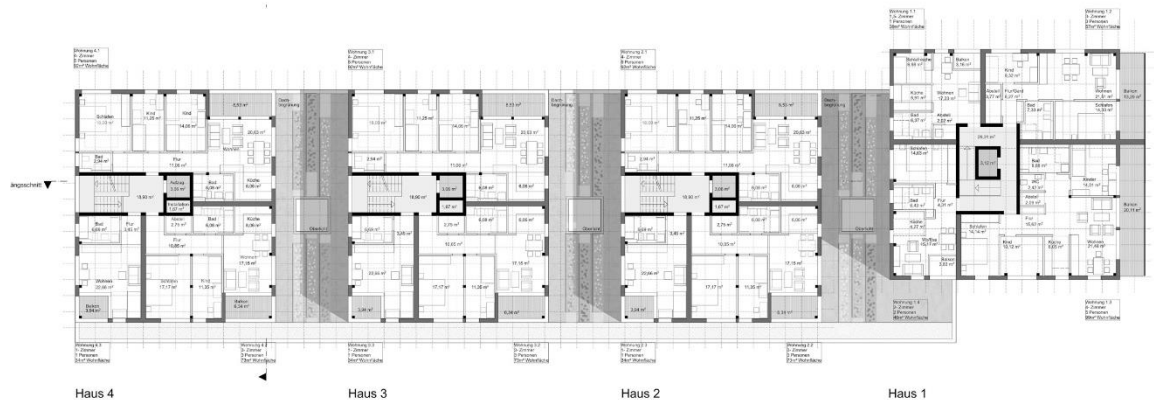


Abbildung 4: Grundriss Obergeschoss

Konstruktion und Materialien

Das UG und das EG bis zur Oberkante der Decke über dem EG, sowie die Treppenhäuser und Aufzugsschächte bis zur Dachhaut werden in Stahlbetonbauweise erstellt.

Ab Oberkante Decke über dem EG werden alle 4 Gebäudeteile in Holz-Hybrid-Bauweise errichtet. Die Decken werden als vollflächige, hohlraumfreie Holz-Beton-Verbund-Decken mit sichtbarer Holzuntersicht auf linearen Holz-Beton-Verbund-Trägern und dem Beton-Erschließungskern vertikal aufgelagert.

Die vertikalen Lasten aus den HBV-Trägern werden über innenliegende, sichtbare Holzstützen geschossweise abgetragen. Die Horizontalaussteifung erfolgt über eine durchgehende Betonscheibe der HBV-Decken, welche an den Erschließungskernen angeschlossen sind. Tragende Innenwände werden aus Gipskarton gekapseltem Brettsperrholz erstellt. Als Wohnungstrennwand kommt eine zweischalige Ausführung der Brettsperrholzwand zum Einsatz. Nichttragende Innenwände werden in konventionellen Trockenbau-Systemwänden errichtet.

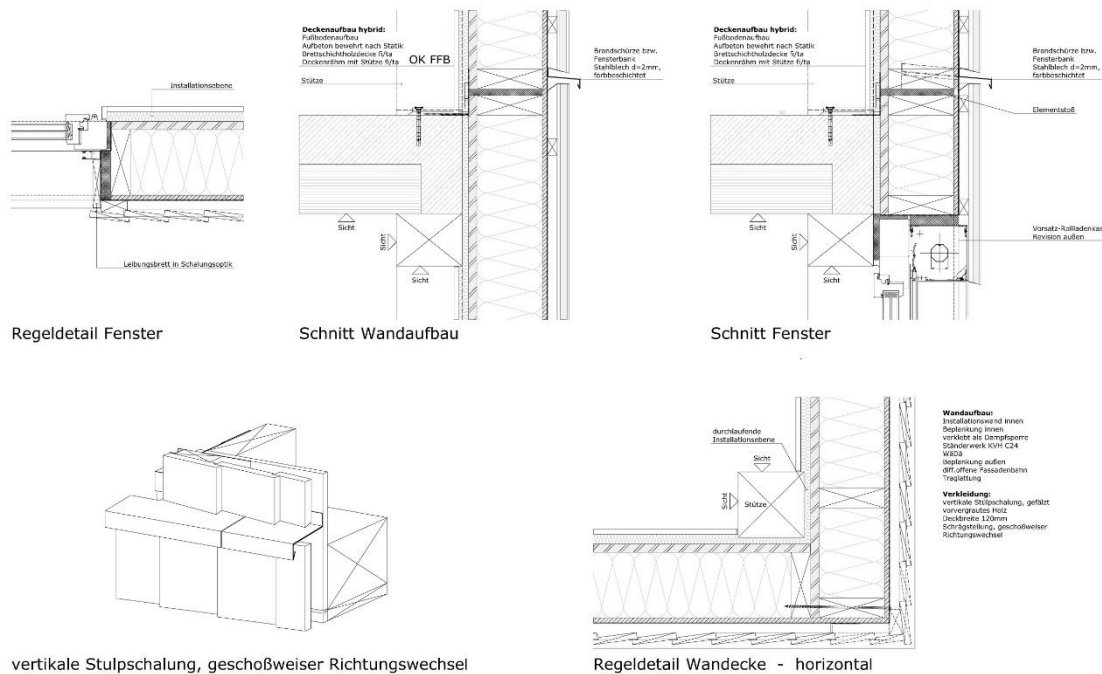


Abbildung 5: Systemdetails Wettbewerb

Die Außenwände bestehen aus nichttragenden, wärmedämmten und geschossweise vorgefertigten Holz-Rahmen-Bauteilen. Die Vorfertigung umfasst die Konstruktion, Fenster und Sonnenschutz, sowie die komplette Fassadenbekleidung aus Holz. Die Fassade ab dem 1. OG erhält vertikal angeordnete, vorvergraute und gestülpte Brettschuppen, welche geschossweise ihre Stülprichtung ändern. An den Geschossübergängen wird die Holzfasade durch einen integrierten, horizontal durchlaufenden Brandriegel unterbrochen. Die Fassade im EG wird aus schwerentflammbar Materialien als Plattenfassade hergestellt. Der Brandschutz wurde bereits im Angebot mit einem qualifizierten Gutachten nachgewiesen.

Anteil an nachwachsenden Rohstoffen

Eine Besonderheit in der Ökologischen Siedlung im Prinz Eugen Park ist die Subventionierung des Einsatzes nachwachsender Rohstoffe durch die Stadt München. Nachwachsende Rohstoffe werden in Form von teilweise sichtbaren Holzbauteilen nachgewiesen. Insbesondere die tragende Konstruktion ab dem 1. OG, die Außenwandkonstruktion, wie auch der Fassadenbekleidungen sowie die Innenbekleidungen im Erdgeschoss sind hier erwähnt. Der Anteil wurde bereits im Wettbewerbsverfahren abgefragt und an Hand einer vorgegebenen Matrix ermittelt. es wurde ein Wert über 602.500 kg verbaute Holzmasse (ohne Zusatzstoffe) ermittelt. Der Fördersatz beträgt: 0,7 €/kg verbaute Holzmasse: Die Projektförderung betrug also zum Vergabestand 421.750,00 €. Die im Baustoff gebundene Menge CO₂ ergibt 1.104.684 kgCO₂.



Abbildung 6: Perspektive Wettbewerb

1.3. Die Realisierung

Nachdem wir den Auftrag auf der vorbeschriebenen Basis von der GWG erhalten hatten, beschlossen wir zusammen mit dem Holzbauteam und den Fachingenieuren das Projekt als digitales BIM Projekt durchzuführen. Da unsere Erfahrungen im Team noch nicht sehr groß waren, wurden wir von externen BIM-Beratern gecoacht. An Hand der verschiedenen Modelle (Architektur, Tragwerk, Holzbau und TGA) konnten schnell, Kollisionen und Unstimmigkeiten festgestellt und beseitigt werden.



Abbildung 7: BIM-Modell Entwurfsplanung

Auf Basis des BIM-Modells wurde die Holzbauplanung und darauf aufbauend die Werk-Detail- und Montageplanung gefertigt. Im Frühjahr 2018 wurde dann vor Ort auf der Baustelle mit den Bauarbeiten begonnen. Die Taktung erfolgte von Nord nach Süd. Am Freitag, den 09.11.2018 fand das Richtfest statt. Wobei Richtfest in diesem Zusammenhang schon bedeutet, dass die Wände im Holzbau durch die Vorfertigung inklusive Fenster, Fassadenverkleidungen usw. im Wesentlichen fertiggestellt wurden und die Dächer wind- und wetterfest sind. Das Bauwerk wird Mitte 2019 bezogen.

Die Durchgängigkeit der Digitalisierung bis zur Elementierung des Holzbaus ist gut machbar und kann, wenn sich alle an die Spielregeln halten sehr gut funktionieren. Leider bricht dies dann bei den klassischen Rohbau- und Ausbauarbeiten abrupt ab. Digitalisierung trifft auf Steinzeit. An der Stelle gibt es noch sehr viel Nachholbedarf.



Abbildung 8: Baustelle Blick von Süd-Osten



Abbildung 9: Baustelle Blick auf Haus 2



Abbildung 10: sichtbare BSH Decken



Abbildung 11: «Steinzeit» trifft Digitalisierung

2. Fazit

Durch die Subventionierung des Einsatzes nachwachsender Rohstoffe konnte die Holzbau-Hybridbauweise den Wohnbaugesellschaften schmackhaft gemacht werden. Leider ist dies derzeit ohne Unterstützung noch nicht möglich, da die konventionelle, massive oder auch mineralische Bauweise in der Herstellung immer noch günstiger ist. Die Gesamtbetrachtung der Nachhaltigkeit findet immer noch nicht statt. Die Baukosten können aber auch nicht so steigen, wie es sich der ein oder andere gerne wünschen würde. Die Wohnbaugesellschaften sind gehalten «bezahlbaren Wohnraum» zu schaffen. Die Miete resultiert immer aus den Herstellkosten und den Unterhaltskosten für die Gebäude. Für Schwellenhaushalte bezahlbarer Wohnraum zu schaffen ist auch in konventioneller Bauweise, insbesondere in München kaum mehr möglich.

Auch die Massivbauhersteller haben mit dem Kostendruck ihre Probleme. Die durch den Einsatz osteuropäischer Bauarbeiter niedrig gehaltenen Herstellkosten werden steigen, da der wirtschaftliche Aufschwung in den Heimatländern ihre Arbeitskraft verlangt. Eigenes, deutlich teureres Personal muss die Arbeiten ausführen. Bei sehr vielen Firmen steht dieses Personal überhaupt nicht mehr zur Verfügung. Das bedeutet, dass die Kapazitäten im Rohbau nicht mehr in dieser Anzahl zur Verfügung stehen können. Auch im konventionellen Bau werden also Rationalisierung und Optimierung notwendig.

Ein anderer Aspekt ist die Tatsache, dass immer weniger Menschen eine Arbeit auf dem Bau wählen. Im Holzbau ist das noch einigermaßen attraktiv, im Betonbau, Straßenbau, Trockenbau und auch bei den technischen Installationsberufen sieht es mit dem Nachwuchs sehr düster aus. Das liegt auch daran, dass leider die Handwerksberufe in der

Gesellschaft nicht den Stellenwert haben wie Akademiker-Berufe, obwohl der Verdienst im Handwerk oft wesentlich besser ist.

These 1: Wir werden in Zukunft mit viel mehr angelernten Mitarbeitern arbeiten müssen als bisher, bei einer seriellen Fertigung in der Halle ist das deutlich leichter und besser leistbar als auf der Baustelle.

These 2: Der Bauberuf muss attraktiver, digitaler zeitgemäßer und spannender werden. Tablets, Notebooks, Roboter ersetzen Ordner, Papierpläne und überwiegend körperliche Arbeit. Auf der Baustelle wird montiert. In der Halle wird produziert.

These 3: Die verbleibenden Mitarbeiter müssen produktiver arbeiten. Derzeit liegt der Anteil produktiver Stunden bezogen auf die Jahresarbeitszeit bei knapp unter 60%. Das heißt nicht das die Mitarbeiter faul sind, sondern nur, dass bei einer effizienteren Terminplanung, Lieferungen just in Time (ohne Materialsuche auf der Baustelle), klare Aufgabenverteilung, guter Arbeitsvorbereitung, klare Anweisungen usw. deutlich wirtschaftlicher und motivierter gearbeitet werden kann.

Dies ist eine große Chance für den Holzbau.

Der Holzbau ist prädestiniert für die Digitalisierung im Hochbau. Eine durchgehende Fertigung von der Planung bis zum Abbund ist relativ problemlos möglich. Der Maschineneinsatz bei der Produktion im Werk ist deutlich höher und damit der Lohnanteil geringer. Der Ausbau vor Ort muss auf das notwendigste reduziert werden und digital unterstützt ebenfalls auf BIM Basis einfach anwendbar eingesetzt werden.

In Zukunft werden wir nicht mehr einen «Kampf der Systeme» führen. Wir haben uns immer schon gefragt, was das für ein Qualitätsmerkmal sein soll, dass man z.B. nun Häuser in Holz so hoch wie aus Stein oder Stahl bauen kann. Das wird den Laien nicht so sehr begeistern. Jede Bauweise hat ihre Vor- und Nachteile. Die Kunst ist es diese richtig zu kombinieren. Die Nachhaltigkeit spielt natürlich hierfür eine wichtige Rolle. Wir dürfen die Bauweisen nicht dogmatisch sehen.

Wir sehen die Zukunft digital und hybrid.

Sponsoren und Aussteller



ADLER PLATINUM. DIE WARTUNGSFREIE OBERFLÄCHE FÜR HOLZFASSADEN.

Durch unsere langjährige Erfahrung im Holzbau wissen wir: Eine gleichmäßige, wartungsfreie Holzoberfläche ist möglich. Mit dem Systemaufbau Platinum von ADLER erhalten Sie eine naturnahe Oberfläche mit eleganter Patina. Durch den System-Grundieranstrich werden die Holzfasern verstärkt und unterschiedlich stark saugende Untergründe ausgeglichen. Die atmungsaktive, ökologische Beschichtung bewahrt den natürlichen Charakter des Holzes. Metall-Pigmente in der Deckbeschichtung reflektieren den Großteil der UV-Strahlen und sorgen für brillanten Schimmer und langanhaltenden Schutz vor Wind und Wetter. Und wenn die Beschichtung im Laufe der Zeit abwittert, verwandelt sich die beschichtete Patina in eine natürliche Patina. Farbunterschiede und unregelmäßige Abwitterung werden vermieden, die Fassade bewahrt ihren harmonischen Gesamteindruck. Wer den modernen Patina-Effekt von Anfang an erzielen und das wertvolle Holz dauerhaft schützen will, greift zum Systemaufbau Platinum von ADLER.

WEITERE INFORMATIONEN:

Tel. +43 5242 6922-384 | richard.moelk@adler-lacke.com | www.adler-lacke.com


In unseren Adern fließt Farbe.



NEU IM AGEPAN® SYSTEM: AGEPAN® DWD black Die Schwarze

- Diffusionsoffene Holzfaserplatte des Typs MDF. RWH gemäß EN 622-5
- Für hinterlüftete Vorhangfassaden mit offener Leistenbekleidung
- UV- und feuchtebeständig
- Keine Fassadenbahn notwendig
- Brandschutzkonstruktionen nach DIN 4102-4

KONSTRUKTIONSBEISPIEL BEI HINTERLÜFTETER FASSADE

PRODUKT	DICKE [mm]
AGEPAN® DWD black	16
KVH	60 x 140
Gefachdämmung	140
AGEPAN® OSB 3 PUR	15
AGEPAN® THD Install	60
GKB	12,5



Druckfest
und stabil

Qualität aus
Deutschland

Umwelt-
verträglich

Alles aus
einer Hand

Einfach zu
verarbeiten

Wohngesund

Wind & Wetter
trotzend

FUNKTIONSHOLZ®





ENERGIEEFFIZIENZ-EXPERTEN

- WOHNGEBÄUDE
- NICHTWOHNGEBÄUDE
- ENERGIEBERATUNG IM MITTELSTAND

WEITERBILDUNGEN FÜR ENERGIEEFFIZIENZ-EXPERTEN FÖRDERPROGRAMME NUTZEN UND UMSETZEN

Seit dem 01.10.2017 gelten bei der Energieberatung für Nichtwohngebäude neue Fortbildungsanforderungen, um sich auf der Energieeffizienz-Expertenliste für Förderprogramme des Bundes eintragen zu lassen. Analog zur letzten Änderung des BAFA für die Energieberatung im Mittelstand müssen Energieberater für Wohngebäude nun ebenfalls 80 Unterrichtseinheiten zu relevanten Themen für einen Listeneintrag im Bereich Nichtwohngebäude nachweisen.

Die Akademie der Hochschule Biberach bietet im Frühjahr 2019, neben den etablierten Energieberaterkursen, neue Weiterbildungskonzepte für die Energieberatung im Mittelstand (EBM) und für die Energieberatung bei Nichtwohngebäuden (NWG) an. Durch den Modularen Aufbau der Lehrgänge kann die Weiterbildung entsprechend der individuellen Anforderungen ans Unternehmenskonzept angepasst werden. Für Berater, welche bereits in der Energieberatung für Nichtwohngebäude tätig sind, bietet beispielsweise das Praxisseminar für KMU-Berater in nur zwei Tagen das Sprungbrett auf die Liste für die Energieberatung im Mittelstand. Es besteht auch wieder die Möglichkeit, einzelne Tage zu buchen, um

die notwendigen Fortbildungspunkte für die Verlängerung des Listeneintrags auf der Energieeffizienz-Expertenliste zu bekommen. Weitere Informationen zum Thema finden Sie auf unserer Homepage unter:

www.akademie-biberach.de/energieeffizienzexperte

Die nächsten Termine im Bereich energieeffizientes Planen, Bauen, Sanieren & Betreiben:

Energetische Gebäudesanierung / Vor-Ort-Berater (BAFA) ab 12.11.2018

Energieberater für KMU & Energieauditor gem. DIN EN 16247 ab 04.02.2019

Zertifizierter Passivhaus- / Effizienzhaus-Planer Planung & Umsetzung ab 18.02.2019

Bauphysikseminar - Wärmebrückenberechnung 14. & 15.03.2019

Lehrgang DIN V 18599 inkl. Softwareschulung Energieeffizienz-Experte Nichtwohngebäude ab 18.03.2019

Praxisseminar für KMU-Berater 03. & 04.04.2019

Tagesseminare für Energieberater (alle Kategorien)
Alle Kurstage können auch einzeln belegt werden

Weitere Veranstaltungen finden Sie unter:
www.akademie-biberach.de/termine

akademie
DER HOCHSCHULE BIBERACH

Akademie der Hochschule Biberach
Karlstraße 6
88400 Biberach

Telefon: +49 (0) 73 51 / 5 82 - 5 51
kontakt@akademie-biberach.de
www.akademie-biberach.de

Bis zu 50% Fachkursförderung sind derzeit möglich.

Für ganzheitlichen Schutz der Gebäudehülle



Ampacoll® Fenax 40/60 Einputzband



- > Verputzbar
- > Extreme Klebekraft
- > Für innen & aussen
- > Kein Primer notwendig



Mehr Infos auf
fenax.ampack.biz

Ampatex® Variano 3 Feuchtevariable Dampfbremse der 3. Generation

- > 1,5m × 50m
- > 3,0m × 50m



AVOLA – der Spezialist für leistungsstarke Kreissägen

Untertischkappsäge GAMA 65 V3

Kappvollautomat

Seitenverfahrbare Längsschnitt-, Kapp- und Gehrungssäge
mit präziser Positionierung über Längenmessanschlag
Exenso Comfort, Pusher-Version



KREISSÄGEN

Software und Maschine

Das Zusammenspiel zwischen Software und Maschine ist entscheidend für die Wirtschaftlichkeit der gesamten Fertigungskette. Immer mehr rückt die Software bei Maschinenkäufen in den Vordergrund.

Perfektes Team

Die neue COMPASS BTL Software von AVOLA schließt perfekt die Kette zwischen CAD-System und Maschine. Mit nur wenigen Mouse Clicks organisieren sie den Fertigungsablauf, optimieren die Stäbe auf ihre Rohstablänge und übertragen ihre Daten in die Gama 65 V3.

Das ist Ihr Mehrwert:

- keine doppelte Dateneingabe
- kein Übertragen von Maßen aus der Zeichnung in eine Schnittliste
- Staboptimierung für geringsten Materialeinsatz

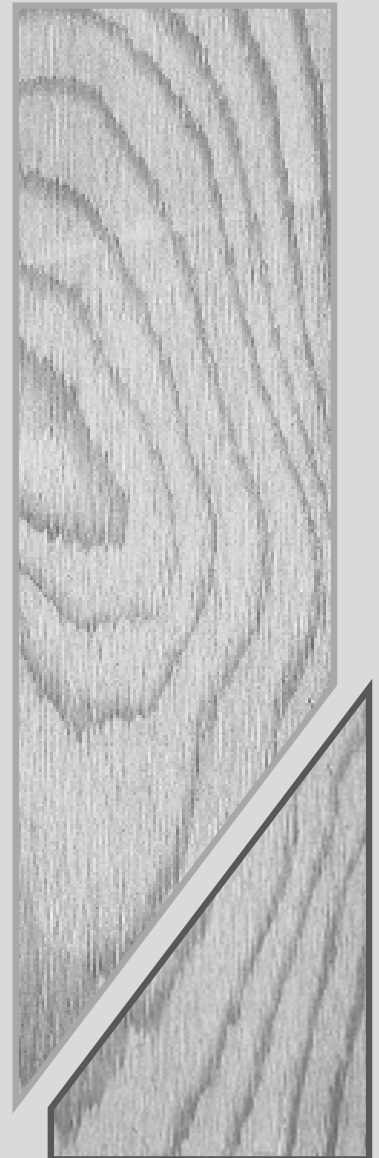
Ob Hexenschnitt oder Schifter, der Zuschnitt ist passgenau

Nach dem sich die Daten in der Gama 65 V3 befinden, braucht der Bediener nur noch die Rohstäbe aufzulegen und die Maschine im Automatikmodus starten. Auf der Entnahmeseite befinden sich anschließend die fertig zugeschnittenen Stäbe. Mit Hilfe eines Labeldruckers können die Stäbe zur Identifizierung mit einem Aufkleber versehen werden.

Die Positionierungstechnik der Gama 65 V3 eignet sich perfekt für das Zuschneiden großer Mengen oder sich häufig wechselnder Maße wie sie z.B. im Holzrahmenbau oder im Fertighausbau zu finden sind.

Grad und Kehle dürfen nicht fehlen

Der Drehteller der Gama 65 V3 kann um 270° gedreht und somit auch in Auftrennrichtung gestellt werden. Zum Einstellen der Schnittbreite wird der Maschinentisch verfahren. Optional rundet der Duo-Vorschub, mit dem man in kurzer Zeit einen Grad- oder Kehlsparren produzieren kann, die Ausstattung der Maschine ab.



Hohe Wirtschaftlichkeit der gesamten Fertigungskette

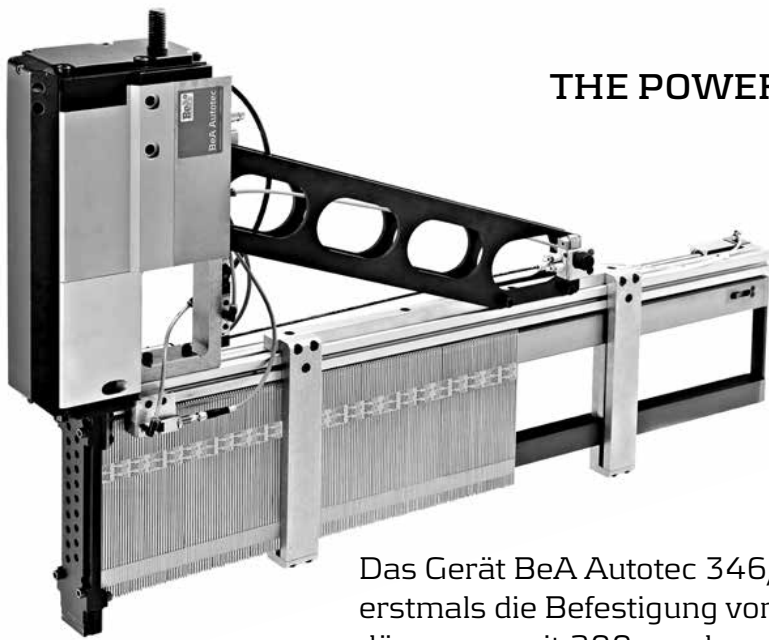
Die neue COMPASS BTL Software von AVOLA schließt perfekt die Kette zwischen CAD-System und Maschine.

AVOLA MASCHINENFABRIK
A. Volkenborn GmbH & Co. KG
Heiskampstraße 11
D-45527 Hattingen
Telefon +49 / 23 24 - 96 36-0
Telefax +49 / 23 24 - 96 36-50
E-mail info@avola.de

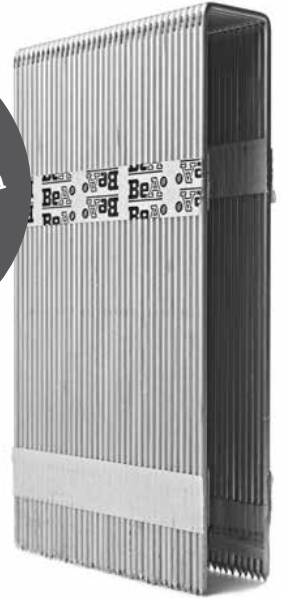
www.avola.de

THE POWER OF FASTENING

BeA 



Neu!
BeA Klammern
bis 200 mm



Das Gerät BeA Autotec 346/200-285 ermöglicht erstmals die Befestigung von 160 mm starker Außen-
dämmung mit 200 mm langen Heftklammern.
Auch als Handgerät BeA 346/200-951E für den
mobilen Einsatz lieferbar

BeA – Industrielle Geräte und Befestigungsmittel

Joh. Friedrich Behrens AG
Bogenstraße 43 – 45, 22926 Ahrensburg, Germany
Tel. +49 (0) 4102 78 – 444, Fax +49 (0) 4102 78 – 270
info@behrens-group.com, www.bea-group.com

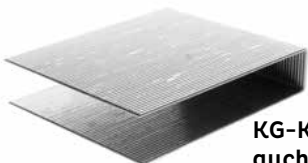
Der Partner des Handwerks



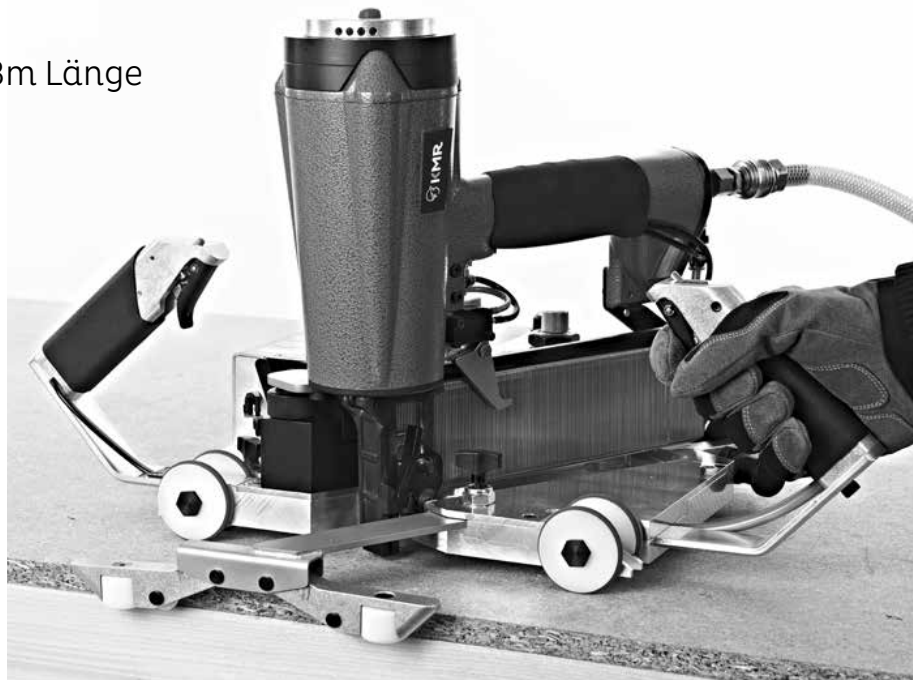
KMR Skater für KG Klammern

für 2-Mann Einsätze für Platten bis zu 3m Länge

- Beide Handgriffe mit Auslösesicherung
- Auslösesicherung auf der Platte
- Leerschlagssperre
- Frontplattenöffnung zur schnellen
Störungsbeseitigung
- Drehbarer Abluftdeckel für
komfortables Arbeiten
- Stufenlose Höhenverstellung
- Peilnuten für exaktes Arbeiten
mitten auf der Platte
- Leichtlaufräder, hinterlassen keine Spuren



KG-Klammern passend
auch für andere Gerätemarken



Joh. Friedrich Behrens AG, Bogenstr. 43 – 45, 22926 Ahrensburg
Tel. 04102 78-444, info@kmreich.com, www.kmreich.com

MASSIVHOLZHANDBUCH 2.0

Technische Systemlösungen für den Massivholz- und Trockenbau in perfekter Kombination

Die zweite Auflage des Massivholzhandbuchs stellt ein detailliert ausgearbeitetes Nachschlagewerk für Architekten, Planer, Bauherren sowie Ausführende und im Allgemeinen an Massivholzbau Lösungen Interessierte dar. Durch neue Testergebnisse, die optimierte Online-Plattform sowie vielen weiteren Neuerungen, erhalten Sie die optimale Unterstützung für den Massivholzbau mit den Produkten von binderholz und Saint-Gobain Rigips Austria. Durch die fundierten Testergebnisse und Vergleiche sowie umfangreichen Zusatzinformationen verfügen Sie über das nötige Know-how für einen modernen Holzbau der Zukunft.



Aufbauten auch mit zusätzlichen Details online verfügbar

In diesem Online-Tool stehen alle Aufbauten sowie ergänzende bauphysikalische Details und Bauteilknoten zur Verfügung.

www.massivholzhandbuch.com

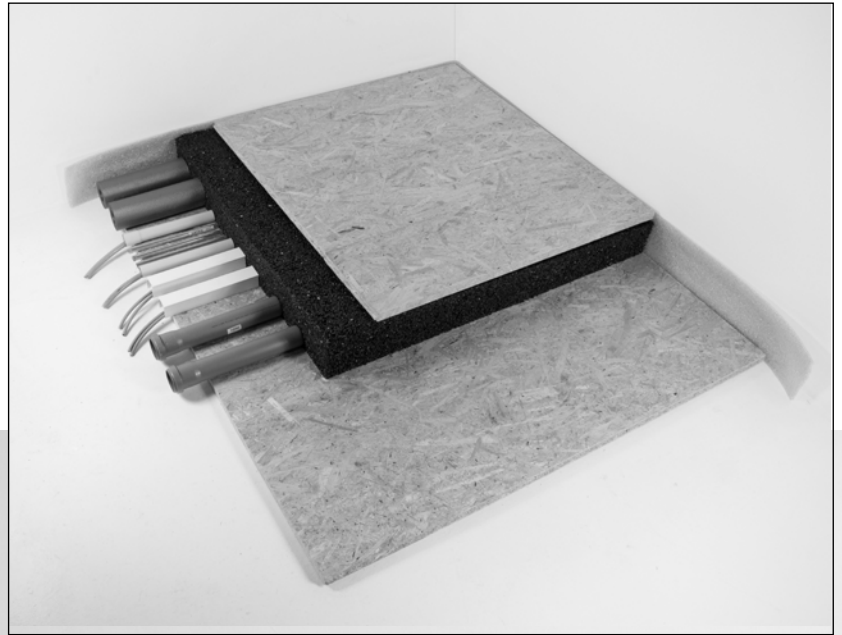
JETZT BESTELLEN: bbs@binderholz.com | rigips.austria@saint-gobain.com

Regupur®

REGUPUR® AUSGLEICHSSCHÜTTUNG

Regupur® comfort S1

- » wasserfreier Einbau
- » nachhaltig
- » gesundheitlich unbedenklich
- » schnell und kostensparend
- » trittschalldämmend





Die Bundes-Gütegemeinschaft Montagebau und Fertighäuser (BMF) wurde 1961 in Hamburg mit dem Ziel gegründet, die Qualität der Produkte und Prozesse ihrer Mitgliedsunternehmen sicherzustellen und neue Standards im Bereich des Fertigbaus zu setzen. Sie ist eine vom RAL Deutsches Institut für Gütesicherung und Kennzeichnung e.V. anerkannte Gütegemeinschaft und finanziert sich über die Beiträge ihrer Mitglieder sowie die durchzuführenden Überwachungen. Heute hat die Gütegemeinschaft ihren Sitz in Bad Honnef bei Bonn und zählt ca. 130 Mitglieder vornehmlich aus Deutschland, aber auch aus dem angrenzenden Ausland. Neben der RAL Gütesicherung bietet die BMF im bauaufsichtlichen Bereich ein umfangreiches Angebot an Leistungen für verschiedene Bauprodukte an.

Die anerkannte Überwachungs- und Zertifizierungsstelle BMF führt Fremdüberwachungen für die Bauprodukte „beidseitig bekleidete oder beplankte nicht geklebte Wand-, Decken und Dachelemente“ und „Schwalbenschwanzverbindungen“ durch und verleiht den Herstellerwerken das bauaufsichtlich geforderte Übereinstimmungszeichen.

Darüber hinaus ist die Stelle auf Europäischer Ebene akkreditiert und notifiziert. Sie führt CE-Zertifizierungen für die werkseigene Produktionskontrolle der Bauprodukte „Vollholz mit rechteckigem Querschnitt“ nach EN 14081-1 und „Nagelplattenbinder“ nach EN 14250 durch. Die BMF begleitet außerdem Unternehmen bei der Erstellung einer europäisch technischen Bewertung (ETB) für „Gebäudebausätze aus Holz“ gemäß der Europäischen Leitlinie ETAG 007.

Die RAL Gütezeichen werden von der Gütegemeinschaft an ihre Mitglieder verliehen. Auf der Grundlage der jeweiligen RAL Güte- und Prüfbestimmungen werden diese laufend überwacht. Die BMF führt derzeit die RAL Gütezeichen „Holzhausbau“ (RAL GZ 422), „Holzrohelementherstellung“ (RAL GZ 421), „Stahlsystembauweise“ (RAL GZ 613) und „Mobile Raumsysteme“ (RAL GZ 619). Außerdem übernimmt die BMF die Überwachungen für die Gütegemeinschaft Fertiggeländer, die das gleichnamige Gütezeichen (RAL GZ 518) verleiht.

Ihr durchgängiges 3D-CAD/CAM-System für alle Bereiche des Holzbaus

durchgängig

von der Architektur über die Konstruktion bis hin zur Fertigung

flexibel

durch freie Konstruktion in der Schreinerei, Zimmerei, im Ingenieurholzbau und in allen anderen Bereichen des Holzbaus

schnell

Kurze Einarbeitungs- und Bearbeitungszeit durch praxisingerechte Werkzeuge des Holzbaus. Hoher Automatisierungsgrad in allen Ein- und Ausgaben.

testen

Überzeugen Sie sich selber! Wir stellen Ihnen cadwork zum Testen als Vollversion mit Hotline zur Verfügung.

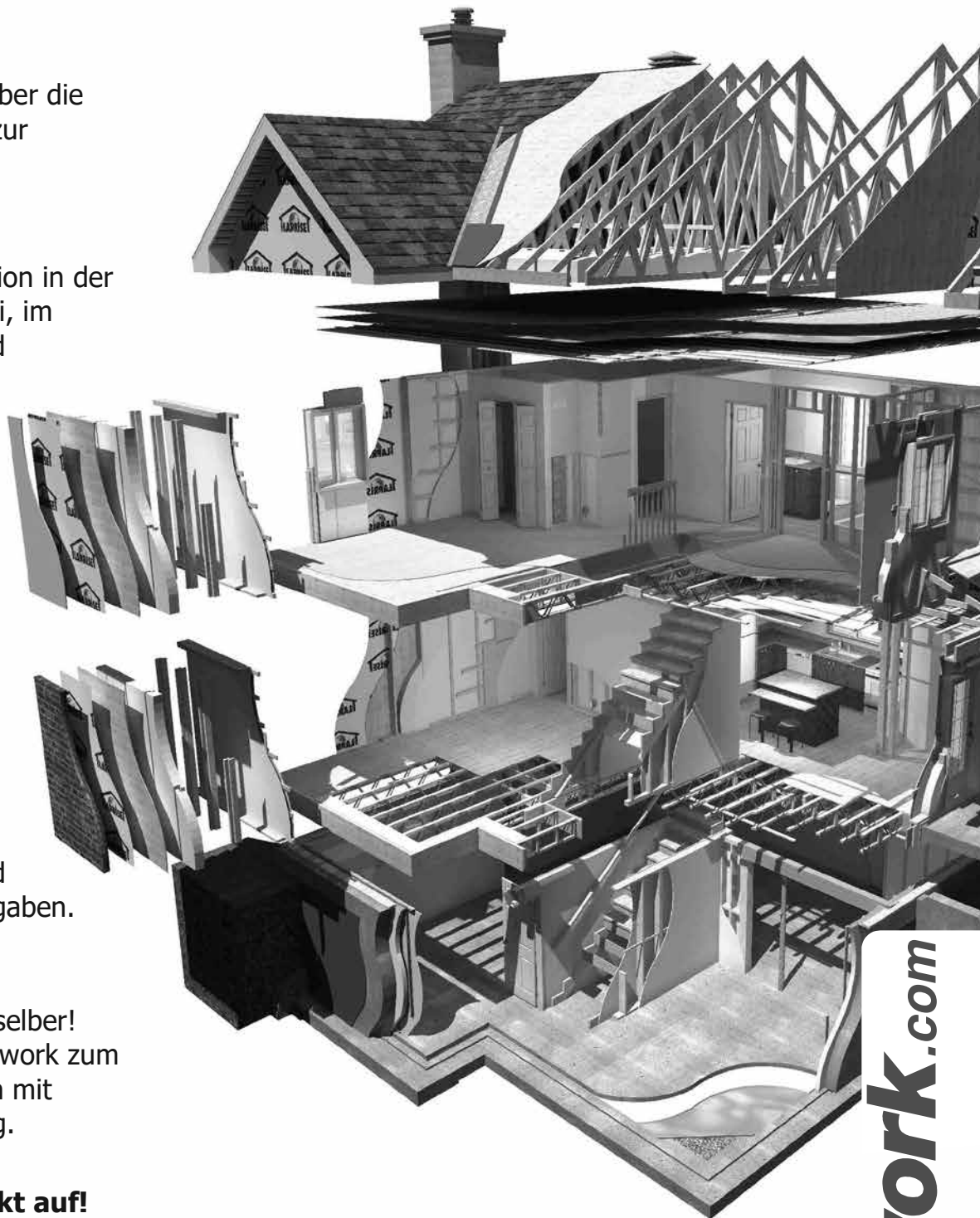
Nehmen Sie Kontakt auf!

cadwork informatik Software GmbH
Lavesstraße 4, D-31137 Hildesheim
Tel. +49 (5121) 919990
Fax +49 (5121) 919960
info@cadwork.com

Cadwork Holz AG
Industriestraße 28, CH-9100 Herisau
Tel. +41 (71) 242 00 30
Fax +41 (71) 242 00 39
holz@cadwork.ch

Cadwork SA
Route du Devin 2, CH-1623 Semsales
Tel. +41 (21) 943 00 40
Fax +41 (21) 943 00 50
admin@cadwork-04.ch

Projekt:
Maisons Laprise
Quebec, Kanada



CEMWOOD 

Mineralisch ummantelte Holzspäne



1m³ Schüttung bindet
95 kg CO₂
Mehr als die Produktion verbraucht

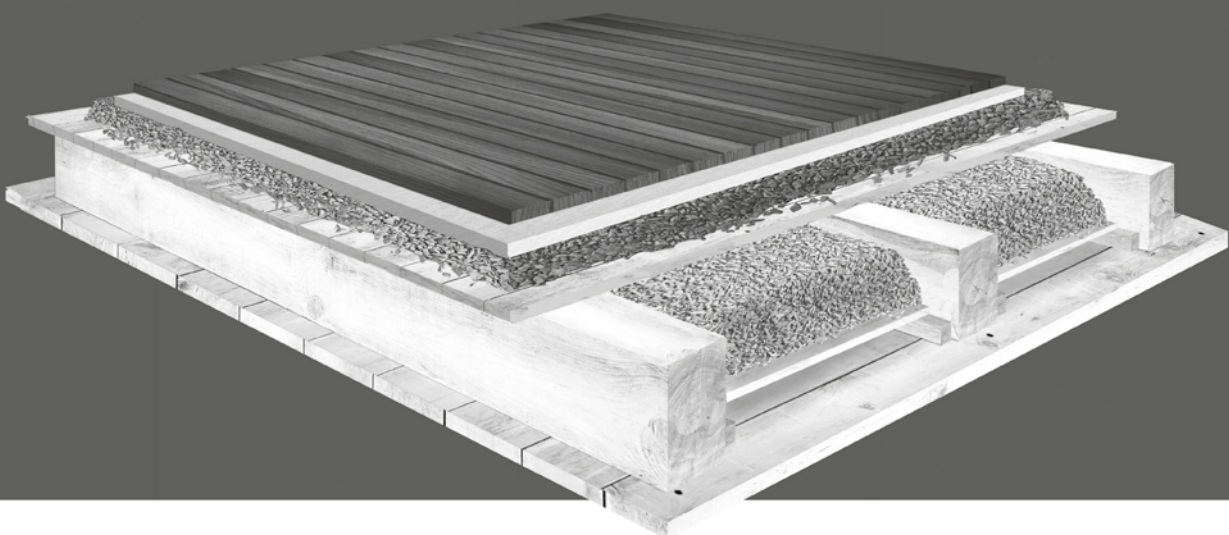


Hand in Hand mit der Natur

Für wohngesundes Bauen und gelebten Umweltschutz

CEMWOOD Ausgleichsschüttungen. Das macht sie so einzigartig:

- **POSITIVE CO₂ BILANZ:** bindet mehr CO₂ als die Produktion verbraucht
- **EXTREME LAGESTABILITÄT:** setzungssicher, nicht wandernd
- **SCHNELLE VERARBEITUNG:** ohne Wasser oder Bindemittel
- **WOHLFÜHLKLIMA:** trittschallmindernd, wärmedämmend, diffusionsoffen
- **LANGLEBIGKEIT:** resistent gegen Schimmel, Pilze, Fäulnis
- **PURE ÖKOLOGIE:** chemiefrei und VOC-geprüft, recyclebar und wiederverwendbar



Hochbelastbare Trockenschüttungen für professionelle Fußböden

www.cemwood.de

info@cemwood.de



SaarGummi
Construction

Starke Partner für umweltfreundliche Dichtungslösungen aus EPDM

Über 60 Jahre Erfahrung in der Produktion nachhaltiger Abdichtungssysteme.

Ganz individuell statt 08/15: die NovoProof®-Linie von SaarGummi.

Mehr als 3,5 Millionen Quadratmeter zuverlässige Qualität pro Jahr für Dächer und Fassaden.

Der Erfolg einer dauerhaft starken Partnerschaft der Marke



Betonhohldecke trifft Holzwand

Mehrgeschossiger Hybridbau – schnell, flexibel, wirtschaftlich

Mit der Hybridbauweise entstehen Gebäude mit optimaler ökologischer und bauphysikalischer Qualität, die die Stärken der Baustoffe Beton und Holz kombiniert – ideal geeignet für hohe Anforderungen und größere Holzgebäude.

Dennert hat dazu die bewährte DX-Decke entscheidend weiterentwickelt. Besonders bei Schallschutz und Schwingungsverhalten sind bei Holzbalkendecken bekanntlich nur mit sehr hohem Aufwand zufriedenstellende Ergebnisse zu erzielen. Gegenüber diesen herkömmlichen Decken verfügt die bahnbrechende DX-Betonfertigdecke nicht nur über einen ausgezeichneten Schallschutz, sondern auch über eine wesentlich bessere Aufnahme von Einzellasten, größere Spannweiten und einen höheren Brandschutz.

Die in die Decke integrierten Hohlräume sorgen für die besondere Leichtigkeit und Holzbau-Kompatibilität der Geschossdecken. Sie können außerdem bei Bedarf optimal als Versorgungs- und Kabelkanäle verwendet werden, ohne die Statik der Decke zu beeinträchtigen.

Individuell vorproduziert, blitzschnell montiert

Jedes DX-Deckenelement wird individuell und präzise, exakt nach Plan, im Werk gefertigt und just-in-time an die Baustelle geliefert und in kurzer Zeit montiert. Dabei werden alle Besonderheiten – wie beispielsweise integrierte Stürze, Rundungen, Durchbrüche für Versorgungsleitungen,

passgenaue Auflagen für Treppen u. a. – bereits im Werk in die Deckenplatten integriert. Ein speziell entwickeltes Verschlussystem verspannt die einzelnen DX-Deckenplatten miteinander.

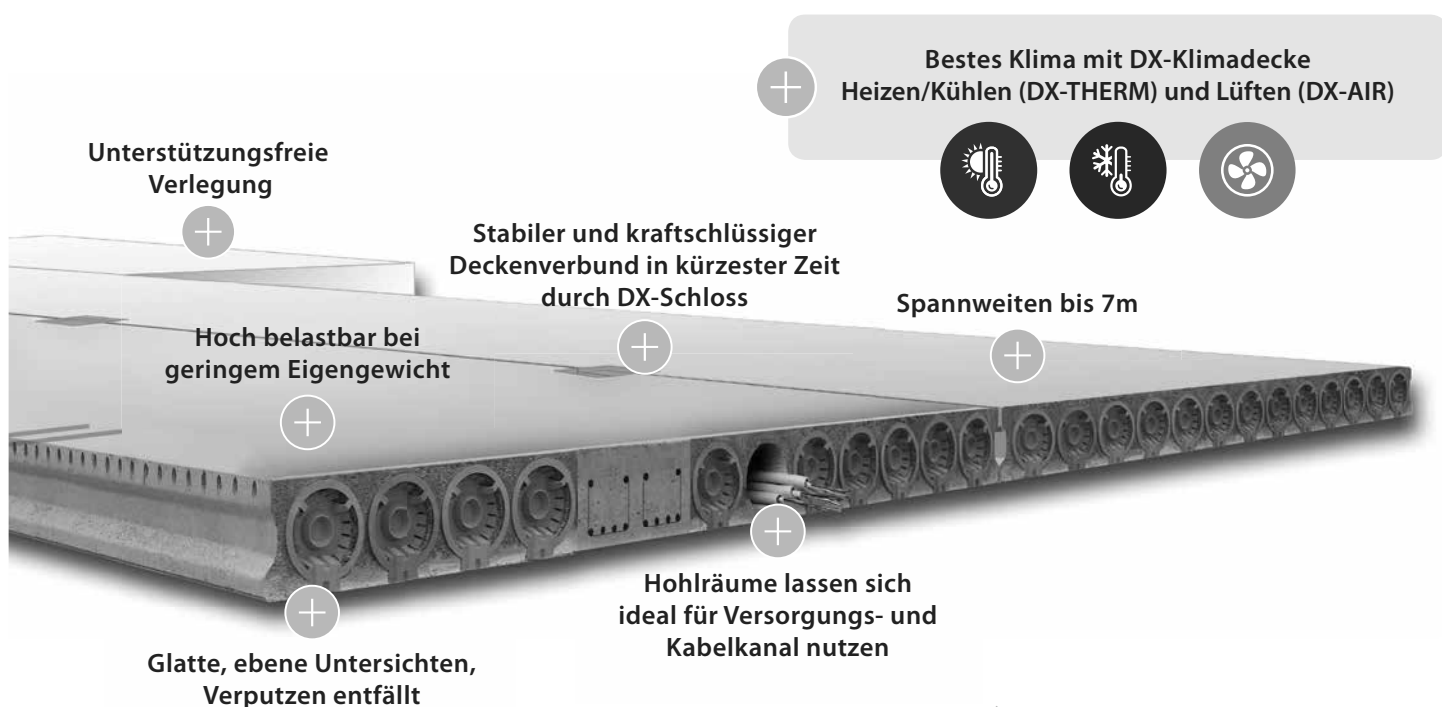
So entsteht in kürzester Zeit ein extrem stabiler und kraftschlüssiger Deckenverbund. Die Decke ist sofort belastbar und begehrbar. Zudem erfüllt die innovative DX-Decke alle Anforderungen an Feuerschutz, Belastbarkeit und Luft- und Trittschalldämmung mit Bestwerten.

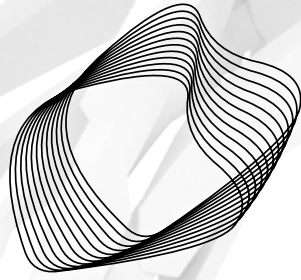
Multifunktionales Deckenkonzept

Die DX-Decken gibt es auch als energieeffiziente, behagliche Raumklimadecken mit integrierter Flächenheizung bzw. -kühlung (DX-THERM). Die wohlige Wärme wird in Form von Wärmestrahlungswellen gleichmäßig in jeden Winkel des Raumes geführt. Die Heizschlangen werden bereits im Werk in den Deckenspiegel der Fertigdecke eingegossen und auf der Baustelle mit dem Heizkreislauf verbunden.

Mit einer reversiblen Wärmepumpe wird im Sommer aus der DX-Klimadecke eine flächendeckende Raumkühlung, ohne lästige Geräusche oder Zugscheinungen.

Eine weitere Option ist die wahlweise Ausstattung für den schnellen und wirtschaftlichen Einbau einer kontrollierten Be- und Entlüftungsanlage (DX-AIR).





design
to
production

we master
complexity

BIM to Fabrication

Digitale Planung vom Entwurf bis zur CNC-Maschine



Holz-Gitterschalen
Timber Grid Shells



Holz-Fassaden
Timber Façades



Ausstellungsbau
Event Architecture



Sonderschalung
Special Formwork

Besuchen Sie uns am IHF Garmisch
an unserem Stand im Lichthof (1. OG)

Design-to-Production GmbH
Seestrasse 78
CH-8703 Erlenbach/Zürich

T +41 (44) 914 74 91
www.designtoproduction.com
info@designtoproduction.com



DEUTSCHE SCHRAUBFUNDAMENT GmbH

Unser modernes System ist geeignet für Ihre Fundamentierungsarbeiten jeglicher Art bis zu 20m Tiefe. Die wesentlichen Vorteile von diesem System sind:

Miet - oder Kaufangebot ist möglich!

Zeit und Kosteneinsparung bei der Montage (kein Erdaushub keine Erdbewegungen)!

Rationeller Bauablauf, Fundamenteinbau in jeder Bodenklasse!

Fundamente können nach dem Einbau sofort bebaut/belastet werden!

Nach Nutzungsende werden die Fundamente rückstandlos zurück gebaut!

Das Gelände bleibt im ursprünglichen Zustand erhalten!

Keine Flächenversiegelung, umweltfreundlich!

Holzbauteile sind keiner Feuchtigkeit ausgesetzt!

Höhenunterschiede im Gelände werden mit diesem System stufenlos ausgeglichen!

Für weitere Fragen zur Statik und andere Anwendungen stehen wir Ihnen gerne und jederzeit zur Verfügung!

Karl-Heinz Arthen

Deutsche-Schraubfundament GmbH

Weyererstr.1a, D-65611 Brechen

Tel. +49-6483-8050210, Handy +49160-99600333

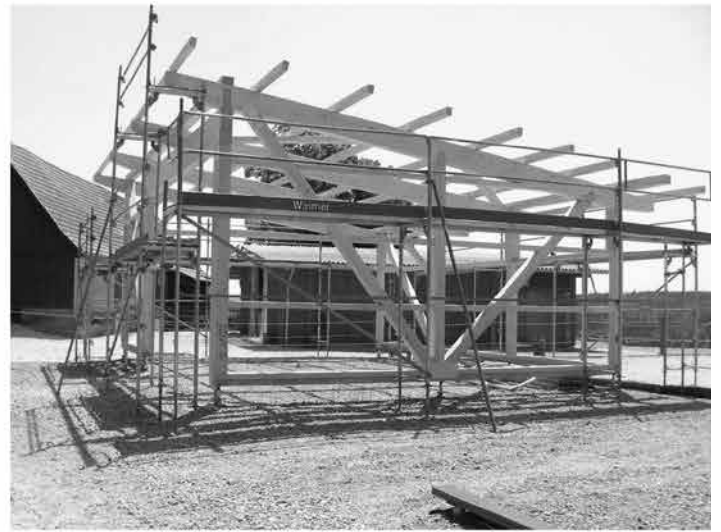
e-mail: info@deutsche-schraubfundament.com, www.deutsche-schraubfundament.com





SCHRAUB PFAHL FUNDAMENT

DAS MODULARE FUNDAMENTBAUSYSTEM MIT SCHRAUBPFÄHLEN



Deutsche Fundamentbaugesellschaft mbH

Rhanwaltinger Straße 32 - 34
93413 Cham

Telefon: +49 9971-80 90 13-0
Telefax: +49 9971-80 90 13-9

info@deutsche-fundamentbau.com
www.deutsche-fundamentbau.com

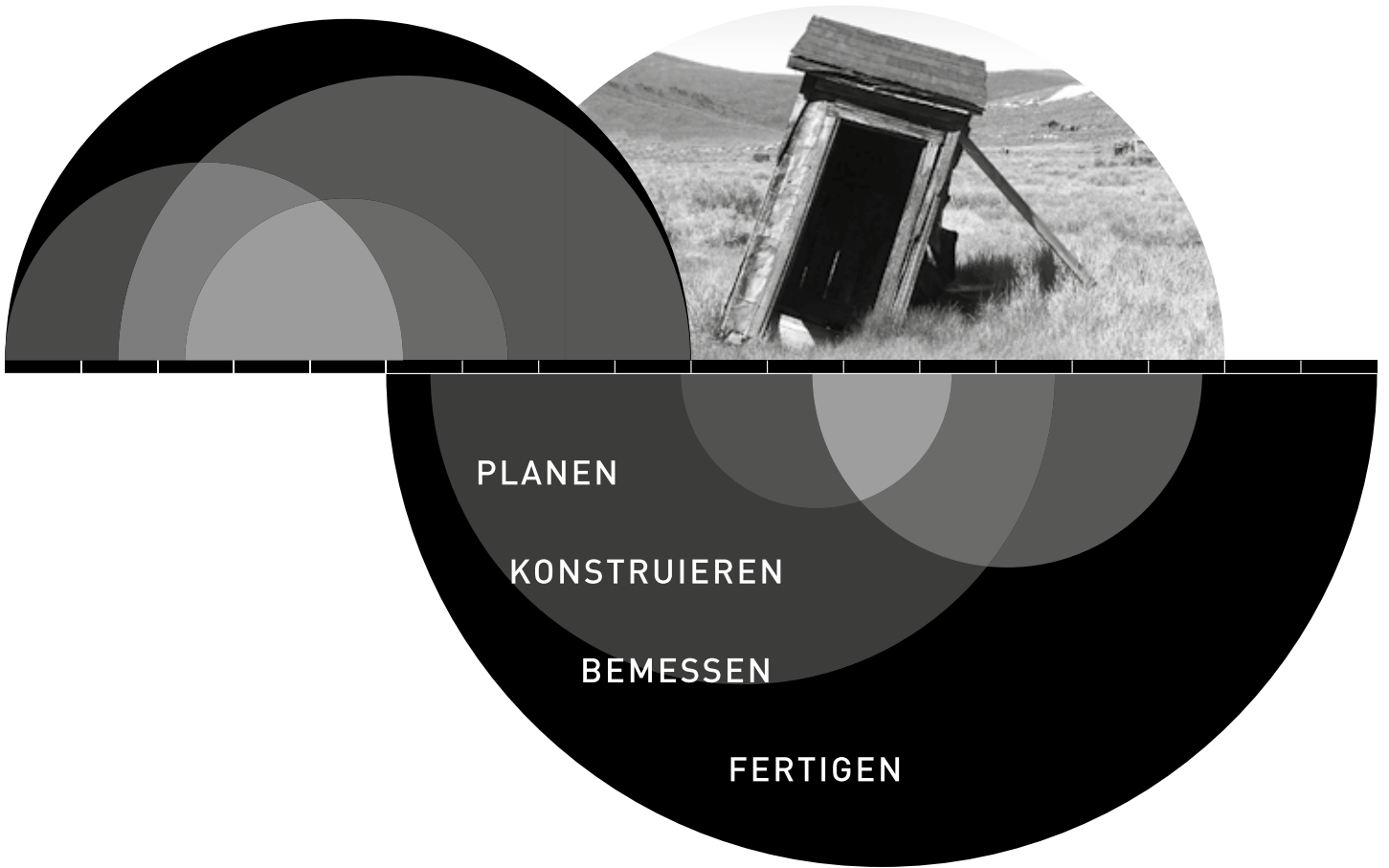


Bauen
mit Holz:

Deutscher
Holzfertigbau-
Verband e.V.

**Gemeinsam
MEHR erreichen.**

► Werden Sie jetzt
Mitglied im DHV
www.d-h-v.de



**Sie haben die Idee,
wir das Werkzeug.**

Einfach stabil.

Die DC-Statik ist unser umfassendes Werkzeug für die Bemessung von Holzbaukonstruktionen. Klingt gut, aber was genau haben Sie davon?

Durch die dialoggeführte Software erstellen Sie im Handumdrehen statische Vorbemessungen und prüffähige Nachweise. Und das für alle Bauteile, Konstruktionen und Holzbauanschlüsse sowie deren Befestigung auf Punkt- oder Streifenfundamenten. Wenn Sie möchten, bekommen Sie zusätzlich auch einen ausführlichen Brandschutznachweis!

Wollen Sie noch mehr? Mit der Gebäudeaussteifung stellen Sie sicher, dass optimierte Holzrahmenbauten auch extremen Windlasten standhalten. Einfach stabil eben.

Genau das ist Ihr Nutzen: Wir helfen Ihnen bei der Umsetzung Ihrer Ideen!

Holzbau ist unser Programm.

Neugierig? Besuchen Sie uns auf dietrichs.com oder schreiben Sie uns: experten@dietrichs.com

DC Statik

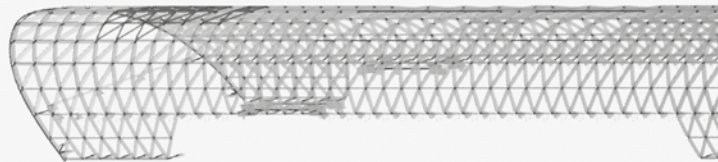
RFEM

5

Das ultimative FEM-Programm



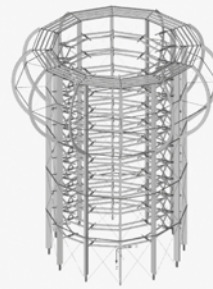
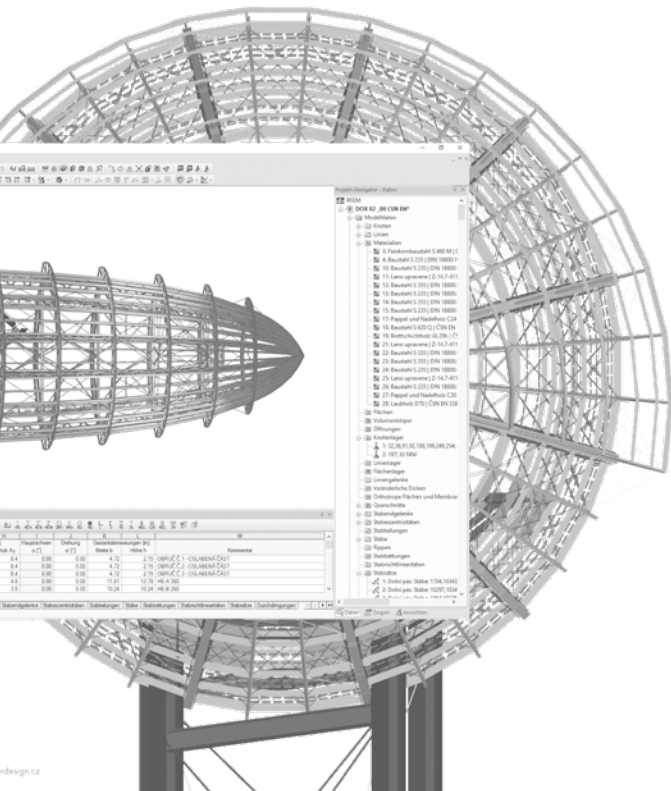
**Statik,
die Spaß
macht...**



RSTAB

8

Das räumliche Stabwerksprogramm



- **Holzbau**
- **3D-Finite Elemente**
- **BIM/Eurocodes**
- **Verbindungen**
- **Formfindung**
- **Stahlbau**
- **3D-Stabwerke**
- **Massivbau**
- **Stabilität**
- **Brückenbau**

**KOSTENLOSE 90-TAGE-
TESTVERSION**

**Software für Statik
und Dynamik**

www.dlubal.de

DELTA® System

DELTA® schützt Werte. Spart Energie. Schafft Komfort.

DÖRKEN

Das perfekte Unterdach für jede Solar-Nutzung



DELTA®-EXXTREM

- Dauerhafte Verlegesicherheit unter Solar- und Fotovoltaik-Anlagen
- Diffusionsoffene, hoch-UV-beständige Universalbahn
- Auch unter Indach Solar Modulen mit UV-durchlässigen Fugen
- Höchste Verlegesicherheit mit 300 g/m²
- Zwei Klebezonen zum optimalen Schutz vor Feuchtigkeit



PREMIUM-QUALITÄT

Dörken AG · Talstrasse 47 · CH-4144 Arlesheim · Tel.: 061 706 93 30 · Fax: 061 706 93 35 · doerken@doerken.ch · www.doerken.ch

Ein Unternehmen der Dörken-Gruppe



fachbuchquelle.com

Lennartz Marc Wilhelm / Susanne Jacob-Freitag

Neues Bauen mit Holz Typen und Konstruktionen

Das Buch präsentiert die aktuellen Entwicklungen im Bauen mit diesem „alten“ Material. Der Einsatz neuester Berechnungs- und Fertigungsmethoden erschliesst dem technischen Holzbau immer weitere Anwendungsbereiche. 24 realisierte Projekte geben einen thematischen Überblick und zeigen die typologische Bandbreite des modernen Holzbaus als Grundlage für künftige Entwicklungen.

2015. 184 Seiten, 240 farb. Abb., 100 schw.-w. Zeichn.,
22 x 28 cm, geb. deutsch

Bestell-Nr. 13316 59,95 €



New Architecture in Wood Types and Constructions

2015. 184 Seiten, 240 farb. Abb., 100 schw.-w. Zeichn.,
22 x 28 cm, geb. englisch

Bestell-Nr. 13319 59,95 €

noch mehr Bücher finden Sie bei uns im Internet...



fachbuchquelle.com

fachbuchquelle.com
im DRW-Verlag
Weinbrenner GmbH & Co. KG
Fasanenweg 18
70771 Leinfelden-Echterdingen

Telefon +49 (0) 711.7591-300
Telefax +49 (0) 711.7591-380
E-Mail buch@fachbuchquelle.com



Bestell-Nr. 13316 Neues Bauen mit Holz 59,95€



Bestell-Nr. 13319 New Architecture in Wood 59,95€

Ich bestelle gegen Rechnung. Bis zu einem Bestellwert von 150,- € beträgt der Versandkostenanteil 2,50 € im Inland und 7,95 € im europäischen Ausland. Ab einem Bestellwert von 150,- € erfolgt die Lieferung portofrei im Inland und im europäischen Ausland. Im übrigen Ausland auf Anfrage.

EUGEN DECKER
Holzindustrie KG



Massiv bauen mit Holz

Vielseitige Einsatzgebiete für
ED BSP Wand-, Decken- und
Dachelemente

ED BSP Brettspertholz



Ein- und Mehrfamilienhäuser
Mehrgeschossiger Wohnbau
Gewerbe- und Bürobauten
Kindergärten und Schulen
Hotels und Gaststätten
Industrie- und Hallenbau
Modulbauten
Aufstockungen, Anbauten
Sanierungen
Renovierungen

ED DUO | Balkenschichtholz
ED BSH | Brettschichtholz
Konstruktionsvollholz
Wandstiele

EOTA

ETA-12/0327

CSTB
le futuren construction

CE

0672-CPR-0334

Eugen Decker
Holzindustrie KG

Hochwaldstraße 31
D - 54497 Morbach

Tel. +49 (0) 6533 / 73-0
Fax +49 (0) 6533 / 73-111

info@hochwald.com
www.hochwald.com



baustoffe.fnr.de

FACHAGENTUR NACHWACHSENDE ROHSTOFFE E. V.

Wir fördern Innovationen für die biobasierte Wirtschaft

im Auftrag des BMEL

fnr.de/projektfoerderung



Gefördert durch:



Bundesministerium
für Ernährung
und Landwirtschaft



Fachagentur Nachhaltige Rohstoffe e.V.

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages



NEU

FESTOOL

Die Revolution beim Dämmstoffsägen.

Die neue Akku-Dämmstoffsäge ISC 240.

Die Lösung für kraftsparendes, passgenaues und schnelles Dämmen: die Akku-Dämmstoffsäge ISC 240. Egal ob Freihand oder mit Führungsschiene und Anschlagssystem, ob auf dem Dach, Gerüst oder am Boden, ob Mineralfaser-, Naturfaserdämmstoffe oder PUR-Dämmplatten – die ISC 240 überzeugt in puncto Mobilität, Anwendungsvielfalt und Effizienz. Und ist damit optimal für alle, die nicht nur Häuser, sondern auch ihren Arbeitsaufwand dämmen wollen.

Erleben Sie die Revolution beim Dämmstoffsägen live – bei Ihrem Fachhändler oder unter www.festool.de

Sichere Verbindung, reibungslose Montage – die fischer Holzbauschrauben.



KRAFTVOLL UND SICHER.

Die fischer Holzbauschrauben Power-Fast und Power-Full eignen sich für leistungsstarke Verbindungen in tragenden Holzkonstruktionen. Die fischer Power-Fast mit Teilgewinde, stehen als galvanisch verzinkte Schrauben sowie aus Edelstahl zur Verfügung. Letztere auch bei direkter Bewitterung (NKL 3). Die fischer Holzbauschrauben Power-Full haben ein Vollgewinde. Bei beiden Schrauben können Anwender zwischen verschiedenen Kopfformen und unterschiedlichen Durchmessern wählen. Immer dabei: die Europäische Technische Bewertung (ETA). Mehr Informationen unter: www.fischer.de/de-de/produkte/schrauben

fischer 
innovative solutions

TANNE: grenzenlos schön

Immer mehr Bauherren, Architekten und Handwerker entdecken die Weißtanne und ihre Vorzüge neu. Nicht eins zu eins umgesetzt in rustikaler Bauweise, sondern im neuen Gewand und mit behaglicher Atmosphäre. Bei allen Bauaufgaben, sei es im Wohnungsbau oder dem Gewerbe- und Objektbau, überall findet die Tanne wieder Verwendung.

Der Schwarzwald ist das natürliche Hauptverbreitungsgebiet der Weißtanne in Baden-Württemberg. Hier hatte ihr Holz früher eine führende Marktposition. Dauerhaft und wetterbeständig, harzfrei und hell, diese Vorzüge waren unseren Vorfahren gut bekannt. Nicht nur als Bauholz, auch beim Innenausbau, bei Decken, Böden, Türen und Fenstern wurde Tannenholz sehr häufig verwendet.

Früher wurden Tanne und Fichte mit ihren vergleichbaren Holzeigenschaften miteinander be- und verarbeitet. Vor allem aufgrund der heute notwendigen künstlichen Trocknung des Holzes ergeben sich für die Tanne Nachteile. Durch ihr spezifisches Trocknungsverhalten kann sie nicht mit der Fichte gleichzeitig getrocknet werden. Der insgesamt geringe Tannenanteil hält viele im nationalen und internationalen Markt stehende Firmen davon ab, für eine gesonderte Trocknung der Tanne zu investieren. Die Folge sind zunehmend Preisabschläge für Tanne gegenüber der Fichte.

Für die Natürlichkeit, Stabilität und die Ökologie unserer Wälder ergeben sich durch dieses Marktverhalten langfristig Nachteile: Wenn das Tannenholz nicht oder nur zu nicht angemessenen Preisen nachgefragt wird, werden die Waldbesitzer die Tanne auch nicht mehr anbauen. Dies ist aber für eine naturnahe Waldwirtschaft in vielen Regionen unabdingbar. Die Tanne ist in Baden-Württemberg in den Naturwaldgesellschaften der Bergwälder, vor allem im Schwarzwald, der Südwestalb, dem Schwäbisch-Fränkischen Wald und dem Allgäu mit wesentlichen Anteilen vertreten. Neben der einst dominierenden Buche ist sie die „2. Säule“ der naturnahen Waldwirtschaft. In Bayern, im Vorarlberg, in der Schweiz und im Elsaß hat die Tanne eine ähnliche Bedeutung.

Erfreulich ist jedoch, dass seit einigen Jahren das Tannenholz eine Renaissance erfährt, Experten sprechen bewundernd vom "Comeback eines Klassikers". In der Tat entstehen an vielen Orten in Baden-Württemberg beispielhafte Projekte mit Weißtanne (z.B. Wohnhäuser, Schulen, Kindergärten, Brücken usw.). Auch das Schreinerhandwerk hat Tannenholz wieder entdeckt (exklusive Möbel, Dielenböden usw.).

Forum Weißtanne e.V.

Aus dem 1997 gegründeten Arbeitskreis Weißtanne, wurde im Oktober 2000 der eingetragene gemeinnützige Verein Forum Weißtanne e.V.

Zweck des Vereins ist die Erhaltung der Weißtanne (*Abies alba*) als natürliche Hauptbaumart des Schwarzwaldes und des übrigen Verbreitungsgebietes, durch Sicherstellung notwendiger waldbaulicher Maßnahmen sowie Förderung artenspezifischer Verwendungsbereiche.

Die Vorstandschaft setzt sich zusammen aus Waldbesitzern, Geschäftsführern von holzbe- und verarbeitenden Betrieben, Bauplanern und Architekten, Vertretern der Forst- und Holzwissenschaft, Forstleuten und Kommunalpolitikern. Schauen Sie doch mal bei uns rein: www.weisstanne.info



Mit freundlicher Unterstützung von





DURA
patina



► Architektur: Patrick Schiller



► Architektur: Sabine Güldner



► Architektur: Lanz-Schwager



► Architektur: Lanz-Schwager

Gibt es eine **pflegefreie Holzfassade**, die aus **heimischen Hölzern** ist und eine **dauerhafte** sowie **einheitliche Oberfläche** hat?

JA, DIE GIBT ES!

Bei uns wird die natürliche Vergrauung **durch Oxidation** erzeugt. Übergänge von verwitterten zu nicht verwitterten Zonen bleiben gleichmäßig. Unschöne Wasserränder werden durch die Hydrophobierung, eine stark wasserabweisende Imprägnierung, verhindert.

Das von **Dura Sidings** entwickelte Floatbrushverfahren ist ein weiteres Geheimnis dieses pflegefreien Produktes. Hierbei werden die einzelnen Profile allseitig mehrfach geflутet und das Beschichtungsmaterial intensiv in die Struktur eingearbeitet. Auf Basis natürlicher Öle (Leinöl und Sonnenblumenöl).

**KEINE ANDERE VORVERGRAUTE HOLZFASSADE VERFÜGT ÜBER SO LANGJÄHRIGE ERFAHRUNG!
ÜBER 2.000.000 m² GEBEN UNS RECHT - ÜBERZEUGEN SIE SICH www.dura-sidings.de.**



Habisreutinger seit 1822
H O L Z Z E N T R U M

**OFT KOPIERT
NIE ERREICHT!**

HOLZBAUFORSCHUNG IN BRAUNSCHWEIG

Das Fraunhofer-Institut, Wilhelm-Klauditz-Institut WKI in Braunschweig forscht an Technologien und Produkten für eine verantwortungsvolle Nutzung nachwachsender Rohstoffe. Ein Ziel hierbei ist die nachhaltige Verbesserung der Lebensqualität.

Das **Zentrum für leichte und umweltgerechte Bauten ZELUBA®** des Fraunhofer WKI entwickelt Lösungen für die Baubranche. Es unterstützt Industriepartner aus der Holzwerkstoff-, Beton- und Fertigteilindustrie, aber auch andere Unternehmen, bei der Entwicklung neuer Materialkombinationen und Systeme.

Eine große Kompetenz des Fachbereichs liegt in der Verbindung von Simulationsverfahren mit bauphysikalischen und mechanisch-konstruktiven Untersuchungsmethoden sowie in der Entwicklung hybrider und nachhaltiger Baustoffsysteme. Das Spektrum reicht dabei von der Entwicklung von Materialien zur Verwendung im Bauwesen über die komplexen Fragestellungen einzelner Details bis hin zu kompletten Wandsystemen. Die Verbesserung der technischen Umsetzbarkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie die Optimierung der Wirtschaftlichkeit stehen bei den meisten Entwicklungen im Vordergrund.

Einer der Schwerpunkte des Zentrums ist die Entwicklung reaktiver Brandschutzsysteme zur Verbesserung des Baustoffverhaltens und des Feuerwiderstands von Bauelementen, Installationen und Konstruktionen. Die Entwicklung von Detaillösungen, neuen Materialien und Werkstoffen mit verbesserten brandschutztechnischen Eigenschaften runden das Spektrum ab.

Seit 2014 arbeiten das Fraunhofer WKI und die TU Braunschweig im ZELUBA-Anschubprojekt gemeinsam an konzeptionellen Entwicklungen modularer hybrider Konstruktionssysteme für leichte und umweltgerechte Bauten. Sechs Professuren der TU Braunschweig sind involviert, um die Ergebnisse der verschiedenen Forschungsfelder in die Praxis zu übertragen. Die Mission des Zentrums ist es, Holz, naturfaserbasierte Werkstoffe und andere nachhaltige Materialien effektiver im Bau einzusetzen. Die Forschungs- und Entwicklungsarbeiten erfolgen derzeit im Rahmen der vorhandenen Infrastruktur des Fraunhofer WKI und der TU Braunschweig. 2017 war Baubeginn eines Neubaus des Fraunhofer WKI auf dem Campus der TU Braunschweig. Nach Fertigstellung bezieht der Fachbereich ZELUBA® das Gebäude und setzt seine Forschungs- und Entwicklungsarbeit in enger Kooperation mit der TU Braunschweig fort.

Fraunhofer-Institut für Holzforschung Wilhelm-Klauditz-Institut WKI

Bienroder Weg 54 E
38108 Braunschweig

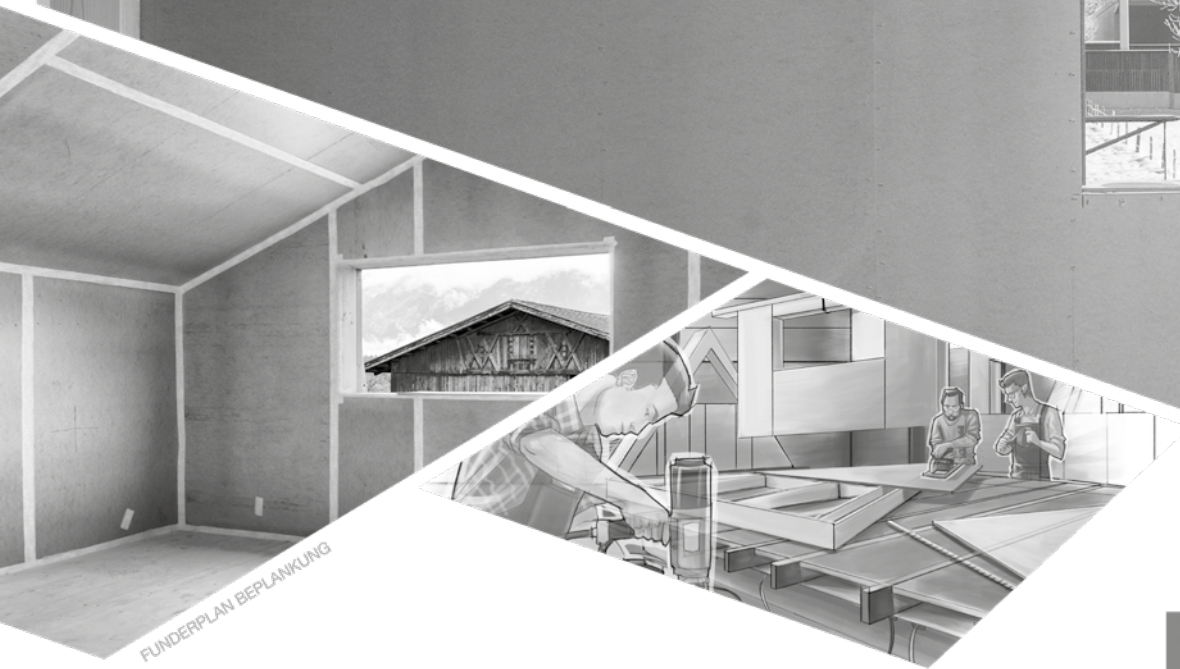
Ansprechpartner

Dr.-Ing. Marco Wolf
☎ +49 531 2155-401
marco.wolf@wki.fraunhofer.de

www.wki.fraunhofer.de

FunderPlan

Das ökologische Element im Holzbau



FUNDERPLAN BEPLANKUNG

FUNDERMAX®

Vorteile von FunderPlan

- statisch beanspruchbar
- als Dampfbremse wirksam
- luftdichte Ebene gewährleistet
- auf Wohngesundheit geprüft
- splitterfrei schneiden und verkleben
- Wohnraumgewinn durch schlanken Aufbau



for
people
who
create



WMJFAT

Vorteile

- Effizienter, langlebiger Schallschutz
- TimberCalc für die einfache Materialauswahl
- Geprüfte Lager mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
- Sicheres Berechnungsmodell für den Standsicherheitsnachweis

Für TimberCalc registrieren Sie sich gleich auf:
apps.getzner.com



Schallschutzlösung die auch Statiker überzeugt

Seit Jahren hat Getzner die Lösung zur Entkopplung von flankierenden Bauteilen – zum Schutz vor Schall in Massivholzbauten – am Markt etabliert. Mit dem neuen Bemessungskonzept nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung ist nun die statische Nachweisführung der Schallschutzlösung verlässlich berechenbar.

www.getzner.com

getzner[®]
engineering a quiet future

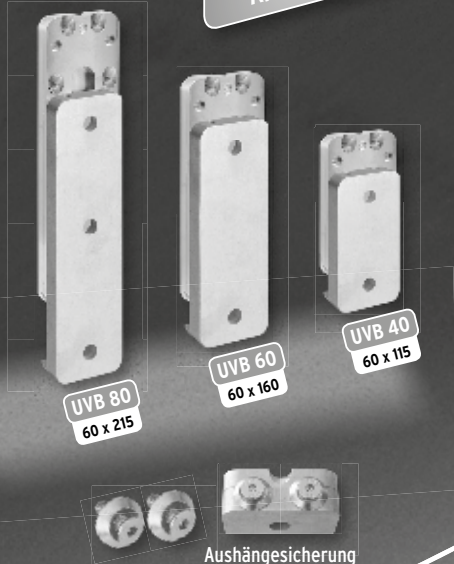
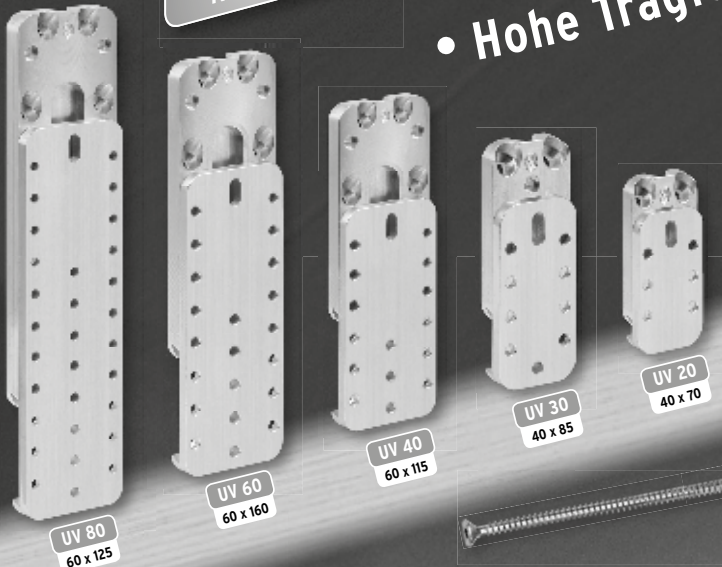
TOP UV VERBINDER



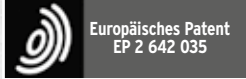
Für Holz/Holz Anwendungen

• Hohe Tragfähigkeit!

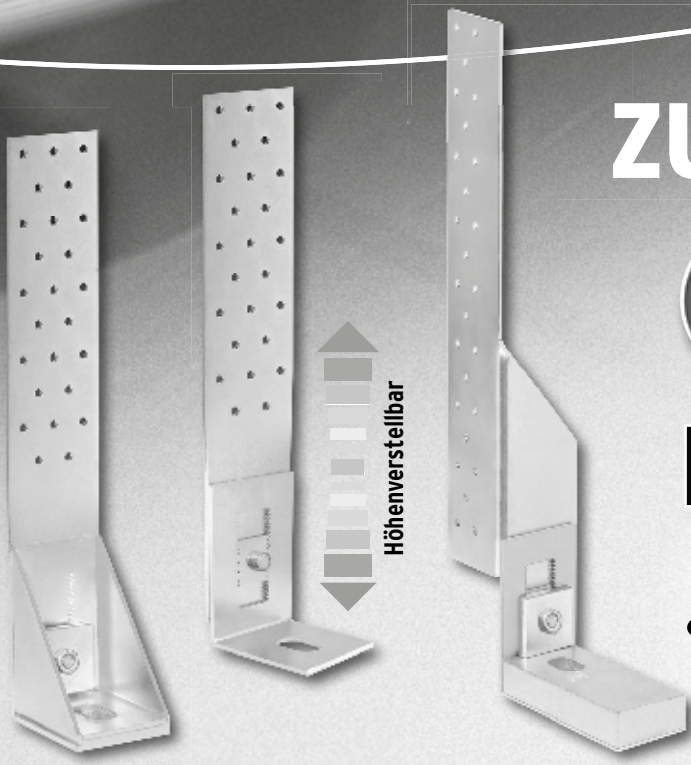
Für Holz/Beton Anwendungen



ZUGANKER HT2



• 2-teiliger Zuganker



GH-Baubeschläge GmbH
 Austraße 34
 73235 Weilheim/Teck
 Telefon 07023 743323-0
 Telefax 07023 743323-29

Vorsprung durch Spezialisierung!

20. bis 23. Februar 2018
Messegelände Köln
Halle 9, Stand 9.114



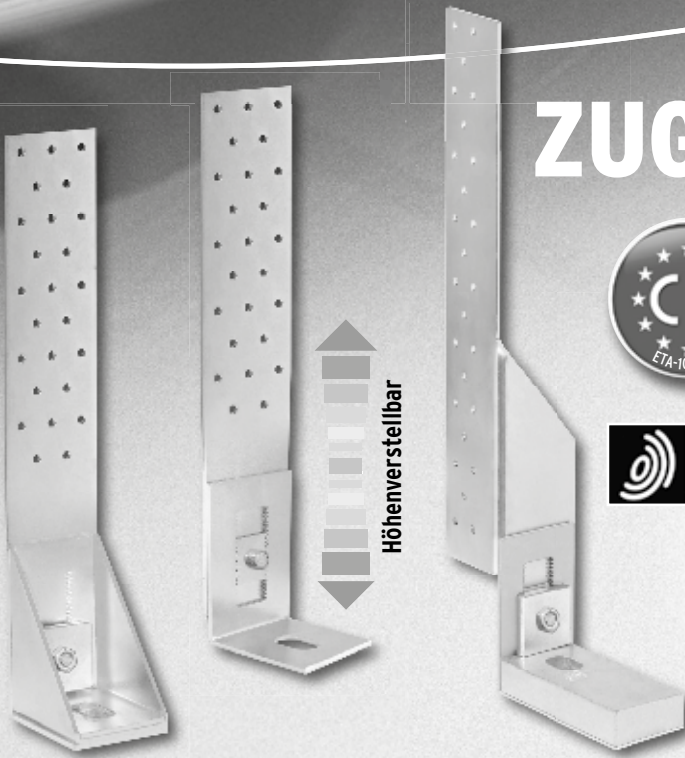
TOP UV VERBINDER



Für Holz/Beton
Anwendungen

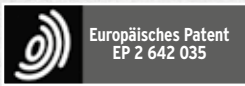
Für Holz/Holz
Anwendungen

• Hohe Tragfähigkeit!



Höhenverstellbar

ZUGANKER HT2



• 2-teiliger Zuganker



GH-Baubeschläge GmbH
Austraße 34
73235 Weilheim/Teck
Telefon 07023 743323-0
Telefax 07023 743323-29

Vorsprung
durch
Spezialisierung!

Gütegemeinschaft Nagelplattenprodukte e.V.
Interessenverband
Nagelplatten e.V.
Hellmuth-Hirth-Str. 7
D-73760 Ostfildern
www.nagelplatten.de



Starke Verbindungen!

Nach dieser Maxime handelt die **Gütegemeinschaft Nagelplattenprodukte** und der **Interessenverband Nagelplatten e.V.** für annähernd 50 Verarbeiter sowie Hersteller von Nagelplatten und Nagelplattenbindern. Nagelplatten werden vor allem im Dach- und Wandbereich von Wohnhäusern, Supermärkten, Gewerbe-, Produktions- und Lagerhallen, landwirtschaftlichen Gebäuden, öffentlichen Einrichtungen wie Sporthallen sowie für Brückenschalungen etc. als **extrem belastbare Verbindungsmittel** eingesetzt. Das „**RAL-Gütezeichen Nagelplattenprodukte**“ in seinen Teilen **1 „Herstellung“** und **2 „Montage“** bürgt dabei für sichere, maßgenaue Verbindungen von Holzelementen mit einer Spannweite von bis zu 35 m und deren fachgerechte Montage. Die Mitglieder, die das Gütezeichen führen, bieten so gebäudespezifische Tragsysteme von allerhöchster dauerhafter Qualität.

Mitglied in der GIN können neben Nagelplattenherstellern alle Betriebe werden, die Nagelplattenkonstruktionen herstellen und / oder montieren.



Foto: GIN e.V./Janssen



Herstellung & Montage

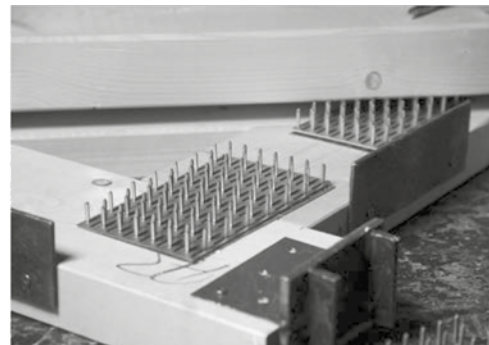


Foto: GIN e.V./Schnoor

Gemeinnützig und solidarisch unterstützt der GIN e.V. seine Mitgliedsfirmen in allen Fragen, die sich im Hinblick auf technisch vorbildliche und wirtschaftlich vorteilhafte Einsatzmöglichkeiten von Nagelplatten am Bau ergeben. Zugleich ist der Interessenverband Ansprechpartner und Auskunftsource für Architekten, Hausbauunternehmen, Bauämter, Zimmerei-, Dachdecker- sowie weitere Handwerksbetriebe, die **Nagelplatten und Nagelplattenprodukte** bei der Verwirklichung ihrer Bauvorhaben verwenden.

Der GIN e.V., gegr. 1972, gehört der Verbändegemeinschaft FORUM HOLZBAU in Ostfildern an. Weitere wissenswerte Informationen über Nagelplatten und -produkte sowie über den GIN e.V. als Interessenverband finden Sie im Internet auf www.nagelplatten.de.



Weit spannende Binderkonstruktion „Rondo Steinheim“

Nahversorgungszentrum in Hanau-Steinheim

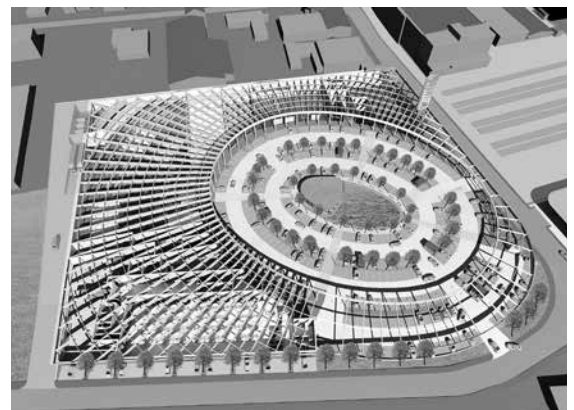
Im Gewerbegebiet Hanau-Steinheim formt sich das NVZ um einen zentralen Parkplatz mit einem großen Lebensmittelvollsortimentsmarkt, einem Discounter sowie diversen weiteren Fachmärkten. Insgesamt sind ca. 9.200 m² überbaute Handelsflächen vorhanden. Die radiale Gliederung der hölzernen Dachkonstruktionen zeigt sich in weiten Bereichen der Handelsflächen als sichtbare Konstruktion.

Dachkonstruktion:

Brettschichtholz GL24h und GL28c:

- 1260 Bauteile bis 22 m Länge, Gesamtvolumen: 1137 m³
- 556 Bauteile bis 43 m Länge, Gesamtvolumen: 1021 m³, Längster Strahl: 83 m (3-teilig)
- 5 Bauteile bis 28 m Länge, Gesamtvolumen: 51 m³

Stahl S235 und S355 verzinkt: ca. 12.000 kg



Illustrationen: RATHKE Architekten BDA



GROSSMANN Bau GmbH & Co. KG
Holzleimbau

Äußere Münchener Str. 20
83026 Rosenheim

Tel. : +49 80 31 / 4401-51
Fax : +49 80 31 / 4401-93

holzleimbau@grossmann-bau.de
www.grossmann-bau.de





WAND - DECKE - DACH - ELEMENTE

- Planung
- Produktion
- Logistik

HAAS HOLZBAUSYSTEME

KONSTRUKTIVER HOLZBAU

- Brettschichtholz-
Konstruktionen
- Deckenelemente
- Dachkonstruktionen



NAGELPLATTEN- BINDER

Konstruktionen mit Nagelplattenbindern sind eine preisgünstige Lösung mit vielfältigen Einsatzmöglichkeiten und finden überall dort Anwendung, wo leichte Konstruktionen, besondere Formen oder große Spannweiten gefordert sind.



Wir unterstützen Sie mit unserer mehr als 40jährigen Erfahrung im Holzhausbau! Bleiben Sie auf der sicheren Seite und werden Sie Haas-Partner!

Haas Fertigbau GmbH
Industriestraße 8 · D-84326 Falkenberg
Telefon +49 8727 18-426
Telefax +49 8727 18-554
Holzbausysteme@Haas-Fertigbau.de

HUNDEGGER ROBOT-Solo

DIE **SENSATION** IN DER **200.000 €** KLASSE!



Meine Hundegger und ich!
Never change a winning team!



hundegger.de

ABBUNDMASCHINE HUNDEGGER ROBOT-Solo

Kaum zu glauben, aber wahr. Hundegger sorgt mit Oberklassefunktionen in der 200.000 € Kompaktklasse für eine echte Sensation.

Wie z.B. mit 6-Achs-Bearbeitung und bis zu 21 Werkzeugplätzen. Nutzen Sie jetzt das enorme Bearbeitungsspektrum bei geringem Platzbedarf und schnell amortisiertem Investment.

- **Bearbeitung aller 6 Seiten in einem Durchlauf**
- **Unbegrenzte Bearbeitungsmöglichkeiten durch 6-Achs-Roboter**
- **Höchste Präzision durch patentiertes HMC-Messsystem**
- **Bauteilquerschnitte bis zu 650 x 300 mm**

Sonnenschutz-Lösungen für den Holzbau

Genau meine Stimmung!



Für nähere Informationen besuchen
Sie uns im **Raum Pflegersee**
oder kontaktieren Sie uns unter:
marc.baur@hella.info

HELLA

Jalousien. Markisen. Rollläden.

Sperrholz vom Spezialisten

Die Hess & Co. AG ist die einzige Sperrholzfabrik in der Schweiz. Das Traditionsunternehmen ist auf Herstellung von Furnieren aus europäischen Rundhölzern und deren Weiterverarbeitung zu Sperrholzprodukten spezialisiert. Diese sind integrale Bestandteile etwa von Skiern, Fahrzeugen, Möbeln und Holzbau.

Der Name Hess steht seit über 70 Jahren für höchste Produktequalität, Innovationsfreude und einen herausragenden Kundenservice. Rennomierte Firmen in ganz Europa und weltweit setzen die Holzkomponenten aus Döttingen im Kanton Aargau ein. Das Unternehmen wurde 1929 gegründet.

Nach einem Brand erfolgte 1937 der Wiederaufbau als eines der modernsten Sperrholzwerke Europas mit damals vier Produktehallen. Im Laufe der Jahrzehnte wurde die Anzahl der Produktions- und Lagerhallen sukzessive auf aktuell 17 erhöht. Einen Meilenstein in der Geschichte der Manufaktur stellte 1971 die Fabrikation der ersten Federleisten, den so genannten Hess-Bettlätli, dar. Bis 1976 wurde das Sortiment um Skikerne, Multiplexplatten und Schichtholz erweitert. Mit der Übernahme des Familienunternehmens durch Franz und Marcel Hess im Jahr 1977 begann man mit der Produktion von Formsperrholzteilen und Rollbrettern. Parallel zum kontinuierlichen Ausbau der Produktpalette investierte die Hess & Co. AG fortwährend in fortschrittliche Technologien: Hierzu zählen unter anderem die Installation einer neuen Kesselanlage mit umweltfreundlicher Holzschnitzelfeuerung und einer Computergesteuerten Formsäge, die Anschaffung eines 20m langen

Vier-Etagen-Rollentrockners, eines Brückenkrans und einer computergesteuerten 20-Etagen-Sperrholzpresse sowie die Einführung der Hochfrequenztechnik für Schichtholz-Formteile.

«Wir produzieren auf Kundenwunsch»

In den Neunzigerjahren kamen CNC-gesteuerte Produktionsanlagen für die Fertigung hochkomplexer Komponenten hinzu. Durch die Übernahme der benachbarten Möbelfabrik Merki AG, die Markteinführung von Kerto-Furnierschichtholz und die Produktion von Snowboardkernen, Sitzschalen und Fassadenholz aus Lärche und Douglasie konnte das Unternehmen seine führende Marktposition weiter festigen und ausbauen. Von den ursprünglich zehn Sperrholzfabriken in der Alpenrepublik existiert heute nur noch die Hess % Co. AG. Und das nicht ohne Grund: „Bei uns werden auf einer Produktionsfläche von 25 000 Quadratmetern unterschiedlichste, auf Kundenwunsch zugeschnittene Sperrholzprodukte angefertigt, die anspruchsvolle Abnehmer in aller Welt seit vielen Jahrzehnten überzeugen“.

Das derzeitige HESS-Produktprogramm beinhaltet folgende Komponenten:

- *Sperrholz/Multiplex*: Buchensperrholz; Multiplexplatten aus verschiedenen europäischen Holzarten; Knoten- und Verbundplatten für den konstruktiven Holzbau; Treppenstufenplatten; Fassadenplatten aus Lärche/Douglasie.
- *Liegemöbel*: Federleisten (behandelt und in verschiedenen Dekors) in unterschiedlichen Längen (bis 170 mm), Breiten (20 bis 100 mm) und Stärken (4 bis 15 mm); Bettladeseiten; Bettkopfteile.
- *Formteile*: Sitzschalen; Sitze und Sitzrücken; Schichtholz-Formteile; Türfronten; technische Formteile für den Fahrzeugbau.
- *Spezialitäten*: Verbundplatten; Biegesperrholz; Rollladenplatten; schwer entflammbare Platten (B1); dekorative Platten für den Parkett- und Möbelbau; Schalldämmplatten; Sperrholzfedern; Schäl furniere.

Beste qualitative Verarbeitung dank modernster Technik

Alle Komponenten werden aus Hölzern aus nachhaltiger, überwiegend FSC- und PEFC- zertifizierter Forstwirtschaft hergestellt. Es handelt es sich zum grössten Teil um Holzarten wie Buche, Pappel, Ahorn, Weiss- und Rottanne, Esche, Eiche und Lärche – also um Schweizer Hölzer, die in einem Radius von 30 km rund um den Firmensitz wachsen.

Die fachgerechte Verarbeitung von edlem, optisch ansprechendem Holz hat bei der Hess & Co. AG eine lange Tradition. Vom vollmechanisierten Lagerplatz mit Dämpfergruben wird das Rundholz mit Hilfe hydraulischer Greifarme zur computergesteuerten Schälstrasse befördert. Die Trocknung erfolgt in zwei 4-Etagen-Rollentrocknern mit vollautomatischer Beschickung. Garanten für eine präzise Verarbeitung sind zwei so genannte Querschnittsanlagen für Schäl furniere, eine computergesteuerte 20-Etagen-Sperrholzpresse sowie CNC-Bearbeitungszentren mit vier und fünf Achsen. Ständige Qualitätskontrollen gewährleisten einen gleich bleibend hohen Standard. Die Sperrholzplatten aus dem Hause Hess werden in den unterschiedlichsten Bereichen eingesetzt, so zum Beispiel im Möbel- und Modellbau, beim Bau von Treppen und Werkbänken, im Innenausbau oder bei der Fertigung von Fassaden. Auch auf den Skipisten dieser Welt sind Hess-Produkte zu finden. Mit speziellen Holzkerne für hochwertige Skier und Snowboards sorgt die Hess & O AG für die nötige Bodenhaftung, für Drehfreude und Laufruhe. Inzwischen setzen alle namhaften Hersteller von Skiern, Snowboards und auch Skateboards auf HESS-Holzkerne. Diese zeichnen sich im Vergleich zu Kunststoffkernen durch eine wesentlich geringere Materialermüdung bei Belastung aus. Mit modernen Presstechnologien und Fertigungsmethoden bringt das Unternehmen Sperrholz in jede gewünschte Form. Das wissen Möbeldesigner und Sportgeräthersteller ebenso zu schätzen wie die Bauindustrie. Ob Holzkomponenten für extravagante Freischwinger und komfortable Sitzschalen, Lattenroste, Knotenplatten oder Hausfassaden – die Hess & Co. AG kennt bei der Formgebung ihrer Produkte keine Grenzen.

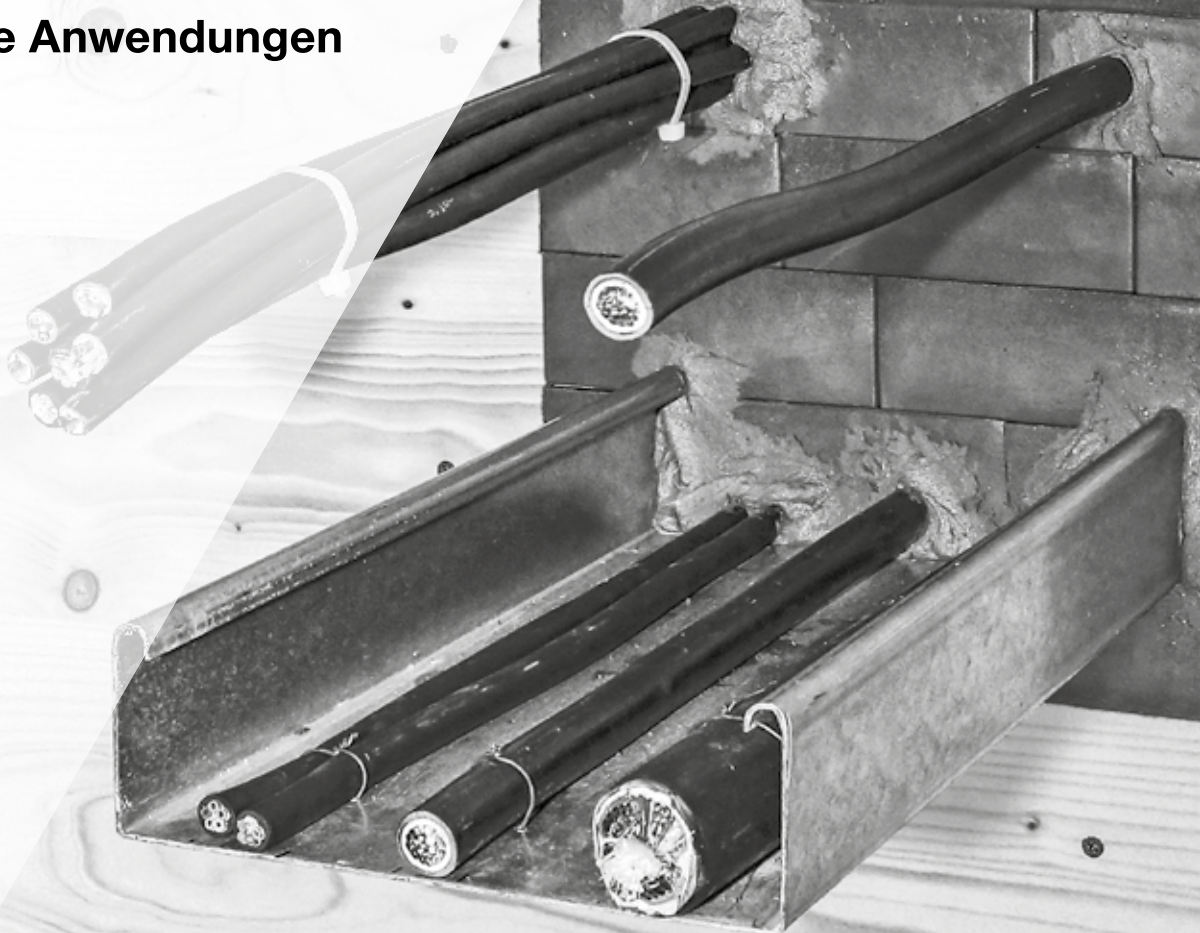
Weitere Informationen

Hess & Co. AG
Hirschweg 6, 5312 Döttingen
Tel. 056 268 75 75, Fax 056 268 75 76
www.hessco.ch, info@hessco.ch



BRANDSCHUTZ IM HOLZBAU

Geprüfte Anwendungen
mit Hilti



FORUM
HOLZBAU
URBAN KÖLN
16./17. Oktober 2018

FORUM
HOLZBAU
INTERNATIONAL
5.-7. Dezember 2018

Erhöhte Produktivität in der Planung und Vorfertigung.

Hilti bringt seine 30 Jahre Brandschutzexpertise in den Holzbau. Europaweit zugelassene Brandschutzprodukte für Holzanwendungen vereinfachen die Planungs- und Genehmigungsschritte in jedem Holzbauprojekt.

Ob mehrgeschossiger Wohnbau, Hotelbauten oder Bürogebäude, Hilti bietet Lösungen für die Abschottung der Gebäudetechnik. Die trockenen Brandschutzlösungen ermöglichen einen schnelleren Einbau auf der Baustelle. Kein Warten auf Mörtelaushärten. Kein Einbringen von Baufeuchte. Vorgefertigte Brandschutzlösungen unterstützen den Holzbauer bei der industriellen Vorfertigung und eröffnen Möglichkeiten zur Steigerung seiner Wertschöpfung.

h **Haslinger**
HMR Jacob
Stahltechnik
für den Holzbau



Holz & Metall Vereiniger

*Ihr Stahltechniker mit dem Komplettservice für den Holzbau
Höchstes Know-how für Schweißteile · Schlitzbleche · Balkenschuhe · Windverbände · Zugstagen
Leimbinderpressen · Nagelbleche · Sonderschrauben, -scheiben, -muttern
CE-zertifizierte Stabdübel · Schweißen nach EN 1090 bis Ausführungsklasse EXC 4*

*Als Produktneuheit der Haslinger Firmengruppe bietet das HMR 750 Zugstabsystem
der modernen Architektur von heute ein innovatives und formschönes Produkt
mit exzellentem Korrosionsschutz, sehr hoher Tragfähigkeit und mehr Montagesicherheit.*

www.hmr-jacob.de

Kommunikation für das Bauen mit Holz

Der INFORMATIONSDIENST HOLZ ist seit vielen Jahren eine verlässliche Größe, wenn es um die fachgerechte Planung und Anwendung des Baustoffes Holz geht. Seine technische Kompetenz und Neutralität macht ihn bei Bauherren, Architekten, Bauingenieuren sowie Handwerkern und Studierenden hochgeschätzt. Drei Serviceleistungen ergänzen sich und entfalten in dieser Kombination ihre erfolgreiche Wirkung.

> Die Website

www.informationsdienst-holz.de
Aktuelles zum Holzbau. Veranstaltungen, Newsletter, Downloads aller Publikationen, Dokumentationen beispielhafter Holzbauten.

> Die Fachberatung Holzbau

Individuelle Hilfestellung beim Planen und Bauen mit Holz, neutral und kostenfrei.
Werktags von 9 bis 16 Uhr
Tel. 030 577 019 95
fachberatung@informationsdienst-holz.de

> Die Publikationen

Mehr als 70 Schriften zu Entwurf und Konstruktion, Tragwerksplanung, Baustoffen und Bauphysik oder über preisgekrönte Holzbau-Architektur.



Bestimmen Sie mit!

Der INFORMATIONSDIENST HOLZ wird vom Informationsverein Holz getragen. Als Mitglied kann man sich hier inhaltlich einbringen. Und erhält alle neuen Veröffentlichungen in gedruckter Form per Post zugestellt.

Sie sind interessiert?

Hier gibt es nähere Auskunft:

Informationsverein Holz e.V.
Tel. 0211 966 55 80
info@informationsvereinholz.de

Holzbau Deutschland Institut e.V.
Tel. 030 203 14-533
info@institut-holzbau.de

Kompetenz in allen Disziplinen.

Ausgestattet mit der umfassenden Kompetenz von fünf erfahrenen Holzbau-Unternehmen bietet die HOLZUNION als Komplettanbieter alle Leistungen in den verschiedenen Bereichen des Holz- und Hausbaus kompetent aus einer Hand.

Von der Projektierung, der individuellen Planung über die statische Berechnung bis hin zu Produktion, Transportlogistik und Montage – die HOLZUNION ist der interdisziplinäre Partner für das professionelle Bauen mit Holz.



INGENIEUR-HOLZBAU • MEHRGESCHOSSIGER WOHNUNGSBAU
ÖKOLOGISCHER HOLZBAU • SANIERUNG UND MODERNISIERUNG
SCHLÜSSELFERTIGER OBJEKTBAU • GROSSES SCHAFFEN AUS HOLZ!

**WÄRMEDÄMM-
VERBUNDSYSTEME
SIND WIE ORCHESTER:
PERFEKT AUF EINANDER
ABGESTIMMT!**

Natürlich haben wir das
optimale System für Sie!

0 61 54/71-7 16 69
info@inthermo.de
www.inthermo.de



INTHERMO
Meine natürliche Dämmung!

TOOLMATIC®

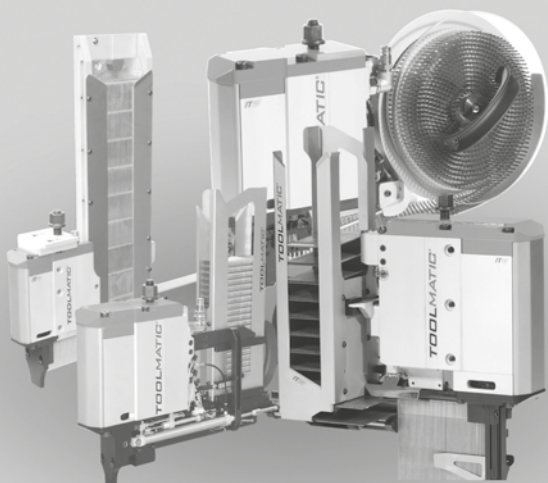
AUTOMATED FASTENING SYSTEMS

INNOVATIVE TECHNOLOGIE FÜR IHRE AUTOMATISIERUNG^V

Automatisierte Vorgänge und standardisierte Qualität, die höchsten Ansprüchen genügen.

Die Flexibilität des modularen Aufbaus der Toolmatic Klammer- und Nagelgeräte bietet kundenspezifische Lösungen in der industriellen Fertigung.

- ❑ Leichte Integration in unterschiedlichste Maschinen, Roboter und Brücken
- ❑ Entwicklung und Produktion Made in Germany mit Know-how und Erfahrung aus dem Hause ITW
- ❑ Konstant hohes Qualitäts- und Serviceniveau





Jagram-Pro S.A.

Einen Spezialisten für Bogenbinder mit kleinen Radien



- jeder Radius ist möglich
- individuell gefertigte Formen
- einzigartige Lösungen und Projekte
- Garantie der Produktqualität
- Technologie **TCLwood 618[®]** /thin construction lamella for wooden construction/
- kurze Lieferzeiten






Weitere Informationen:




Jagram-Pro S.A.
Tel +48 /55 /2787 970
iso@jagram.de

www.jagram.de

K-Plus Gebäude aus massivem Dübelholz



-  Einfamilienhäuser
-  Mehrfamilienhäuser
-  Öffentliche Gebäude

-  Schulen, Kindergärten
-  Büro/- Verwaltungsgebäude
-  Mehrstöckige Gebäude



Feuerwehrhaus Oberstadien



Mehrfamilienhaus London



Mehrstöckiges Gebäude Zürich



Kinderkrippe Biberach



20 Stockwerke aus Holz



KEIM LIGNOSIL®

DIE MINERALFARBE FÜR HOLZ – ÄSTHETISCH, DAUERHAFT UND EINZIGARTIG

Lignosil ist die erfolgreiche Übertragung des „Prinzips Silikatfarbe“ auf den Untergrund Holz. Profitieren Sie von hervorragendem Feuchteschutz, UV-Stabilität, Witterungsbeständigkeit und samtmatter Oberflächenoptik.

- KEIM Lignosil®-Color: Deckende Farbbeschichtung für Holzbauteile im Außenbereich
- KEIM Lignosil®-Verano: Natürliche Vergrauung von Holzfassaden
- KEIM Lignosil®-Inco: Lasierende bis deckende Gestaltungen im Innenbereich

KEIM. FARBEN FÜR IMMER.

www.keim.com



Mit Sicherheit eine gute Verbindung.

Unsichtbar | Selbstspannend | Zerlegbar

KNAPP[®]
verbinder.com

Die Verbinder tragen das megagroße Dach der Rocky Ridge Freizeitanlage in Calgary/Canada.

Projekt: GEC Architecture, Structurlam, MyTiCon Timber Connectors Inc.

- ! 26500 m² Dachfläche
- ! für 100000 Einwohner konzipiert
- ! mit 1900 RICON[®] S realisiert
- ! eine Vielzahl an unterschiedlichen Trägerteilen



www.knapp-verbinder.com

RICON[®] S, MEGANT[®] | Die Schwerlastverbinder für den modernen Ingenieurholzbau

- ! Unsichtbar – keine sichtbaren Verbinderteile
- ! Flexibel und toleranzausgleichend
- ! Sehr kurzer Einhängeweg 2 bzw. 3,5 cm
- ! Schnelle und einfache Montage

made
in
Germany



RICON[®] S

Bis 100 kN

ETA
CE



MEGANT[®]

Bis 500 kN

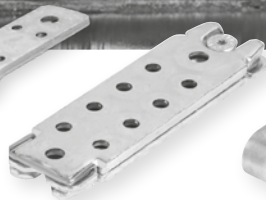
ETA
CE



WALCO[®] V
bis 14kN



WALCO[®] 40
bis 10kN



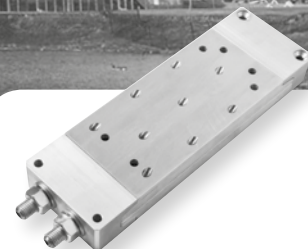
RICON[®]
bis 26kN



GIGANT
bis 29,8kN



RICON[®] S
bis 100kN



MEGANT[®]
bis 500kN

Mehr Infos & Newsletter
auf unserer Website!

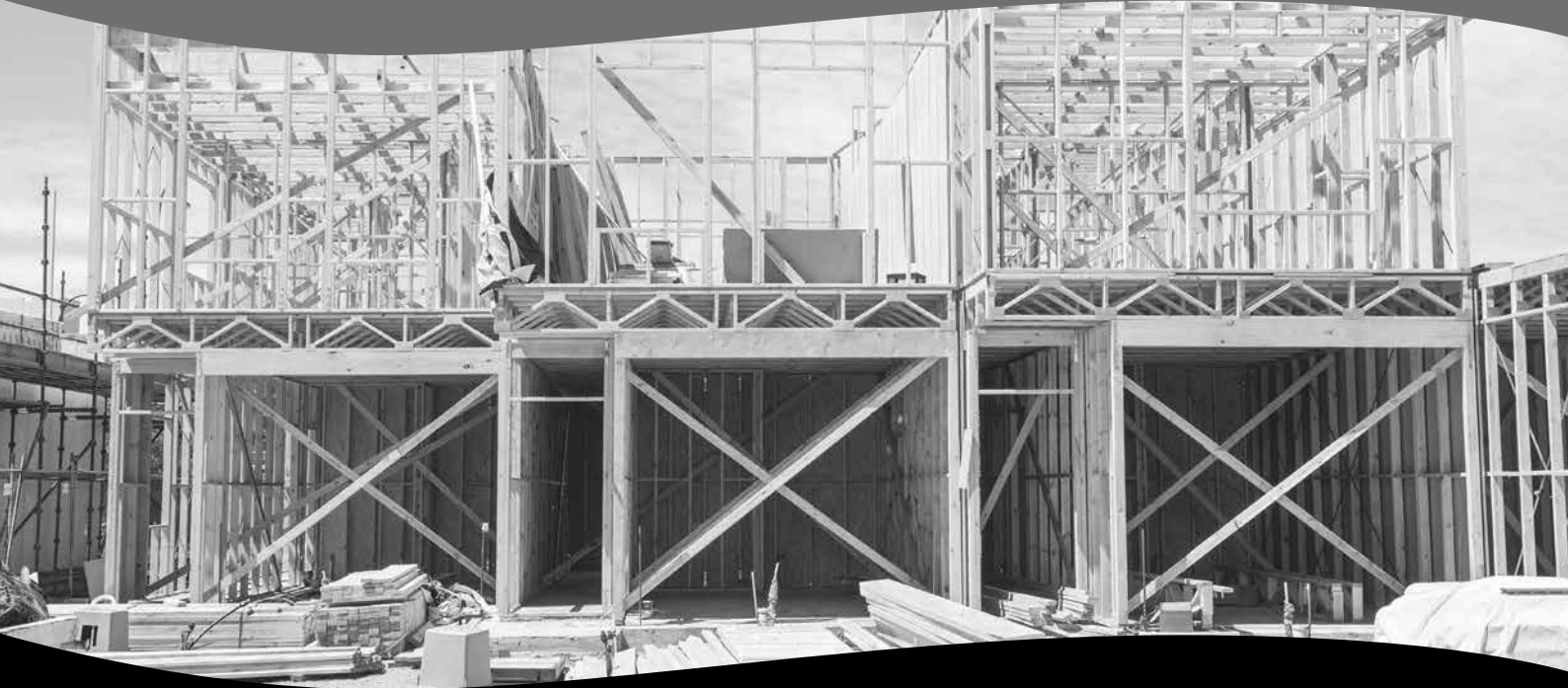
Knapp GmbH | Wassergasse 31 | A-3324 Euratsfeld | Tel.: +43 (0)7474 / 799 10 | Fax: +43 (0)7474 / 799 10 99

Knapp GmbH Niederlassung Deutschland | Föhrenweg 1 | D-85591 Vaterstetten
Tel.: +49 (0)8106 / 99 55 99 0 | Fax: +49 (0)8106 / 99 55 99 20 | E-Mail: info@knapp-verbinder.com

www.knapp-verbinder.com

Knapp GmbH | [@knappverbinder](https://www.facebook.com/knappverbinder)

>>> Gleich neu anmelden!

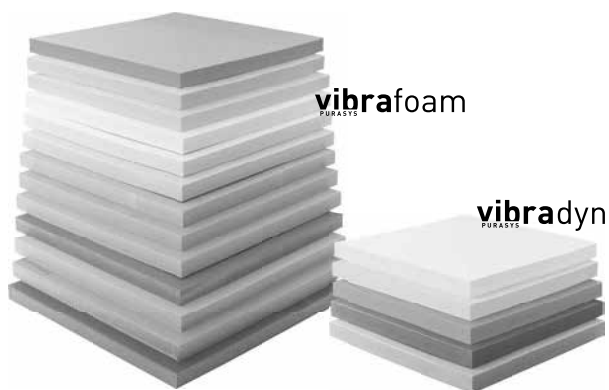


vibrafoam | vibradyn

PURASYS

PURASYS

Elastische Lager aus Polyurethan zur Schall- und Schwingungsreduzierung im Holzbau



- 18 Basistypen für annähernd jeden Anwendungsfall
- individuelle Sondertypen bei Bedarf möglich
- einfache, schnelle Verlegung
- hervorragende Schall- und Schwingungsminderung, insbesondere an problematischen Knotenpunkten

Lagerung von **Baumodulen**



Lagerung von **flankierenden Bauteilen**



KRONOLUX OSB

Kronolux OSB ist ein europäischer Hochleistungswerkstoff, der in der jeweiligen Qualität für alle konstruktiven Anwendungen, bei denen Dimensionstabilität und Belastbarkeit gefordert werden, seine Anwendung finden kann.



OSB NEXT GENERATION

- Neueste kontinuierliche Pressen-Generation: ContiPanelSystem (CPS)
- Innovative Niedrigtemperatur-Trocknung - Schonende und natürliche Holz-trocknung
- Neuartige Technologie, die den Einsatz von Recycling-Material ermöglicht.

WEITERENTWICKLUNG DER KREISLAUFWIRTSCHAFT

Ziel: die CO₂-passive Fabrik durch:

Energieerzeugung aus Biomasse und Einsatz von Recyclingholz in der OSB-Platte Produktion.

UND

Konsequente Kaskaden-Nutzung der Naturressourcen Holz, Wasser und Energie.





Wir überzeugen mit Schweizer Qualität.

Maschinencenter MC-15

Kompakt im Platzbedarf und schnelle Bearbeitung aller 6 Bezugsseiten der Werkstücke

Abbundcenter Krüsimatic

Für den Zimmerei-Abbund: Riegel-, Element- und Chaletbau, Dachkonstruktionen

Bearbeitungscenter Lignamatic

Für alle Arbeiten im konventionellen Zimmerei-Abbund bis hin zu atemberaubenden Freiformbearbeitungen

Automatische Zuschneide- und Besäumkreissäge LKSA-98 und LKSA-16 mit Touchpanel

Rationelles Zuschneiden von Massivholz, Platten, Kunststoff, Isoliermaterial und Aluminium

Chaletbaumaschine CM-40 und CMI 4x4

Präzise Bearbeitung von Blockhäusern in nur einem Arbeitsgang





LIGNO® Brettsperrholz.

Konfigurierbar,
für qualitätsvolle
Holzbau-Architektur
made of LIGNO®.



Linke Spalte, von oben nach unten:
Stadthäuser in Lauchringen (obere 3 Bilder) – LIGNO Decken, Wände –
Architektur: Jörg Kaiser, Lauchringen // Festhalle in Kressbronn – LIGNO Akustikpaneele /
Architektur: Spreen Architekten, München

Mittlere Spalte:
Schwimmhalle in Euskirchen – LIGNO Dachbauteile – Architektur: 3pass, Köln /
Foto: Jens Kirchner, Düsseldorf

Rechte Spalte:
Stadthäuser in Lauchringen (im Bau) – LIGNO Decken, Wände – Architektur: Jörg Kaiser, Lauchringen

LIGNOTREND Produktions GmbH
Landstrasse 25 D-79809 Weilheim
Tel.: +49 (0)7755 9200-0
www.lignotrend.com

LIGNO ■ TREND®

Für eine nachhaltige Holz-Baukultur.

Wood Related Advanced Education

Simulation Driven Product Development Master Program, 60 credits

How is a product designed to meet sustainability requirements regarding performance, life, economy and the environment? During the two years of study, you will gain knowledge of product development, together with a deep understanding of modern numerical methods and practical skills in experimental methods used to acquire data supporting the product development process. Upon completion of the master's program, you will be able to handle a wide range of problems in advanced mechanical engineering.

*Contact person: Dr. Andreas Linderholt,
andreas.linderholt@lnu.se*

Sustainable Structural Engineering

Master Program, 120 credits

Study at our department center for wood building technology. Challenging building projects, close research connection and excellent labora-

tory facilities. The program prepares students for work in industry, within a growing wood building branch or elsewhere in the building industry where skills in structural design and analysis are required, but it also prepares for research studies for PhD exams.

*Contact person: Dr. Thomas K. Bader,
thomas.bader@lnu.se*

Innovation through Business, Engineering and Design - specialization engineering

Master Program, 120 credits

This two-year master program is based on companies' needs for employees with the ability to initiate, lead, and promote the creation of innovations. The program is based on joint projects, often in collaboration with the industry and different organizations. Students work in multidisciplinary groups with academic background in Business, Engineering and Design.

*Contact person: Dr. Peter Lerman,
peter.lerman@lnu.se*

Ludwig Künzel Nagelfabrik GmbH

G`steinigt 1

95659 Arzberg

Tel. 09233 / 77 15 – 0

Fax. 09233 / 3700

Mail: info@lknagelfabrik.de



Die Fa. Künzel Nagelfabrik ist die älteste Nagelfabrik Deutschlands. Die Geschichte der Firma in Familienbesitz reicht zurück bis ins 19. Jahrhundert.

Vertrieb folgender Produkte:

- Magazinierete Nägel mit Zulassung
- Magazinierete Klammern für Geräte verschiedener Hersteller
- Druckluftgeräte
- Kompressoren
- Reparaturen und Ersatzteilservice

Unsere Marken:

montana
montana.lu

MAX®

OMER

SYSTEM SLIDE

Die perfekte Lösung für den Holzbau.

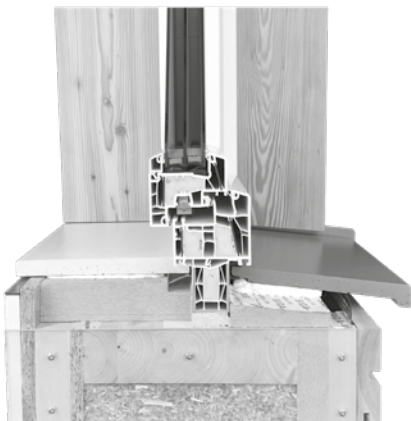
Das System Slide von helopal ermöglicht den normgerechten Einbau von Fensterbänken und verhindert Wassereintritt in den Baukörper. Es bietet dem Planer / Architekten volle Gestaltungsfreiheit und dem Verarbeiter Sicherheit bei der Umsetzung.



Projekt: Doppelhaus Nußbach (Holzbau)

Foto: Architekt SteinkoglerAigner

Eingebaute Produkte: fenorm Aluminium Außen-Fensterbänke und Mauerabdeckungen mit System SlideAlu und helopal linea Innenfensterbänke



VORTEILE System Slide

- ideale Entwässerung der Sonnenschutz-Führungsschienen und der Fensterrahmennut/ Gehrungsnut in das Fensterbank-System
- Fensterbank kann auch nachträglich eingesetzt / demontiert werden
- geprüftes System (HFA Austria Prüfnummer 2050/2013/2)



FUNKGESTEUERTES LASTHAKENSYSTEM



Eliminieren zeitintensiver
und gefährlicher manueller
Abhängeprozesse.

Lösen von Lasten
aus sicherer Entfernung.

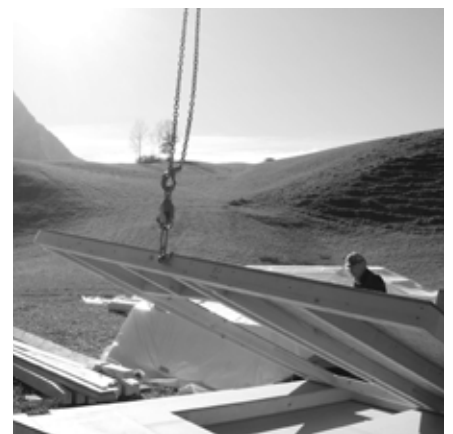


**SICHERHEIT
& EFFIZIENZ**
auf Knopfdruck



LUDWIG LUDWIG
HOOK HOOKXL

Nutzlast	2 t	5,3 t
Eigengewicht	2,8 kg	6,5 kg
Funkreichweite	50 m	



Ludwig System GmbH & Co KG
Am Kraftwerk 3
D-83435 Bad Reichenhall

+49 8651 7656 730
info@ludwigsystem.com
www.ludwigsystem.com

mafell

Leicht, stark, tief.

Die neue KSS 60 18M bl / K 65 18M bl.



Wenig Gewicht, viel Power und jede Menge Tiefgang: Mit ihrer Schnitttiefe von bis zu 67 Millimetern macht die kompakte KSS 60 18 M bl / K 65 18M bl gerade bei Konstruktions-Vollholz und Holzfaserdämmstoffen einen perfekten Job. Und setzt damit deutliche Akzente zum Beispiel im Innenausbau.

Besonders flexibel und unabhängig: Der leistungsstarke CAS Akku mit 18V-LiHD-Technologie liefert darüber hinaus jede Menge Kraft für viele Aufgaben.

THINK WEINIG

Die WEINIG Gruppe: Maschinen und Anlagen für die Bearbeitung von Massivholz und Holzwerkstoffen

Innovative Spitzentechnologie, umfassende Dienstleistungen und Systemlösungen bis zur schlüsselfertigen Produktionsanlage: die WEINIG Gruppe ist Ihr Partner, wenn es um profitable Bearbeitung von Massivholz und Holzwerkstoffen geht. WEINIG Qualität und Wirtschaftlichkeit gibt Ihnen den entscheidenden Vorsprung im weltweiten Wettbewerb, ob Handwerk oder Industrie.

MASSIVHOLZ



Hobeln, Profilieren,
Werkzeug, Schleifen
Zuschnitt, Scannen,
Optimieren, Verleimen
Fenster, Türen,
CNC-Technologie
Keilzinken, Formatieren,
Kantenprofilierung

HOLZWERKSTOFFE



Kantenanleimen
CNC-Bearbeitung
Vertikale und
horizontale
Zuschnittlösungen
Automatisches
Plattenhandling

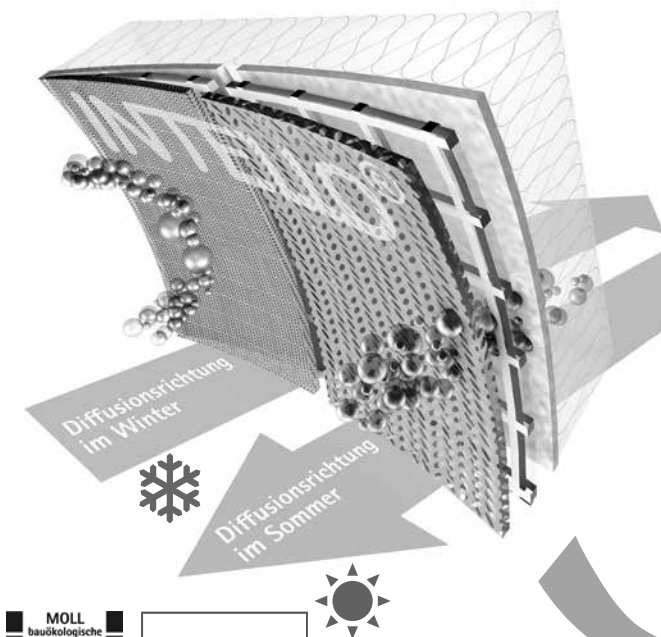
INTELLIGENTE LUFTDICHTUNG

INTELLO macht Ihre Bauteile besonders sicher.

Hydrosafe Hochleistungs-Dampfbrems-System

100-fach feuchtevariabel s_d 0,25 bis >25 m

DIBt-Zulassung für normgerechtes Bauen



Feuchtevariable Dampfbremsbahn INTELLO zur Verwendung entsprechend DIN 68800-2:2012-02



INTELLO • INTELLO PLUS
TESCON VANA • ORCON F
CONTEGA SOLIDO SL
KAFLEX • ROFLEX

FEUCHTEAKTIVE AUSSENDICHTUNG

SOLITEX schützt vor Wind und hält das Bauteil trocken.

Hochdiffusionsoffenes Unterdecksystem mit monolithischer

Funktionsmembran mit aktivem Feuchtetransport nach außen.



DAUERHAFT VERKLEBUNG

Allround-Klebeband TESCON VANA

- Klebt sicher innen und außen – sogar bei Feuchtigkeit: wasserfester SOLID Kleber
- Einfacher weiter arbeiten: Vliesträger direkt überputzbar
- Flexibler weiter arbeiten: 6 Monate UV stabil
- 100 Jahre Klebkraft unabhängig bestätigt



**100 JAHRE
KLEBKRAFT**
✓ erfolgreich getestet
✓ weltweit einzigartig
TESCON VANA | TESCON No.1 UNI TAPE
www.proclima.de/100jahre

pro clima – und die Dämmung ist perfekt

Das komplette Profi-System für die sichere Gebäudedichtung. Über 30 Jahre Erfahrung in Forschung und Entwicklung, Produktion, Vertrieb und Service. Für besten Schutz gegen Bauschäden und Schimmel.



NEU

Kostenfrei bestellen:

Planungshandbuch pro clima »WISSEN«

mit über 400 Seiten Konstruktionen, Details, Bauphysik, Systemen, Produkten, Service u. v. m.

Fon +49 (0) 62 02 – 27 82.0

info@proclima.de

proclima.de/wissen

www.proclima.de



GROSS IN OSB

- Große Formatvielfalt
- Ideal für Modul- und Fertigbau

Infos
im Raum
»Pflegersee«

 **SterlingOSB-Zero**
Mit Sicherheit umweltfreundlich bauen

 **SterlingOSB-klimaneutral**
Punkten mit Klimaschutz

 **Norbord**[®]
Make it better



Verkauf

Norbord Europe Ltd.

Tel: 00800 OSBANRUF* (00800 67226783)

Fax: 00800 OSBFAXEN* (00800 67232936)

info@SterlingOSB.de

*Kostenfreie Servicenummern für D/A/CH

www.Norbord.eu | www.SterlingOSB.de

Integrierter Brandschutz
Flexible Spannweiten
Schlanke Decken



Vorbemessungstabellen
verfügbar!



Online-Bemessungstool
◀ jetzt testen!

**DELTABEAM[®] Frames
mit Holzdecken und
Holz-Beton-Verbunddecken**



Tradition und top Qualität

Seit mittlerweile über 30 Jahren veredelt unser familiengeführtes Unternehmen „Peter Moser rustikale Holzbearbeitung GmbH“ Holzoberflächen mit größter Sorgfalt. Dabei legen wir großes Augenmerk darauf heimische Produkte wie Fichte, Eiche, Lärche oder Zirbe einzusetzen die speziell im alpenländischem Raum bei Neu- und Umbauten beliebt sind.

Moderne und bewährte Technik

Die von Peter Moser, dem Firmengründer, entwickelte Maschine zur Oberflächenbearbeitung hin zur individuell gehackten Struktur ist vollautomatisch und hat sich im Laufe der Zeit weiterentwickelt. Unsere Kunden schätzen die einzigartigen Produkte und unsere bewährte Veredelung.



Geschäftsführung Silvia & Mathias Bischofer
Peter Moser Rustikale Holzbearbeitung GmbH
Inneralpbach 66
6236 Alpbach
Telefon: +43 5336 5236
Fax: +43 5336 5236-19
E-Mail: info@holz-moser.at





Schnittholz



Ein- & dreischichtige
Massivholzplatten

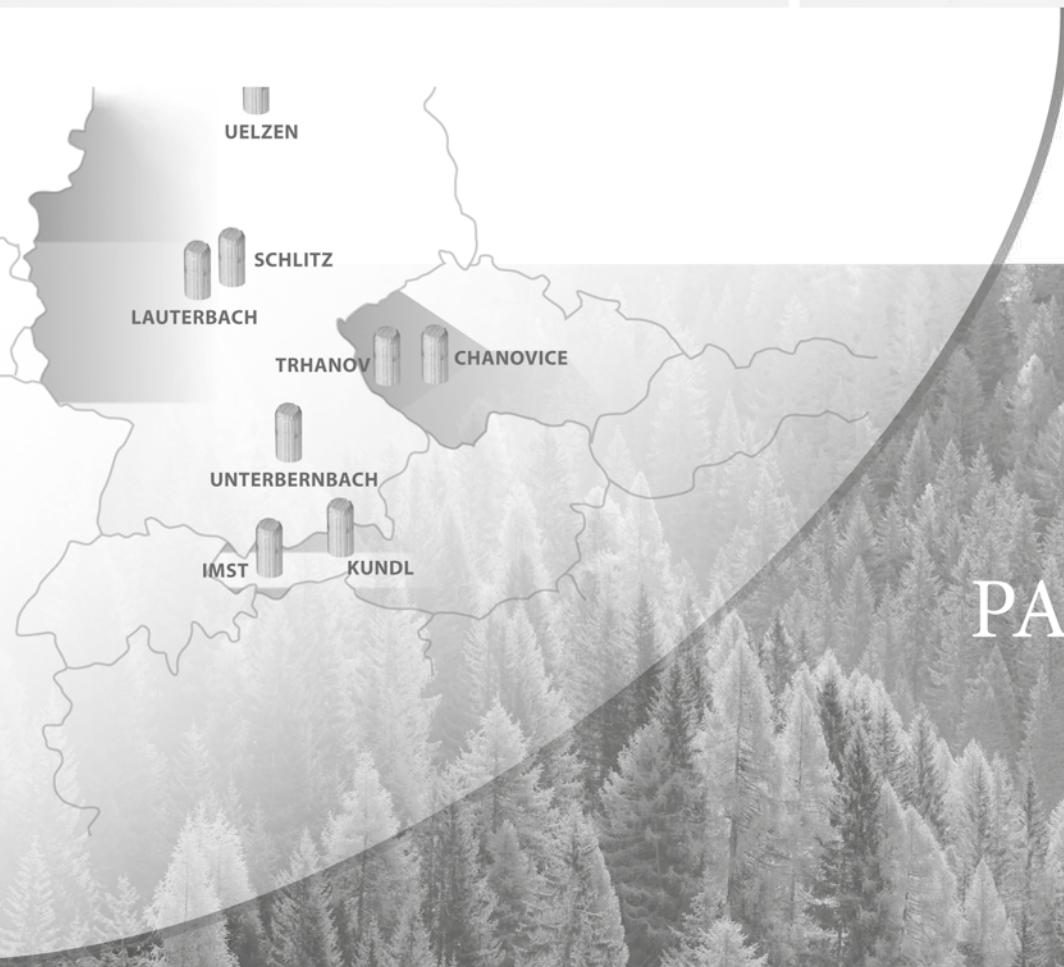
NEU
ab 2019



Brettsperrholz - CLT



Brettschichtholz



 **PFEIFER**

PASSION FOR
TIMBER

pfeifergroup.com



PFISTER WAAGEN



Waagen und Wägetechnologien

www.pfisterwaagen.de



SCHNEELAST zuverlässig messen

SnowWeigh – Transportable Schneelastwaage

Mobiles System zur Schneelast-Überwachung bei Bedarf.

Einfach zu bedienen und flexibel einsetzbar. Inkl. Messzylinder, Abstechhilfe, Tischwaage, Taschenrechner mit Umrechnungstabelle, Messprotokoll und handlichem Tragekoffer.

SnowWeigh XL – Permanente Dachlast-Überwachung

Sicherheit durch mehrere Meßpunkte. Fest im Dachstuhl eingebaute Lastwägeeinheiten ermitteln die Schneelast.

Anzeige und Bedienung über intelligenten Touch-Screen-Wägeindikator im Büro. Mit optischer Zustandsanzeige über Signallampen (rot/gelb/grün).

Mit akustischem Signal über Warmmelder bei Erreichen der kritischen Belastungsgrenze.



**Exakte und schnelle
Gewichtserfassung
genau dort, wo sie
gebraucht wird!**



Das BESTE waagen!

Pfister Waagen Bilanciali GmbH

Linker Kreuthweg 9

D-86444 Affing-Mühlhausen

Tel. +49 (0) 82 07/9 58 99-0

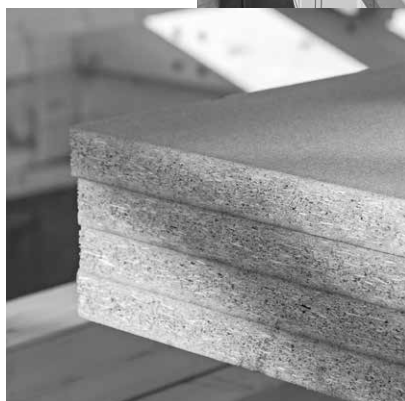
Fax +49 (0) 82 07/9 58 99-29

sales@pfisterwaagen.de

ZWEI, DIE AUF NACHHALTIGKEIT BAUEN



INSPIRATIONS
CLOSE TO YOU



Die emissionsarme Holzwerkstoffplatte LivingBoard ist die ideale Wahl für den wohngesunden Holzrahmen- und Innenausbau. Die Faserplatte StyleBoard MDF.RWH eignet sich perfekt als diffusionsoffene Unterdeckung für Dach und Wand. Beide Boards sind 100% formaldehydfrei und feuchtebeständig PU-verleimt.



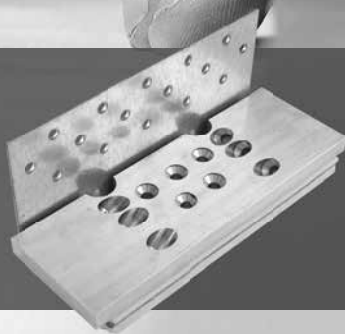
www.blauer-engel.de/uz76

- emissionsarm
- Holz aus nachhaltiger Forstwirtschaft
- in der Wohnumwelt gesundheitlich unbedenklich



Innovative Holzverbindungssysteme für höchste Ansprüche.

SCHALLSCHUTZ WEITER GEDACHT



Ein Schallschutz-Konzept aus einer Hand.
Pitzl bietet neben hochwertigen Verbindungssystemen zahlreiche Komponenten für einen wirkungsvollen Schallschutz.

Pfostenträger



Verbinder



Balkon- und Zaunsäulen



Werkzeug



Pitzl Metallbau GmbH & Co. KG
Siemensstraße 26, 84051 Altheim
Telefon: +49 8703 93460
www.pitzl-connectors.com

Pitzl®

Heftklammern als zertifiziertes Bauprodukt



Europäische Technische Bewertung
für Heftklammern als Holzbindungsmittel

ETA-16/0101



Europaweite Zulassung
bis 170 mm

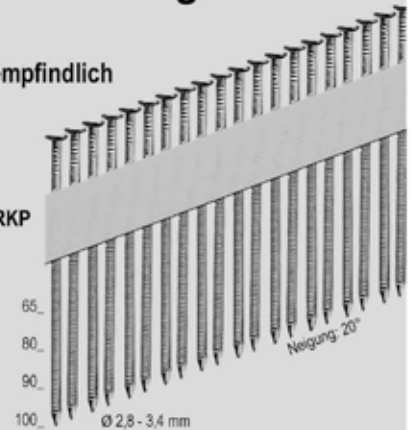
Papiermagazinierte Rundkopf-Streifennägel 20°

Hohe Papierqualität!
Wetter- und temperaturunempfindlich



Verzinkung mindestens 12 µ

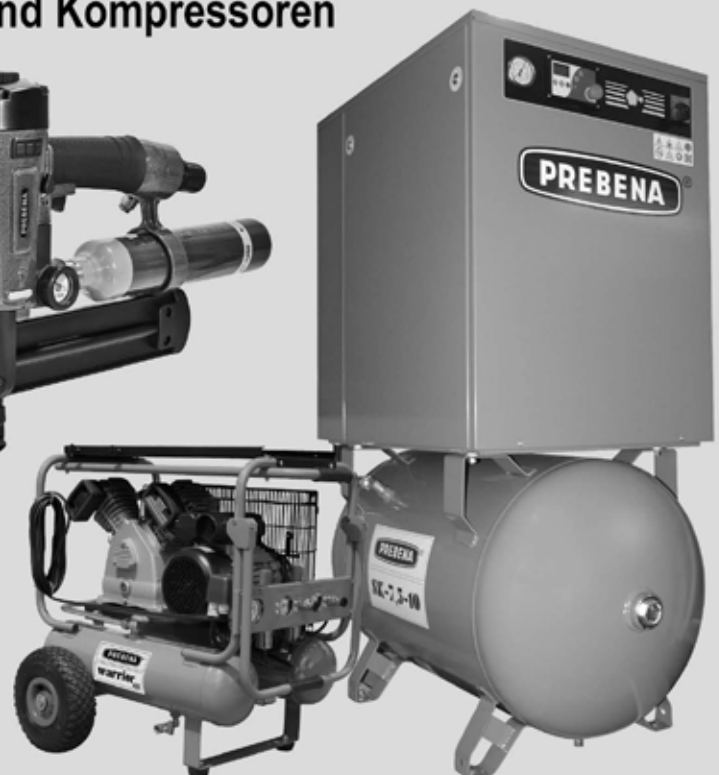
Type RKP



- **Nachhaltigkeit!** Papiermagazinierung, keine Kunststoffreste
- **Sicherheit!** Kein Absplittern von Kunststoff
Keine Beschädigung von weichen Untergründen durch Eintreten von Kunststoffresten
- **Zeitersparnis!** Keine Beseitigung von Kunststoffresten
- **Verarbeitung!** Optimales Schussbild
- **Verpackung!** Baustellengerecht und wiederverschließbar

Druckluftnagler und Kompressoren

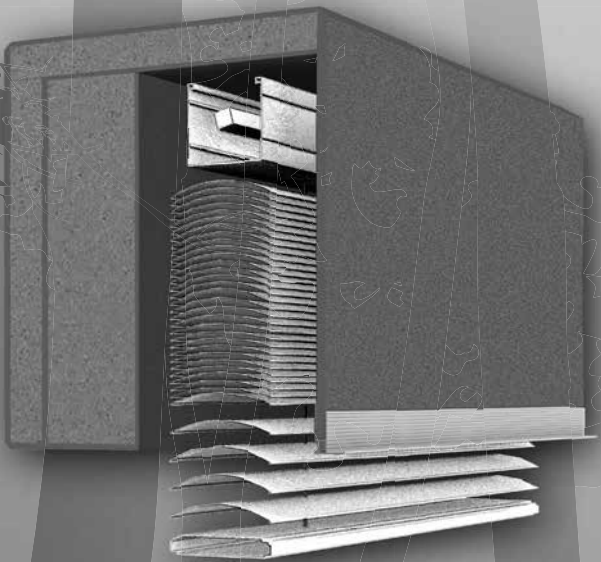
**OPTIWEAR-
TECHNOLOGY**



SlideSystem
FÜR DEN HOLZRAHMENBAU



Bewährt. Stabil. Montagefreundlich.



**I die nachhaltige
Alternative**

**I speziell für den
Holzhausbau
entwickelt**

**I komplett aus
nachwachsenden
Rohstoffen**

PRIX Systeme GmbH
Eichenweg 12
86871 Rammingen

Tel.: +49 (0)8245 99890-00

Fax: +49 (0)8245 99890-19

Email: vertrieb@prix.de

Internet: www.prix.de

ÖKO LINE

LIGNOLOC®

Der magazinierte Nagel aus Holz



LignoLoc® ist der erste schießbare Holznaegel für den zukunftsorientierten Einsatz in der industriellen Fertigung und in der ökologischen Holzverarbeitung.

Schnelle Verarbeitung – kein Vorbohren

LignoLoc® Holznägel werden pneumatisch eingeschossen. Je nach Holzart kann der zusätzliche Vorgang des Vorbohrens teilweise oder gänzlich entfallen. Dies spart Ihnen Zeit und damit Kosten.

Keine Wärmebrücken – höhere Dämmwerte

LignoLoc® Holznägel stellen keine thermischen Wärmebrücken dar. Daraus resultieren höhere Dämmwerte und verbesserte bauphysikalische Eigenschaften.

Weniger Werkzeugverschleiß

LignoLoc® Holznägel schonen Werkzeuge und Sägeblätter bei der Nachbearbeitung von Holzelementen im Fertighausbau.

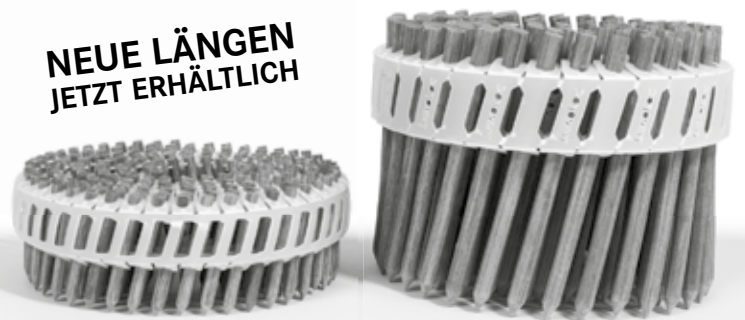
Vorbildliche Ökologie

LignoLoc® Holznägel sind aus heimischem Buchenholz gefertigt – einem nachwachsenden Rohstoff. Die verbesserte CO₂-Bilanz gegen vervollständigt den ökologischen Gedanken in der Holzverarbeitung.

Bessere Optik durch Materialgleichheit

LignoLoc® Holznägel verursachen keine unschönen Holzverfärbungen oder Korrosionsspuren, wie sie durch Verwendung von Stahlnägeln entstehen.

**NEUE LÄNGEN
JETZT ERHÄLTlich**



BECK Fastener Group
Raimund Beck Nageltechnik GmbH
Raimund-Beck-Str. 1
5270 Mauerkirchen | ÖSTERREICH

Kontakt:
Telefon:
E-Mail:

Dipl.Ing. Stefan Siemers
+43 7724 2111 0
siemers@beck-fastener.com

[beck]
FASTENER GROUP
www.beck-fastener.com

Hält jedes Holz.

Und jetzt auch einen Titel.



Unsere ETA-zertifizierten Kraftpakete.

- ✓ Berechenbare Auszugswerte und garantierte mechanische Eigenschaften.
- ✓ Mehr Möglichkeiten im Design durch minimale Randabstände (bis 1,5 x D) und verringerte Einbautiefe (bis 1,2 x D)
- ✓ Einsetzbar für alle Laub- und Nadelholzarten sowie viele Holzwerkstoffe.

Hier mehr erfahren:
[rampa.com/
kraftpakete](https://rampa.com/kraftpakete)

RAMPA®

Das höchste Holzhaus der Welt „HoHo Wien“

Natürlich mit Remmers



Foto: cetus Baudevelopment GmbH

Holzoberflächen der Extraklasse 24 Stockwerke auf 84 m Höhe

Nah am System. Nah am Objekt. Nah am Menschen.

Remmers steht für neueste Oberflächen-Innovationen im Bereich der industriellen und handwerklichen Anwendung. Als internationaler Experte von Holzfarben & Lacken sowie Industrielacken umfasst das Produktportfolio vielfältige Design-Systeme, Technologien und Serviceleistungen rund um das Thema Oberflächenveredelung.

Sichere Abdichtung: EPDM-Bahnen für Flachdach, Fassade und Bauwerk

WWW.CCM-EUROPE.COM



CCM® Europe bietet Bauherren, Verarbeitern, Architekten und Planern für jeden Gebäudebereich flexible Einsatzmöglichkeiten.

- ➊ RESITRIX® SR – graue und reflektierende Dichtungsbahn unter Photovoltaikanlage
- ➋ HERTALAN® EASY COVER Planen oder RESITRIX® Bahnen als Dachabdichtung
- ➌ CCM® Edelstahl-Entwässerungselemente
- ➍ CCM® Edelstahlzubehör Dunstrohr
- ➎ Wurzelfeste RESITRIX® SK W Full Bond Bahn oder HERTALAN® EASY COVER Plane als Dach- und Terrassenabdichtung
- ➏ Maßgefertigte HERTALAN® EASY COVER Plane
- ➐ RESITRIX® SK W Full Bond zur Abdichtung von erdberührten Bauteilen
- ➑ Terrassenabdichtung mit RESITRIX® oder HERTALAN®
- ➒ Balkonabdichtung mit RESITRIX® oder HERTALAN®
- ➓ Fenstereindichtung mit HERTALAN® EASY STICK GS
- ➔ Wurzelfeste Abdichtung RESITRIX® SK W Full Bond oder HERTALAN® für begrünte Tiefgarage
- ➕ ECOLAN® EPDM-Teichfolie zur Abdichtung von Gartenteichen und Schwimmbecken

Generalimporteur für Österreich

DAPEK
Vorsprung am Dach

Generalimporteur für die Schweiz

RESISWISS®

CARLISLE
CM EUROPE

Im Jahre 1983 begannen J. **Schlemper** + T. **Schucht** mit der Entwicklung einer Software zur Arbeitserleichterung für den rechenintensiven Abbund. Aus den Anfängen auf einem C64-Computer entstand eine der führenden Lösungen im Bereich 3D-CAD/CAM Holzbau-Software - 2016 feierte die S+S Datentechnik für den Holzbau GmbH ihr 30-jähriges Firmenjubiläum.

S+S Anwender erhalten eine durchgängige, professionelle 3D-CAD / CAM-Lösung für die Entwurfs-, Genehmigungs-, Produktions- und Montageplanung. Alle verfügbaren Module sind dabei auf einem selbstentwickelten Programmkern aufgesetzt. Das Resultat: eine Datenverarbeitung der kurzen Wege ermöglicht sowohl die schnelle Erstellung wie auch Veränderung von Bauvorhaben. Alternative Ansätze können geprüft und beurteilt werden, auch hinsichtlich der Auswirkungen auf die Kosten, die 3D-visuelle Beurteilung eines Entwurfs aus jedem Blickwinkel hilft Design- und Konstruktionsfehler zu vermeiden. Ist der „Haken dran“, erfolgt die schnelle Ausgabe von Arbeits- und Fertigungszeichnungen.

Die **S+S** Datentechnik GmbH ist nicht nur Lieferant eines „Werkzeugs“ sondern vielmehr ein Partner, der den Anwender begleitet und diesem ein umfangreiches Support- und Schulungsprogramm bietet.

Unsere Kunden finden kompetente Ansprechpartner, wenn es darum geht, Lösungen zu Problemen aus der täglichen Praxis zu finden oder Anregungen und Vorschläge einzubringen. Der Dialog mit den Anwendern bewährt sich täglich aufs Neue und

begründet das hohe, an der Praxis orientierte Niveau unserer Produkte.

Dieses Niveau wird gesichert durch regelmäßige Mitarbeiter-schulungen - im Service wie in der Programmierung, durch den Einsatz der neuesten Developer-Tools von Microsoft und das Vorhalten stets aktueller Hardware- und Kommunikationsausstattung.

Ob Dachkonstruktionen oder Objekte im Holzrahmenbau, Fachwerk-, Blockbohlen- oder Ingenieur-Holzbau - **ABBUND** steht mit seinen diversen Modulen und Leistungsfunktionen für absolute Flexibilität und rationelles Arbeiten. Mit der leicht zu erlernenden 3D-CAD/CAM-Software sind Bauvorhaben rasch und valide, vollumfänglich und fertigungs-optimiert konstruiert. Das „Kernprogramm“ kann sinnvoll ergänzt werden um **ConCAD** - ein Modul für das unlimitierte + freie Konstruieren im 3-dimensionalen Raum, um **OpenIN** - zur Platzierung beliebiger Projekte (ein- oder mehrfach) in andere Abbund-Projekte oder um **DesignDesk** das Modul zur freien, individuellen Gestaltung von Bau- und Konstruktionsplänen unter Nutzung aller von Abbund bereitgestellten Zeichnungen, Listen und Visualisierungen. Neben zahlreichen Im- und Export-Schnittstellen sind Steuerungen für die Holzbau-Maschinen aller Hersteller verfügbar, angeführt seien hier z.B. die Firmen *Hundegger, Weinmann, SCM, Essetre, Krüsi oder Randek*.

Nun ist **ABBUND** zwar primär ein Holzbauprogramm, aber die Umwandlung von Holzbauteilen in andere Materialien, z.B. Stahl, nebst notwendigem Zubehör ist sehr einfach zu

vollziehen. Profile und material-typische Oberflächen werden dank der 3D-Funktion in allen erdenklichen Perspektiven der Konstruktion wiedergegeben. Die Leistungsfunktion 3D-CAM gewährleistet die Bearbeitung der gesamten Konstruktion im Raum. Parallel verschieben, Dimensionen ändern, freies Verlängern bzw. Verkürzen, Hart- oder Weichverschneidungen, die Verbindungen auch unterschiedlicher Hölzer: All dies geschieht in Echtzeit unter ständiger visueller Kontrolle bei automatischer Mengenermittlung als Basis für eine genaue Kostenanalyse in jeder Phase des Entwurfs.

2014 hat S+S als erster 3D-CAD/CAM Anbieter eine völlig neue, nach ergonomischen Gesichtspunkten gestaltete Benutzeroberfläche entwickelt, die wahlweise eine unlimitierte Bedienung mit zehn Fingern oder mit Maus und Tastatur erlaubt,



Neu in 2018 ist u.a.:

- Implementation **ABBdater**
- IFC-Schnittstelle
- Mehrfachprofilierungen bei Sparren und Pfetten
- **S+S** unter neuer Leitung
- u.v.m.

S+S Datentechnik für den Holzbau GmbH

Bensberger Str. 252
D-51469 Bergisch Gladbach
Tel: +49-(0)2202-969550
www.abbund.com
info@abbund.com

RAPID[®] Hardwood

Heute für die Zukunft

schmid
schrauben hainfeld



Unterkopfrippen



Neuer Verdichterreibteil



Eingangsgewinde



Verdichterspitze



Dimensionen

Ø8mm x 60mm
bis Ø8mm x 240mm



- > Ohne Vorbohren
- > Weltneuheit
- > Made in AUSTRIA



schmid schrauben Hainfeld GmbH | Landstal 10 | 3170 Hainfeld
T +43 (0)2764 2652 | F +43 (0)2764 7712 | E info@schrauben.at

www.schrauben.at



S SCHULER

Beraten. Verbessern. Vorankommen.

Seit 1956 realisieren wir Optimierungsprojekte mit Unternehmen der internationalen Holz- und Möbelbranche. Unser Ziel: Unseren Kunden durch innovative Unterstützung zu nachhaltigem Erfolg verhelfen.

Mit über 30 Mitarbeitern an weltweit 8 Standorten entwickeln wir individuelle Lösungen – auch für Ihr Unternehmen. Unsere kompetenten Mitarbeiter schöpfen aus über 60 Jahren Erfahrung und sind durch den Zugang zu neusten Technologietrends Ihr starker Partner vor Ort.

www.schuler-consulting.com



BUILD THE FUTURE

SCMs INNOVATIVE LÖSUNGEN
FÜR DEN HOLZBAU



area



oikos



3D CAD/CAM

Alles integriert – Die SEMA-Softwarelösung für Planung, Konstruktion und Fertigung im Holz- und Treppenbau sowie dem blechverarbeitenden Gewerbe.

Büroorganisation & Kalkulation

Im Überblick – Die WGsystem-Lösung für Büromanagement, Auftragsabwicklung und Kalkulation.

EINZIGARTIG mit SEMA: Fertiges Angebot direkt aus dem Entwurf

SHERPA Connection Systems

Die führende Technologie bei standardisierten Holzverbinder-Systemen



BAU 2019

14.-19. Januar · München

SHERPA & THERMOFLOC auf der Bau München 2019

Sie finden uns in der Halle B5 / Nr. 101

EINFACH GENIALE LÖSUNGEN MIT SHERPA-VERBINDERN

HÖHERE TRAGFÄHIGKEIT DER SHERPA-VERBINDER

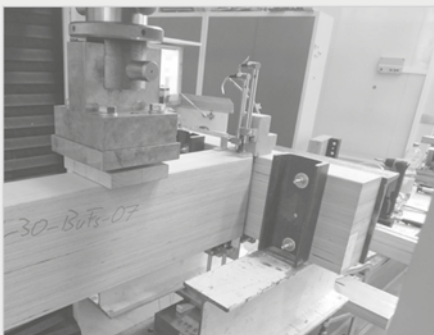
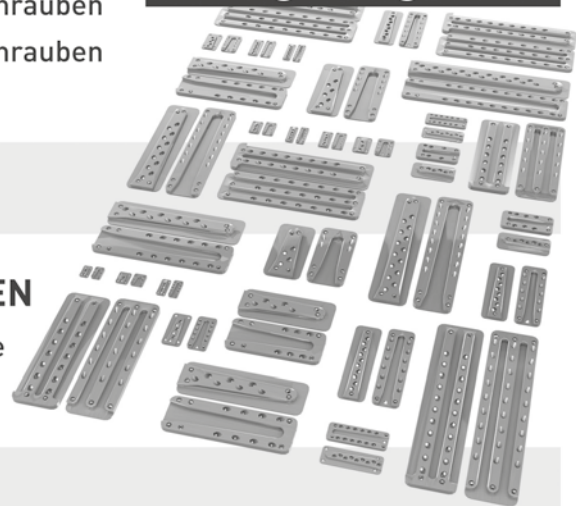
- M-Serie:** 40-80% höhere Tragfähigkeit durch längere Schrauben
- L-Serie:** 25-49% höhere Tragfähigkeit durch längere Schrauben
- XL- & XXL-Serie:** 25% Tragfähigkeit durch längere Schrauben

Lastbereich insgesamt: 5 bis 380 kN

MEHR AUSWAHL BEI VERBINDERN UND SCHRAUBEN

- 5 alternative Schraubenlängen für die M-, L-, XL- und XXL-Serie
- 6 neue Verbindertypen der L-, XL- und XXL-Serie

+ Auswahl & Tragfähigkeit



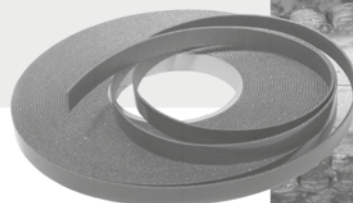
+ Laubholz

LAUBHOLZ / BAUBUCHE-ANSCHLUSS WIRD STANDARD

- 2,3- bis 2,5-fach höhere Tragfähigkeit gegenüber Nadelholz bei gleichem SHERPA-Verbinder

EINZIGARTIGE BRANDSCHUTZLÖSUNG

- Brandschutz auch bei nicht eingefrästen Verbindern
- Einfacher und rascher Brandschutz dank Brandschutzlaminat „Fire Stop“



+ Brandschutz

SHERPA Connection Systems GmbH
Badl 31, A-8130 Frohnleiten, office@sherpa-connector.com
www.sherpa-connector.com



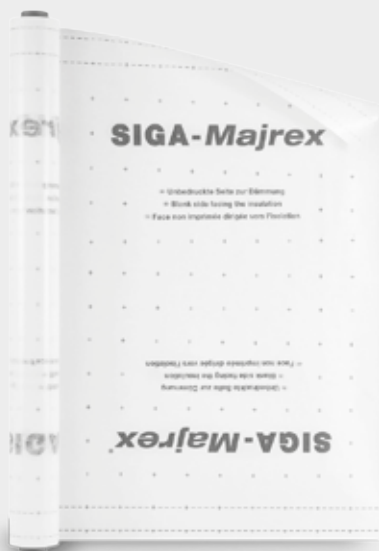
Website >>





SIGA⁺ 1966

SIGA ist führend in der Entwicklung, der Produktion und dem Vertrieb von wohngiftfreien Hochleistungsprodukten für eine luft- und winddichte Gebäudehülle. Rund 450 Mitarbeitende streben in über 25 Ländern nach einer Welt mit Gebäuden ohne Energieverlust.



Majrex[®] – die sichere Dampfbremse für jede Konstruktion

Die patentierte Dampfbremse SIGA-Majrex mit Hygrobrid[®]-Technologie ermöglicht den kontrollierten Feuchtetransport in eine Richtung und bietet erhöhte Sicherheit in jeder Konstruktion.



Neubau



Flach- und Steildach



Sanierung



Stick with us.

sigaswiss

Entdecken Sie unsere Lösungen für den Holz- und Fertigbau.



Wir sind aus dem gleichen Holz geschnitzt wie Sie.

Seit den 90er Jahren gibt es mit dem Kompetenzcenter Industrie einen speziellen Unternehmensbereich bei Sto, der sich um besondere Wünsche und Anforderungen der Kunden kümmert, die unsere Produkte auf Holzuntergründen einsetzen. Wir sind Ihr Systemanbieter für den Fassaden- und Innenbereich. Bei uns bekommen Sie alles aus einer Hand: ein umfassendes Produktsortiment und individuelle Lösungen, die passende Applikationstechnik und eine ausgefeilte Logistik. Erfahren Sie mehr unter www.stoindustrie.de.

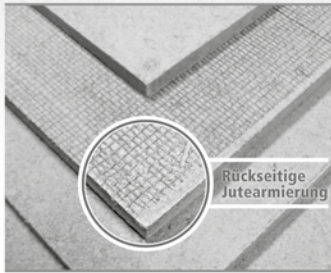


BAUEN MIT DER KRAFT DER NATUR

Unsere Fachmitarbeiter
beraten Sie professionell:
Tel.: 49 (0)9081 805000



LEHMBAUPLATTE



LEHMPUTZ + EDELPUTZ



LEHMSCHÜTTUNG



ARMIERUNGSGEWEBE

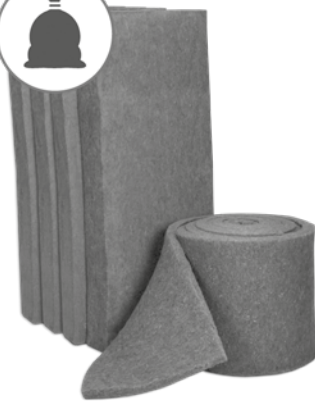


LEICHTLEHMSTEINE



ÖKOLOGISCH & WOHN GESUND

- ✓ Frei von Schadstoffen
- ✓ Regulierung der Luftfeuchtigkeit
- ✓ Absorption von Gerüchen und Schadstoffen
- ✓ Weniger Eindringen von hoch- und niederfrequenter Strahlung
- ✓ Gute Schallschutzeigenschaften



**BESTER
SOMMERLICHER
HITZESCHUTZ**

THERMO JUTE 100

Vorbildlich hinsichtlich Ressourcenschonung, da aus recycelten Jutesäcken hergestellt. Überzeugende bauphysikalische Eigenschaften. Schadstofffrei und langlebig.



THERMO HANF PREMIUM

Das Pionierprodukt von THERMO NATUR. Seit Jahrzehnten stellt dieser Dämmstoff in der Praxis die Stärken der Hanffasern unter Beweis. Mit dem Einbau von **THERMO HANF PREMIUM** liegen Sie immer richtig.





***Wir planen
die Zukunft
in Holz!***

timber 
concept

*We build
the future
with wood!*

Concept studies
Machbarkeitsstudien
Design | Engineering
Statik | Tragwerksplanung



3-D Modelling
Werkplanung | Shop drawings
Assembly drawings | Ausführungsplanung
Projektmanagement | Project management
Procurement & Logistics | Beschaffung & Logistik

www.timberconcept.de



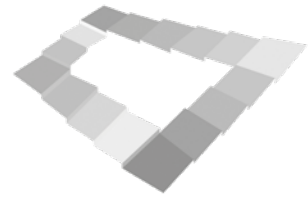
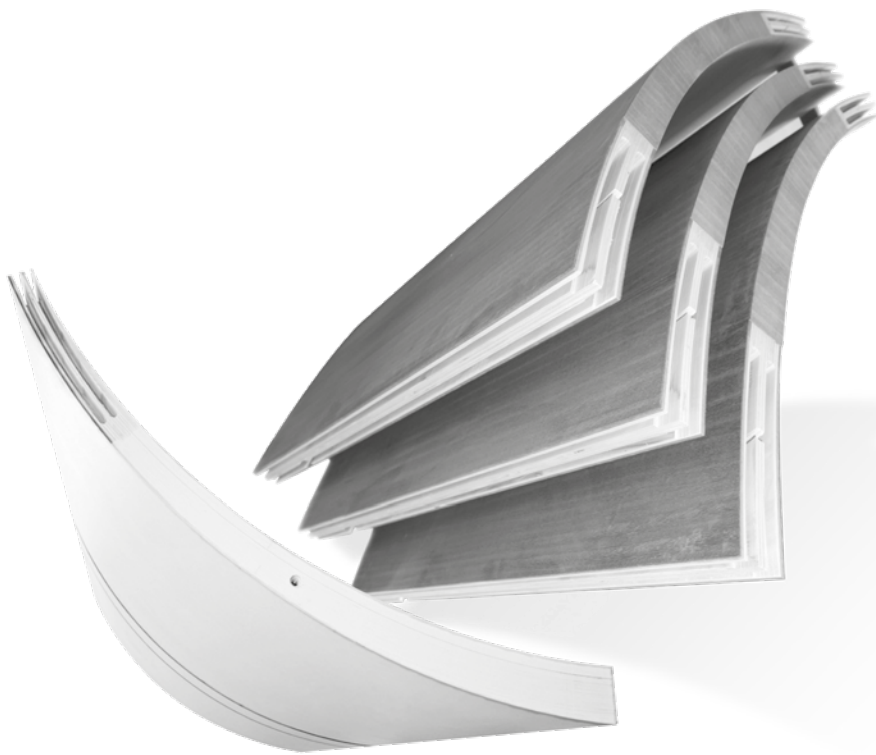
Stadt aus Holz



Stützen, Platten, fertig!
Entdecken Sie die Weltneuheit im Holzbau

www.ts3.biz

TS3
Timber Structures 3.0



TREPPENBAU.CH

HOLZFORMTEILE MIT JEDEM RADIUS

Geben Sie Ihren Produkten ein exklusives Design und setzen Sie Akzente. Individuelle Einzelteile werden ganz nach Ihrem Wunsch gefertigt und mit modernster CNC-Technik bearbeitet. Sie bringen die Idee, wir setzen sie um.

- Halbschalen
- Rundsäulen
- Rundbogen
- individuell gefertigte Formen und Oberflächen
- jeder Radius ist möglich
- Formate bis 2100 mm x 5000 mm
- CNC Bearbeitungen von sämtlichen Holzformteilen
- 3D Flächen
- kurze Lieferzeiten



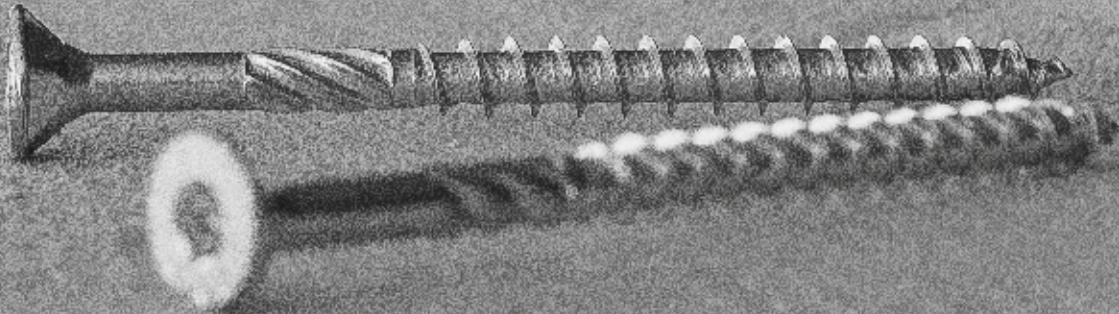
Treppenbau.ch AG

Toggenburgerstrasse 12a
9602 Bazenheid

Telefon 071 932 50 60
Telefax 071 932 50 65

info@treppenbau.ch
www.treppenbau.ch

HOLZ? ASSY®!



ASSY® – die Profi-Schraube,
die Holz verbindet statt es zu spalten.
Jetzt mit neuer ETA-Zulassung.

ASSY® Ø 3,0–14,0 mm



ETA-11/0190



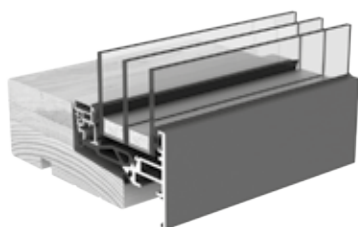
GEITNER HAUS, DÜSSELDORF

► Außergewöhnliche Architektur im konventionellen Umfeld mit VELFAC Design Fenstern

Großzügig und individuell bauen und sich doch harmonisch in ein gewachsenes Quartier einfügen – die Düsseldorfer Architekten Leona und Andreas Geitner haben die Herausforderung angenommen und einen großen Erfolg gelandet. Das Geitner Haus erhielt den 2. Platz beim Häuser Award 2012 und eine „Auszeichnung guter Bauten“ des BDA Düsseldorf 2014.

Die schlichte elegante Fassade wurde in Holzrahmenbauweise realisiert, die Struktur der einfachen sägerauen Bretter scheint durch eine dunkel lasierte Fichtenholzverkleidung hindurch. Je nach Lichteinfall changiert das Gebäude zwischen dunklem Anthrazit und silbrigem Grau. VELFAC Design Fenster wurden u. a. wegen der schmalen Ansichtsprofile sowie der möglichen bündigen Ausführung in der Fassade gewählt.

VELFAC 200 ENERGY – das originale Designfenster



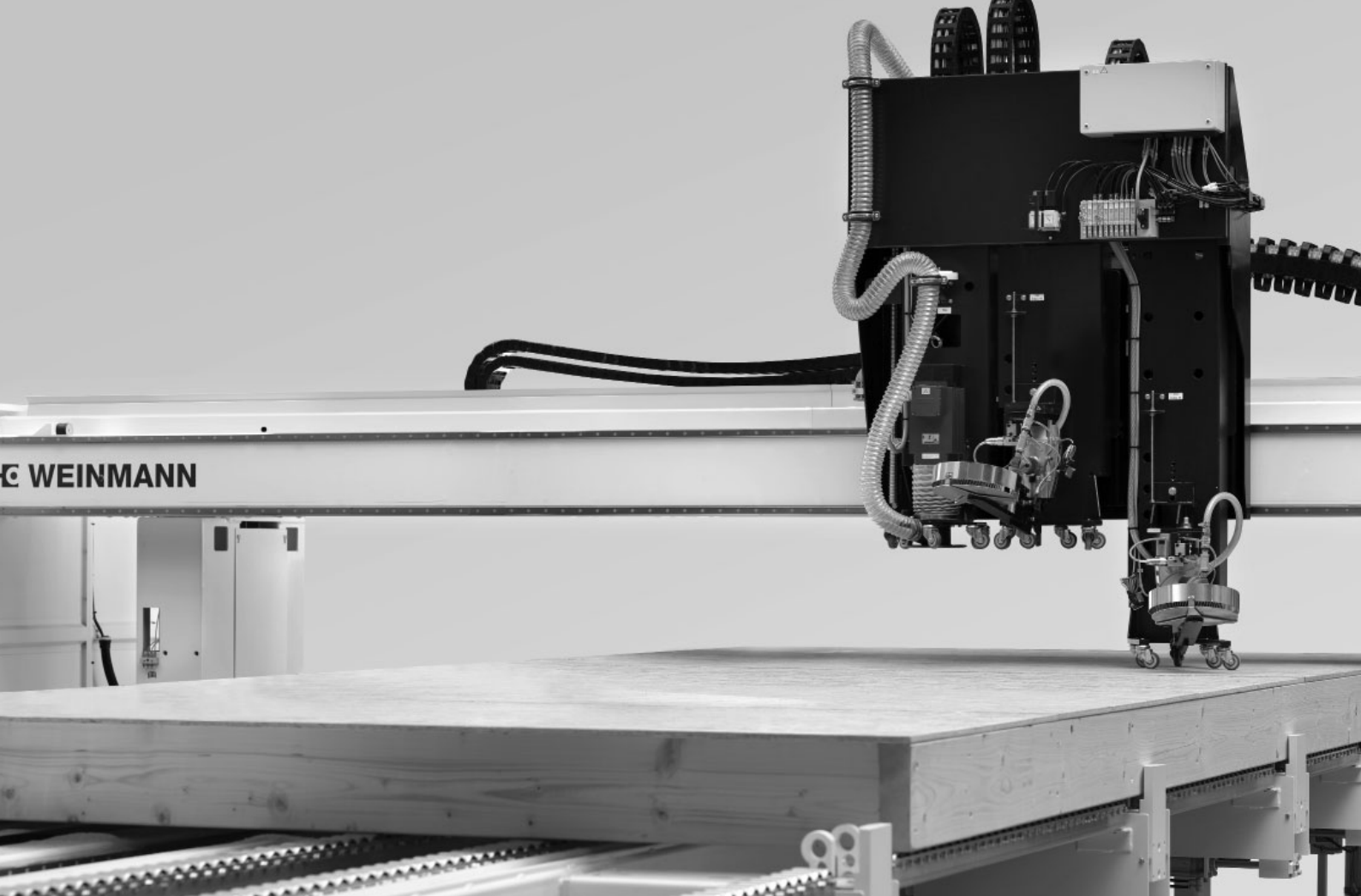
Die **VELFAC 200 ENERGY**-Serie mit sehr schlanken Profilen und effektiven Energielwerten bietet ein elegantes und zeitloses Design, das sich besonders für Neubauten und die Sanierung von Häusern aus den 1960ern bis 1980ern eignet.

FAKTEN:

- **Objekt/Standort:** Drosselweg 6, 40489 Düsseldorf
- **Bauherr:** Leona Geitner, Dipl.-Ing. Architektin BDA, Andreas Geitner, Dipl.-Ing. Architekt BDA, Düsseldorf
- **Architekt:** Geitner architekten, Düsseldorf
- **Website des Büros:** www.geitnerarchitekten.de
- **Auszeichnung:** Häuser Award 2012 – 2. Platz in der Kategorie "Die besten kostengünstigen Einfamilienhäuser" Auszeichnung guter Bauten des BDA Düsseldorf 2014

VELFAC 200 ENERGY

- 3-fach verglastes Designfenster mit schmalen Rahmen
- Minimalistisches Design - einfach und elegant
- "Schwebender" Flügel im Mauerwerk dank zurück gezogener Fuge
- Fest- und Öffnungsflügel mit gleicher Ansicht
- Eingebautes Sicherheitspaket
- Umfassendes Testprogramm in Bezug auf Haltbarkeit, Stabilität und Dichtigkeit
- Uw-Werte bis zu 0,8 W/m²K



HC WEINMANN

WALLTEQ M-120. Experte im Holzrahmenbau. Sensationell wirtschaftlich.



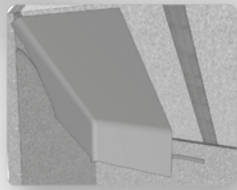
- **Hohe Wirtschaftlichkeit:**
Profitabel bereits bei Losgröße 1
- **Elemente in höchster Qualität:**
Vollautomatisches Befestigen und Bearbeiten der Beplankungslage
- **Durchgängiger Datenfluss:**
Vollautomatische CAD-Übernahme

COSMO Klebstoffe

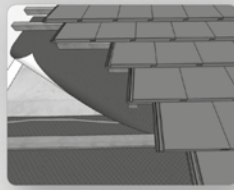
für die luft- und winddichte Gebäudehülle



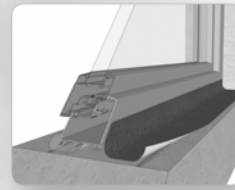
Luftdicht Kleben innen



Luftdicht Kleben außen



RAL Montage



COSMO BIOBASED

Private Label

Klebstoffe aus einer Hand



Kontakt

Weiss Chemie + Technik
GmbH & Co. KG
Hansastraße 2
D-35708 Haiger

Tel: +49 (0) 2773 / 815-0
Fax: +49 (0) 2773 / 815-200
E-Mail: ks@weiss-chemie.de

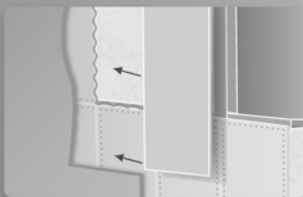
www.weiss-chemie.de



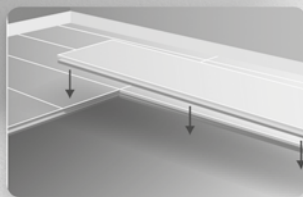
weiss

COSMO Klebstoffe

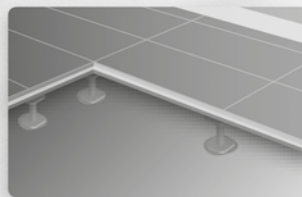
für den Trockenbau



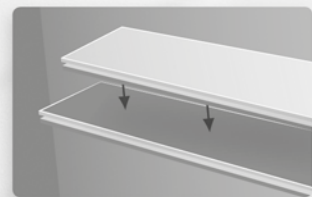
Fugenverklebung von Gipsfaser-, Span- und Zementplatten



Stufenfalz- und Stoßfugenverklebung von Estrichbodenplatten sowie Deckenelementen



Fixierung der Stützen von Hohlraumböden
Gewindesicherung der Stützen



Flächenverklebungen bei der Herstellung von Trockenbauelementen

Kontakt

Weiss Chemie + Technik
GmbH & Co. KG
Hansastraße 2
D-35708 Haiger

Tel: +49 (0) 2773 / 815-0
Fax: +49 (0) 2773 / 815-200
E-Mail: ks@weiss-chemie.de

www.weiss-chemie.de



weiss

Der Holzbau-Einkaufsführer

KLARE GESTALTUNG

- ▶ Produkte suchen, Hersteller finden
- ▶ Produkte einsetzen, Videos sehen

PRODUKT FINDEN

Der **mikado**-Einkaufsführer bietet Ihnen einen Überblick über die Produkte der Unternehmen sowie den direkten Kontakt zum Lieferanten

VIDEOS CHECKEN

Die Highlights sind die Montagevideos, Tutorials und Herstellerinfos mit vielen praktischen Tipps für die Baustelle

NEU!

- Übersichtlich gestaltete Produktpräsentationen
- Montagevideos, Tutorials und Herstellerinfos
- Volltextsuche nach Produkten
- Jeden Monat über 4000 Besucher

**JETZT
KENNEN-
LERNEN**



www.mikado-einkaufsfuehrer.de



woodtec

Fankhauser GmbH

Production Technology

For Timber Construction



CLT Production

Discover the reasons that make vacuum the most widely used method for producing CLT



Timber Frames



CLT
Box Beams



Vacuum-laminated
3D Forms



Glue Application

info@woodtec.ch
www.woodtec.ch



Ihr Spezialist im Holzbau

ZÜBLIN Timber steht für anspruchsvolle und zukunftsweisende Lösungen im Holzingenieurbau. Aus einer Hand bieten wir die Entwicklung, Produktion, Lieferung und Ausführung hochwertiger Holzbausysteme – von einfachen Tragwerken über den komplexen Ingenieurholzbau bis hin zur schlüsselfertigen Bauausführung. Gemeinsam mit unseren Kundinnen und Kunden gestalten wir effiziente Lösungen und nachhaltige Lebensqualität.

www.zueblin-timber.com



ZÜBLIN
TEAMS WORK.