BACHELORARBEIT

Hochschule für angewandte Wissenschaften

Hochschule Deggendorf

Fakultät Bauingenieurwesen

Thema: Aussichtsturm mit einer Doppel-Helix-Holz-Treppe und Holz-Schalen-Konstruktion

Topic: Observation tower with double-helix-timber-stairs and timber-shell-structure

Bachelorarbeit zur Erlangung des akademischen Grades:
Bachelor of Engineering (B.Eng.)

vorgelegt von:

Benedikt KÖCK

Deggendorf, 23. Januar 2011

Erstprüfer:

Prof. Dr.-Ing. Kai HAASE

23. Januar 2011
LaTeX

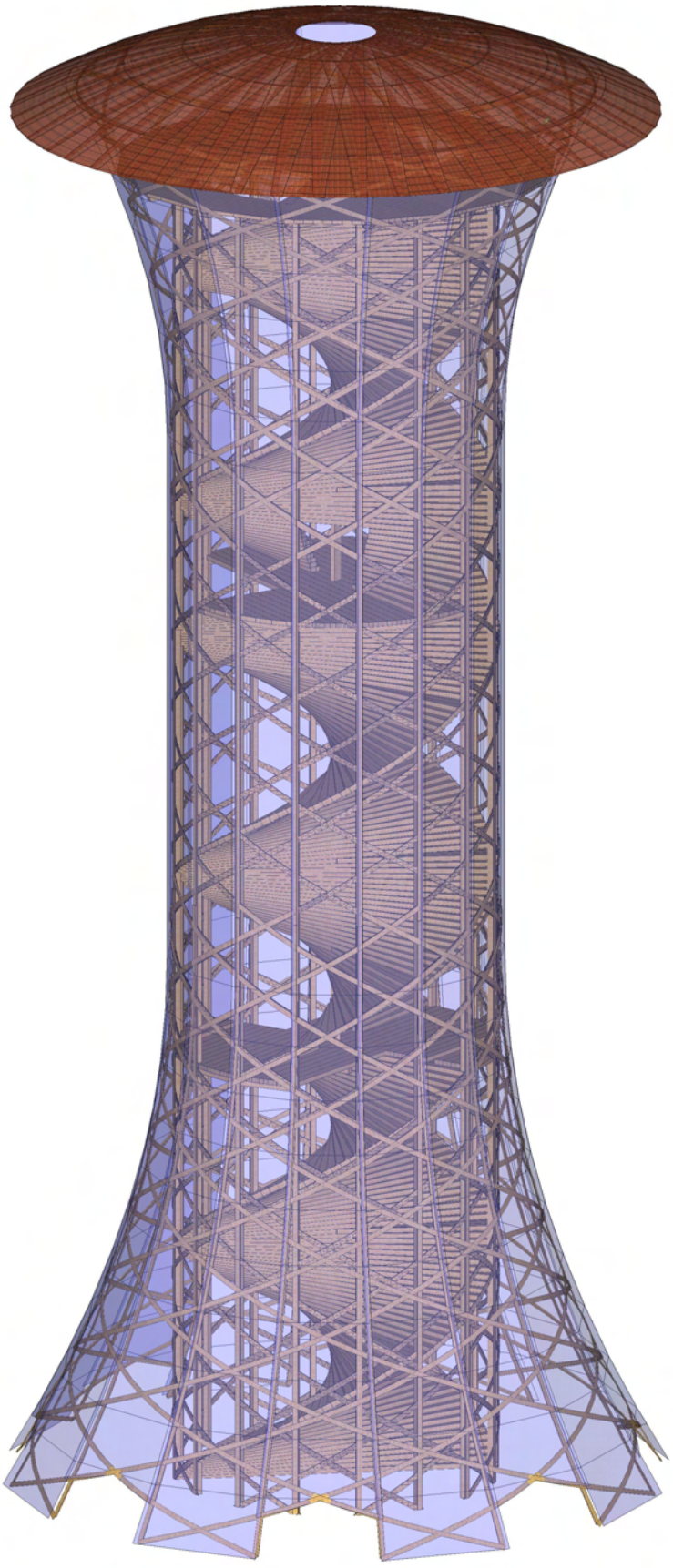

Abbildung 1: Aussichtsturm

Dank und Anerkennung

Danken möchte ich allen Personen, die diese Arbeit möglich gemacht haben.

Als erstes möchte ich mich bei Prof. Dr.-Ing. Kai Haase bedanken, der sofort dazu bereit war, diese Arbeit zu betreuen.

Ein großer Dank gilt auch Prof. Julius Natterer, in dessen Büro ich mein Praxissemester absolvieren durfte und der mich zu dieser Idee, einen Aussichtsturm zu entwerfen, inspiriert hat.

Des Weiteren danke ich all denen, die mir mit dem Modell behilflich waren, wenn zwei Hände oft nicht genug waren.

Letztendlich danke ich meinen Eltern, ohne die ich niemals soviel erreicht hätte.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**
1.1 Die erste Idee . . . 1
1.2 Zielsetzung . . . 2

2 Konstruktive Überlegungen - Entwurf **3**
2.1 Treppenkonstruktion . . . 3
2.1.1 Grundform: Doppelhelix . . . 3
2.1.2 Schrittmaß und Treppenlaufbreite . . . 5
2.1.3 Lastabtragung . . . 6
2.1.4 Zwischenpodeste und Plattformen . . . 7
2.2 Wandaufbau - Holz-Schalen-Konstruktion . . . 9
2.2.1 Schalenmuster . . . 9
2.2.2 Innere Schale . . . 9
2.2.3 Obere und untere Aufweitung der Schale . . . 12
2.3 Turmdach als Rippenkuppel . . . 15

3 Statische Berechnungen **17**
3.1 Lastannahmen . . . 18
3.1.1 Eigengewicht und Aufbau (LF1) . . . 18
3.1.2 Verkehr (LF2) . . . 18
3.1.3 Wind (LF3) . . . 18
3.1.4 Schnee (LF4) . . . 19
3.1.5 Imperfektion / Theorie II. Ordnung (LF7) . . . 19
3.1.6 Lastkombinationen . . . 19
3.2 Materialkennwerte . . . 19
3.3 Vorüberlegung zu gekrümmten Brettern . . . 20
3.4 Berechnungen zur Dachkonstruktion . . . 21
3.5 Berechnungen zur Schalenkonstruktion der Wand . . . 25

4 Bau des Turmmodells **32**
4.1 Vorfertigung der Treppenelemente . . . 32
4.2 Treppenkern mit Hauptstützen . . . 33
4.3 Flechten der Schale . . . 34
4.4 Aufweitung der Schale . . . 35
4.5 Turmdach als Rippenkuppel . . . 37
4.6 Fertiger Turm . . . 39

5 Schlussbetrachtung **40**
5.1 Zusammenfassung 40
5.2 Ausblick 40

Anhang **41**

A Kraftbeiwert **42**

Abbildungsverzeichnis **43**

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Die erste Idee

Die erste Idee war, einen Aussichtsturm aus Holz mit etwa 50 m Höhe zu entwerfen, statisch zu berechnen und ein Modell zu bauen. Dabei stand schnell fest, dass der Treppenkern aus einer zylindrischen Doppelhelix besteht, der von einer Holz-Schalen-Konstruktion ummantelt wird. Diese umschließt zum Einen den Treppenkern über die gesamte Höhe, weitet sich aber auch nach oben und unten auf um die Aussichtsplattform zu tragen bzw. eine Abstützung/Abspannung im unteren Bereich zu erhalten.

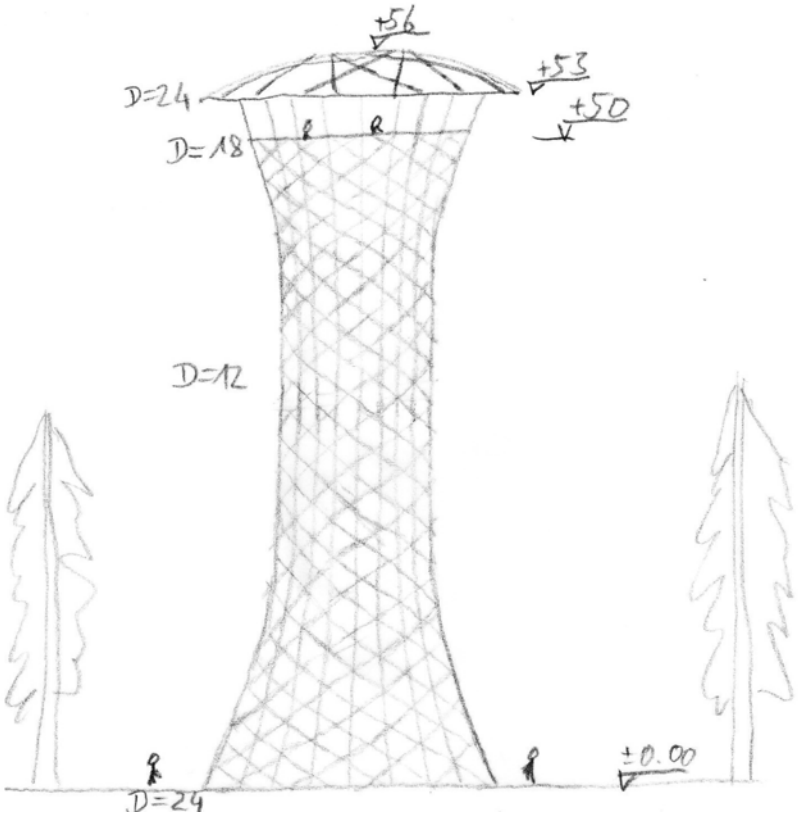

Abbildung 1.1: Erste Handskizze

1.2 Zielsetzung

Mit diesem Turm soll gezeigt werden, dass es möglich ist mit einfachen Massivholzquerschnitten einen modernen Ingenieurholzbau herzustellen und dabei auf große Brettschichtholzquerschnitte zu verzichten. Der Vorteil liegt darin, dass die Konstruktion auch von kleinen Zimmereien vor Ort ausgeführt werden kann und nicht nur wenige große Brettschichtholzhersteller konkurrenzfähig sind.

Anhand dieses Entwurfes soll auch verdeutlicht werden, dass es wichtig ist gestalterische und konstruktive Überlegungen Hand in Hand anzustellen, da dies die Konstruktion oft vereinfacht und die Ausführung erleichtert. Ein wichtiger Punkt im Holzbau sind hierbei die Knotenpunkte, die immer von vornherein brücksichtigt werden müssen.

Um zu zeigen, dass diese Konstruktion auch so umgesetzt werden könnte, werden einige Berechnungen zur Tragsicherheit angestellt. Dabei werden nur einzelne Bauteile herausgegriffen, da eine Gesamtberechnung zu umfangreich wäre.

Ein weiteres Ziel ist es, ein Modell im Maßstab 1:50 anzufertigen um den Entwurf für Jedermann anschaulich zu gestalten.

Kapitel 2

Konstruktive Überlegungen - Entwurf

Eine gute Konstruktion zeichnet sich dadurch aus, dass der designerische Entwurf und die konstruktiven Überlegungen Hand in Hand ablaufen. So ist ein wichtiger Aspekt, dass das Tragsystem mehrfach statisch unbestimmt ist, um eine gewisse Redundanz im Tragverhalten hervorzurufen. D.h. sollte ein Bauteil in seiner Tragfähigkeit ausfallen, so können die Kräfte von benachbarten Bauteilen übernommen werden, ohne dass dies zu einem Versagen der Gesamtstruktur führt. Außerdem wird auch darauf geachtet, dass einzelne Bauteile möglichst mehrere Aufgaben erfüllen. Was dies im Einzelnen bedeutet, wird im Folgenden veranschaulicht. Die konstruktiven Überlegungen laufen parallel mit der Eingabe eines 3D-Modells in das Zeichenprogramm „Cad-Work“.

2.1 Treppenkonstruktion

2.1.1 Grundform: Doppelhelix

Grundidee war es, den Treppenkern als Doppelhelix auszubilden, die dadurch entsteht, dass man lediglich einzelne Balken übereinander stapelt und jeden einzelnen um die vertikale Achse um einen bestimmten Winkel verdreht.

Der große Vorteil dieser Bauweise liegt darin, dass die Treppe nicht nur als Verkehrsweg dient um die Aussichtsplattform zu erreichen, sondern sie übernimmt die wesentliche Aussteifung der Gesamtkonstruktion. Vergleichend hierzu dient eine „einfache Bauweise“ (Abbildung 2.2), wo diese funktionalen Elemente voneinander getrennt sind. Die Treppe dient hier lediglich als Verkehrsweg. Die hier eingebauten Verbände haben ausschließlich eine aussteifende Funktion, die eine ungünstige Momentenbeanspruchung in den Hauptstützen verursacht und auch für sich selbst knickgefährdet sind.

Außerdem birgt eine Bauweise mit Doppel-Helix den großen Vorteil, dass automatisch zwei Treppenläufe entstehen. Die eine Seite für den Aufstieg, die andere für den Abstieg des Turmes. So entsteht kein gegenläufiger Verkehr, was einen psychischen Vorteil für die Besucher hat.

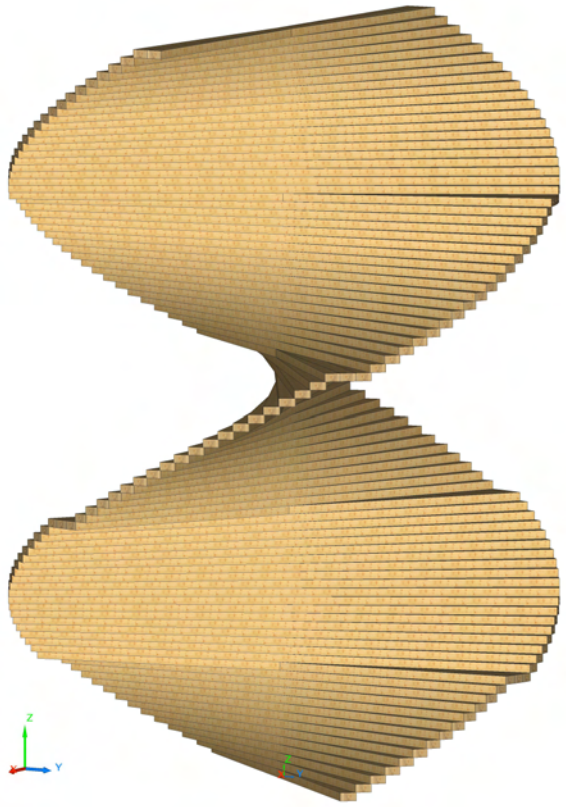

Abbildung 2.1: Treppe als Doppelhelix

Abbildung 2.2: Turmbeispiel

Sicherlich ist mit dieser Bauweise ein wesentlich höherer Materialaufwand verbunden, was aber durch eine Vereinfachung in der Montage preislich wieder relativiert wird. Des Weiteren ist eine solche Konstruktion ästhetisch ansprechender, da die einzelnen Bauteile besser geordnet sind und Aussteifungsverbände überflüssig werden, die „kreuz und quer“ den Raum durchspannen.

2.1.2 Schrittmaß und Treppenlaufbreite

Die Abmessungen der Stufen werden durch die Schrittmaßregel und die gewählte Treppenlaufbreite bestimmt. Die Schrittmaßregel gibt vor, dass die Summe aus zwei Steigungen (s) und einem Auftritt (a) etwa 64cm ergeben soll. Legt man die Steigung auf 18cm fest, da dies zum einen ein geeignetes Steigunsmaß ist und zum anderen ein gängiges Holzquerschnittsmaß, so ergibt sich eine Auftrittsbreite von 28 cm. Aus der Turmhöhe von 50m und dem Steigungsmaß von 18cm ergibt sich eine Stufenanzahl von 278 Stück.

Als Laufbereich sollen die äußeren 2m der Treppe verwendet werden. Die Lauflinie liegt mittig vom Laufbereich und somit bei einem Treppenradius von 5m. Auf der Lauflinie soll das optimale Steigungsverhältnis von 18/28 erreicht werden. Aus dem Verhältnis der Treppenradien zu den Auftrittsbreiten ergibt sich beim Radius von 4m eine Auftrittsbreite von etwa 23cm, was dem minimalen Auftrittsmaß einer Treppe entspricht. Genauso errechnet sich die Auftrittsbreite beim Radius 6m zu 33,6cm. Um eine gewisse Überlappung der einzelnen Stufen

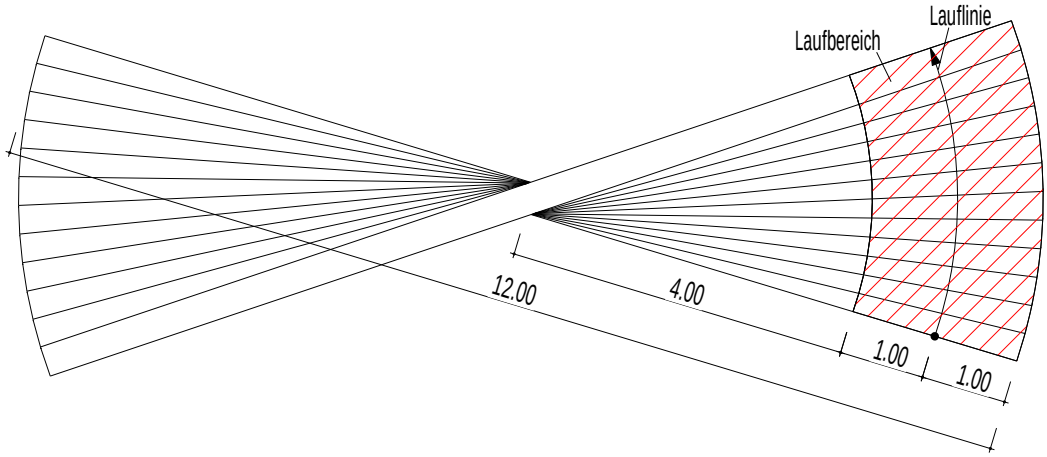

Abbildung 2.3: Lauflinie und Laufbereich der Treppe

untereinander zur Verschraubung zu erreichen, wird eine Stufenbreite von 36cm gewählt.

Des Weiteren wird bei der Verdrehung der einzelnen Stufen untereinander berücksichtigt, dass 16 Hauptstützen den Turm tragen und sich immer exakt die Stützenachse mit der Achse einer Stufe treffen soll um ein gewisse Regelmäßigkeit in der Planung und Fertigung zu erhalten. Verteilt man die Stützen gleichmäßig über den Umfang der Treppe, so ergibt sich als Bogenmaß ein Abstand zwischen den Stützen von 235,6cm. Teilt man dieses Maß durch die zuvor errechnete Auftrittsbreite von 33.6cm hat dies zur Folge, dass genau 7 Stufen zwischen zwei Stützen angeordnet werden. Somit erhält man einen Drehwinkel zwischen 2 Stufen von $22{,}5^\circ/7 \approx 3{,}21^\circ$.

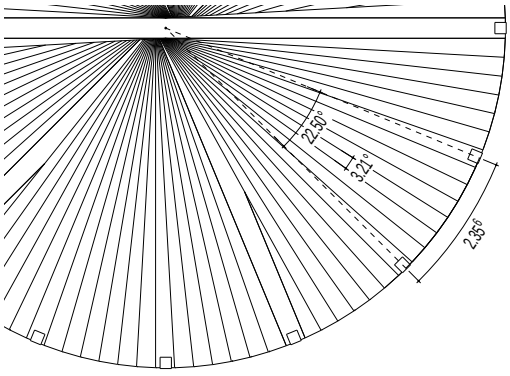

Abbildung 2.4: Drehwinkel der Stufen

2.1.3 Lastabtragung

Wie bereits erwähnt, werden die Vertikallasten hauptsächlich durch 16 Stützen abgetragen, die um den Treppenkern gleichmäßig verteilt werden. Da es keine 50m lange Holzstütze gibt, werden sie immer dort gestoßen, wo sie mit der Treppe in Kontakt treten, was eine maximale Längen von etwa 9m ergibt.

Des Weiteren ist im Zentrum der Treppe ein Stahlrohr notwendig, da die hier anfallenden Kräfte die aufnehmbaren Lasten durch Querpressung der Stufen um ein Vielfaches überschreiten. Außerdem bringt das Stahlrohr einen Vorteil für die Montage, da die Stufen im Vorfeld mit einer Bohrung versehen werden und anschließend nur noch „aufgefädelt“ werden müssen. Somit ist die Lage der Stufe schon vorgegeben und muss lediglich um den entsprechenden Winkel verdreht werden (Abbildung 2.5).

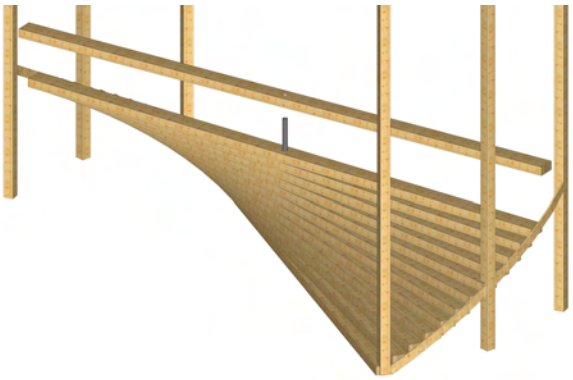

Abbildung 2.5: Montage der Treppe mit zentralem Stahlrohr

Da nur jede siebte Stufe auf eine Stütze trifft, ist es notwendig die einzelnen Stufen auf der Stirnseite mit einer Bohle zu verbinden, um die Lasten aus den Stufen zu sammeln und an die Stützen weiterzuleiten (Abbildung 2.5).

2.1.4 Zwischenpodeste und Plattformen

Laut DIN 18065 soll nach 18 Stufen ein Zwischenpodest angeordnet werden. Diese werden hier so platziert, dass sie immer bei einer Stütze liegen. Die Fläche eines solchen Zwischenpodestes ist so groß wie drei Stufen zusammen. Daraus ergibt sich automatisch, dass hier immer nach 19 Stufen ein Podest kommt was als Abweichung von der Norm in Kauf genommen wird. Des weiteren wird gefordert, dass die Podestlänge mindestens der nutzbaren Treppenlaufbreite entsprechen muss, was hier eine Länge von 2m ergeben würde. Davon wird abgewichen, weil dies die aussteifende Funktion der Treppe zu sehr stören würde.

Die Aussichtsplattform befindet sich auf einer Höhe von 50m und kragt umlaufend 2m über die Treppe aus, was einen Durchmesser von 16m ergibt.

Für Personen, für die der Aufstieg zur Aussichtsplattform zu anstrengend ist, werden zwei Zwischenplattformen bei etwa 16,5m und 34m angeordnet. Will ein Besucher während des Aufstieges umkehren, sollte er dies nur auf den Zwischenplattformen machen, weil man dazu die Treppenseite wechseln muss um keinen Gegenverkehr zu verursachen. Um dies zu ermöglichen ist es notwendig je Plattform einen Durchgang in die Treppe zu schneiden.

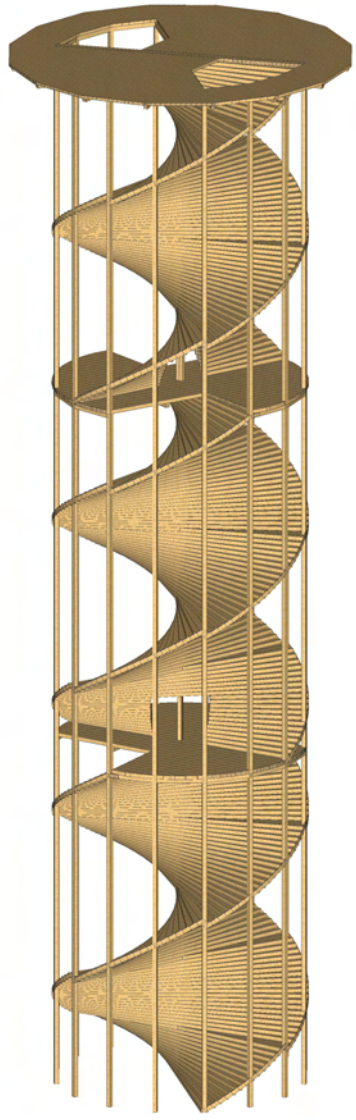

Abbildung 2.6: Treppenlauf mit Zwischenpodesten und Aussichtsplattform

2.2 Wandaufbau - Holz-Schalen-Konstruktion

2.2.1 Schalenmuster

Da die 16 Hauptstützen eine sehr hohe Schlankheit aufweisen und dadurch stark knickgefährdet sind, müssen sie durch eine Schalenkonstrution stabilisiert werden.

Die Schale soll aus einzelnen Brettern bestehen, die sich auf Schraubenlinien um den Turm herum winden. Hierfür wurden zwei verschiedene Muster in Betracht gezogen.

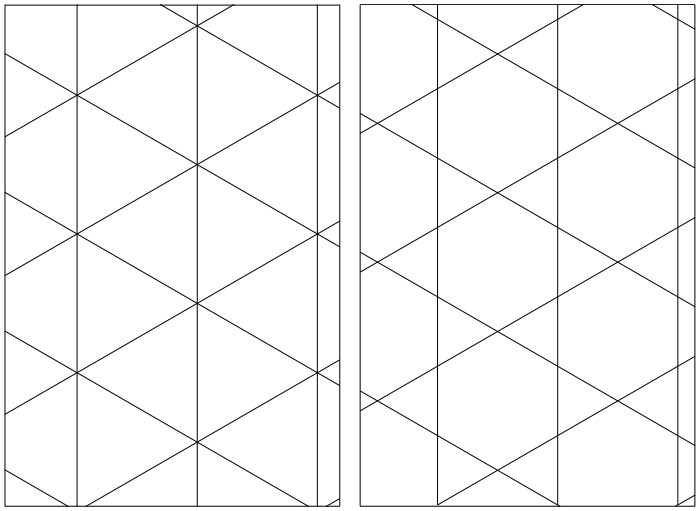

Abbildung 2.7: Schalenmuster A und B

In Abbildung 2.7 stellen die vertikalen Linien die Hauptstützen dar, die schräg verlaufenden die gebogenen Bretter. Auf den ersten Blick erscheint Muster A als das Sinnvollere, da sich hier die Stäbe der drei verschiedenen Richtungen immer in einem Knoten treffen und somit nur Normalkräfte auftreten. Bei Muster B entstehen durch die versetzte Anordnung der Bretter Versatzmomente in den einzelnen Elementen. Es wurde aber bewusst Muster B gewählt, da die Schale das Knicken der Hauptstützen verhindern soll und hier bei gleichem Materialaufwand nur die halbe Knicklänge entsteht. Da über die Bretter sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen werden sollen, ist es erstrebenswert, dass die Bretter durchlaufen, d.h. beide Brettrichtungen liegen an der Stütze an. Wenn sich aber die beiden Richtungen im Feldbereich zwischen den Stützen kreuzen, weicht eines nach innen, das andere nach außen aus (Abbildung 2.8) und im nächsten Feld umgekehrt. Folglich beschreiben die Bretter nicht eine perfekte Schraubenlinie, sondern bewegen sich auf dieser sinusförmig.

2.2.2 Innere Schale

Die innere Schale wird zweilagig in jede Richtung ausgeführt und auch auf die Stützen werden außen Bretter als Abstandhalter angebracht, welche dann mitein-

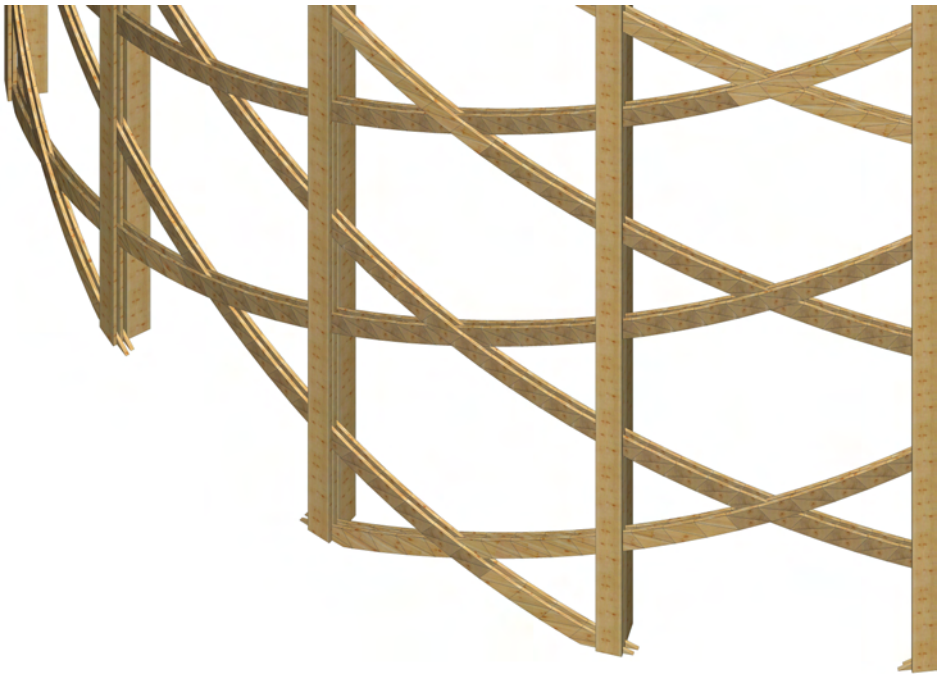

Abbildung 2.8: Aufbau der Schale mit Hauptstützen

ander verschraubt werden. Der zweischalige Aufbau hat den Vorteil, dass zwischen den Brettern Laschen angeordnet werden können, wenn Längsstöße der Bretter notwendig sind. Dabei muss darauf geachtet werden, dass nie zwei Bretter auf einer Lasche gestoßen werden, um nahezu die volle Längstragfähigkeit auszunutzen.

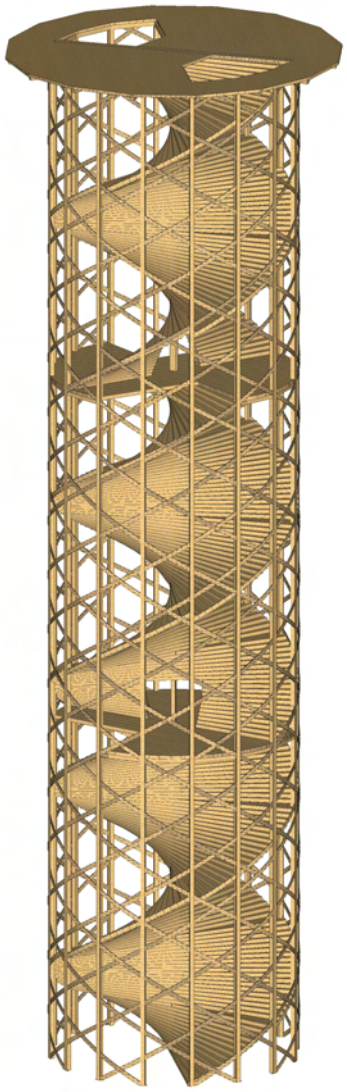

Abbildung 2.9: Turm mit innerer Schale

2.2.3 Obere und untere Aufweitung der Schale

Die Schale wird nach unten aufgeweitet um eine Abspannung bzw. Abstützung zu erhalten d.h. es sollen sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen werden können. Beschrieben wird diese Aufweitung durch eine Parabelfunktion, die mit ihrem Scheitelpunkt die innere Schale auf einer Höhe von 20m tangiert und am Boden 12m vom Treppenzentrum entfernt ist. Somit ergibt sich folgende Gleichung.

$$f(x) = 0,015 * (x - 20)^2 + 6 \qquad 0 \leq x \leq 20$$

Bei der Wahl der Funktion wurde darauf geachtet, dass sie dort, wo sie auf den Turm trifft, eine vertikale Tangente besitzt, um die innere Schale nur in Schalenebene zu belasten und nicht rechtwinklig dazu.

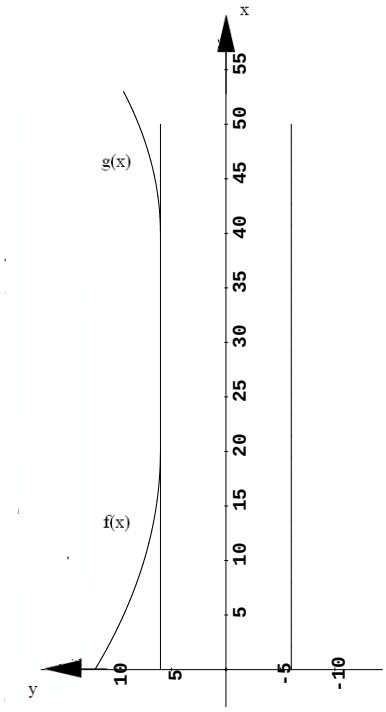

Abbildung 2.10: Obere und untere Aufweitung der Schale als Parabelfunktion

Auch im oberen Turmbereich soll die Schale aufgeweitet werden, um zum einen den auskragenden Teil der Aussichtsplattform zu stützen und zum Anderen das komplette Dach zu tragen. Hier wurde ebenso eine Parabel aus den bereits genannten Gründen gewählt.

$$g(x) = 0,02 * (x - 40)^2 + 6 \qquad 40 \leq x \leq 53$$

Der Scheitelpunkt trifft bei einer Höhe von 40m auf den Turm und der zweite Punkt, der die Parabel definiert, ergibt sich durch die 2m auskragende Plattform

in 50m Höhe. Diese Parabeln rotieren um die x-Achse und beschreiben somit die Schalenform.

Der Schalenaufbau ist ähnlich dem der inneren Schale, nur dass anstatt der vertikalen Stützen mit den beiden Aufdopplern dreilagig vertikale Bretter zum Einsatz kommen (Abbildung 2.11).

Abbildung 2.11: Schalenaufbau der oberen und unteren Aufweitung

Außerdem sollte bei den schräg verlaufenden Schalenelementen darauf geachtet werden, dass sie nicht um die starke Achse gebogen werden, sondern nur um die schwache Achse und Torsion erfahren [4]. Um diese Anforderungen zu erfüllen, müssten die Schalenachsen auf sog. geodätischen Linien, der kürzesten Verbindung zwischen zwei Punkten auf der Schalenoberfläche, liegen. Dies wurde hier nicht berücksichtigt, da hierfür umfangreiche geometrische Berechnungen nötig wären.

Der gesamte Turm wird aus Gründen des konstruktiven Holzschutzes mit einer 5mm dicken Polycarbonatschicht verkleidet.

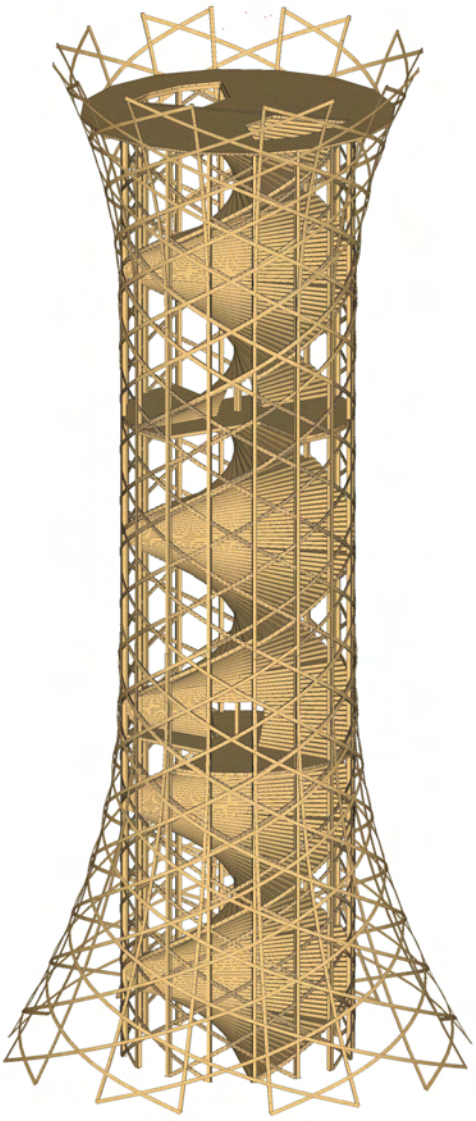

Abbildung 2.12: Turm mit kompletter Schale

2.3 Turmdach als Rippenkuppel

Die Dachkonstruktion des Turmes soll auch als eine Rippenschalenkonstruktion gefertigt werden, die im Zentrum eine Lichtkuppel hat. Die Dachfläche weist einen Durchmesser von 24m auf, der Abstand der Auflagerpunkte beträgt etwa 18,6m. Somit ergib sich ein umlaufender Dachüberstand von 2,7m.

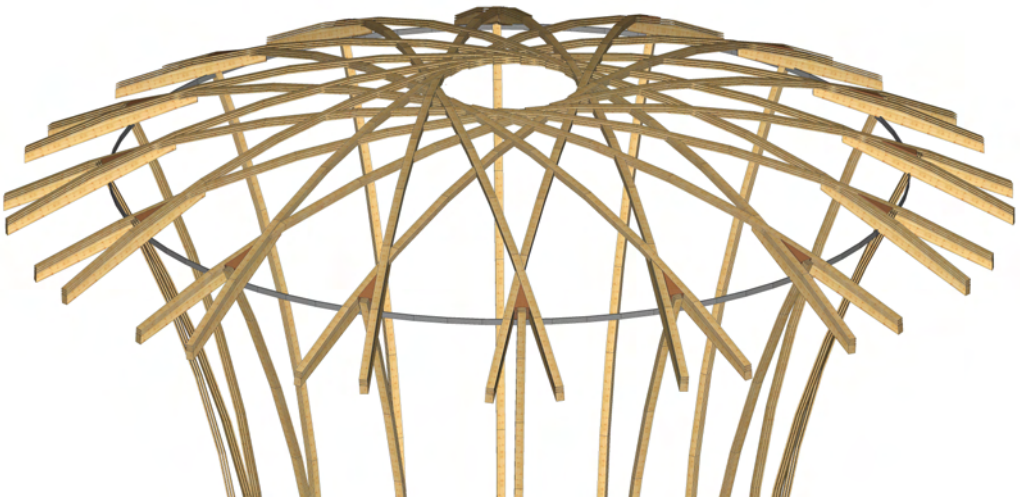

Abbildung 2.13: Turmdach als kreisrunde Rippenkuppel in Brettstapelbauweise

Die Dachform wird durch eine Kugelkalotte mit einem Radius von 25m beschrieben. Eine Kugel ist nicht die beste Form aus statischer Sicht zur Lastabtragung, es wurde sich jedoch hier für die Kugel aus konstruktiven Gründen entschieden, da es bei den Schalenelementen wieder darauf ankommt, dass die Rippenachsen auf geodätischen Größtkreisen liegen, um nicht um die starke Brettachse gebogen zu werden. Diese geodätischen Linien sind bei einer Kugel leichter zu definieren als beispielsweise bei einer rotierenden Parabel oder Kettenlinie.

Der Schichtenaufbau erfolgt hier dreilagig mit Brettern 5/20cm welche im Auflagerbereich mit Balken von etwa 20/26cm auf der Unterseite verstärkt werden, um das Stützmoment des Dachüberstandes aufzunehmen. Außerdem würden die Schalenelemente im Vordachbereich keine Kreisform annehmen, da am Brettende kein Einspannmoment herrscht. Deshalb werden die Aufdopplerhölzer am oberen Rand rund geschnitten, um so den Schalenelementen die Kreisform aufzuzwingen. Die Aufdopplerhölzer beginnen an der Traufe und verlaufen über den Auflagerpunkt bis hin zum ersten Kreuzungspunkt der beiden Schalenelemente.

Da die Kuppel im inneren Bereich im Wesentlichen über Normalkräfte die Lasten abträgt, müssen die auftretenden Horizontalkräfte im Auflagerbereich mit einem umlaufenden Stahlzugglied aufgefangen werden. (Abbildung 2.13).

Die Dachhaut besteht aus 5cm dicken Bohlen, die die Lasten an die Schalenelemente verteilen. Darauf wird zur Abdichtung eine Dachbahn und ein Stehfalzblech angebracht.

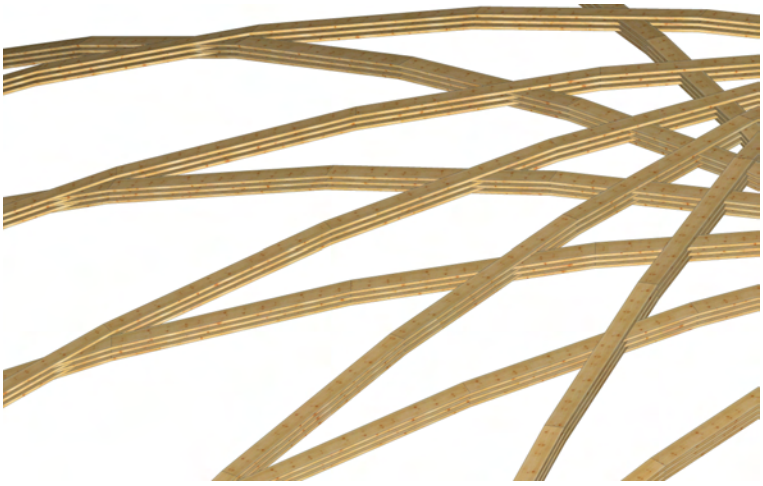

Abbildung 2.14: Schichtenaufbau der Dachkonstruktion

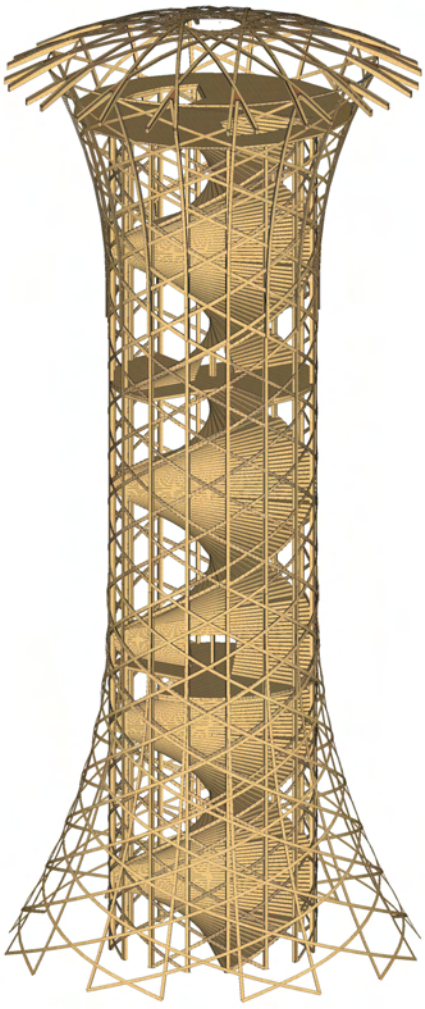

Abbildung 2.15: Turm mit Dachkonstruktion

Kapitel 3

Statische Berechnungen

Die statischen Berechnungen erfolgen mit dem Stabwerksprogramm R-Stab. Da diese Konstruktion hochgradig statisch unbestimmt ist und die Verteilung der Schnittgrößen stark von den Steifigkeiten der einzelnen Bauteile abhängt, ist eine Berechnung per Hand oder eine Betrachtung einzelner Bauteile nicht zielführend.

Zur Erstellung des Stabwerksmodell kann das 3D-Modell aus Cad-Work verwendet werden, wobei dieses zuerst etwas modifiziert werden muss, sodass sämtliche Stäbe lediglich aus deren Achsen bestehen und diese sich immer exakt in einem Kontenpunkt treffen. Dieses Stabwerksmodell besteht etwa aus 7800 Stäben und 4400 Knoten (Abbildung 3.1).

Die folgenden Berechnungen sollen lediglich zeigen, ob das Tragsystem auf diese Weise funktionieren kann und ob die Querschnitte in etwa ausreichend sind. Um den Turm ausführen zu können, müssten wesentlich ausführlichere statische Betrachtungen angestellt werden.

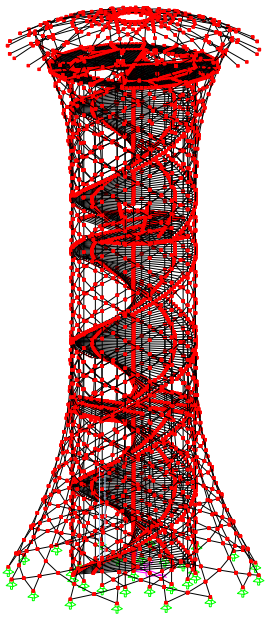

Abbildung 3.1: Stabwerkmodell des Turms in R-Stab

3.1 Lastannahmen

Die Lastannahmen erfolgen laut DIN 1055 mit den entsprechenden Teilen. Da ein möglicher Standort des Turmes nicht bekannt ist, wird für die Lastannahmen zugrunde gelegt, dass der Turm im Bayrischen Wald auf einer Höhe von 500müNN liegt.

3.1.1 Eigengewicht und Aufbau (LF1)

Eigengewicht sämtlicher Holzbauteile C30 incl. Verbindungsmittel: 5,00kN/m^3
Polycarbonatverkleidung 5mm: 0,06kN/m^2
Dachhaut aus Doppelstehfalz incl. Schalung 50mm: 0,5kN/m^2

3.1.2 Verkehr (LF2)

Treppe Kategorie T2: 5,00kN/m^2
Plattform Kategorie C5: 5,00kN/m^2

3.1.3 Wind (LF3)

Windzone 1
$q_{ref} = 0,32 kN/m^2$
$v_{ref} = 22,50 m/s$

Kraftbeiwert c_f für zylindrische Körper (Anhang A)
$c_f = 0,45$

Die Windkräfte werden in 10m Schritten gestaffelt und immer der Maximalwert aus diesem Bereich angesetzt, d.h. zum Beispiel für den Bereich von 10m bis 20m wird der Wert für 20m angesetzt.

$$q(z) = c_f * 1,7 * q_{ref} * (z/10)^{0,37} \qquad 0 \leq z \leq 50$$

$$q(z) = c_f * 2,1 * q_{ref} * (z/10)^{0,24} \qquad 50 \leq z \leq 55$$

0-10m	0,54kN/m^2
10-20m	0,70kN/m^2
20-30m	0,82kN/m^2
30-40m	0,91kN/m^2
40-50m	1,0kN/m^2
50-55m	1,0kN/m^2

3.1.4 Schnee (LF4)

Schneelastzone: 3
Geländehöhe über Meeresniveau A =500,00 m

$s_k = 0,31 + 2,91 * ((A + 140)/760)^2 = 2,37$

Formbeiwert für Flachdach:

$\mu_1 = 0,8$

$s_i = \mu_1 * s_k = 1,90 kN/m^2$

3.1.5 Imperfektion / Theorie II. Ordnung (LF7)

Ansatz der Imperfektion nach DIN 1052 8.5 für die 16 Haupstützen.
Eine Vorverdrehung wird hier vernachlässigt.
Vorkrümmung:
Ausmitte e = 0,0025*l = l/400

3.1.6 Lastkombinationen

Folgende Lastkombinationen wurden in R-Stab eingegeben:
LG1=1,35*LF1 + 1,50*LF2 + 1,5*0,5*LF4 + 1,5*0,6*LF3 + LF7
LG2=1,35*LF1 + 1,50*LF4 + 1,5*0,7*LF2 + 1,5*0,6*LF3 + LF7
LG3=1,35*LF1 + 1,50*LF3 + 1,5*0,7*LF2 + 1,5*0,5*LF4 + LF7
LG4=LF1 + 1,50*LF3 + LF7

3.2 Materialkennwerte

Nadelholz C30
E-Modul $E_{0,mean} = 12000 N/mm^2$
$E = E_{mean}/1,3 = 1200 kN/cm^2/1,3 = 923 kN/cm^2$
KLED kurz für Nutzlasten der Kategorie T und C sowie für Schnee bis 1000müNN und Wind
Nutzungsklasse 2
$k_{mod} = 0,9$

$$f_{m,d} = 0,9/1,3 * f_{m,k} = 0,9/1,3 * 30 N/mm^2 = 2,08 kN/cm^2$$
$$f_{t,0,d} = 0,9/1,3 * f_{t,0,k} = 0,9/1,3 * 18 N/mm^2 = 1,25 kN/cm^2$$
$$f_{c,0,d} = 0,9/1,3 * f_{c,0,k} = 0,9/1,3 * 23 N/mm^2 = 1,59 kN/cm^2$$
$$f_{v,d} = 0,9/1,3 * f_{v,k} = 0,9/1,3 * 2,0 N/mm^2 = 0,14 kN/cm^2$$

Baustahl S235
E-Modul $E = 210000N/mm^2$

$$f_{y,d} = f_{y,k}/1,1 = 240N/mm^2/1,1 = 21,8kN/cm^2$$

3.3 Vorüberlegung zu gekrümmten Brettern

Laut DIN 1052 Anhang H.2 muss der Biegeradius R für gekrümmte Bauteile mindestens 230 mal der Brettdicke t entsprechen. Geringere Biegeradien sind zulässig, wenn folgende Gleichung erfüllt ist.

$$t \leq 13 + 0,4(R/t - 150) \qquad mm$$

Durch das Biegen der Bretter entstehen Normalspannungen. Demzufolge dürfen die Bauteile nur noch geringer belastet werden. Dies wird durch eine Reduzierung der Biegezugfestigkeit um den Wert k_r berücksichtigt (DIN 1052 10.4.3)
.

$$k_r = 1 \qquad r_{in}/t \geq 240$$

$$k_r = 0,76 + 0,001 * r_{in}/t \qquad r_{in}/t \leq 240$$

r_{in} ist der Biegeradius gemessen an der konkaven Brettseite
Jetzt stellte sich die Frage, welche Spannungen tatsächlich durch das Biegen entstehen. Dazu wurden folgende Überlegungen angestellt. Wird ein Brett zu einem Kreis gebogen, hat es in der Schwerachse den Umfang $U = 2 * R * \pi$. An der Brettinnenseite hat es eine kleineren Umfang $U_1 = 2 * r_{in} * \pi$ wobei gilt $r_{in} = R - t/2$.
Die Dehnung ergibt sich dann zu

$$\epsilon = \frac{U - U_1}{U} = \frac{2 * R * \pi - 2 * r_{in} * \pi}{2 * R * \pi} = \frac{2 * R * \pi - 2 * (R - t/2) * \pi}{2 * R * \pi} = \frac{t}{2R}$$

Beispielsweise ergeben sich für ein Brett aus C24 mit $E = 11000N/mm^2$ und einem Verhältnis von $R/t = 200$ folgenden Normalspannungen:

$$\sigma = E * \epsilon = \frac{11000N/mm^2}{2 * 200} = 27,5N/mm^2$$

Dieser Wert liegt bereits über der Biegezugfestigkeit von C24 mit $f_{m,k} = 24N/mm^2$. Für ein Verhältnis von $R/t = 200$ ergibt sich ein Wert zur Reduktion der Festigkeit $k_r = 0,96$, d.h. die „Restfestigkeit" des Brettes beträgt $0,96 * 24N/mm^2 = 23N/mm^2$

Daraus lässt sich folgern, dass in einem Brett, dass unmittelbar beim Einbau in den Randfasern überbelastet ist, sich die Spannungen durch Relaxation soweit abbauen, dass es zu einem späteren Zeitpunkt fast wieder vollständig belastet werden kann.

3.4 Berechnungen zur Dachkonstruktion

In statischer Hinsicht gliedert sich das Dach in den inneren Bereich, wo die Lasten überwiegend mittels Normalkräfte abgetragen werden und den äußeren Bereich, wo das Vordach als Kragarm fungiert.

Der innere Bereich besteht aus 3 Lagen Bohlen 5/20cm (Abbildung 2.14, Abbildung 3.2), wobei der Zwischenraum mit 2 Bohlen 5/20cm aufgefüllt wird, um über schräg eingeschraubten Vollgewindeschrauben (Spax 8,0x350) einen schubsteifen Verbund zu erlangen. Die beiden Füllhölzer werden zur statischen Tragfähigkeit nicht mit herangezogen, sondern dienen nur als Abstandhalter für die einzelnen Lagen. Ziel der schrägen Verschraubung ist es, etwa die Hälfte des Steineranteils der Bohlen zu aktivieren, d.h. die 3 Lagen Bohlen sollen nicht für sich alleine tragen, sondern als Verbundquerschnitt um so ein größeres Trägheitsmoment zu erhalten.

Verschiebungsmodul für 45° zur Holzfaserrichtung eingeschraubte Vollgewindeschrauben nach bauaufsichtlicher Zulassung:

$$C = K_{ser} = \frac{16 * d_1}{1/l_1 + 1/l_2} = \frac{16 * 8mm}{1/70mm + 1/70mm} = 4480N/mm$$
$$K = \frac{2/3 * K_{ser}}{1,3} = 2297N/mm = 22,97kN/cm$$

Dabei ist:
d_1: Schraubennenndurchmesser in mm
l_1 und l_2: Einschraubtiefe in mm

Die erforderliche Anzahl an Schrauben um die Hälfte des Steineranteils zu aktivieren wird laut DIN1052 8.6.2 berechnet:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E * A * s}{K * l^2}}$$
$$s = (\frac{1}{\gamma} - 1) * \frac{K * l^2}{\pi^2 * E * A} = (\frac{1}{0,5} - 1) * \frac{22,97kN/cm * 1100^2cm^2}{\pi^2 * 923kN/cm^2 * 100cm^2} = 30,5cm$$

Dabei ist:
E: E-Modul für C30

$A = 5cm * 20cm = 100cm^2$: Querschnittsfläche einer Bohle
l: bei Einfeldträger gleich der Stützweite; hier etwa 11m
s: Schraubenabstand

Der Wert l ist laut Norm bei einem Einfeldträger gleich der Stützweite, für Kragträger gleich zweimal der Kraglänge. Daraus lässt sich schließen, dass l dem Abstand zwischen den Momentennullpunkten entspricht. Das ergibt hier einen Wert von etwa 11m (Abbildung 3.3).

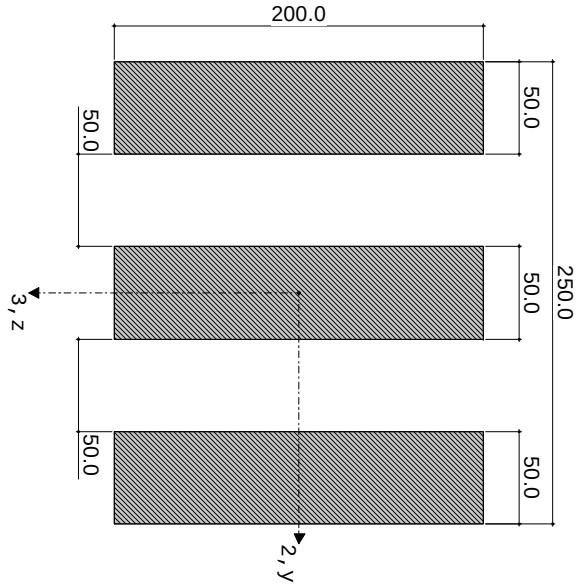

Abbildung 3.2: Querschnitt der Rippenschale

Für den Schraubenabstand s ergibt sich somit ein Wert von 30,5cm, woraus eine zweireihige Verschraubung alle 60cm gewählt wird.

Das Trägheitsmoment der Rippenschalen ergibt sich zu:

$$I_y = \sum (I_i + \gamma * A_i * a_i^2) =$$
$$3 * \frac{20cm * (5cm)^3}{12} + 0,5 * 2 * 100cm^2 * (10cm)^2 = 10625cm^4$$

Dieser Wert wird in R-Stab eingegeben um die Schnittgrößen zu errechnen.

Der Biegeradius der Schalenelemente liegt hier bei 25m; die Bohlendicke bei 5cm (2500cm/5cm=500). Folglich muss hier keine Reduktion der Festigkeit berücksichtigt werden (vgl. Kapitel 3.3).

Das maximale Moment, das die Rippenschalen bewältigen müssen, liegt bei 12kNm; die maximale Normalkraft bei 46kN. Somit lautet der Normalspannungsnachweis:

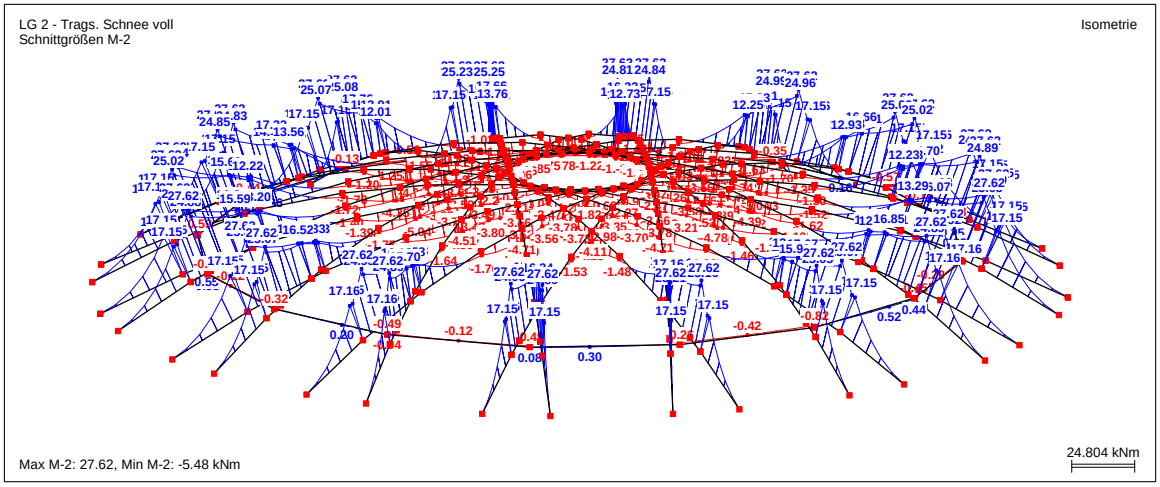

Abbildung 3.3: Momentenverlauf der Dachkonstruktion

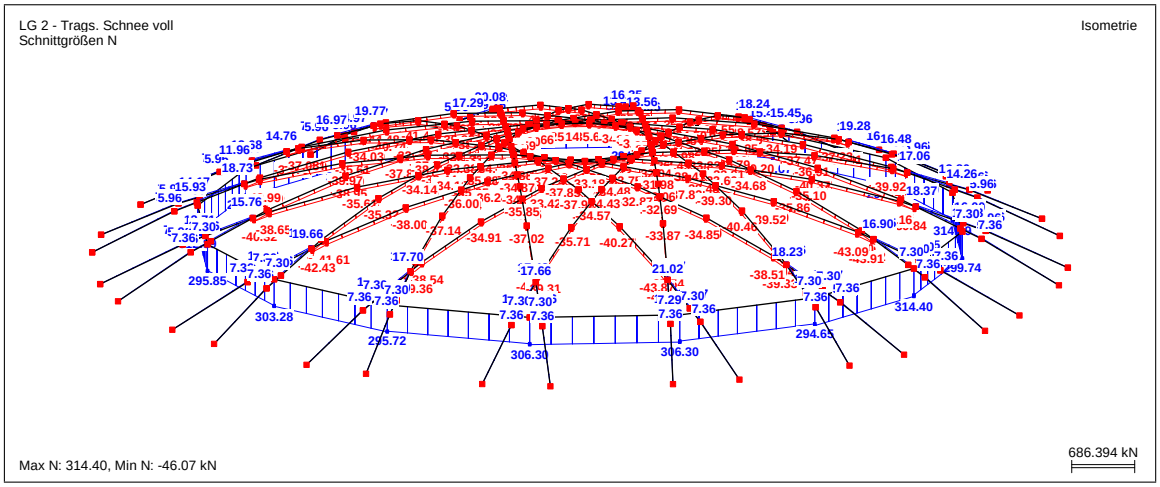

Abbildung 3.4: Normalkraftverlauf der Dachkonstruktion

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{I} * z/2 = \frac{1200kNcm}{10625cm^4} * 12,5cm = 1,4kN/cm^2$$
$$\sigma_{c,0,d} = N/A = 46kN/300cm^2 = 0,15kN/cm^2$$
$$(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}})^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = (\frac{0,15kN/cm^2}{1,59kN/cm^2})^2 + \frac{1,4kN/cm^2}{2,08kN/cm^2} = 0,68 \leq 1$$

Im Bereich des Dachüberstandes werden die Rippenschalenelemente zusätzlich mit 20/26cm Balken aufgedoppelt (Abbildung 2.13), die allein für die Abtragung des Stützmomentes (27,6kNm) zuständig sind.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W} = \frac{2760kNcm}{2253cm^3} = 1,2kN/cm^2$$
$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,2kN/cm^2}{2,08kN/cm^2} = 0,59 \leq 1$$

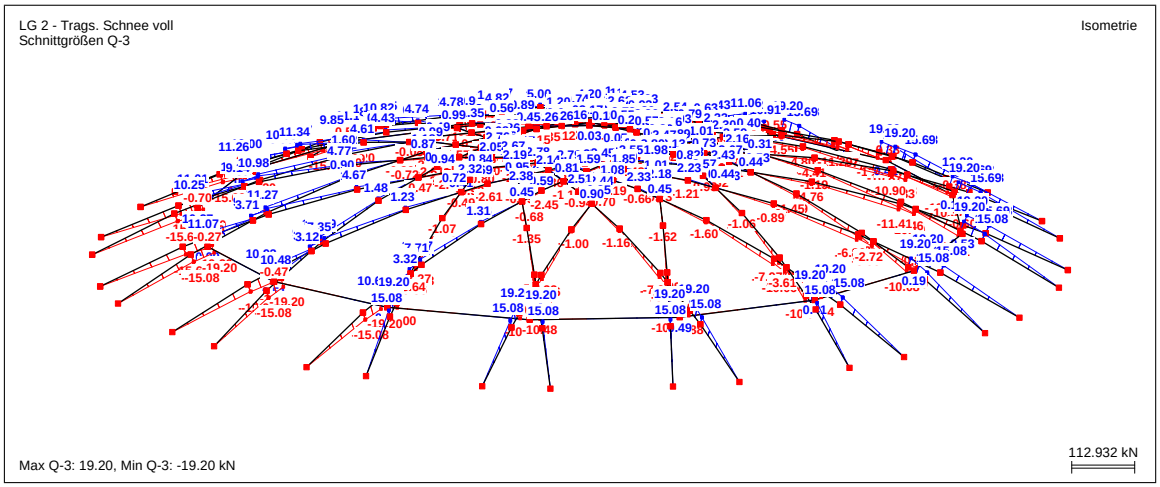

Abbildung 3.5: Querkraftverlauf der Dachkonstruktion

Die auftretenden Horizontalkräfte (314kN) werden durch einen umlaufenden Stahlring (20/100mm) aufgenommen.

$$\sigma = N/A = 314kN/20cm^2 = 15,7kN/cm^2$$
$$\frac{\sigma}{f_{y,d}} = \frac{15,7kN/cm^2}{21,8kN/cm^2} = 0,72 \leq 1$$

3.5 Berechnungen zur Schalenkonstruktion der Wand

Die Hauptaufgabe der inneren Schale ist es die 16 Hauptstützen (20/20cm) gegen Knicken zu stabilisieren. Diese stabilisierende Wirkung kann nur am Gesamtsystem untersucht werden, da hier viele Bauteile zusammenwirken.

Würde man eine solche Stütze ohne die stabiliserende Wirkung nach dem Ersatzstabverfahren betrachten, so ergibt sich folgende Schlankheit:

$$\lambda = l_{ef} / (0,289 * h) = 900cm / (0,289 * 20cm) = 155$$

Dabei ist:
l_{ef}: die Stützlänge zwischen zwei Treppenläufen

Eine Schlankheit von 155 ergibt einen Knickbeiwert für C30 von etwa k_c=0,13; d.h. der Querschnitt hat nur noch 13 Prozent seiner eigentlichen Tragfähigkeit, was hier bei Weitem nicht ausreichen würde.

In der Schalenebene ist eine Stabilisierung durch die Schale offensichtlich, jedoch soll untersucht werden, ob die Schale auch senkrecht zu ihrer Ebene einen aussteifenden Effekt hat. Hier ist die Schale 2-lagig (je 3/20cm) aufgebaut, wobei die einzelnen Lagen keine schubsteife Verbindung durch schräge Verschraubung haben. Die 3cm Brettdicke wurde hier bezogen auf den Radius des Treppenkerns (6m) gewählt, um ein Verhältnis von Biegeradius zu Brettdicke von 600cm/3cm=200 zu erhalten, was eine sehr geringe Reduzierung der Festigkeit auf 96 Prozent mit sich bringt (vgl. Kapitel 3.3). Tatsächlich ist der Biegeradius der Bretter größer, da diese nicht auf einem Kreis um den Treppenkern gebogen werden, sondern auf einer Schraubenlinie, was aber auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt wird.

Um die stabilisierende Wirkung der Schale genauer zu erfassen, wurde die am höchst belastete Stütze ausgewählt und mit einer Imperfektion von L/400 versehen.

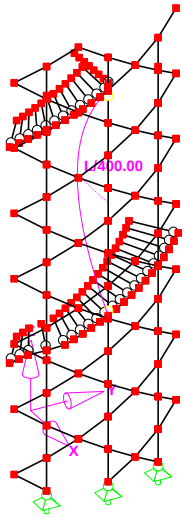

Abbildung 3.6: Imperfektion der Stütze

Die maximalen Momente in der Stütze ergeben sich hier zu M_y=2,8kNm, M_z=2,86kNm; die Normalkraft zu N=-365kN.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{280kNcm}{1333cm^3} = 0,21kN/cm^2$$
$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{286kNcm}{1333cm^3} = 0,215kN/cm^2$$
$$\sigma_{c,0,d} = N/A = 365kN/400cm^2 = 0,91kN/cm^2$$
$$(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}})^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_{red}\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} =$$
$$(\frac{0,91kN/cm^2}{1,59kN/cm^2})^2 + \frac{0,215kN/cm^2}{2,08kN/cm^2} + 0,7 * \frac{0,21kN/cm^2}{2,08kN/cm^2} = 0,50 \leq 1$$

Die Schnittgrößen in den Schalenelementen im Bereich der zu aussteifenden Stütze erreichen folgende Werte: M_y=0,98kNm, M_z=0,37kNm; N=-11,26kN. Die Querschnittswerte ohne Verbund ergeben: $I_y = 4000cm^4$, $I_z = 90cm^4$, $A = 120cm^2$ (vgl. Abbildung 3.7)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{I_y} * z = \frac{98kNcm}{4000cm^4} * 10cm = 0,245kN/cm^2$$
$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{I_z} * y = \frac{37kNcm}{90cm^4} * 4,5cm = 1,85kN/cm^2$$
$$\sigma_{c,0,d} = N/A = 11,26kN/120cm^2 = 0,094kN/cm^2$$
$$(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}})^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_{red}\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} =$$
$$(\frac{0,094kN/cm^2}{1,59kN/cm^2})^2 + \frac{1,85kN/cm^2}{2,08kN/cm^2} + 0,7 * \frac{0,245kN/cm^2}{2,08kN/cm^2} = 0,98 \leq 1$$

Für diesen beispielhaften Bereich der Schale liegt die Auslastung sehr nahe bei 100 Prozent, wenn man die Reduktion der Festigkeit berücksichtigt sogar über 100 Prozent. Hier würde evtl. eine schräge Verschraubung der beiden Brettlagen eine erhebliche Reduzierung der Auslastung bewirken. Den größten Anteil der Auslastung erzeugt die Biegung um die schwache Achse, und somit würde eine Vergrößerung von I_z eine wesentliche Verbesserung mit sich bringen.

Die Auslastung der Stütze liegt tatsächlich über 50 Prozent, da hier ein Stabilitätsproblem vorliegt und es nicht an einem Querschnittversagen scheitern wird. Um einen besseren Wert für die Auslastung der Stütze zur erhalten wird versucht die Knicklast zu ermitteln. Dazu wird am oberen Ende dieses Stützenbereiches eine Einzellast angesetzt und so lange gesteigert, bis R-Stab eine Fehlermeldung wegen Stabilitätsversagen bringt. Die Normalkraft erreicht hierbei einen maximalen Wert von 620kN bis ein Versagen eintritt, d.h. die Knicklast wird zu 58 Prozent erreicht (365kN/620kN=0,58).

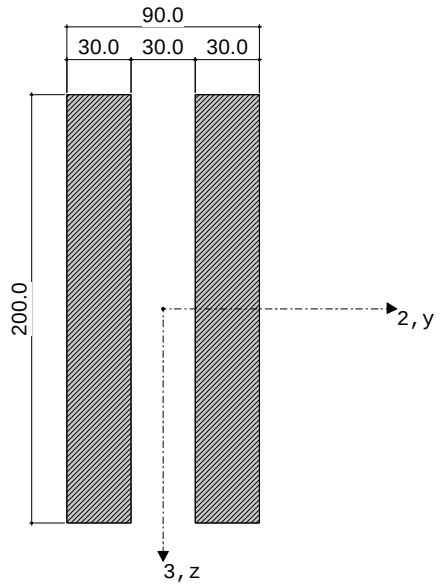

Abbildung 3.7: Querschnitt der schrägen Schalenelemente

Um beurteilen zu können, wie zuverlässig R-Stab nach Theorie II Ordnung rechnet und ob es die Knicklast eines Stabes richtig ermittelt, wird für eine freistehende Stütze 20/20cm mit 9m Stützlänge die Knicklast per Handrechnung ermittelt und mit dem Ergebnis von R-Stab verglichen.

$$N_{Ki} = \frac{\pi^2 * E * I}{l^2} = \frac{\pi^2 * 1200kN/cm^2 * 13333cm^4}{(900cm)^2} = 195kN$$

Ein identisches Ergebnis liefert auch die R-Stab-Berechnung, wo mit 194kN die Stütze noch tragfähig ist und mit 195kN ein Stabilitätsproblem vorliegt. Daraus lässt sich folgern, dass R-Stab zuverlässig nach Theorie II Ordnung rechnet, was die Ermittlung der Knicklast betrifft.

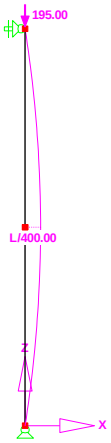

Abbildung 3.8: freistehende Stütze zur Ermittlung der Knicklast

Diese Überlegungen zeigen, dass die Schale auch senkrecht zu ihrer Ebene eine wesentliche Stabilisierung der Stütze bewirkt. Offensichtlich wird dies durch die gekrümmte Form der Schale sehr positiv beeinflusst.

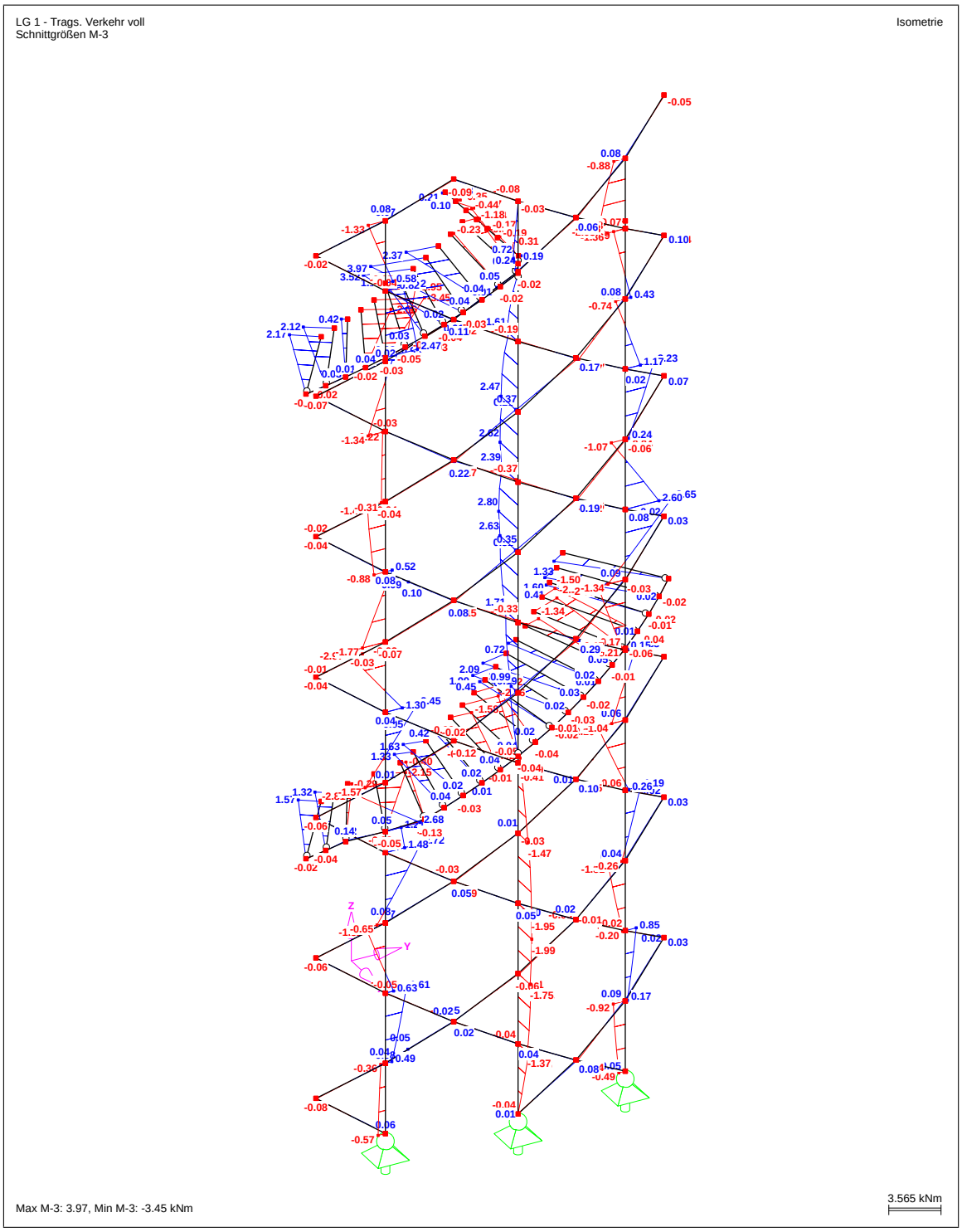

Abbildung 3.9: Momentenverlauf M-3 der Stütze

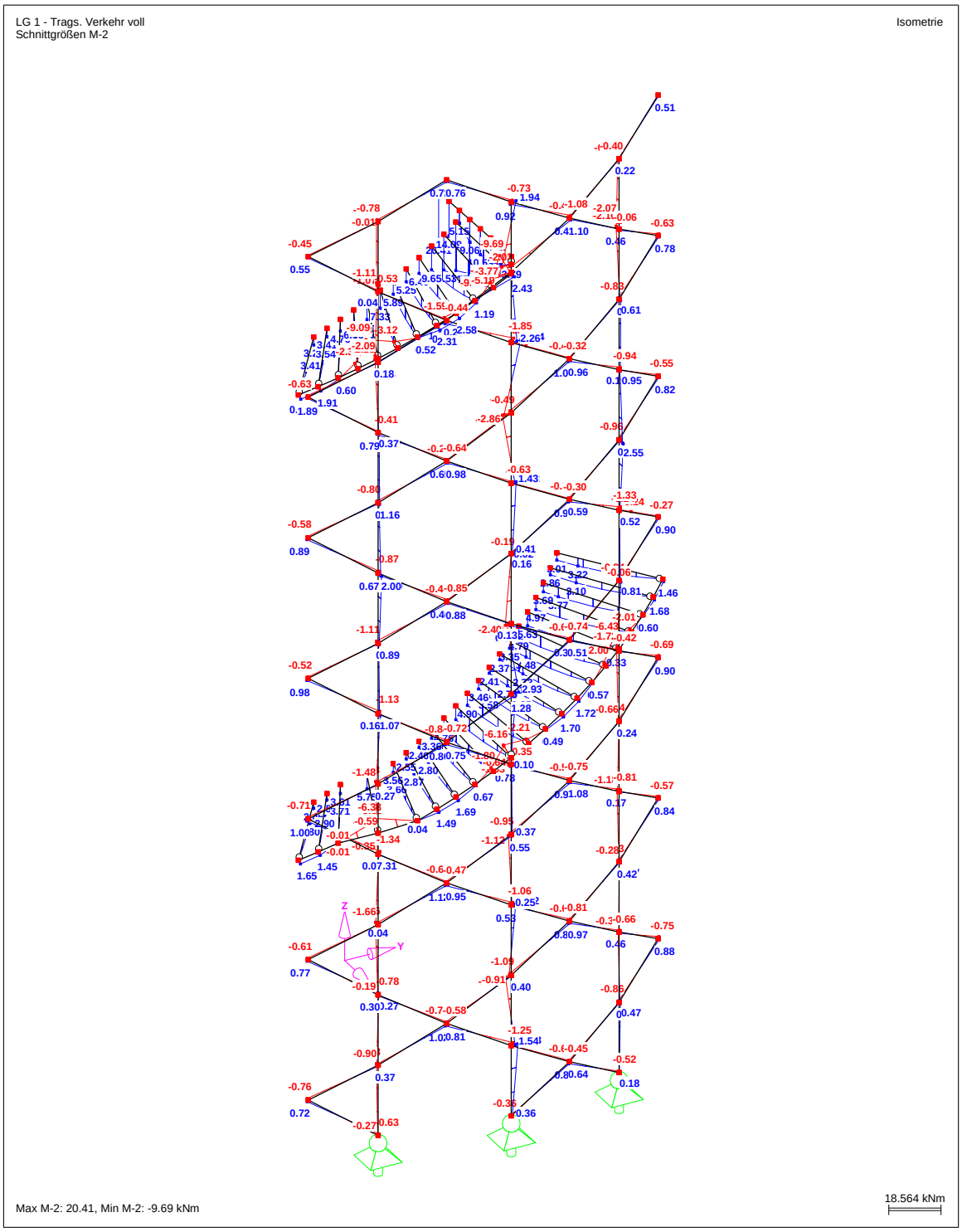

Abbildung 3.10: Momentenverlauf M-2 der Stütze

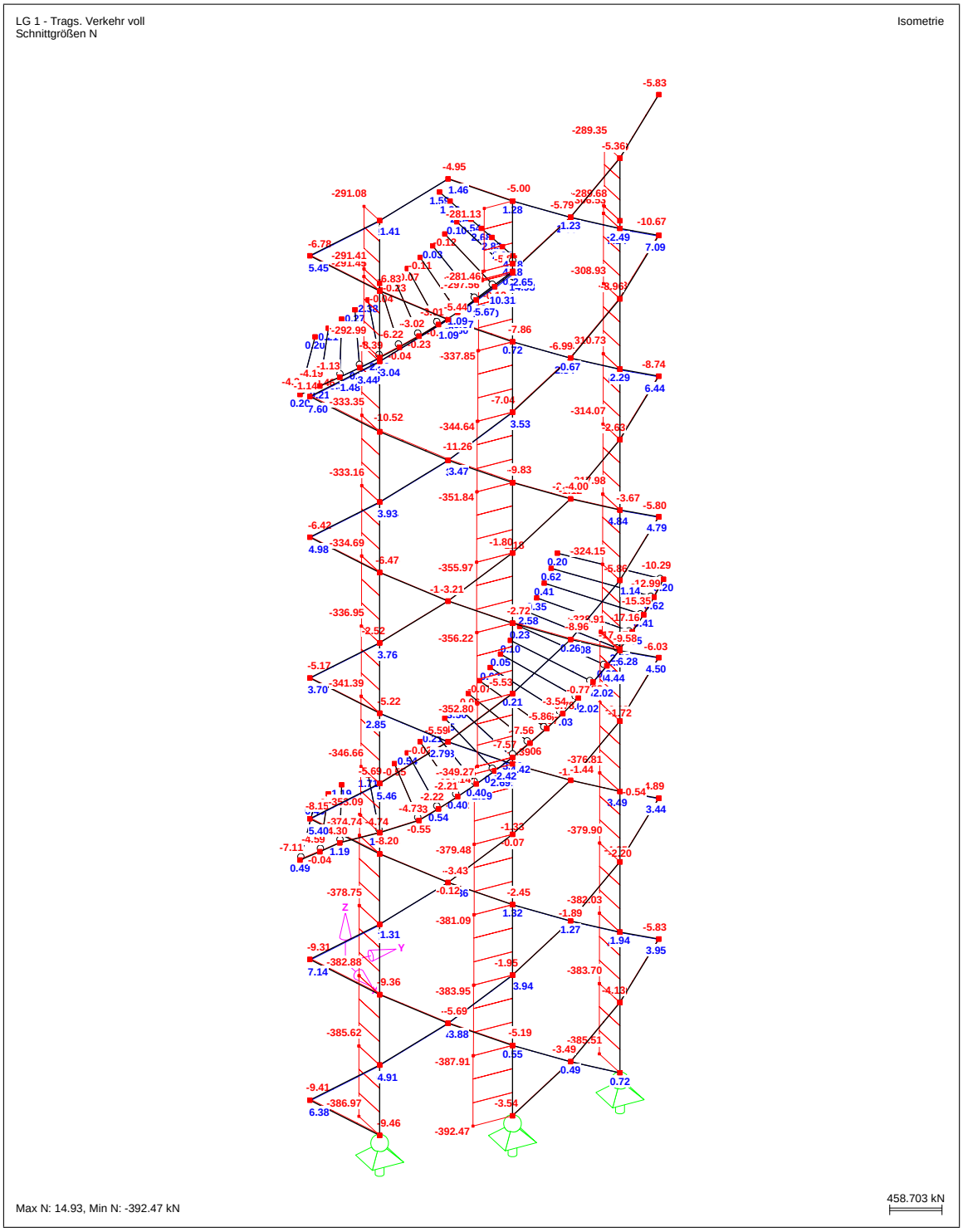

Abbildung 3.11: Normalkraftverlauf der Stütze

Kapitel 4

Bau des Turmmodells

Um den Entwurf für Jedermann anschaulich zu machen wird ein Modell im Maßstab 1:50 angefertigt. Für den Modellbau wird Buchenholz verwendet, da dieses feinfasriger ist und sich somit leichter verbauen lässt. Nur für die Plattformen kommen Mehrschichtplatten zum Einsatz. Als Verbindungsmittel dient hier ausschließlich Bastelkleber.

4.1 Vorfertigung der Treppenelemente

Zur Vorfertigung der Treppenelemente wird eine Schablone gebaut, die die Verdrehung der einzelnen Stufen zueinander festlegt und somit den Bau der Treppe wesentlich vereinfacht (Abbildung 4.1).

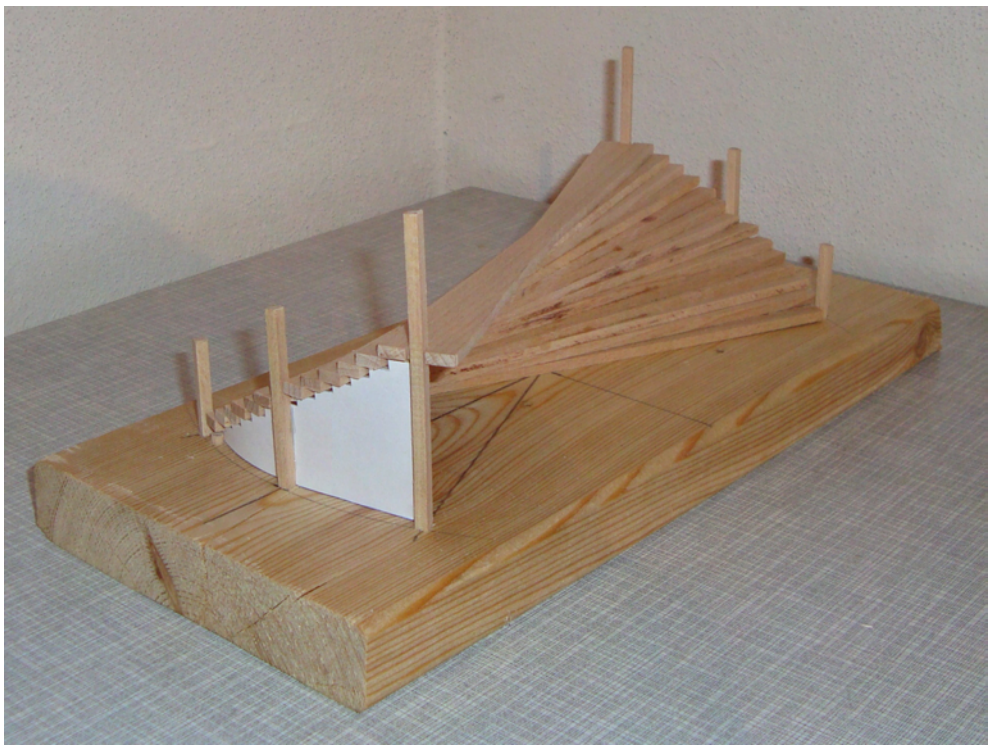

Abbildung 4.1: Vorfertigung der Treppenelemente

4.2 Treppenkern mit Hauptstützen

Die vorgefertigten Treppenelemente werden aufeinander gesetzt und mit den Hauptstützen verbunden. Um eine gewisse Stabilität während der Bauphase zu erhalten, werden Hilfskonstruktionen mit Schraubzwingen eingesetzt. Die Plattformen werden im entsprechenden Maßstab ausgedruckt, auf die Platten aufgeklebt, ausgeschnitten und mit eingebaut (Abbildung 4.2).

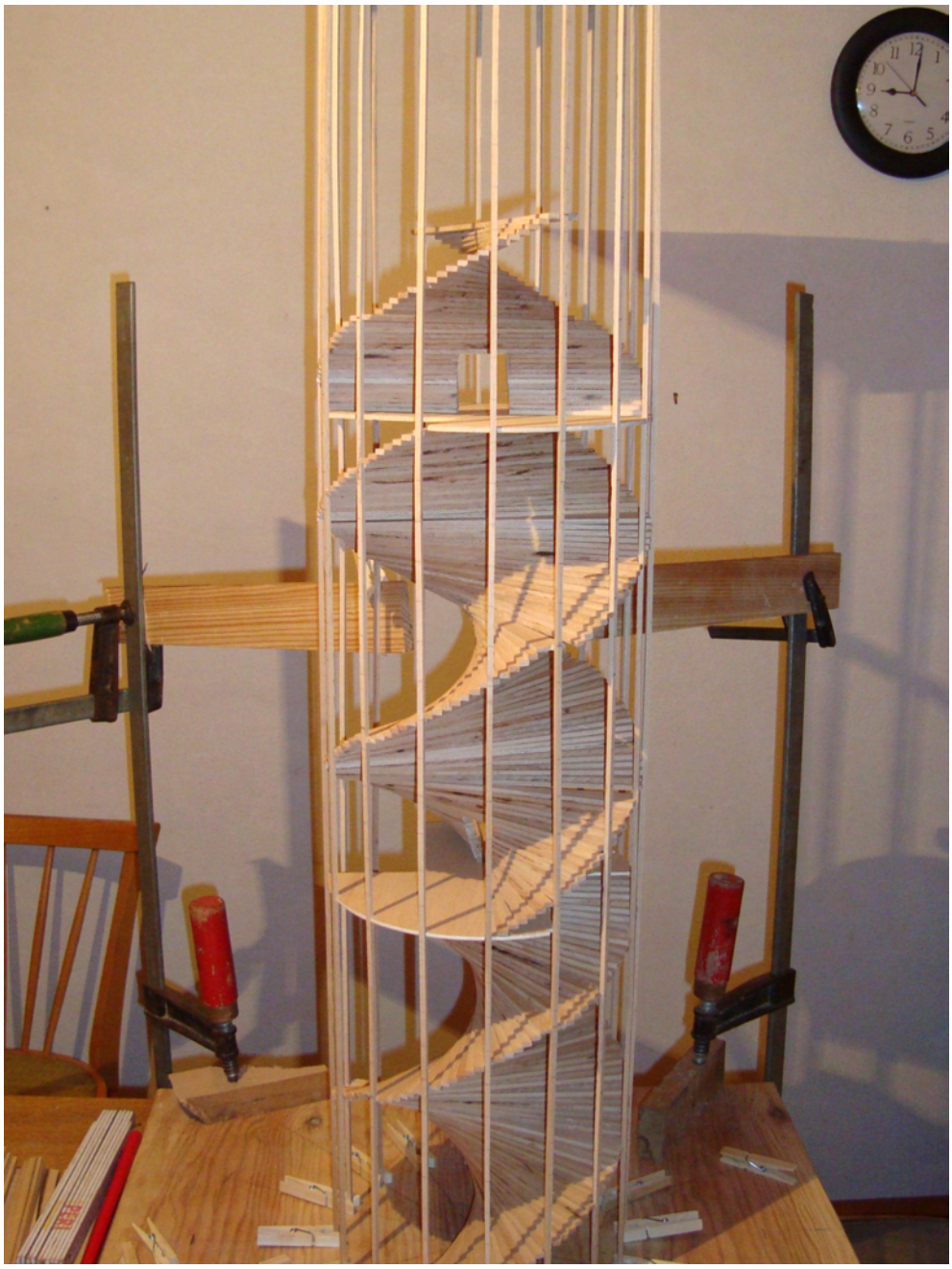

Abbildung 4.2: Vorfertigung der Treppenelemente

4.3 Flechten der Schale

Für die Schale wird Buchenfurnierholz mit einer Dicke von 0,6mm verwendet, das mit einem Teppichmesser auf 4mm Breite zugeschnitten wird. Da sich die Schalenelemente abwechselnd innen bzw. außen kreuzen, kann nicht ein Element einzeln angebracht werden, sondern es müssen alle gemeinsam miteinander verflochten werden. Zur Fixierung erweisen sich Wäscheklammern als sehr hilfreich.

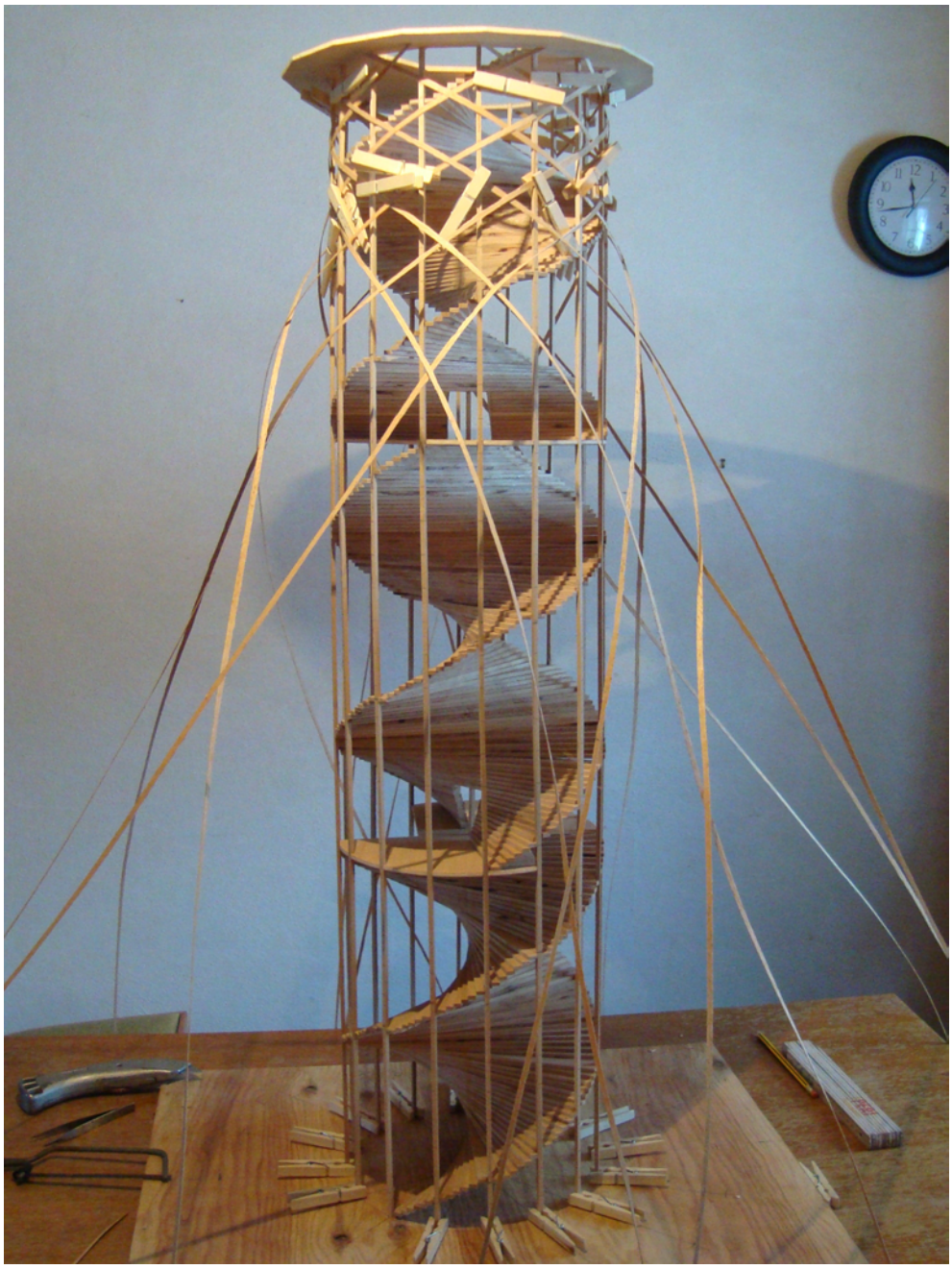

Abbildung 4.3: Flechten der Schale

4.4 Aufweitung der Schale

Zuerst werden die vertikalen Schalenelemente der unteren Aufweitung am Turm befestigt. Um die Form zu kontrollieren wird die Parabelfunktion auf einen Pappkarton aufgezeichnet und mit dem Verlauf der Schalenelemente verglichen.

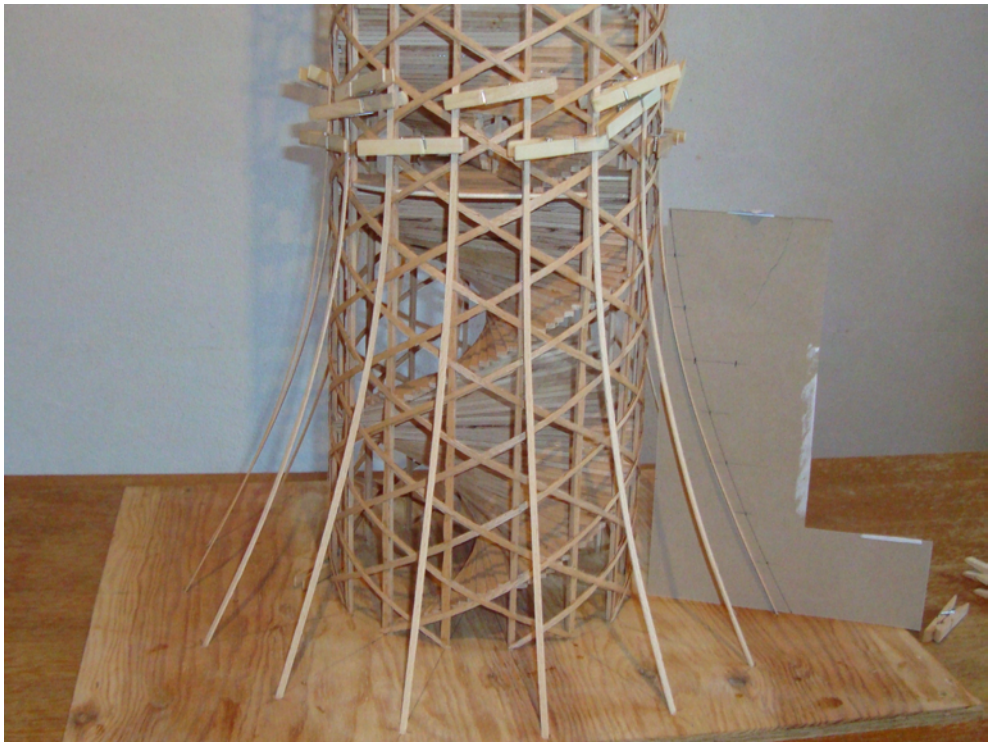

Abbildung 4.4: Untere Aufweitung der Schale

Mit dem Flechten der schrägen Schalenelemente wird hier genauso verfahren wie bei der inneren Schale. Jedoch wird hier beim Modellbau dafauf geachtet, dass die Schalenelemente auf geodätischen Linien verlaufen und somit nicht um die starke Achse gebogen werden müssen. Das ergibt eine wesentliche Abweichung vom Verlauf der Schalenelemente in Kapitel 2.2.3.

Mit der oberen Aufweitung der Schale wird genauso verfahren wie mit der unteren. Aus Arbeitsersparnis wird die untere und obere Aufweitung im Modell nur einlagig anstatt zweilagig ausgeführt.

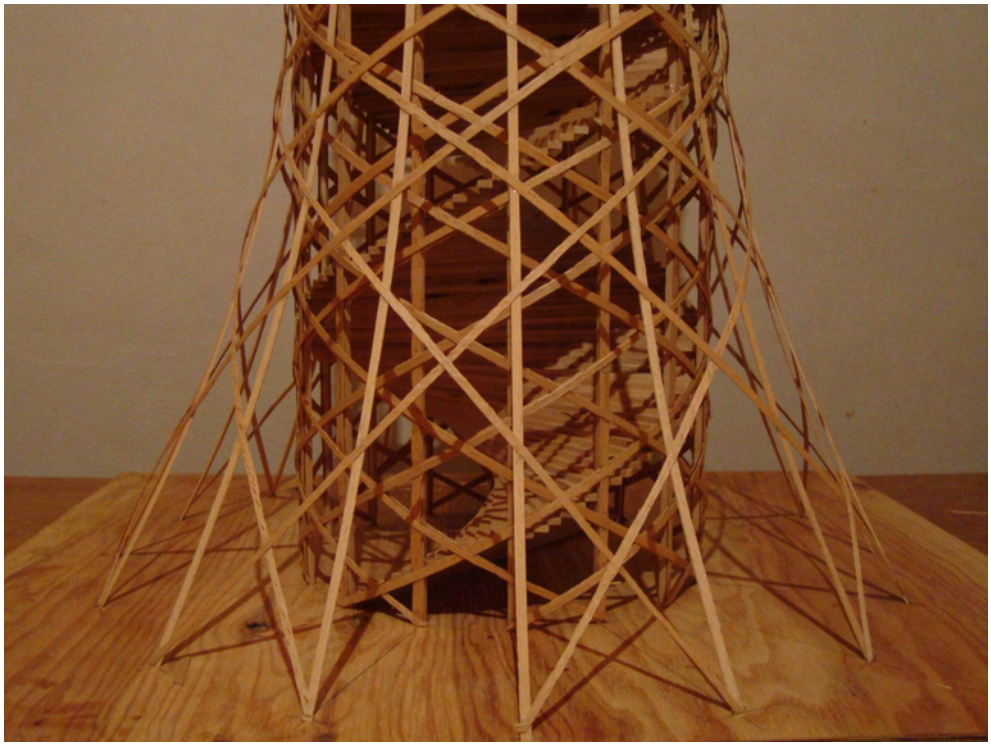

Abbildung 4.5: Verlauf der Schalenelemente auf geodätischen Linien

Abbildung 4.6: Obere Aufweitung der Schale

4.5 Turmdach als Rippenkuppel

Wie bereits für die Treppenelemente wird auch für die Dachkonstruktion eine Schablone aus Holzweichfaserplatten gefertigt, die den Dachelementen ihre Form gibt und eine Vorfertigung möglich macht. Abbildung 4.7 zeigt, dass eine Bohle immer an der Traufe beginnt und bis zur Mitte der Kuppel läuft, bis sie die mittlere Aussparung tangiert. Außerdem sind die Aufdoppler für den Vordachbereich bereits angebracht. Auch das Dach wird im Modell aus Arbeitsersparnis nur zweilagig anstatt dreilagig ausgeführt.

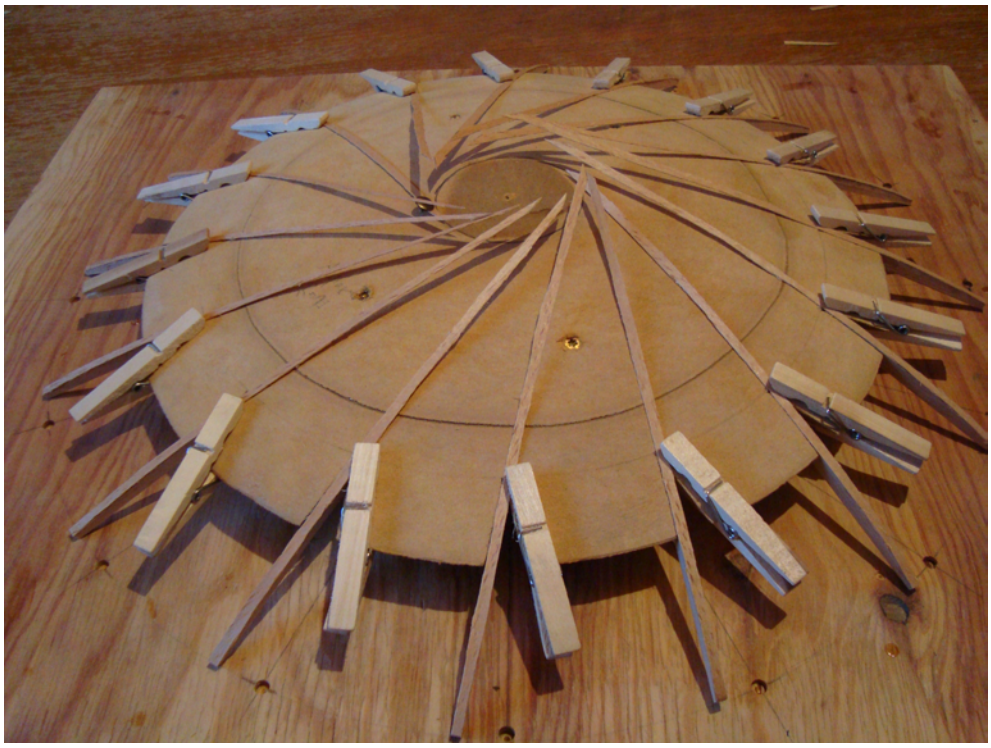

Abbildung 4.7: Schablone zur Vorfertigung des Daches / erste Schalenschicht

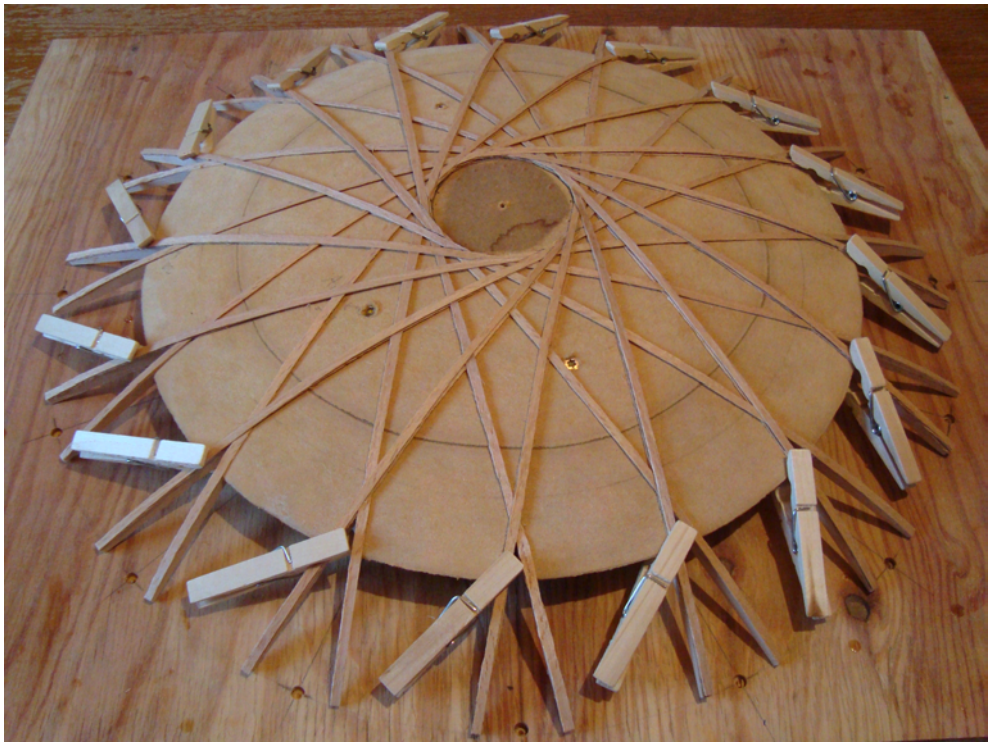

Abbildung 4.8: zweite Schalenschicht des Daches

Abbildung 4.9: Fertige Dachkonstruktion

4.6 Fertiger Turm

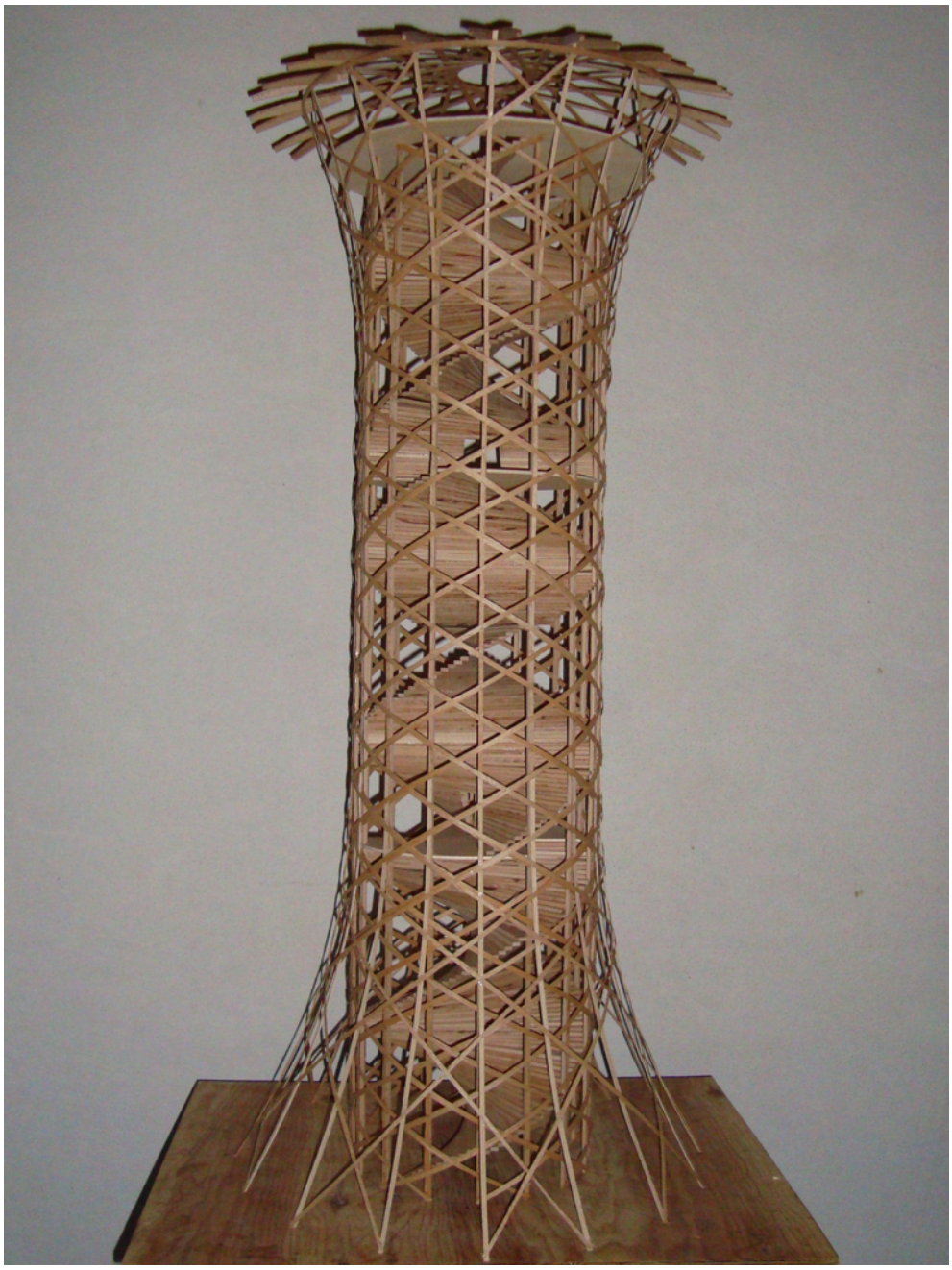

Abbildung 4.10: Fertiger Turm

Kapitel 5

Schlussbetrachtung

5.1 Zusammenfassung

Abschließend kann man feststellen, dass der konstruktive Ingenieurholzbau ein sehr interessanter Themenbereich ist und noch sehr viel unentdecktes Potential im Baustoff Holz verborgen liegt. Um jedoch sinnvoll damit arbeiten zu können, ist sehr viel Erfahrung und konstruktives „Know How“ nötig.

Dieser Turm war ein sehr interessantes Projekt und es machte Spaß sich damit zu beschäftigen. Jedoch wurden die Berechnung zu Beginn als weniger aufwändig eingeschätzt, als sie dann letztendlich waren. So stellte sich die Eingabe des Turmmodells mit den mehreren tausend Knoten und Stäben in R-Stab als sehr zeitaufwendig heraus.

5.2 Ausblick

Sollte der Turm eines Tages tatsächlich zur Ausführung kommen, so sind noch sehr viel umfangreichere statische Betrachtungen nötig. Die Lastansätze müssten noch verfeinert werden wie z.B. einseitige Verkehrs- oder Schneelast, exzentrische Windlast oder Baugrundsetzungen. Außerdem wäre das Schwingungsverhalten des Turmes zu untersuchen. Des Weiteren müssten sämtliche statisch relevanten Bauteile auf ihre Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit untersucht werden.

Anhang

Anhang A

Kraftbeiwert

Um den Strömungswiederstand des Turmes im Wind zu erfassen wird der Turm hier vereinfacht als zylindrisch angenommen und der Kraftbeiwert c_f nach DIN 1055-4 Abschnitt 12.7 berechnet.
kinematische Zähigkeit v=15,00$*10^{-6}$ m/s
Geschwindigkeitsdruck q=1,00 kN/m^2
Luftdichte $\rho = 1,25 kg/m^3$

$$v = \sqrt{\frac{2 * q}{}} = \sqrt{\frac{2 * 1,00 kN/m^2}{1,25 kg/m^3}} = 1,26$$

gemittelter Turmdurchmesser $b = 15,00 m$
Reynoldszahl $Re = v * b/v = 1,26 * 10^6 m$
Äquivalente Rauigkeit vgl. Stahl mit Schrauben Tab. 11 $k = 1,0 mm$
Kraftbeiwert $c_{f,0} = 0,70$
Völligkeitsgrad nach 12.13 $\phi = 1,0$
Turmhöhe l=55,0m
Effektive Schlankheit nach Tab. 16 Z.3 $\lambda = 0,7 * l/b = 2,57 m$
Abminderungsfaktor nach Bild 26 $\Psi_\lambda = 0,64$
Kraftbeiwert eines Zylinders $c_f = c_{f,0} * \Psi_\lambda = 0,45$

Abbildungsverzeichnis

1 Aussichtsturm I

1.1 Erste Handskizze 1

2.1 Treppe als Doppelhelix 4
2.2 Turmbeispiel 5
2.3 Lauflinie und Laufbereich der Treppe 6
2.4 Drehwinkel der Stufen 6
2.5 Montage der Treppe mit zentralem Stahlrohr 7
2.6 Treppenlauf mit Zwischenpodesten und Aussichtsplattform 8
2.7 Schalenmuster A und B 9
2.8 Aufbau der Schale mit Hauptstützen 10
2.9 Turm mit innerer Schale 11
2.10 Obere und untere Aufweitung der Schale als Parabelfunktion . . . 12
2.11 Schalenaufbau der oberen und unteren Aufweitung 13
2.12 Turm mit kompletter Schale 14
2.13 Turmdach als kreisrunde Rippenkuppel in Brettstapelbauweise . . 15
2.14 Schichtenaufbau der Dachkonstruktion 16
2.15 Turm mit Dachkonstruktion 16

3.1 Stabwerkmodell des Turms in R-Stab 17
3.2 Querschnitt der Rippenschale 22
3.3 Momentenverlauf der Dachkonstruktion 23
3.4 Normalkraftverlauf der Dachkonstruktion 23
3.5 Querkraftverlauf der Dachkonstruktion 24
3.6 Imperfektion der Stütze 25
3.7 Querschnitt der schrägen Schalenelemente 27
3.8 freistehende Stütze zur Ermittlung der Knicklast 27
3.9 Momentenverlauf M-3 der Stütze 29
3.10 Momentenverlauf M-2 der Stütze 30
3.11 Normalkraftverlauf der Stütze 31

4.1 Vorfertigung der Treppenelemente 32
4.2 Vorfertigung der Treppenelemente 33
4.3 Flechten der Schale 34
4.4 Untere Aufweitung der Schale 35
4.5 Verlauf der Schalenelemente auf geodätischen Linien 36
4.6 Obere Aufweitung der Schale 36

4.7 Schablone zur Vorfertigung des Daches / erste Schalenschicht . . . 37
4.8 zweite Schalenschicht des Daches 38
4.9 Fertige Dachkonstruktion 38
4.10 Fertiger Turm 39

Literaturverzeichnis

Literaturverzeichnis

[1] *DIN 18065, Gebäudetreppen - Definition, Meßregeln, Hauptmaße*, 2000-01.

[2] *DIN 1055, Einwirkungen auf Tragwerke*, 2001.

[3] *DIN 1052, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau*, 2008.

[4] JULIUS NATTERER, NORBERT BURGER, ALAN MÜLLER JOHANNES NATTERER: *Holzrippendächer in Brettstapelbauweise*. 2000.

[5] KAI-UWE GLINIORZ, JULIUS NATTERER, HEINRICH KREUZINGER: *Tonnenschale aus Holz in Kreuzrippenbauweise*. 2001.

[6] KG, ABC VERBINDUNGSTECHNIK GMBH & CO: *Bauaufsichtliche Zulassung SPAX-S Schrauben mit Vollgewinde als Holzverbindungsmittel, Geltungsdauer bis: 30. April 2012*. Deutsches Institut für Bautechnik.

[7] THOMAS HERZOG, JULIUS NATTERER, ROLAND SCHWEITZER MICHAEL VOLZ WOLFGANG WINTER: *Holzbauatlas*. 2003.

Erklärung

Name und Vorname des/der Studierenden: .....

Aufgabensteller: .....

Thema der Bachelorarbeit:

Deutsch: .....

.....

Englisch: .....

.....

1. Ich erkläre hiermit, dass ich die Bachelorarbeit selbständig verfasst, noch nicht anderweitig für Prüfungszwecke vorgelegt, keine anderen als die angegebenen Quellen oder Hilfsmittel benutzt sowie wörtliche und sinngemäße Zitate als solche gekennzeichnet habe.

   Deggendorf, _____
   (Datum) (Unterschrift der/des Studierenden)

2. Ich bin damit einverstanden, dass die von mir angefertigte Bachelorarbeit über die Bibliothek der Hochschule einer breiteren Öffentlichkeit zugänglich gemacht wird.

   ☐ Ja ☐ Nein

   Ich erkläre und stehe dafür ein, dass ich alleiniger Inhaber aller Rechte an der Bachelorarbeit, einschließlich des Verfügungsrechts über Vorlagen an beigefügten Abbildungen, Plänen o.ä. bin und durch deren öffentliche Zugänglichkeit weder Rechte und Ansprüche Dritter noch gesetzliche Bestimmungen verletzt werden.

   Deggendorf, _____
   (Datum) (Unterschrift der/des Studierenden)

   Bei Einverständnis des Verfassers mit einer Zugänglichkeit der Bachelorarbeit vom Betreuer auszufüllen:

3. Eine Aufnahme eines Exemplars der Bachelorarbeit in den Bestand der Bibliothek und die Ausleihe des Exemplars wird

   ☐ befürwortet ☐ nicht befürwortet

   Deggendorf, _____
   (Datum) (Unterschrift der/des Aufgabenstellers)