

Das Restaurant in Fumay

Prof. Dr. Dipl.-Ing. Yves Weinand
Bureau d'études Weinand, Liège

Dipl. Ing. EPFL Johannes Natterer
Lehrstuhl für Holzkonstruktionen IBOIS, EPF Lausanne

1 DAS RESTAURANT IN FUMAY – EINE UNGEWÖHNLICHE FORM UND KONSTRUKTION

Das in den französischen Ardennen gelegene Naturschutzgebiet Givet-Fumay soll touristisch besser erschlossen werden. Das *Bureau d'Etudes Weinand* entwarf mit den Architekten *ESCAUT Architecture* ein Restaurant bzw. ein Empfangsgebäude von welchem aus die Wanderer die beeindruckende Naturlandschaft erkunden können.

Ein in den 60er Jahren stillgelegtes Schieferwerk soll nun Ausgangspunkt für das gesamte Gebiet werden. Eine besondere Rolle spielt hier das Restaurant bzw. Empfangsgebäude, an welchem der organische Aspekt des Natursteins Schiefer architektonisch umgesetzt und illustriert werden soll.



Abb. 1 : Simulation der Konstruktion

Das Gebäude soll als Gesamtobjekt mit Naturschiefer verkleidet werden und zwei größere Öffnungen aufweisen. Die ersten Entwurfsskizzen sehen eine ungewöhnliche Form dreidimensionalen Charakters vor. Nach mehreren digitalen Arbeitsschritten entsteht ein dreidimensionales Polygon, welches aus Dreiecken besteht.

Zunächst wurden zwei konstruktive Varianten, ein Stahlfachwerk und ein Holzfachwerk, ausgearbeitet. Nach einer ersten Kostenkalkulation kann folgendes Fazit gezogen werden: auf Grund der unterschiedlichen Winkel zu denen die Dreiecke stehen, kann die Variante der Kaltstahlprofile als nicht wirtschaftlich eingestuft werden, da alle Dreiecke verschiedene Größen und Winkel aufweisen. Ihre Herstellung aus Kaltstahlprofilen hätte somit das Eingeben von rund 140 verschiedenen

Faltwinkeln erfordert. Die Kantprofile der Dreiecke aus Kantholz oder Brettschichtholz auszuführen und CNC-gesteuert abzubinden, konnte hingegen als mögliche Realisierungsvariante festgehalten werden. Nach Erstellen einer 3D-Datei, in welcher sämtliche Profile als Solide definiert werden, und nach Überführung dieser Dateien zu einer numerisch gesteuerten Zuschnittmaschine, wurde ein Prototyp erfolgreich getestet.

Wie in der Folge erklärt, entsteht ein Tragwerk besonderer Art: die eigentlichen Knoten dieses Tragwerks werden durch längsseitige Verbindungen der Dreiecke ersetzt. Aus diesem Grund entstand eine relativ komplexe Auseinandersetzung mit der französischen Prüfanstalt *Apave*, welche die Erstellung drei verschiedener Rechenmodelle zur Folge hatte, die hiernach vorgestellt werden.

2 DAS AUFHEBEN DES KNOTENS IM HOLZBAU?

Bauwerke basieren oft auf einer Verbindung von linearen und prismatischen Elementen. Anschließend wurden eine gewisse Anzahl Forschungen über die Details und Verbindungen zwischen diesen Elementen durchgeführt. Zahlreiche Abhandlungen beschäftigen sich übrigens mit der Frage des Knotens, speziell im Bereich der räumlichen Tragwerke.

Erstaunlicherweise wurde das Knotenprinzip von Bauingenieuren nur sehr selten in Frage gestellt. Es ist interessant festzustellen, dass in der Geschichte der Metallstrukturen der konstruktive Ausdruck des Knotens eindeutig katalogisiert ist. Dabei geht man von einem Element aus, auf welchem man z.B. die Stangen eines Geflechts befestigt. Klassischerweise handelt es sich um einen Flansch oder Stegplatten, es kann aber auch die Form einer Kugel oder einer Klammer haben, schlussendlich gibt es immer ein physisches Element, welches den Knoten darstellt. Diese Knoten haben stets eine wichtige, aber auch problematische Rolle gespielt, da der Knoten oft einer geschwächten Zone des jeweiligen Abschnitts entspricht.

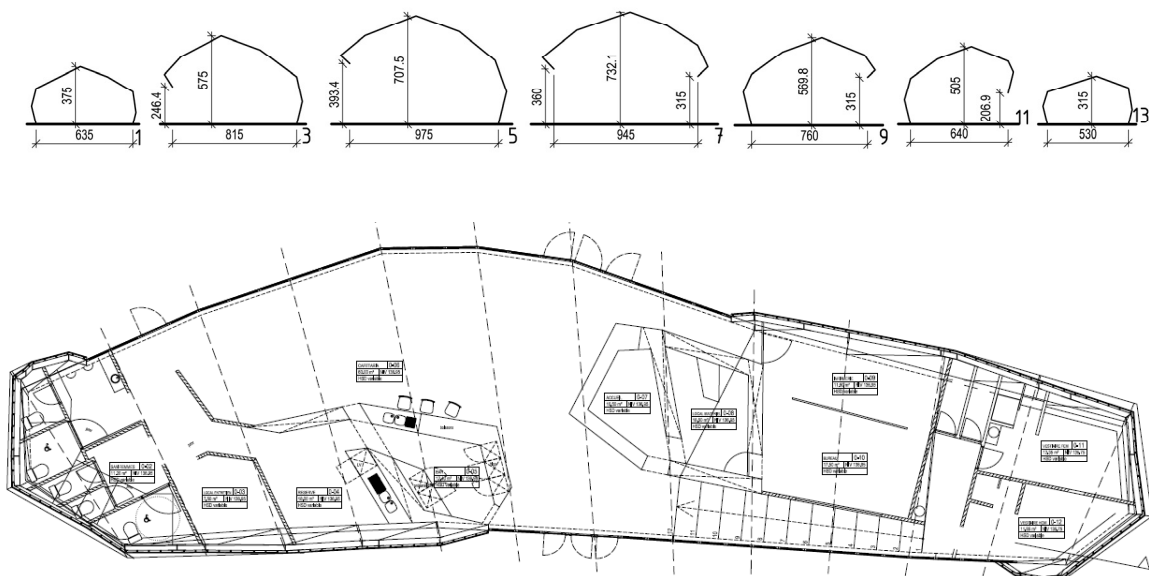


Abb. 2: Draufsicht und Querschnitte

Es ist daher lohnend, nach einer Konzeption zu suchen, bei der diese Knoten einfach vermieden werden kann. In Fumay wurden einfache Dreiecke verbunden. Der Ausgangspunkt ist ein Dreieck (oder eine Anzahl Dreiecke) und nicht ein Glied. Stellenweise ist die Materie an der Stelle der Knoten nicht fortlaufend, da es sich um eine Vielzahl unabhängiger Dreiecke handelt. Die Materie an der Stelle des klassischen Knotens wird daher zu Gunsten einer flächigen Raumstruktur vermieden.

Diese Verfahrensweise stellt die Frage nach der strukturellen Logik: verwendet man prismatische Elemente (sowie deren Verbindungen) oder sollte man flächige Elemente miteinander verbinden.

3 KONSTRUKTIONSPRINZIP

Bei einer derartigen Konstruktion muss eine direkte gedankliche Verbindung zwischen Konstruktion und statischem Modell erstellt und in der Entwicklung verfeinert werden. Die endgültige Konstruktion resultiert aus dem Versuch, Konstruktion und statische Überlegungen miteinander in Einklang zu bringen. Ein Rechenmodell alleine wird nicht direkt zur Erkenntnis des Tragwerks führen. Im Gegenteil: das alleinige Aufstellen eines Rechenmodells könnte sehr schnell zu gravierenden Fehlern führen. In den folgenden Abschnitten wird die Modellbildung des Tragwerks aufgezeigt, welche über drei Modellierungs-Schritte erfolgte.

Die Schwierigkeit dieser Konstruktion ist in der neuartigen Anwendung von Brettsperrholz als strukturell wirksames Flächenelement zu sehen. Die neuartige Kräfteübertragung erfolgt über die Schenkel der Dreiecke und nicht über Knoten oder Knotenelemente, die an den Spitzen der Dreiecke angeordnet wären. Der Nachweis dieser Konstruktion erfolgt über drei Modellierungs-Schritte und dies sowohl für den Zustand der Tragsicherheit (Stabilität, Spannungsspitzen) als auch der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen, Durchbiegungen).

- Räumliches Fachwerk
- Räumliche Konstruktion mit Flächenelementen
- Räumliche Sandwichkonstruktion mit Flächenelementen.

4 BESCHREIBUNG DER KONSTRUKTION

Die Basisform des Restaurants ist doppelt gekrümmt, wodurch ein Gewölbe-Effekt entsteht. Diese Form - ein Polyeder im Raum - stellt die Tragstruktur des Restaurants dar. Sie besteht aus einer Vielzahl steifer Dreiecke. Jedes Dreieck ist mit Kanten aus Brettschichtholz GL24 versehen, die entsprechend den verschiedenen Ecken hergestellt sind. Die äusseren und inneren Oberflächen des Dreiecks sind mit 30 mm dicken Brettsperrholz verkleidet. Die Membran/Schalenkräfte werden entlang der Kanten weitergeleitet. Somit kann die Konzentration der Kräfte in den Knoten vermieden werden. Die gesamte Konstruktion ist auf einem Linienfundament aus Beton gelagert.

4.1 Befestigung der Dreiecke untereinander

Die Dreiecke sind durch beidseitig angebrachte und versetzte Schlüssel-Schrauben befestigt (siehe Abb. 3). Ein Sonderdetail ist für die Verankerung des Bogen am Fundament, welcher an dieser Stelle die recht hohen Schubkräfte zu übertragen hat.

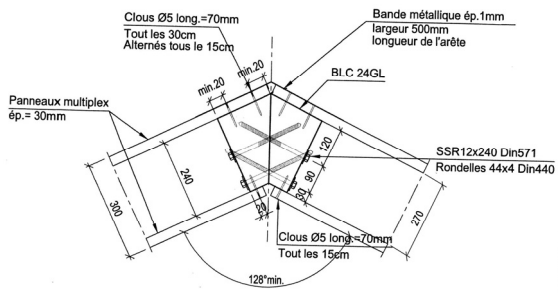


Abb. 3 : Detail der Längsverbinding

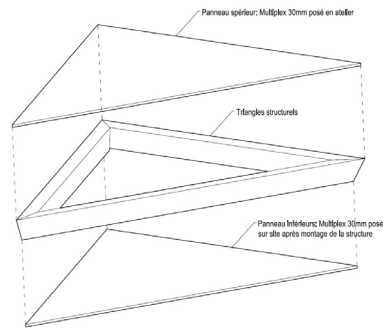


Abb. 4: Detailaufbau der Dreiecke

4.3 Ausführung der Konstruktion

Die Raumstruktur wird flach auf den Boden des Empfangsgebäudes projiziert. Jeder Knoten bekommt anschliessend seine Höhenquoten damit die Struktur genau im Raum lokalisiert ist. Die Dreiecke werden im Werk vorgefertigt, die Kanten sind gemäss den verschiedenen Winkeln hergestellt und die Löcher für die Schlüsselschrauben bereits eingeplant worden. Die Dreiecke sind auf ihrer Innenseite offen. Die untere Platte eines jeden Dreiecks wird separat geliefert. Der Montagevorgang wird schichtweise quer zum Gewölbe durchgeführt. Die Knoten werden mit Hilfe eines Gerüsts im Raum positioniert. Die Dreiecke sind räumlich aufgeteilt und untereinander gemäss dem jeweiligen Detail befestigt. Die Stahlbänder werden auf der äusseren Seite festgeschraubt. Die inneren Platten werden von innen festgeschraubt. Nach Fertigstellen der Struktur wird in jede Platte ein thermischer Isolierstoff eingespritzt.

5 RÄUMLICHES FACHWERK

Die hiavor beschriebene Konstruktion wurde zunächst auf das Rechenmodell „räumliches Fachwerk“ vereinfacht. Die eigentlichen Flächen der Dreiecke wurden vernachlässigt und durch lineare Elemente (räumliche Träger als FE-Elemente) mit prismatischen Querschnitten (Doppel-T-Profile) ersetzt. Lediglich der Querschnitt des Brettschichtholzbinders entlang der Schenkel sowie eine mitwirkenden Breite der oben und unten liegenden Mehrschichtplatten wurden als Querschnitt und Trägheitsmoment berücksichtigt.

Dieses Modell liegt global auf der sicheren Seite, da die Steifigkeit der Flächenelemente vollständig vernachlässigt wird.

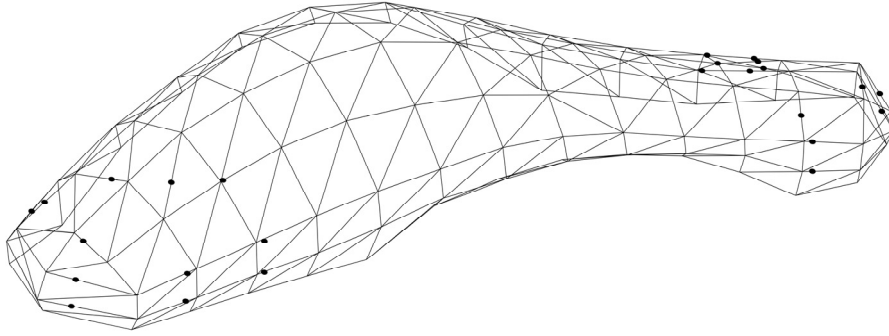
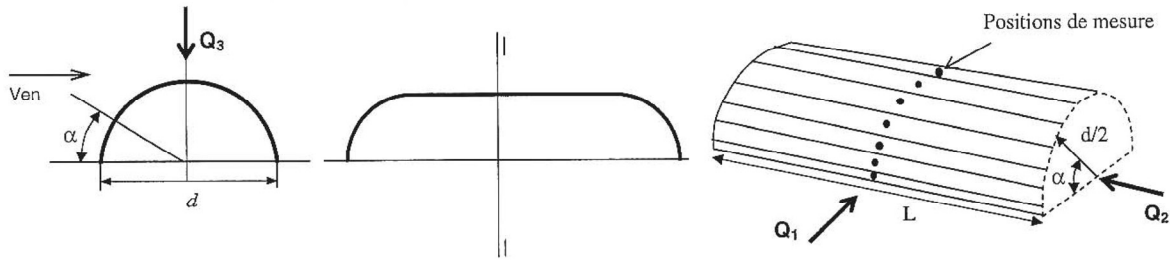


Abb. 5: *Fachwerk-Modellierung*

5.1 Belastung

Die Angaben der Belastung beliefen nach Norm. Die Schneelast wurde je nach Neigung der Konstruktion abgemindert. Zur Darstellung der Windlast wurde die Konstruktion als Halb-Zylinder betrachtet. Die Eigenlast, von aussen nach innen gesehen, besteht aus:

- Schieferplatten
- Latten und Konterlattung
- Sperrholzplatten T=30 mm
- Isolation und Verstrebenungen
- Sperrholzplatten T=30 mm
- Gipsplatten



Coefficients pour toiture de forme h�mi-cylindre																
α	Coefficients locaux de pression												Coefficients globaux de pression			
	Cqe												C1	C2	C3	
	Angle de rotation												Surface d'influence			
	5°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°	$\frac{dxL}{2}$	$\frac{\pi r^2}{2}$	d x L
Gonflables	0.40	0.40	0.30	-0.30	-0.70	-1.10	-1.20	-0.75	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.33	0.0	-0.56
Rigides	0.45	0.60	0.30	-0.30	-0.70	-1.20	-1.10	-0.80	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.38	0.0	-0.56
	Vent � 90°												0.0	0.21	-0.5	

LASEN-EPFL 6sept. 2002

Abb. 6 : Annahmen für Windlasten

6 RÄUMLICHE KONSTRUKTION MIT FLÄCHENELEMENTEN

Die vorherige Modellierung stellt eine Vereinfachung dar. Der Kraftfluss wird hier noch über die Längselemente (prismatische Doppel-T-Querschnitte) ermittelt. Diese Vereinfachung trägt der tatsächlichen flächigen Verteilung der Spannungen nicht Rechnung.

Deswegen erfolgte die weitere Modellierung mit Flächenelementen. Da es sich um eine Flächenelemente-Konstruktion handelt, wurde die Konstruktion mit einer Idealdicke der Flächenelemente von 60 mm aus Holz angenommen. Die Verbindungen entlang der Ränder wurden als biegesteif angenommen.

Um die Stabilität der Konstruktion sicherzustellen, wurde sie nach Theorie 2. Ordnung bemessen. Es sind zwei Nachweise (gem. DIN 1052-1, 9.6) erforderlich: der Nachweis der Tragsicherheit (Spannungen; Stabilitätsprobleme) und derjenige der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen).

Bedingungen für ausreichende Tragsicherheit

Spannungen	Verformungen
Unter γ_1 -fachen Lasten (daraus resultierende Schnittgrößen: N^II , M^II) dürfen die γ_1 -fachen Beanspruchungen nicht überschritten werden.	Verhältnis der Verformungen unter γ_2 -fachen Lasten zu denen unter γ_1 -fachen Lasten ist begrenzt auf 4,5.
$\frac{N^II/A}{\gamma_1 \text{zul } \sigma_{DII}} + \frac{M^II/W}{\gamma_1 \text{zul } \sigma_B} \leq 1$	$\frac{f}{f} \text{ infolge } \gamma_2\text{-facher Lasten} \leq 4,5$ $f \text{ infolge } \gamma_1\text{-facher Lasten}$

Mindestr gheitsradien in Tragwerksebene, bezogen auf die Stablänge l

$i \geq l/150$ bei Einzelstäben	$i \geq l/175$ bei mehrteiligen, nicht verleimten St�ben	$i \geq l/200$ bei Verbandsst�ben
---------------------------------	--	-----------------------------------

Abb. 7: Theorie II. Ordnung

Das statische System muss planmässig mittig gedruckte Stäbe, sowie die planmässige Schrägstellung der Konstruktion darstellen. Es kann auch durchaus in einem weiteren Nachweis, bzw. durch eine

Parameter-Studie gezeigt werden, dass die planmäßige Vorkrümmung und Schrägstellung einen geringen Einfluss auf die Stabilität der gesamten Struktur hat. Diese zusätzliche Parameter-Studie hat den Vorteil, dass die Untersuchung von mehreren verschiedenen Vorkrümmungen verglichen wird, weil es bei komplexen Strukturen nicht gegeben ist, mit einfachen Ansätzen die optimale Vorkrümmung für jedes Bauteil festzulegen.

6.1 FE-Netz

Wenn mit Flächenelementen gearbeitet wird, muss darauf geachtet werden, dass die Ergebnisse auch konvergieren. Je nach Größe der finiten Elemente kann es zu unterschiedlichen Verformungen und Spannungen kommen. Aus diesen Gründen ist eine Parameterstudie notwendig, die die Variation der Aufteilung des Netzes zum Gegenstand hat. In Abb. 8 werden die Verformungen von drei Punkten je nach Größe der finiten Elemente von zwei verschiedenen Modellierungen gezeigt. In der linken Grafik sieht man, dass die Ergebnisse bereits mit einer Größe von 100 mm konvergiert sind, in der rechten Grafik jedoch, dass die Ergebnisse mit einer Größe von 50 mm noch nicht konvergiert sind. Dies kann auf einen Modellierungsfehler deuten.

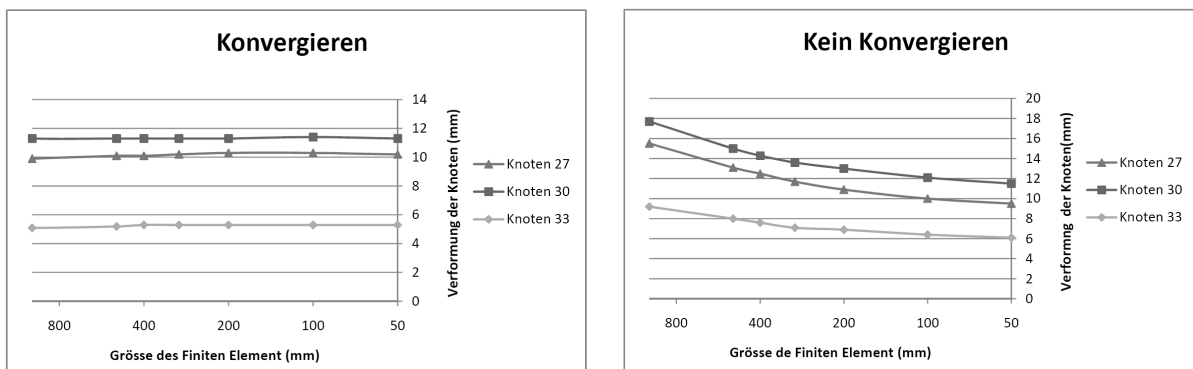


Abb. 8: Mögliche Ergebnisse bei verschiedenen Modellierungen, mit und ohne Konvergieren

6.2 Ergebnisse

Die Konstruktion, trotz ihrer relativ geringen Stärke von 60 mm, zeigt ein gutes Verhalten in Bezug auf die Stabilität. Die Ergebnisse sind mit einer Elementgröße von 100 mm konvergiert. Die zulässigen Spannungen werden nur sehr lokal, bzw. im Bereich der Auflagerpunkte der großen Öffnungen überschritten, was zu lokalen Verstärkungen führt. Die Modellierung zeigt jedoch nicht den optimalen Kraftfluss, es bestehen Konzentrationen in den Knoten. Es ist schwierig festzustellen, welcher Anteil zum Stabelement und welcher zum Flächenelement gehört.

7 RÄUMLICHE SANDWICHKONSTRUKTION MIT FLÄCHENELEMENTEN

Die vorherige Modellierung stellt nur eine Näherung dar:

1. Der Abstand von 240 mm der zwei Schichten wurde durch eine einzige Höhe von einem Element mit einer Dicke von 60 mm vereinfacht.
2. Die Modellierung der Längselemente ist nicht befriedigend, da diese den Kraftfluss nicht korrekt darstellt.

Folgende Modellierung erfolgt in zwei Schichten mit Flächenelementen von je 30 mm Dicke. Die Materialeigenschaften sind dem „Handbuch über Finnisches Sperrholz“ entnommen (siehe Abb. 9).

Tabelle 3-2. Birken-sperrholz							Char. Festigkeit						Mittl. E-Modul			
Aufbau	Querschnittsdaten						Biegung		Druck		Zug		Biegung		Zug und Druck	
	Nenn-dicke	Anzahl der Furniere	t mittl. mm	A mm ² /mm	W mm ² /mm	I mm ⁴ /mm	f _m N/mm ²	f _{m⊥} N/mm ²	f _c N/mm ²	f _{c⊥} N/mm ²	f _t N/mm ²	f _{t⊥} N/mm ²	E _m N/mm ²	E _{m⊥} N/mm ²	E _{t/c} N/mm ²	E _{t/c⊥} N/mm ²
	30	21	26.8	28.8	138	1991	38.1	34.6	26.7	25.3	38.5	36.5	9519	7981	8993	8507

Abb. 9: Handbuch über Finnisches Sperrholz

Zur Modellierung der Längselemente wurde ein weiteres Flächenelement mit einer Dicke von 60 mm verwendet. Damit die Extremitäten keine Kraft übertragen, werden an den Kreuzungen Liniengelenke voll gelenkig angenommen (Verschiebung und Rotation).

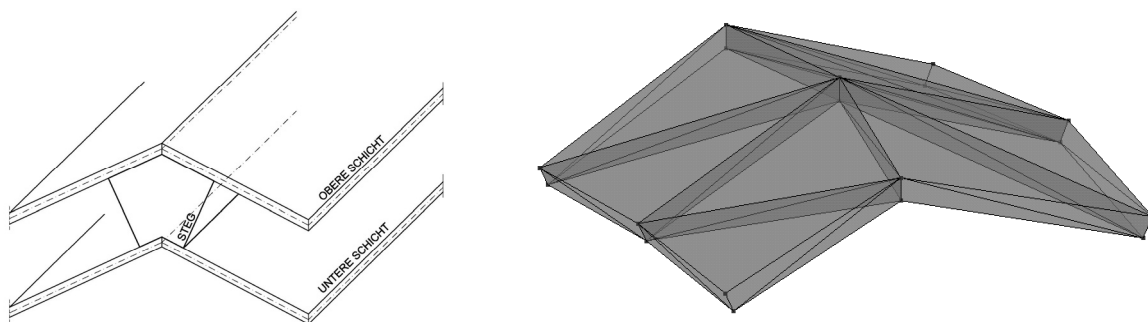


Abb. 10: Modellierung der Stege

7.1 Ergebnisse

Die Konstruktion zeigt ein gutes Tragverhalten, die maximale Verformung ist inkl. Kriechfaktor 44 mm, was kleiner als die zuverlässige Verformung bei einer Spannweite von 22.5 m ist.

Der Kräftefluss kann deutlich dargestellt werden (siehe Abb. 11); die zu übertragenden Kräfte sind n-x und n-xy, bzw Druck und Scherkräfte, die zur Bemessung der Anschlüsse herangezogen werden können. Die Spannungen sind wie zuvor über 90% der gesamten tragenden Fläche, weit unterhalb der zulässigen Belastung. Im Auflagerbereich sind Verstärkungen vorzusehen.

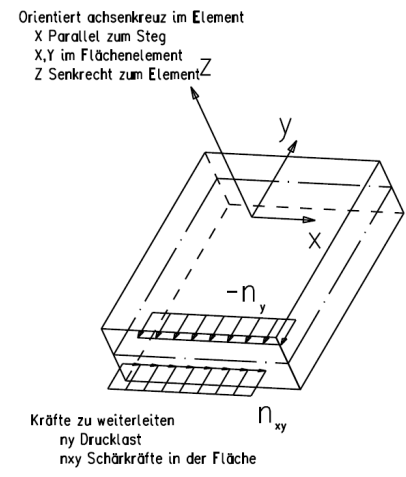
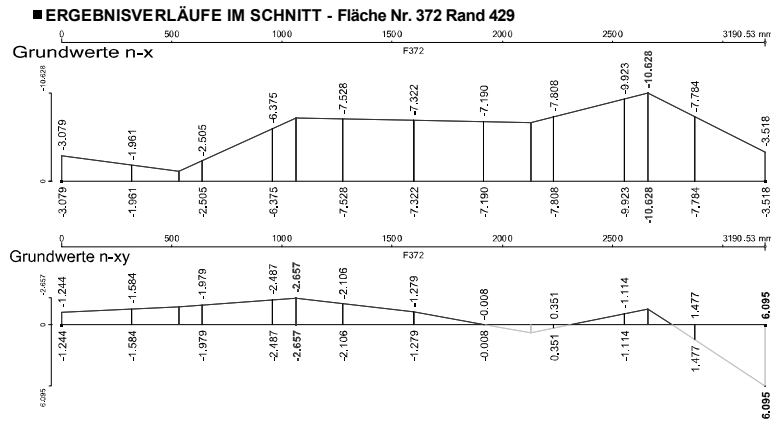


Abb. 11: Kraftfluss $n-x$ und $n-xy$ (kN/m) längs einer Verbindung

Abb. 12: Orientierung der Kräfte

7.2 Beulen der Sperrholzplatten

Ein wichtiger Punkt ist die Untersuchung des lokalen Beulens (Instabilität) der Plattenelemente. Die Brettsperrholzplatten haben eine Breite von 1,2 m. Zur Herstellung der Dreieckselemente sind zusätzliche Stöße und Verstrebungen (mit Rahmen) eingebaut. Das lokale Beulen der Elemente (zwischen den einzelnen Verstärkungen) muss geprüft werden. In diesem Fall wurde die kritische Beullast mit dem eigentlichen Belastungszustand in der Struktur verglichen. Zur Ermittlung dieses Wertes wird mit einem Ersatzsystem sowie einer Ersatzbelastung gearbeitet. Das System besteht aus einem rechteckigen Feld mit einer Größe von 1,2 m (Breite der Platten) auf 2.4 m (maximale Größe der Dreieckecke). Die vier Ränder werden als Festauflager senkrecht zur Ebene angenommen (siehe Abb. 13). Es wird eine symmetrische Belastung x und y angenommen. Als Anfangsbelastung wird eine Linienlast von 100kN/m angenommen. Die Eulerische Knicklast sowie die dazugehörigen Knickfiguren werden mittels einem FE-Programm ermittelt.

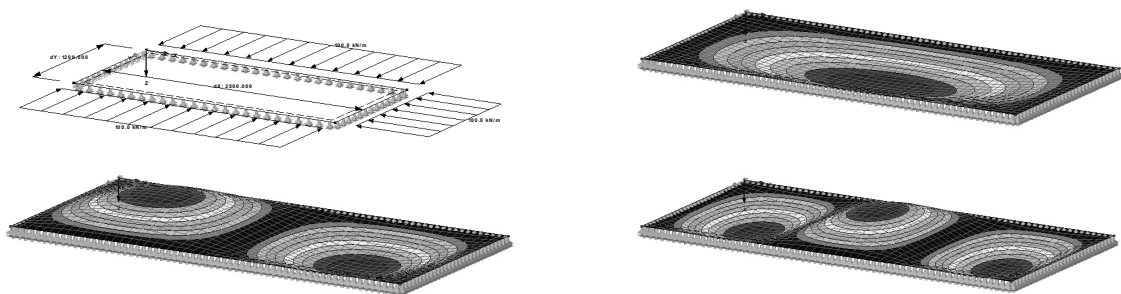


Abb. 13: Statisches Ersatzsystem und die drei ersten Knickfiguren

Die dazugehörigen Faktoren sind jeweils

Figur-Nr	Verzweigungslastfaktor
1	1.63
2	2.51
3	3.98
4	6.01

Der maßgebende Faktor ist 1.63; somit entsteht:

$$\text{Eine kritische Belastung } q_r = 100 \cdot 1.63 = 163 \text{ kN/m,}$$

bei einer Dicke von 30 mm also eine

$$\sigma_{cr} = 5,4 \text{ N/mm}^2 \leq f_{c,0,d}$$

Dieser Wert ist als die Eulerische Knicklast zu betrachten und muss mit einem Sicherheitsfaktor von versehen werden von $\gamma_R = 2.5$, der Nachweis gemäss Norm SIA 265.

$$\sigma_{c,0,d} / (\sigma_{cr} / \gamma_R) \leq 1.0$$

8 SCHLUSSFOLGERUNG

Die drei unterschiedlichen Modellierungen haben gezeigt, dass keine wesentlichen Unterschiede im Tragverhalten festzustellen sind. Die Bemessung der Elemente zeigt eine gleichwertige Spannung in den Flächenelementen von ca. 4.0 N/mm². Die Verformungen der drei Modellierungen sind quasi identisch, und weisen trotz stark unterschiedlichen Annahmen auf das gleiche Ergebnis hin. Diese Vorgehensweise war jedoch notwendig, um sicherzustellen, dass keine gravierenden Fehler bei der Modellierung auftreten. Des weiteren ist das letzte System das aufwendigste was die Modellierung betrifft und sollte also erst dann eingesetzt werden, wenn weniger aufwendige Modelle versagen oder nicht ausreichen.