

Die Stabwerkskuppel der Stockholm Globe Arena

Zusammenfassung

Der Beitrag berichtet über Entwurf und Ausführung eines ungewöhnlichen Bauwerks, das eine Herausforderung an die Entwicklung integrierter Bausysteme darstellt. Die Aufgabe konnte durch Einsatz neuer Konzepte und Absicherung durch Versuche bei Struktur und Eindeckung in wirtschaftlicher Weise gelöst werden.

Summary

The Reticulated Dome Structure of the Stockholm Globe Arena. The design and construction of an exceptional building will be discussed in this paper as a challenge for the development of integrated building systems. New concepts have been used and tests performed to solve the problems related to the structure and cladding in an economical way.

1 Das Bauwerk

Im Rahmen der Planung eines Sport- und Kulturzentrums in Stockholm wurde von den Architekten Berg eine zentrale Mehrzweckhalle in ungewöhnlicher Kugelform mit einem Durchmesser von ca. 110 m vorgeschlagen (Bild 1), die in einem Wettbewerb für die Ausführung ausgewählt wurde.

Dem Generalunternehmer HOVET Byggarne, einem Konsortium schwedischer Bauunternehmungen, lagen zwei alternative Lösungskonzepte für die Kugel vor:

1. eine rippenversteifte Stahlschale, über die in [1] berichtet wurde;
2. ein Raumfachwerk als Tragstruktur mit raumabschließenden Verbundplatten.

Die zweite Ausführung erwies sich als die für den Kunden insgesamt wirtschaftlichere Problemlösung.

2 Das Raumfachwerk-Konzept

Es beruht auf der Auflösung des Kontinuums in ein Stabwerk. Ist dieses Stabwerk auch unter der Annahme kugelgelenkiger Knoten stabil, so wird es im allgemeinen als Raumfachwerk bezeichnet [2]. Die Topologie der Raumfachwerke kann formal aus den regulären Polyedern abgeleitet werden [3]. Im vorliegenden Fall wurde ein zweilagig-zweiläufiges Grundnetz, das aus der Addition der Kanten (Stäbe) von Tetraedern und halben Oktaedern gebildet werden kann, verwendet und auf eine annähernd halbe Kugeloberfläche transformiert. Bei diesem Transformationsprozeß tritt das für Ringnetze typische Problem abnehmender Ringstablängen im Zenitbereich auf, das wie bei einem einlagigen Zonennetz [4] durch zweimalige Halbierung der Teilungszahl in den Ringen (Bild 2) gelöst wurde.

Die RFW-Struktur weist eine 96er Teilung an der Basis auf, die ca. 4,56 m über dem Äquator liegt (Bild 2). Diese Teilung ergibt max. Stablängen der Obergurt-Ringstäbe von 3,6 m. Die Stablängen der Meridiane wurden, unter Berücksichtigung der max. Produktionsbreiten der Verbundplatten, auf 4,675 m festgelegt und im Zenitbereich ausgeglichen. Zur Lagerung der Verbundplatten wurde in jedem Obergurttfeld ein Sekundärträger in Ringrichtung angeordnet. Daraus ergaben sich max. Plattenabmessungen von ca. 3,6 x 2,2 m im Bereich der Basis.

Dr.-Ing. Herbert Klimke, Leiter Bausysteme, Dipl.-Ing. Wolfgang Kemmer, Leiter Entwicklung und Dipl.-Ing. Nikolaus Rennon, Entwicklungingenieur, MERO Raumstruktur GmbH & Co., Steinachstraße 5, 8700 Würzburg.

Zur Verbindung der primären Ring- und Meridianstäbe aus Rechteckhohlprofilen (RHP) und der Raumdiagonalen wurden napfförmige Knoten aus geschmiedetem Stahl der Güte C45 vorgesehen, an die die Stäbe mit jeweils einer Schraube angeschlossen wurden [5]. Die Verbindung der Rundrohrstäbe des Untergurtes und der Raumdiagonalen entspricht der MERO-Bauart [6] mit Kugelknoten. Die sekundären RHP-Stäbe schließen direkt an die primären RHP der Meridian-Stäbe an (Bild 3).

Unterhalb des Äquators wird die Struktur von 48 kreisförmigen Rahmenstützen der Tribünenkonstruktion gebildet. Für die Auflager-Ausbildung mußten die Obergurte an der Basis nach innen (Durchmesser des Auflagertringes ca. 54,65 m) gezogen werden, um eine über die Basis durchgehende Auflagerung für die Platten zu realisieren.

3 Statik und Konstruktion

3.1 Lastfälle

Da der Anteil aus Eigengewicht an den für die Bemessung maßgebenden Stabkräften nur in wenigen Stäben 30% überschreitet und die übrigen Lasten wesentlich größere Streuungen sowohl der Verteilung als auch der Werte aufweisen, war für dieses Bauwerk die Festlegung der Lastannahmen von großer Bedeutung. Um eine wirtschaftliche Bemessung zu erreichen, war es notwendig, die Lasten so niedrig wie möglich anzusetzen, andererseits mußten die Sicherheitsanforderungen erfüllt werden. Für das Sicherheitskonzept wurde auf die vom Nordic Committee on Building Regulations - NKB - herausgegebenen „Guidelines for Loading and Safety Regulations for Structural Design“ vorgegriffen [7]. Diese Richtlinien geben die Möglichkeit, Teilsicherheitsfaktoren für die Überlagerung der Grundlastfälle zu benutzen.

Folgende Grundlastfälle wurden in der statischen Berechnung berücksichtigt:

- 1) Eigengewicht als Oberflächenlast von $g_1 = 0,85 \text{ kN/m}^2$ und $g_2 = 0,65 \text{ kN/m}^2$ (siehe Bild 4a).
- 2) Servicebrücke mit einer Gesamtlast (Eigengewicht und Verkehr) von $P = 2000 \text{ kN}$. Die Servicebrücke wurde über einen zentrischen Druckstab von ca. 35 m Höhe mittels eines Seilsystems an 16 Untergurttknoten symmetrisch abgehängt (V, R) (siehe Bild 4b). Für die vertikale

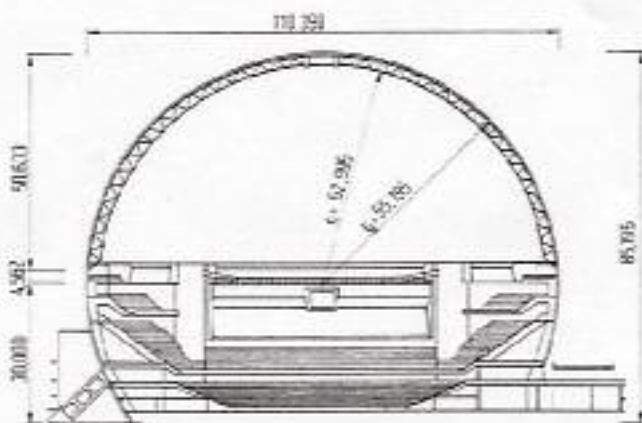


Bild 1. Abmessungen der Arena und Stabwerkskuppel (Entwurf)
Fig. 1. Dimensions of the arena and lattice dome

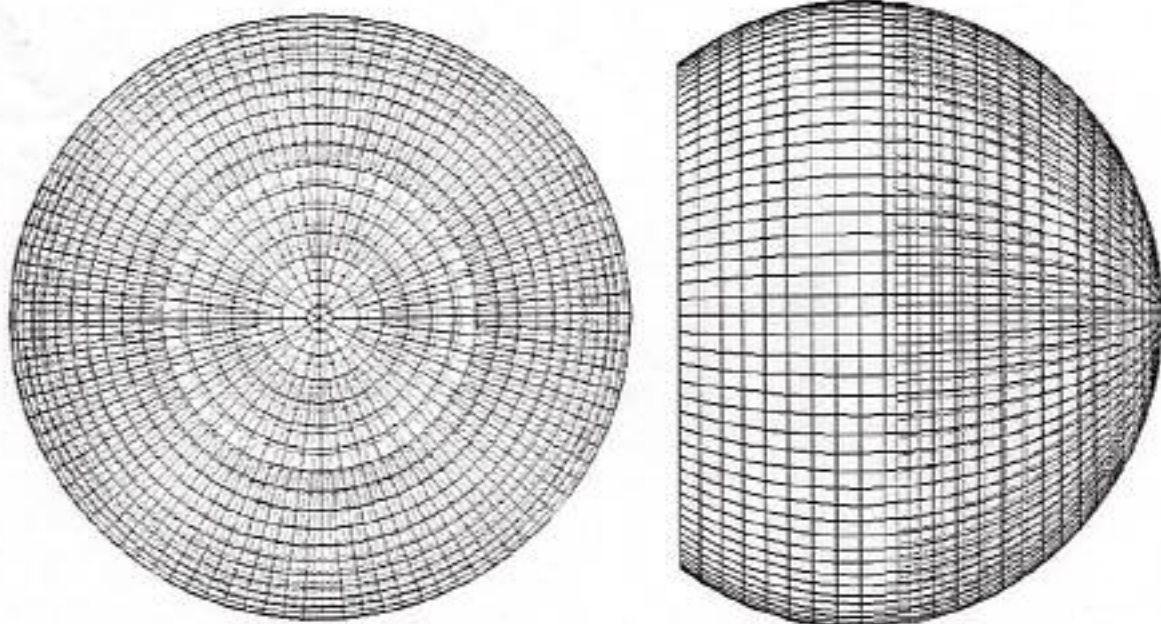


Bild 2. Geometrie der Stabwerkskuppel in Grund- und Aufriss
Fig. 2. Geometry of lattice dome in plan and elevation

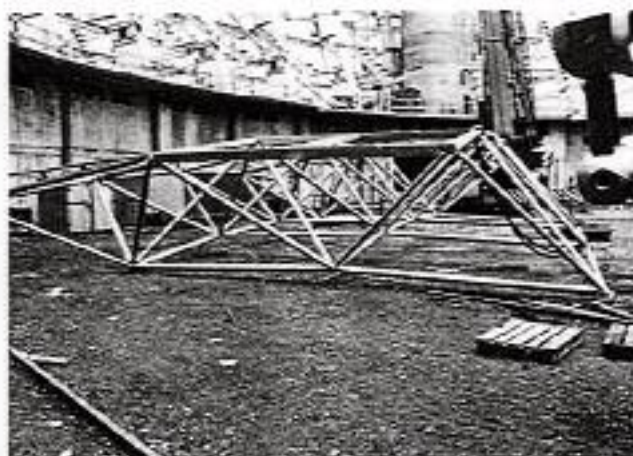


Bild 3. Vormontiertes Stabwerksfeld vor dem Einheben mit Autokran im Inneren der Arena
Fig. 3. Pre-assembled panel prior to lifting in-situ by mobile crane within the arena

Last P wurde eine Ausmittigkeit von 6 m berücksichtigt, die über (kleine) Horizontalkräfte H im Zenit und Äquator stabilisiert werden muß.

3) Außenplattform am Ring 16 mit $G = 60 \text{ kN}$ als Gesamtlast aus Eigengewicht und Verkehr.

4) Volle Schneelast, auf die Grundfläche bezogen, gleichmäßig verteilt bis zu einer Oberflächenneigung von 60° (siehe Bild 4c).

$$s = \mu_1 + s_0 = 0,8 + 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

5) Halbseitiger Schnee (siehe Bild 4d).

$$s = \mu_1 + s_1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

6) Unsymmetrischer Schnee.

Die Verteilung ist aus Bild 4e ersichtlich.

$$s_1 = \mu_2 + s_0 = \sqrt{1,5^\circ} = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = 0,5 + \mu_2 + s_0 = 0,5 + 1,5 = 1,125 \text{ kN/m}^2$$

7) Wind $p_w = c_w \cdot q_w$ mit einem Staudruck $q_w = 1,1 \text{ kN/m}^2$, und einer trigonometrischen Verteilungsfunktion nach der Formel:

$$c_w = a - b + \cos 2\Phi + (c + \sin 2\Phi + d + \sin 2\Phi) \cdot \cos \Theta \text{ mit } a, b, c, d - \text{Konstanten}$$

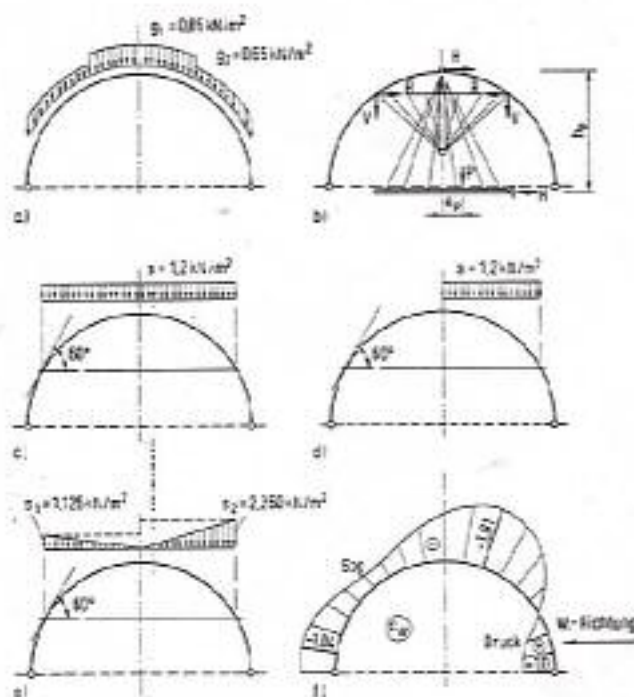


Bild 4. Übersicht über die Grundlastfälle

Fig. 4. Chart of basic load cases

Φ - Vertikalwinkel
 Θ - Horizontalwinkel,
die die in [8] mitgeteilten Ergebnisse annähernd erlaubt (Bild 4f).

8) Unterdruck im Innenraum der Kuppel

$$p_i = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

9) Eingeprägte Auflagerverschiebung in Radialrichtung, auf dem Umfang sinusförmig verteilt:

$$\Delta r = 60 + \sin \Theta \text{ [mm]}$$

Dieser Lastfall berücksichtigt die Auswirkungen der Verformungen der Tribüne bei ungünstigsten angenommenen antimetrischer Vertikalbelastung aus Verkehr.

Zusätzlich wurden die Auswirkungen des Ausfalls von Meridian- und Ringstäben des Ober- und Untergurtes in den kritischen Bereichen mit Hilfe von Einheitsvorspannlasten gerechnet, die die Kraftumleitung im Restsystem simulieren.

Ein Temperaturlastfall wurde wegen der hohen Wärmeisolation im Endzustand ($K = 0,3$) nicht berücksichtigt.

3.2 Analyse und Darstellung der Schnittlasten

Da eine stabweise (automatische) Bemessung die Rotation sämtlicher Lastfälle (die beiden ersten ausgenommen) für mindestens jeweils 12 Horizontalrichtungen (θ -Winkel) erforderlich gemacht hätte, wären etwa 120 Lastfälle entstanden. Wenn man berücksichtigt, daß zusätzlich für den Obergurt noch die Kombinationen mit den zugehörigen Biegemomenten und Lastfällen für verschiedene Montagezustände nachzuweisen waren, hätte dies eine unübersichtliche Datenmenge ergeben. Auch eventuell notwendig werdende nachträgliche Änderungen oder Anpassungen sowie die Berücksichtigung lokaler Zusatzlasten, wie z. B. einer umlaufenden Drehleiter, wären nur mit sehr großem Rechenaufwand möglich geworden. Deshalb wurde eine Auswertung und Bemessung für Stabgruppen (Meridian und Ringstäbe im Ober- und Untergurt, sowie Diagonalen) eines Segments durchgeführt. Dieses Vorgehen entspricht einer rotationssymmetrischen Bemessung. Durch grafische Darstellung der Stabkräfte für jeden Lastfall wurde ein übersichtliches Gesamtbild des Kräfteverlaufs vermittelt (Bild 5) und damit eine leichte Kontrollierbarkeit ermöglicht.

Es wurden drei Lastfallgruppen gebildet:

- Lastfall H : Hauptlasten Eigengewicht und Verkehr (Schnee)
 HZ1: H + Zusatzlasten Wind und Innensog (Unterdruck)
 HZ2: H + Sonderlasten Stabausfall und Auflager-verschiebung.

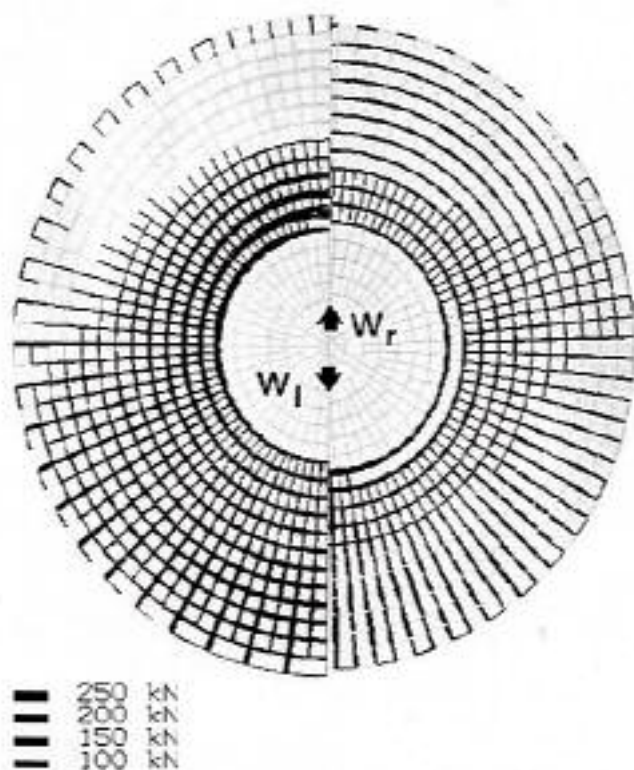


Bild 5. Stabkräfte im Obergurt und Untergurt im Montagezustand bei Windbelastung

Fig. 5. Forces in top- and bottom chord members due to wind load during erection

Tabelle 1. Reduktionsfaktoren
 Table 1. Reduction factors

LF-Kombi- nation	Sicher- heit	Eigen- gewicht	Schnee	Wind	Auflg- versch.	Stab- ausf.
H	1,5	1,0	0,667	-	-	-
HZ1	1,5	1,0	0,667	1,0	-	-
exceptional	1,5	1,0	1,0	0,25	-	-
HZ2	1,1	1,0	0,667	0,25	1,0	-
accidental	1,1	1,0	0,667	0,25	-	1,0

Die Reduktionsfaktoren, die sich für jede Lastfallkombination aus den Kombinationsbeiwerten und den Sicherheiten ergeben, sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Für die Ermittlung der maßgebenden Bemessungslasten wurden die jeweiligen max/min-Werte auf die H-Kombination normiert.

3.3 Verformungen und Stabilität

Die maximalen rechnerischen Verformungen der Struktur betragen in der Lastfallkombination HZ1 ca. 60 mm vertikal und 42,5 mm horizontal.

Diese geringen Werte erlauben es, auf einen Nachweis Theorie II. Ordnung für die Gesamtstabilität des Tragwerks zu verzichten.

Die Frage der dynamischen Stabilität wurde durch die Ermittlung der niedrigsten Eigenfrequenzen mit dem Rayleigh-Verfahren untersucht.

Die niedrigste Eigenfrequenz wurde für die dem Lastfall Auflagerverschiebung (9) entsprechende Eigenform zu ca. 4 Hz unter Berücksichtigung der Masse der abgehängten Brückenkonstruktion (2) ermittelt und liegt damit außerhalb einer denkbaren Anregung.

3.4 Nachweiskonzept

Das Nachweiskonzept konnte sinngemäß an die MERO-Zulassung [6] angelehnt werden. Diese löst das Problem der Biegebelastung von querbelasteten Stäben in Raumfachwerken durch impliziten Bezug auf den statischen Traglastsatz mit der Annahme gelenkiger Lagerung der Stäbe.

Den Bemessungslasten werden die Grenztragfähigkeiten der Bauelemente (Knoten und Stäbe mit ihren Anschlüssen) gegenübergestellt.

Ein Sonderproblem stellte die Ermittlung der Grenztragfähigkeit der Anschlüsse dar. Für die Verbindung der Primärobergurtstäbe mit den Napfknoten wurde das Nachweisverfahren der Zulassung für die Einschraubanschlußtechnik auf RHP-Anschlüsse erweitert. Insbesondere für den Anschluß der Meridianstäbe wurde eine fertigungs- und montagefreundliche Ausführung (Bild 6) gewählt, die nur mit einem Teil des Profilquerschnitts an den Napfknoten anliegt. Durch diese Ausführung konnten auch die Knotenrößen minimiert werden.

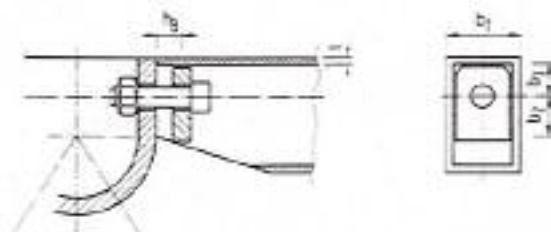


Bild 6. Anschluß eines Meridian RHP-Stabes an einen Napfknoten
 Fig. 6. Connection of a meridian RHP member to a cup node

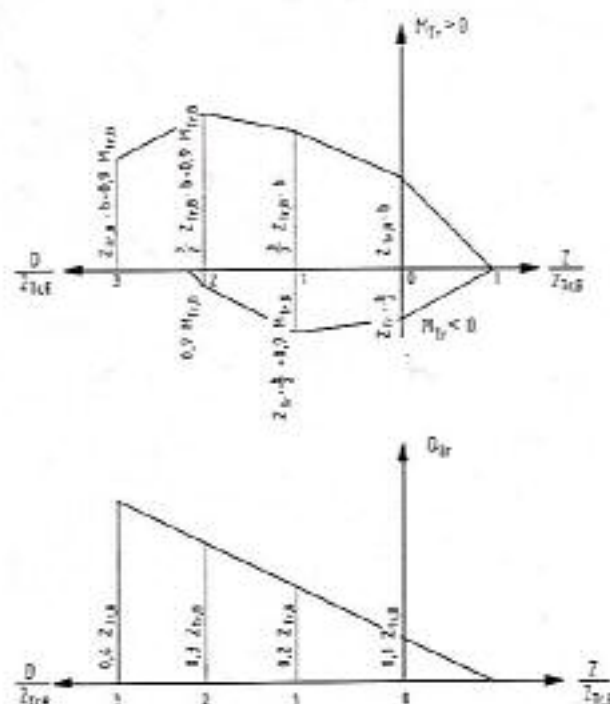


Bild 7. Grenztragfähigkeiten M_{T_i} und Q_{T_i} unter der vereinfachten Annahme $b_2 = b_3 = b$ und $D_{T_i,1} = D_{T_i,2} = D_{T_i,3} = Z_{T_i}$ (s. a. Bild 6)
Fig. 7. Capacities M_{T_i} and Q_{T_i} for the simplified assumption $b_2 = b_3 = b$ and $D_{T_i,1} = D_{T_i,2} = D_{T_i,3} = Z_{T_i}$ (see also Fig. 6)

3.4.1 Grenztragfähigkeit der Anschlüsse

3.4.1.1 Grundgrößen

Für den Anschluß des Bildes 6 ergeben sich folgende Grundgrößen zur Ermittlung der Grenztragfähigkeiten für Biegung (M_{T_i}) und Schub (Q_{T_i}):

- $D_{T_i,1}, D_{T_i,2}, D_{T_i,3}$ die Grenztragfähigkeiten der Teilanlageflächen (b_1, b_2 und b_3)
- $Z_{T_i,B}$ die Zug-Grenztragfähigkeit des Bolzens
- $M_{T_i,B}$ die Biege-Grenztragfähigkeit des Bolzens für $Z = 0$
- $Q_{T_i,B} = M_{T_i,B} / h_B$ die Schub-Grenztragfähigkeit des Bolzens (Hebelarm h_B)

3.4.1.2 Fallunterscheidungen

Für die Einzelschweisse müssen die Belastungsfälle Druck und Zug sowie positive und negative Anschlußmomente unterschieden werden.

3.4.1.3 Grenzfälle

Aus der Ausnutzung der Teilanlageflächen und der Bolzen ergeben sich Stützstellen der Grenztragfähigkeiten. Zusätzlich muß berücksichtigt werden, daß äußere Zugkräfte die Bolzentragfähigkeit abmindern ($Z_{T_i,B} - Z$) und Druckkräfte diese erhöhen ($Z_{T_i,B} + D$), resp. Zugkräfte die Grenztragfähigkeiten der Teilanlageflächen erhöhen ($D_{T_i} + Z$) und Druckkräfte diese abmindern ($D_{T_i} - D$). Bild 7 gibt den qualitativen Verlauf der Grenztragfähigkeiten unter vereinfachten Annahmen wieder.

Die aufnehmbaren Grenzquerkräfte ergeben sich für den Anschluß mit Reibschluß in Analogie zu einem Anschluß mit unbekannter Vorspannung als Minimum der Grenzfälle von

- Bolzentragfähigkeit und
- Reibkraft:

$Q_{T_i} = \text{Min} (0,9 Q_{T_i,B}, 0,1 Z_{T_i,B})$



Bild 8. Versuche zur Überprüfung der Grenztragfähigkeiten an RHP-Stäben $150 \times 100 \times 8$ mit Bolzen M27/10.9
 a und d sind gelenkig, b und c eingespannt gelagert
Fig. 8. Tests for determining the capacities of RHP members $150 \times 100 \times 8$ with bolts M27/10.9
 a and d are pinned, b and c are rigidly fixed

Durch Versuche wurde festgestellt, daß die 0,9fachen Werte von $M_{T_i,B}$ und $Q_{T_i,B}$ gleichzeitig aufgenommen werden können.

Die äußeren Druckkräfte erhöhen die aufnehmbaren Querkräfte (+0,1 D), äußere Zugkräfte mindern sie mit dem Faktor $(1 - Z/Z_{T_i})$ ab.

3.4.2 Versuche

Zur Absicherung des Bemessungskonzeptes mußte die Rotationskapazität der Anschlüsse unter statischer und niedrigzyklischer Belastung überprüft werden.

3.4.2.1 Statische Belastung

Zur Erfassung des Anschlußverhaltens wurden 2×2 Versuche an RHP $150 \times 100 \times 8$ /St52 mit gelenkigen und festeingespannten Randbedingungen jeweils mit axialer Druck- und Zugbelastung durchgeführt. Der Druckbelastung wurde eine nach außen wirkende (Sog-)Querbelastung durch eine Einzellast im Verhältnis 1/0,045 (das sich aus der Statik ergab) überlagert. Im gleichen Sinn wurde der Zugbelastung eine nach innen wirkende (Druck-)Querbelastung im Verhältnis 1/0,06 resp. 1/0,12 überlagert (Bild 8 und Tabelle 2).

Die Ergebnisse der Versuche sind in guter Übereinstimmung mit den Werten, die sich aus dem Nachweis-konzept ergeben, wenn die gemessenen Grenzfestigkeiten (540 N/mm^2 Bruchspannungen für St52 resp. 491 kN Bruchlast für die Bolzen M27/10.9) in der Nachrechnung des gelenkig gelagerten Rechenmodells verwendet werden.

Tabelle 2. Versuchsergebnisse

Table 2. Test results

Test	Last	Q/N	Randbed.	Grenzlast		Versagen
				N [kN]	Q [kN]	
1	Druck	0,045	gelenkig	710	32	Fließen der Kontaktzone
2	Druck	0,045	fest	950	45	Fließen der Kontaktzone
3	Zug	0,06	fest	470	28	Bruch des Bolzens
4	Zug	0,12	gelenkig	480	58	Bruch des Bolzens

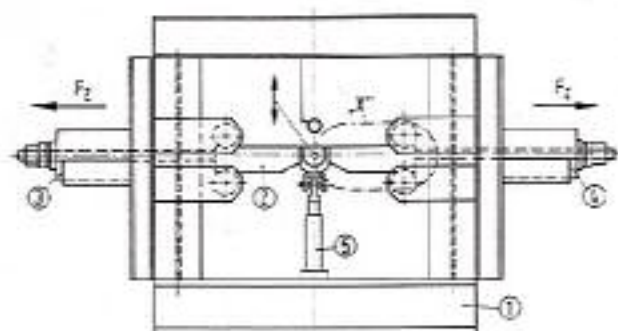


Bild 9. Versuchsvorrichtung für wechselnde Querbelastung mit gleichzeitiger konstanter Zugkraft F_z .
1 - Stützrahmen; 2 - Versuchskörper; 3 und 4 - 1000 kN Hohlkolbenzylinder; 5 - 100/200 kN Zylinder mit Umkehrwirkung; X - Detail des Versuchskörpers nach Bild 6

Fig. 9. Test rig for variable lateral loading with simultaneous constant axial tension F_z .
1 - supporting frame; 2 - specimen; 3 and 4 - 1000 kN hollow piston cylinder; 5 - 100/200 kN cylinder with reciprocal action; X - details of the specimen after Fig. 6

Bei der zweiten Belastungsgruppe (Zug) klaffen die Anschlüsse im Grenzzustand bei beiden Versuchen, so daß keine Einspannungen vorhanden waren und (fast) gleiche Grenzlaster in der Nähe der Bolzenfestigkeit für beide Randbedingungen erreicht wurden. Die Versuche wurden am Institut für Stahlbau der KTH Stockholm durch Prof. Höglund durchgeführt.

3.4.2.2 Niedrigzyklische Belastung

Zur Absicherung gegen fortschreitendes Versagen bei wechselnder Querbelastung wurden Biegewechselversuche in einer Versuchsvorrichtung der Firma MERO (Bild 9) durchgeführt. Die Vorrichtung erlaubt das Einprägen alternierender Biegewinkel bei gleichzeitiger Zugbelastung der Anschlüsse. Es wurden die max. Biegewinkel ermittelt, die von den Anschlüssen mindestens 10⁴mal bei gleichzeitiger Wirkung konstant wirkender Zugkräfte aus Gebrauchslasten ertragen werden konnten. Diese wurden der Bemessung der RHP-Stäbe zugrunde gelegt.

3.4.2.3 Versuche an Knoten

Die Festigkeit der geschmiedeten Napfknoten der Güte C45 wurde durch ein- und zweiachsige Versuche geprüft. Die Versuche zeigten bei Bemessungslasten mit 2facher Sicherheit linear-elastisches Verhalten. Zur Absicherung der Wintermontage wurden die Versuche auch mit Prüfkörpern durchgeführt, die auf -40 °C abgekühlt wurden.

3.5 Montagenachweise

Die Montage begann mit dem auf ca. 35 m Höhe liegenden Auflagering (Basis, Ring 1) und erfolgte ringweise bis zum Schließen der Kuppel im Zenit auf einer Höhe von ca. 85 m. Parallel zur Strukturmontage und in einem Abstand von ca. 3 Ringen erfolgte die Montage der Eindeckung. Dadurch ergab sich für die offene Struktur eine hohe Windbelastung. Zwei Montagezustände wurden mit folgenden Annahmen gerechnet:

1. Die Struktur bis Ring 6 montiert, mit einem fehlenden Stab im 6. Ring und vollständiger Eindeckung bis zum 5. Ring.
2. Die Struktur bis Ring 13 montiert, mit einem fehlenden Stab im Ring 13 und vollständiger Eindeckung bis zum 12. Ring.

Als Lasten wurden Eigengewicht, voller Wind und Innensog (Unterdruck) angesetzt. Die Stäbe wurden auf 1,4fache Sicherheit geprüft. Eine Änderung der für den Endzustand erfolgten Bemessung war nicht erforderlich.

4 Die Eindeckung

Schon in der Akquisitionsphase wurde deutlich, daß bei diesem Bauwerk nur eine elementierte Eindeckung in Frage kommen konnte und Fehler im Abdichtungssystem irreparabel sein könnten. Für den Wettbewerbserfolg war ausschlaggebend, daß:

- Probleme der Eindeckung im Vorfeld erkannt wurden und
- dem Bauherrn die integrierte Problemlösung für Struktur und Eindeckung angeboten werden konnte.

Das technische Risiko für die Eindeckung wurde besonders hoch eingeschätzt und erforderte deshalb ein aufwendiges Versuchsprogramm zur Absicherung der Funktionalität, insbesondere der Abdichtung.

4.1 Die Verbundplatten

Für die Eindeckung wurden ALUCOPAN-Verbundplatten Typ NL, ein patentiertes Produkt der schweizerischen LMS AG, Alusuisse, verwendet. Sie bestehen aus zwei 1,5 mm dicken Aluminiumblechen mit einem synthetischen Kernmaterial aus einer Mischung von expandierten Polystyrol-Kugeln, einem Zweikomponentenkleber und Füllstoffen. Das vorbereitete Trockengemisch wird auf besonderen Fertigungsanlagen in Formen zwischen die beiden fertig vorbereiteten Deckschichten gefüllt. Durch Einwirkung von Druck und Wärme entsteht dann eine polyedrisch homogene Zellstruktur, die den Schubverbund mit den Deckschichten gewährleistet. Das Kernmaterial hat eine Rohdichte von 110 kg/m³, die Druckfestigkeit und Schubfestigkeit betragen 0,5 N/mm².

Unter Berücksichtigung der klimatischen Verhältnisse (an der Oberfläche sind Temperaturschwankungen von -45 °C bis +70 °C zu erwarten) kam eine 145 mm dicke Platte mit einer Wärmedurchgangszahl $k = 0,3 \text{ W/m}^2\text{K}$ zum Einsatz. Dieser k -Wert mußte auch im Fugenbereich erreicht werden.

4.2 Die Abdichtung

Folgende wesentliche Anforderungen wurden an die Abdichtung gestellt:

- Wasserdichtheit nach innen
- Dampfdichtheit von innen
- Kondenswasserableitung
- Berücksichtigung möglicher Eisabgänge
- Keine Schmutzablagerungen durch Wasserstau
- Verhinderung des Flammenüberschlags in den Fugen
- Ästhetisch befriedigende Ausführung.

Ein Problemkatalog diente als Basis für das Auffinden möglicher Schwachstellen. Zur Absicherung und zur Risikominimierung mußte ein detailliertes Versuchsprogramm durchgeführt werden, bei dem auch die praktischen Montagebedingungen berücksichtigt wurden.

4.3 Die Versuche

Das Versuchsprogramm hatte zum Ziel, die Tragfähigkeit und die Dichtigkeit der Eindeckung zu prüfen. Dazu wurden in den Prüflabors der Firma Alusuisse in Neuhausen/CH

- Bauteilversuche und
- Systemversuche

durchgeführt.

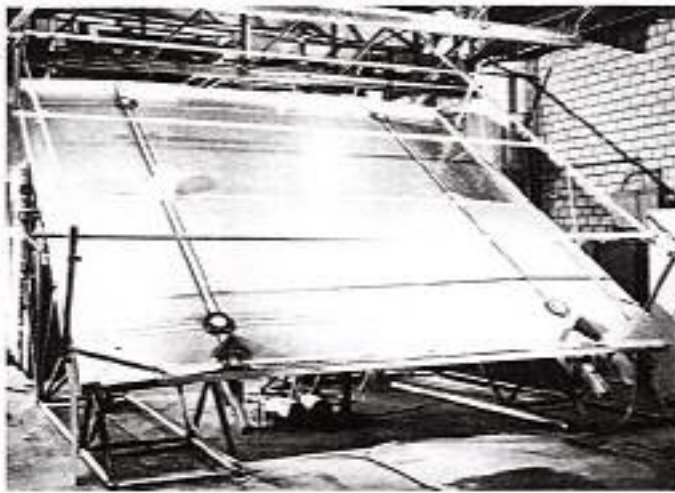


Bild 10. Versuchsaufbau mit Beregnungsanlage für die Systemprüfung der Eindeckung im Forschungsinstitut der Alusuisse in Neuhausen/CH. Foto Alusuisse

Fig. 10. Sprinkler array rig for system-testing of the cladding at the research dept. of Alusuisse in Neuhausen/Switzerland. (Picture: Alusuisse)

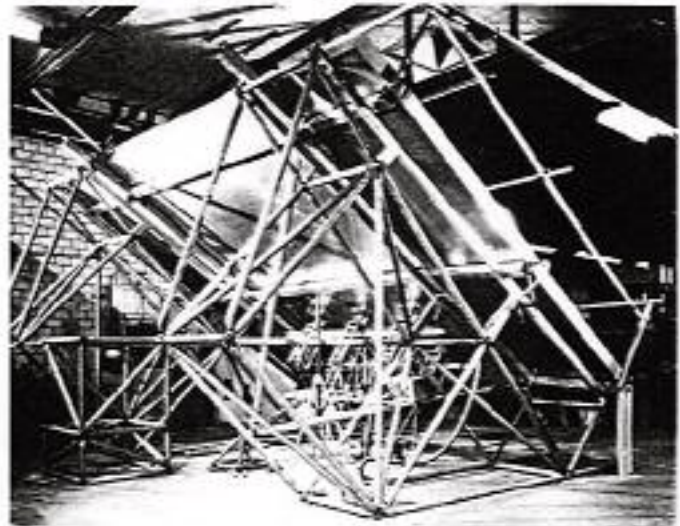


Bild 11. Versuchsaufbau mit Abstützkonstruktion zur Querbelastung der Alucopan-Verbundplatten. Foto Alusuisse

Fig. 11. Test arrangement with supporting structure for Alucopan-sandwich sheets being subjected to transverse loading (Picture: Alusuisse)

4.3.1 Die Bauteilversuche

Sie umfaßten die statische und thermische Prüfung der ALUCOPAN-NL-Verbundplatten bei Querbelastung und einseitiger Erwärmung. Die Formänderungen der Platten und die daraus resultierenden Fugenbewegungen, die bei der konstruktiven Festlegung des Abdichtungssystems zu berücksichtigen waren, wurden ermittelt.

An Verbundplatten mit den Abmessungen $3600 \times 2166 \times 145$ mm wurden bei einer Belastung von 600 mm WS (ca. 2fache Sicherheit) und einer maximalen Temperaturdifferenz von 55°C zwischen Warm- und Kaltseite max. Verformungen von 2,9 mm in Plattenmitte gemessen.

Das Verhalten der Anschnittflächen der ALUCOPAN-Platten im Bereich der Fugen bei Feuchtigkeit und Eisbildung wurde in einer weiteren Bauteilprüfung ermittelt. Zu diesem Zweck wurde die mit einem Isoliermaterial ausgestopfte Fuge zwischen zwei ALUCOPAN-Plattenabschnitten unter Wasser gesetzt und in einer Kältekammer einseitig auf -30°C abgekühlt. Nach 40 Frost-Tau-Zyklen konnte keinerlei Veränderung an den Anschnittflächen der Platte festgestellt werden.

4.3.2 Die Systemversuche

Nach Festlegung der Fugenabdichtung wurde diese im Zusammenbau auf Dichtigkeit und Montierbarkeit geprüft. Zu diesem Zweck wurde auf einem Hilfsgerüst ein Kuppelausschnitt im Maßstab 1:1 errichtet und mit Originalteilen eingedeckt (Bild 10). Alle erwarteten Bewegungen der Platten aus äußeren Belastungen wurden durch 6 Pneumatikzylinder simuliert (Bild 11). Die Dichtigkeitsprüfungen wurden auch bei pulsierender Belastung (Frequenz 3/min) vorgenommen.

Bei den Versuchen wurden alternative Ausbildungen der Meridian- und Ringfugen sowie der Primär- bzw. Sekundärknoten verglichen. Dadurch wurden Schwachstellen erkannt und Lösungen für die endgültige Ausführung des Abdichtungssystems abgeleitet, die nach Abschluß der Prüfungen beim Schweizer „Amt für geistiges Eigentum“ unter der Nummer 3419/87 als Multibarrieren-Abdichtungssystem mit dem Schweizer Hersteller der EPDM-Abdichtungsprofile, der Firma Dätwyler, zum Patent angemeldet wurden.

5 Fertigung und Montage

Ein bekanntes Problem elementierter Stabwerkskuppeln ist die Einhaltung der geometrischen Sollform. Auch wenn die Einhaltung der Geometrie nicht das primäre Ziel ist, so ist es doch gleichbedeutend mit der Problematik des zwängungsarmen Schließens bei ringweiser Montage des Stabwerks, das sich nur durch Einhaltung enger Toleranzen bei der Fertigung gewährleisten läßt. Im vorliegenden Fall waren beide Probleme wegen der engen Toleranzen der Eindeckung gleich wichtig.

5.1 Fertigung

Durch die Auflösung des Tragwerkes in Knoten und Stäbe und den Formschluß dieser Bauelemente lassen sich hohe Genauigkeiten durch fabrikmäßige Fertigungsmethoden realisieren. Dies trifft in besonderer Weise auf die NC-Fertigung der Knotenteile zu, bei der Maschinentoleranzen realisiert werden können.

Ein Problem stellte die Festlegung und Einhaltung ähnlicher Genauigkeiten bei der Stabfertigung hinsichtlich

- der Einhaltung der Stablängen und
- der Ebenheit der Anlageflächen dar.

Bei der Ausführung wurden durch Optimierung des Zuschnitts und der Schweißarbeiten durchweg geringere Toleranzen als 1 mm erreicht, die durch 100%ige Überprüfung gesichert wurden.

Die fabrikmäßige Fertigung der Verbundplatten stellte besondere Probleme nur im Bereich der in die Verbundplatten integrierten Fenster. Der Zenitbereich mit den notwendigen Rauchabzügen wurde in konventioneller Trapezblechbauweise gelöst.

5.2 Montage

5.2.1 Struktur

Die Montage begann mit dem Zusammenbau von Einheiten aus 4×4 Feldern am Boden (Bild 3), die dann mit einem Baukran vom Inneren der Arena aus auf jeweils 2 Lager der Kuppel gehoben wurden (Bild 12). Nach dem Schließen des 1. Ringes wurden die Lagerpunkte ausgerichtet und durch Verschweißen der Lagerplatten auf der Unterkonstruktion



Bild 12. Montage der vormontierten Einheiten mit Autokran vom Inneren der Arena

Fig. 12. Erection of pre-assembled units by mobile crane from within the arena



Bild 13. Montage vormontierter Einheiten aus zwei Gurt- und Diagonalmembern und einem Knoten mit einem fahrbaren Hilfsgerüst

Fig. 13. Erection of pre-assembled units consisting of two chord and diagonal members and including one node, by use of movable scaffolding

arretiert. Die weitere Montage erfolgte im freien Vorbau mit kleinen vormontierten Einheiten, die jeweils aus einem Knoten (Napf oder Kugel) und zwei Gurten (Obergurt oder Untergurt) und zwei Diagonalen bestanden. Als Montagegerüste wurden 2 umsetzbare Hilfsgerüste (Bild 13) verwendet, die in jedem Ring umlaufen konnten und den Zugang zu den Knoten ermöglichten.

Zum Transport der vormontierten Einheiten, wie auch zum Umsetzen der Hilfsgerüste wurden Turmdrehkräne benutzt, die im Inneren der Arena angeordnet waren (Bild 14).

Die Minimierung des Gerüstaufwandes wurde durch das Raumbachwerk-Konzept und die ausschließliche Verwendung von Einschraubenanschlüssen ermöglicht. Die Montage des Stabwerks wurde im Juli 1987 begonnen und im Dezember des Jahres trotz langer Schlechtwetterperioden, insbesondere starker Winde, abgeschlossen.

5.2.2 Eindeckung

Durch die Elementierung der Eindeckung konnte die Montage parallel mit dem Stabwerk durchgeführt werden. Die EPDM-Abdichtprofile für die Auflage der Verbundplatten wurden als H-förmige Einheiten vom Hersteller angeliefert. Die Profile der äußeren Fugenabdichtung wurden in einem Vormontagezelt auf die Befestigungsleisten aufgezogen. Als Montagegerüst für den Einbau dieser Teile und der Verbund-

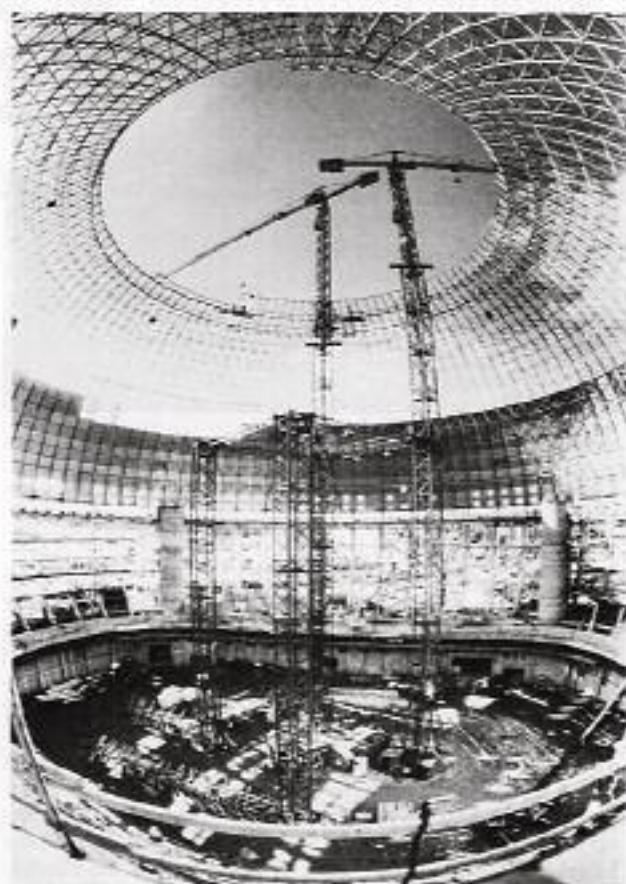


Bild 14. Die Stabwerkskuppel während der Montage mit Turmdrehkränen und jeweils einem Hilfsgerüst für die Montage des Stabwerks und der Eindeckung, Foto Expressen

Fig. 14. The lattice dome during erection: with rotating tower cranes and auxiliary scaffold structures used for fixing of structure and cladding (Picture: Expressen)



Bild 15. Montage einer Verbundplatte mit einem fahrbaren zweiteiligen Hilfsgerüst. Einheiten der Platte in horizontaler Lage durch Turmdrehkran

Fig. 15. Erection of a sandwich sheet using a movable two-part scaffolding. Panel is lifted in horizontal position by tower crane

platten wurden analog zur Strukturmontage zwei Hilfsgerüste benutzt, die jeweils aus 2 in Ringrichtung beweglichen Teilgerüsten und 3 Montageplattformen bestanden (Bild 15).

Nach dem Auslegen der Auflagerbänder wurden die Verbundplatten (wegen der Windeinwirkung in horizontaler

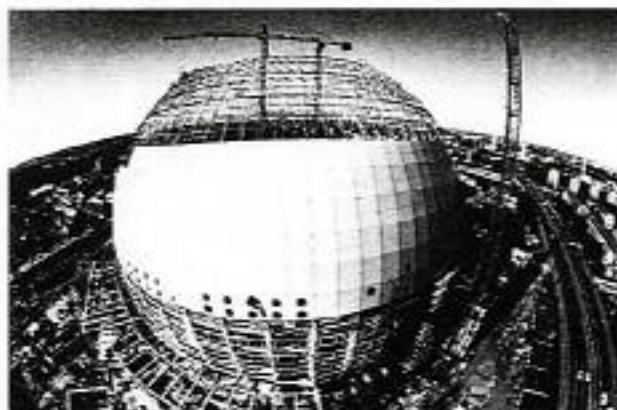


Bild 16. Überblick über die Kuppelmontage im fortgeschrittenen Zustand. Foto: Expressen

Fig. 16. View of the dome at advanced stage of erection (Picture: Expressen)

Lage) eingehoben. Nach dem Klappen und Auflegen der Platten wurden die Teilerüste zusammengeführt und die Platten mit Hilfsvorrichtungen befestigt. Anschließend konnten die jeweils vorhandenen Fugen mit den Abdeckleisten geschlossen werden. Das Anziehen der Leisten wie der Tellerichtung über den Knotenpunkten erfolgte mit Rücksicht auf die Relaxation des EPDM-Materials der Auflage- und Abdichtleisten in Stufen. Dazu mußte eine zeitlich versetzte Zugangsmöglichkeit zu den Fugen über eine Hängeleiter (s. Bild 15) ermöglicht werden. Trotz der Neuartigkeit der Fugentechnik konnte bis zum Jahresende 1987 die Eindeckung oberhalb des Basisringes bis auf den Zenitbereich (s. c.) vollständig montiert werden. Die Elementierung der Einbauteile und die ausschließliche Verwendung einer Fugentechnik ohne nachträgliche Versiegelungsarbeiten erlaubte die Minimierung des Gerüstaufwandes in Analogie zur Strukturmontage.

6 Dokumentation

6.1 Mengengerüst

6.1.1 Die Stabwerkskuppel hat eine (auf die äußere Knotenkugel bezogene) Oberfläche von 17 550 m² und besteht aus 12 765 Stäben,

- davon 2 766 RHP des Obergurtes
- 1 584 RHP der Sekundärstäbe
- und 8 415 Rundrohrstäbe des Untergurtes und der Diagonalen
- sowie aus 2 953 Knoten,
- davon 1 471 Napfknoten,
- 1 434 Kugelnknoten,
- und 48 Auflagerknoten.

Das Gesamtgewicht des Stabwerkes beträgt ca. 560 t, das entspricht einem Flächengewicht von ca. 32 kg/m² Oberfläche resp. 64 kg/m² Grundfläche.

6.1.2 Die Eindeckung hat eine Oberfläche von 23 365 m² und besteht aus 3 693 Verbundplatten, davon 2 880 oberhalb des Basisringes mit 145 mm Dicke und 16 965 m² und 813 unterhalb des Basisringes mit 40 mm Dicke und 6 400 m², sowie aus 40 200 m EPDM-Abdichtprofilen, davon 20 100 m Auflageprofile und 8 700 m Meridian-Fugenprofile, sowie 11 400 m Horizontal-Fugenprofile.

6.2 Beteiligte Firmen

- Generalunternehmer:
HOVETBYGGARNA (ABV, BYGG PAUL, SIAB)
Architekten:
BERG Arkitekt Kontor AB, Stockholm/S
Ingenieur:
Carl Eric Bröms, Jacobsen und Widmark AB, Lidingö/S
Prüfer:
Professor Torsten Höglund, KTH Stockholm/S
Bauüberwachung:
Dr. Göran Alpstu/STÄHL BYGGNADS KONTROLL AB, Saltsjöbaden/S
Sublieferant der Stabwerkskuppel und Eindeckung:
MERO Raumstruktur GmbH & Co. Würzburg mit LMS AG/Alusuisse, Neuhausen/CH und Dätwyler AG, Aitdorf/CH
Sublieferanten der Strukturmontage:
AP: s Verkstäder i Sala AB, Sala/SF
der Eindeckungs montage: NN-BOLAGEN, Bandhagen/S
der Montagegeräte: FALK AB, Järfalla/S
der Kräne: KRAMO Montage AB, Piteå/S

7 Danksagung

Den Entwicklungsingenieuren der Firmen LMS und Dätwyler sowie allen Beteiligten der Firma MERO, sei für das große Engagement und dem Generalunternehmer für die gute Zusammenarbeit gedankt, ohne die diese Bauaufgabe in dem vorgegebenen Zeitrahmen nicht zu bewältigen gewesen wäre.

Literatur:

- [1] Hammerström, L., und Samuelsson, L. Å.: Unique Thin Walled Shells with Large Span Used as Roofstructure, 13. IVBH-Kongress, Helsinki 1988, p. 839-844.
- [2] Göppl, K.: Das Fachwerk im Raum, Teubner, Leipzig, 1892.
- [3] Klinka, H.: Entwurfsoptimierung räumlicher Stabwerksstrukturen durch CAD-Einsatz, Bauingenieur 61 (1986), p. 488-489.
- [4] Klinka, H.: Zum Stand der Entwicklung der Stabwerkskuppeln, Der Stahlbau 52 (1983), S. 257-262.
- [5] Klinka, H., und Höglund, T.: Single-Bolt Semi-Rigid Connections in Space Frames, 13. IVBH-Kongress, Helsinki 1988, p. 723-728.
- [6] Zulassung der MERO-Bauart, Institut für Bautechnik, Berlin, 1986.
- [7] NKB Report No. 55E, June 1987.
- [8] Schönbach, W.: Netzkuppeln als Radome, Der Stahlbau 38 (1969), S. 33-42.