

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 88 (1970)
Heft: 10: 2. Sonderheft "Stahlbau in der Schweiz"

Artikel: Erweiterung der Fabrikanlagen von Brown Boveri in Birr
Autor: Schneeberger, B. / Bäuerlein, B.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84444>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les editors ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 06.02.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Zweites Sonderheft «Stahlbau in der Schweiz»

Dem letzten Heft wurde auf S. 167 eine Übersicht über die früher veröffentlichten Stahlbau-Sonderhefte der SBZ vorangestellt. Darin fehlt die Erwähnung des Heftes 9 des

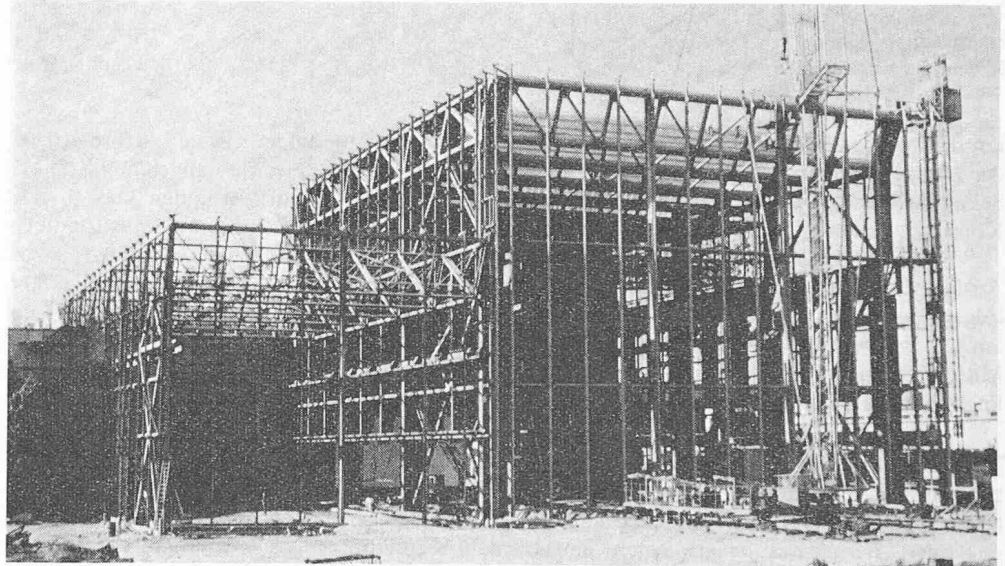
78. Jahrganges, mit Datum vom 3. März 1960. Somit geschieht es jetzt zum sechsten Mal, dass die SBZ diesem Thema Sonderhefte widmet.

Erweiterung der Fabrikanlagen von Brown Boveri in Birr

DK 624.94.016.7

Von B. Schneeberger und B. Bäuerlein, Bern

Hierzu Tafeln 5 u. 6



Ansicht der fertigmontierten Stahlkonstruktion

Nachdem in den Jahren 1957 bis 1966 die neuen Werkanlagen der AG Brown, Boveri & Cie. (BBC) in Birr erstellt und ausgebaut worden waren, war man der Überzeugung, dass man mit der Erstellung dieser Grösstmaschinenhallen für den Bau von Maschinen zur Erzeugung elektrischer Energie für die nächsten 30 Jahre genügend Sorge getragen habe. Doch schon ein Jahr später, im Dezember 1967, sah man sich durch die Übernahme des Auftrages der AEP (American Electric Power) gezwungen, die bestehenden Hallen zu erweitern.

Hatte man bei der Planung der ersten Etappe 1957 mit Einheitsleistungen von 500 MW für die nahe Zukunft gerechnet, so erforderte schon dieser Auftrag für eine Einheit von 1130 MW Leistung ganz andere Dimensionen im Rahmen einer vorläufigen Grenzplanung bis 2000 MW. Die massgebenden Ausmasse für Anlagen dieser Grösse, deren Einzelteile innerbetrieblich bearbeitet und transportiert werden

müssen, liegen heute bei etwa 360 t und 19 m Länge, bzw. bei 590 t und 26 m Länge für die Grenzplanung. Angesichts solcher Grössenordnungen war es für das Fabrikplanungsteam schwierig, zwischen den heutigen Gegebenheiten und den möglichen Zukunftsfällen vertretbare Grenzlinien zu ziehen. So war es erforderlich, die Grossmaschinenhallen in Birr diesen neuen Anforderungen rasch anzupassen.

In ästhetischer Hinsicht sollte die bei der ersten Bauetappe getroffene Konzeption soweit als möglich beibehalten werden, obwohl die maximale Kranhakenhöhe der Grosskrane von ursprünglich 19,6 m auf 22,3 m und die Tragkraft pro Kran von 160 t auf 325 t erhöht werden mussten, wobei die Shedoberkante von +32,8 m der bestehenden Grosshalle, ausgeführt als Schalenshed auf Stahlstützen, nicht geändert werden durfte. Weiter mussten sämtliche Kranbahnen der bestehenden Hallen durchgehend weiterlaufen und die Krane paarweise ge-

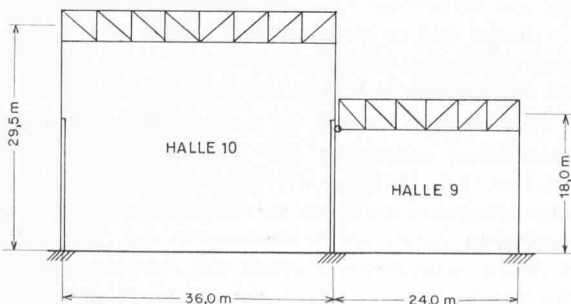
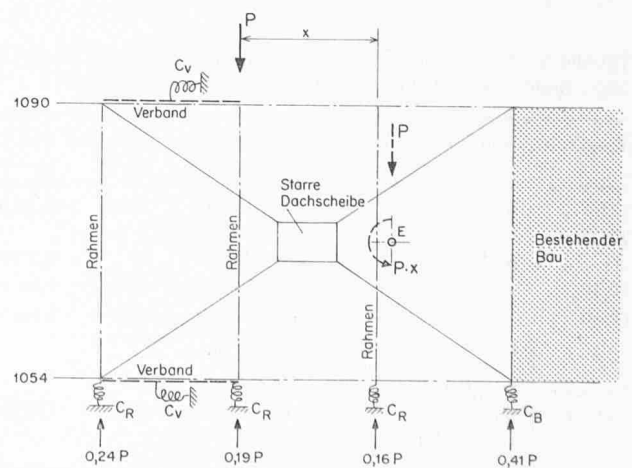


Bild 1. Schema des statischen Systems im Querschnitt

Bild 2 (rechts). Verteilung der horizontalen Kräfte in der Dachscheibe



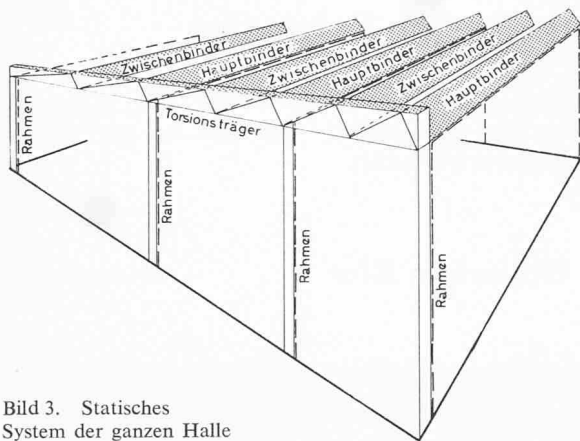


Bild 3. Statisches System der ganzen Halle

koppelt werden können. Somit ergab sich für die Bemessung der Hauptkranbahn $2 \times 325 \text{ t} = \text{max } 650 \text{ t}$ Tragkraft, für die Sekundärbahnen $2 \times 60 \text{ t} = \text{max } 120 \text{ t}$ Tragkraft und für die Konsolkranbahnen $2 \times 10 \text{ t} = \text{max } 20 \text{ t}$ Tragkraft.

Eines der Hauptprobleme war die Terminalsituation. Die Auslieferung des Auftrages AEP sollte am 30. Juli 1971 erfolgen. Dies erforderte eine Inbetriebnahme der neuen Hallen am 1. Januar 1970. Demnach mussten die Hallen im Rohbau Mitte 1969 erstellt sein, denn für die Inneneinrichtung und den Probelauf war eine Frist von nur sechs Monaten eingeplant.

Mit der Lösung dieser Probleme und mit der Projektierung der neuen Hallen wurden im Januar 1968 in Zusammenarbeit mit den zuständigen Planungsstellen der BBC das Architekturbüro Suter & Suter, Basel, und das Ingenieurbüro Emch & Berger, Bern, beauftragt. Nach eingehendem Studium der gestellten Bedingungen und Abklärung der bestehenden Möglichkeiten konnte der Bauherrschaft im März 1968 ein endgültiges Projekt vorgeschlagen werden. Dabei hat man der Stahlbauweise den Vorzug gegeben, weil es nur so möglich war, die geforderten Termine unter Einbezug der durch die bestehenden Hallen gegebenen Abmessungen einzuhalten. Der erste Terminplan sah vor, dass im August 1968 mit der notwendigen Pfählung und im September mit den Fundationen begonnen werden musste, um mit der Stahlmontage am 1. Januar 1969 beginnen und die Hallen mit Dach und Fassaden am 30. Juli 1969 schliessen zu können.

Die aussergewöhnlichen Abmessungen ergaben auch für die Berechnung mannigfache Probleme. Nach umfangreichen Vorstudien hat sich das auf Bild 1 dargestellte System herausgebildet: Die tragenden Elemente der Halle 10 bestehen aus an den Fusspunkten eingespannten Rahmen im Abstand von 18,0 m, gebildet aus den Stützen und den über 36,0 m gespannten Fensterbindern als Rahmenriegeln. Die Halle 9, die statisch selbst einen einhäufigen, unten eingespannten Rahmen

Tabelle 1. Zusammenstellung der Krane in den neuen Hallen mit max. Raddrücken, Fahr- und Hubgeschwindigkeiten

Tragkraft t	Raddrücke t	Rad- \varnothing mm	Kranfahr. m/min	Katzfahr. m/min	Hub m/min
325/160	6 x 75	6 x 1250	35/60	20/30	0,2/1/10
225/160	73/74/74/73 61/57/57/61	4 x 1250	60	30	0,2/1/9,5
80/10	32/29/29/32	4 x 1000	50/150	8/40	0 bis 10
60/10	35/41/41	3 x 900	50/150	8/40	0 bis 10
10-t-Kon- solkran	Horizontal oben 10/10	2 x 2 x 500			
	Vertikal unten 17/17	2 x 600	120	8/15	1/4/20
	Horizontal unten 10/10	2 x 2 x 500			

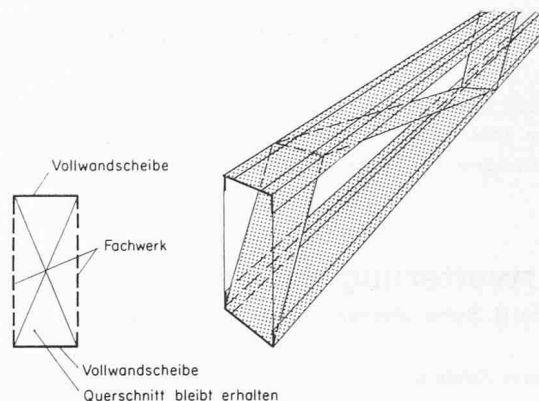


Bild 4. Aufbau des Torsionsträgers

bildet, ist in Achse 1090, an den Stützen der Halle 10 gelenkig angehängt. Die 650-t-Hauptkranbahnträger der Halle 10 laufen über $3 \times 18,0 \text{ m}$. Die 60-t- und die Konsolkranbahn sind im Abstand von 6,0 m an dieser Hauptkranbahn aufgehängt. Auf den dazu erforderlichen Hängern sind in Achse 1090 ferner die 80-t- und die Konsolkranbahn der Halle 9 aufgelagert.

Um das System in überblickbarer Weise erfassen zu können, wurde als vereinfachende Annahme die Starrheit der Dachscheibe in der Horizontalebene vorausgesetzt, Bild 2. Dadurch ergab sich ein relativ leicht zu erfassendes Zusammenwirken der Rahmen für die Aufnahme der horizontalen Kräfte an der oberen Rahmenecke. Eine im Abstand x angreifende Kraft P kann aufgeteilt werden in eine Kraft in E und ein Kräftepaar Px .

Vorerst lag die grösste Schwierigkeit im Erfassen der Steifigkeit der Rahmenriegel, die durch die Haupt-Fensterbinder gebildet werden, wobei eine Mitwirkung der Zwischenbinder angenommen werden konnte. Es wurde nun willkürlich ausgenommen, dass die Hauptbinder 2/3, die mitwirkenden Zwischenbinder 1/3 der Biegebeanspruchung übernehmen. Somit hat man das Trägheitsmoment auf das 1,5fache eines Fensterbinders festgelegt. Um die Überlagerung des Eckmomentes zu 30% auf die mitwirkenden Zwischenbinder zu gewährleisten, ist der Rand-Abfangträger als Torsionsträger ausgeführt worden, Bild 3.

Der Rahmen wurde vorerst unverschieblich gerechnet, wobei man die Lastfälle: Eigengewicht, Schnee, 325-t-Kran, 60-t-Kran, Konsolkran, Kran-Quer- und -Längsstösse und Wind berücksichtigt und zu den Grenzwerten kombinierte. Für die weitere Berechnung mussten zwei Fälle unterschieden werden:

- Lasten, die an allen Rahmen gleichzeitig angreifen (Eigengewicht, Schnee, Wind). Die Rahmen waren für diesen Fall voll verschieblich zu rechnen; sie mussten also zusätzlich mit der ganzen Festhaltekraft belastet werden.
- Lasten, die örtlich bei einem Rahmen angreifen (Kranlasten). In diesem Fall ist ein Rahmen durch die Mitwirkung der anderen oben elastisch gehalten, musste somit nur mit einem Teil der Festhaltekraft zusätzlich belastet werden.

Der Torsionsträger, Bild 4, ist kastenförmig, wobei die Horizontalscheiben vollwandig, die Wangen als Fachwerk ausgeführt sind. Für die Erhaltung des Querschnittes sorgen vollwandige Scheiben in der Ebene der Diagonalen. Das genaue Torsionsverhalten dieses aus vollwandigen und fachwerkförmigen Seiten bestehenden Kastens war schwierig zu erfassen. Es wurde nach verschiedenen Theorien gerechnet.

1. Ersetzen der fachwerkförmigen Flanken durch fiktive Vollwandscheiben, so dass mit St.-Venantscher Torsion gerechnet werden kann.

1.1 Fiktive Vollwandscheibe mit dem Kriterium einer äquivalenten Schubverformung. Diese Annahmen ergaben einen

Verdrehungswinkel infolge eines Einheitstorsionsmomentes von $\vartheta = 3,2 \cdot 10^{-7}$ (1/cmt).

1.2 Fiktive Vollwandscheibe mit dem Kriterium einer äquivalenten Verformungsarbeit nach C. F. Kollbrunner und K. Basler¹⁾. In diesem Fall ergab sich $\vartheta = 5,1 \cdot 10^{-7}$ (1/cmt).

2. Mit Faltwerktheorie, das heisst unter alleiniger Berücksichtigung der Wölb torsion. Hier wurde $\vartheta = 18,8 \cdot 10^{-7}$ (1/cmt).

In der allgemeinen Differenzialgleichung für Torsion wurde die St.-Venant-Torsionskonstante aus 1.1 eingesetzt. Der Wölb torsionsanteil betrug lediglich 2% und konnte vernachlässigt werden.

Die aus dem Zusammenwirken der Rahmen berechneten Horizontalkräfte in Längs- und Querrichtung mussten in das Sheddach eingeführt und durch dieses übertragen werden. Die Schnittkräfte in den Shedebenen wurden nach der Faltwerktheorie gerechnet, wobei die Dreischübegleichungen eine Bandmatrix mit 22 Zeilen und gleich viel Kolonnen ergaben. Aus den so erhaltenen Schnittkräften und denjenigen aus der Rahmenberechnung konnten die Stabkräfte im Sheddach ermittelt und superponiert werden.

Im Verlauf der Berechnung mussten verschiedene vereinfachende Annahmen getroffen werden, insbesondere war die Berechnung in eine solche von ebenen Trag- bzw. Faltwerken aufgeteilt worden. Es schien deshalb notwendig, das Gesamtsystem als räumliches Tragwerk elektronisch nachrechnen zu lassen. Dabei interessierten vor allem die an die Stützen angreifenden Stabkräfte des Torsionsträgers und der Shedbinder. Auch für die elektronische Berechnung musste das System vereinfacht werden, um die Speicherfähigkeit des Computers nicht zu überschreiten. Zusätzlich wurden sämtliche Symmetrien und Antimetrien für die Lasteingabe ausgenutzt. Es blieb ein System mit 205 Stäben und insgesamt rd. 500 Freiheitsgraden.

Die Auswertung der elektronischen Berechnung ergab, dass das angenommene statische System keine unzulässigen Vereinfachungen enthielt, das heisst, dass die berechneten Stabkräfte und Momente nirgends überschritten wurden. Insbesondere ergab sich eine bessere Kraftverteilung auf das ganze System als ursprünglich angenommen.

Bild 5 zeigt den Querschnitt durch die geplanten neuen Hallen mit Krananordnung. Die Projektierung ergab für die Stahlkonstruktion die in Tabelle 2 angegebenen Stahlgewichte.

Schon bei der Vorberechnung hatte sich gezeigt, dass etwa 60% der Stahlkonstruktion (Halle 10) in St 52 ausgeführt

¹⁾ Schweiz. Stahlbauverband, Heft 23, Zürich 1962

Tabelle 2. Vorläufige Stahlgewichte

Halle 10		Halle 9	
Bauteil	Gewicht t	Bauteil	Gewicht t
Sheddach	197,0	Sheddach	53,5
Abfangträger	191,0	Abfangträger	15,0
Hauptstützen	256,0	Hauptstützen	20,0
Hängesäulen	82,5	80 t Kranbahn	64,0
650 t Kranbahn	230,0	Konsolkranbahn	19,5
60 t Kranbahn	60,0	Westfassade	13,0
Konsolkranbahnen	38,5	Südfassade	23,0
Horizontalverbände	38,0	Vertikalverband	15,0
Ostfassade	30,5	Laufstege, Treppen	8,0
Westfassade	10,5	Total	231,0
Südfassade	59,0		
Vertikalverbände	35,5		
Laufstege, Treppen	20,0		
Total	1248,0		

werden mussten. Hier sei auf die äusserst strengen Vorschriften der Bauherrschaft verwiesen, die es nötig machten, sich grösstenteils auf ausländische Normen zu beziehen.

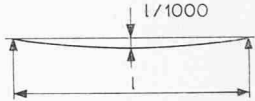
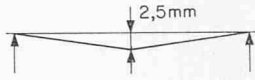
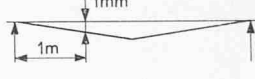
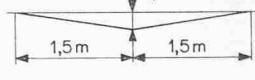

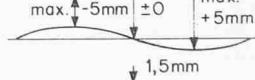
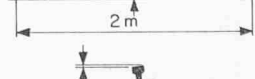
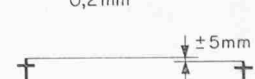

So musste auf Grund der gestellten Bedingungen für die Herstellung und Lieferung der Stahlkonstruktion neben den bekannten SIA-Normen die Erfüllung folgender ausländischer Normen und Empfehlungen zur Vorschrift gemacht werden:

DIN-Norm 120	Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen
DIN-Norm 17100 DV 848	Allg. Baustähle – Gütevorschriften Geschweisste Bauwerke nach Bedingungen der «Deutschen Bundesbahn»
TL 91802	Technische Lieferbedingungen der «Deutschen Bundesbahn»
TL 918490	Technische Lieferbedingungen der «Deutschen Bundesbahn» für Schweisszusatzwerkstoffe
DIN-Norm 50049	Bescheinigungen über Werkstoffprüfungen Empfehlungen zur Wahl der Stahlgütegruppen für geschweisste Stahlbauten Richtlinien für HV-Verbindungen des deutschen Ausschusses für Stahlbau

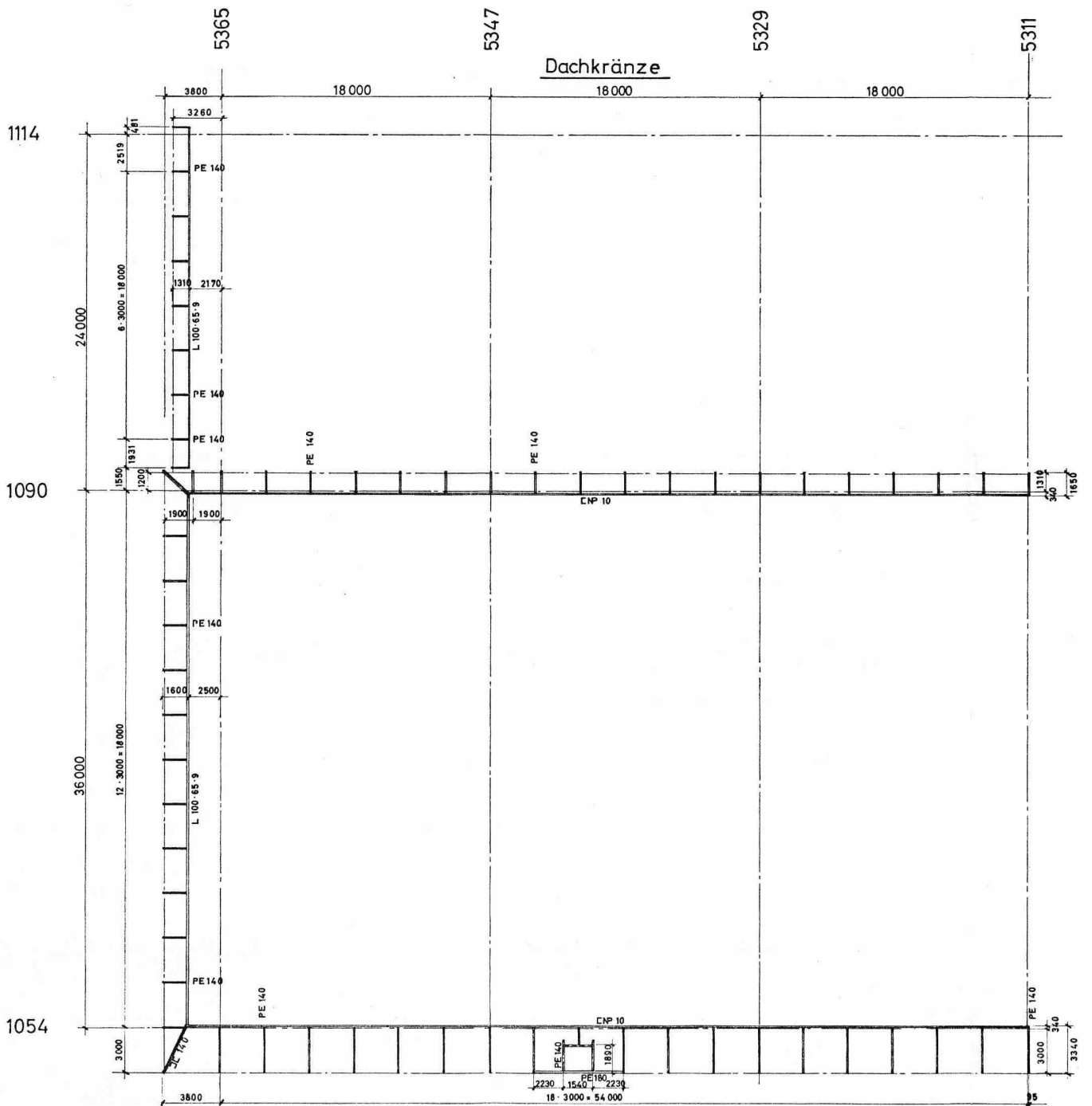
Zur weiteren Beihilfe für den einzelnen Unternehmer wurde vom Ingenieurbüro in Zusammenarbeit mit R. Steiner, dipl. Ing. ETH, von der EMPA²⁾, ein Leitfaden mit folgenden Unterabschnitten für die Herstellung und Lieferung der Stahlkonstruktion erarbeitet: 1. Technische Lieferbedingungen, 2. Stahlgütegruppen und 3. Schweissvorschriften. Dazu

²⁾ Über Bauüberwachung und Sicherheit bei geschweissten Objekten siehe den Aufsatz von R. Steiner in SBZ 86 (1968) H.49, S. 879.

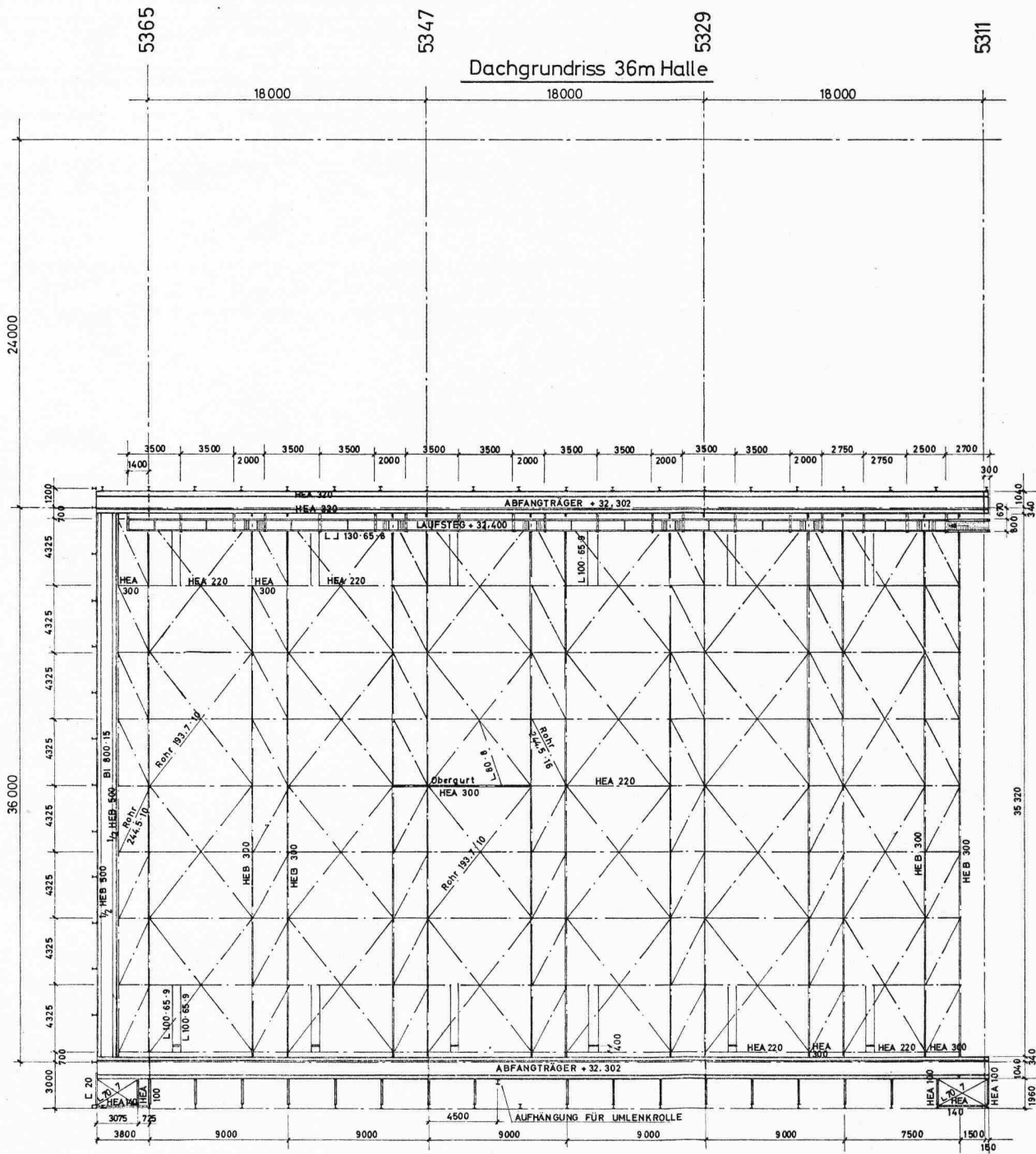
Tabelle 3. Kranbahn-Toleranzen

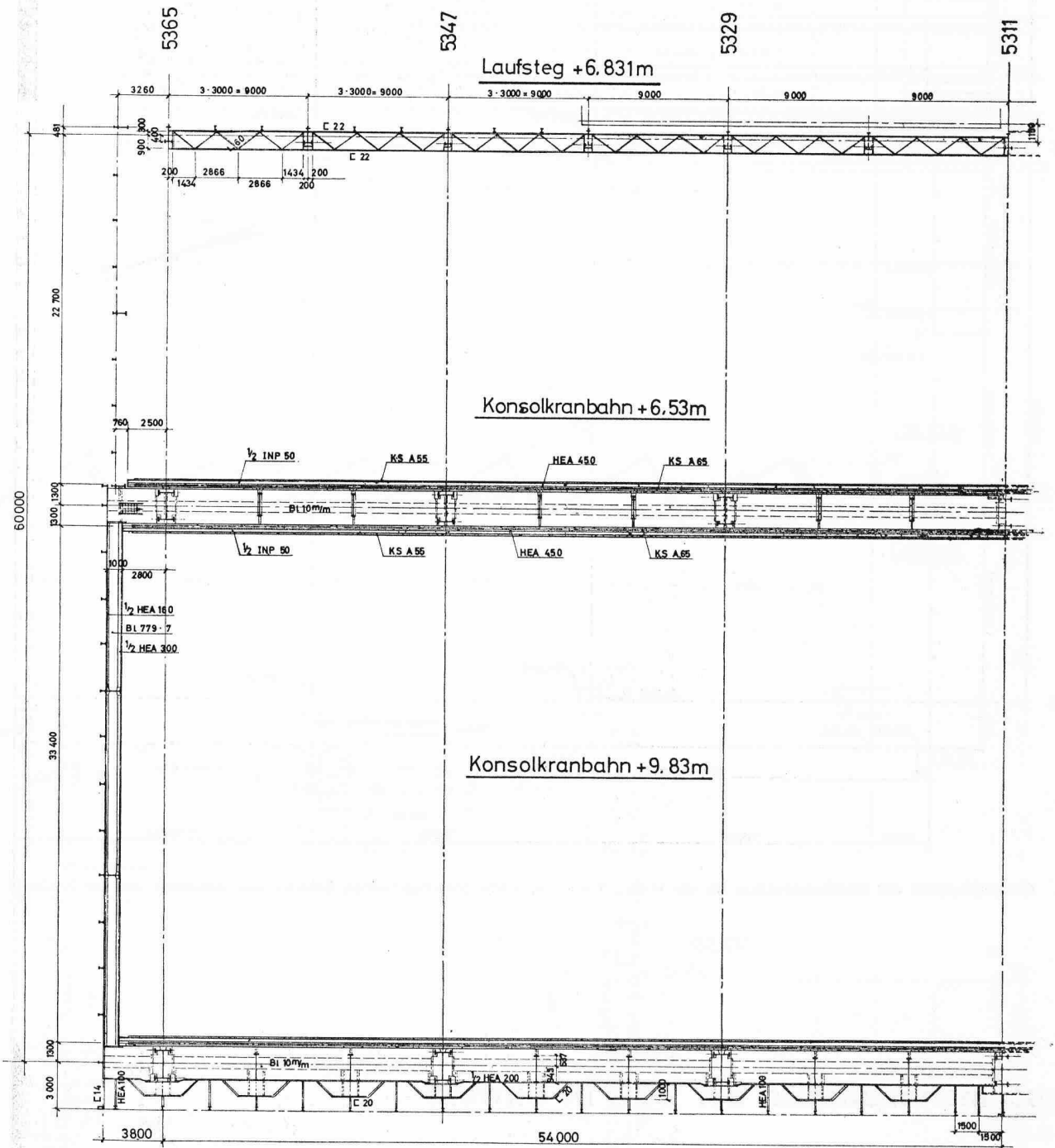
1. Durchbiegung max. 1/1000 des Auflagerabstandes l (ohne Stossbeiwert)	
2. Bei Konsolkran – Kranbahnen wie 1. (jedoch max. 5mm).	
3. Höhendifferenz der Kranschiene – O. K. zwischen zwei Auflagern: max. 2,5mm.	
4. Höhendifferenz der Kranschiene – O. K. auf 1m bezogen: max. 1mm.	
5. Höhendifferenz der Kranschiene – O. K. im Bereich eines Schienenstosses auf 3m bezogen: max. 0,5mm.	
6. Abweichung der Kranschieneachse von einer geraden Achse (theoretische Achse): max. ± 2,5mm.	
7. Abweichung des gegenseitigen Abstandes eines Schienenpaares vom theoretischen Abstand: max. ± 5mm.	
8. Abweichung der seitlichen Kanten der Kranschiene auf 2m bezogen: max. Stichmass 1,5mm.	
9. Schrägstellung der Kranlaufschienen max. 0,2 mm.	
10. Höhendifferenz zwischen zwei zusammengehörigen Kranbahnsträngen: max. ± 5mm.	

Der Istzustand der gerichteten Kranbahnen und Kranlaufschienen ist in Messprotokollen festzuhalten.



Dachgrundriss 36m Halle





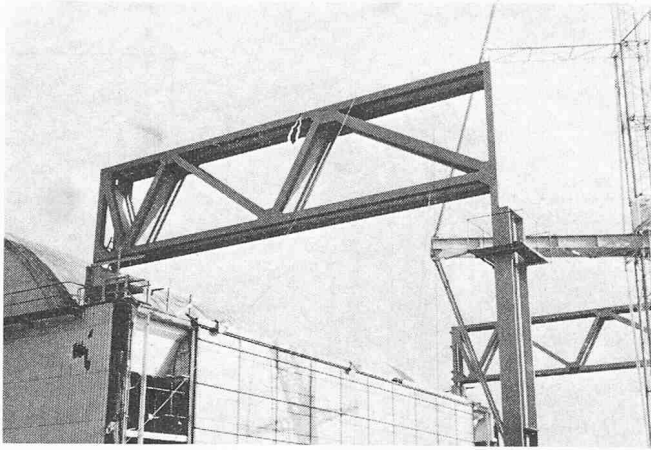


Bild 7. Montage der Abfangträger

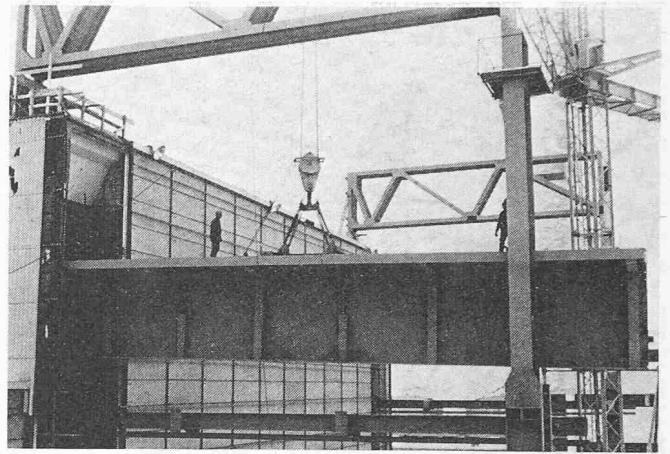


Bild 10. Anschluss der Hauptkranbahn bei der Montage

wurden die zulässigen Kranbahntoleranzen nach Tabelle 3 vorgeschrieben.

Zur Gewährleistung der rechtzeitigen Materialbeschaffung musste die Offertausschreibung mit den zugehörigen Projekt-

Tabelle 4. Grösste und kleinste Stützenbelastungen N mit zugehörigen Momenten M

	Achse 1054	Achse 1090	Achse 1114
N_{max}	1205,0 t	1567,0 t	225,0 t
M_{max}	+ 830,0 mt	+ 960,0 mt	+ 83,0 mt
N_{min}	280,0 t	430,0 t	20,0 t
M_{min}	- 800,0 mt	- 940,0 mt	- 39,0 mt

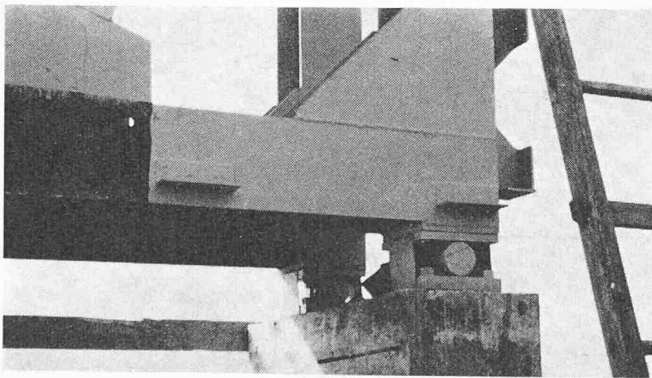
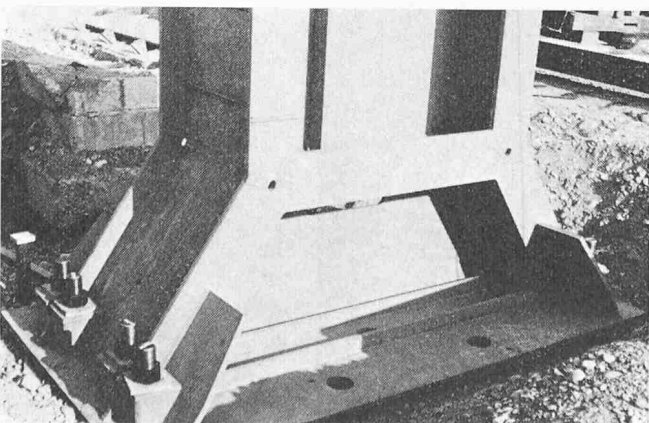


Bild 8. Anschluss der Abfangträger der neuen an die alten Hallen

Bild 9. Ausbildung der Hauptstützenfüsse mit Verankerung in den Fundamenten



plänen (rd. 50 Pläne) bis Ende Mai 1968 erledigt und verschickt sein. Damit war es möglich, die ursprüngliche Planung strikte einzuhalten. Zur Angebotsabgabe konnten nur Unternehmer eingeladen werden, welche ausführungsmässig und terminlich in der Lage waren, einen derartigen Auftrag zu bewältigen.

Die Zusammenstellung und Auswertung der eingegangenen Offerten (Mitte Juni) hat gezeigt, dass die geforderten Termine und der ursprünglich im Kostenvoranschlag eingesetzte Betrag genau eingehalten werden konnten. Der Auftrag wurde am 6. 7. 1968 an eine Arbeitsgemeinschaft vergeben, gebildet aus den Firmen Wartmann AG, Brugg, Buss AG, Pratteln und C. Zschokke AG, Zürich, für eine Gesamtsumme von rd. 2,4 Mio Fr. für die Herstellung, Lieferung (einschl.

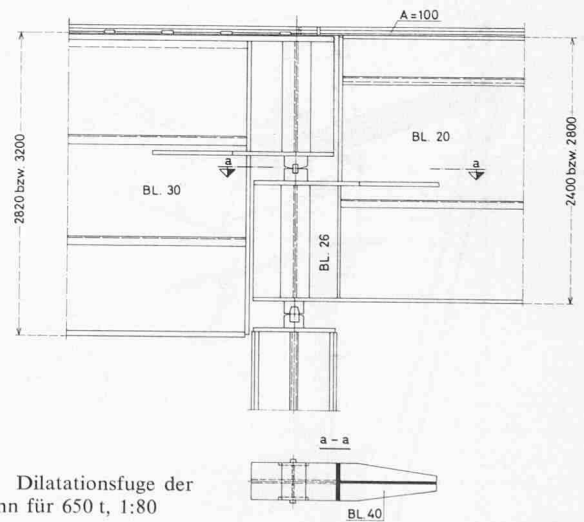
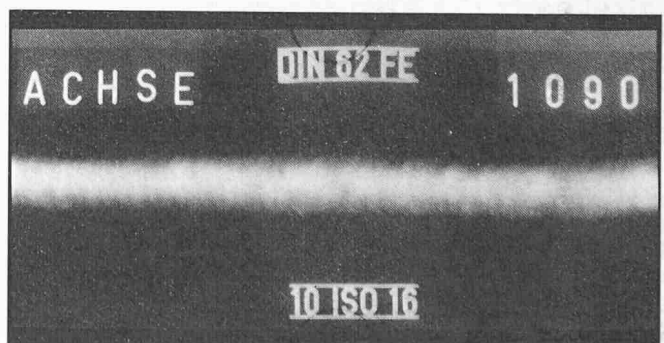


Bild 11. Dilatationsfuge der Kranbahn für 650 t, 1:80

Bild 12. Röntgenaufnahme eines Gurtlamellenstosses



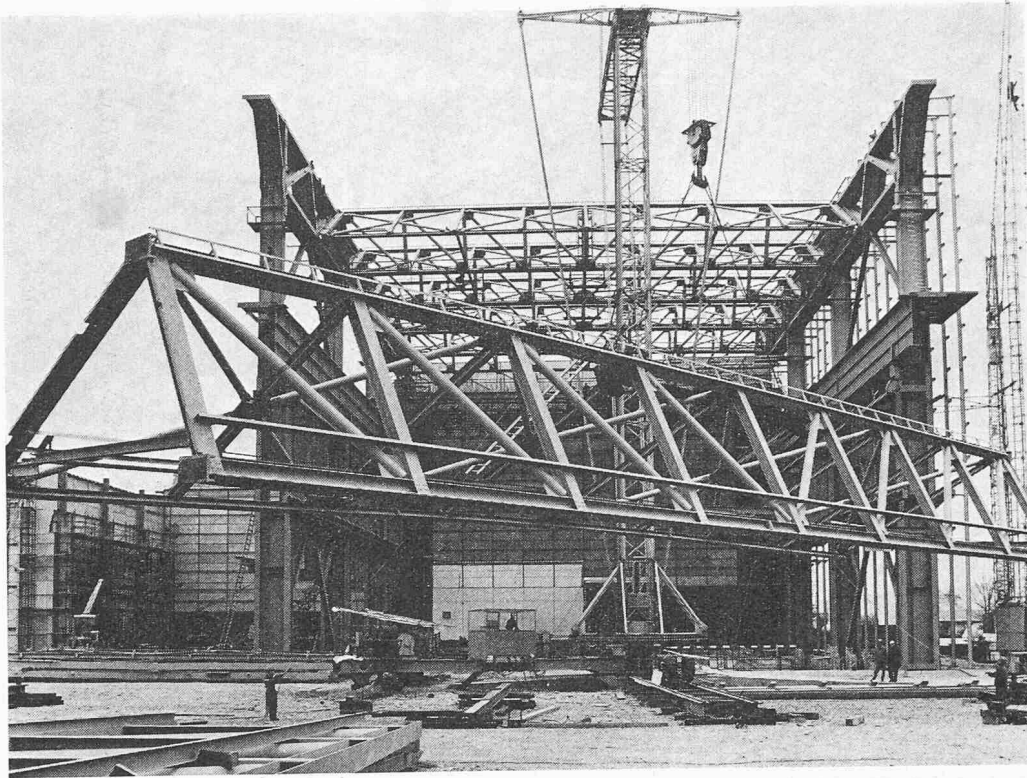


Bild 13. Abheben eines Shedträgers vom Boden

Bild 14. Einbau eines Shedträgers

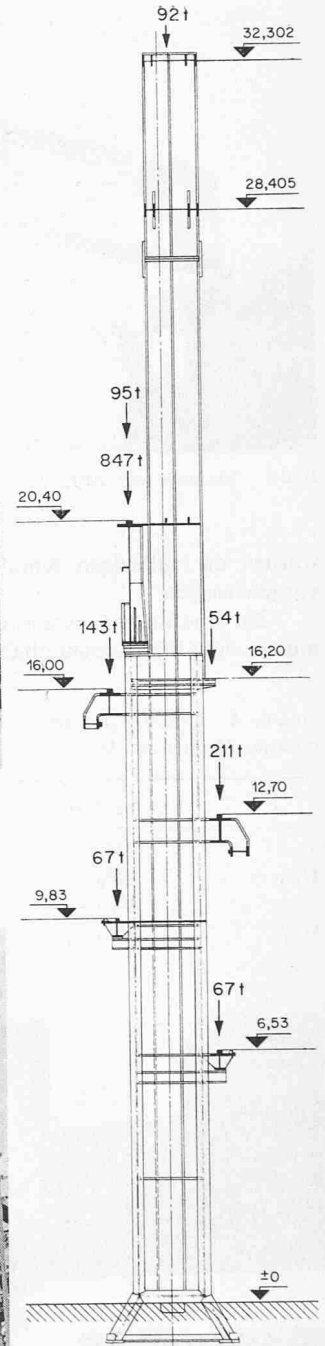
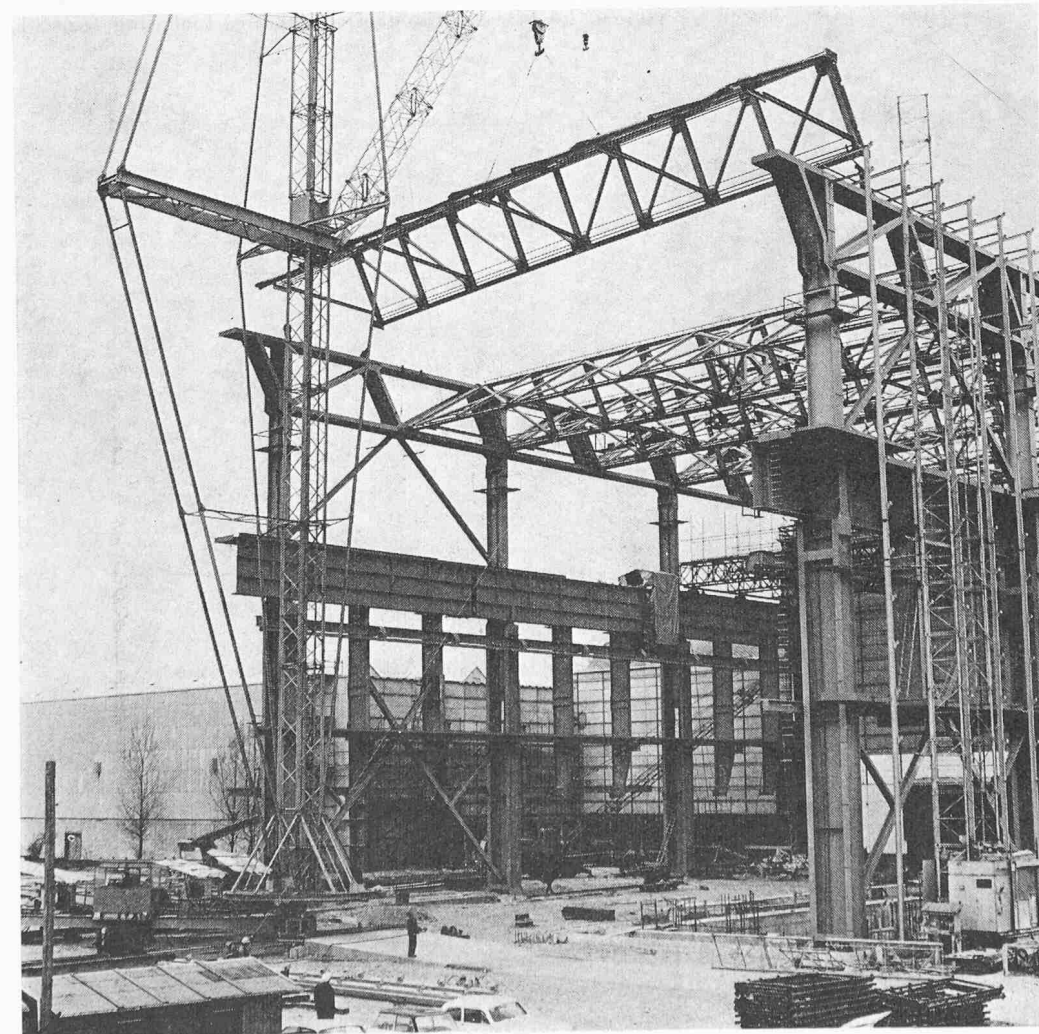


Bild 15. Stütze an der Achse 1090, mit maximalen Belastungen durch Dach und Kranbahnen 1:200

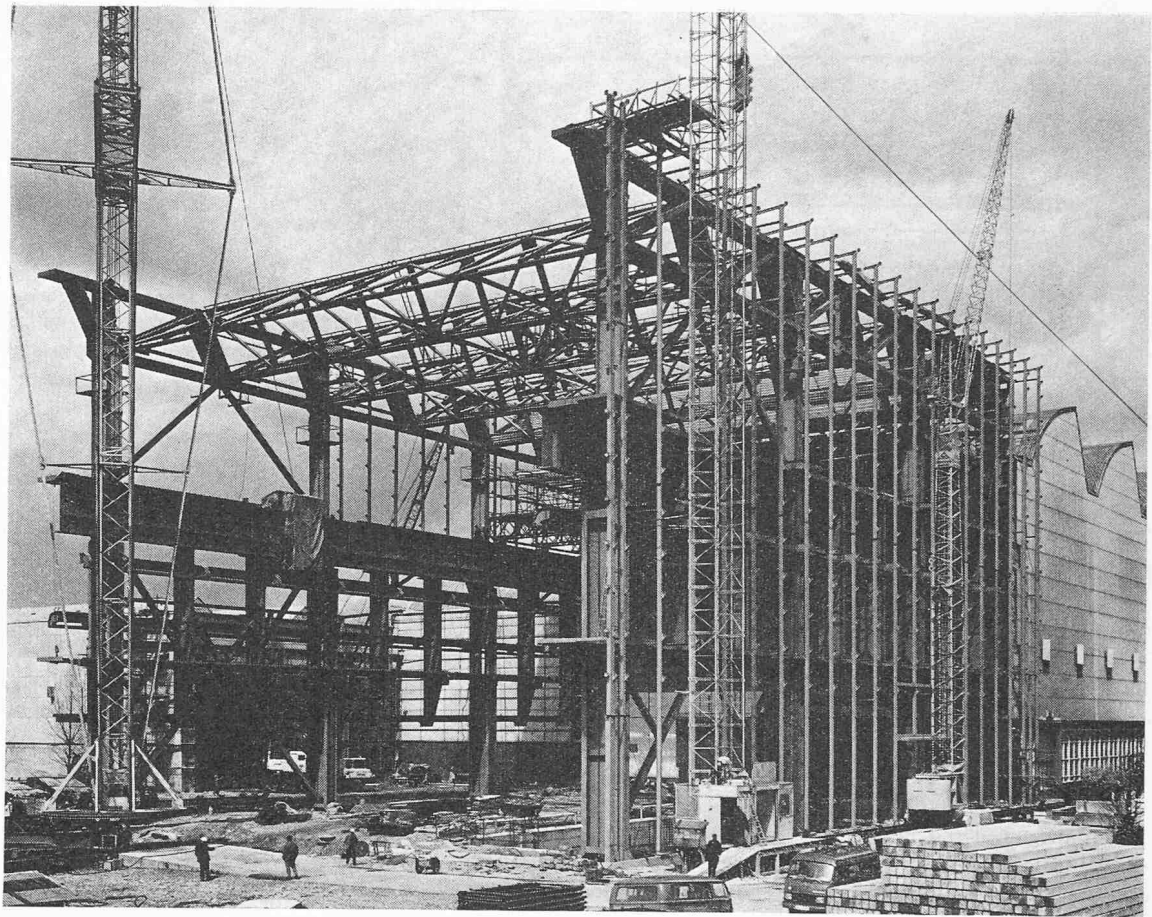


Bild 16. Die fertigerstellte Stahlkonstruktion der Halle 10

Korrosionsschutz) und Montage der Stahlkonstruktion. Bild 6 (Faltnahe) gibt eine Gesamtübersicht der Stahlkonstruktion für die Hallen 9 und 10.

Die Aufteilung der Herstellung und Lieferung der etwa 1500 t Stahl wurde intern von der Arbeitsgemeinschaft zu je 1/3 unter Berücksichtigung der innerbetrieblichen Möglichkeiten selbst vorgenommen. Dabei waren Einzelteile wie die Haupt-

stützen mit 36 t und Abmessungen von $3,0 \times 1,5 \times 28,0$ m und die Hauptkranbahnen mit Horizontalverband (34 t und $3,2 \times 2,0 \times 22,0$ m) in der Werkstatt zu fertigen und auf die Baustelle anzuführen.

Auf die Güteauswahl unter Berücksichtigung der Sprödbruchanfälligkeit und der Schweißseignung hoch beanspruchter Bauteile mit den zugehörigen Abnahmevorschriften, auf die

Bild 17. Shedträger auf Montagehöhe gehoben

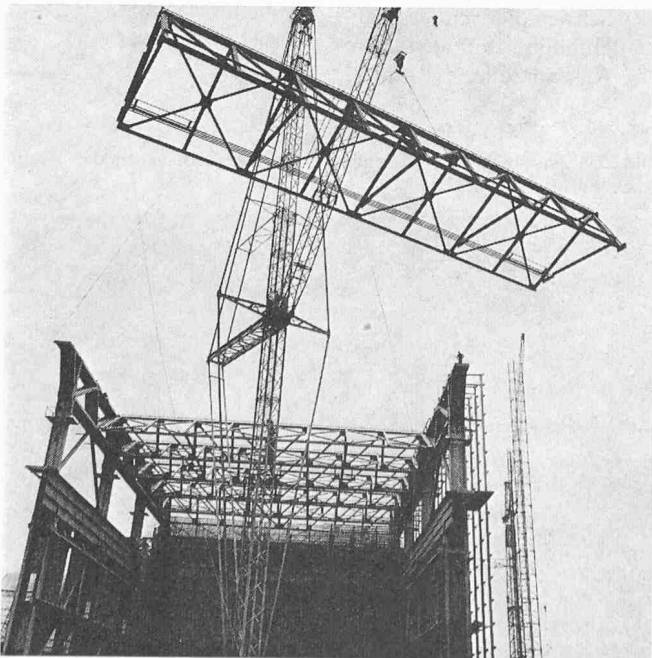
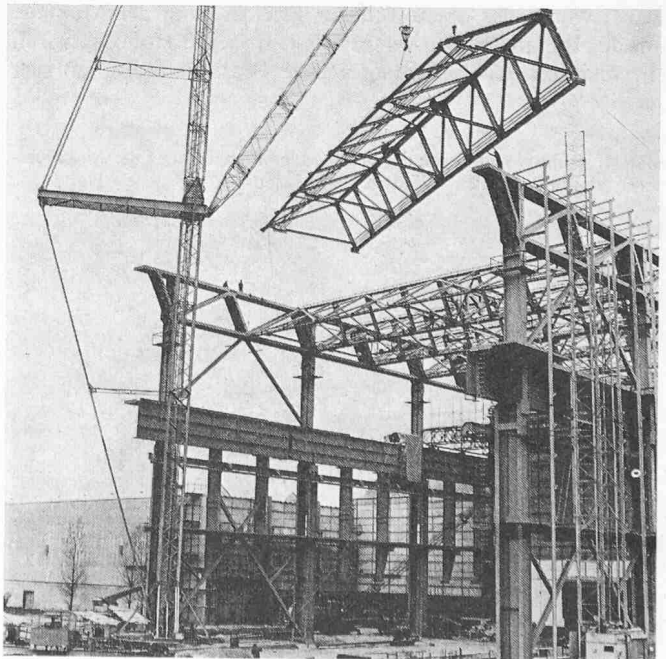


Bild 18. Shedträger auf die Montagestelle eingeschwenkt



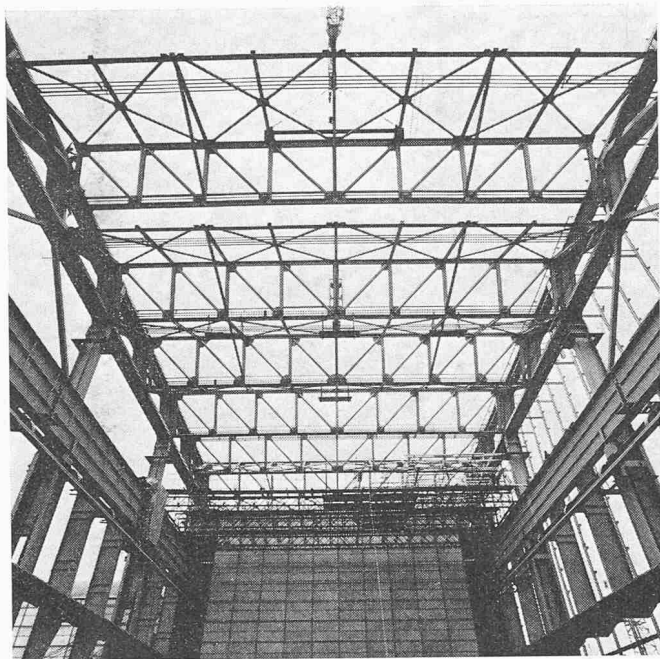


Bild 19. Blick vom Halleninnern gegen das Sheddach

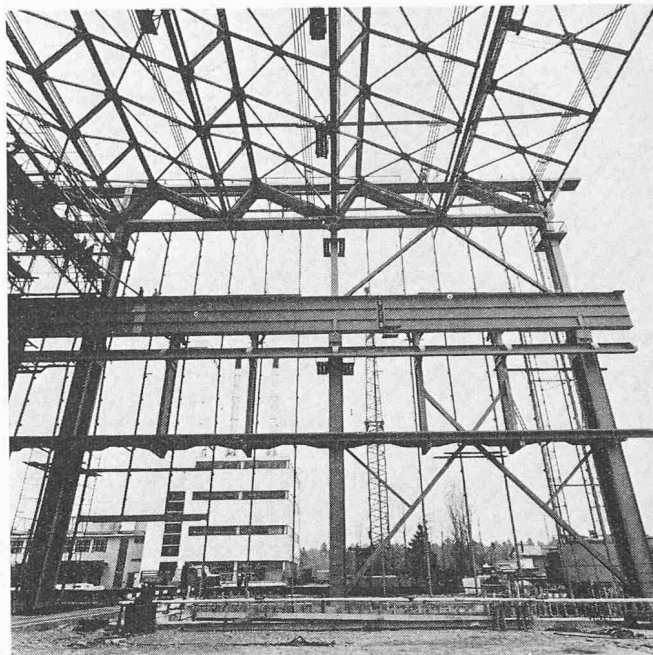


Bild 20. Blick vom Halleninnern gegen die Längsachse

Ermüdungserscheinungen von axial, dynamisch auf Zug belasteten HV-Schrauben (die in langwierigen Versuchen in Zusammenarbeit mit der EMPA erarbeitet wurden) und auf die Befestigung und Verschweissung von Kranschienen auf elastischer Bettung soll zu einem späteren Zeitpunkt näher eingegangen werden.

Zur Konstruktion und zu ihrer Ausbildung sei folgendes erwähnt: Die neuen Hallen konnten nur über eine Dilatationsfuge an die bestehenden Grosshallen angeschlossen werden. Bedingt durch die erhöhten Kranlasten in den neuen Hallen, mussten die bestehenden Stützen in der Anschlussachse verstärkt und sämtliche Kranbahnen sowie die Dachabfangträger in Längsrichtung mit beweglichen Lagern ausgebildet werden. Bei den Abfangträgern wurden zu diesem Zweck Rollenlager angeordnet, die mit 60 t belastet werden, sich in Längsrichtung um $\pm 2,0$ cm verschieben können und in Querrichtung zur Aufnahme der Querkräfte starr angeschlossen sind, Bild 8.

Die Hauptstützen sind vollwandig in St 52 ausgeführt. Dabei wurde der obere Teil zur Erleichterung der Montage mit den Abfangträgern verschweisst, wobei in Höhe +27,0 m ein Schraubstoss angeordnet wurde. Diese Bauweise hat sich

auch aus transporttechnischen Gründen ergeben; denn sie erlaubt, die Stützen in einem Stück in der Werkstatt zu fertigen und auf die Baustelle zu transportieren. Die Stützen, Bild 15, bestehen bis auf Kote +16,8 m (Hauptkranbahnaufleger) aus HEM 1000 als Gurte mit dazwischengeschweissten Stegblechen; sie sind im oberen Teil eingezogen und aus Breitflachstahl mit Stegblech zusammengeschweisst.

Die Stützenfüsse sind gespreizt und auf jeder Seite mit je vier Ankern von 90 mm \varnothing in den Fundamenten eingespannt, Bild 9. Die aus den Belastungen durch Eigengewicht, Krane, Schnee und Wind am Stützenfuss auftretenden Normalkräfte mit den zugehörigen Momenten sind für jede Stützenachse in Tabelle 4 zusammengefasst

Nach erfolgter Montage der Stiele sind die Abfangträger aufgesetzt, Bild 7, und mit den Stützen verschraubt (HV- bzw. Passschrauben) worden. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde mit einem seilverspannten Derrick mit folgenden technischen Daten unter Leitung der Firma Wartmann montiert:

Schwenkbereich	360°
Hubhöhe ab Boden	51 m
Abspannseile	6

Bild 21. Blick vom Dach der bestehenden Hallen gegen die Anschlussachse alte-neue Hallen mit dem Stahlskelett für die neuen Hallen

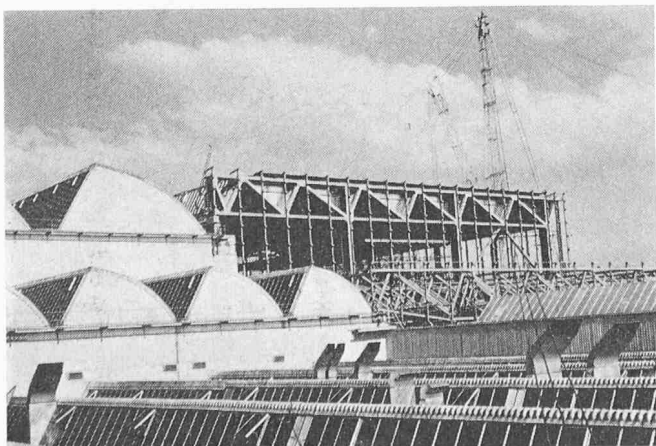
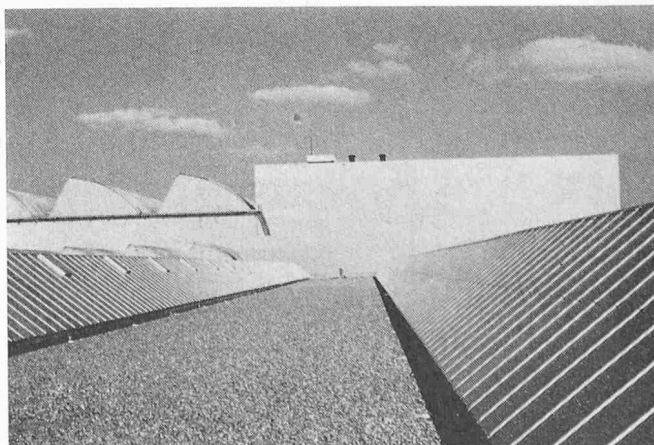


Bild 22. Ansicht vom bestehenden Querhallendach gegen die bereits geschlossenen neuen Hallen



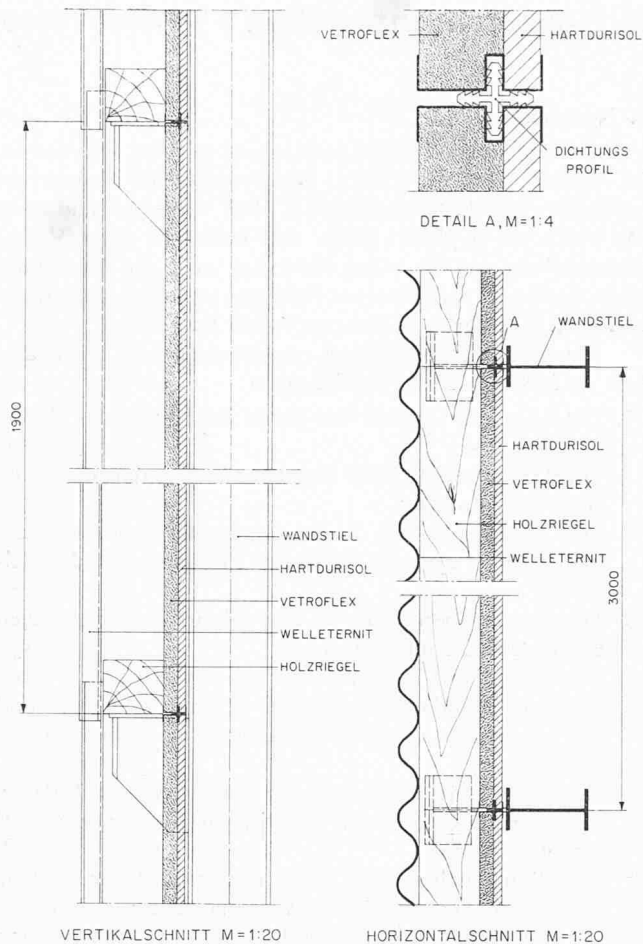


Bild 23. Vertikalschnitt (links) und Horizontalschnitt (rechts) durch eine Aussenwand mit Abdichtungsdetail der Plattenstösse

Abspannpunkte	rd. 130 m ab Derrickfußpunkt
Tragkraft	bis 22 m Ausladung 40 t bis 27 m Ausladung 25 t

Nach dem Aufrichten der Hauptstützen und Aufsetzen der Abfangträger konnte die 650-t-Krahnbahn in Längen von 21,0 bzw. 18,0 m angeliefert und montiert werden. Der Übergang bei der Anschlussachse zwischen alter und neuer Halle mit beweglichem Kipplager in Längsrichtung ist in Bild 11 dargestellt. Die Anschlussträger wurden mit durchgehend verschweissten Montagestössen angeschlossen, wobei die Gurtlamellen und die Stegbleche vollkommen fehlerfrei verschweisst werden mussten, Bild 10. Zur Nahtkontrolle waren die Stösse 100% zu röntgen, Bild 12.

Auf die Montage der 60-t- bzw. Konsolkranbahnen, die wie alle Anschlussteile bei der Dilatationsfuge beweglich, sonst aber in ihrer Gesamtlänge verschweisst sind, folgte die der Shedbinder. Der Shedträger, der aus Dach- und Fensterbinder besteht, musste am Boden auf die gesamte Spannweite von 36,0 m komplett zusammengebaut werden. Gleichzeitig wurden am Fensterbinderuntergurt beim Übergang zum Dachbinder die notwendigen Installationen für Heizung und künstliche Beleuchtung ohne Lichtelemente angehängt und der Shedträger von 9,0 m Breite und 36,0 m Länge mit einem Montagegewicht von rd. 20 t durch Abfangung und Anordnung von Montagedruckstäben in den 1/4-Punkten mit dem Derrick von 0 auf + 32 m gezogen und zwischen den Abfangträgern eingebaut. So konnte die Erstellung einer Bausicherung (Fangnetz oder Gerüstung) für die Stahlmontage im Dach umgangen werden; ausserdem war die gesamte Dachkonstruktion in

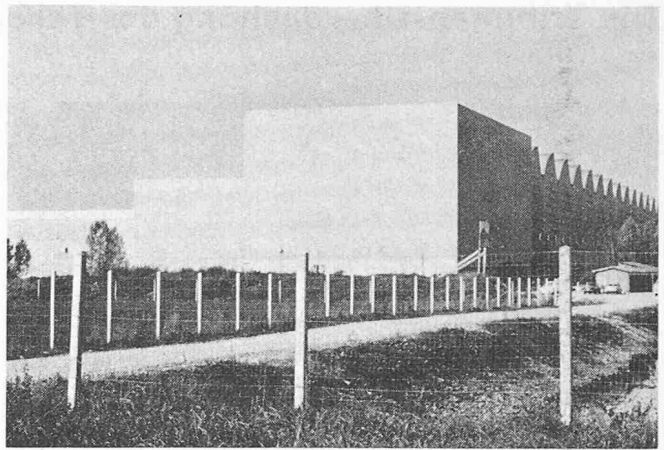


Bild 24. Ansicht der neuerstellten Hallen von Süden

kürzester Frist am Boden zusammengebaut, Bilder 13, 14, 17 und 18.

Die Eleganz des gesamten Sheddaches unter Berücksichtigung der enormen Spannweite von 36,0 m zeigt Bild 19, beim Blick vom Innern der Halle gegen das Dach mit den eingebauten Shedträgern. Am oberen Bildrand ist der Haken des Derricks, mit angehängtem letzten Shedträger zum Einbau, noch erkennbar.

Bild 20 veranschaulicht die Anordnung der Abfangträger über 18,0 m gespannt mit den Shedträgern im Abstand von 9,0 m. Darunter ist die 650-t-Krahnbahn zu erkennen, die alle 18,0 m auf den Stützen aufgelagert ist.

Zur Stabilisierung der Hängesäulen wurde der Horizontalverband der Hauptkranbahn auf +20,4 m herangezogen und auf +9,75 m eine weitere Horizontalscheibe eingebaut, die gleichzeitig als Laufsteg ausgebildet ist, Bilder 14 und 16. Wie gut sich die Konzeption der Fassadenausbildung (Kubusform) dem bestehenden Schalenshed anpasst, ist in Bild 22 ersichtlich.

Für die Aussenhaut hat man ähnlich wie bei den bestehenden Hallen grosswellige Eternit-Platten verwendet, Bild 23. Der Aufbau der Isolation wurde gegenüber der ursprünglichen Ausführung (Leca-Platten) abgeändert, um die Belastungen auf die Fassadenstiele zu verringern. Bei den Erweiterungsbauten sind Hart-Durisol-Pressplatten von 12 mm Stärke mit aufgebracht, 4 cm starker Vetro-Flex-Matte ausgeführt worden. Dadurch konnten die Gewichte der Fassade von 108 kg/m² auf 16 kg/m² herabgesetzt werden, während sich zugleich der *k*-Wert der Isolation von 1,2 auf 0,6 kcal/m²h°C verbesserte. Die Gegenüberstellung der Preise ergab keinen Unterschied.

Dank der zügigen Montage der Stahlkonstruktion konnte Ende Juni mit dem Innenausbau begonnen werden. Am 1. August 1969 wurden die 60-t-Kranbahnen provisorisch für das Versetzen und Montieren von schweren Maschinenteilen freigegeben. Der Glühofen, der in einer 9,0 m tiefen Grube in der Halle 10 abgestellt ist, ist Ende September für den ersten Probelauf angeschlossen worden. Trotz der äusserst kurzen Fristen waren somit die terminlichen Forderungen der Bauherrschaft für die Fertigstellung der grossen Montagehallen eingehalten.

*

Die Bilder 13, 14, 16, 17, 18, 19 und 20 wurden uns freundlicherweise von Jörn Maurer, Fachfotografie für Architektur und Industrie, Brugg, für diesen Aufsatz zur Verfügung gestellt.

Adresse der Verfasser: B. Schneeberger, dipl. Ing., und B. Bäumlein, dipl. Ing., in Firma Emch & Berger, Bauingenieure SIA, Gartenstrasse 1, 3000 Bern.