

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 83 (1965)  
**Heft:** 50: Hochhaus Zur Palme in Zürich

**Artikel:** Das Tragwerk des Hochhauses "Zur Palme"  
**Autor:** Moser, Alexander  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-68325>

#### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### 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 éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### 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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 15.01.2026

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

# Das Tragwerk des Hochhauses «Zur Palme»

Von Alexander Moser, Ingenieur S. I. A. im Ingenieurbureau R. Henauer und J. Lee, Zürich

DK 624.012.41:624.072.6

Für dieses aussergewöhnliche Gebäude waren auch nicht alltägliche Ingenieur-Aufgaben zu lösen.

Der gesamte Bau ist in armiertem Beton ausgeführt, der fast überall als Sichtbeton in Erscheinung tritt. Das eigentliche Hochhaus beginnt erst mit dem dritten Stockwerk und wird von acht mächtigen Säulen und von einem Kernstück getragen, welches Aufzüge und Kamine enthält. Weiter unten durchdringen diese Stützen den zweistöckigen, im Grundriss viel grösseren Ladentrakt.

Eine Schwierigkeit bestand darin, dass keine annehmbare Lösung für eine Trennung des Hochhauses vom Ladentrakt möglich war, so dass ein konsequent monolytischer Bau zur Ausführung kam. Das Kernstück und teilweise die 8 Hauptäulen verbinden sich mit den Decken des Ladentraktes; der Ladentrakt hat keine Dilatationsfugen, obschon er Seitenlängen von rd. 60 m aufweist (Bild 1). Für die Bauteile mit ganz verschieden grosser Belastung mussten Setzungsdifferenzen vermieden werden; nur möglichst kleine, an allen Stellen gleichmässige Setzungen konnten zugelassen werden.

Der Ladentrakt ist auf einer durchgehenden Platte fundiert, das Bürogebäude auf Pfählen, die sehr sorgfältig und auf Grund von Probobelastungen projektiert waren. Die bis heute gemessenen Setzungen haben nur eine Grössenordnung von rd. 1 cm (ohne seitliche Reibung müsste allein die plastische Verkürzung der Pfähle einen höheren Wert erreichen). Die Decken des Ladentraktes wurden etappenweise betoniert, um dem Schwinden Rechnung zu tragen. Die fugenlose Bauweise hatte keine Nachteile zur Folge.

Abgesehen von der Pfahlfundation<sup>1)</sup> auf rd. 30 m langen Benot-Pfählen, die hier nur erwähnt sei, sind bei der Palme bemerkenswert: das Traggeschoß, die Säulen ausserhalb der Fassade, die freitragenden Autorampen.

1) Näheres hierüber siehe S. 930 dieses Heftes.

Bild 2. Parkingterrasse (zweites Obergeschoss). Die Tragelemente der Schutzdächer wurden vorfabriziert und mit Vorspanntränen an der Außenbrüstung befestigt

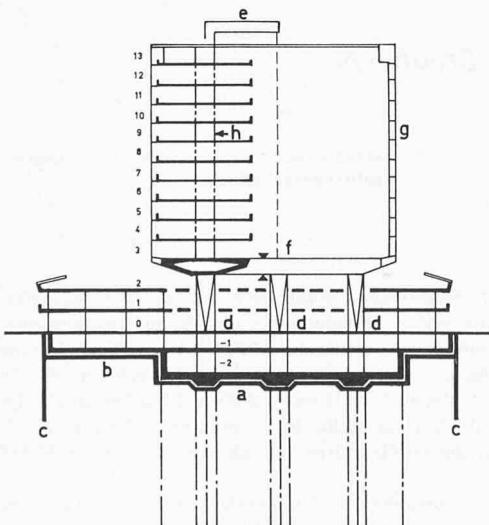


Bild 1. Schematischer Schnitt  
a Pfahlfundament des Hochhauses  
b Flachfundation des niederen Teiles  
c Baugrubenumschliessung mit Bohrpfählen  
d Pfeiler des Hochhauses (total 8 Stück)  
e Mittragender Kern  
f Trag- und Installationsgeschoss  
g Äussere Fassadenpfeiler  
h Innenpfeiler der Bürogeschosse

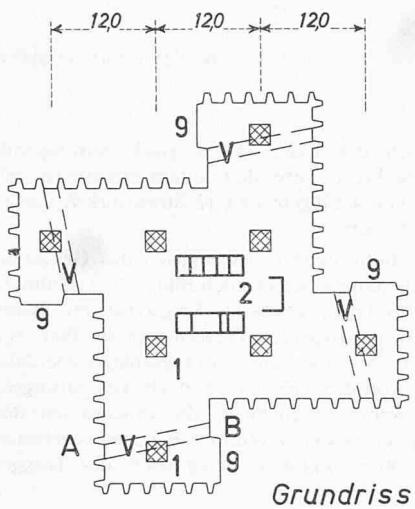
## Das Traggeschoß

Über das Parkindach des Ladentraktes stark auskragend, bildet das Traggeschoß eine Art schwiegende Fundamentplatte für das Hochhaus, welches mit seinen 4 Flügeln und 12 Stockwerken von je 1200 m<sup>2</sup> Fläche rd. 15000 t wiegt.

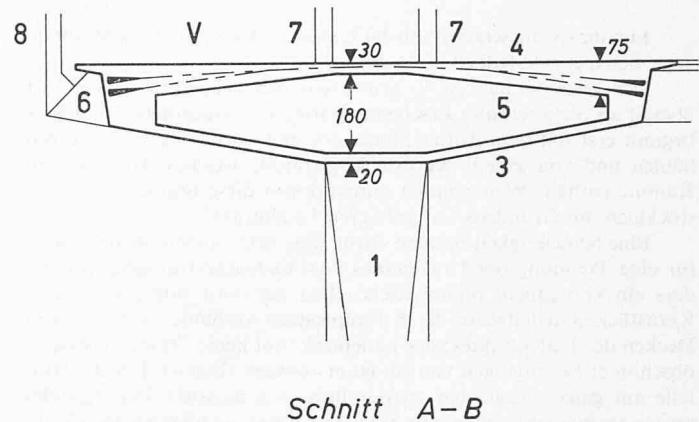
Das Traggeschoß ist hohl, denn es ist zugleich das Geschoss, in dem die Verteilung der Installationen (s. auch Bild 2, S. 933) untergebracht ist. Zuerst war das Traggeschoß als Trägerrost mit oberer und unterer Platte geplant; zwischen den Trägern war der Platz für die Installationen gedacht. Als aber die Lüftungsanlage ebenfalls projektiert war, verblieben von den Trägern nur noch Aussparungen, ja zuletzt bestand auch keine Möglichkeit, die Innensäulen der Bureauageschosse im Traggeschoß weiterzuführen. Bei einer gegebenen Konstruktionshöhe von 2,40 m inklusive Belag sollte das Traggeschoß innen begehbar sein.

Es war aus diesen Gründen notwendig, eine ganz neue Lösung zu suchen, so dass die zwei mit Ventilatoren ausgerüsteten Flügel des Traggeschosses entsprechend Bild 3 als vollkommen hohle Trägerkörper ausgeführt wurden (während in den beiden anderen Flügeln noch einige Träger möglich waren). Die zum Teil gewölbeartige Funktion dieser Hohlkörper kann zwar gefühlsmässig erfasst werden, doch ergab erst ein Modellversuch bessere Grundlagen. Das aus Plexiglas möglichst naturgetreu im Massstab 1:40 erstellte Modell (Bild 4) wurde in bezug auf Dehnungen und Durchbiegungen geprüft. Es zeigte sich, dass ohne Vorspannung die Armierung der oberen Zone zu gross geworden wäre und nicht hätte untergebracht werden können. Mit einer Vorspannung (V) von 2700 t je Flügel wurden die Verhältnisse wesentlich besser. Mit dieser Vorspannung waren natürlich nicht sämtliche Zugspannungen aufgehoben. Das Tragwerk ist wie Eisenbeton berechnet, bei welchem die Vorspannung als zusätzliche, günstig einwirkende Kraft eingesetzt ist.

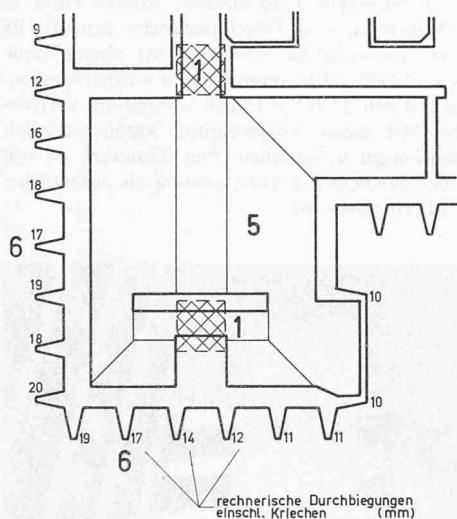




Masstab 1:850



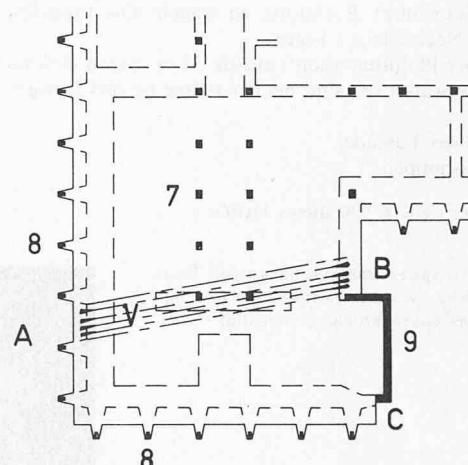
Masstab 1:175



Masstab 1:350

1 Die 8 grossen Pfeiler    3 Untere Platte    5 Installationshohlraum  
2 Mittragender Kern    4 Obere Platte    6 Konsolen

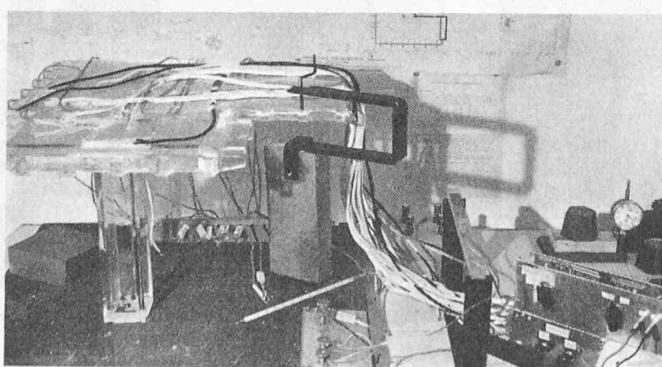
Bild 3. Traggeschoss: Grundriss, Draufsicht und Schnitt



Masstab 1:350

7 Innensäulen der Bürogeschosse    8 Fassadensäulen    V Vorspannung  
9 Ventilationsschächte

Bild 4. Modellversuch für das Traggeschoss



Die Lage der Spannkabel ergab sich sowohl aus den Versuchen wie auch aus einer Überlegung, bei der die bis zum obersten Stockwerk durchlaufenden Ventilationsschächte (9 in Bild 3) eine Rolle spielen. Infolge der Scheibenwirkung dieser Schächte kann sich nämlich der Punkt C (siehe Bild 3) nicht stärker durchbiegen als der Punkt B, welcher als Auflagerstelle des Ventilationsschachtes anzusehen ist. Damit ist die im Grundriss schräge Anordnung der Kabel begründet.

Bild 7 zeigt die Messstellen für den Vergleich von Messungen am Modell und am Bau. Nachdem im Modell die Einflüsse jeder einzelnen Säulenlast durch Aufhängen einer Last von 10 kg und der Einfluss einer Vorspannung von 30 kg bekannt waren, war es möglich, einen Vergleich mit dem Bauwerk zu erhalten:

- durch Anbringen einer Last von 10 t am Bau, an der Konsole Nr. 9 (die daraus entstandenen Deformationen waren allerdings sehr klein),
- durch Messungen während des Vorspannens. Wir hatten die EMPA beauftragt, diese Messungen auszuführen.

Tabelle 1. Vergleich der Werte aus Modellversuch und aus Belastungsprobe

M = aus dem Modellversuch vorausberechnete Werte

B = beim Belastungsversuch festgestellte Werte

$P_9 = 10 \text{ t}$

a)  $10^6$ fache Dehnung (+ = Zug)

	M	B	M	B
Messstelle 101		zu klein	— 57	— 44
201		zu klein	— 49	— 95
105		zu klein	+ 35	+ 11
205		zu klein	+ 4	— 12
108	+3,5	+ 3	— 93	— 88
408	—3,5	— 3	+ 32	+ 4
13		zu klein	— 39	— 35
43		zu klein	+ 25	+ 25

b) Durchbiegung in  $1/100 \text{ mm}$

	M	B	M	B
Konsole Nr. 5	+21	+ 5	—110	— 59
7	+33	+19	—270	—148
9	+48	+44	—190	—192
12	+12	+10	—160	— 31
16	—18	— 7	— 60	+ 18
17	—15	— 7	— 60	— 34

Zu den Zahlen der Tabelle 1 bemerken wir: Das Modell war in erster Linie für die Messung der Dehnungen bestimmt. Die Modell-durchbiegungen können nicht als genügend genau betrachtet werden, weil bei der sehr starren Ausbildung des Traggeschosses Fehler infolge der Elastizität der Auflagerung beim Modell unvermeidlich waren. Bei der Vorspannung mussten alle Modellresultate aus der Differenz verschiedener Größen errechnet werden (Einflüsse der Horizontalkraft und der Umleitekräfte).

Die Belastungsprobe hat gezeigt, dass der Einfluss der Vorspannung im Prinzip richtig eingeschätzt war und dass die Differenzen als günstig anzusehen sind (mehr Druck, weniger Zug).

Die bei der Belastungsprobe gemessenen Durchbiegungen geben die Möglichkeit, die Setzungen des Tischrandes besser zu schätzen und entsprechend abgestufte Überhöhungen für die verschiedenen Geschosse des Hochhauses anzurufen. Die ausgerechneten Durchbiegungen aus Vollast, unter Berücksichtigung des Kriechens und der stabilisierenden Wirkung bei den Ventilationsschächten, sind in Bild 3 eingetragen.

Tabelle 2. Zusammenstellung der wichtigsten, aus Modellversuch und Kontrollrechnung vorausgesehene Spannungen, die der Dimensionierung zugrunde liegen

$q = \text{Vollast}, V = \text{Vorspannung nach Abzug der Verluste} = 2700 \text{ t}$   
Spannungen in  $\text{kg/cm}^2$  (+ = Zug)

(für den homogenen Betonquerschnitt ohne Armierung)

Stelle	q	V	$q + V$
101	— 73	— 60	— 133
201	+ 57	— 52	+ 5
105	—136	+ 38	— 98
205	+104	+ 5	+109
108	+161	— 98	+ 63
408	—200	+ 36	—164
13	+102	— 42	+ 60
43	—110	+ 27	— 83

Die Vorspannung wurde, entsprechend der fortschreitenden Belastung des Traggeschosses, in drei Stufen ausgeführt. Für die Ausführung des Traggeschosses wurde ein Beton mit minimaler nachgewiesener Druckfestigkeit von  $450 \text{ kg/cm}^2$  nach 28 Tagen verwendet.

Die Säulen außerhalb der Fassade

Über dem massiv ausgebildeten Traggeschoss sollte naturgemäß eine möglichst leichte Bauweise für das Hochhaus gewählt werden. Dementsprechend war für die 12 Stockwerke ein Stahlskelettbau vorgesehen und auch ausgeschrieben. Wir mussten aber feststellen, dass wegen der damaligen Vorschriften für Feuerschutz das Projekt in Stahl zu teuer wurde. Zur Ausführung kamen sehr leichte Decken aus Ortbeton und vorfabrizierte Fassadensäulen (Bilder 8 bis 10) mit einem Querschnitt von  $20 \times 35 \text{ cm}$  für eine Maximallast von  $85 \text{ t}$  pro Säule. Trotzdem ist das gesamte, auf dem Traggeschoss ruhende Gewicht beträchtlich; es setzt sich aus den in Tabelle 3 enthaltenen Faktoren zusammen. Diese Zahlen lassen erkennen, dass eine leicht gewählte Tragkonstruktion nicht allein massgebend ist. Im Falle der Palme beträgt das Gewicht der Tragkonstruktion nur 40% der ständigen Last oder rd. 30% der Gesamtlast.

Tabelle 3. Eigengewichte

8-cm-Platte mit Unterzügen	rd. $270 \text{ kg/m}^2$
Deckenplatten aus Gips	rd. $70 \text{ kg/m}^2$
8-cm-Überbeton und Belag	rd. $190 \text{ kg/m}^2$
Zwischenwände	rd. $150 \text{ kg/m}^2$
total ständige Last	rd. $680 \text{ kg/m}^2$

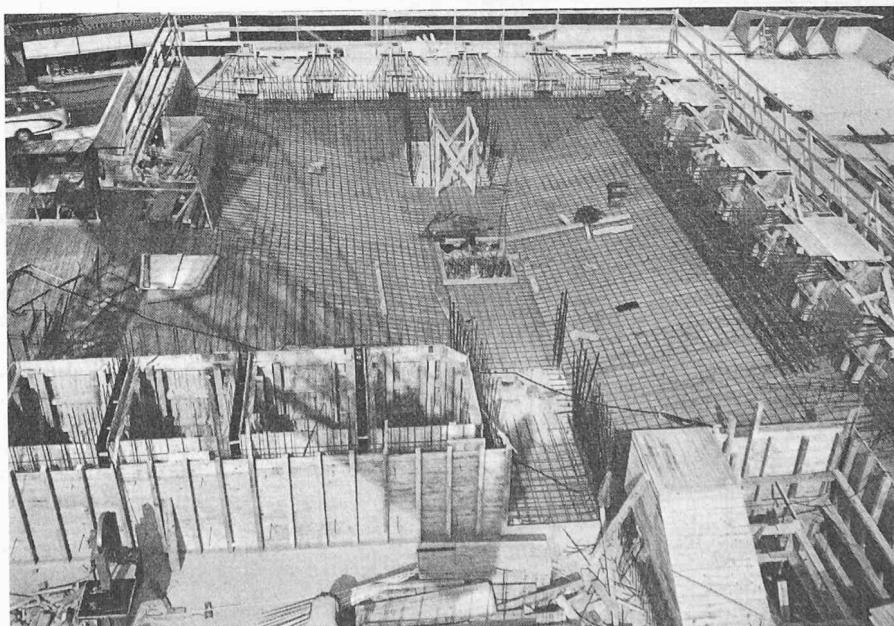


Bild 5. Armierung der unteren Traggeschoss-Platte

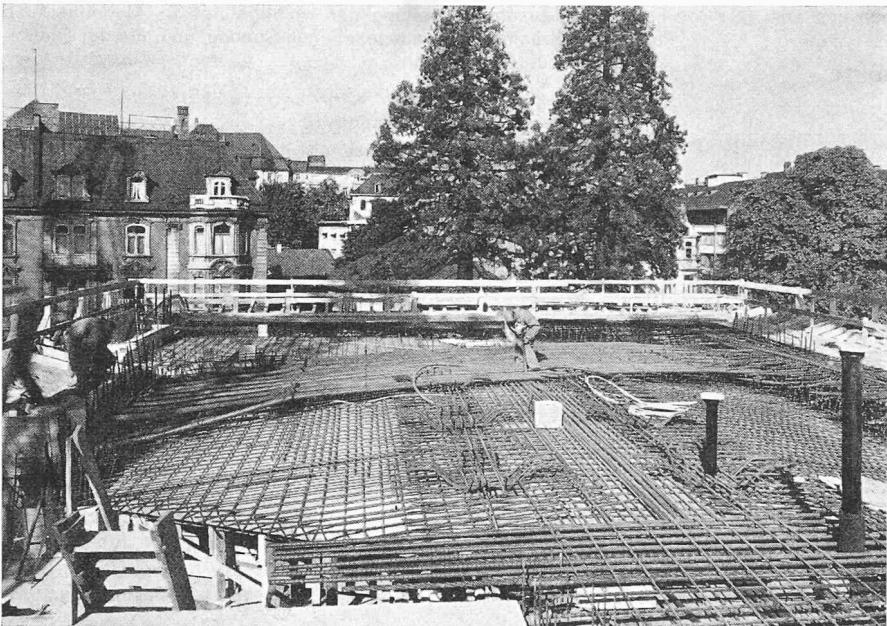


Bild 6. Armierung der oberen Traggeschoss-Platte und Vorspannkabel

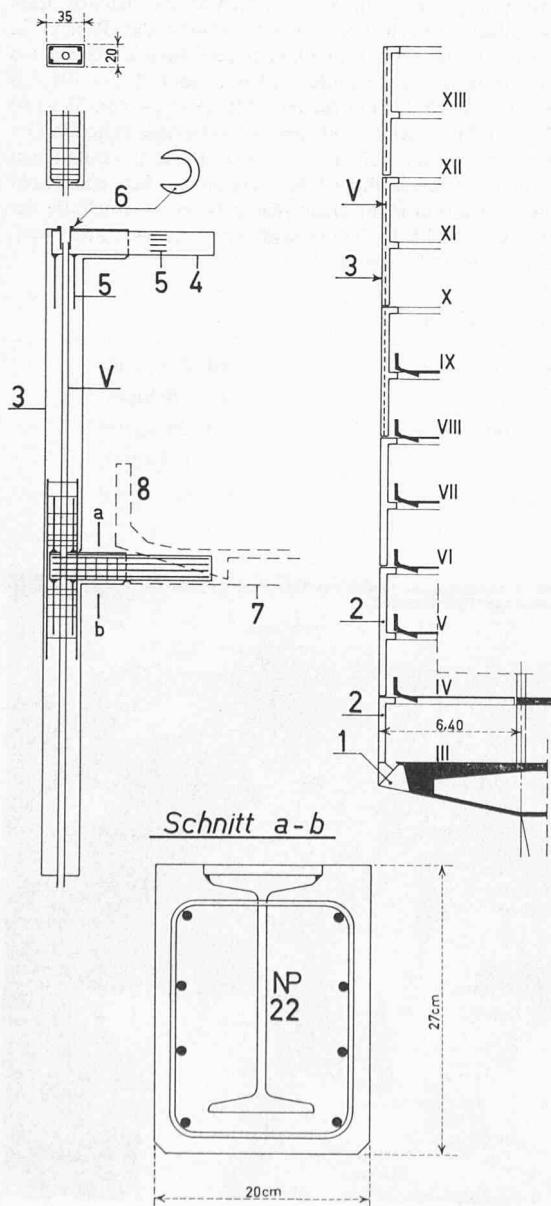
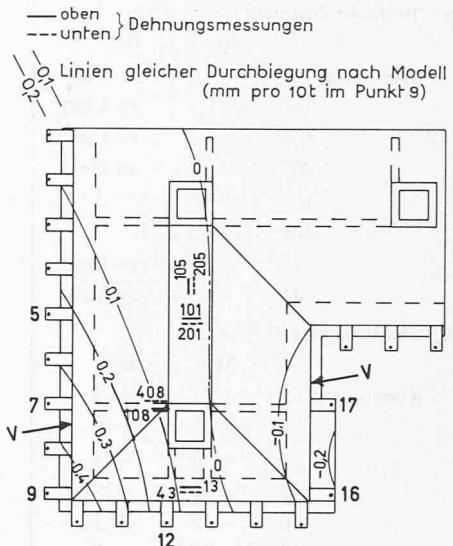


Bild 8 (links). Fassadensäulen, Schema  
 1 Konsolen am Traggeschoss  
 2 Vorfabrizierte Säulen ohne Vorspannung  
 3 Vorfabrizierte Säulen mit Vorspannung  
 4 Anschlussräger NP 22  
 5 Anschlusseisen  
 6 Unterlagsscheiben  
 7 Ortbetonträger  
 8 Brüstung aus Leca-Beton  
 V Verspannung mit Durchstossanker

Bild 7. Bezeichnung der Messpunkte. Angegeben sind nur die beim Belastungsversuch nachgeprüften Stellen  
 U = Umleitkräfte der Vorspannkraft V  
 0,1, 0,2 usw. = Linien gleicher Durchbiegung für Belastung des Punktes 9, umgerechnet aus dem Modellversuch in mm pro 10 t



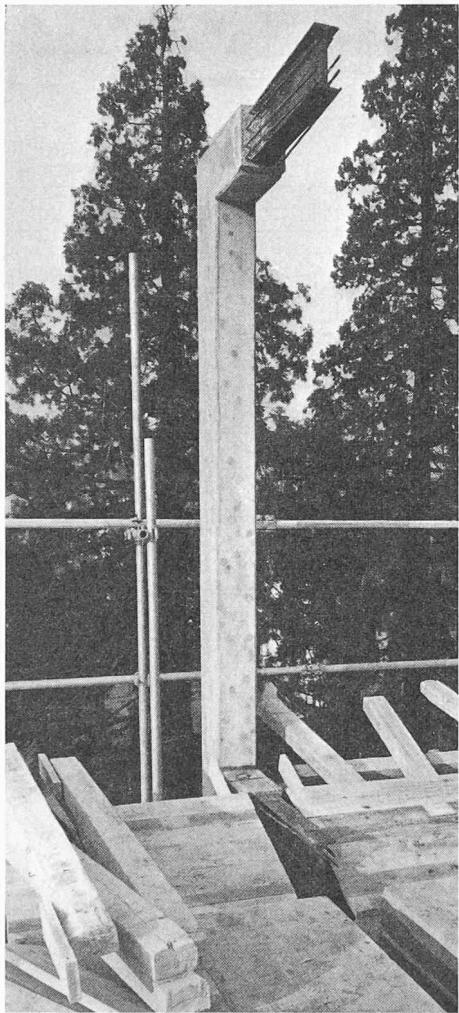


Bild 9. Fassadensäule

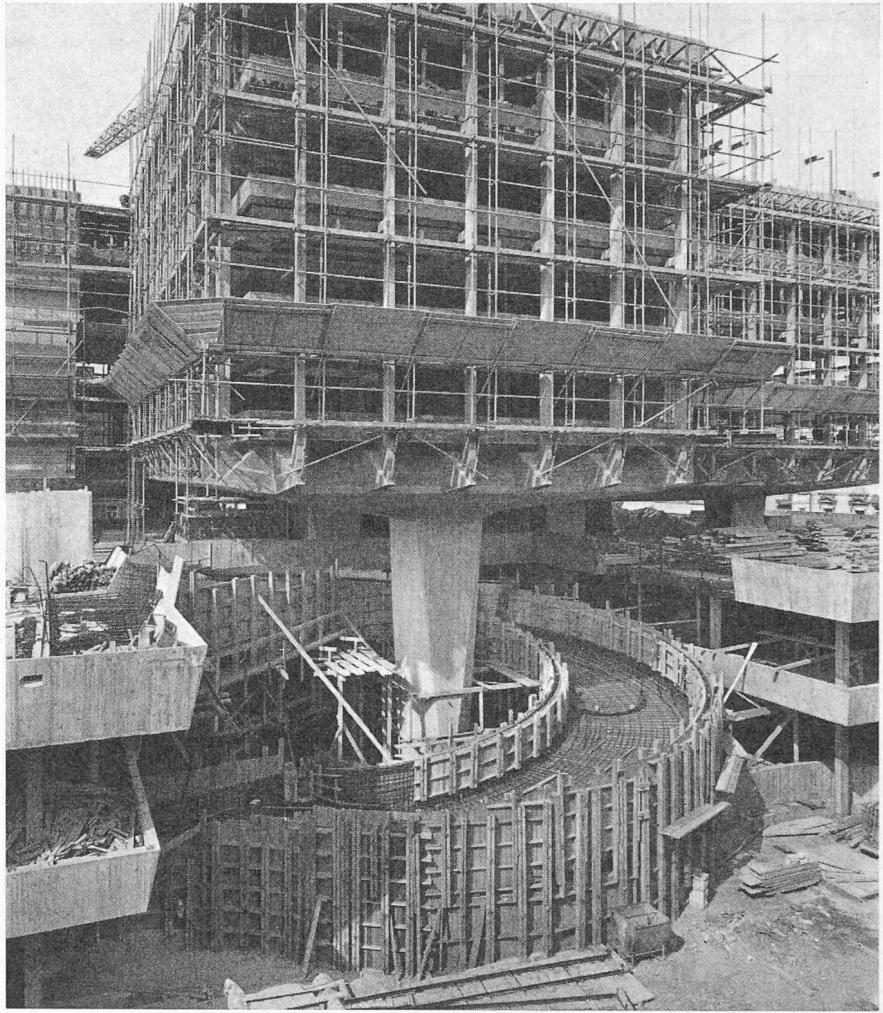


Bild 10. Hochhaus «Zur Palme» im Rohbau. Die erste Rampe (Abfahrt von der Parkingfläche im zweiten Obergeschoss) ist eingeschalt

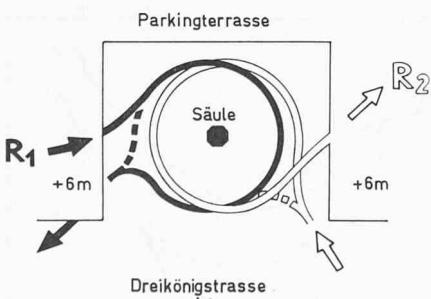
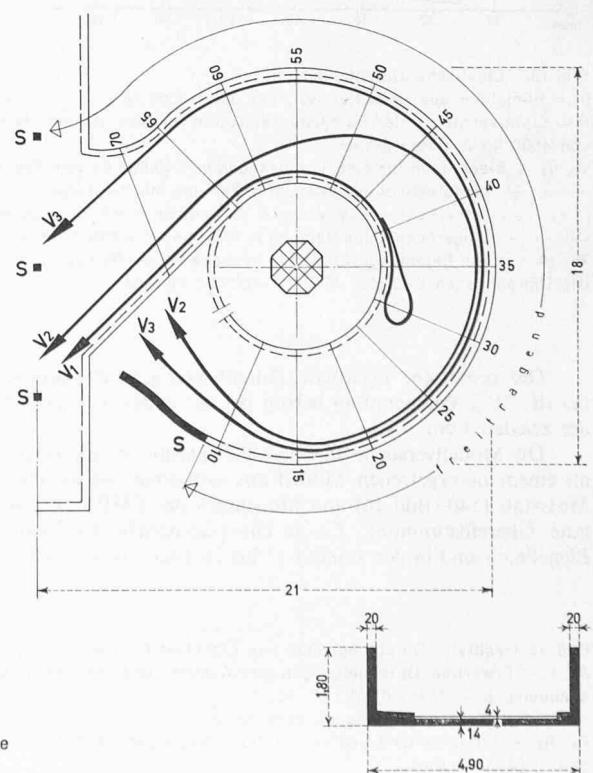


Bild 11. Schema der Rampenlage  
R1 = Abfahrtrampe  
R2 = Auffahrtrampe  
Punktiert Keller-Zufahrt und Wegfahrt



Rechts:

Bild 12. Untersicht der Rampe 1 (Masstab 1:350) und Rampenquerschnitt 1:175  
10 bis 70 = Bezeichnung der Schnitte  
S = die einzigen Stützpunkte der Rampe  
V1, V2, V3 = Lage der Vorspannkabel, die im Modell geprüft wurden. Bei der Ausführung wurde zwischen V2 und V3 eine Schar von Kabeln verlegt

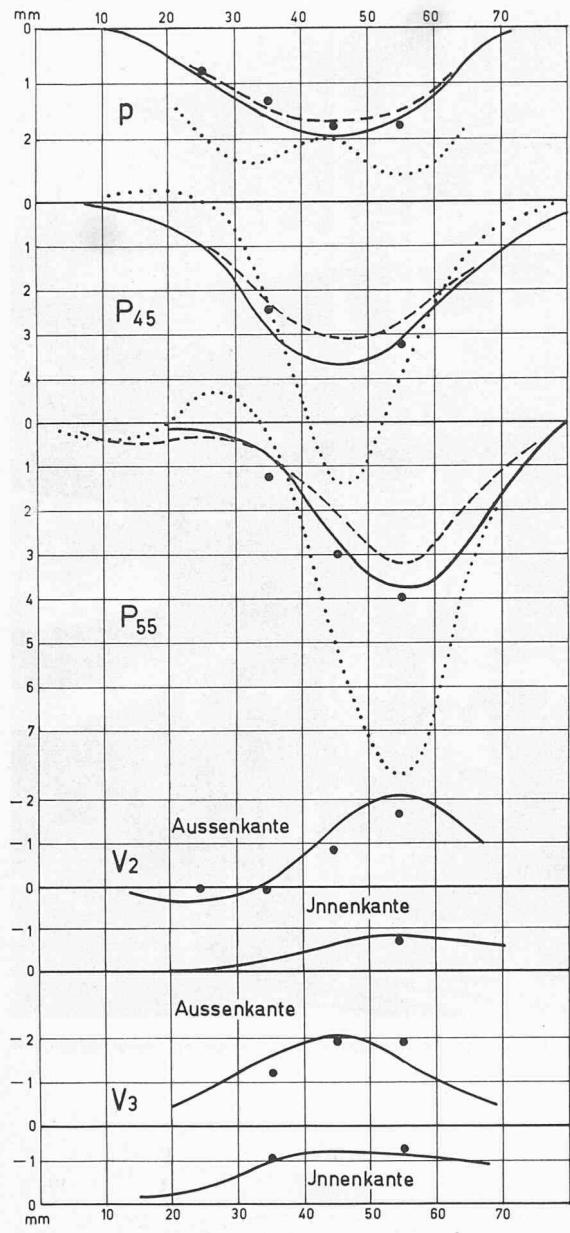


Bild 13. Elastische Durchbiegungen

$p$  = Biegelinie aus verteilter Nutzlast, total 4000 kg

$P$  = Einflusslinie an der Rampenaussenkante für eine wandernde Einzellast von 4000 kg in Rampenmitte

$V_2, V_3$  = Biegelinien für eine Vorspannung von 40 000 kg vom Typ  $V_2$  und  $V_3$

— umgerechnet aus Versuch in Zement, mit Brüstungen

..... umgerechnet aus Versuch in Zement, ohne Brüstungen

- - - umgerechnet aus Versuch in Plexiglas, mit Brüstungen

● ● Bei Belastungsversuch gemessene Werte (Rampe 1)

Die Umrechnungen erfolgten für  $E = 400 000 \text{ kg/cm}^2$

Die gemessene elastische Durchbiegung beim Ausschalen und bei rd. 75% Vorspannung betrug bei der ersten Rampe 5,5 cm, bei der zweiten 4 cm.

Die Modellversuche an einem Plexiglasmodell im Massstab 1:75, an einem naturgetreuen Modell aus armiertem weissem Zement im Massstab 1:40 (Bild 16) und Messungen der EMPA am Bau zeigten gute Übereinstimmung. Einige charakteristische Einflusslinien und Biegelinien sind in den Bildern 13 bis 15 zusammengestellt.

Bild 15 (rechts). Durchbiegungen aus Eigenlast (in cm)

$A_o, I_o$  = Erwartete Durchbiegungen am Aussen- und Innenrand, ohne Vorspannung,  $E = 125 000$  für  $t = \infty$

$A, I$  = Entsprechende Werte mit Vorspannung

$R_1, R_2$  = fortschreitend gemessene Durchbiegungen an den Rampen 1 bzw. 2 (Aussenrand)

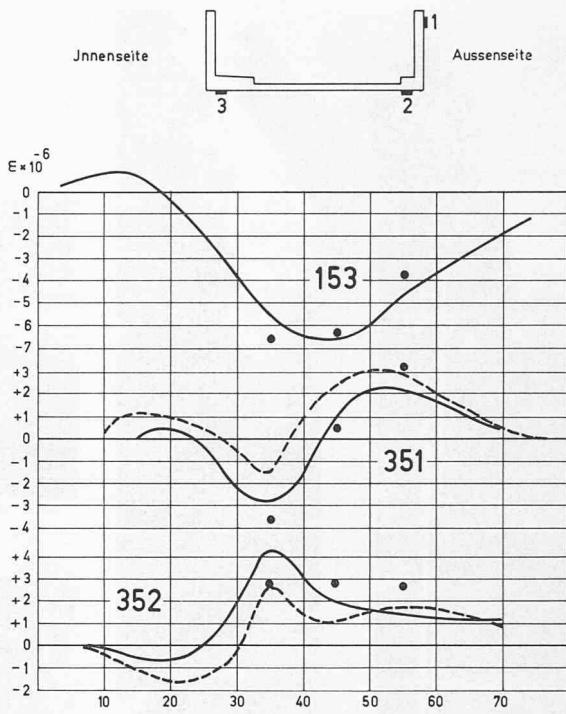


Bild 14. Einflusslinien für Dehnungen in Rampenlängsrichtung für Einzellast von 4000 kg in Rampenmitte (+ = Zug)

153 = Schnitt 15 Messtelle 3

351 = Schnitt 35 Messtelle 1

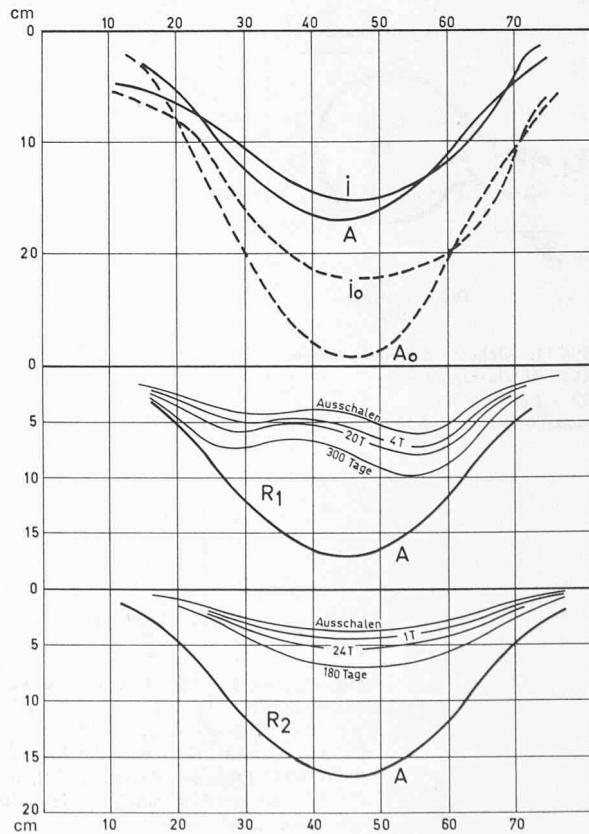
352 = Schnitt 35 Messtelle 2

— umgerechnet aus Versuch in Zement (mit Brüstungen)

- - - umgerechnet aus Versuch in Plexiglas (mit Brüstungen)

● ● Bei Belastungsversuch gemessene Werte (Rampe 1)

Die Umrechnungen erfolgten für  $E = 400 000 \text{ kg/cm}^2$



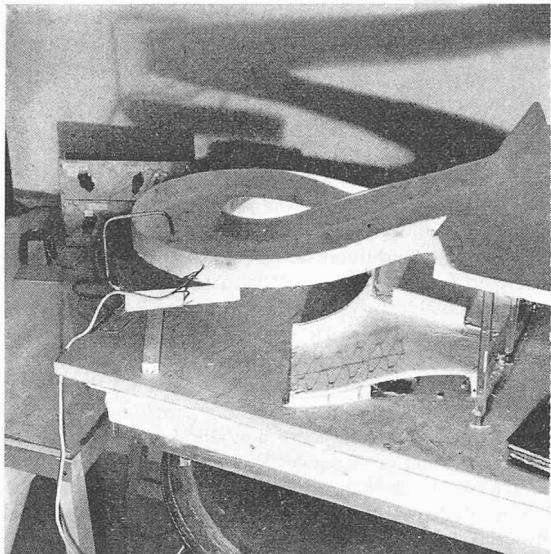


Bild 16. Modellversuch für die Rampe. Material: englischer Zement mit Drahtnetzeinlage.  $E \sim 140\,000 \text{ kg/cm}^2$ , Querdehnungszahl 0,22, praktisch kein Kriechen. In einem späteren Stadium der Versuche ist auch die Vorspannung im Modell eingebaut worden

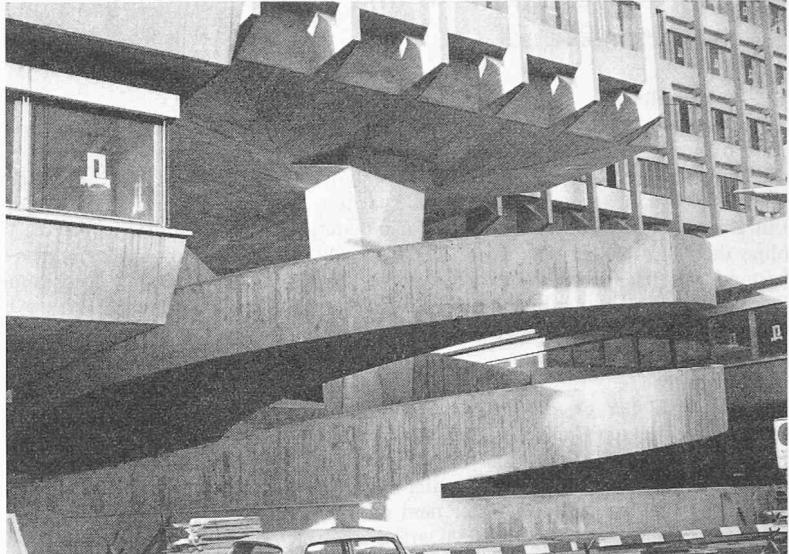


Bild 18. Die fertigen Rampen zum zweiten Obergeschoss (oben Auffahrt, unten Abfahrt)

Die Resultate der Messungen haben gezeigt, dass das Verhalten solcher freitragender Spiralen sehr stark von den Auflagerbedingungen abhängig ist. Die Spannungen sind verhältnismässig gering, die Durchbiegungen aber sehr massgebend. Die Verdrehungen sind nicht sehr gross. Die Amplitude der Schwingungen beim Befahren beträgt rd. 1 mm.

Im 4 cm starken Belag der Rampen ist eine elektrische Heizung eingebaut.

#### Die Bau-Ausführung

Die Eisenbetonarbeiten des Hochhauses zur Palme führte die Arbeitsgemeinschaft AG Hch. Hatt-Haller und Locher & Cie AG aus.

Ihr verdanken wir insbesondere die hochwertige, durch die Versuche bestätigte Betonqualität, welche für das gute Gelingen des Bauwerkes unerlässlich war.

Alle Vorspannarbeiten sind nach dem System BBRV ausgeführt. Die vorfabrizierten Teile (Fassadensäulen und Parkindächer) lieferte die Firma Favre & Cie AG in Wallisellen.

Für die vom Verfasser schon 1960 ausgeführten Modellversuche wurde noch nicht die in der Schweiz. Bauzeitung vom 25. Nov. 1965 (83. Jahrgang, H. 47, S. 872) beschriebene Methode angewendet.

Adresse des Verfassers: Alexander Moser, Ing. S.I.A., 8126 Zumikon.

Bild 19 (rechts). Eine der Stützen des Hochhauses, gesehen durch die Rampen

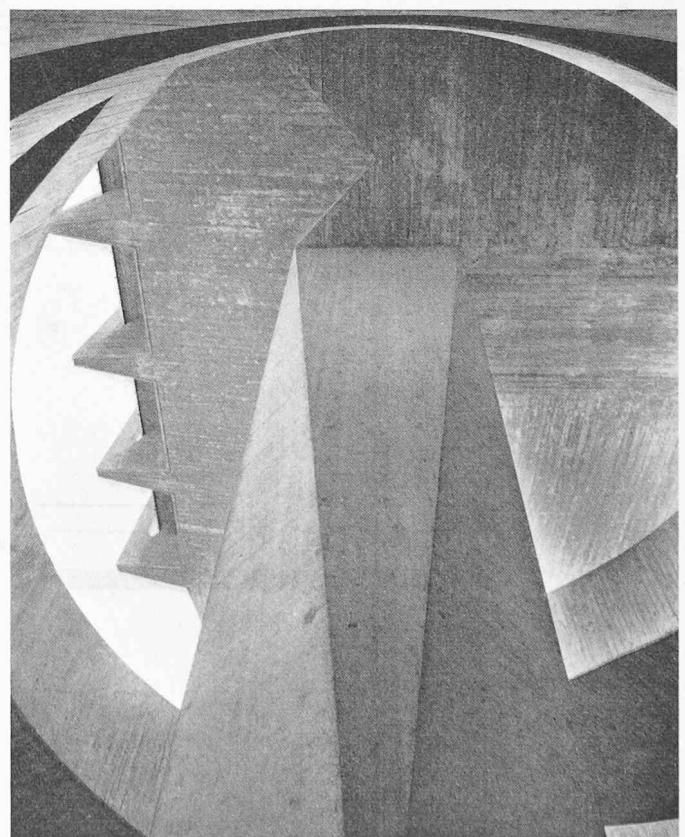


Bild 17. Konzentrierte Last von 4000 kg im Schnitt 35, während der Belastungsversuche

