

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

Artikel: Untergrundverhältnisse und Fundationsprobleme des Hochhauses "zur Palme"
Autor: Haefeli, Robert
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68326>

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: 22.02.2026

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

Untergrundverhältnisse und Fundationsprobleme des Hochhauses «zur Palme»

Von Prof. Dr. R. Haefeli, Zürich

DK 624.154.34:624.131.3

I. Problemstellung

Das zentrale Problem der vorliegenden, für zürcherische Verhältnisse nicht alltäglichen Aufgabe bestand darin, in einem Deltagebiet (Sihldelta), in welchem der festgelagerte Baugrund erst in einer Tiefe von 14 bis 18 m angetroffen wird, eine Gruppe von konzentrierten Einzellasten (8 Säulen) von je 3000 t auf den Untergrund zu übertragen, ohne dass unzulässige Setzungen entstehen. Da zudem die Absicht bestand, die leichten und niedrigen Anbauten fugenlos an das im Kern des Gebäudegrundrisses aufragende Hochhaus anzuschliessen (Bild 1), so sollten nicht nur die ungleichmässigen, sondern auch die gleichmässigen Setzungen möglichst klein sein und ein gewisses Mass nicht überschreiten.

Die Wahl der Fundationsmethode erfolgte in Zusammenarbeit mit den Architekten Haefeli, Moser, Steiger und dem Ingenieurbureau Henauer & Lee. Die tiefste Aushubkote des Hochhauses mit den zwei Kellergeschossen liegt rd. 8 m unter der Terrainoberfläche (rd. 408 ÷ 408,50) bzw. 4 ÷ 6 m unter dem mit dem Seespiegel schwankenden Grundwasserstand (Bild 1). Daraus ergab sich die Notwendigkeit einer inneren und äusseren Wanne, mit Zwischenisolierung gegen das Grundwasser, wobei die innere Wanne den vollen Wasserdruck aufzunehmen hat.

Für die Fundation standen grundsätzlich zwei Lösungen zur Diskussion: Eine durchgehende Platte oder eine tiefgründige Pfählung. Auf Grund der Setzungsanalyse, die für die Platte unzulässige und ungleichmässige Setzungen in der Grössenordnung von 10 ÷ 20 cm ergab, sowie der Ergebnisse zweier Probepfähle verschiedenen Systems fiel die Wahl auf eine Pfahlfundation mit langen grosskalibrigen Bohrpfählen nach dem Benoto-Verfahren, deren Ausführung der Bauunternehmung AG Heinrich Hatt-Haller in Zürich übertragen wurde [1]. Der Abschluss der Baugrube erfolgte mit einer Bohrpfahlwand (System Benoto), die bei variabler Tiefe bis in eine Schicht von wenig durchlässigem, tonigem Silt hinabreichte.

Die Untersuchung des Baugrundes und das Studium der fundationstechnischen Verhältnisse erfolgten im Einvernehmen mit dem projektierenden Ingenieur; der Bauherr und die Architekten haben sie in verständnisvoller und grosszügiger Weise unterstützt. Die Aufgabe wurde andererseits durch den Umstand erschwert, dass die Entnahme ungestörter Bodenproben aus der nötigen Tiefe auf unüberwindliche Schwierigkeiten stiess. Bei der Beurteilung der Zusammendrückbarkeit der tiefliegenden Schichten haben wir deshalb ein neues Verfahren angewandt, das hier seine Feuerprobe bestand. Dieses in einer früheren Arbeit des Verfassers eingehend beschriebene Ver-

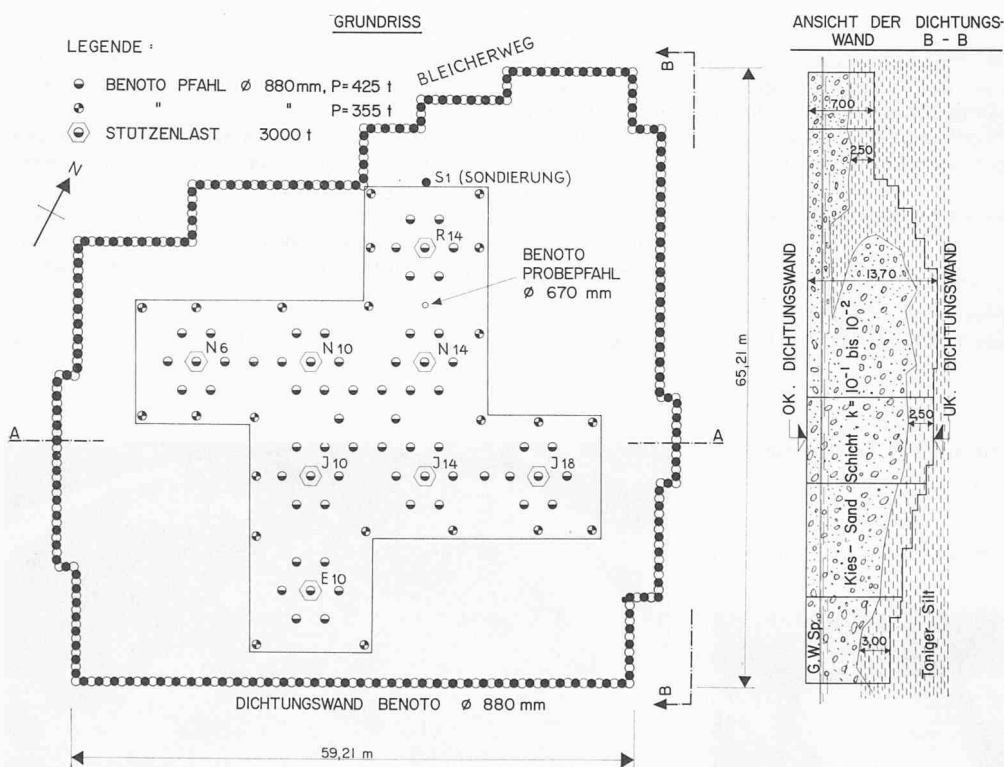


Bild 1. Dichtungswand und Pfahlfundation für die «Palme». Plan 1:800

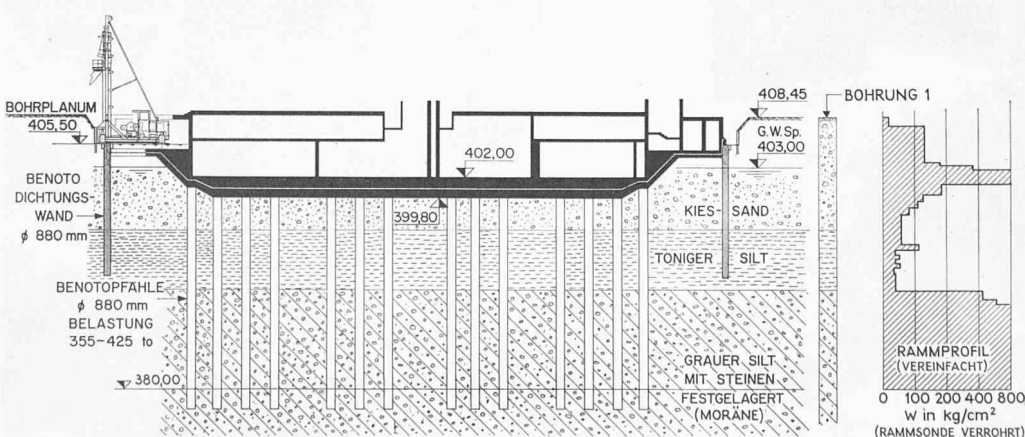


Bild 2. Längsschnitt A-A zu Bild 1

fahren [2] bietet u. a. die Möglichkeit, auf Grund des Verhaltens von Probepfählen Auskunft über die Zusammendrückbarkeit (M_E -Werte) des unter den Pfählen liegenden Baugrundes zu erhalten, wodurch eine solidere Grundlage für die Setzungsanalyse der Pfahlgruppe bzw. des Hochhauses gewonnen wird. Diesem Umstand dürfte es zu verdanken sein, dass die später gemessenen Setzungen schon im Projektstadium richtig vorausgesagt und dadurch eine klare Situation geschaffen wurde.

Bei der Beurteilung der zu erwartenden Setzungen war auch der günstige Umstand zu berücksichtigen, dass auf der Höhe der Fundamentsohle der natürliche Überlagerungsdruck des Bodens rd. 75% der massgebenden Bodenpressung des Hochhauses (einschliesslich Nutzlast) betrug (Bild 3). Dieser Vorteil fällt allerdings bei einer tiefgründigen Pfahlfundation weniger ins Gewicht als bei einer Flachfundation.

II. Geologische und geotechnische Verhältnisse

Auf Grund der allgemeinen geologischen Situation [3] und der im Jahre 1956 ausgeführten fünf Kernbohrungen, Rammsondierungen (Stump-Bohr AG), Probeentnahmen und Probeuntersuchungen (VAWE) liess sich unter Mitarbeit von Dr. A. von Moos von oben nach unten der in Tabelle 1 festgehaltene Schichtaufbau feststellen (k bedeutet dabei die Durchlässigkeitsziffer und w den Bruttorammswiderstand).

Während die Auffüllung an den erbohrten Stellen eine relativ geringe Mächtigkeit besitzt (max. 2,9 m) und teilweise fehlt, variiert der Aufbau der nächsttieferen zwei Schichten, die dem Streukegel des Sihldeltas angehören, im Bereich der rd. 3500 m² grossen Baugrube innerhalb weiter Grenzen. Das in Bild 2 dargestellte Schichtprofil des in Wirklichkeit sehr heterogenen Baugrundes ist deshalb nur als Schema aufzufassen, das ungefähr der bei der 40 m tiefen Hauptbohrung (Nr. 1) angetroffenen Schichtfolge entspricht. In Wirklichkeit ist die Schichtung innerhalb des Sihldeltas keineswegs horizontal, sondern entsprechend dem wechselnden Wasserlauf stark bewegt und vielfach linsenförmig (vgl. Bild 1).

Es handelt sich demgemäss um eine kiesig-sandige Deltaablagerrung, die nach unten allmählich in Seebodenlehm übergeht, der über der Grundmoräne liegt. Der im Schichtprofil etwas unscharfe Übergang zur feinkörnigen Moräne – und damit zum tragfähigen Baugrund, dessen Oberfläche in 14 bis 18 m Tiefe liegt – lässt sich am sprunghaften Anstieg des Rammwiderstandes deutlich erkennen (Bild 2). Unter der festgelagerten Moräne folgt die Molasse in unbekannter Tiefe (wahrscheinlich 50 bis 100 m).

Wesentlich für die qualitative und fundationstechnische Beurteilung des Baugrundes ist einerseits der Umstand, dass zwischen dem festgelagerten Untergrund und der oberen Kiessandschicht eine mit organischen Resten durchsetzte, relativ weiche Schlammssandschicht (toniger Silt) von geringer Tragfähigkeit und hoher Zusammendrückbarkeit eingelagert ist. Andererseits lässt der plötzliche Anstieg des

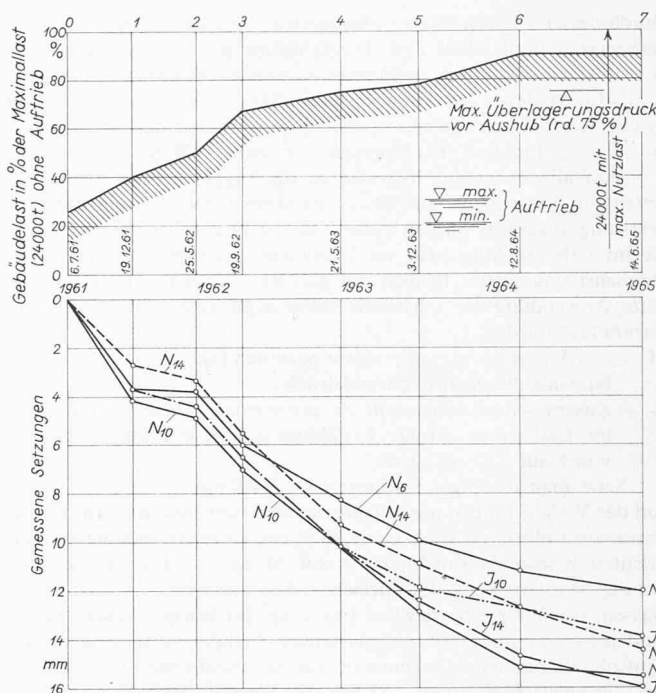


Bild 3. Setzungsmessungen 1961 bis 1965. Oben: Belastungsdiagramm. Unten: Zeit-Setzungskurven der Säulen-Fixpunkte. Bezeichnungen siehe Bild 1

Rammwiderstandes beim Übergang zur Moräne jene für die Wahl der Fundationsmethode und insbesondere für die Dimensionierung von Pfählen massgebende Tiefe erkennen (14 bis 18 m), unterhalb welcher der tonige Silt durch den Linthgletscher vorbelastet und dadurch sehr tragfähig wurde.

Da die Kräfteübertragung vorwiegend durch Mantelreibung innerhalb der vorbelasteten Moräne erfolgt, wobei der Spitzenwiderstand gleichsam in Reserve bleibt, handelt es sich um eine schwebende Pfahlfundation. Die hohe Belastung der Pfähle ($355 \div 425$ t, Betonspannungen $58 \div 70$ kg/cm²) erforderte deshalb eine beträchtliche Einbindelänge im festgelagerten Untergrund, für die 12 bzw. 15 m als Mindestmass vorgeschrieben wurde.

Bei dieser Situation bildeten grosskalibrige Bohrpfähle, welche die Möglichkeit bieten, die Pfähle tief in die festgelagerte Moräne einzubinden, die technisch und wirtschaftlich günstigste Lösung. Gruppen mit je 7 Bohrpfählen (\varnothing 88 cm), System Benoto, von je 22 \div 30 m Länge wurde die Aufgabe zugewiesen, die 8 Säulenlasten von je 3000 t mit einem Minimum an Setzungen auf die stark vorbelastete Moräne zu übertragen. Die Anpassung der Pfahllänge an die örtlich wechselnden Untergrundverhältnisse erfolgte erstmals mit Hilfe des Bohrdiagramms [1], [2], das erlaubt, einen sogenannten Bohrindex x_o zu definieren, der die pro 1 t Tragkraft des Bohrpfahls erforderliche Rammarbeit, die aus der Leistung der Maschine berechnet wird, angibt. Dieser Index x_o , ausgedrückt in mt pro t bzw. in m, ist charakteristisch für eine gegebene geologische Situation. Er leistet als Kriterium für die zur Erzielung einer vorgeschriebenen Tragfähigkeit erforderliche Pfahllänge bzw. Rammarbeit und damit zur Anpassung der Pfahllänge an die örtlich schwankenden Schichtmächtigkeiten, insbesondere bei schwebenden Pfahlfundationen, gute Dienste.

III. Versuche in situ

Wie dies oft bei den Böden des schweizerischen Mittellandes der Fall ist, bestand im vorliegenden Fall die Schwierigkeit bei der Beurteilung der Tragfähigkeit und Setzungsempfindlichkeit der tief liegenden Bodenschichten darin, dass es infolge der Einlagerung kleiner Steine im Silt nicht möglich war, ungestörte Bodenproben zu entnehmen. Zudem bedeutet schon die mit der Entnahme und Manipulation einer vorbelasteten Bodenprobe verbundene Entlastung eine unvermeidliche strukturelle Störung. Deshalb konnten im vorliegenden Fall nur Versuche in situ am ungestörten, unter dem natürlichen Überlagerungsdruck stehenden Schichtverband zum Ziele führen.

Zu diesem Zwecke wurde einerseits der Untergrund im Benoto-Bohrrohr mit Hilfe einer sogenannten M_E -Sonde in verschiedenen Tiefen auf seine Zusammendrückbarkeit abgetastet [2]. Andererseits wurde ein Probepfahl (System Benoto) von etwas kleinerem

Tabelle 1. Schichtaufbau unter dem Hochhaus zur Palme

Materialbezeichnung	Geologische Formation	k cm/s	w kg/cm ²
Humus, gelbgrauer Lehm und Schlackenreste	Auffüllung		20–380
Gelbgrauer Kiessand bis \varnothing 10 cm, sauberer Kiessand mit grauem Lehm	Sihldelta	10^{-3} bis 10^{-4}	200–700
Schwarzer Schlamm-sand (toniger Silt) und grauer, magerer Lehm (oxydiert an der Luft)			60–340
Grauer Schlamm-sand bis magerer Lehm mit einzelnen Steinen	Seebodenlehm		60–150
Grauer toniger Silt mit Sand und wenig Kies			60–130
grauer, leicht toniger Silt mit Sand und Kies, aufgeschlossen bis — 40 m	Übergangsschicht (vorbelastet)		350–700
	Moräne (stark vorbelastet)	10^{-7} bis 10^{-8}	> 700

Durchmesser (67 statt 88 cm), aber normaler Länge, hinsichtlich seiner Setzungsempfindlichkeit und Tragfähigkeit geprüft. Ein gegenüber den üblichen Methoden erweitertes Auswerteverfahren dieses Probepfahls führte dabei zur Annahme eines M_E -Wertes von $2000 \div 2400 \text{ kg/cm}^2$ als Grundlage der Setzungsberechnung der Pfahlgruppe ($8 \times 7 = 56$ Pfähle $\varnothing 88$) bzw. des Hochhauses [2], [6].

Von allgemeinerem Interesse ist die Frage, ob auf Grund der genannten Versuche in situ etwas Konkretes über die glaziale Vorbelastung ausgesagt werden kann. Dies ist in der Tat der Fall, wenn die im Laboratorium bzw. im Oedometer gewonnenen Kennziffern möglichst ungestörter Proben mit den Resultaten des Feldversuches unter Anwendung der folgenden Näherungsformeln kombiniert und extrapoliert werden:

$M_E \cong \sigma_c / \Delta e$; $\sigma_c \cong \Delta e \cdot M_E$ worin bedeuten [4]:

σ_c = äquivalenter Konsolidationsdruck

Δe = Zusammendrückungszahl = prozentuale Zusammendrückung im Oedometer infolge Erhöhung des Konsolidationsdruckes von 1 auf 2,72 (e) kg/cm^2 .

Setzt man in obiger Formel $M_E = 2400 \text{ kg/cm}^2$ und für Δe den von der VAWE an den aus entsprechender Tiefe stammenden Proben gemessenen mittleren Wert von 1,25 % ein, so erhält man einen äquivalenten Konsolidationsdruck σ_c von 30 kg/cm^2 . Da mit der Entlastung beim Rückzug des Gletschers bzw. Abschmelzen der Toteismassen zweifellos eine gewisse Quellung des tonigen Siltes stattgefunden hat, die mit einer entsprechenden Reduktion des einstmaligen Konsolidationsdruckes verbunden war, so müsste die Eismächtigkeit des Linthgletschers, unter welcher die Konsolidation der in Frage stehenden Grundmoräne bei der Palme am Ende der letzten Eiszeit erfolgt ist, mehr als 330 m betragen haben. Selbstverständlich kann es sich bei derartigen Schätzungen und gewagten Extrapolationen nur um eine Grössenordnung handeln.

IV. Berechnete und gemessene Setzungen

Die auf den oben beschriebenen Grundlagen durchgeführte Setzungsanalyse führt je nach Annahme betreffend Lage der Molasseoberfläche (—50 bis —100 m) zu einer totalen wahrscheinlichen Setzung von $15 \div 30 \text{ mm}$. Dabei wurde die Nachsetzung nur mit 20 % der Hauptsetzung berücksichtigt, während die Eigenverformung der Pfähle mit 6 mm eingesetzt wurde. Ausserdem lautet die Vorher-

sage dahin, dass die grösste Setzungsdifferenz zwischen den 8 Säulen das Ausmass von $5 \div 10 \text{ mm}$ kaum übersteigen werde [5].

Die im Laufe der letzten fünf Jahre vom Vermessungsamt der Stadt Zürich ausgeführten Setzungsmessungen, die in Bild 3 graphisch dargestellt sind, bestätigen diese Prognose. Alle 8 Säulen wurden einzeln beobachtet. Der bis Mitte Juni 1965 gemessene Grösstwert der Setzungen beträgt 16 mm, der Kleinstwert 12 mm. Der maximale Setzungsunterschied erreichte bis heute 4 mm. Von den 8 Setzungskurven wurden in Bild 3 nur die Grenz- und Mittelwerte aufgetragen. Der Verlauf der Zeit-Setzungskurven zeigt, dass heute der Setzungsprozess bereits stark abklingt und damit in die Phase der Nachsetzung eingetreten ist, die sich bei stetig abklingender Setzungsgeschwindigkeit über Jahrzehnte erstrecken dürfte. In der letzten Messperiode von etwa 10 Monaten (12. 8. 1964 bis 14. 6. 1965) betrug die mittlere Setzungsgeschwindigkeit nur noch 0,9 mm pro Jahr. Beim Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungen ist zu berücksichtigen, dass zum Zeitpunkt der ersten Messung bereits 25 % der Gesamtlast des Hochhauses wirksam war.

Literaturverzeichnis

- [1] *Bucher, H.*: Bohrpfähle und Pfahlwände System «Benoto». SBZ 1961, H. 5, S. 66–70.
- [2] *Haefeli, R.*: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation. SBZ 1961, H. 25, S. 443–448 und H. 26, S. 468–473.
- [3] *von Moos, A.*: Der Baugrund der Stadt Zürich. Mitt. der VAWE No. 18, 1949.
- [4] *Haefeli, R.*: Die Zusammendrückbarkeit der Böden. «Strasse und Verkehr» Bd. 36, No. 5, 1950.
- [5] *Derselbe*: Bericht über den Probepfahl 2 und dessen fundationstechnische Auswertung als Grundlage zur Bemessung der Pfahlfundation vom 30. April 1960 (unveröffentlicht).
- [6] *Derselbe*: Zur Bestimmung des M_E -Wertes mittels Rammsonde, Drucksonde und Probepfählen. «Strasse und Verkehr» 1963.
- [7] *Moser, A.*: Das Tragwerk des Hochhauses Zur Palme. SBZ 1965, H. 50, S. 923.
- [8] *Berg, T.* (Ingenieurbüro Emch und Berger): Setzungsprognosen und Setzungsmessungen an einem Hochhaus. SBZ 1965, H. 7, S. 113–114.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. Robert Haefeli, Susenbergstr. 193, 8044 Zürich.

Klima-, Lüftungs- und Heizungsanlagen im Hochhaus «zur Palme»

DK 697

Von Dr. Ing. W. Ziemba, berat. Ing. ASIC, Zürich

Der markante Bau «zur Palme» in Zürich-Enge gliedert sich in drei Hauptteile. Das turmartige Hochhaus (3. bis 13. Obergeschoss) ist baulich von den übrigen Teilen losgelöst und wurde als Bürohochhaus entwickelt. Der anschliessende Flachteil besteht aus Erdgeschoss und einem Obergeschoss, auf dessen Dach Parkplätze im Freien eingerichtet wurden. Den dritten Teil bilden die Untergeschosse, die sowohl unter dem Hochhaus wie auch unter dem Flachteil eingerichtet wurden. Hier sind Garagen und andere Kellerräume untergebracht.

Der Projektierungsauftrag, den die Bauherrschaft der Firma A. Eigenmann und W. Ziemba, beratende Ingenieure, Zürich, übertrug, bezog sich zunächst auf die Entwicklung einer Klima-, Lüftungs- und Heizungsanlage, die den betrieblichen Anforderungen aller drei Teile Rechnung zu tragen hatte. Der ursprüngliche Entwurf sah für das Hochhaus eine Hochdruck-Klimaanlage mit Klimakonvektoren in den einzelnen Räumen und für den Flachteil, also für die Läden und das Restaurant im Erdgeschoss sowie für die dazugehörigen Büros im 1. Obergeschoss, eine dezentralisierte Niederdruck-Klimaanlage vor.

Die zur Zeit der Projektierung herrschende Unsicherheit über die Vermietungskosten vollklimatisierter Büroräume hat die Bauherrschaft veranlasst, eine andere Lösung in Betracht zu ziehen, die für die Mieter geringere Kosten ergibt. Insbesondere sollte es jedem Mieter möglich gemacht werden, je nach Bedarf eine Klimaanlage einrichten zu lassen oder darauf zu verzichten. Die in dieser Richtung durchgeführten Studien führten zu einem Vorschlag, der den gestellten Forderungen voll entsprach und zur Ausführung kam. Er soll nachstehend beschrieben werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass dieser Vorschlag in einigen Teilen abgeändert werden musste, um feuerpolizeilichen Vorschriften zu entsprechen oder Gegebenheiten des Baues zu berücksichtigen.

1. Die ausgeführten Klimaanlagen

a) Der Grundgedanke

Die Grundidee des Projektes für den Hochhausteil bestand darin, eine Anlage zu erstellen, die es jedem einzelnen Mieter ermöglicht,

die von ihm belegten Räume je nach Wunsch entweder nur wie üblich zu heizen und zu lüften, oder durch den Einbau zusätzlicher Geräte voll zu klimatisieren. Da eine nachträgliche Zufuhr der Frischluft in die einzelnen Räume ohne Verunstaltung der Fassaden grössere Schwierigkeiten geboten hätte, haben wir zentrale Frischluft-Konditionierungsanlagen vorgesehen, die die filtrierte, erwärmte und befeuchtete oder die gekühlte und entfeuchtete Frischluft in alle Büroräume des Hochhausteiles einführen soll. Genauso wie jeder Mieter den elektrischen Strom, die Wärme sowie das kalte und warme Wasser zur Verfügung bekommt, so sollte er auch die aufbereitete Frischluft erhalten. Diese wird also unabhängig vom Wunsche des Mieters in jedem Fall in die Räume eingeführt. Die Frischluftkonditionierung ist somit ein fester Bestandteil des Mietvertrages, so gut wie die Einrichtung eines Badezimmers, einer Toilette, des Treppenhauses, der Heizungsanlage oder ähnlicher Einrichtungen.

Steht dem Mieter die notwendige Frischluft zur Verfügung, so lässt sich die Ergänzung zu einer Klimaanlage durch den Einbau eines einfachen Umluftgerätes bewerkstelligen. Jeder Büroraum wird demnach mit Hilfe einer konventionellen Radiator- oder Konvektoren-Heizung geheizt und erhält überdies konditionierte Frischluft. Durch den Einbau eines Umluftgerätes kann noch eine zusätzliche Raumkühlung erreicht werden.

b) Die Frischluftkonditionierung, Bild 2

Zur Behandlung der Frischluft bestehen vier gleichgebaute Klimageräte. Sie sind im Traggesschoss, also im untersten Teil des Hochhauses eingebaut. Davon weisen je zwei Geräte eine gemeinsame Ansauganlage für die Aussenluft auf. Diese besteht aus je einem Frischluftschacht mit neun Ansaugstellen auf verschiedenen Stockwerken, die so angeordnet sind, dass möglichst reine Luft angesogen wird. Jedes Klimagerät weist die üblichen Apparate (Luftfilter, Vorerhitzer, Berieselungsabteil mit Umwälzpumpe, Kühler, Nacherhitzer, Ventilator) sowie alle für automatischen Betrieb erforderlichen Steuer-, Regel- und Sicherheitsgeräte auf. Der Luftdurchsatz beträgt je Gerät