

Publikationen

4. Spannbeton, Hochhäuser Hochhaus Frankfurt

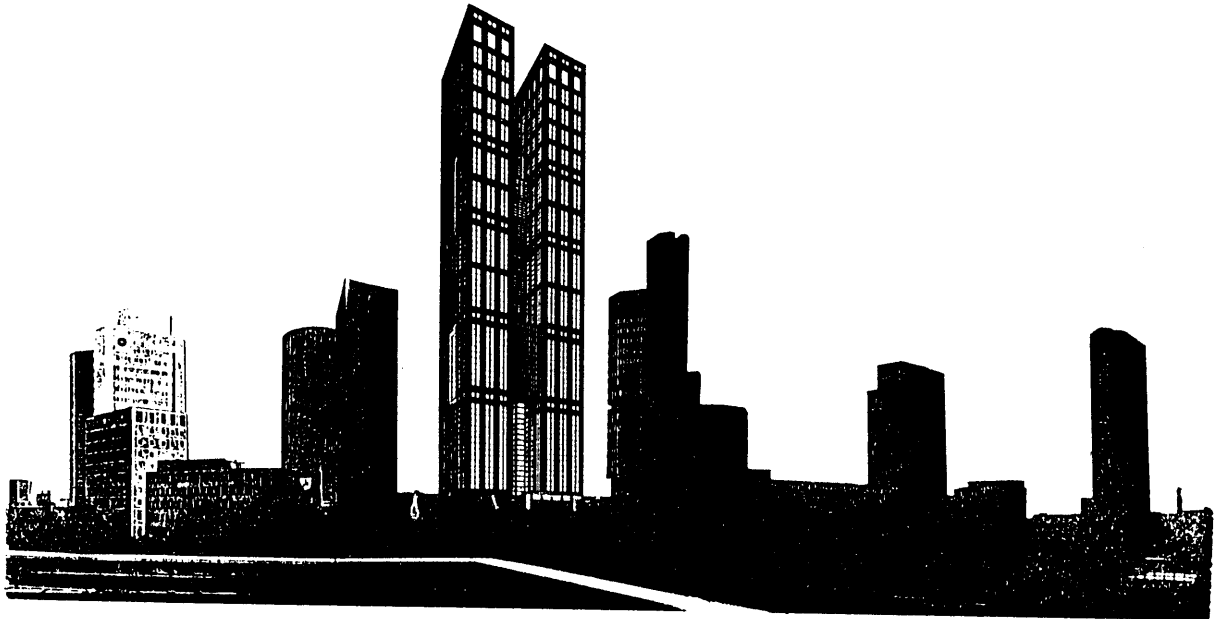


Guggisberg Roland

“Der Traum von Mainhattan; Anwendung von Vorspannung am Beispiel eines Architektenwettbewerbs für ein 160 m hohes Hochhaus”
Referat an der Fachtagung “Spannbeton im Hoch- und Industriebau”,
Düsseldorf, Stuttgart, Berlin, 1991

Anwendung von Vorspannung am Beispiel eines Architektenwettbewerbs für ein 160 m hohes Hochhaus

Dipl.-Ing. ETH R. Guggisberg



Der Traum von Main-hattan

Wettbewerb: Hessische Landesbank, Frankfurt a.M.

Architekten: Dudler, Dudler, Welbergen, Frankfurt a.M.

Ingenieure: Suter + Suter AG, Generalplaner, Zürich

Kurzfassung

Mit der Aufgabe betraut, das statische Konzept für das Wettbewerbsprojekt eines 160 m Bürohochhauses in Frankfurt auszuarbeiten, wollten wir nicht nur die wirtschaftlichen Konsequenzen miteinbeziehen. Um Einsparungen an Bauzeit und an Kosten realisieren zu können, schlugen wir unter anderem vorgespannte Decken und eine vorgespannte Kastenfundation mit einer Kombination von Flach- und Tiefgründung vor. Mit der Darlegung der angestellten Wirtschaftlichkeitsüberlegungen möchten wir zu einer kritischen und sachlichen Diskussion der Wettbewerbsfähigkeit vorgespannter Betontragwerke im Hochbau beitragen.

1. Einleitung

Nicht von einem Ausführungsbeispiel soll in diesem Beitrag die Rede sein, sondern von einem Projekt, welches im Rahmen eines städtebaulichen Wettbewerbs für ein 160 m Hochhaus einer Großbank in Frankfurt ausgearbeitet wurde. Es soll uns Anlaß sein, die Wettbewerbfähigkeit vorgespannter Betonkonstruktionen zu diskutieren.

Die Grundlage für die Gestaltung von Spannbetonkonstruktionen müssen anschauliche, gut nachvollziehbare Bemessungsnormen sein, welche aus der Vorspannung kein Mysterium machen. Für die Entscheidung sollen vor allem wirtschaftliche Kriterien ausschlaggebend sein:

1. Oekonomie des Materials

2. Personalkosten

3. Investitionskosten

Für uns Ingenieure bedeutet der erste Punkt vor allem die schlanke Bauweise und die Faszination der optimalen Ausnutzung der Materialien Beton und Stahl. Der Unternehmer wird danach trachten, den Bauvorgang zu rationalisieren, um die Lohnkosten unter Kontrolle zu halten. Der Bauherr als Verantwortlicher für die Finanzierung des Bauvorhabens braucht Garantien für Termine und Kosten.

Wir sehen unsere Stärke als Generalplaner darin, daß wir uns nicht damit begnügen, unsere Planungsleistungen mit der erwarteten Fachkompetenz zu erbringen, sondern uns vor allem auch dem Problemkreis um Termine und Kosten anzunehmen. Vom am Wettbewerb teilnehmenden Architekturbüro Dudler, Dudler, Welbergen in Frankfurt a.M. übernahmen wir die Aufgabe, das statische Konzept für das Bürohochhaus auszuarbeiten. Wir nahmen uns vor, nicht nur die technische Realisierbarkeit zu verifizieren, sondern auch die wirtschaftlichen Konsequenzen miteinzubeziehen und dadurch den Bauherrn besonders anzusprechen.

Das Konzept sollte eine möglichst optimale Anwendung aktueller Bautechnologie vorsehen. Für die tragende Struktur des Hochhauses wurde vorwiegend Stahlbeton vorgesehen. Heute übliche Rationalisierungsverfahren sehen den Einsatz von Großflächenschalungen, Gleit- und Kletterschalungen, vorgefertigten Bewehrungselementen, Pumpbeton, frühhochfestem Beton, Fließbeton usw. vor. Die Anwendung von Vorspanntechnologie eröffnete weitere Möglich-

keiten, die letztendlich zu interessanten Zeit- und Kosteneinsparungen führen, wie wir anschliessend anhand der vorgespannten Geschoßdecken und dem vorgespannten Fundationskasten darstellen werden.

2. Das Wettbewerbsprojekt

Nachfolgend wollen wir die wesentlichen architektonischen Merkmale des Projekts skizzieren, ohne zu sehr auf die architektonischen Details einzugehen. Die Architekten entwarfen ein sehr eigenwilliges Gebäude mit Zwillingstürmen von je 49 Geschossen und einem Sockelbau. Als Zitat einer erhaltungswürdigen Fassade sahen sie den einen Turm in einer Verkleidung mit Stein, während der andere Turm eine Verkleidung ganz mit Glas aufweist. Zwischen den Türmen befindet sich ein transparenter Verbindungsbau mit massiven, auskragenden Baukörpern, welche in dem transparenten Raum zu schweben scheinen. Der Sockelbau weist 5 Ober- und 5 Untergeschosse auf (Bild 1).

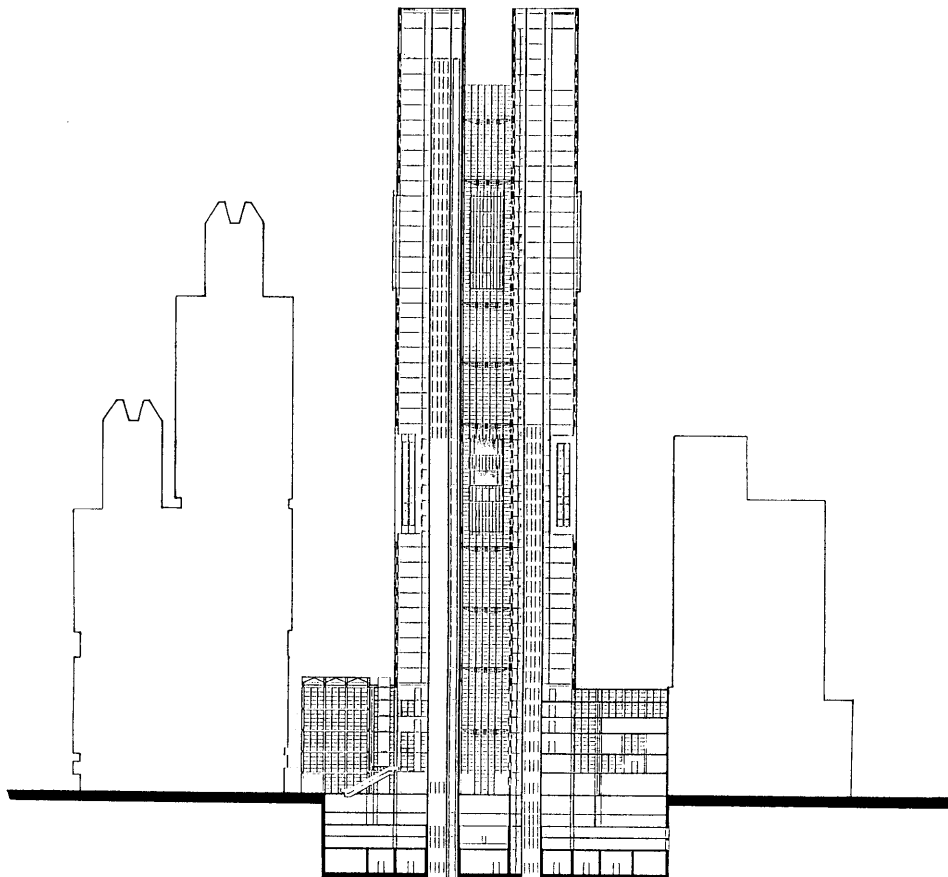


Bild 1: Schnitt durch das Hochhaus

In statischer Hinsicht sind die Türme nach dem "Rohr im Rohr"-Prinzip konzipiert (vergl. Bild 2). Hinter der Verkleidung befindet sich eine tragende Fassadenwand, welche als perforiertes äußeres Rohr mitwirkt. Die inneren Röhren werden durch die Lift- und Medienschächte und durch die Treppenhäuser im Kernbereich gebildet. Die Türme sind auf zwei Höhen mit steifen Querriegeln zu einem Rahmensystem verbunden. Das 5. Untergeschoß ist zu einem Fundationskasten ausgesteift. Die Foundation ist als Kombination von Flach- und Tiefgründung konzipiert.

2. Vorgespannte Geschoßdecken

Wie Bild 4 zeigt, hat die Decke großen Anteil an der Geschoßlast und damit auch an der Gebäudelast. Hinzu kommt, daß bei einem Hochhaus viele, praktisch identische Decken vorhanden sind; hier sind es weit über vierzig. Dadurch werden Aufwendungen zur Optimierung der Decken besonders interessant. Es gelang in diesem Fall, die Decken ohne Zwischenabstützung vom Kernbereich bis zur Fassadenwand frei als Flachdecke zu spannen. Dies ist in doppelter Hinsicht positiv zu werten. Erstens wird eine großzügige Flexibilität in der Raumnutzung erreicht und zweitens konnten die bei Hochhäusern teuren Einzelstützen als Zwischenunterstützungen entfallen. Dadurch entfielen ebenfalls weitere zusätzliche Aufwendungen, wie z.B. Durchstanzbewehrungen über Stützen, die immer mit der Anzahl der Geschosse zu multiplizieren wären.

In den unteren Geschossen mußte mit Spezialbeton und Stahlkernen gearbeitet werden, um noch einigermaßen akzeptable Abmessungen zu erhalten.

Die Decken weisen Spannweiten zwischen 6,75 und 8,20 m auf. Es waren Verkehrslasten von 5 kN/m² und Ausbaulasten von 3 kN/m² zu berücksichtigen. Schlaff bewehrt ergibt sich eine Decke von 0,30 m Stärke, mit einem mittleren Bewehrungsgehalt von 38 kg/m². Mit einer vorgespannten Decken ergibt sich eine Stärke von 0,25 m als Optimum, mit 6,2 kg/m² Vorspann- und 13,5 kg/m² Betonstahlbewehrung. Wie Bild 6 zeigt, werden die Flachdecken durch einen 2 m breiten, in Längsrichtung verlaufenden Streifen mit konzentrierten Spanngliedern in einachsige gespannte Deckenbereiche unterteilt. Die Monolitzen ohne Verbund wurden in Zweier-, Dreier und Viererbündeln zusammengefaßt. Zwischen den Spanngliedern bleiben größere Lücken, in welchen auch große Aussparungen vorgesehen werden können. Die Länge der Spannglieder beträgt zwischen 14 und 33 m.

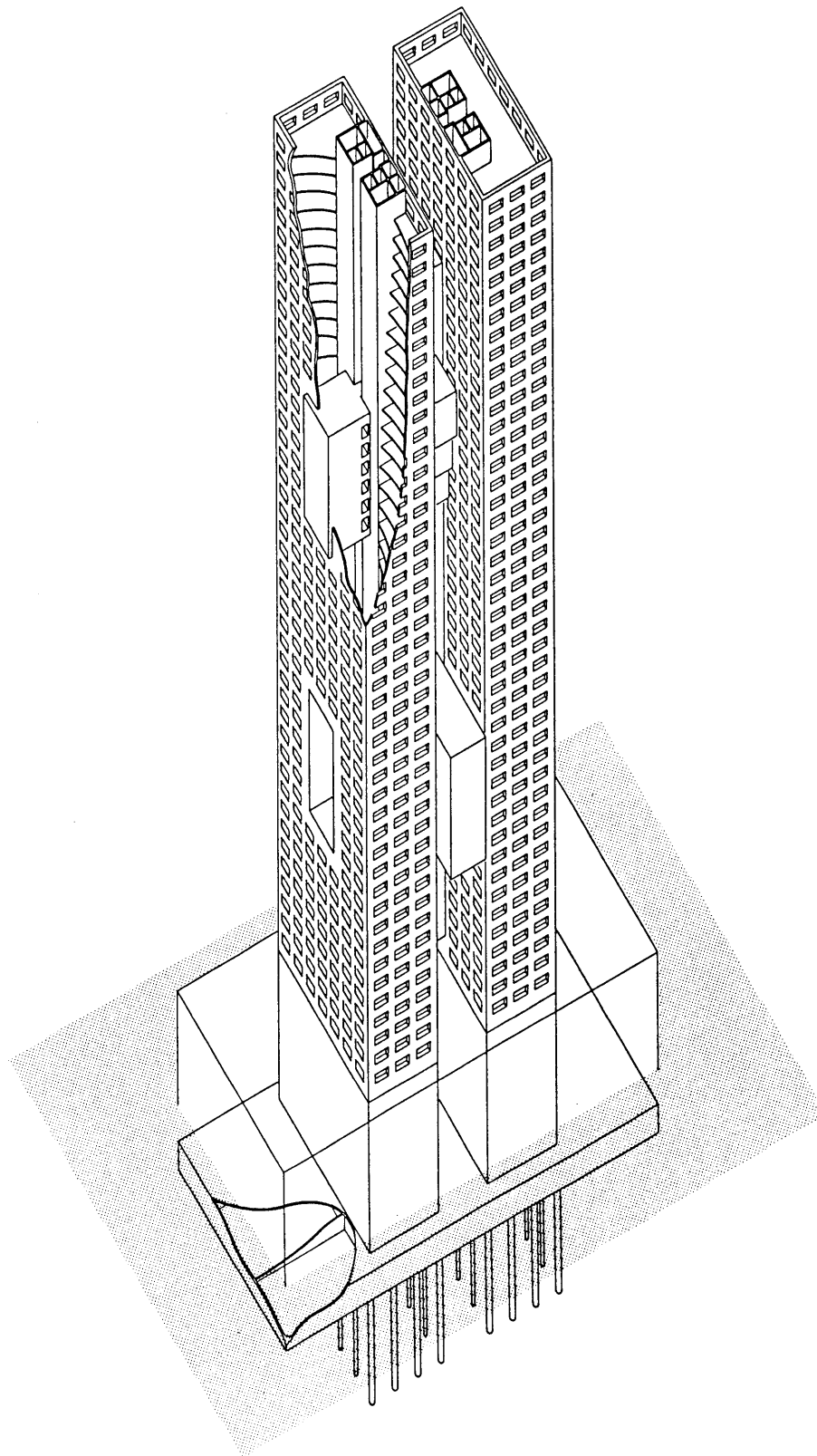


Bild 2: Übersicht über die tragende Struktur

Die Vorspannung wurde so ausgelegt, daß die Umlenkkräfte der gekrümmt verlaufenden Spannglieder das Decken-Eigengewicht und $\frac{2}{3}$ der ständig wirkenden Auflasten kompensieren. Daraus ergibt sich ein Anteil von im Mittel rund 60 % an der Traglast, welcher von der Vorspannung erbracht wird, den Rest übernimmt die schlaffe Bewehrung (teilweise Vorspannung). Es ist keine zusätzliche Schubbewehrung an der einspringenden Ecke erforderlich. Errechnet man aus den Aufwendungen für Schalung, Pumpbeton und Bewehrung den Preis pro m^2 Decke, so findet man nur einen geringen Preisunterschied zwischen vorgespannter und schlaff bewehrter Decke. Die vorgespannte Decke ist sogar leicht teurer. So gesehen könnte man die Sache als unrentabel abtun.

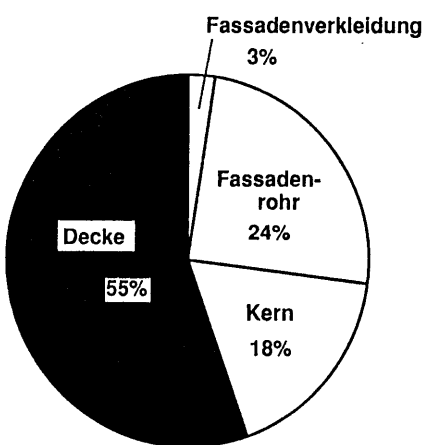


Bild 3: Anteil Decke an der Geschoßlast

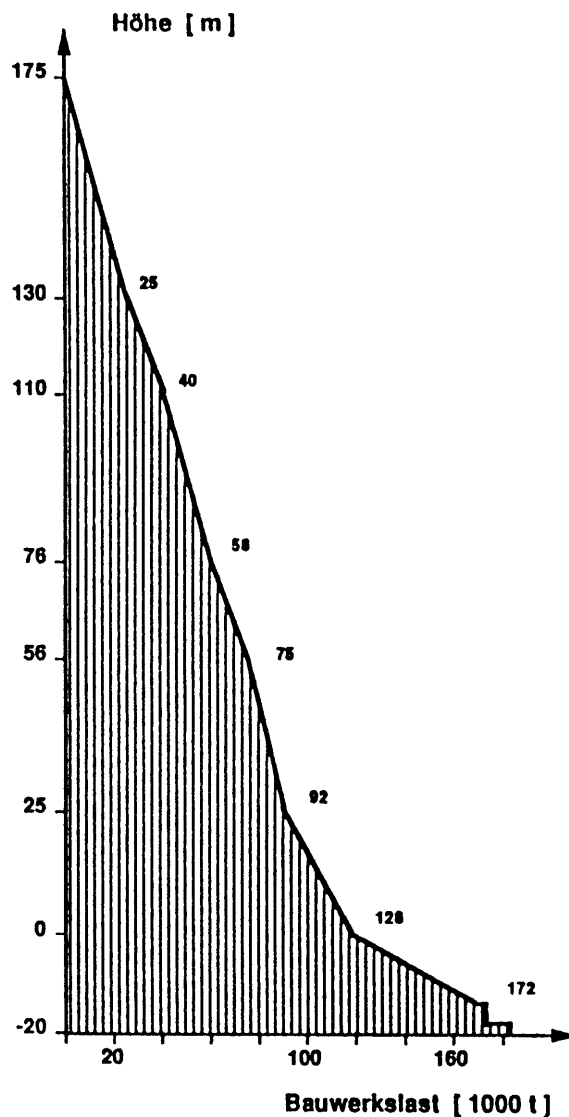
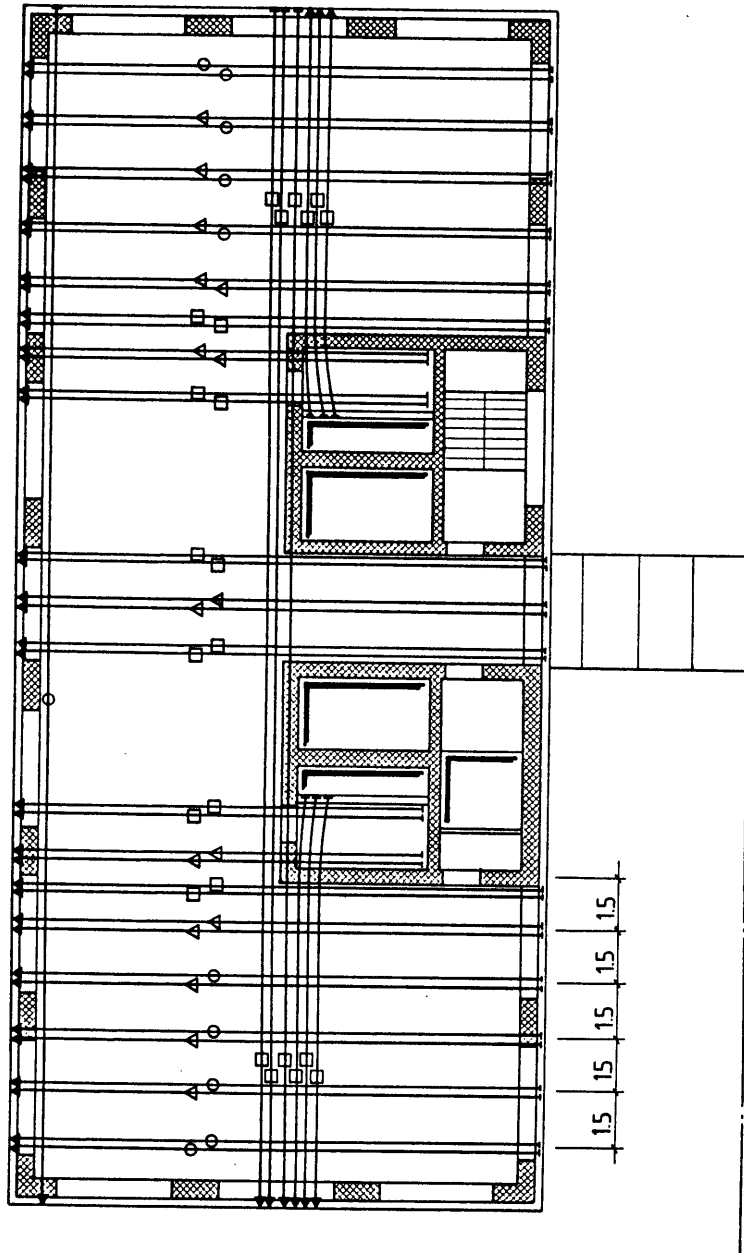


Bild 4: Gebäudelast in Abhängigkeit von der Höhe



VORSPANNUNG

Monolitzen:
 ϕ 0.6" - 140 mm²
 $f_{py} / f_{pu} = 1570 / 1770$ N/mm²
 $P_0 = 0.7 P_u = 173$ kN

- Zweierbündel
- ◐ Dreierbündel
- ◑ Viererbündel
- ← Spannverankerung
- Feste Verankerung

Bild 5: Vorgespannte Decken, Grundriß mit Spanngliedplan

Durch die geringere Deckenstärke wird rund 5 % des Gebäudegewichts eingespart, was für die Bemessung der Foundation nicht unerheblich ist. Die geringere Geschosshöhe summiert sich mit der Geschoszahl auf über 2,5 m weniger Gebäudehöhe, was bei gleichem Nutzvolumen in 550 m² eingesparter Fassadenfläche resultiert. In punkto Bauzeitverkürzung sieht die vorgespannte Decke besonders interessant aus: es werden 50 m³ Beton und 16 t Stahl weniger verbaut pro Geschos, die folglich auch nicht in das entsprechende Geschos hochtransportiert werden müssen; die Bewehrung ist einfacher und schneller zu verlegen, und es kann früher ausgeschalt werden. Bei ähnlichen Hochbauten in Singapore [6] gelang es, dank Vorspannung der Decken pro Arbeitswoche ein Geschos zu erstellen.

3. Vorgespannter Fundationskasten

Als Standort für das Hochhaus ist ein Grundstück von 82 x 35 m in der Frankfurter Innenstadt vorgesehen. Gleich an das Grundstück grenzt ein bereits bestehendes Hochhaus. Diese Situation läßt es angeraten erscheinen, auch wenn vom Baugrund her eine steile Setzungmulde zu erwarten ist, nur Setzungen von maximal 10 cm zuzulassen. Als Baugrund steht der sogenannte Frankfurter Ton an. Für diesen Baugrund empfiehlt sich bei Hochhäusern eine Kombination von Tiefgründung mit schwimmenden Bohrpfehlen und von Flachgründung mittels massiver Betonplatte. Für dieses 160 m hohe Hochhaus wäre eine ca. 5 m starke Platte erforderlich. Mit der massiven, dicken Platte sind verschiedene Nachteile verbunden, welche uns dazu anregen, eine andere Lösung zu suchen. Für die Erstellung der dicken Betonplatte sind Mehraushub und zusätzliche Aufwendungen für die Sicherung der tiefen Baugrube notwendig. Das Betonieren der großen Maßen erfordert Verfahren, wie sie sonst vom Staumauerbau bekannt sind. Ferner ist die Bewehrung kompliziert zu verlegen und behindert das Betonieren. Die Bewehrung der Platte mit Stapeln von 26 Lagen ϕ 28 mm-Eisen und Bewehrungsgehalten von 165 kg/m³ erinnert an den Kernkraftwerkbau. Angesichts dieser Zahlen wird die ausführbare Qualität und die Kontrollierbarkeit derselben sehr fraglich.

Wir sahen die Möglichkeit, anstelle eine dicken Platte die Wände und Decke des 5. Untergeschosses zur Austeifung der dann viel dünneren Bodenplatte heranzuziehen. Die Bodenplatte und die Kastenwände werden vorgespannt, so daß ein steifer, mehrzelliger Kasten entsteht, welcher die Verteilung der Lasten übernimmt.

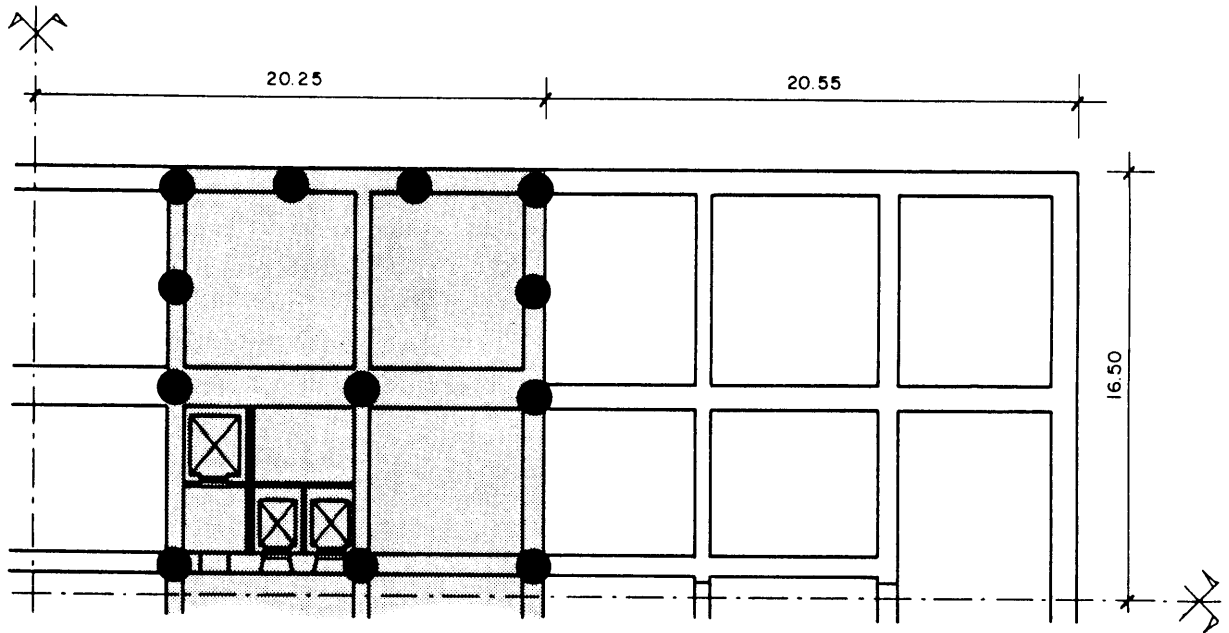


Bild 6: Grundriß des Fundationskastens mit Pfahlanordnung

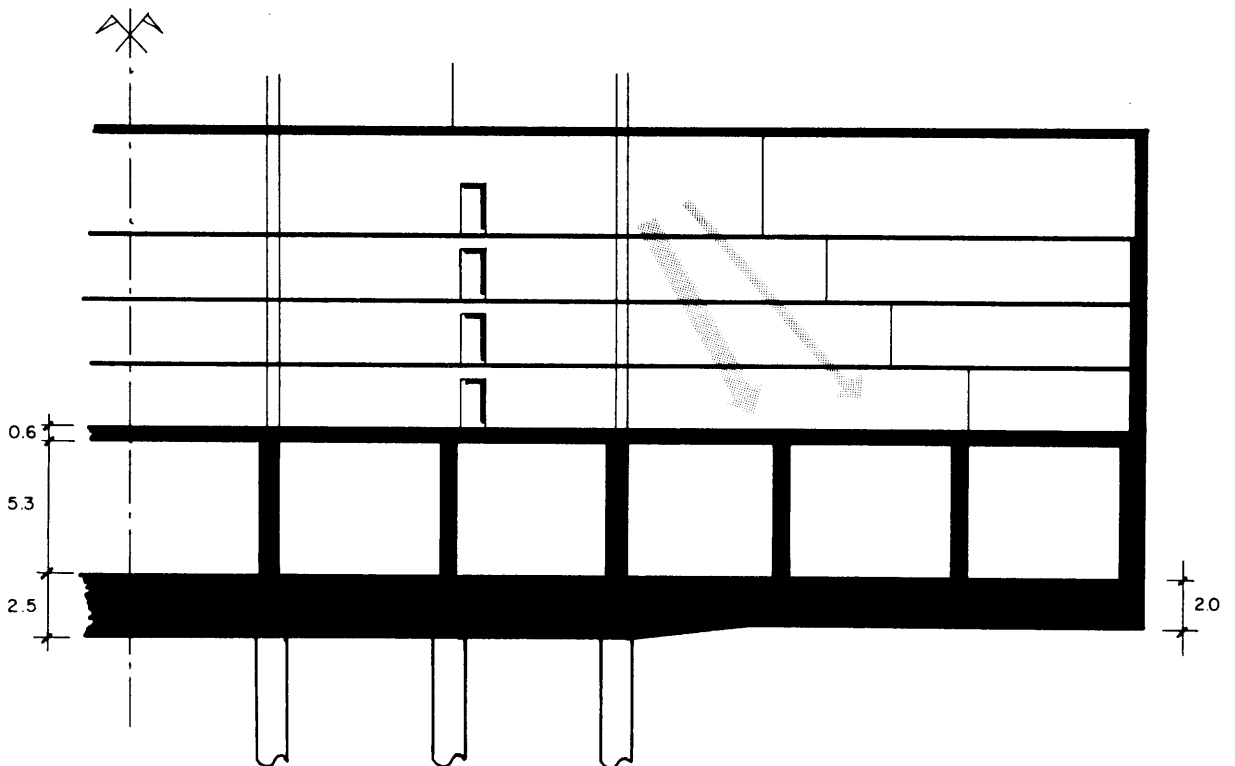


Bild 7: Längsschnitt durch Bodenplatte und Fundationskasten

Der längliche Grundriß des Grundstückes bringt es mit sich, daß große Lasten in die Längsrichtung verlagert werden müssen. Ein scheibenartiges Hochhaus, welches das Grundstück gleichmäßiger ausnützen würde, ist städtebaulich ^{un-}erwünscht. Stattdessen wurden auf den durchgehenden langen Untergeschossen zwei Türme angeordnet. Es fällt eine setzungserzeugende Last von insgesamt 1550 MN an. Die Bohrpfähle, welche im Bereich der Türme vorgesehen sind, können ungefähr die Hälfte dieser Last abtragen. Der Rest muß durch die Flachgründung möglichst gleichmäßig in den Baugrund abgegeben werden. Unter Berücksichtigung des Auftriebs durch das vorhandene Grundwasser ergibt sich eine mittlere Bodenpressung von ca. 0,14 MN/m². Dementsprechend groß sind die Biege- und Schubbeanspruchungen des Fundationskastens.

Für die Wände des Kastens wurden gekrümmt verlaufende Längsspannglieder und vertikale Schubspannglieder vorgesehen. Die Bodenplatte, welche durch die Bodenreaktionen beansprucht wird und auf eine gleichmäßig verteilte Bruchlast von 0,86 MN/m² bemessen werden muß, wird mit einer oberen und unteren Lage kreuzweise geführter Spannglieder mit Abständen von ca. 1,5 m und einem Spanngliedquerschnitt von 1022 mm² bewehrt. Die Bodenplatte ist zwischen 2,0 und 2,5 m stark. Es ergibt sich ein Bewehrungsgehalt von 22kg/m² Spannstahl und 180 kg/m² Schlaffstahl.

Über die Bemessung vorgespannter Bodenplatten gibt eine Publikation von VSL-International [7] Auskunft, insbesondere über die Wirkung der Bodenreibung. Der vorgespannte Fundationskasten erscheint uns als eine wirtschaftlich sehr interessante Alternative zur 5 m starken Bodenplatte mit schlaffer Bewehrung, auch wenn im Rahmen dieser Wettbewerbstudien nur relativ grobe Abschätzungen vorgenommen werden konnten. Als Vorteil erscheint uns auch, daß beim Fundationskasten der Kräftefluß besser nachvollziehbar ist als bei der 5 m starken Platte.

4. Abschließende Betrachtungen

Es wurden nun zwei Beispiele für Anwendungen von Vorspannung (Geschoßdecken und Foundation) an einem Hochhaus dargestellt. Es wurde versucht, die besonderen Randbedingungen eines solchen Großobjektes aufzuzeigen. Ein derartiges Hochhaus stellt ein außergewöhnliches Bauwerk dar, mit für die meisten von uns ungewohnten Dimensionen. Sind die Wirtschaftlichkeitsfragen, die am Beispiel dieses 40 geschossigen Gebäudes diskutiert wurden,

auf einen Industriebau oder ein Bürogebäude von 4-6 Geschossen übertragbar? Wir erheben nicht den Anspruch, allgemeingültige Regeln für die Beurteilung der Frage, ob Vorspannung im Hochbau wirtschaftlich einsetzbar ist, aufgestellt zu haben. Im Bewußtsein, daß jedes Bauwerk der individuellen Beurteilung bedarf, sind die dargestellten Überlegungen kritisch zu prüfen und können höchstens als Anhaltspunkte verstanden werden.

Wir meinen, die Frage, ob mehr vorgespannte Bewehrung im Hochbau eingesetzt werden kann und sollte, kann nicht pauschal beantwortet werden. Das Potential, welches in der Vorspanntechnologie ruht, wird sicher nicht ausgeschöpft, wenn nur dann Vorspannung angewandt wird, wenn es aus konstruktiven Gründen nicht mehr anders geht. Im weiteren ist klar, daß nicht alle Randbedingungen eine wirtschaftliche Ausschöpfung der Vorteile vorgespannter Tragwerke überhaupt ermöglichen. Wird z.B. bei einer Flachdecke das Stützenraster festgelegt, bevor die Anwendung von Vorspannung erwogen wird, kann ~~die~~ eine ungünstige Stützweite zu ungenügender Ausnutzung der Vorspannbewehrung führen. Insofern ist die Grundlage für die optimale Nutzung der Vorteile der Vorspannung das frühzeitige Gespräch zwischen Architekt und beratendem Ingenieur.

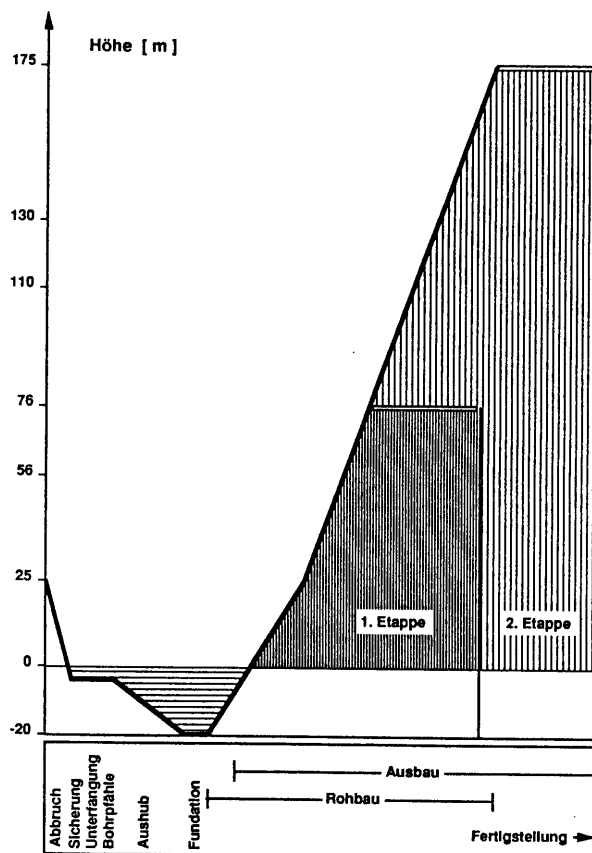


Bild 8: Schematisches Bauzeitdiagramm

Verdankungen

Wir bedanken uns herzlich für die fachliche Beratung bei den Herren Prof. Dr. B. Thürlimann, emerit. Prof. für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Dipl.-Ing. R. Längweiler und Dipl.-Ing. V. Sigrist der Firma VSL International, Bern und Dipl.-Ing. B. Wittmann, Tischler und Partner GmbH, Geotechnik, Darmstadt.

Literaturnachweis

- [1] ASCE, Structural Design of Tall Concrete and Masonry, Buildings, Volume CB, published by American Society of Civil Engineers, New York, 1978.
- [2] ASCE, Tall Building Systems and Concepts, Vol. SC
- [3] ASCE, Planning and Environmental Criteria for Tall Buildings, Vol. PC
- [4] Ritz P., Matt P., Tellenbach Ch., Schlub P., Aeberhard H.U.: Vorgespannte Deckensysteme, VSL International, Losinger SA, Bern, Januar 1981
- [5] Stahlton AG: Vorgespannte Flachdecken, Zürich 1982
- [6] "Prestressing in Singapore", Prestressed & Precast Concrete Society Singapore, 1990
- [7] Aeberhard H.U., Ganz H.R., Marti P., Schuler W.: Post-Tensioned Foundations, VSL International AG, Losinger SA, Berne, June 1988.