

Bauingenieurprobleme

Autor(en): **Favre, Renaud**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 25

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84886>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Bauingenieurprobleme

Von **Renaud Favre**, dipl. Ing. ETH, Zürich

1. Einleitung

Wenn auch der Bau eines 12stöckigen Geschäftshauses mit 4 Kellergeschossen heute nichts Ausserordentliches mehr darstellt, traten bei der Projektierung und Ausführung des SIA-Hauses doch erwähnenswerte Probleme auf. Die markanten Punkte waren:

- eine bis 7 m tief unter den Wasserspiegel des Schanzengrabens reichende Baugrube, die nicht mit einer dichten Umschliessung, sondern mit einer Rühlwand abgeschlossen wurde
- das Auftreten von sehr vielen bis 80 m³ grossen Findlingen in der Baugrube (Bilder 1 und 2)
- die trotz schwierigen Zufahrts- und Bauinstallationsverhältnissen kurze Bauzeit von etwa einem Jahr für die Keller und von 6 Monaten für den Hochbau (Rohbau)
- der gleichzeitige Bau eines anderen Geschäftshauses in derselben Baugrube
- die Herstellung einer Wasserisolation ohne doppelte Wanne
- eine platzsparende Ab- und Unterfangung eines Nachbarhauses (Bild 3)
- die Ausführung von massiven Stahlstützen in den Garagen
- die erst während des Bauens beschlossene Klimaanlage mit den entsprechenden baulichen Konsequenzen im Kern des Hochhauses
- das rationelle Herstellen der 12 massiven Geschossdecken mit Stahlpilzen.

Nachfolgend soll auf einzelne dieser Punkte näher eingetreten werden.

Bild 1. Abbau eines der grössten Findlinge in der Baugrube. Die Rühlwand musste wegen des Findlings unterbrochen werden



2. Die Baugrubenumschliessung

Das SIA-Haus steht auf dem Endmoränenwall des Zürich-Stadiums der letzten eiszeitlichen Vergletscherung. Der Baugrund war durch drei bis in 30 m Tiefe geführte Bohrungen sondiert worden. Dabei wurde, abgesehen von einer 5 m starken Deckschicht, nur Moräne erschlossen. Diese wies neben einer stark siltigen Sandgrundmasse Grobkomponenten der Kies- bis Blockgrösse auf. Der Anteil der Tonfraktion war vorwiegend kleiner als 10%. In Piezometern wurden Wasserstände gemessen, die 1 bis 5 m unter dem Wasserspiegel im Schanzengraben lagen. Es konnte daraus geschlossen werden, dass das Bett dieses Grabens vollständig kolmatiert ist. Da die Moräne sehr dicht gelagert ist (k-Wert von rund 10⁻⁴ cm/s), kann nicht von einem eigentlichen Grundwasser die Rede sein. Vielmehr muss mit einzelnen wasserführenden Schichten oder Linsen gerechnet werden, wobei das Wasser oft unter Spannung steht.

Von diesen Gegebenheiten ausgehend wurde eine dichte Umschliessungswand ausgeschrieben. Um die Kolmatierung nicht zu verletzen, war längs des Schanzengrabens eine gerammte Spundwand die einzige tragbare Lösung. Die Baupolizei gestattete deshalb die Rammarbeiten trotz der sich daraus ergebenden Lärmbelästigung. Für den übrigen Teil der Umschliessungswand enthielt die Ausschreibung eine Spundwand, die in einen vorgebohrten Schlitz abgesenkt werden sollte. Das Bohren mit Pfählen $\varnothing$ 90 cm alle 1,00 m wäre auch beim Auftreten von Findlingen möglich gewesen.

Aufgrund von preisgünstigeren Unternehmervorschlägen mit Schlitzwänden und gestützt auf den Optimismus mehrerer erfahrener Spezialfirmen entschied sich die Bauherrschaft, eine 45 cm starke Bentonitschlitzwand nach dem Else-Verfahren ausführen zu lassen.

Es musste aber bald festgestellt werden, dass die grossen und harten Findlinge nicht überall zu durchmeisseln waren. Es stellten sich trotz dem Bentonit Einstürze der Führungsmauern und der Schlitzwände ein. Systematisch durchgeführte kleinkalibrige Kernbohrungen in der Achse der zu bauenden Erschliessungswand liessen die enorme Anzahl und Grösse der Findlinge erkennen, so dass auf eine weitere Ausführung der Schlitzwand verzichtet werden musste (Bild 2). Zum Glück befanden sich die ausgeführten Teilstücke in der Nähe des Schanzengrabens, weil damit für den noch zu erstellenden Teil mit weniger Wasserandrang zu rechnen war. Deshalb entschloss man sich, für den Rest nur alle 2,30 m mit dem Benoto-Gerät vorzubohren, zwei I-Träger in das Bohrloch zu stellen und im Sinne einer Rühlwand den Zwischenbeton von oben nach unten abschnittsweise mit dem Fortschreiten des Aushubes einzubauen. Um aber möglichst der Gefahr von Wassereintritten entgegenzutreten, wurde mit Hilfe von Filterbrunnen das Wasser abgesenkt (Bilder 4 bis 6).

Die Ausführung der Bohrungen $\varnothing$ 88 cm ging trotz der vielen Findlinge erstaunlich gut vor sich. Das Mantelrohr verunmöglichte beim Meisseln und Sprengen ein Zusammenfallen der Bohrung. Auch half das grosse Gewicht der Benotomaschine, das beim Bohren auf das hin- und hergedrehte Mantelrohr abgegeben wird, sich in die Gesteinsmassen einzufressen. Der Abbau der Findlinge in der Baugrube geschah durch Kernbohrungen, in denen hydraulisch betätigte sogenannte Rock-Jacks die Blöcke auseinanderspalteten (Bild 1).

3. Rückverankerung der Baugrubenumschliessung

Der im Mittel etwa 4 t/m² betragende Erddruck auf die Umschliessungswände wurde durch Bauer-Erdanker aufgenommen. Diese wurden auf zwei Höhenlagen rund alle 2,30 m angeordnet. Der Spannstahl besteht aus einer Stange $\varnothing$ 32 mm

Bild 2. Findling in der Baugrube; Ankerköpfe der oberen Lage der Erdanker

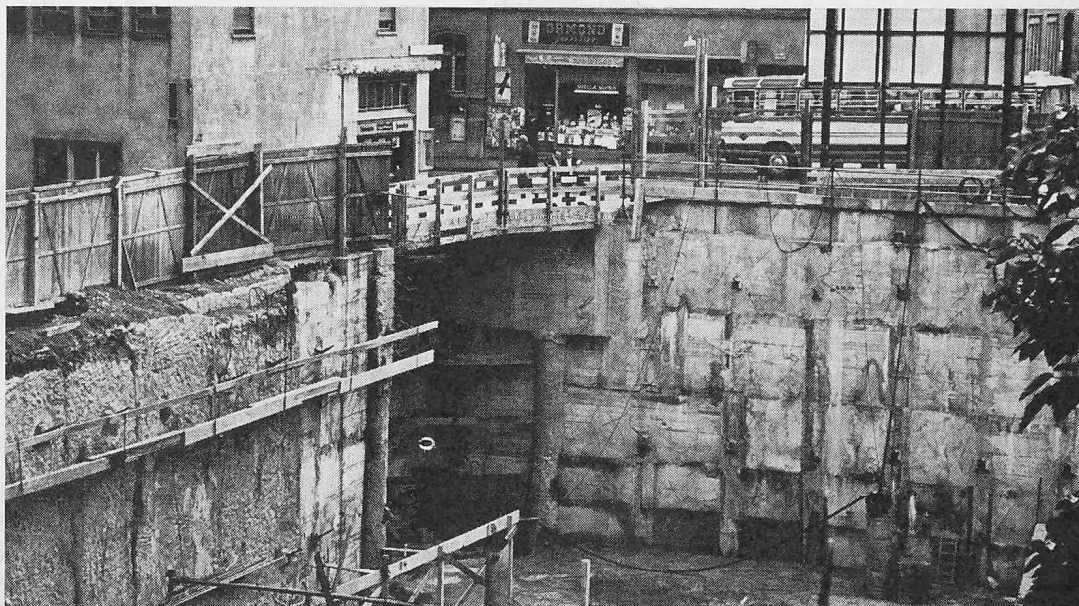


Bild 3. Unterfangung des Hauses Selnastrasse 6

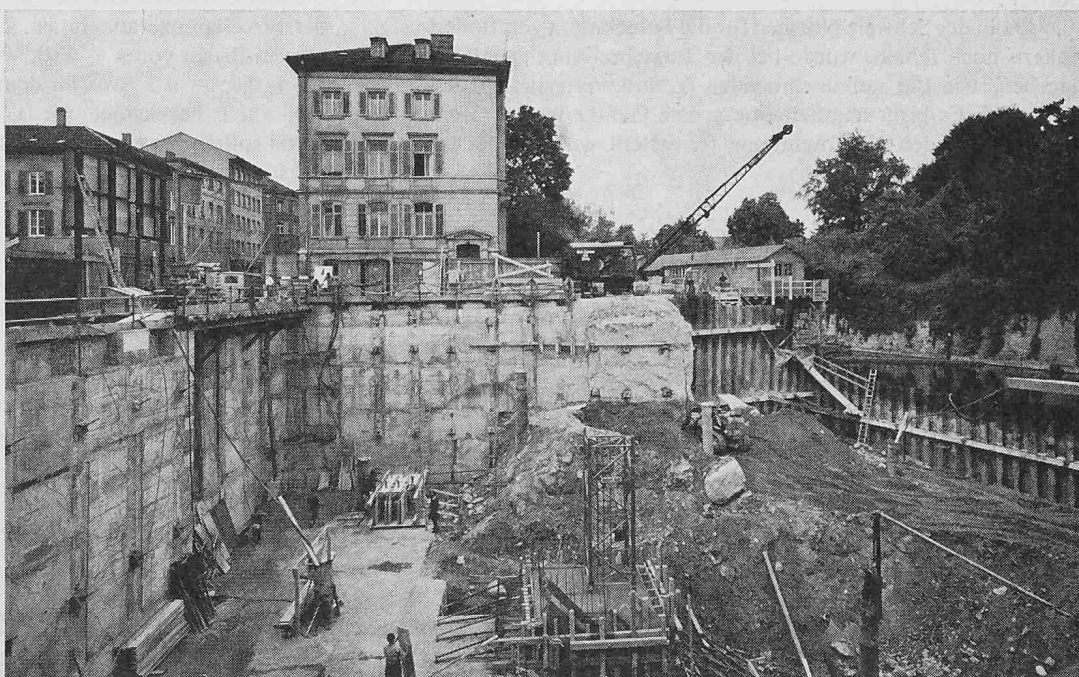


Bild 4. Baugrubenabschlüsse, links Rühlwand, Mitte unter dem Baukran Schlitzwand, rechts Spundwand gegen den Schanzgraben

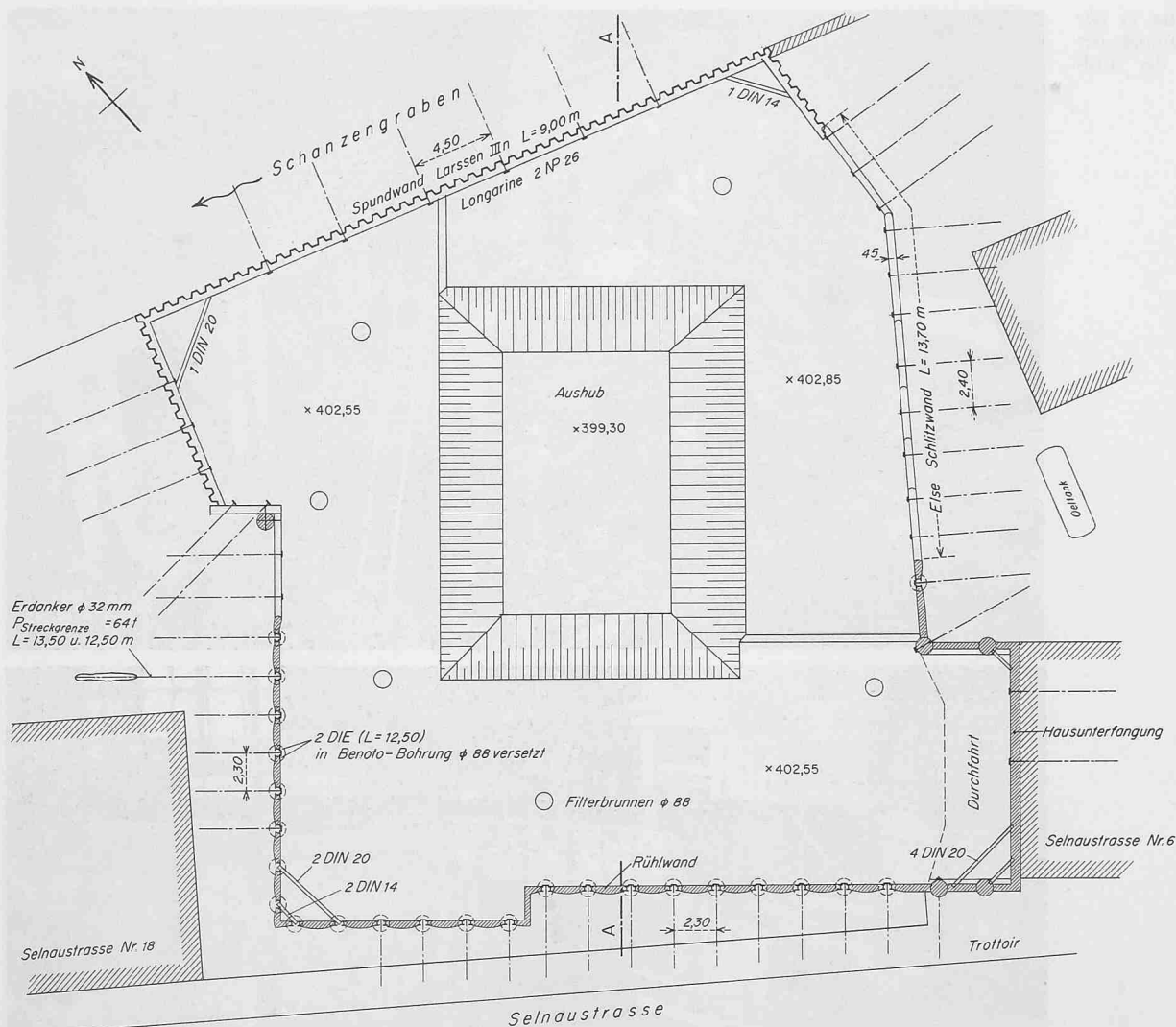


Bild 5. Baugrubenumschliessung, Grundriss 1:400

der Qualität $8,0/10,5$ t/cm² (Fließ- bzw. Bruchspannung). Die zu erwartenden Verankerungskräfte wurden besonders sorgfältig studiert, weil in den umliegenden Gebäuden und in der stark frequentierten Selnaustrasse keine Setzungen auftreten durften.

Da in der Schweiz Normen für die Berechnung von Bodenankern noch fehlen, wurde bei der Ausschreibung genau angegeben, wie die aufzunehmenden Verankerungskräfte definiert sind. Es birgt nämlich eine grosse Gefahr in sich, wenn der offerierenden Unternehmung freigestellt wird, die Sicher-

heiten selber zu wählen. Bekanntlich bieten heute viele Spezialfirmen unter dem Druck der Konkurrenz ihre Anker so an, dass sie auf Grund der vom Ingenieur angegebenen Kräfte den Spannstahl-Artikel 5.10 der SIA-Norm 162 anwenden und ihre zulässigen Ankerkräfte zu 70% der Bruchfestigkeit bzw. 85% der Streckgrenze annehmen. Dabei ergeben sich Sicherheiten gegen Bruch von $s = 1:0,7 = 1,4$ oder gegen Strecken von $s = 1:0,85 = 1,2$ (was im deutschen Sprachgebrauch als Bruchsicherheit bezeichnet wird). Rückverankerungen von Baugruben sollten mindestens dieselbe Sicherheit von 1,8 auf-

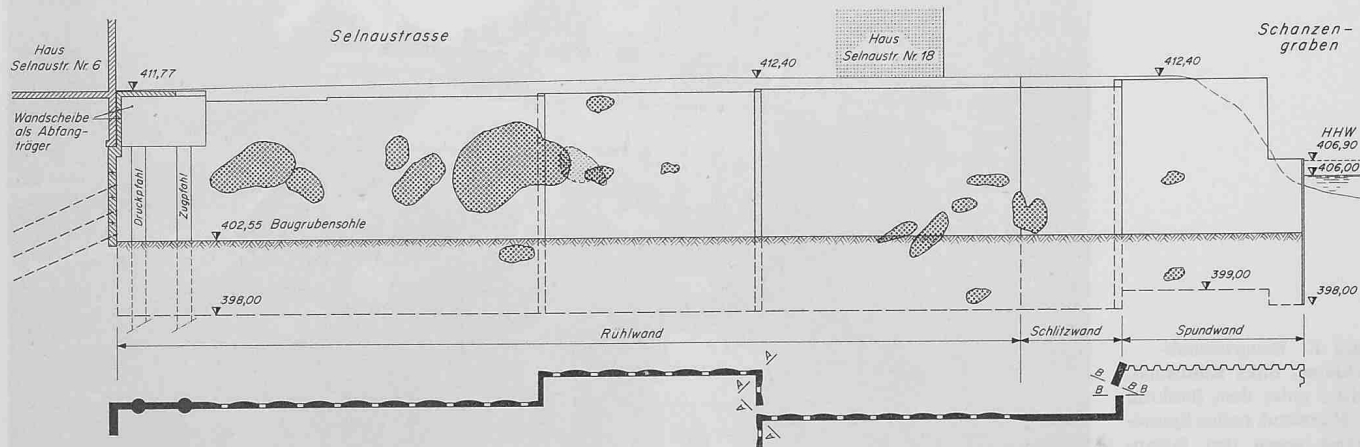


Bild 6. Abgewinkelte Ansichten der Baugrubenumschliessung mit eingezeichneten Findlingen, unten Situationsskizzen der Umschliessungen

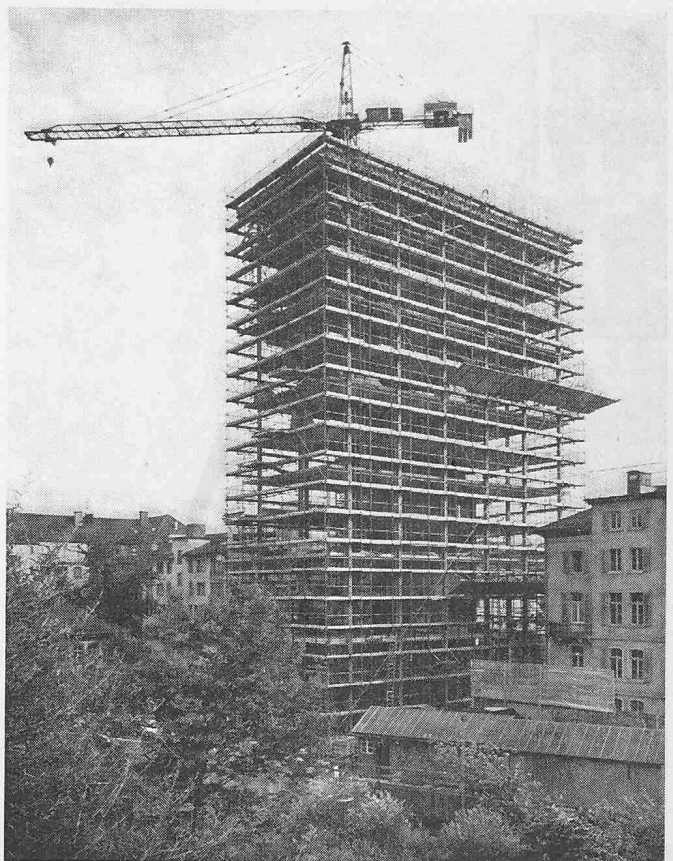
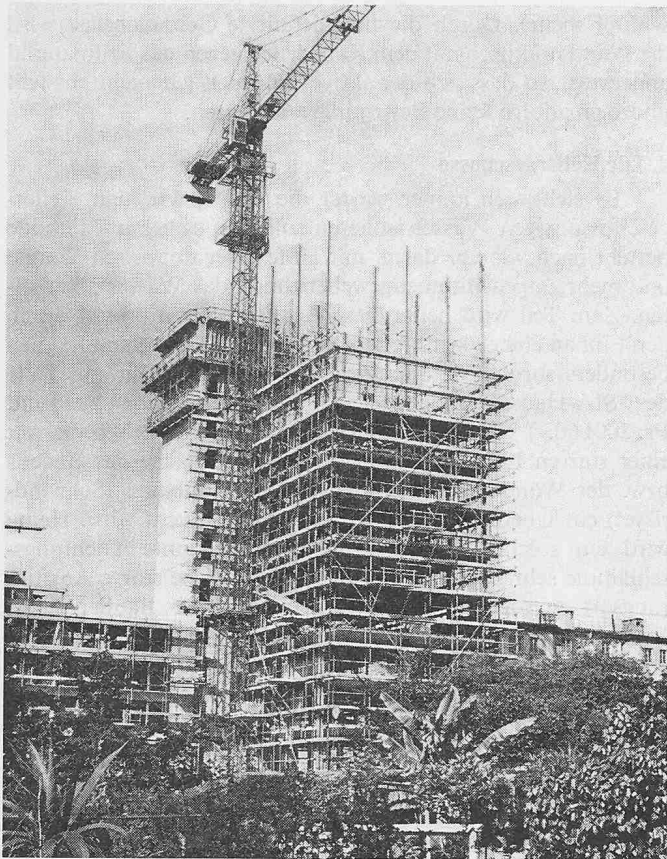


Bild 7. Rohbau des Hochhauses; die Stahlpfeiler wurden nur alle 14 m gestossen, sie ragen über die Gerüstungen hinaus

Bild 8 (rechts oben). Rohbau des Hochhauses

weisen wie andere Konstruktionsteile, um so mehr als die Rechenannahmen viel ungenauer sind als zum Beispiel im Eisenbeton- oder Stahlbau.

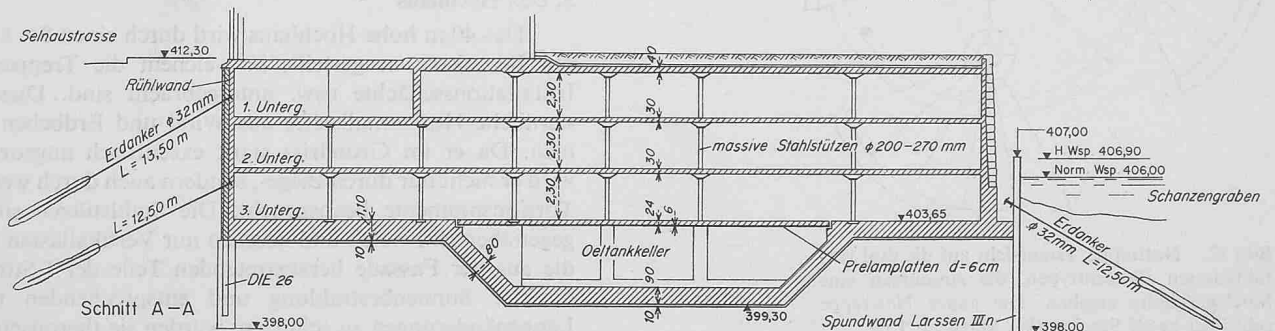
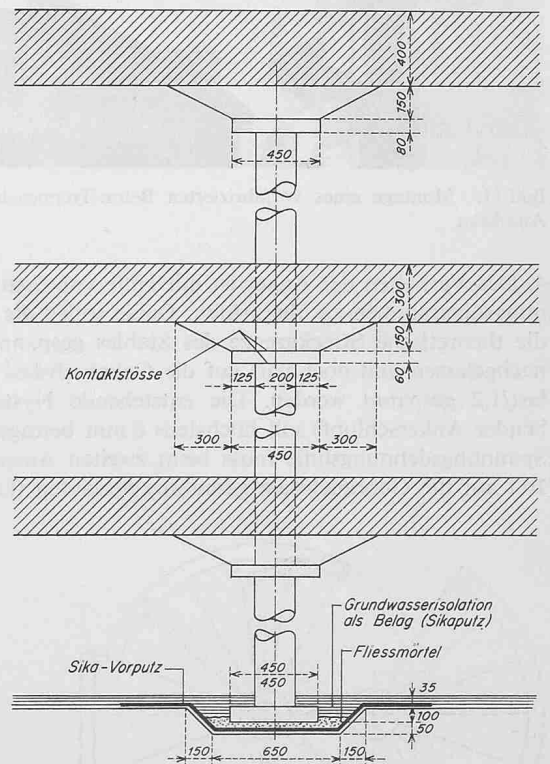
Wenn Anker keinen provisorischen Charakter haben, sollten sie sogar eine Sicherheit von 2,5 aufweisen. Es sind in den letzten Jahren sehr viele Schadenfälle mit Ankern aufgetreten, wo zu knapp und zu kurz bemessene Anker zu Verschiebungen besonders im Winter (Eisbildung) geführt haben, die in Nachbargebäuden grosse Schäden anrichteten.

Die Bemessung der Anker erfolgte aufgrund folgender Regeln:

1. Der geschätzte Mittelwert der inneren Reibung des Baugrundes ϕ wird durch 1,4 dividiert. Mit dem verkleinerten Wert $\phi' = \phi : 1,4$ wird der aktive Erddruck auf die Wand berechnet. Dieses Vorgehen entspricht einem Lastfaktor $s_1 = 1,4$.
2. Der Ankerstahl muss für diesen Erddruck eine Sicherheit von 1,4 gegenüber der Bruch- bzw. von 1,2 gegenüber der Streckgrenze aufweisen (Querschnittsfaktor s_2).
3. Die Verankerungen müssen mindestens dieselben Sicherheiten aufweisen wie der Spannstahl.

Bild 9 (rechts). Stahlstützen in den drei Untergeschossen, Detail 1:40

Bild 10 (unten). Schnitt A—A durch die Untergeschosse 1:400



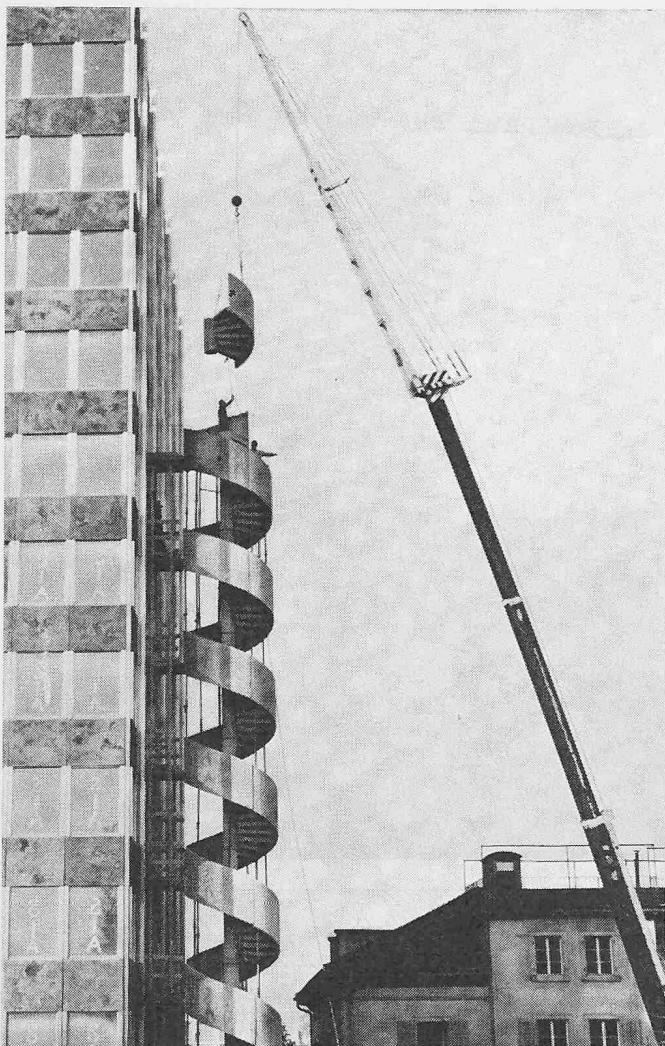


Bild 11. Montage eines vorfabrizierten Beton-Treppenelementes mit Autokran

4. Das Verhalten der Anker ist mit Hilfe von Spannungsdehnungsdiagrammen zu überprüfen. Dabei sollen die Anker auf die theoretische Streckgrenze des Stahles gespannt, auf 10 t nachgelassen und nochmals auf die Gebrauchslast = Strecklast/1,2 gespannt werden. Die entstehende Hysterese (bleibender Ankerschlupf) soll höchstens 6 mm betragen, und die Spannungsdehnungslinie muss beim zweiten Anspannen von 10 t auf die Gebrauchslast geradlinig verlaufen (kein Anker-

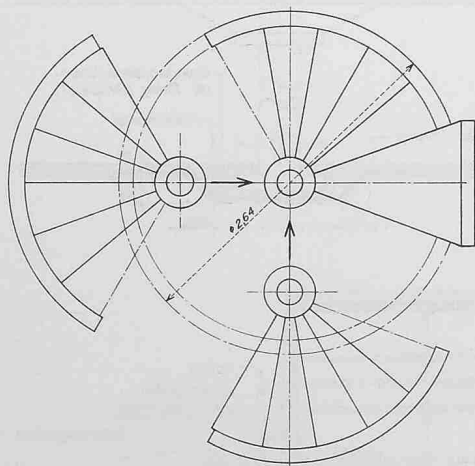


Bild 12. Nottreppe, Draufsicht auf die drei vorfabrizierten Elementtypen, die zusammen eine Stockwerkshöhe ergeben. Die ganze Nottreppe geht über zwölf Stockwerke. Massstab 1:60

schlupf mehr). Durch die hier definierte Gebrauchslast wird die Wand praktisch mit dem Ruhedruck gegen das Erdmaterial angepresst, so dass sich der aktive Erddruck gar nicht einstellt und demzufolge keine Bewegungen auftreten.

4. Die Kellergeschosse

Es stellt sich immer wieder die Frage, wie man Kellergeschosse gegen Wasser isolieren soll. Die sicherste Methode besteht nach wie vor darin, mit Hilfe einer doppelten Wanne und mehrlagigen Bitumengewebefolien das Wasser abzuhalten. Zum Teil wird heute diese Ausführungsart ersetzt durch den Einbau einer Plastikfolie. Dabei sind die einzelnen Bahnen besonders sorgfältig zu stossen. Wesentlich billiger (im Falle des SIA-Hauses errechnet sich die Einsparung zu rund Fr. 200 000.-) ist die Ausführung ohne doppelte Wanne mit einer starren Isolation, indem an der Oberfläche des Bodens bzw. der Wände nach Fertigstellen des Rohbaues (Schwindrisse!) ein Überzug bzw. ein Verputz angebracht wird. Heute wird ein solcher Überzug oft als sogenannte Dichtungsschlämme sehr dünn aufgetragen. Eine solche starre Ausführungsart wurde nach Rücksprache mit der Bauherrschaft gewählt, wohlwissend, dass anfänglich einige Undichtigkeiten auftreten können, die aber leicht zu reparieren sind und je nach Zweckbestimmung der Keller (zum Beispiel Garage) keinen Nachteil bedeuten. Im Falle des SIA-Hauses mussten nur wenige Stellen ausgebessert werden, so dass sich die Einsparung gelohnt hat.

Die Fundationsplatte hat die Bauwerkslasten auf den Baugrund zu verteilen. Da die ausgehobenen Erdmassen ungefähr dasselbe Gewicht aufweisen wie die Gebäudelasten und da der Baugrund sehr dicht gelagert ist, waren keine Setzungen zu befürchten. Die gewählten Stärken der Fundationsplatte betragen 1,10 m unter dem Hochhaus und 0,80 m unter den Garagen. Dort, wo infolge Vorhandensein von vielen Keller- aussteifungswänden eine sehr kleine rechnerische Armierung genügen würde, sollte trotzdem ein Mindestgehalt von etwa 0,12 % je oben und unten nicht unterschritten werden, damit keine Sprödrisse infolge Eigenspannungen (Schwinden und Temperatur) die Dichtigkeit der Bodenplatte beeinträchtigen.

Die Stützen in den Garagen wurden aus massiven Stahlwellen von $\varnothing 20$ bis 27 cm ausgeführt. Bei einer nominellen Brandbelastung von 15 bis 30 kg/m² konnten durchweg grössere Brandwiderstände als die von der Brandversicherung verlangten 55 Minuten nachgewiesen werden, so dass die Säulen unverkleidet bleiben konnten. Interessant war die Ausbildung der kleinen Pilzkonstruktionen, indem massive, 6 oder 8 cm starke Stahlplatten direkt auf die plangerecht gehobelten Stirnflächen der Säulen aufgelegt wurden und nur mit einer 5 mm starken Haftnaht für die Montage verschweisst wurden. Die Lastübertragung erfolgt somit rein auf Kontakt. Da diese Stirnflächen nie absolut senkrecht zur Säulenachse ausgeführt werden können, müssen beim Zusammenbau die Säulen so verdreht werden, bis sich die Ungenauigkeiten in jedem Geschoss wieder aufheben. Die erreichten Abweichungen von der Senkrechten überstiegen nie 10 mm (Bilder 9 und 10).

5. Das Hochhaus

Das 40 m hohe Hochhaus wird durch einen 8 × 8 m grossen Betonkern ausgesteift, in welchem die Treppen, Lifte, Installationsschächte usw. untergebracht sind. Dieser muss sämtliche Horizontalkräfte aus Wind und Erdbeben aufnehmen. Da er im Grundriss stark exzentrisch angeordnet ist, wird er nicht nur durch Biege-, sondern auch durch wesentliche Torsionsmomente beansprucht. Die Stahlstützen sind demgegenüber sehr weich und nehmen nur Vertikallasten auf. Um die aus der Fassade heraustretenden Teile der I-Stützen vor direkter Sonnenbestrahlung und entsprechenden täglichen Längenänderungen zu schützen, wurden sie thermisch isoliert.

Die Stahlkonstruktionen innerhalb des Gebäudes mussten wegen der Brandsicherheit ebenfalls verkleidet werden. Ursprünglich war vorgesehen, die 12 Geschossdecken übereinander auf der obersten Kellerdecke zu betonieren und nach einem Hebeverfahren ähnlich wie das «lift-slab» emporzuziehen. Leider scheiterte diese elegante Ausführungsart an verschiedenen, verteuernenden Faktoren. So hätte zum Beispiel auf Verlangen der Baupolizei wie bei einer herkömmlichen Ausführung aus Sicherheitsgründen ein vollständiges Baugerüst erstellt werden müssen. Auch standen infolge Übernahme des Hebeverfahrens durch eine andere Firma mit entsprechenden weiteren Verpflichtungen die Hubaggregate im benötigten Zeitpunkt nicht sofort zur Verfügung. Wir sind trotzdem nach wie vor der Auffassung, dass dieses lohnsparende Verfahren mit der Zeit mehr Anwendung finden wird, wie zum Beispiel der derzeitige Bau des BMW-Hochhauses in München zeigt.

Die 20 cm starken Massivdecken wurden für eine Nutzlast von 500 kg/m² (einschliesslich Trennwände) schlaff armiert. Um die Durchbiegungen zu reduzieren und möglichst viele Aussparungen bei den Stützen zu gewährleisten, wurden Stahlpilze angeordnet. Die Armierung wurde möglichst vereinfacht, um den Baufortschritt von einer Decke pro Woche zu ermöglichen. Die Stahlstützen wurden ab Werkstatt in Längen bis 14 m geliefert (entsprechend 4 Stockwerken), mit dem Baukran versetzt und verschweisst. Um mit dem Kran ohne Schwierigkeiten zwischen diesem Stützenwald arbeiten

zu können, wurden die Stahlpilze Geschoss um Geschoss von oben längs den Stützen auf verschraubte Stahlplatten abgesetzt (Bilder 7 und 8).

Die gemäss kantonalen Vorschriften aussen anzuordnende Nottreppe wurde aus architektonischen Gründen nicht in leichter Stahl-, sondern in Massivbauweise ausgeführt. Dank einer einfachen vorfabrizierten Lösung konnten die Kosten dennoch niedrig gehalten werden (Baukosten Fr. 85 000.—). Dabei wurde jede Geschosshöhe aus drei etwa 2 Tonnen schweren Ausschnitten zusammengesetzt. Diese aus Treppenstufen, Brüstung und Pfeiler bestehenden Elemente wurden durch Ausfugen monolithisch verbunden und durch vorfabrizierte, gelenkig angeschlossene Podeste in das Hochhaus verankert (Bilder 11 und 12).

Ingenieurarbeiten:	W. Schalcher und R. Favre, Ingenieure SIA, Zürich, Sachbearbeiter R. Rümmele
Geologie:	Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH Zürich
Aushub:	Suter + Leemann, Zürich
Stahlbau:	AG Conrad Zschokke, Döttingen
Hoch- und Tiefbau:	AG H. Hatt-Haller, Zürich
	Unterakkordanten:
	Losinger & Co. AG, Bern (Schlitzwand)
	Fietz & Leuthold AG, Zürich (Spundwand)
Nottreppe:	Ed. Züblin & Co. AG, Zürich

Adresse des Verfassers: R. Favre, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro W. Schalcher und R. Favre, 8053 Zürich, Witikonstrasse 295.

Zur Bauausführung

Von Karl Gafner, Zürich

Der Baukomplex SIA-Haus und Geschäftsgebäude Selnastrasse 12 musste in der gesamten Grundstücksfläche unterkellert werden. Hierfür fehlten jedoch grösstenteils die für eine übliche Ausführung notwendigen Installationsflächen und Depotplätze, weil das Grundstück durch den Schanzengraben, die Selnastrasse, durch Brandmauer und Nachbarbauten (mit teilweise minimalen Abständen) eng begrenzt ist. Diese engen Platzverhältnisse zwangen dazu, Büro-, Unterkunfts- und Materialbaracken zweigeschossig über der Schanzengrabenböschung des Nachbargrundstückes (im Besitz der Stadt Zürich) aufzustellen. Über diese Liegenschaft musste auch die Baustelle mit einer provisorischen Zufahrt erschlossen werden. Eine Folge dieser Platzerschwernisse war, dass auf die Installation einer Betonauflageanlage verzichtet und Fertigbeton für den gesamten Bedarf herangeführt und über ein Umschlaggerät eingebracht werden musste.

Ein Wolff-Kletterkran wurde in Baugrubenmitte auf die verstärkte Fundamentsplatte abgestellt. Mit seinem 40-m-Ausleger konnte die gesamte Arbeitsfläche bestrichen werden. Der Turm liess sich mit zunehmender Höhe am Hochhauskern verankern.

Besonderer Sorgfalt bedarf es bei der Ausführung grosser Sichtbetonflächen. Schwierigkeiten ergeben namentlich bei horizontalen Schalungsansätzen die sich bildenden Überzähne, Nester und ausfliessende Zementmilch. Im vorliegenden Falle war für die äusseren Sichtflächen des Hochhauskerns saubere Sichtschalung verlangt mit rohen, senkrechten, gleichbreiten Brettern. Deswegen schied die Ausführung in Gleitschalung als Möglichkeit aus. Der ganze Kern wurde in geschosshoher Kletterschalung kontinuierlich dem übrigen, in konventioneller Bauweise ausgeführten Hochhaus trakt um zwei Stockwerke vorgezogen. Die Betonsichtflächen sind jeweils auf Geschosshöhe mit einer kräftigen, konischen Nute unterteilt. Dies ergibt bei den Schalungsstössen saubere Anschlüsse. Die reibungslose Zusammenarbeit aller Beteiligten und grosser Arbeitseinsatz

ermöglichten es, ein ganzes Geschoss vorerst in sieben, mit zunehmender Wiederholung (trotz grösserer Höhe) in fünf Tagen auszuführen.

Im Hochbau besteht heute kaum noch ein Ausführungsproblem, das vom Unternehmer mit modernem Maschinenpark und den vielen technischen Hilfsmitteln sowie erfahrenem Berufskader nicht bewältigt werden könnte. Bauherr, Architekt und Unternehmer müssen sich jedoch bewusst werden, dass die Überwindung gewisser Schwierigkeiten, wie zum Beispiel ungenügende Platzverhältnisse, viel zusätzliche Arbeit erfordert, was mit entsprechenden Mehrkosten verbunden ist.

Adresse des Verfassers: Karl Gafner, AG Heinrich Hatt-Haller, 8022 Zürich, Bäregasse 25.

Fenster- und Fassadenverkleidungen

Von Hans Fausch, Volketswil ZH

Die Fassadenhaut des SIA-Hauses wurde in einer Gemeinschaftsarbeit zwischen dem Architekten und den Firmen *Ego Werke AG*, Altstätten, und *Franke AG*, Aarburg, in Chromnickelstahl entwickelt (siehe Vertikal- und Horizontalschnitte durch Fassade, nächste Seite).

Über 500 Fenster-Brüstungselemente wurden auf eine Stahlrohrkonstruktion montiert. Der tragende Teil des Fensters besteht aus Tannenholz. Dieser wurde (ähnlich anderen Holz/Metall-Kombinationen) auf der Aussenseite verkleidet mit zu Rahmen verschiedensten Chromstahlprofilen. Dabei waren die unterschiedlichen Wärmeausdehnungen der Materialien zu berücksichtigen. Nach der Montage der Fensterelemente sind sämtliche Verkleidungen aus Chromstahl montiert und zuletzt die grau eloxierten Aluminiumguss-Brüstungsplatten eingehängt worden.

Für das Hochhaus bildet die Abdichtung der ganzen Fassade gegenüber Winddruck und Schlagregen ein besonderes Erfordernis. Die ausführenden Firmen begnügten sich deshalb nicht mit rein konstruktiven und montagetechni-