

Die Universität Zürich-Irchel, II. Etappe: zur Aufgabe der Bauingenieure

Autor(en): **Kübler, Peter / Hagmann, Alfred J. / Witta, Eduard / Bonomo, Reto**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **103 (1985)**

Heft 38

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75884>

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.

bewerbsstufe eingeladen, verteilt auf 21 Kunstorte.

Die überarbeiteten Entwürfe wurden in 4 Runden zwischen 1980 und 1982 weiterjuriiert. Die entsprechenden Aufträge an 22 Künstler für insgesamt noch 16 Kunstorte wurden formuliert. Bis heute konnten fast alle Arbeiten ausgeführt werden. Dieser Prozess wird voraussichtlich 1985 sein Ende finden oder in die künstlerische Auseinandersetzung mit der vorgesehenen 3. Etappe überleiten. Dieses grosse und langandauernde Unternehmen erbrachte eine breite Streuung von Aufträgen an Künstler mit einer unserer Zeit entsprechenden Pluralität von Werken. Auch wurden mit diesem Vorgehen einige junge Künstler entdeckt, die ihre Ent-

würfe erstmals an öffentlichen Bauten realisieren konnten. Doch die aufgetretenen Probleme seien nicht verschwiegen. Ob der grossen Fülle von Bewerbern konnten während des Verfahrens zu wenig intensive Gespräche zwischen Jury, Bauherrschaft, Architekten und Künstlern stattfinden. Dies auch, um die Wettbewerbsbestimmungen möglichst gerecht einzuhalten. Zudem gab es Künstler, die relativ weit weg von Zürich, sogar im Ausland, wohnten und mit denen eine Realisierung mit grossen Hindernissen und aussergewöhnlichem Zeitaufwand verbunden war.

Es ist wahrscheinlich, dass ein ansehnlicher Teil der Bevölkerung künstlerische Auseinandersetzungen gar nicht

wahrnimmt. Andere empfinden die dafür aufgewendeten Mittel als vertan. Doch fühlt sich der Staat verpflichtet, einen Anteil seiner Bauaufwendungen kulturellen Zwecken zuzuführen. Seine Aufwendungen für Kunst am Bau bewegen sich in der Grössenordnung von einem halben bis maximal einem Prozent der Baukredite, sind also doch recht bescheiden. Kunst am Bau soll also den Willen aller Beteiligten sichtbar machen, sich auf das Abenteuer einer gemeinsamen kulturellen Arbeit einzulassen. Damit ist auch die Hoffnung verbunden, dass das Zusammenwirken von Künstler, Architekt und Bauherr eine höhere Qualität der Architektur und Kunst ergeben als die Summe der einzelnen Beiträge.

Paul Meyer

Zur Aufgabe der Bauingenieure

Die Baugrube

Übersicht und Baugrundverhältnisse

Die Baugrube mit einem Aushub von rund 250 000 m³ kommt in die Nordwestflanke des Strickhofhügels zu liegen. Da das Gelände dort stark ansteigt und die Fundationskote durch den Energiekanal gegeben ist, entsteht bergseits eine tiefe Baugrube mit hohen Baugrubenabschlüssen.

Die im Bereich des Strickhofhügels angetroffenen geologischen Verhältnisse sind für diese hohen Böschungen ungünstig. Unterhalb einer wenige Meter dicken Decke aus eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Lockergesteinen beginnt ein zerrütteter, glazial verschleppter Molassefels, der viele Klüfte und Gleitflächen aufweist [1]. Es war dem Geologen jedoch nicht möglich, aus den Kernbohrungen die Lage der Gleitflächen im Raum zu bestimmen. Die Scherfestigkeiten in den Gleitflächen schätzte er mit Reibungswinkel von 10° bis 18° als sehr niedrig ein.

Konzept für die Bemessung

Für die Projektierung musste deshalb bezüglich Erddruck und Böschungstabilität überall mit sehr niedrigen Scherfestigkeiten gerechnet werden. Um bei diesen Randbedingungen doch noch wirtschaftlich projektieren zu können, wurden die Scherfestigkeiten des Bodens eher optimistisch gewählt und die rechnerischen Sicherheiten gegen Böschungsbruch tiefer angesetzt, als dies in der Praxis bei Bauwerken ähnlicher Bedeutung üblich ist. Nur mit diesem

Vorgehen konnte die rechnerisch notwendige Stabilität mit einer vernünftigen Anzahl Boden- und Felsanker erreicht werden. Wird aber mit einem solchen «kalkulierten Risiko» projektiert, ist aus Gründen der Sicherheit eine adäquate Überwachung unumgänglich, damit schwache Stellen frühzeitig erkannt und die allenfalls notwendigen Verstärkungsmassnahmen rechtzeitig eingeleitet werden können.

Baugrubenabschlüsse

Wo immer es die Platzverhältnisse sowie die Hangstabilität zuliessen, wurde die Baugrube abgebösch. Waren die Platzverhältnisse beschränkt oder war die Hangstabilität kritisch, mussten verankerte Abschlüsse erstellt werden. Um die Wandhöhen möglichst gering zu halten, wurde dabei soweit wie möglich ein Voraushub ausgeführt.

Im südöstlichen Teil der Baugrube, wo das Gelände stark ansteigt und der Einschnitt die grösste Tiefe erreicht, war die Standsicherheit der Baugrubenabschlüsse am meisten gefährdet. Dies führte zur Wahl von aufgelösten Pfahlwänden mit Sickerbetonausfachung. Dieses steife Tragsystem besitzt eine gute räumliche Tragwirkung und hat sich im allgemeinen nur wenig deformiert. Für die restlichen Baugrubenabschlüsse waren Rühlwände vorgesehen. Als Variante wurde vom Unternehmer eine geneigte Elementwand vorgeschlagen, deren Tragsystem aus horizontalen Betonriegeln besteht, die mit Ankern gegen den Boden gepresst werden. Dieser Baugrubenabschluss war trotz Mehraushub billiger als die Rühlwand.

Wegen der fehlenden Einbindung am Böschungsfuss, der fehlenden vertikalen Tragwirkung und der geringeren Steifigkeit des Tragsystems konnten diese Elementwände jedoch nur an den Stellen ausgeführt werden, wo die Hangstabilität weniger kritisch war.

Baugrubenüberwachung

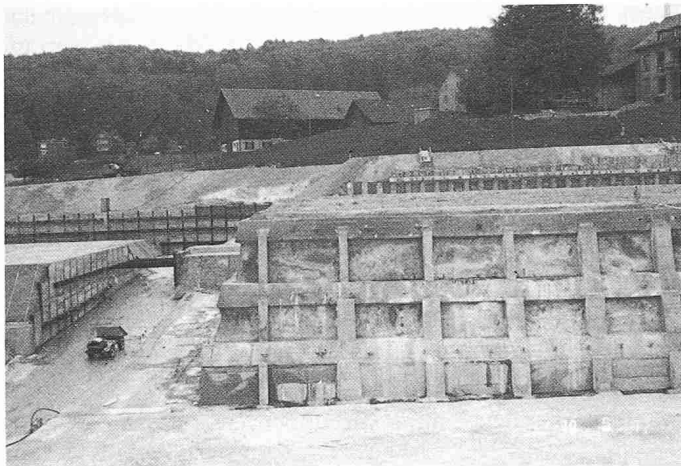
Die Überwachung wurde so durchgeführt, dass Bewegungen im Hang, grössere Deformationen der Baugrubenabschlüsse und erhebliche Änderungen der Ankerkräfte frühzeitig erkannt und erfasst werden konnten.

Das Messprogramm bestand aus drei Teilen:

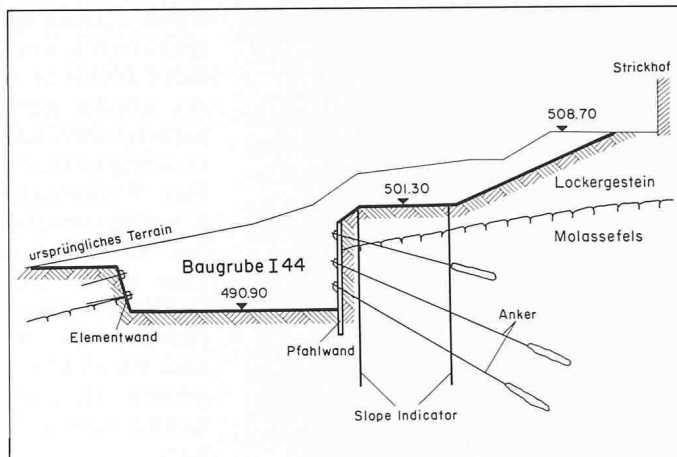
- geodätische Messungen an neun Messquerschnitten und an acht Wandkopfpunkten für die Kontrolle der Wandverschiebungen
- sechs Slope Indicators im Bereich des Strickhofhügels für die Messung der Bodendeformationen
- 26 Druckdosen zur Überwachung der Ankerkräfte.

Das Messintervall betrug zu Beginn der Bauarbeiten eine Woche; es wurde später auf zwei bis vier und nach Fertigstellung der Baugrube auf 8 Wochen ausgedehnt.

Die Resultate wurden durch den Ingenieur laufend ausgewertet und in bezug auf die Sicherheit der Baugrube beurteilt. Im Bereich der Pfahlwände lagen die Bewegungen trotz den ungünstigen geologischen Verhältnissen nur in der Grössenordnung von mehreren Millimetern. Das steife Pfahlwand-Tragsy-



Ansicht Elementwand, Blick auf Energiekanal



Baugrubensicherung bzw. Baugrubenüberwachung

stem mit der guten Einbindung in den Baugrund hat sich bewährt und bildete einen sicheren Baugrubenabschluss.

Bei den Rühlwänden und bei einer Elementwand betragen die maximalen Deformationen zwei bis drei cm am Wandkopf. Bei der anderen Elementwand traten Deformationen von mehreren cm auf, und es kam zu lokalen Rutschungen und Ausbrüchen zwischen den horizontalen Riegeln. Die geologischen Aufnahmen zeigten, dass Gleitflächen mit niedrigen Scherfestigkeiten gegen diese Wand einfielen. Aufgrund der Messungen konnte der Bruchmechanismus rasch erfasst und die Wand mit vertikalen Betonriegeln verstärkt und dadurch die notwendige Stabilität erreicht werden.

Die Projektierungsphilosophie, beruhend auf einer Bemessung mit «kalkuliertem Risiko» und entsprechender Überwachung zur Gewährleistung der Sicherheit, war kostengünstig und hat sich für die ganze Baugrube bewährt.

[1] Longo, V.: «Geologische Verhältnisse im Bereich der Universität Zürich-Irchel», Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 44/1979

Peter Kübler, Alfred J. Hagmann

Konzepte der Tragkonstruktionen

Übersicht

Die verschiedenen Bauten der 2. Etappe erstrecken sich unmittelbar neben der 1. Etappe über ein Areal von 144x130 m. Die Planung aller Bauten orientiert sich an einem Achsensystem, das in einem Raster von 7,20x7,20 m über dieses Areal gelegt ist. Die Tragkonstruktionen der 2. Etappe passen sich mit wenigen Ausnahmen ebenfalls diesem Rastersystem an.

Die architektonische und funktionelle Gliederung der 2. Etappe in verschiedene Baukörper wurde vom Bauingenieur übernommen und gestattete, die gesam-

te Tragstruktur mit Dilatationsfugen in die vier Institutsbauten, den Bereich Lichthof-Hörsaal sowie den Bau Mensa aufzutrennen. Diese verschiedenen Bereiche unterscheiden sich z.T. wesentlich in der Ausbildung ihrer Tragkonstruktion; allen Bereichen gemeinsam ist aber die Flachfundation mit durchgehenden Bodenplatten sowie die vollständige Ausbildung der Tragkonstruktionen in Stahlbetonbauweise.

Institutsbauten

Die vier 6- bis 7geschossigen Institutsbauten mit Grundrissabmessungen von rund 22x80 m weisen, von geringen Ausnahmen abgesehen, alle das gleiche Konzept der Tragkonstruktionen auf. Die vertikalen Lasten werden über schlaff bewehrte Flachdecken von $h = 30$ cm Stärke und runde Betonstützen sowie durchgehende schlaff bewehrte Bodenplatten in den Baugrund abgetragen. Die Horizontallasten werden von je zwei Kernzonen (Treppenhauskerne und Lüftungsschächte) übernommen. Die Deckenstärken wurden mit $h = 30$ cm bei Spannweiten von $l = 7,20$ m relativ gross gewählt, um die Durchbiegungen zu beschränken. Eine Vorspannung der Decken kam hauptsächlich aus Kostengründen, aber auch aus anderen Gründen wie Grösse, Anzahl und Anordnung der Deckenaussparungen nicht in Frage.

Zur Verhinderung des Durchstanzens der Flachdecken im Stützenbereich wurden Pilzkonstruktionen aus Stahlprofilen einbetoniert. Aus architektonischen Gründen und um einfache Leitungsführungen zu ermöglichen, waren Lösungen mit sichtbaren Verstärkungen nicht möglich. Die Konstruktion von Betonstützen mit Stützenköpfen aus Stahlprofilen führt zum Problem, dass die meist starke Stützenbewehrung das Versetzen des Stahlpilzes behindert. Es wurde hier gelöst, indem die Lastenleitungsplatte – die zudem in einem speziellen Arbeitsgang hätte untergossen

werden müssen – weggelassen wurde. Nachdem in den letzten Jahren neue Möglichkeiten zur Lösung des Durchstanzproblems auf dem Markte angeboten wurden, würden sich wohl heute bessere Lösungen dieses Problems finden lassen.

Alle Institutsbauten wurden wegen ihrer relativ grossen Längsausdehnung von $l = 80$ m je einmal dilatiert. Dies führte dazu, dass die bezüglich der einzelnen Teile exzentrisch angeordneten Kernzonen neben den Beanspruchungen aus Horizontalkräften auf Schub und Momente auch auf Torsion relativ stark beansprucht werden. Die Aufteilung der Schnittkräfte auf die einzelnen Teile der Kernzonen wurden mit Hilfe einer Computerberechnung ermittelt, wobei Handrechnungen an einfachen Fachwerkmodellen wertvolle Hilfe auch für die günstigste Anordnung der Bewehrungen leisteten.

Lichthof, Hörsaal

Eine wesentlich andere Ausbildung der Tragkonstruktion weist der Bereich Lichthof-Hörsaal auf. Im Lichthofbereich bildet die sich über einem konventionellen Untergeschoss aufspannende Dachkonstruktion in der Form eines Beton-Faltwerkes wohl einen der Hauptanziehungspunkte der sichtbaren Tragkonstruktionen der 2. Etappe. Ebenfalls eindrucksvoll ist im Lichthofbereich die künstlerisch gestaltete Treppenlandschaft, die sowohl an die Berechnung wie auch an die Ausbildung der Bewehrung hohe Anforderungen stellte.

Der Hörsaalbereich teilt sich auf in den grossen und den kleinen Hörsaal. Den kleinen Hörsaal überspannt eine einfache Unterzugsdecke, die einerseits aus architektonischen Gründen relativ grosse Bereiche von Sichtbeton zeigt und andererseits aus Gründen der Gewichtseinsparung mit vielen Hohlräumen konstruiert worden ist. Besondere Probleme der Konstruktion und auch

der Ausführung ergaben sich hier, wie auch beim grossen Hörsaal, im Randbereich gegen den angrenzenden Institutsbau, wo neben der Dilatation auch ein Lüftungskanal geschaffen werden musste.

Der grosse Hörsaal wird von einer Kassettendecke mit Spannweiten von rund $l = 22$ m und einer Konstruktionsstärke von rund $h = 1,2$ m überdeckt. Diese Decke ist schlaff bewehrt.

Über den beiden Hörsälen liegt der Bereich des sogenannten Medizinhofes, der heute durch die künstlerische Gestaltung (Steinbeläge, Aufschüttungen und Steinskulpturen) auffällt. Dies brachte für die Decken der Hörsäle sehr grosse Belastungen, was eine genaue Berechnung dieser Lasten und die Wahl leichter Baustoffe und Ausbildungen (Hohlkonstruktionen) notwendig machte. Trotzdem stellte die schlaffe Bewehrung der Decke über dem grossen Hörsaal wohl einen Grenzfall des Möglichen dar. Eine Vorspannung kam jedoch in diesem Fall vor allem aus ausführungstechnischen Gründen nicht in Frage.

Mensa

Der Bau Mensa beherbergt im Untergeschoss eine Schutzraumanlage. Der darüberliegende Bau trägt wie die Institutsbauten die Vertikallasten über Betonstützen im Rastermass von $7,20 \times 7,20$ m ab. Die Lasten aus den Stützen werden direkt in die Wände der Schutzräume eingeleitet. Die gesamte Konstruktion wurde so ausgelegt, dass eine Verdickung der Schutzraumwände, die ausführungstechnisch sehr ungünstig gewesen wäre, nicht notwendig wurde.

Alle Decken des Mensabaues sind aus architektonischen Gründen – viele sichtbare Deckenuntersichten – verschieden ausgebildet. Neben konventionellen Flachdecken, die im Bereich der Küche extrem viele Aussparungen und Bodenvertiefungen aufweisen, bilden die Unterzugsdecke über dem Geschoss G mit der grossen Öffnung für die Haupttreppe sowie die Dachkonstruktion über dem Mensageschoss die wesentlichsten Konstruktionen dieses Baues.

Die Dachkonstruktion wird, wie das Dach über dem Lichthof, im Zentrum dank einer Faltwerkkonstruktion und im Randbereich durch eine Unterzugsdecke mit allerdings extremen Auskragungen bis zu rund $l = 5$ m im Dachrandbereich gebildet.

Dachlandschaft

Übersicht

Ein statisch und konstruktiv interessanter Bauteil bildet die gesamte Dachlandschaft der 2. Etappe, die sich über dem Lichthof, der Mensa und den dazwischenliegenden Verbindungsbauten erstreckt. Ein Charakteristikum der Dachlandschaft sind die unter 45 Grad geneigten Abschlüsse an den Dachrändern und den Umfassungen der Oblichtöffnungen. Als Tragsystem ergab sich damit ein Bereich mit Unterzugsdecke, grossen Öffnungen und extremen Auskragungen an den Rändern sowie die bereits beschriebenen Faltwerkkonstruktionen über dem Lichthof und der Mensa.

Berechnungen

Der Bereich der Unterzugsdecke mit grossen Auskragungen stellte statisch keine speziellen Aufgaben. Einzig die grossen Auskragungen mit Druckspannungen auf der Deckenunterseite bedingten, da stellenweise der Betonquerschnitt zur Aufnahme der Druckspannungen nicht ausreichte, eine Anpassung der Deckenstärken. Wertvoll und für das Bauwerk wichtig war hier die sehr gute Zusammenarbeit des Ingenieurs mit dem Architekten.

Grössere Anforderungen an das Erfassen von Kraftverläufen stellte die Berechnung der Faltwerkbereiche. Da Faltwerke grundsätzlich steife Konstruktionen sind und somit Durchbiegungen kaum massgebend werden, wurde auf Computerberechnungen verzichtet. Viel wichtiger war, den Kraftfluss richtig zu erfassen. Um zu kontrollieren, dass das Gleichgewicht, in diesem Fall natürlich an einem räumlichen System, eingehalten wird, war eine Handrechnung durchaus genügend. Der Berechnungsvorgang war somit folgender:

1. Aufteilung der Belastungen in Komponenten in die Ebenen des Faltwerkes
2. Bestimmung der Auflagerreaktionen und Kontrolle des Gleichgewichtes, Berechnung der zur Erhaltung des Gleichgewichtes notwendigen Kantenkräfte sowie Querbiegemomente
3. Bemessung der einzelnen Faltwerkebenen als Scheiben für diese Lastkomponenten
4. Konstruktion der Bewehrungsführung, vor allem auch in den Auflagerzonen.

Kantenkräfte zum Erhalt der Verträglichkeit der Deformationen der einzel-

nen Scheiben wurden nicht berücksichtigt, da diese zur Erzeugung eines statisch zulässigen Gleichgewichtszustandes nicht notwendig sind. Durch die grosse Eigensteifigkeit der gesamten Faltwerkkonstruktion wie durch eine saubere konstruktive Ausbildung der Bewehrung wurden die Rissweiten auf ein Minimum beschränkt. Als weitere, nicht vernachlässigbare Schnittkräfte waren in bestimmten Faltwerkscheiben recht grosse Querbiegemomente in der Bemessung zu berücksichtigen. Diese Querbiegemomente waren vor allem in Bereichen, wo die Faltwerkkonstruktion unmittelbar an einen auskragenden Randbereich grenzte, zum Erhalt des Gleichgewichtes unbedingt erforderlich.

Wie erwähnt, wurde der konstruktiven Durchbildung der Bewehrungsführung grosses Augenmerk geschenkt, da diese vor allem bei derart komplexen räumlichen Systemen für den Gebrauchszustand wie für die Tragfähigkeit sehr wichtig ist. Spezielle Untersuchungen der Bewehrungsführung wurden für die besonders kritischen Stellen wie Lasteinleitungsbereiche durchgeführt.

Bauausführung

Die Bauzeit war gekennzeichnet durch ein stark gedrängtes Terminprogramm, was nicht ohne Auswirkungen auf die durch den Bauingenieur zu kontrollierenden Ausführungsarbeiten bleiben konnte. Als Anhaltspunkte für die Grösse der Baustelle sollen die folgenden Angaben dienen:

Innerhalb der Rohbauzeit von gut zwei Jahren wurden rund 3500 Tonnen Bewehrungsstahl verbaut. Total wurden von drei unabhängigen Bauunternehmungen fünf Krane und über 200 Mann eingesetzt. Dass dabei die gute Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Unternehmer äusserst wichtig war, um die Termine einzuhalten und die Qualität sicherzustellen, ist selbstverständlich. Nur dadurch war es z.B. möglich, in den Sommermonaten trotz Einsatz von Pumpbeton Ausschaltfristen für die Decken von drei bis vier Tagen einzuhalten. Gute Ergebnisse betreffend Betonqualität – Festigkeit sowie Schwindverhalten – bestätigten die Richtigkeit dieses Vorgehens. Es soll nicht unerwähnt bleiben, dass die notwendige Konsistenz des Pumpbetons durch Wahl der geeignetsten Kornzusammensetzung ohne Einsatz von Zusatzmitteln oder Erhöhung des W/Z-Faktors erreicht wurde.

Eduard Witta, Reto Bonomo