

Verstärkung eines grossen Hörsaalgebäudes: Erhöhung der Tragsicherheit des Hörsaalgebäudes HPH an der ETH auf dem Hönggerberg

Autor(en): **Schefer, Ruedi / Zwicky, Peter / Santschi, Rolf**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **113 (1995)**

Heft 43

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78796>

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.

asic-Artikelreihe: Neuzeitliche Aufgaben
Ruedi Schefer, Peter Zwicky, Rolf Santschi, Zürich

Verstärkung eines grossen Hörsaalgebäudes

Erhöhung der Tragsicherheit des Hörsaalgebäudes HPH an der ETH auf dem Höggerberg

Das grosse Hörsaalgebäude HPH an der ETHZ auf dem Höggerberg wurde materialtechnologisch und statisch überprüft. Die Resultate der Untersuchungen und das hohe Gefährdungspotential des öffentlichen Gebäudes führten zum Entscheid, das Tragwerk zu verstärken. Die baulichen Massnahmen wurden ohne Betriebsunterbruch im zweiten Halbjahr 1994 realisiert.

Das grosse Hörsaalgebäude HPH wurde in den Jahren 1970/71 erstellt. Es wird für Vorlesungen und Veranstaltungen genutzt; die grosse Eingangshalle dient als Begegnungszentrum und Ausstellungsraum. Bei der Erstellung war für einen wesentlichen Teil der Tragkonstruktion, den sogenannten Tragtisch, Baustahl mit tiefer Kerbschlagzähigkeit und damit erhöhter Sprödbruchanfälligkeit bei tiefen Temperaturen verwendet worden. Aufgrund materialtechnologischer Untersuchungen war darauf zur Erzielung einer ausreichenden Sicherheit gegen Sprödbrüche eine Heizung des Tragtisches eingebaut worden. Diese verbrauchte beträchtlich Energie, liess sich nur unzuverlässig überwachen und funktionierte teilweise nicht mehr. 1988 sah sich deshalb die Bauherrschaft dazu veranlasst, eine Neubeurteilung des verwendeten Baustahls in Auftrag zu geben. Damit verbunden wurde eine statische Überprüfung des Bauwerkes.

Ursprüngliches Bauwerk

Die Hörsäle samt Foyers und Nebenräumen werden durch einen Tragtisch über der Eingangshalle abgefangen. Dieser besteht aus einer oberen und unteren Betonplatte in Verbund mit einem dazwischenliegenden räumlichen Stahlfachwerk. Der Hohlraum von 1,60 m Höhe wird zur Medienschliessung der Hörsäle genutzt. Der Tragtisch weist Spannweiten bis 20 m und Auskragungen bis 9 m auf und ist auf Stützen gelagert. Die Stabilisierung des Bauwerkes gegen Horizontalkräfte erfolgt durch stark exzentrisch angeordnete Kernwände in

Stahlbeton. Die Nachbarbauten sind durch Dilatationsfugen abgetrennt.

Vorgehen

Anhand von Laborprüfungen hat die EMPA Dübendorf den verwendeten Baustahl materialtechnologisch neu beurteilt. Die gesamte Konstruktion und im speziellen der Tragtisch wurden statisch nachgerechnet. Dabei war die Tragsicherheit sowohl dafür Vertikallasten als auch für Horizontalkräfte zu untersuchen. Die Abklärungen wurden ergänzt durch Untersuchungen am Bauwerk, insbesondere durch Prüfungen an Schweisnähten und Beton

sowie Rissaufnahmen an den Betonplatten des Tragtisches.

Als Berater und zur breiteren Abstützung der Beurteilungen und Entscheide wirkten als Fachexperten die Herren Prof. Dr. H. Bachmann und Prof. Dr. P. Dubas von der ETH Zürich mit.

Neubeurteilung des Baustahls

Zur Prüfung der Sprödbruchneigung des verwendeten Baustahls wurden an einem entnommenen Profilstück zunächst die klassischen materialtechnologischen Prüfungen durchgeführt, die teilweise bereits bei Untersuchungen nach der Erstellung vorgenommen worden waren: Zugversuche, Kerbschlagversuche und Ermittlung der chemischen Zusammensetzung. Diese Versuche dienten vor allem der Bestimmung der Festigkeitswerte und zum Vergleich des Prüfstücks mit dem früher untersuchten Material. In einem nächsten Schritt wurden moderne, aussagekräftigere Prüfmethoden eingesetzt, die zum Zeitpunkt der früheren Untersuchungen noch nicht zur Verfügung standen: Bestimmung des J-Integrals der Bruchenergie sowie

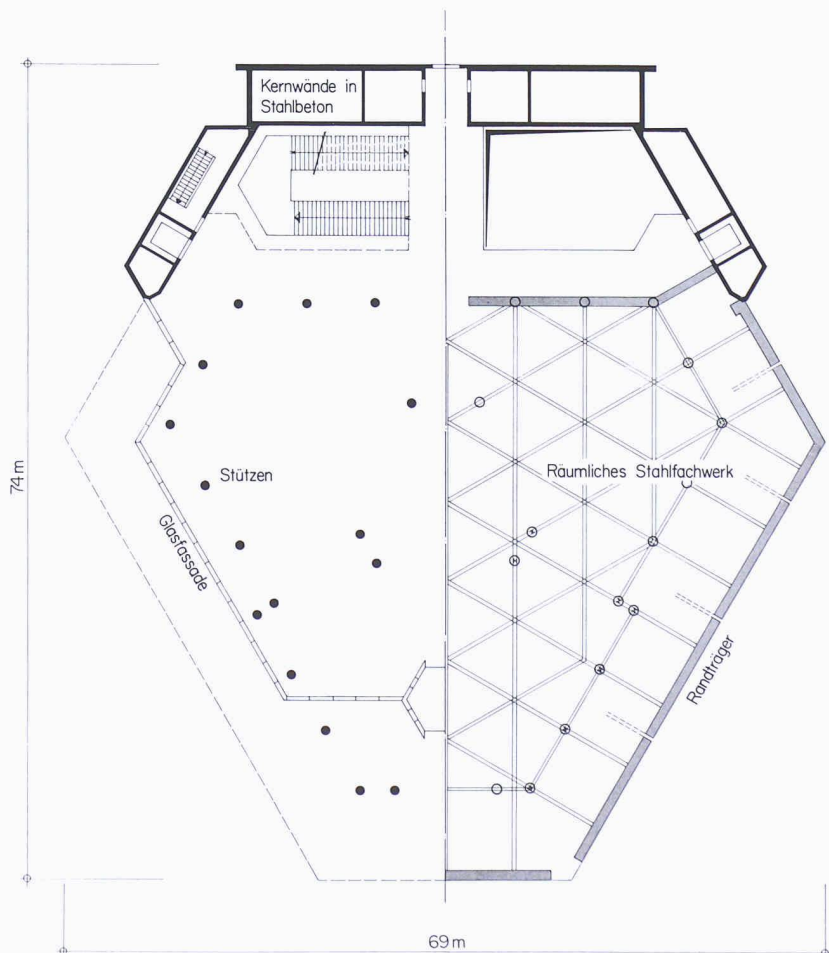


Bild 1. Schematischer Grundriss des ursprünglichen Gebäudes in der Eingangshalle (links) und im Hohlraum des Tragtisches mit räumlichem Stahlfachwerk (rechts)

bruchmechanische Schlagbiegeversuche. Diese Prüfungen dienten der Prognose des Bruchverhaltens der Fachwerkprofile, also des Materials unter Berücksichtigung der Geometrie der Tragelemente.

Die Untersuchungen ergaben folgende Resultate:

Die ermittelten Festigkeits- und Verformungseigenschaften des verwendeten Baustahles erfüllen die Anforderungen der Norm SIA 161 durchwegs. Die aufgrund der früheren Versuche zu erwartende niedrige Kerbschlagzähigkeit des Materials dagegen bestätigte sich: der Wert von 28 Joule, der gemäss Norm bis zu einer Temperatur von -20°C gewährleistet sein muss, wird schon bei $+10^{\circ}\text{C}$ deutlich verfehlt. Diese konservative Bruchsicherheitsbetrachtung basiert auf den damals aktuellen, empirischen Regeln für Zähigkeitsanforderungen im Stahlbau.

Die im zweiten Schritt durchgeführte bruchmechanische Analyse erlaubte es, die Auswirkungen der tiefen Kerbschlagzähigkeit zu relativieren. Die Untersuchungen zeigten, dass die Bruchzähigkeit des Materials unter den vorliegenden Bedingungen zur Gewährleistung einer genügenden Sicherheit des Tragtisches gegen einen Spontanbruch ausreicht. Auch unter denkbar ungünstigen Bedingungen bezüglich Schweissrissen und Eigenspannungen kann ein solches Versagen nahezu ausgeschlossen werden.

Diese Beurteilung ist günstiger als diejenige unmittelbar nach Erstellung des Bauwerkes. Das Abstellen der Tragtischheit wurde als zulässig erachtet, sofern die Beanspruchungen der Fachwerkstäbe und Knoten im üblichen Rahmen liegen und die Stahltemperatur nie unter 0°C fällt.

Überprüfung des Tragtisches für Vertikallasten

Der Tragtisch ist als Verbundkonstruktion ausgebildet. Zwischen der oberen und unteren Betonplatte verlaufen in einem regelmässigen Raster Stahldiagonalen, die ein räumliches Fachwerk bilden (Bilder 2, 3). Die Ober- und Untergurte werden zur Hauptsache durch die bewehrten Betonplatten gebildet, ergänzt durch U-Profile in Stahl. Die obere Platte ist im Auskragungsbereich teilweise vorgespannt. Zur Kraftübertragung zwischen Stahlfachwerk und Betonplatten sind Kopfbolzendübel vorhanden. Ein Randträger aus Beton bildet den seitlichen Abschluss des Tragtisches. Er ist im Abstand von 12 m dilatiert.

Der Tragtisch ist bei unteren Fachwerkknoten auf Stützen aufgelagert. Er fängt sämtliche Vertikallasten aus den Obergeschossen, also aus Hörsälen, Foyers,

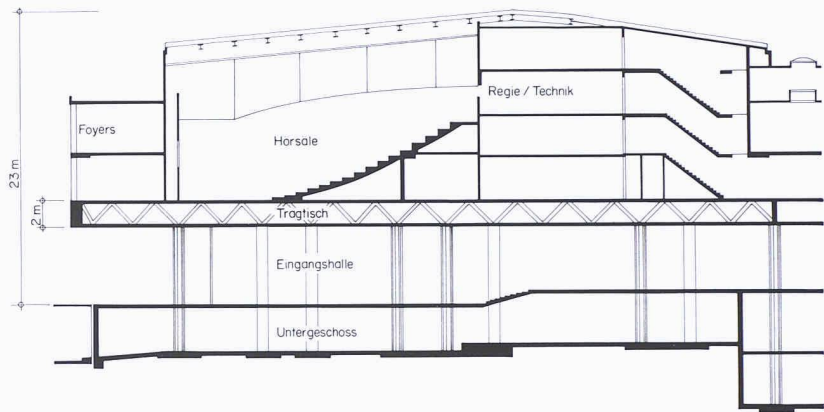


Bild 2. Schematischer Schnitt durch das ursprüngliche Gebäude: Die Obergeschosse werden durch den Tragtisch abgefangen

Technikräumen und Dach ab. Im zentralen Bereich wird er belastet durch Betonwände und Hörsaalrampen, im auskragenden Teil stehen Fassadenstützen auf dem Randträger.

Die statischen Überprüfungen ergaben, dass vereinzelte Stahldiagonalen eine ungenügende rechnerische Tragsicherheit mit $\gamma = \gamma_Q \cdot \gamma_R$ in der Grössenordnung zwischen 1,1 und 1,5 aufweisen. Die obere Betonplatte zeigte an 4 Einspannstellen der Auskragung eine leicht ungenügende Sicherheit von $\gamma = 1,5$ gegenüber dem geforderten Wert von $\gamma = 1,6$.

Als rechnerisch stark ungenügend erwiesen sich die Kraftübertragungen zwischen den einzelnen Stahldiagonalen, Schnitt 1-1, gemäss Bild 4, sowie die Kraftübertragungen zwischen Stahlfachwerk und Betonplatte. Der Tragwiderstand im Schnitt 1 ist im wesentlichen durch den Schubwiderstand des Stahles gegeben. Die Krafteinleitung in die Betonplatte ist schwieriger zu erfassen. Sie wurde mit mehreren Modellen untersucht. Während die Anzahl der Kopfbolzendübel ausreichend ist, erwies sich die Kraftübertragung aus den Dübelgruppen in die Betonplatte als ungenügend. Die Versagensart durch Ausscheren der Dübelgruppe - etwa entlang der gestrichelten Linie in Bild 4 - ist dabei spröde, da hier nur eine leichte, teilweise gar keine Bewehrung vorhanden ist. Insgesamt

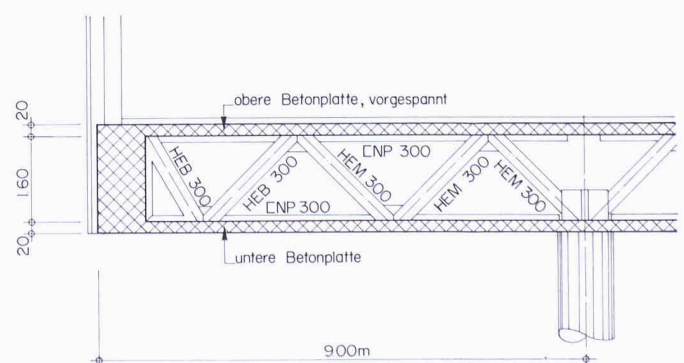
zeigten rund 40% der Knoten im Schnitt 1 und 25% der Knoten im Bereich der Kopfbolzendübel rechnerische Sicherheiten unter $\gamma = 1,6$, jeweils etwa die Hälfte davon unter $\gamma = 1,2$. Betroffen waren hauptsächlich die infolge der Randträgerdilatationen statisch bestimmten Fachwerke in der Auskragung sowie direkt angrenzende Tragtischbereiche.

Überprüfung des Tragtisches für Erdbebenkräfte

Das Bauwerk wurde ursprünglich gemäss den damals gültigen Normen des SIA 161 auf Erdbeben ausgelegt. Die Überprüfung erfolgte nach dem heutigen Stand der Kenntnisse und führte zu einer völlig neuen Beurteilung. Das Tragwerk ist zur Aufnahme von Horizontalkräften sehr ungünstig konzipiert. Die Kerne sind im Grundriss stark exzentrisch angeordnet, und der Steifigkeitsunterschied zwischen weichem Erdgeschoss und steifen Obergeschossen ist sehr gross.

Ein Vergleich der Einwirkungen Wind und Erdbeben gemäss der Norm SIA 160 (1989) ergab für Erdbeben grössere Beanspruchungen. Zur Beurteilung der Erdbbensicherheit wurde eine Kombination von experimentellen und analytischen Untersuchungen gewählt. Grundlage bildeten

Bild 3. Vertikalschnitt durch den auskragenden Bereich des ursprünglichen Tragsystems: Stahlfachwerk mit Betonplatten als Ober- und Untergurt



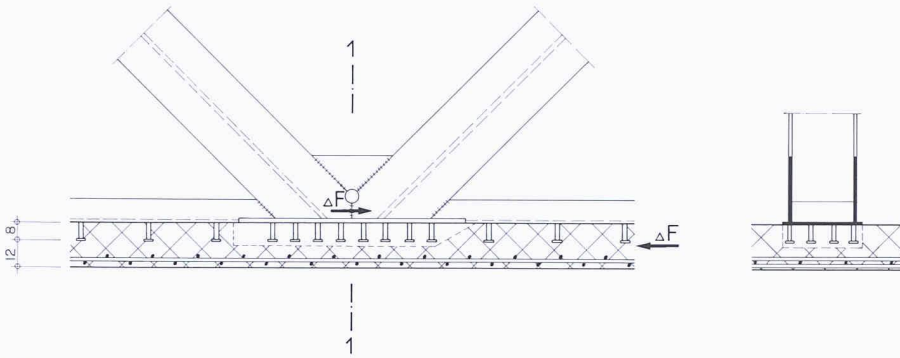


Bild 4.
Detail des Knotens Stahlfachwerk/Betonplatte, gestrichelte Linie als Scherfläche um die Dübelgruppe

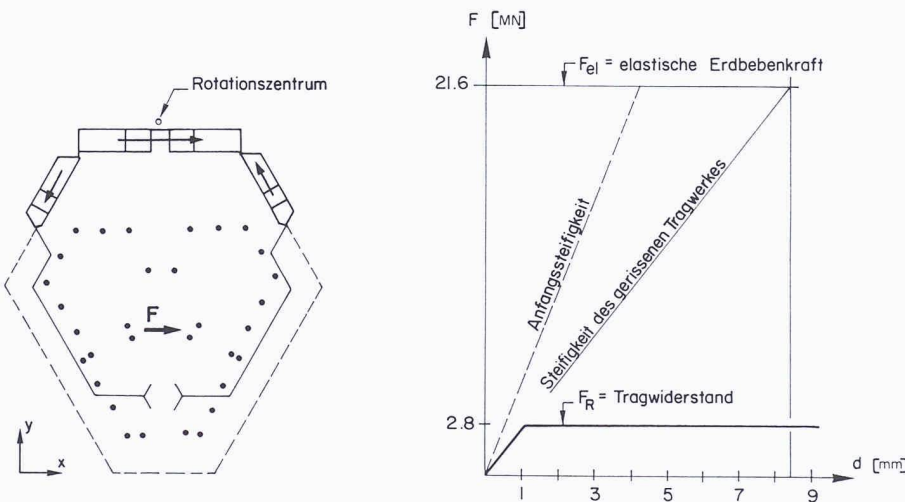


Bild 5.
Vergleich zwischen elastischer Erdbebenbeanspruchung und Tragwiderstand vor der Verstärkung des Bauwerkes (x-Richtung)

Schwingungsmessungen am Gebäude im normalen Gebrauchszustand. Aus diesen liessen sich die Eigenfrequenzen und die Schwingungsformen identifizieren. Die elastischen Beanspruchungen wurden daraus anhand einfacher dynamischer Modelle ermittelt und mit den Tragwiderständen verglichen.

Für die kritischere x-Richtung erwies sich die elastische Erdbebenkraft als bei weitem grösser als der errechnete Tragwiderstand, welcher durch die Kernwände und durch deren Anschlüsse an die Deckenscheiben bestimmt wird (Bild 5).

Bereits bei Beben mit geringer Intensität war mit bleibenden Verformungen und mit Schäden am Tragwerk zu rechnen. Solche können grundsätzlich in Kauf genommen werden, wenn das Tragwerk ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweist. Für ein Erdbeben von der Stärke des SIA-Bemessungsbebens betrug die vorhandene Duktilität allerdings nur rund ein Viertel der erforderlichen; für diesen Fall war demzufolge mit einem Tragwerkversagen zu rechnen.

Aufnahmen am Bauwerk

Bei über hundert eher hoch beanspruchten Fachwerkknoten wurden die Schweissnähte auf Risse geprüft. Die Prüfung erfolgte visuell, zum Teil ergänzt durch das Magnetpulver- und das Ultraschallverfahren. Es wurden nur Farbrisse, aber keine Materialtrennungen im Stahl festgestellt. Die an Bohrkerngruppen ermittelten Betonfestigkeiten sind stark schwankend, die tiefsten Druckfestigkeiten betragen 38 N/mm^2 , die tiefsten Zugfestigkeiten $1,5 \text{ N/mm}^2$. Diese Werte sind ausgesprochen gering.

Die Betonplatten des Tragtisches wurden soweit einsehbar vom Hohlraum aus auf Risse untersucht. In der unteren Platte wurden viele Risse festgestellt, mit Risswerten zwischen $0,3$ und 1 mm , vereinzelt leicht darüber. Das Rissbild ist entsprechend der Symmetrie von Tragstruktur und Belastungen ebenfalls weitgehend symmetrisch. Die Risse verlaufen oftmals entlang der Stahlfachwerke. Ein klarer Bezug zwischen statisch stark überbeanspruchten Stellen und entsprechenden Rissen besteht

nicht, die Rissursachen liessen sich nicht eindeutig festlegen. Eine Hauptursache für die grossen Rissweiten in der unteren Platte ist das Fehlen einer obenliegenden Bewehrung. Dass Risse dieser Grösse entlang der Stahlfachwerke das Tragverhalten im kritischen Krafteinleitungsbereich Fachwerk-Betonplatte ungünstig beeinflussen, ist offensichtlich.

Verstärkung des Tragwerkes

Aufgrund der Resultate der Untersuchungen entschied die Bauherrschaft, das Bauwerk zu verstärken. Dies sollte entsprechend den heute gültigen Normen des SIA erfolgen.

Erste Überlegungen zeigten, dass für eine Verstärkung Eingriffe ins Tragwerk erforderlich sind, die dieses im Bauzustand zusätzlich schwächen. Es wurde deshalb eine provisorische Abstützung der kritischen Bereiche angeordnet. Um eine Entlastung der überbeanspruchten Stellen des Tragtisches und eine Kraftabtragung über die Verstärkungen im endgültigen Gebrauchszustand sicherzustellen, wurden diese Abstützungen vorgepresst.

Die Randbedingungen für die Wahl von Verstärkungsmassnahmen waren eng:

- Die Architektur des Hörsaalgebäudes ist anspruchsvoll. Im Erdgeschoss sind jedoch sichtbare Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit nicht zu vermeiden. Sie verändern das Aussehen des Bauwerkes in jedem Fall.

- Verstärkungen im Hohlrauminnern des Tragtisches sind, abgesehen vom auskragenden Bereich, nur möglich nach weitgehend vollständiger Demontage der sehr umfangreichen Haustechnikinstallationen.

- Die Hörsäle können während höchstens 3 Monaten, über die Sommerferien, ausser Betrieb genommen werden. Lärmimmissionen sind ausserhalb dieses Zeitraumes unzulässig.

- Schwächungen des Tragwerkes während des Bauzustandes sollen so gering als möglich gehalten werden, Schweissungen am dafür ungeeigneten Baustahl der Fachwerke sollten vermieden werden.

Es wurden zahlreiche Varianten untersucht. Verworfen wurde insbesondere eine Verstärkung des Tragtisches für Vertikallasten im Hohlrauminnern durch Vorspannkabel, kombiniert mit einer Erdbebenverstärkung durch duktile, nach der Methode der Kapazitätsbemessung konzipierte, neue Aussteifungselemente im Erdgeschoss. Diese Lösung zur Erdbebenverstärkung wäre sehr einfach und kostengünstig gewesen, wogegen sich die Verstärkung des Tragtisches als sehr teuer und nur äusserst schwer realisierbar erwies.

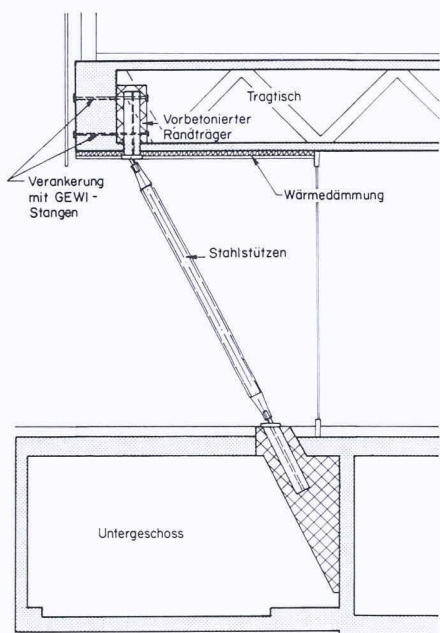


Bild 6. Vertikalschnitt der ausgeführten Verstärkung mit diagonal verlaufenden Stahlstützen unter der Auskragung

In enger Zusammenarbeit mit allen Beteiligten fiel der Entscheid schliesslich für folgende Massnahmen:

- Anordnung von diagonal verlaufenden Stahlstützen unter der Auskragung, die damit diesen kritischen Bereich des Tragtisches abstützen. Die Stützen bilden entlang der Seitenfronten des Gebäudes ein Fachwerk und dienen hier gleichzeitig der Verstärkung für Vertikallasten und für horizontale Erdbebenkräfte. Die Krafteinleitung aus dem Tragtisch erfolgt über einen neuen vorbetonierten Randträger. Die Stützen sind in das als steifer Kasten ausgebildete Untergeschoss eingebunden; damit

Beteiligte:

Grundeigentümer:

Schweizerische Eidgenossenschaft

Bauherrschaft:

Eidg. Finanzverwaltung, 3003 Bern, vertreten durch: Amt für Bundesbauten, Baukreis 4, Clausiusstrasse 37, 8006 Zürich

Projekt und Bauleitung:

Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, Forchstrasse 395, 8029 Zürich

Architektonischer Berater:

Broggi & Santschi Architekten AG, Mühlezelgstrasse 53, 8047 Zürich

Experten:

Prof. Dr. H. Bachmann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich

Prof. Dr. P. Dubas, Eichholzstrasse 33, 8706 Feldmeilen

Materialtechnologische Untersuchungen:

Dr. U. Morf, Dr. H. J. Schindler, EMPA Dübendorf, Überlandstrasse 129-133, 8600 Dübendorf

Schwingungsmessungen:

Dr. R. Cantieni, EMPA Dübendorf, Überlandstrasse 129-133, 8600 Dübendorf

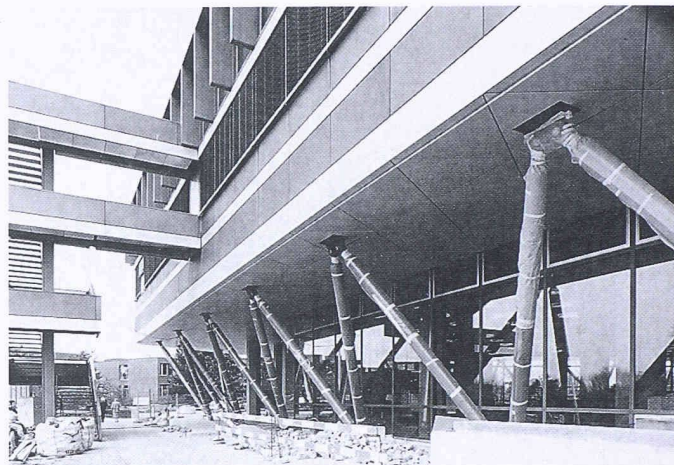


Bild 7. Ansicht des verstärkten Hörsaalgebäudes

ist die Abtragung der Vertikal- und Horizontalkräfte in die Fundation einheitlich mit dem bestehenden Gebäude.

- Einbau einiger weiterer Einzelstützen im Erdgeschoss und lokale Verstärkung einzelner kritischer Stellen im Hohlrauminnern mittels Stahlbetonträgern zwischen oberer und unterer Tragtischplatte.
- Anbringen einer aussenliegenden Wärmedämmung auf die Unterseite der Auskragung. Demontage der Tragtischheizung. Damit wird die für die Sprödbuchersicherheit erforderliche Stahltemperatur gewährleistet und die Energieverluste werden reduziert.

Architektonische Aspekte zur gewählten Lösung

Das Gebäude ist Teil der Physikbauten, die als erste Bauetappe der ETH-Hönggerberg von Prof. A.H. Steiner in den Jahren 1961 bis 1979 realisiert wurden. Während sich die Forschungs- und Laborbauten durch eine klare lineare Ordnung auszeichnen, baut das grosse Hörsaalgebäude auf einem Achssystem auf, dessen Grundelement ein gleichseitiges Dreieck von ca. 6 m Seitenlänge bildet. Die Wahl dieses besonderen Rastersystems liegt in den räumlichen Anforderungen an den grossen Hörsaal begründet, der in einer hexagonalen Grundrissform gestaltet ist.

Die Gebäudeform ist geprägt durch den wuchtigen Hauptkörper des grossen Hörsaals, der weit über die grosse Eingangshalle auskragt, was dem Bau etwas Schwebendes vermittelt. Dieser Hauptindruck wird durch die prominente Lage in der Hauptachse des zentralen Platzes noch verstärkt.

Bei der Beurteilung der Lösungsvorschläge für die Verstärkungsmassnahmen musste darauf geachtet werden, dass diese architektonischen und räumlichen Qualitäten des Gebäudes nicht beeinträchtigt

wurden und dass der Eingriff in die Baubsubstanz erkennbar ist. Ausserdem sollte die Transparenz der Eingangshalle nicht durch Einfügen von scheibenartigen Verstärkungselementen geschmälert werden. Die gewählte Schrägstützenlösung ist aus umfangreichen Vorstudien als die dem Gebäudecharakter adäquateste hervorgegangen. Die architektonische Wirkung des weit über die Eingangshalle auskragenden kompakten Hauptkörpers wird durch die zugefügten Schrägstützenreihen nicht beeinträchtigt; die wichtige Funktion der Stützung des Tragtisches kommt sinnfällig zum Ausdruck und unterstreicht die Bedeutung des Hörsaalgebäudes im Gesamtkontext der Physikbauten.

Die Farbgebung der Schrägstützen hält sich im Rahmen des Farbkonzeptes der Fassade. Bandartige Brüstungsverkleidungen in abwechselnd hellen natureloxierten und dunkleren anthrazitfarbenen Tönen machen die horizontale Gliederung der Fassaden aus. Der dunkle Farbton wurde für die neuen Stützen übernommen. Der Materialwechsel vom hellen Beton der bestehenden Stützen zum dunklen Stahl genügt, um das Zugefügte klar sichtbar zu machen.

Herr Prof. A.H. Steiner, der Erbauer des Hörsaalgebäudes, war über den Lauf der Planung informiert. Zusammen mit dem Denkmalpfleger der eidgenössischen Bauten, Herr Dr. Martin Fröblich, hat er mit wertvollen Ideen zum guten Gelingen der anspruchsvollen Aufgabe beigetragen.

Adresse der Verfasser:

R. Schefer und P. Zwicky, dipl. Ing. ETH, Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, SIA/ASIC, Forchstrasse 395, 8029 Zürich, und R. Santschi, dipl. Arch. ETH/SIA, Broggi & Santschi Architekten AG, Mühlezelgstrasse 53, 8047 Zürich.