

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 121/122 (1943)
Heft: 23

Artikel: Foundationsfragen
Autor: Meyer-Peter, E. / Moos, A. von
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-53106>

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: 08.07.2025

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

Saal der Kammermusiksaal und daneben ein Vortragssaal angeordnet. Ein breites, von seiner Stirnseite her belichtetes Foyer gewährt auch hier genügenden Verkehrs- und Aufenthaltsraum, sowie Anschluss an das Kongressfoyer. Um allen allfällig bei Kongressen auftretenden Bedürfnissen nach kleineren Einzelräumen entsprechen zu können, sind die Vorbereitungen getroffen, dass in jedem Saal noch eine Faltwand eingebaut werden kann (Nischen foyerseitig, Türen, Abb. 8). Der Kammermusiksaal (Abb. 39) hat ein sehr schönes Täfer aus Tannenholz zwischen Nussbaumrippen, sein Podium eine ansprechend gewellte Rückwand, die die Gruppe der Musizierenden zusammenfasst; auch die Decke ist ganz in Holz.

Im obersten Geschoss des Traktes endlich sind die beiden Übungssäle für die Gesangsvereine untergebracht, die durch Öffnen einer Hubwand zu einem vereint werden können. Wie eine Reminiszenz an die Galerie des untergegangenen Tonhallepavillons mutet hier die Galerie (Abb. 40) an, die bei Festlichkeiten in ihren Ausbuchungen gerade noch für je eines der beliebten Zweiertischchen Platz bietet. Im alltäglichen Betrieb dient die Galerie als Zugang zum Archiv, sowie der Aufbewahrung verschiedener Vereinsutensilien. Zu beachten sind auch hier die Roste unter den Oberlichtern, die den Lichtkontrast gegen die Decke mildern.

W. J.

Wir gehen nunmehr über zur Beschreibung der Foundation, der Ingenieurarbeiten und schliesslich der technischen Einrichtungen des Kongresshauses. Eine Zusammenstellung über das Fassungsvermögen sämtlicher Säle usw. folgt am Schluss.

Fundationsfragen

Der grosse Umfang der Arbeiten, die kurze zur Verfügung stehende Bauzeit, die bekanntlich sehr heterogene Beschaffenheit des Untergrundes am untern Ende des Zürichsees, endlich der Umstand, dass die neuen Foundationen mit bedeutenden Bodenaushüben in unmittelbarer Nähe der Tragmauern der bestehenden Tonhalle verbunden waren, machten eine genauere Untersuchung der Bodenbeschaffenheit unerlässlich. Erst auf Grund einer eingehenden Kenntnis der in den verschiedensten Punkten des Neubaus vorhandenen Bodenverhältnisse konnte die Wahl des richtigen Fundamentalsystems getroffen werden und war es möglich, für die Bemessung der Tragelemente der Foundation die erforderlichen Richtlinien zu Händen der projektierenden Ingenieure aufzustellen.

1. Geologische und erdbaumechanische Untersuchungen

Der geologische Aufbau des Baugrundes im ehemaligen Tonhalleareal ist für die künstlich aufgeschütteten Uferregionen des untern Zürichseebeckens und vieler anderer Seeufer des schweizerischen Mittellandes typisch. Generell war die Schichtfolge schon aus der Bautätigkeit in der weiteren Umgebung (Nationalbank, Rotes Schloss, Weisses Schloss, Boothaus Alpenquai) bekannt. Als erste Vorarbeiten innerhalb des Baugeländes wurden 1936 durch die städtische Baupolizei vier Sondierbohrungen (B. I bis IV) abgeteuft, die «ungestörte» Bodenproben lieferten (Abb. 41, S. 278). Sodann wurden zwei Schächte (A und B) ausgehoben und die Ergebnisse einer Bohrung vom Muraltengut (B. V) beigezogen. 1937 wurden die Beobachtungen durch die Ergebnisse einer Sondierbohrung (B. 8) und von drei Bohrpfehlen (B. 5, 6, 7), die ebenfalls «upgestörte» Bodenproben lieferten, ergänzt. Indirekte Aufschlüsse ergaben sodann die Ramm-Diagramme von zwei Holzpfehlen (1, 2), von zwei Betonpfehlen (3, 4), von zwei Expresspfehlen (10, 11) und einer Versuchs-Spundwand (9).

Aus diesen verschiedenen Angaben konnte das folgende Bild über die geologische Zusammensetzung des Baugrundes gewonnen werden (siehe Abb. 42, S. 278).



Abb. 33. Kongress-Saal, ohne Bestuhlung für eine Automobilausstellung eingerichtet. Blick gegen Foyer und rückwärtige Galerie, rechts Estrade von drei Stufen, die das «Ausleeren» des Raumes durch die Glaswand etwas eindämmt, wie die analoge Estrade im Konzertfoyer (Abb. 27 und 28)

1. Die oberste Schicht besteht aus *künstlicher Auffüllung*. Diese verteilt sich über das ganze Bauareal. Sie führt hauptsächlich Seekreide, Bauschutt, Kies und Sand, im Gartengebiet noch Humus. Die obere Grenze dieser Aufschüttung schwankt in den einzelnen Bohrungen, da der Tonhallergarten terrassiert war. Auch die untere Grenze kann nicht scharf festgelegt werden, da die natürliche Unterlage ebenfalls aus «gewachsener» Seekreide besteht. Die Mächtigkeit der Auffüllung schwankt somit von rd. 3,3 m (B. V) bis rd. 6,5 m (B. 7).

Früher reichte der See in einer z. T. schilfbewachsenen, un- tiefen Bucht bis an die Südseite der heutigen Gotthardstrasse, wo die Ufermauern des Eschergüetli (1771 bis 1890) standen. Die Bucht war gegen NO von der beim Bau des Schanzengrabens 1649 aufgeschütteten Rosau, gegen SW von den z. T. später angelegten Bleicherwiesen flankiert. Bei der Quaierstellung 1882 bis 1885 und beim Bau der Tonhalle (1893 bis 1895) wurde diese Bucht landfest. Hinter einem Wall aus Kies und Sand, der vom Hornbach- und Küsnachterdelta und z. T. auch von Hurden

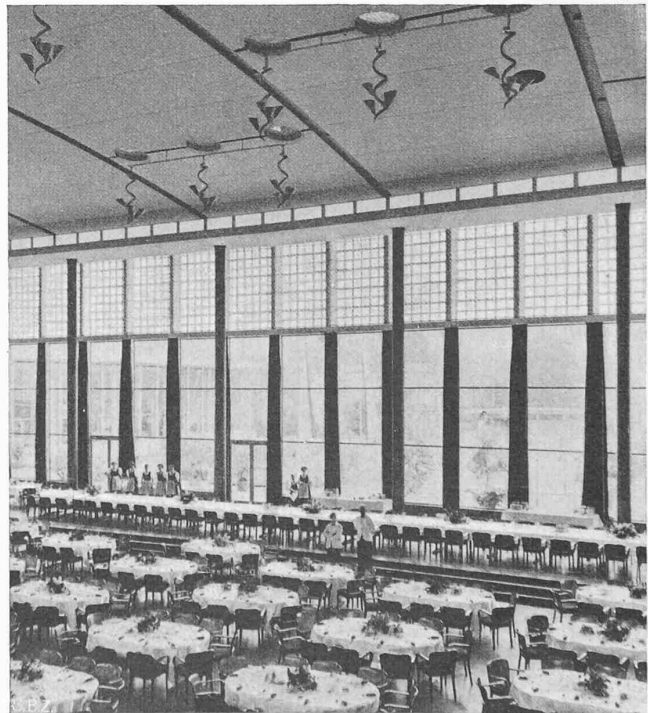


Abb. 34. Kongress-Saal, für Bankett bestuhlt, Blick gegen Estrade und Glaswand mit braunroten Vorhängen



Abb. 40. Übungssaal. Der Umriss der Empore ist in gleichsam fließenden, beweglich-unverbindlichen Kurven gehalten, um die Bauform nicht festzulegen. Ähnlich unverbindliche, wie Wasserlachen über eine Fläche hinwandernde Formen wiederholen sich an den Vergitterungen der Oberlichter. Durch diese Massnahme wird das Licht diffus, die Lichtquelle ist nicht als eindeutig definierte Form sichtbar. In betontem Kontrast zu diesen, sich jeder Festlegung ironisch entziehenden Formen steht die exakte Klarlegung des technischen Verhaltens der Brüstung zur Bodenplatte der Empore: sauberste Trennung der Elemente, an Stelle einer unklaren Verwachsung

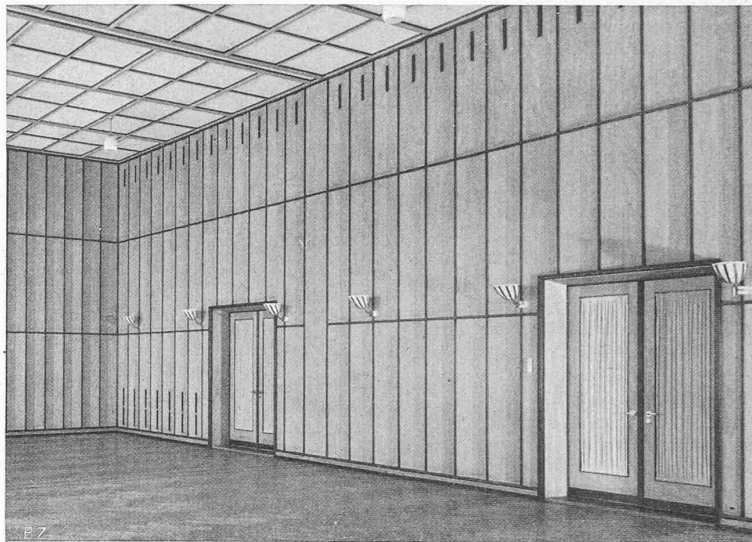


Abb. 39. Kammermusiksaal. Wände mit leicht konkaven Holzplatten vertäfelt, an der Decke zarte Lattengitterung, beides ist ausdrücklich als blosses Oberflächenmuster gemeint, ohne die materielle Festigkeit und strukturelle Funktion der alten architekton. Tafelungen und Deckenkassettierungen. Der Raum gewinnt aus dieser Behandlung eine spezifisch moderne Leichtigkeit und Unverbindlichkeit, gegen die Beethovenstrasse ist er mit einer Glaswand geöffnet, die übrigen Wände scheinen nur wie mit leicht gewellten Vorhängen oder Faltwänden provisorisch geschlossen

stammte, erfolgte die Auffüllung aus Seekreide, die aus dem Seegebiet von Bendlikon-Wollishofen geholt wurde, und aus Bauschutt.

2. Unter dieser künstlichen Auffüllung folgt zunächst helle *Seekreide*, die auch Einlagerungen von dunklen *Seeschlamm-lagen* enthält. Seekreide und Seeschlamm enthalten Pflanzenresten, Schneckenschalen, Ton und etwas Sand. Beide Ablagerungen haben in ungestörtem Zustand eine ziemlich feste Konsistenz, beim Kneten aber entsteht eine schmierige, weiche Masse. Die Oberkante der Seekreide liegt an der Gotthardstrasse etwa bei Kote 405,50 und senkt sich $1 \div 3^\circ$ gegen den See. Ihre Mächtigkeit schwankt von rd. 0,4 m bei B. V bis zu rd. 9,8 m beim Expresspfahl Nr. 10. Nach Viollier sollen beim Bau des Bootshauses (Yachtklub) am Alpenquai, d. h. rd. 135 m südlich Nr. 10 sogar 18 m Seekreide durchfahren worden sein. Von prä-historischem Interesse sind die Kulturschichten der Pfahlbauzeit (B. 6/Kote 404,80, B. 7/Kote 403,50), die in diesen Ablagerungen freigelegt wurden.

3. Unter dieser Seekreide liegen *Kies* und *Kies-Sandmassen*, die Einschaltungen von *Sand* bis *Schlamm-sand* enthalten. Sie gehen an der Basis in Sand- und Schlamm-lagen über, die einzelne Lehm-schmitzen führen. Die Mächtigkeit der ganzen Schicht beträgt bei B. 8, wo sie allein mit Sicherheit feststellbar ist, 16,60 m. Aus der Verbreitung dieser Ablagerung der Wechsel-lagerung, dem Gefällsbruch bei B. 7 von 2° auf 15° muss auf eine Deltabildung geschlossen werden. Ihre Entstehung ist auf einen zeitweiligen, nacheiszeitlichen Sihleinbruch zurückzuführen. Diese durchbruch die Zürcher Moräne zwischen Katz und ehemaligem St. Annahügel und schüttete zwischen Enge und Fraumünster ein Delta an.

4. Unter dieser grobkörnigen Deltaschüttung folgen feste, blaugraue *Lehme*, die feine Schlamm-sand- und Sand-lagen bergen. Sie wurden in B. V in einer Mächtigkeit von 2,8 m, in B. 8 von 4,2 m erschlossen. Die Gesamtmächtigkeit dieser Seebodenlehme ist nicht bekannt, wie auch leider keine Anhaltspunkte über ihre Unterlagerung vorliegen.

5. Nach Beobachtungen in Schacht A liegt dort der Grundwasserspiegel im Winterhalbjahr auf Kote 406,10. Die Vorflut wird einerseits vom Schanzengraben, sodann vom See gebildet. Dessen Wasserspiegel lag in den Winterhalbjahren der Periode 1929/30 bis 1936/37 im Durchschnitt auf Kote 406,60. Der Grundwasserspiegel liegt somit durchwegs in der künstlichen Auffüllung.

Eine grössere Anzahl von «gestörten» und «ungestörten» Proben der Sondierbohrungen I bis IV und 5 bis 8 wurden im Erdbaulaboratorium der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. auf ihre Zusammensetzung und mechanischen Eigen-

schaften hin untersucht. Diese Untersuchung sollte, im Zusammenhang mit Probepfählen, über das zu wählende Fundations-System und die bei der Detailprojektierung und Ausführung zu beobachtenden Grundsätze Aufschluss geben.

Von den im Laboratorium untersuchten Bodenproben seien in Tabelle I die Kennziffern je eines typischen Vertreters der verschiedenen Schichten, die alle aus B. 8 stammen, aufgeführt und im folgenden kurz erläutert (siehe auch Abb. 43, S. 279).

Der hohe Karbonatgehalt (hauptsächlich Kalk), zusammen mit einem merkbaren organischen Gehalt, hängt mit der Ausscheidung der Seekreide aus dem Seewasser und ihrer allmählichen Ablagerung auf dem Seegrund zusammen. Der Karbonatgehalt der übrigen Proben (2 bis 4) ist für das Gletschermaterial der weiten Umgebung von Zürich und des Sihltales, das



Abb. 38. Gartensaal. Seeseitige Längswand mit den, die Höhe und den Gliederungsmaassstab reduzierenden Holzgittern. Bildung leichter Nischen durch verspiegelte, gegitterte Querwändchen



Abb. 36. Clubzimmer. Ein luftiges Sommerzelt mit zwei Glaswänden gegen aussen (nachts durch weiss-rot-schwarze quergestreifte Vorhänge geschlossen), einer Schiebewand und einer durch dünne Latten ornamental gegitterten Decke

Herkunft Photos: Abb. 29, 31, 35, 36, 55 Wolgensinger; Abb. 30, 40 Custer; Abb. 32 Beringer & Pampaluchi; Abb. 33, 39 Metzger; Abb. 34, 37 Finsler; Abb. 38 Bräm. Bildunterschriften von Peter Meyer

Abb. 35 (rechts). Restaurant. Die zylindrischen Stützen mit Rohrgitter ummantelt; das gleiche zartgliedrige Motiv wiederholt sich in der Vergitterung der oberen Fensterzone, an den Stuhllehnen und dem hier nicht sichtbaren Korpus



weitgehend das Belieferungsmaterial der Bäche und Flüsse darstellt, charakteristisch. Die hohe Fließgrenze f (Wassergehalt beim Uebergang vom plastischen zum festen Zustand) bei sehr kleiner Plastizitätszahl p von Probe 1 rührt vom organischen Gehalt der Seekreide her. Fließgrenze und Plastizitätszahl von Probe 4 sprechen für einen mittelfetten Lehm. Der organische Gehalt von Probe 1 ist die Ursache des lockeren Gefüges, damit des hohen Wassergehaltes, des niederen Raumgewichtes und der grossen absoluten Porosität der Seekreide im Entnahmestadium. Der abnehmende Wassergehalt, die abnehmende Porosität und damit das zunehmende Raumgewicht von Lehm (4) zu Feinsand (3) und Kies (2) hängt mit der Abnahme der feinkörnigen, wasserbindenden Mineralkörner, die namentlich im Anteil kleiner 0,002 mm enthalten sind, zusammen. Die Bestimmung von Wassergehalt, damit der Porosität und des Raumgewichtes ist u. a. für die Berechnung der zulässigen Belastung, der Untersuchung von Spundwänden und der Grundbruchgefahr notwendig. Für

diese Berechnungen wurde für das Deltamaterial (2 und 3) ein mittleres Raumgewicht von $2,2 \text{ t/m}^3$ angenommen.

Die grösste Zusammendrückungszahl ($\Delta e = \text{spez. Zusammendrückung im Oedometer bei einer Lasterrhöhung von } \sigma = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ auf } \sigma = e = 2,72 \text{ kg/cm}^2$) weist die Seekreide auf; allerdings ergab die Untersuchung einer Probe aus einer eingeschlossenen Seeschlammprobe noch höhere Werte ($\Delta e = 7,8\%$). Bemerkenswerte Unterschiede bestehen zwischen ungestörter ($\Delta e = 3,8\%$) und gestörter ($\Delta e = 2,0\%$) Seekreide. Darin kommt die Zerstörung des Gefüges nach dem Kneten zum Ausdruck, die zu einer dichteren Packung führt²⁾. So nahm das Raumgewicht einer Seekreide bei 1 kg/cm^2 Belastung vom ungestörten zum gestörten Zustand von $1,75$ auf $1,83 \text{ t/m}^3$ zu, der Wassergehalt von $43,3$ auf $34,1\%$ und die Porenzahl von $1,15$ auf $0,87$ ab. Diese Gefügestörung kommt auch bei der Pfählung zum Ausdruck. Das dabei austretende Wasser steht unter Druck, wodurch die Reibung nahezu 0 wird. Bei Blockierung des Pfahles kann sich das Porenwasser entspannen, was zu einer Vergrösserung der Seitenreibung und damit zum Festsaugen des Pfahles führt. Bei den übrigen Materialien nimmt die Zusammendrückungszahl erwartungsgemäss vom Lehm zum Feinsand und Kies ab.

Die Bestimmung der Scherfestigkeit bzw. der scheinbaren innern Reibung, die in der Tabelle durch den Grenzwinkel $\text{tg } \varphi_s$ charakterisiert wird, ermöglicht die Berechnung der Tragfähigkeit des Baugrundes, sowie der auftretenden Erddrücke. $\text{tg } \varphi_s$ zeigt erwartungsgemäss für Kies und Sand höhere Werte, als für Lehm. Auffallend ist die hohe scheinbare innere Reibung der Seekreide, die ihre Ursache in der starken Verzahnung der Kalkkörner haben dürfte.

Die kleinste Durchlässigkeit k weist der basale Seebodenlehm auf. Ihm folgt die Seekreide mit etwas höhern Werten. Im Delta selbst treten grosse Unregelmässigkeiten auf. Die Feinsand-, Schlammsand- und Lehmlinsen



Abb. 37. Gartensaal mit Bankettbestuhlung. Ausblick gegen Garten und Alpenquai, in der Glaswand Wechsel gegitterter und offener Flächen. Reizvolle optische Unterteilung des Raumes durch geschwungene Deckenfelder und laubenartige horizont. Holzgitter aus wellenartig gebogenen Elementen

²⁾ R. Haefeli und A. v. Moos: «Drei Lockergesteine und ihre technischen Probleme: Grundbruch, Strukturstörung, Plastizität». Sammlung der Vorträge Erdbaukurs der E. T. H. 1938 in SBZ, Band 112, S. 133* (1938).

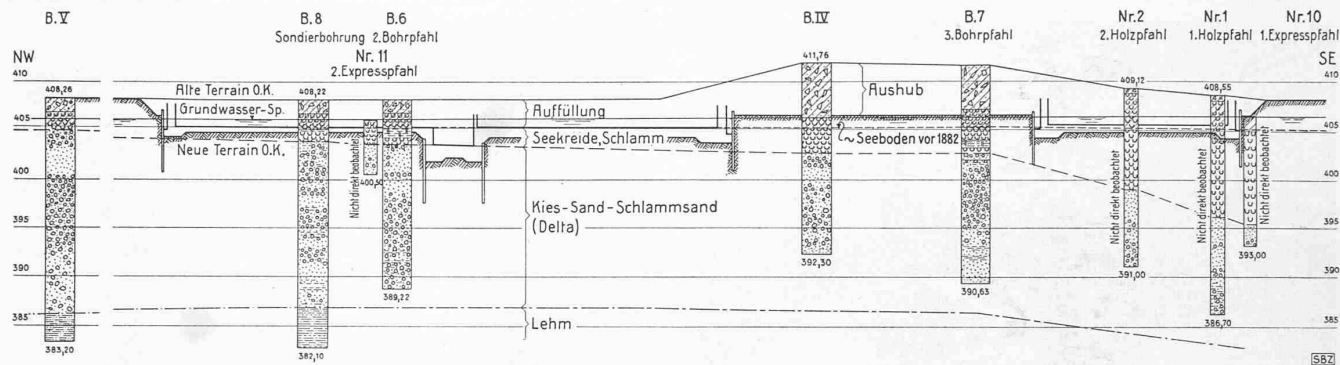


Abb. 42. Geologischer Längsschnitt 1:700 (siehe Abb. 41)

weisen geringe, die Kiese sehr grosse Durchlässigkeiten auf. Da indessen die wenig durchlässigen Partien linsenförmig gelagert sind, wurde für das gesamte Delta mit einer Durchlässigkeit von 10^{-2} cm/sec gerechnet. Dieser Wert wurde auch durch die Berechnung der beobachteten Wasserspiegelabsenkung in B. 7 bestätigt.

II. Untersuchungen über die Art der Foundation und über die Tragfähigkeit verschiedener Pfahlsysteme

1. Das Vorhandensein einer stellenweise mächtigen Auffüllungsschicht, die zum Teil aus Seekreide besteht und selbst wieder auf Seekreide aufruht, ferner die darunter anstehende kiesig-sandige Ablagerung und schliesslich die zuunterst aufgeschlossenen festen Seebodenlehme liessen von vornherein eine Pfahlgründung als die richtige Methode erscheinen. Eine reine Platten-gründung kam deshalb nicht in Frage, weil das Kongresshaus nur zum Teil unterkellert ist und weil, mit Ausnahme des tiefsten Heizkellers, alle Fundamentplatten im Bereich der Seekreide liegen, deren relativ hohe Zusammendrückbarkeit und variable Mächtigkeit zu grossen und ungleichmässigen Setzungen Anlass gegeben hätte.

2. Die in den Jahren 1893 bis 95 erbaute Tonnhalle ruht auf Holzpählen, deren Spitzen laut dem Bericht der städtischen Baupolizei in der kiesig-sandigen Ablagerung stecken. Ihre Belastung wird auf durchschnittlich 15 t für die durchlaufenden Fundamente und auf 10 t für die Einzelfundamente geschätzt. Ihre Länge beträgt im Mittel 9,00 m und die Pfahlköpfe liegen auf Kote 405,30.

Die Tatsache, dass die Deltaablagerung gegen den See hin abfällt, liess die Ausführung und die Ueberprüfung von Probe-pfählen als wünschbar erscheinen. Bei Aufstellung des Versuchs-Programms wurde die Verwendung verschiedener Pfahltypen ins Auge gefasst. Sie sollten in denjenigen Zonen untersucht werden, in denen sie später voraussichtlich Verwendung finden würden. So kam man zu folgendem Programm, das auch die Erstellung und die Untersuchung je zweier verschiedener Längen für jeden Pfahltypus einschloss (siehe Abb. 41):

Holzpfähle von rd. 32 cm mittlerem $\varnothing$, Nr. 1 mit 20,3 m Länge und Spitze auf 386,70, Nr. 2 mit 16,00 m Länge und Spitze auf 391,00, im südlichsten Teil des Kongressaales, dort, wo der Kellerboden etwa auf der Höhe des tiefsten Grundwasserspiegels liegt.

Eisenbetonpfähle

von rd. 31 cm $\varnothing$, im Gebiete des nicht unterkellerten Gartensaales, wo allfällige Holzpfähle eine Tieflegung der Bankette erfordern würden, Nr. 3 mit Spitze auf 391,50, 16,00 m lang und Nr. 4 mit Spitze auf 397,30, 9,1 m lang.

Bohrpfähle (System Brunner & Co., Zürich), wovon zwei für die Unterfangung der stehenbleibenden Ton-hallewand parallel zur Beethovenstrasse, Nr. 5 von rd. 44 cm $\varnothing$ und 8,34 m Länge mit Spitze auf 396,00 und Nr. 6, $\varnothing$ 52 cm und 16,11 m Länge mit Spitze auf 389,22. Ein dritter Bohrpfahl

Nr. 7, mit 55 cm $\varnothing$, 17,43 m Länge und Spitze auf 390,63 wurde als Vergleichspfahl mit einem Expresspfahl im mittleren Teil des Kongressaales abgeteuft.

Expresspfähle³⁾ (Losinger & Co., Bern-Zürich), nämlich Nr. 10 mit 67 cm $\varnothing$, einer Länge von 13,3 m und mit der Zwiebel auf 393,00 und Nr. 11, mit 92 cm $\varnothing$, einer Länge von 6,57 m und Zwiebel auf Kote 400,50, im Erweiterungsbau der Tonnhalle an der Beethovenstrasse.

Ueber den Verlauf dieser Untersuchungen geben die Abbildungen 44 bis 48 Aufschluss.

Fertigpfähle (Holz und Eisenbeton), sowie die durch Rammen eines Stahlrohrs mit unterer Spitze hergestellten Expresspfähle geben schon beim Rammvorgang Aufschluss über die voraussichtliche Tragfähigkeit. Als erste rohe Schätzung mag hierfür die in Abb. 48 aufgezeichnete spezifische Rammarbeit verschiedener Pfähle in Vergleich gezogen werden.

Für die Holzpfähle ergibt sich aus den zwei entsprechenden Diagrammen eine bedeutende Zunahme mit wachsender Rammtiefe. Die Diagramme der beiden Betonpfähle ergeben eine ungenügende Tragfähigkeit des nur 9,1 m langen Pfahles. Die Probebelastungen (Abb. 45) bestätigen dieses Bild. Man kann aus den Diagrammen

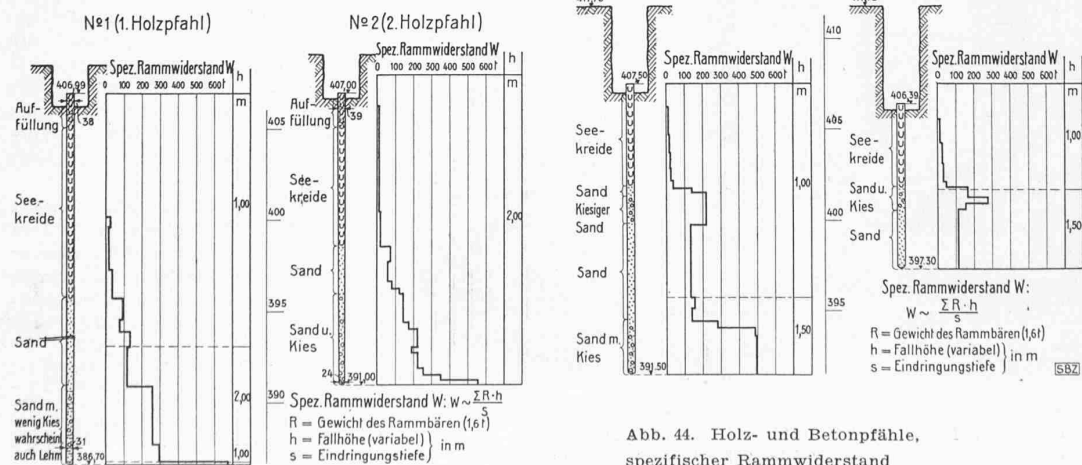


Abb. 44. Holz- und Betonpfähle, spezifischer Rammwiderstand

³⁾ E. Meyer-Peter: «Die Pfahlgründungen». Sammlung der Vorträge Erdbauwerks der E.T.H. 1938; Hoch- und Tiefbau, 1938, Nr. 35 und 36.

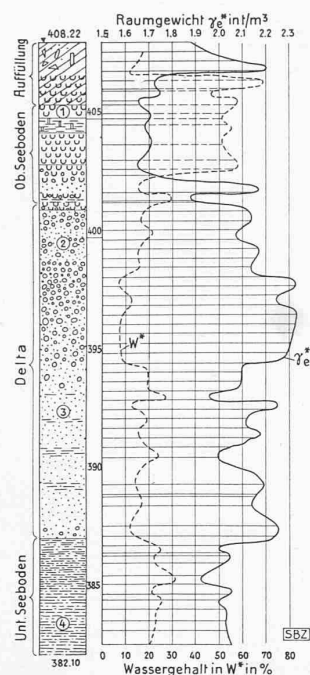


Abb. 43. Sondierbohrung Nr. 8

¹⁾ R. Haefeli: Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen, SBZ, Bd. 111, Nr. 24 und 26, 1938.

die sogen. kritische Belastung herauslesen, die durch jene Punkte der Belastungs-Setzungs-Kurven dargestellt wird, in welchen ein entschiedenes Umbiegen nach abwärts festzustellen ist. Man erhält dann für die beiden Holzpfähle rd. 40, bzw. 70 t, für den langen Betonpfahl Nr. 3 rd. 50 t und für den kurzen Pfahl Nr. 4 rd. 20 t. Die beiden Holzpfähle und der lange Betonpfahl reichen nun bereits in den untern Teil des kiesig-sandigen Deltas, wo sich eine Art Uebergang zum Seebodenlehm befindet, der kurze Betonpfahl dagegen steckt mit der Spitze im obern Teil des Deltas.

Die Nachrechnung des Pfahlwiderstandes nach der Stern'schen Rammformel auf Grund der beim Rammvorgang beobachteten Eindringung bei der letzten Hitze ergibt eine recht befriedigende Uebereinstimmung mit dem Resultat der Probebelastung. Dies ist wohl der grossen Wasserdurchlässigkeit des Deltamaterials zu verdanken, die zur Bildung von druckgespanntem Porenwasser nicht Anlass gibt.

Beide Expresspfähle reichen nur in die obern Zonen der kiesig-sandigen Deltaablagerung. Ihre kritische Belastung beträgt nach Abb. 47 rd. 200 bzw. 220 t. Daraus lässt sich schliessen, dass jene obern Zonen, in denen auch die Pfahlspitzen der Tonhalle stecken, für Pfähle von 30 bis 35 cm Durchmesser zu locker gelagert sind, um die gewünschte Tragfähigkeit der Pfähle zu sichern, dass aber anderseits Expresspfähle für dieses Material geeignet sind, weil sie beim Ausstampfen der Fusszwiebel den Boden verdichten und weil sie bei rd. 1 m Zwiebeldurchmesser eine grosse Standfläche besitzen.

Auf Grund der Protokolle, die beim Einrammen des Stahlrohrs der Expresspfähle aufgestellt wurden, soll nun versucht werden, ebenfalls mittels der Stern'schen Rammformel, die Gröszenordnung des Widerstandes des fertigen Pfahls mit Zwiebel

Tabelle I. Eigenschaften der typischen Böden

Geologische Einheit				Oberer Seeboden	Delta	Unterer Seeboden	
Geotechnische Bezeichnung				Seekreide	Kies	Feinsand	Lehm
Nr. (siehe Abb. 3)				1	2	3	4
Karbonatgehalt			%	87	50	45	44
Kornverteilung:	{	über 20 mm	%	—	26	—	—
		20 bis 2 mm	%	—	51	2	—
		2 bis 0,2 mm	%	—	13	3	—
		0,2 bis 0,02 mm	%	32	} 10	72	25
		0,02 bis 0,002 mm	%	52		14	52
		unter 0,002 mm	%	16		9	23
Flie遝grenze	<i>f</i>	%	48,0	inkohärent	inkohärent	35,5	
Plastizitätszahl	<i>p</i>	%	9,0			14,5	
Wassergehalt	<i>w</i> *	%	46,4	11,3	17,4	22,8	
Raumgewicht	γ^*	t/m ³	1,74	2,27	2,13	2,03	
Absolute Porosität	<i>n</i> *	%	55,2	23,0	31,6	38	
Porenziffer	ε		1,232	0,299	0,463	0,614	
Winkel der scheinbaren innern Reibung	tg φ_s		0,74	0,70	0,71	0,65	
Spez. Zusammendrückung «ungestört» ¹⁾	Δ_e	%	3,8	1,3	2,2	2,56	
Durchlässigkeit	<i>k</i>	cm/sec	5 · 10 ^{−6}	2,6 · 10 ^{−2}	0,75 · 10 ^{−6}	3,6 · 10 ^{−8}	

abzuschätzen. Im Diagramm für den Pfahl Nr. 10 auf Abb. 46 ist die spez. Fallarbeit des Rammhämmer mit 3000 mt/m aufgezeichnet, was einer mittleren Eindringung pro Schlag der letzten Hitze von 0,83 mm entspricht. Der Pfahl Nr. 11 ergab die Werte 960 mt/m und 2,75 mm. Der dynamische Widerstand nach Stern errechnet sich darnach unter Berücksichtigung der verschiedenen Längen des Rammgestänges zu 208 t für den Pfahl Nr. 10 und zu 220 t für den Pfahl Nr. 11. Dies sind nun gerade die oben genannten kritischen Belastungen nach Abb. 47. Der totale statische Widerstand des Pfahles Nr. 11 beträgt demgegenüber rd. 300 t. Vorläufig, und mit dem Vorbehalt weiterer Erhebungen bei analogen Arbeiten, wäre also hieraus zu schliessen, dass der für das Rammrohr berechnete Widerstand nach Stern der kritischen Belastung des fertigen Pfahles entspricht und dass die Bruchlast ungefähr 1,5 mal so gross ist.

Die Bohrpfähle bieten den Vorteil der Entnahme von Bodenproben. Es fehlt aber während ihrer Herstellung ein direkter Anhaltspunkt über die Tragfähigkeit, sodass zu deren Ueberprüfung nur die Belastungsprobe zur Verfügung steht. Sie ergab für den kurzen mit der Zwiebel im obern Teil der Deltaablagerungen steckenden Pfahl Nr. 5 eine kritische Belastung von rd. 25 t und eine Bruchlast von rd. 50 t, also eine ungenügende Tragfähigkeit (Abb. 48). Anders waren die Resultate der bis in die Zone des Seebodenlehms abgebohrten Pfähle von 16,1 bzw. 17,4 m Länge: Kritische Belastung etwa 120 t, Bruchlast über 180 t.

Der Unterschied im Verhalten des kurzen Expresspfahles und des kurzen Bohrpfahles lässt sich ausser durch die grössere Standfläche infolge der kräftigen Zwiebelausbildung dadurch erklären, dass beim Ramm- und Stampfvorgang des ersten die lockere Lagerung des Deltamaterials verdichtet wurde, was beim

Bohrpfahl und der Betonierung unter Wasser des letzten nicht der Fall war. Die Lockerheit des Materials zeigte sich beim Bohren durch sogen. Auftriebserscheinungen (Grundbruch) im Bohrröhr.

III. Vorschriften für die Ausführung der Pfähle

Aus den Voruntersuchungen hatte sich ergeben, dass die Lagerung des obern kiesig-sandigen Deltas zu locker war, um erhebliche Pfahllasten aufzunehmen mit Ausnahme der Expresspfähle, die aus schon erwähnten Gründen sehr grosse Widerstände ergeben hatten. Insofern Holz-, Beton- oder Bohrpfähle in Frage kamen, mussten Pfahllängen gewählt werden, deren Spitzen mindestens bis

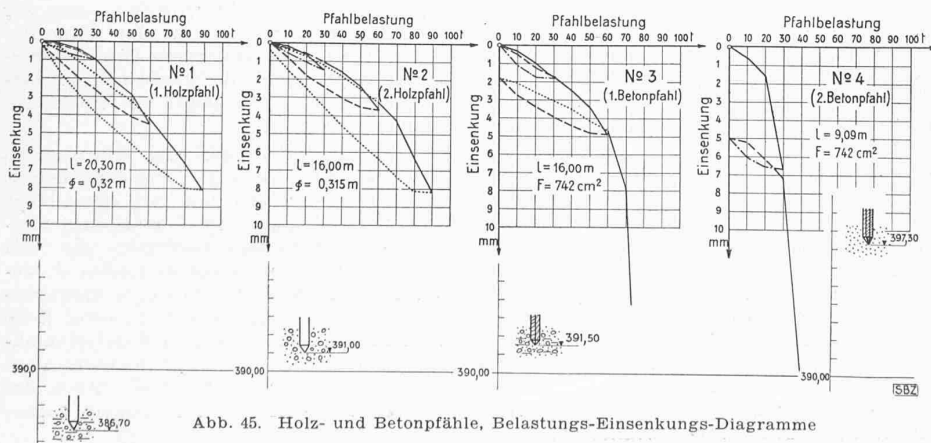


Abb. 45. Holz- und Betonpfähle, Belastungs-Einsenkungs-Diagramme

Kote 390,00 reichen, die also in der untern Partie der Deltaablagerung steckten.

Bei der Ausführung der Expresspfähle zeigte sich zufolge der obren Seekreideschichten, dass eine ausreichende Zwiebelgrösse und damit eine genügende Standfläche und Bodenverdichtung nur dann zu erwarten war, wenn das Rammrohr mindestens etwa 3 m in die Kiessand-Ablagerung getrieben wurde.

Im andern Falle wurde nämlich der Beton, statt eine richtige Zwiebel zu bilden, dem Rammrohr entlang bis zur Bodenoberfläche herauf getrieben. Dies erklärt sich leicht aus dem verschiedenen Verhalten der ungestörten und gestörten Seekreide. Das Einrammen von Pfählen bringt selbstverständlich eine Störung mit sich.

Bei den Bohrpfählen ergab sich, dass eine richtige Ausbildung der Zwiebel mit der sogenannten Hydrokompression nur dann möglich war, wenn die starkem «Auftrieb» unterworfenen Kiessand-Ablagerung bis zum Seebodenlehm durchbohrt wurde. Die Anwendung dieser Bohrpfähle wurde übrigens auf die Zone der zu unterfangenden Trennmauer der Tonhalle beschränkt, wo sie den Vorteil geringer Erschütterung bei der Herstellung boten.

Betonpfähle, deren Tragfähigkeit wenig grösser war als diejenige der Holzpfähle, schieden aus wirtschaftlichen Gründen aus.

Ausgehend von diesen Grundsätzen wurden Holzpfähle hauptsächlich in den Zonen gegen den See des Kongressaales und beim Gartensaal verwendet. Expresspfähle kamen im Anbau bei der Beethovenstrasse und im Kongress-Saal zur Anwendung, und zwar in den Zonen, in denen die kiesig-sandige Ablagerung noch hoch liegt.

Für die Ermittlung der zulässigen Pfahlbelastung wurde folgendes vorgeschrieben:

Zunächst wurde ein Unterschied gemacht zwischen Pfählen, bei denen die ständige Last 100 % der Gesamtlast darstellt, und solchen, bei denen die Nutzlast einen erheblichen Teil der Gesamtlast ausmacht. Die ersten Pfähle wurden mit den in Tabelle II mit P^* bezeichneten Lasten beansprucht, die letzten mit dem grösseren Wert P .

Tabelle II. Zulässige Pfahlbelastungen

Pfahlart	Bedingung	P^*	P
Holzpfähle	Spitze auf 390,00 oder tiefer, dreifache Sicherheit gegenüber dem rechnerischen Widerstand nach der Stern'schen Formel	30 t	35 t
Bohrpfähle	Fusszwiebel im auftriebfreien Material, tiefer als 390,00	60 t	70 t
	Fusszwiebel im Seebodenlehm, tiefer als 387,00	70 t	80 t
Expresspfähle	Bärgewicht von 2,6 t und Fallhöhe von 0,95 m.		
	Eindringung beim letzten Schlag: 15 m Rammgarnitur 1,5 mm } 10 m Rammgarnitur 3,0 mm }	80 t	90 t
	Zwiebeldurchmesser 1,00 m Zwiebelhöhe 1,50 m		
	Rechnerischer Widerstand nach Stern für das Rammrohr 200 t		
	Rammrohr mindestens bis 3 m unter U. K. Seekreide.		

Obschon es sich im vorliegenden Falle nicht um eine schwebende Pfahlfundation handelt, erschien es doch angezeigt, auch auf die Gruppenwirkung nahe beieinander eingerammter Pfähle Rücksicht zu nehmen. Grundsätzlich wurde deshalb angeordnet, dass die Spitzen benachbarter Pfähle mindestens 2 m auseinander liegen sollen. Bei nur 1,60 m wurde die zulässige Belastung jedes Pfahles um sovielmals 5 % reduziert, als Nachbarpfähle vorhanden sind, also z. B. bei einer Pfahlreihe in 1,6 m Distanz um $2 \times 5 = 10\%$. Ähnlich wurde bei andern Distanzen vorge-

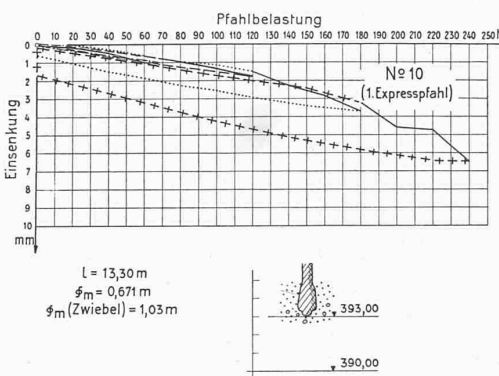


Abb. 47. Expresspfähle, Belastungs-Einsenkungsdiagramme

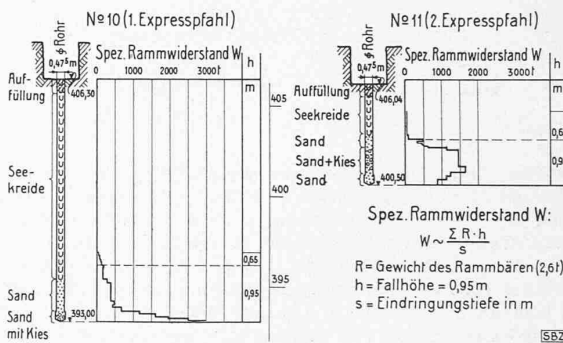
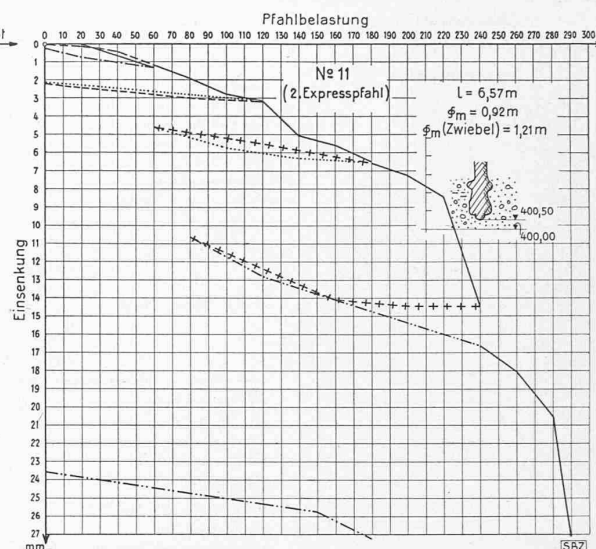


Abb. 46. Expresspfähle, spezifischer Rammwiderstand

gangen. Der Grund für diese Abminderung liegt darin, dass sich die Einflusszonen sehr benachbarter Pfähle notwendigerweise überschneiden.

IV. Weitere fundationstechnische Fragen

1. Baugrubenabschlüsse. Sämtliche Baugruben liegen im Gebiet der Seekreide, mit Ausnahme des Heizkellers, der bis in den Kies hinabreicht. Der in der Bauzeit zu erwartende Grundwasserspiegel musste im südlichen Gebiet (siehe Abb. 41) auf 406,50 angenommen werden, im nördlichen Gebiet auf 406,10. Für die wenig tiefen Baugruben wurden hölzerne Spundwände verwendet. Die tiefern, bei denen eine Wasserspiegelabsenkung bis rd. 4,5 m nötig war, wurden mit eisernen Spundwänden abgeschlossen. Aus statischen Gründen und als Mittel gegen Grundbruchgefahr musste eine Rammtiefe bis zu 5,5 m unter dem abgesenkten Spiegel gewählt werden. Diese Wände waren oben einmal abgestützt.

Dass an keiner Stelle des grossen Bauareals auch nur die Tendenz von Grundbruch auftrat, ist hauptsächlich dem Umstand zuzuschreiben, dass die beiden Pumpensümpfe bis in die kiesig-sandige Deltaablagerung abgeteuft wurden. Durch die Absenkung des Wassers in den Pumpensümpfen entstand, dank der grossen Durchlässigkeit von etwa 10^{-2} cm/sec der unter der Seekreide anstehenden Schichten, eine allgemeine Grundwasser-Absenkung im ganzen Gebiet und damit die gewünschte Druckverminderung auf die Seekreide. Diese zeigte bei trockenem Wetter eine harte begehbare Oberfläche.

2. Verstärkung bestehender Pfahlfundationen. Die parallel zum Alpenquai stehengebliebene Umfassungsmauer der Tonhalle erlitt durch den Abbruch des Pavillons und den Abtrag der früheren Gartenterrasse Veränderungen ihrer statischen Verhältnisse. Mit Rücksicht auf das geringe Vertrauen, das man den im obren Teil des kiesig-sandigen Deltas stehenden Probe-pfählen und damit den alten Pfählen der Tonhalle entgegenbringen konnte, wurde beschlossen, den Boden in einer Zone rd. 2,0 m unter und rd. 1 m über den Pfahlsitzen durch Injektionen zu verfestigen. Die Versuche im Erdbaulaboratorium zeigten, dass Zementeinpressungen möglich waren, schon der Durchlässigkeitsbeiwert von 10^{-2} cm/sec liess übrigens darauf schliessen.

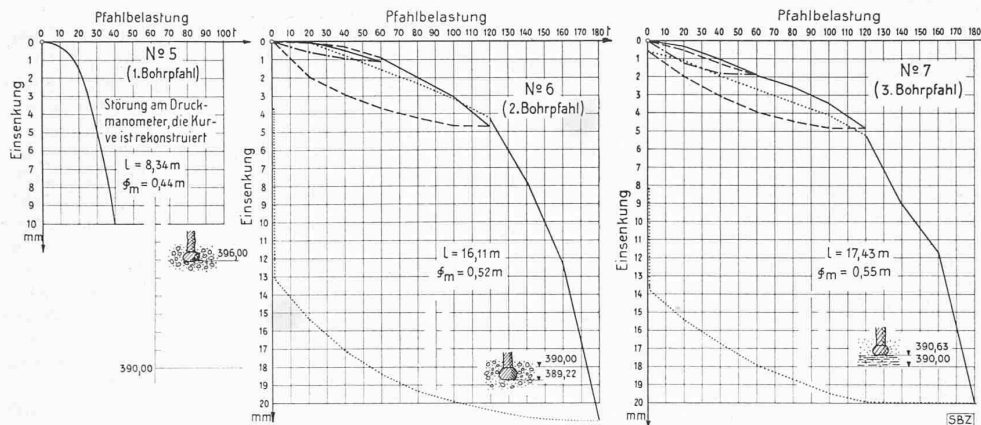


Abb. 48. Bohrpfähle, Belastungs-Einsenkungs-Diagramme

Die zu injizierende Zone befand sich rd. zwischen den Koten 394 und 397, also im Mittel etwa 11 m unter dem Kellerboden. Sie konnte mit schrägen Bohrungen mittels einer Craelius-Bohrmaschine erreicht werden. Die Einpressung erfolgte in zwei Reihen zuerst mit Zement. In einer dritten, mittleren Bohrlochreihe wurden dann noch Chemikalien nach dem Joosten-Verfahren eingespritzt. Im Laufe der Umbauarbeiten traten keine nennenswerten Setzungen der so unterfangenen Mauer ein.

3. Zusammenwirken von Pfählen und Platten. Wenn die Setzungsmasse der Pfähle und der die Kellerplatten tragenden Seekreide genau bekannt wären, würde eine rechnerische Verteilung der Gesamtlast des Gebäudes auf die Pfähle und die Platten keine Schwierigkeiten bereiten. Ganz abgesehen davon, dass schon für die sorgfältig untersuchte Pfahlfundation nur ein ungefähres Setzmass zum voraus angegeben werden kann, kommt bei der Seekreide hinzu, dass beim Abtrag der ursprünglichen Erdauflast zunächst ein Quellen eintreten kann. Umgekehrt ist zufolge der oben schon erwähnten Grundwasserabsenkung während des Baues mit einer nachträglichen Setzung der Seekreide zu rechnen. Ihr resultierendes Verhalten bei der Lastaufnahme ist also trotz der laboratoriumsmässig bestimmten Zusammendrückungszahl Δ_e (siehe Tabelle I) mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Gestützt auf diese Überlegungen wurden den projektierenden Ingenieuren in Uebereinstimmung mit Prof. Dr. M. Ritter folgende Richtlinien gegeben:

a) Rechnerische Belastung der Pfähle. Die Gesamtlast soll auf die Pfähle übertragen werden. Der hydrostatische Auftrieb auf die Platte darf vom Gesamtgewicht mit der Druckhöhe vom tiefsten Grundwasserspiegel 405,00 bis Unterkant Isolation der Tragplatte abgezogen werden.

b) Rechnerische Belastung der Platten.

α) Der hydrostatische Auftrieb auf die Platte, entsprechend einer Druckhöhe zwischen maximalem Grundwasserspiegel 407,00 und Unterkante Isolation, ist auf alle Fälle der Plattenberechnung zu Grunde zu legen.

β) Um dem möglichen Verhalten der Seekreide bei der Abtragung der Erdüberlagerung Rechnung zu tragen, sind die Platten für eine Bodenreaktion zu bemessen, die mindestens gleich ist dem Gewicht der vor den Arbeiten in der Tiefe der Fundamentplatten vorhanden gewesenen Pressung der Erdauflast. Ist das mittlere Gewicht des Gebäudes kleiner als diese Pressung, so ist das Gebäudegewicht massgebend. In diesen beiden Fällen ist der Auftrieb nicht hinzuzufügen. Die Armierungseisen dürfen bei den zwei Fällen unter β bis zur Streckgrenze belastet werden. Das Eigengewicht der Platten darf bei der Bestimmung der Biegemomente in den Fällen α und β abgezogen werden.

γ) Für den Fall einer nachträglichen Setzung der Seekreide könnten bei rel. starren Pfählen die Platten freihängen und sind deshalb mit Berücksichtigung ihres vollen Eigengewichtes zu dimensionieren. — Diese Vorschriften bringen selbstverständlich eine gewisse Überdimensionierung, die aber bei statisch unbestimmten Problemen des Grundbaues, wegen der nicht genau festzustellenden Setzungsmasse, kaum vermieden werden kann.

V. Erfahrungen bei der Ausführung

Im allgemeinen haben sich die oben erwähnten Ausführungs-Vorschriften bewährt, indem die durch die Probelastungen der Werkpfähle ermittelten Eindringungen den Vertragsbedingungen entsprachen. Einige Ergänzungen mussten bei den Expresspfählen verlangt werden, weil die vereinbarte Einsenkung von 1,5 mm bei 80 t Belastung überschritten wurde. Dabei zeigte aber das Rammen des Rohrs dieser Zusatzpfähle durchwegs eine ausserordentliche Verfestigung des Bodens, sodass es meistens nicht mehr gelang, die

Kote der ersten Pfähle zu erreichen.

Etwas Sorge bereitete die Anwesenheit der mächtigen Seekreideschicht, indem befürchtet wurde, dass beim Stampfen des Pfahlschafes ein seitliches Ausweichen des Betons und damit eine bleibende Deformation des Pfahles eintreten könnte. Es wurde deshalb darauf geachtet, den Pfahlschaft nur mit ganz schwachen Schlägen des Rammjärs zu verdichten, im Gegensatz zur Zwiebel, die übrigens vorschriftsgemäss mehrere Meter unter der Seekreide auszubilden war.

Das Ergebnis der Fundationsarbeiten ist als durchaus zufriedenstellend zu bezeichnen, indem sich weder unzulässige Setzungen, noch Risse eingestellt haben.

Prof. Dr. E. Meyer-Peter und
Dr. A. von Moos, E. T. H. Zürich

Ingenieurarbeiten

Nachdem im obenstehenden Abschnitt die Unternehmer für die Fundationsarbeiten bereits genannt worden sind, seien im Folgenden die Verfasser der Ingenieurprojekte für die einzelnen Bauteile aufgeführt, sowie die ausführenden Baufirmen. Wir beobachten dabei die in der vorausgegangenen Baubeschreibung eingehaltene Reihenfolge.

Tonhalle, Erneuerung des Daches, sowie Vordach Claridenstrasse: Ing. R. A. Naef, Ausführung Eisenbaugesellschaft Zürich. Foyertrakt: Ing. P. E. Soutter, Ausführung A. G. Hch. Hatt-Haller.

Kongressaaltrakt, Massivbau: Ing. R. Maillart †, Ausführung Ed. Züblin & Co. A. G.; Eisenbau Ing. R. A. Naef, Ausführung A. G. Conrad Zschokke, Döttingen.

Gartensaaltrakt: Ing. Bucher & Braun, Ausführung Baur & Cie. A. G.

Uebungssaaltrakt: Ing. Schubert & Schwarzenbach, Ausführung Th. Bertschinger A. G. Red.

Grosser Tonhallsaal

Ueber dem grossen Tonhallsaal bestand ein Satteldach mit eisernen Bindern und Pfetten. Aus architektonischen Gründen sollte die neue Dachhaut gewölbt werden (Abb. 49).

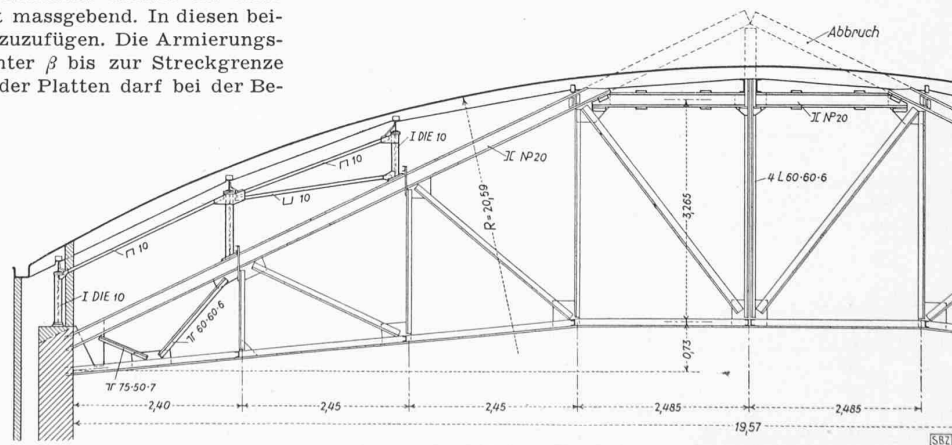


Abb. 49. Umgebauter Dachbinder über dem grossen Tonhallsaal. Fein gezeichnete Stäbe alt, dick gezeichnete neu. — Masstab 1:100