

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 76 (1958)  
**Heft:** 7

**Artikel:** Kontrollmessungen am Staudamm Castiletto  
**Autor:** Schiltknecht, R. / Bickel, H.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-63928>

### **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:** 03.04.2026

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

## Kontrollmessungen am Staudamm Castiletto

DK 627.824.31

624.131.386

Von R. Schiltknecht, dipl. Ing., Andelfingen, und H. Bickel, dipl. Ing., Zürich

### Vorbemerkungen

Die vorliegende Arbeit ist die deutsche Fassung eines Beitrages zur vierten internationalen Konferenz für Erdbau-mechanik und Foundationstechnik in London, im August 1957. Sie ist in englischer Sprache im Band II der Proceedings, Division 6/23, gedruckt. Nach einer kurzen Uebersicht über das ganze Bauwerk behandelt sie die durchgeführten erdbau-technischen Kontrollversuche und -messungen während der Bauzeit sowohl im Feld wie im Laboratorium. Der Vergleich mit den vor dem Bau gemachten Untersuchungen und Berechnungen, die den Projektierungsarbeiten zugrunde lagen, ergänzen die Darstellungen. Vor dem am Schluss aufgeführten Literaturverzeichnis wird ein kurzer Abschnitt den Messungen und Beobachtungen an der fertig erstellten Talsperre gewidmet.

Die Verfasser möchten an dieser Stelle besonders Herrn Obergeringenieur W. Zingg des Büros für Wasserkraftanlagen der Stadt Zürich danken für seine wertvolle Unterstützung der Bestrebungen, diese Arbeit zu veröffentlichen. Damit, dass sämtliche Unterlagen jederzeit zur Verfügung standen, wurde die Aufgabe wesentlich erleichtert.

### 1. Einleitung

Der Staudamm Castiletto (ein gewalzter Erddamm) des Kraftwerkes Marmorera<sup>1)</sup> der Stadt Zürich hat eine Höhe von rund 70 m über dem Talboden, eine Kronenlänge von rd. 400 m, eine Kronenbreite von 12 m und eine grösste Breite zwischen dem seeseitigen und talseitigen Dammfuss von ungefähr 400 m<sup>2)</sup>. Er wurde in den Jahren 1952 (Beginn der Dammschüttung) bis 1954 gebaut, und zwar mit einer undurchlässigen Kernzone im Zentrum, beidseitigen Filterschichten und durchlässigen Stützkörpern sowohl seeseitig als auch luftseitig des Dammkernes. Die seeseitige Dammoberfläche ist zum Schutz gegen Wellenschlag mit einer schweren Blockschüttung versehen. Die luftseitige Dammböschung wurde mit einer Humuslage abgedeckt und mit Gras bepflanzt. Der Damm hat ein totales Volumen von rund 2 700 000 m<sup>3</sup>.

Die Projektierung und Bauleitung war dem Büro für Wasserkraftanlagen der Stadt Zürich anvertraut. Sie erfolgte

<sup>1)</sup> Ausführliche Projektbeschreibung siehe SBZ 1949, Nr. 40, S. 565\*.

<sup>2)</sup> Er ist ausführlich beschrieben worden durch W. Zingg in SBZ 1953, Nr. 33, S. 470 (12 Bilder).

in enger Zusammenarbeit mit der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH in Zürich.

Da sämtliche Versuche und Messungen wo immer möglich nach den gleichen Methoden durchgeführt wurden wie man sie im Bureau of Reclamation in Denver (USA) verwendet, sind die Ergebnisse direkt vergleichbar mit den von dieser grossen Organisation erhaltenen Werten.

Ein ähnlicher Erddamm, der Santa Felicia-Damm in Süd-Kalifornien, wurde in den Jahren 1954/55 erstellt und ist in «Eng. News Record» vom 8. Sept. 1955 beschrieben. Die dem Projekt zugrunde gelegten Durchlässigkeitsziffern sind beinahe identisch mit den am Staudamm Castiletto erreichten Werten. Der Staudamm Castiletto ruht mit seinem östlichen Teil auf solidem Felduntergrund, während die westliche Seite auf einem alten Moränenrutsch liegt. Diese Untergrundverhältnisse verunmöglichten an diesem Ort die Erstellung einer Beton-Staumauer.

### 2. Die Verdichtungsprüfungen in der Kernzone

Die undurchlässige Kernzone des Staudammes Castiletto besteht aus einer lehmigen Grundmoräne, die im Staubecken in ungefähr 500 m Distanz gewonnen werden konnte. Das Material zeigt eine gleichmässige Kornzusammensetzung. Der Anteil an Komponenten kleiner als 0,002 mm Durchmesser beträgt im Mittel etwa acht Gewichtsprozent, derjenige grösser als 20 mm Durchmesser etwa 15 Gewichtsprozent. Durch die grosse glaziale Vorbelastung war das Kernmaterial in der Abbaugrube sehr dicht gelagert. Sein Feuchtraumgewicht überstieg 2,4 t/m<sup>3</sup>.

Vor dem Baubeginn sind im Laboratorium Proctorversuche durchgeführt worden, und zwar mit einem grossen Verdichtungsgerät, dessen Zylinder 20 cm hoch ist und eine Grundfläche von 500 cm<sup>2</sup> hat, während das Gewicht des Stempels 15 kg beträgt. Damit war die Möglichkeit geschaffen, entsprechend dem grobkörnigen Kernmaterial alle Komponenten von 0 bis 20 mm Korngrösse zu untersuchen.

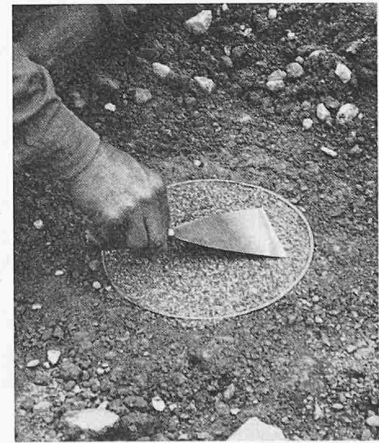
Ein Vergleich der Ergebnisse mit den Messungen in der Abbaugrube zeigte, dass der natürliche Wassergehalt (*w*) der Moräne ziemlich regelmässig 1 bis 2 % unter dem optimalen Einbauwassergehalt lag, wenn für die künstliche Verdichtung im Laboratorium eine Verdichtungsarbeit von 4,2 cmkg/cm<sup>3</sup> angewendet wurde. Da der Lehmgehalt im Kernmaterial eher gering ist, reagiert es empfindlich auf kleine Wassergehalts-Veränderungen. Nicht allein die Laborato-



a) Ausheben des Probeloches



b) Einfüllen des Normsand



c) Ausgleichen der Normsandoberfläche

Bilder 1a bis 1c. Feldverdichtungsprüfung in der Kernzone

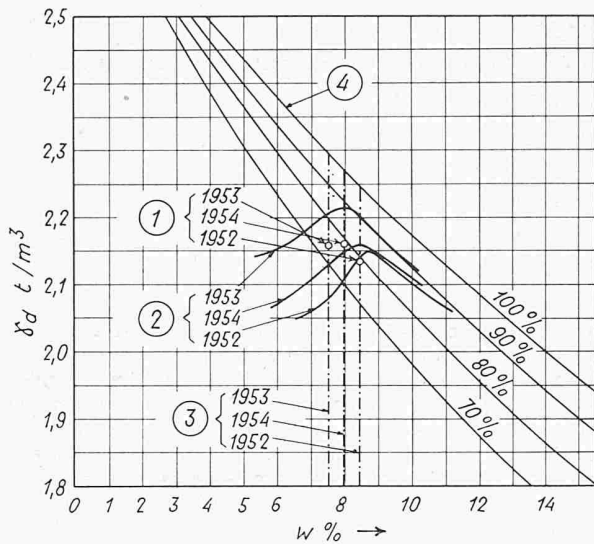


Bild 2. Wassergehalts-Trockenraumgewichts-Kurven des Kernmaterials. 1 Ergebnisse der Verdichtungsprüfungen im Felde, 2 Laboratoriumskurven, 3 im Felde gemessene Wassergehaltswerte, 4 Sättigungsgrad.

riumsversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit und der Durchlässigkeit in Funktion des Wassergehaltes, sondern auch die Verarbeitbarkeit beim Einbau in den Damm wiesen darauf hin, dass ein Einbauwassergehalt anzustreben war, der 0,5 bis 1 % unter dem optimalen liegt. Dem gewonnenen Kernmaterial wurde somit in der Abbaugrube nur soviel Wasser im Transportfahrzeug zugefügt, als nötig war, um die während der Zeit der Verarbeitung verdunstete Menge zu kompensieren.

Der Einbau der Kernzone erfolgte in Schichten von 15 cm Höhe. Sie wurden mit Schaffusswalzen in zwölf Walzgängen verdichtet, nachdem alle Steine grösser als 120 mm Durchmesser herausgelesen waren. Verdichtungsprüfungen bildeten die Einbaukontrolle, wobei die Methode des Bureau of Reclamation [1] verwendet wurde (Bild 1). Nach der Entfernung der obersten Schicht wird die Oberfläche der zweiten ausgeebnet. Mit dem Durchmesser von 25,2 cm und der Tiefe von ungefähr  $15 \div 20$  cm erhielt das Probeloch ein Volumen, welches nahezu dem Proctor-Zylinder im Feldlaboratorium entsprach. Dadurch liessen sich allzu grosse Streuungen durch den grossen Steinanteil in der Moräne vermeiden. Bei

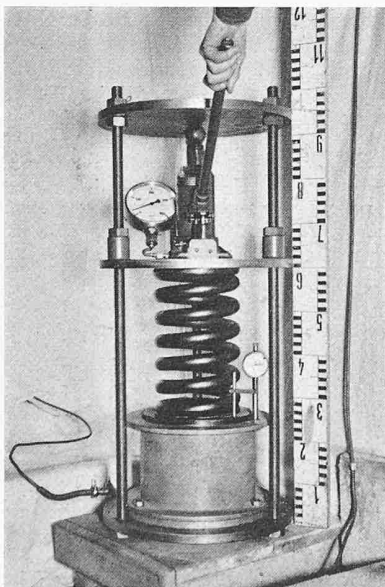


Bild 4. Oedometer für Proben mit 500 cm² Grundfläche und 20 cm Höhe. Der Proctorzylinder dient zugleich dem Proctor-Verdichtungsversuch.

(Photo A. Steiner, St. Moritz)

mehreren Versuchen konnten in zu nassen Partien Deformationen der Probelöcher gemessen werden, wodurch das Raumgewicht  $\gamma_d$  unwahrscheinlich hoch und der Sättigungsgrad  $S_r$  der Probe weit über 100 % stieg. Diese Fehlerquelle konnte mit den folgenden Hilfsmitteln erfolgreich behoben werden. In die ausgeebnete Oberfläche der Versuchsschicht legte man einen kreisrunden Metallkragen mit dem Durchmesser der Probe (Bild 1a). Rund um diesen Ring wurden dann Nägel eingeschlagen, die tiefer als das Probeloch reichten. Damit war das Loch «armiert». Der Metallring bot zudem den Vorteil, dass

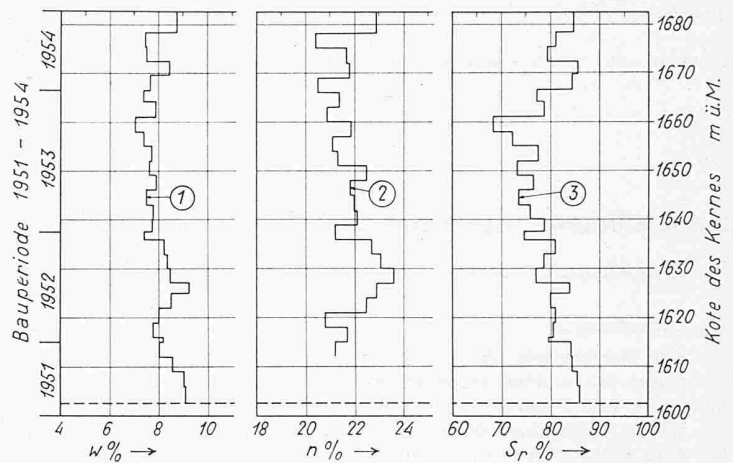


Bild 3. Ergebnisse der Feld-Verdichtungsprüfungen in der Kernzone (Komponenten <math>< 20 \text{ mm}</math> Durchmesser). Die Kurven bestehen aus Mittelwerten von 3 m mächtigen Schichten, 1 Wassergehalt  $w$  in % des Trockenraumbereiches, 2 Porosität  $n$  in % des Gesamtvolumens, 3 Sättigungsgrad  $S_r$  in % des Porenvolumens.

die Oberfläche des zur Bestimmung des Volumens aus einem Trichter eingefüllte normierte Quarzsand genau gleich, wie diejenige des ausgegrabenen Materials hergestellt werden konnte.

Die Anwendung der Proctornadel zur Kontrolle der Verdichtung versagte in der Kernzone. Der relativ grosse Anteil an Steinen im Material verursachte zu starke Streuungen. Die Zahl der Verdichtungsprüfungen wurde deshalb erhöht (ein Versuch auf ungefähr  $260 \text{ m}^3$  eingebautes Kernmaterial).

Im Feldlaboratorium trennte man die Proben mit dem 20-mm-Sieb in zwei Fraktionen, um in der Auswertung (Bild 2) den Vergleich mit den Proctorversuchen im grossen Gerät zu ermöglichen. Das Trocknen zur Bestimmung des Wassergehaltes ( $w$ ) erfolgte mit Infrarotstrahlern. Das Material der Verdichtungsprüfungen im Felde diente dann der periodischen Herstellung von Raumgewichts-Wassergehaltskurven, mit dem grossen Verdichtungsgerät, so dass mögliche Änderungen der Materialeigenschaften innerhalb der Abbaugrube im Laboratorium erkannt werden konnten. Bild 2 zeigt die repräsentativen Kurven für die drei Baujahre 1952, 1953 und 1954. Alle Werte beziehen sich auf die Komponenten kleiner als 20 mm Korngrösse. Daran erkennt man eine Abnahme des Lehmannteiles 1953 gegenüber dem vorangehenden und nachfolgenden Jahre. Dementsprechend ist auch der Einbauwassergehalt im Damm verändert. Sein Mittelwert liegt in jedem Jahr ziemlich gleichmässig 0,5 % tiefer als der optimale. Das mit kleinen Kreisen bezeichnete Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  stellt den Mittelwert aller Verdichtungsprüfungen im Felde im betreffenden Baujahr dar.

Die Laboratoriumsverdichtungen mit dem grossen Proctorgerät dienten den Berechnungen als Grundlage. Betrachten wir sie als 100 %, so schwankt die Verdichtung, die die Schaffusswalze im Damm erreichte, zwischen 97,9 % und 100,4 %. Der Sättigungsgrad ( $S_r$ ) bewegt sich zur Hauptsache zwischen 75 % und 85 % und der Einbauwassergehalt ( $w$ ) zwischen 7,5 % und 8,5 %. Die beiden Kurven 1 und 3 (Bild 3) entsprechen sich ungefähr in ihrer Richtung. Sie haben ihre kleinsten Werte im Baujahr 1953 auf der Kote 1660 m ü. M. (68 % bzw. 7 %). Auch die Porosität  $n$  (Kurve 2) — obwohl sie über die ganze Höhe des Dammes verhältnismässig konstant bleibt — ist in jener Bauperiode geringer, obschon die im Damm erreichte Verdichtung gegenüber der Laboratoriumskurve dort am tiefsten liegt.

### 3. Die Durchlässigkeitsversuche in der Kernzone und im Stützkörper

Das beschriebene grosse Verdichtungsgerät im Feldlaboratorium erlaubte alle Komponenten (0 bis 20 mm Durchmesser) im Versuch mitzunehmen, deren Anteil so gross ist, um die Eigenschaften des Kernmaterials zu beeinflussen. Die vier Verdichtungszyylinder sind so gebaut, dass sie als Oedo-

meter verwendet werden können (Bild 4). Die Probe wird wie beim Standard Proctor-Versuch in drei Schichten eingestampft. Die abschraubbare Bodenplatte wird durch eine als Filter dienende gelochte Metallplatte ersetzt. Auf die Probe kommt ebenfalls eine gelochte Platte zu liegen. Das Ganze wird in einen Rahmen gestellt, in welchem der gewünschte Druck mit einer hydraulischen Presse durch eine geeichte Feder auf die Probe übertragen wird. Die untere Filterplatte ist am Rohrsystem angeschlossen, aus welchem destilliertes, luftfreies Wasser in die Probe strömt. Die geeichten versetzbaren Glaskapillaren erlauben den für den Durchlässigkeitsversuch geeigneten Wasserdruck zu wählen. Nach dem Aufbringen einer bestimmten Last wurde die Probe durch das von unten her langsam einströmende Wasser gesättigt. Zur Bestimmung der Durchlässigkeit beobachtete man während einer bestimmten Zeit das Absinken des freien Wasserspiegels in der Glaskapillare und berechnete den Durchlässigkeitsfaktor  $k_w$  nach der Formel für variable Druckhöhe. Solche Oedometerversuche wurden von Zeit zu Zeit mit Kernmaterial der Feld-Verdichtungsprüfungen durchgeführt.

Im Frühjahr 1953 versuchte man, auch im Dammkörper selber Durchlässigkeitsversuche auszuführen. Zu dem Zweck sind zwei vertikale Löcher von 115 mm Durchmesser durch die Kernzone bis in den Untergrund gebohrt worden. In verschiedenen Tiefen hat man die Bohrung unterbrochen und jeweils die untersten 50 cm als Versuchsstrecke mit Hilfe eines Gummikolbens gegen oben abgeschlossen. Durch den Kolben hindurch führte ein Rohr an die Oberfläche zum Einfüllen des Wassers. Ueber dem Bohrloch war ein Wasserbehälter mit geeichter Glaskapillare angeschlossen, in welcher der Wasserverlust  $Q$  gemessen werden konnte. Zur Berechnung von  $k_w$  diente eine Formel von Maag, der das Gesetz Darcy-Poiseuille zugrunde liegt [5]. Sie geht von der Annahme der kugelförmigen Ausbreitung des Wassers aus. In jedem Bohrloch wurde ein letzter Versuch in der Kontaktzone zwischen Dammkern und Untergrund ausgeführt. Dort stellte man die Bestimmung von  $k_w$  auf die Annahme einer zylindrischen Ausbreitung des Wassers ab.

Die Oedometerversuche im Feldlaboratorium ergaben bei 1 kg/cm<sup>2</sup> Belastung für die Komponenten kleiner als 20 mm Durchmesser des Kernmaterials Werte für  $k_w = 9,6 \times 10^{-8}$  bis  $1,6 \times 10^{-8}$  cm/s (im Mittel  $k_w = 4,2 \times 10^{-8}$  cm/s). Frühere Laboratoriumsversuche mit gleichem Material zeigten eine Abnahme von  $k_w$  auf die Hälfte bei der Steigerung der Belastung von 1 kg/cm<sup>2</sup> auf 4 kg/cm<sup>2</sup>. Die Versuche in den beiden Bohrlöchern in der Kernzone selber führten zu Werten für  $k_w = 1,0 \times 10^{-8}$  cm/s. Mit zunehmender Tiefe des Versuches unter der Oberfläche konnte eine Abnahme der Durchlässigkeit festgestellt werden. Der Wert  $1,0 \times 10^{-8}$  cm/s entspricht einem Ueberlagerungsdruck von 1,9 kg/cm<sup>2</sup>, der Wert  $0,2 \times 10^{-8}$  cm/s einem solchen von 2,6 kg/cm<sup>2</sup>. Die Resultate

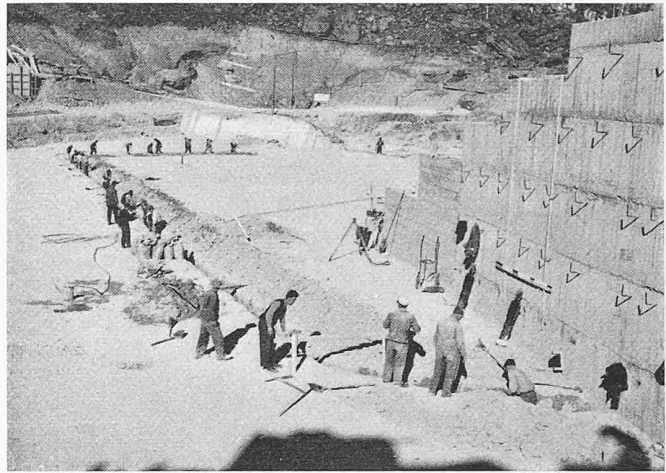


Bild 6. Öffnen der Gräben in der Kernzone für den Einbau der Piezometerdruckzellen.

der Versuche in den beiden Bohrungen müssen vorsichtig beurteilt werden. Die Störungen durch die Versuchsanordnung waren spürbar und die Annahmen, auf welchen die Berechnung ruht, sind teilweise in der Wirklichkeit nicht erfüllt. Dagegen trat die starke Zunahme der Durchlässigkeit im Kontakt zwischen Kernzone und Dammuntergrund ( $k_w = 3,0 \times 10^{-5}$  cm/s) gegenüber dem Innern derselben deutlich hervor.

An die Stützkörper see- und talseitig der Kernzone ist die Forderung nach einer Durchlässigkeit gestellt worden, die das Auftreten von Porenwasserspannungen verhindert. In den Abbaugruben war das Material sehr heterogen. Grosse Teile waren stark verschmutzt und verunmöglichten bei Wasserzutritt den Einbau im Damm. Darum begann man auch für dieses grobkörnige Material mit der Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen, sowohl im Damm wie im Laboratorium. Die Versuchseinrichtungen waren einfach, denn es galt lediglich die Grössenordnung von  $k_w$  zu kennen und beim Einbau in den Damm eine untere Grenze  $k_w = 10^{-4}$  cm/s einzuhalten. Im Feldlaboratorium diente ein aufgestelltes Betonrohr von 90 cm Durchmesser und 1,5 m Höhe als Versuchszylinder. In dessen Bodenmitte war die Eintrittsöffnung für das Wasser, welche ein Schlauch mit dem Reservoir verband. Darauf kam eine 10 cm dicke Filterschicht mit einem Drahtnetz abgedeckt. Anschliessend wurde die Probe mit einer Gesamthöhe von 90 cm in Schichten eingestampft und vorgängig die Wände mit Lehm ausgestrichen. Mit sehr kleinem Wasserdruck ( $J_{max} = 1$ ) sättigte man die Probe von



Bild 5. Piezometerdruckzelle vor dem Einbau in der Kernzone.



Bild 7. Kupferröhrchen der Druckzellen, bereit zum Auslegen in die Gräben.

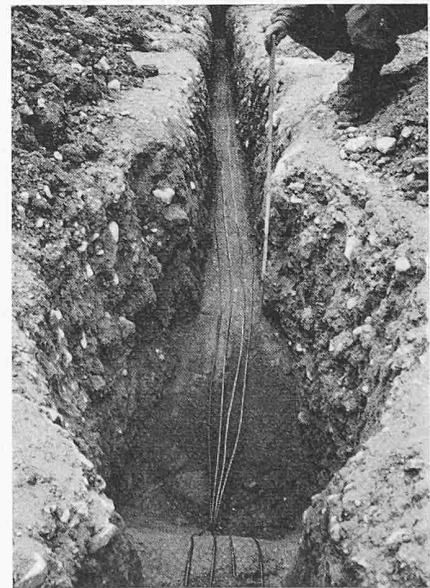


Bild 8. Im Graben verlegte Kupferröhrchen der Piezometerdruckzellen.

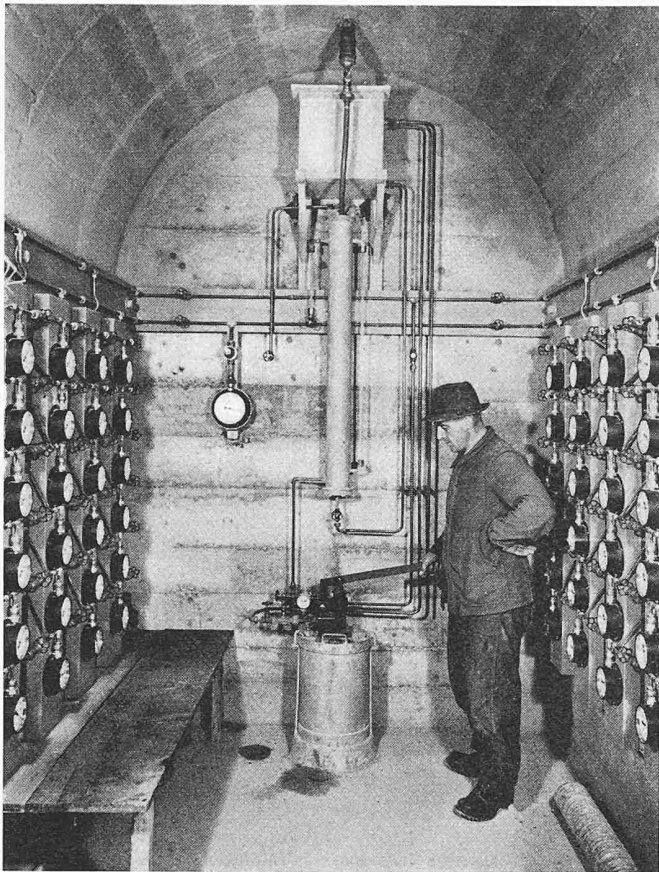


Bild 9. Die Apparatekammer im Fels. An der Stirnwand Wasserbehälter, Spülpumpe, Luftabscheider und Kontrollmanometer (Photo Brügger).

unten her, um Ausschwemmungen oder Heben des Materials zu vermeiden. Ein Ueberlaufrohr über der Probe im Zylinder diente zum Messen der durch das Material geflossenen Wassermenge pro Zeiteinheit bei konstanter Druckhöhe. Der Versuch im Feld bestand darin, dass in ein ausgehobenes Loch von 50 cm Tiefe und etwa 70 cm Durchmesser ein kreisrunder Blechzylinder von 50 cm Durchmesser gestellt und sein unterer Rand mit Lehm abgedichtet wurde. In diesen Zylinder liess man Wasser fließen und ermittelte den notwendigen Wasserzufluss, um den Spiegel konstant zu halten. Gleichzeitig beobachtete man die Absinkgeschwindigkeit bei verschiedenen Wassertiefen nach Unterbindung der Zufuhr. Die Auswertung erfolgte mit Hilfe einer Erfahrungsformel  $k_w = Q/45 \cdot hu \cdot 2R$  (cm/s). [6]. Die Versuche zeigten, dass ein grosser Teil des Stützkörpermaterials zu undurchlässig war. Die Werte für  $k_w$  schwankten in sehr weiten Grenzen ( $10^{-2}$  bis  $10^{-6}$  cm/s) und lagen im Mittel bei  $10^{-4}$  cm/s. Das Material wurde deshalb vor dem Einbau in einem grossen Teich gewaschen. Dadurch erreichte man neben der grösseren Durchlässigkeit (Mittel für  $k_w = 1 \times 10^{-2}$  cm/s) einen gleichmässigen Aufbau der Stützkörper.

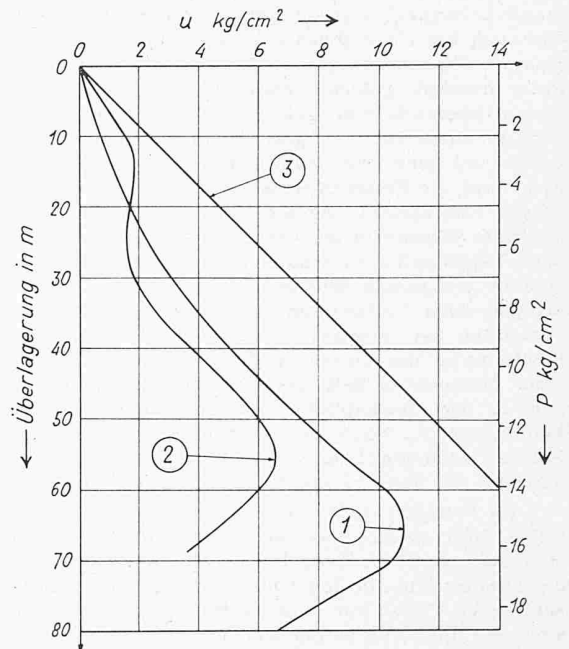


Bild 10. Porenwasserdrücke  $u$  in  $\text{kg/cm}^2$  in der Axe der Kernzone.

- 1 auf Grund von Laboratoriumsversuchen voraus berechnete Porenwasserdrücke beim günstigsten Einbauwassergehalt
- 2 grösste während der Bauzeit gemessene Porenwasserdrücke im Damm im Profil + 275
- 3 Kurve für 100 % Porenwasserspannung

#### 4. Die Porenwasserspannungen

Im stark durchlässigen Stützkörpermaterial bleibt die Spannung in irgend einem Punkt proportional zum Gewicht der darüber liegenden Dammauffüllung. Die Verhältnisse sind in der undurchlässigen Kernzone anders. Das Luft-Wassergemisch, mit welchem die feinen Poren gefüllt sind, kann bei Erhöhung der Auflast nicht genügend rasch abfliessen. Ist der Luftanteil in den Poren gross, werden sie zusammengedrückt, und das Korngefüge übernimmt die Last. Hat aber das Verhältnis Wasservolumen zum Porenvolumen ein gewisses Mass überschritten, wird der Lastzuwachs auf das Porenwasser übertragen.

Um den Verlauf dieser Porenwasserspannungen verfolgen zu können, sind im Staudamm selber 34 Piezometerdruckzellen nach dem Prinzip des Bureau of Reclamation (Bild 5) eingebaut worden, und zwar 33 in der Kernzone und eine in der seeseitigen Filterzone. Weitere elf Zellen sind in den Untergrund des Dammes, in das Bergrutschmaterial der Westflanke beidseits des Betondiaphragmas (see- und talseits) gelegt. Von jeder Messzelle führen zwei Kupferröhrchen zur Instrumentenkammer, die unter dem Damm in den Felsen gesprengt ist (Bilder 8 und 9). In ihr ist am Ende jedes Kupferröhrchens ein Manometer befestigt, so dass sich bei einwandfreiem Funktionieren für jede Messstelle zwei Mano-

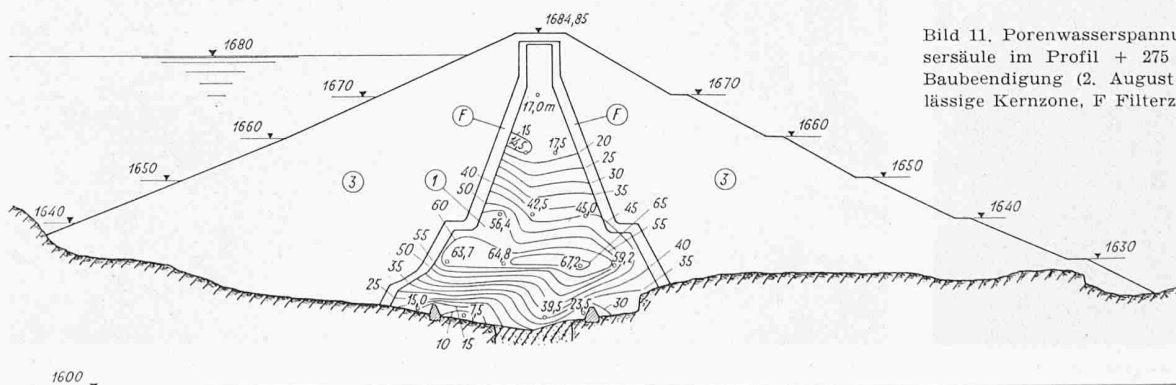


Bild 11. Porenwasserspannung in Meter Wassersäule im Profil + 275 im Zeitpunkt der Baubeendigung (2. August 1954). 1 undurchlässige Kernzone, F Filterzone, 3 Stützkörper.

meterablesungen ergeben. Die Zellen in der Kernzone sind zur Hauptsache in zwei Querprofilen konzentriert (über dem Fels bzw. Berggrutsch).

Die Porenwasserspannungen in der Kernzone sind nach dem Einbau der Zellen vereinzelt stark angestiegen und haben wenige Monate später ihren Höchstwert erreicht (max. 86 % des Ueberlagerungsdruckes). Dann begann ein langsames Abklingen, das auch durch den ersten Teilstau unmittelbar nach Vollendung der Dammfüllung im Herbst 1954 (bis 36 m unter Vollstau) nicht beeinflusst wurde. Die Porenwasserdrücke waren in jenem Zeitabschnitt bei den meisten Messstellen noch höher als der äussere Druck, welcher der gestaute Seespiegel erzeugte. Im allgemeinen blieben jedoch die grössten gemessenen Spannungen etwa 20 % tiefer als die theoretisch vorausgerechneten Maximalwerte, zum Beispiel im Profil + 275 rund 50 % des Ueberlagerungsdruckes gegenüber berechneten 70 %. Ihr Verlauf im Vertikalschnitt in der Dammaxe stimmt gut mit der Prognose überein (Bild 10). Innerhalb des Querschnittes befinden sich im Zeitpunkt der Baubeendigung die grössten Drücke auf der Kote 1630, d. h. etwa  $\frac{1}{5}$  der Dammhöhe über dem Felsuntergrund (Bild 11). Von da nehmen sie nach unten und nach oben ab. Dem kleineren Sättigungsgrad ( $S_r$ ) bei ungefähr gleichbleibender Porosität  $n$  im Baujahr 1953 (Bild 3) entspricht ein deutliches Zurückbleiben der Porenwasserspannungen in der Materialschicht etwa auf der Kote 1660 m ü. M. Erst im Sommer 1955, da der äussere Druck infolge des Aufstaus höher stieg als der Porenwasserdruck an der Messstelle, begann er mehr oder weniger deutlich anzusteigen. Der Anstieg war am ausgeprägtesten in der Nähe des seeseitigen Kernrandes und der Oberfläche des Felsuntergrundes. Das will sagen, der Einfluss vermindert sich einerseits deutlich gegen die Talseite hin. Andererseits bestätigt die Beeinflussung von unten her das raschere Vordringen des Wassers im Kontakt mit dem Felsuntergrund, was die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche in der Kernzone gezeigt haben.

Die Stellen im Berggrutsch beidseitig des Betondiaphragmas zeigen, dass diese westliche Flanke des Dammuntergrundes zum Teil durchlässig ist. Einige der Messpunkte auf der Seeseite geben die Aenderungen des Seespiegels fast vollständig ohne nennenswerte Verzögerung wieder. Die Manometer auf der Talseite bleiben unabhängig vom Staupiegel konstant auf einem geringen Wert oder auf Null.

### 5. Die Setzungen

In einem Erddamm entstehen die grössten Bewegungen in Form von Setzungen. Man hat zwischen Eigensetzungen des Dammkörpers und Setzungen des Untergrundes zu unterscheiden. Von den ersteren erfährt die undurchlässige Kernzone den grössten Anteil. Die in einem künstlich verdichteten Material enthaltene Luft wird zusammengedrückt, was zu sofortigen Setzungen (Kurzsetzungen) führt. Die Auspressung des Porenwassers unter der Belastung der Dammauffüllung und die dadurch entstehende Setzung (Konsolidationssetzung) ist je nach der Durchlässigkeit des Materials, von kürzerer oder langer Dauer.

Zur Beobachtung der Zusammendrückung des



Bild 12. Auf dem Setzungspegel aufgesetzte Messeinrichtung. (Photo Brügger)

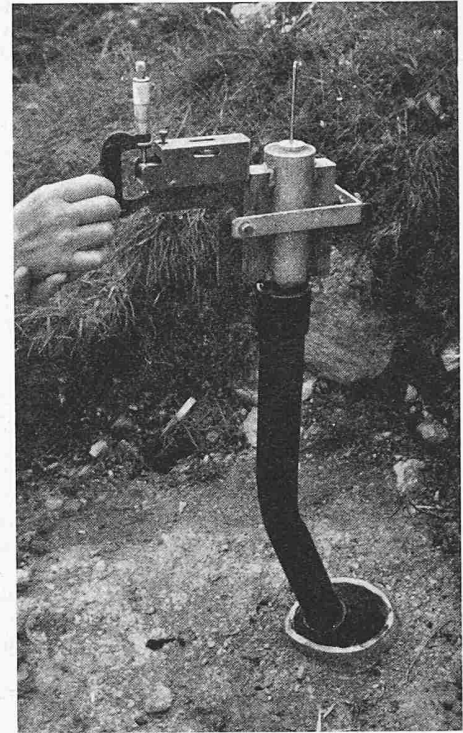


Bild 14. Beobachtungspunkt für geodätische und Klinometer-Messung auf dem Berggrutsch.

Dammkörpers sind vier sogenannte Setzungspegel, nach dem System des Bureau of Reclamation, eingebaut worden (Bild 12). Sie bestehen aus aufeinander gestellten teleskopierenden Rohrstücken, wobei an jedem zweiten Stück ein Querarm befestigt ist. Sie erlauben, in Abständen von 1,5 m die Setzungen im Innern des Dammkörpers zu messen.

Der Setzungspegel Nr. 1 ist in der Mitte der Kernzone, im Profil + 225,99 aufgebaut, wo der Damm auf der Felsunterlage steht. Die totale Zusammendrückung zwischen dem Untergrund und dem obersten Querarm des Pegels beträgt an dieser Stelle innerhalb der ganzen Bauzeit 1,180 m. Das erste Jahr nach der Bauvollendung (vom 12. Aug. 1954 bis 30. Sept. 1955) hat noch 0,138 m und die Zeit der ersten fast ganzen Absenkung (vom 30. Sept. 1955 bis 9. April 1956) noch 0,030 m gebracht. Davon sind ungefähr 1,260 m als Kurzsetzungen zu betrachten. Beim angewendeten Ein-

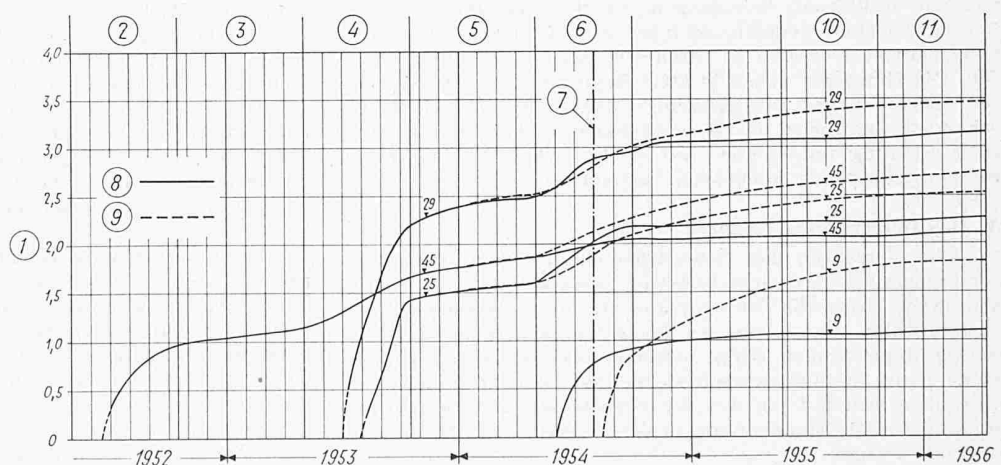


Bild 13. Vier Zeit-Setzungskurven des Kernmaterials in der Axe der Kernzone des Profils + 225,99; gemessen am Setzungspegel Nr. 1 (jede Kurve stellt die spezifische Zusammendrückung einer 6 m mächtigen Materialschicht dar). Zusammendrückung in % der ursprünglichen Schichthöhe (1). Erhöhung des Ueberlagerungsdruckes während den Jahren: 1952 = 51 t/m<sup>2</sup> (2), Winter 1952/53 (3), 1953 = 69,5 t/m<sup>2</sup> (4), Winter 1953/54 (5), 1954 = 42,5 t/m<sup>2</sup> (6), Fertigstellung der Kernzone am 2. August 1954 (7), gemessene Werte (8), durch Extrapolation geschätzte Werte (9), Füllen des Staubeckens (10), Entleeren des Staubeckens (11).

bauvorgang hatte jeder Querarm im Moment seines Einbaues mindestens 2 m Materialüberlagerung. Die Zusammen-drückung dieser obersten Schicht, die vor dem Messbeginn erfolgt, ist beträchtlich. Sie betragt auf Grund der Beobachtungen für die gesamte Dammhöhe ungefähr 1 m. Dennoch ist die Messung etwas kleiner als die theoretisch vorausberechnete Haupt-Zusammendrückung, die für den günstigsten Einbauwasserhalt 2,70 m Kurzsetzungen und 0,80 m Konsolidationssetzungen ergibt. An den Querarmen des Pegels Nr. 1 werden die grössten Setzungen wenige Meter über der halben Dammhöhe gemessen.

Zur Bestimmung der erforderlichen Dammüberhöhung ist die ganze Höhe des Setzungspegels Nr. 1 in 6 m mächtige Schichten aufgeteilt worden. Von ihnen hat man die spezifische Zusammendrückung in Funktion der Zeit aufgetragen (Bild 13). Die Kurven über die Bauzeit hinaus extrapoliert führten zu einer vermutlichen Totalsetzung von 1 m nach Bauende im Profil + 225,99, um welches Mass die Kernzone zu überhöhen war. 1½ Jahre später (im April 1956) sind davon durch die Konsolidationssetzungen 17 cm beansprucht.

Weiter ermöglichen 127 Beobachtungspunkte, die auf der Dammoberfläche versetzt sind, die Setzungen derselben festzustellen. Sie verhalten sich hier ähnlich den Beobachtungen im Setzungspegel Nr. 1. Sie sind nach der Bauvollendung nur noch sehr gering. An 13 dieser Punkte können durch Triangulation auch horizontale Verschiebungen bestimmt werden. Sie ergeben bis Ende September 1955 (kurz vor Erreichung des höchsten Stauspiegels) eine geringe Verschiebung talwärts (max. 8 cm). Während der Absenkung bis April 1956 sind sie vollständig zum Stillstand gekommen.

Der Damm liegt mit seiner westlichen Hälfte auf einem Bergrutsch. Auf dieser alten Moränenrutschmasse stehen neun Beobachtungspunkte, an welchen ihre Höhen- und Lagenänderungen gemessen werden (Bild 14). Im Innern des Bergrutsches bildet ein Betondiaphragma die Fortsetzung des Kammkernes bis zum Fels. Darin sind vier Kontrollstollen in verschiedenen Höhen übereinander angeordnet und durch vertikale Schächte miteinander verbunden. Beobachtungspunkte in der Stollensohle versetzt, Pendel und ein doppelter Invardraht in den Schächten aufgehängt, ermöglichen, dort die vertikalen und horizontalen Bewegungen zu messen. Nach Bauende sind die Setzungen ganz verschwunden, während die horizontalen Bewegungen unter dem Einfluss des Seestaues

stehen. Beim höchsten Seestand 1955 rd. 3,5 m unter dem Maximalstau wich die Betonmauer mit 9,9 mm im untern Teil am stärksten talwärts. Mit der Absenkung des Stauspiegels trat eine rückläufige Bewegung ein. Die Mauer kehrte aber nicht vollständig in ihre ursprüngliche Lage zurück.

Adressen der Verfasser: R. Schillknecht, Schaffhauserstrasse 247, Andelfingen ZH und H. Bickel, Bionstrasse 11, Zürich 6.

#### Literaturverzeichnis

- [1] U. S. Department of the Interior, *Bureau of Reclamation*. Field Manual for Rolled Earth-Dams, Denver, Colorado, November 1947.
- [2] L. Bjerrum, R. Schillknecht: Setzungs- und Durchlässigkeitsversuche mit Moränenmaterial von Cresta. Interner Bericht der VAWE<sup>3)</sup> an der ETH, Zürich, 30. April 1951 (nicht veröffentlicht).
- [3] L. Bjerrum, R. Schillknecht: Verdichtungsversuche im Felde mit Moränenmaterial aus dem Crestahügel. Interner Bericht VAWE, 1. Febr. 1951 (nicht veröffentlicht).
- [4] L. Bjerrum: Künstliche Verdichtung der Böden, «Strasse und Verkehr» 1952, Nr. 2 bis 5.
- [5] Ueber die Verfestigung und Dichtung des Baugrundes, «Hoch- und Tiefbau» Nr. 23/24/38.
- [6] J. Zeller: Durchlässigkeitsversuche mit quadratischem Sickergraben als Anleitung für Feldversuche. Int. Bericht Nr. 143/J der VAWE, 8. Okt. 1951 (nicht veröffentlicht).
- [7] J. W. Hilf: Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dam. «Proc. 2nd intern. Conf. of Soil Mechanics, Rotterdam 1948». Vol. III.
- [8] W. W. Daehn, J. W. Hilf: Implication of Pore Pressure in Design and Construction of Rolled Earth Dams. «Quatrième Congrès des Grands Barrages, New Delhi 1951, Question Nr. 13, R. 39.»
- [9] F. C. Walker, W. G. Holtz: Control of Embankment Material by Laboratory Testing, «ASCE Proceedings». Vol. 77, Nr. 108.
- [10] L. Bjerrum, R. Sevaldson: Porenwasserspannungen der Bauzustände und Eigensetzungen der Kernzone des Erddammes Marmorera. Int. Bericht Nr. 515 q der VAWE, 11. Juni 1951 (nicht veröffentlicht).
- [11] L. Bjerrum: Porenwasserspannungen beim Bau von Erddämmen. SBZ 1953, Nr. 8, S. 108.
- [12] W. Zingg: Der Staudamm Castiletto des Juliawerkes Marmorera. SBZ 1953, Nr. 33, S. 470.
- [13] E. Blatter: Baugrunduntersuchungen für den Erddamm Castiletto des Juliawerkes Marmorera und weitere Bauvorhaben der Stadt Zürich im Oberhalbstein. «Wasser- und Energiewirtschaft» 1953, Nr. 8 bis 9.

<sup>3)</sup> = Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau.

## Das Architektenhonorar

DK 72.007.003.2

Stellungnahme von Arch. Alfred Mürset zum Aufsatz von Arch. F. Venosta in SBZ 1957, Nr. 42, S. 667

Der Verfasser der Einsendung setzt sich mit der Honorarordnung S. I. A. für architektonische Arbeiten kritisch auseinander, in der Meinung, dadurch eine Diskussion auszulösen und zur Abklärung beizutragen. Es liegt im Interesse des S. I. A., der Honorarkommission und aller Kollegen, wenn Meinungsverschiedenheiten so rasch wie möglich abgeklärt werden. Die Einwände gehen in zwei Richtungen; zunächst wird der Sonderfall des Wiederholungsrabattes bei Wohnkolonien behandelt, dann wird das Berechnungsverfahren im gesamten einer Prüfung unterzogen. Auf beide Teile soll eingetreten werden, jedoch in umgekehrter Reihenfolge.

### A. Das Berechnungsverfahren

Das Verfahren der Honorarberechnung nach Prozenten der Bausumme wird nicht bestritten. Es wird auch als richtig anerkannt, dass die Honorarprozente mit steigenden Baukosten fallen, und auch das Mass der Abnahme wird als richtig hingenommen. Somit bestehen in bezug auf die Hauptsache keine Meinungsverschiedenheiten. Die Differenzen beschränken sich auf die Art der Berechnung und deren Darstellung für die Handhabung in der Praxis. Hier stellen sich folgende Fragen:

#### a) Stetige Kurve oder stufenförmige Tabelle

Arch. Venosta schlägt vor, an Stelle der stufenförmigen Tabelle, Art. 14, eine stetige Kurve einzuführen. Der Vorschlag ist nicht neu. Die vom S. I. A. eingesetzte Revisionskommission hat 1950/51 diese Frage eingehend geprüft. Eine Kurve wurde aus der alten Honorarordnung abgeleitet und

deren Formel aufgestellt. Die Unterlagen waren also bereit, die Kommission hat aber darauf verzichtet, für die Praxis diesen Weg einzuschlagen. Der Bauherr soll die Möglichkeit haben, die Richtigkeit des Prozentsatzes zu überprüfen. In der Praxis haben wir es mit vielen einfachen Fällen und mit wenig geschulten Bauherren zu tun. Es soll dem Bauherrn nicht zugemutet werden, die Prozente mit einem Zirkel aus einer graphischen Darstellung herauszugreifen oder sie mit einer Formel zu berechnen. Dem Bauherrn soll eine einfache Tabelle in die Hand gegeben werden, aus der er die fertig ausgerechneten Prozente herauslesen kann. Diese damals als wichtig betrachteten Gründe haben heute noch ihre Gültigkeit.

Die unbestrittenen Nachteile der Tabelle bei den Stufengrenzen sind in Kauf zu nehmen. Die Unstimmigkeit wird durch Art. 15 auf einfache Art überbrückt. Diese Lösung war schon in der alten Honorarordnung enthalten und ist wörtlich übernommen worden. Eine bessere und gleich einfache Lösung wurde nicht gefunden, auch nicht von ausserhalb der Kommission stehenden Kollegen.

Die alte Honorarordnung wies sieben Kostenstufen auf, diese wurden auf elf Stufen erweitert. Die neuen Stufen wurden aus der stetigen Kurve abgeleitet. Die Abbildung Nr. 4 im Artikel Arch. Venostas ist richtig. Er leitet die Kurve aus den Stufen der Tabelle ab; die Kommission hat umgekehrt zuerst die Kurve aufgestellt und daraus die Stufen bestimmt.

Ich halte den Entscheid zugunsten einer Tabelle heute noch für richtig und stehe einer Revision mit Einführung der Kurve oder deren Formel ablehnend gegenüber.