

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 113/114 (1939)  
**Heft:** 6

**Artikel:** Die Zürichsee-Schwebbahn der Schweizer. Landesausstellung  
**Autor:** [s.n.]  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-50551>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 17.03.2025

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

INHALT: Die Zürichsee-Schwebebahn der Schweizer. Landesausstellung. — Kurvenscharen zur Bemessung von geschlossenen Warmwasserkreisläufen. — Mitteilungen: Hochdruck-Umkehrdampfmaschine für Walzenstrassen. Wirtschaftlichkeitberechnungen im Heizungsfach. Radio-

entstörung. Zweikraft-Triebwagen der S. N. C. F. Ein römisches Wasserrad. Brush-Ljungström-Turbosätze von 37500 kW. Eidgenössische Technische Hochschule. — Mitteilungen der Vereine. — Sitzungs- und Vortragskalender.

Band 114

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich  
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 6

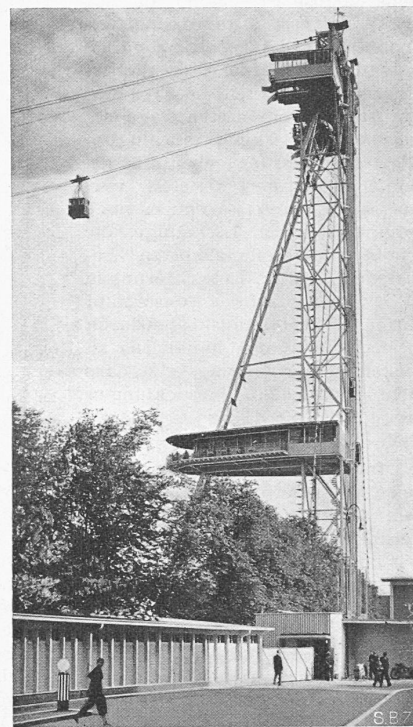
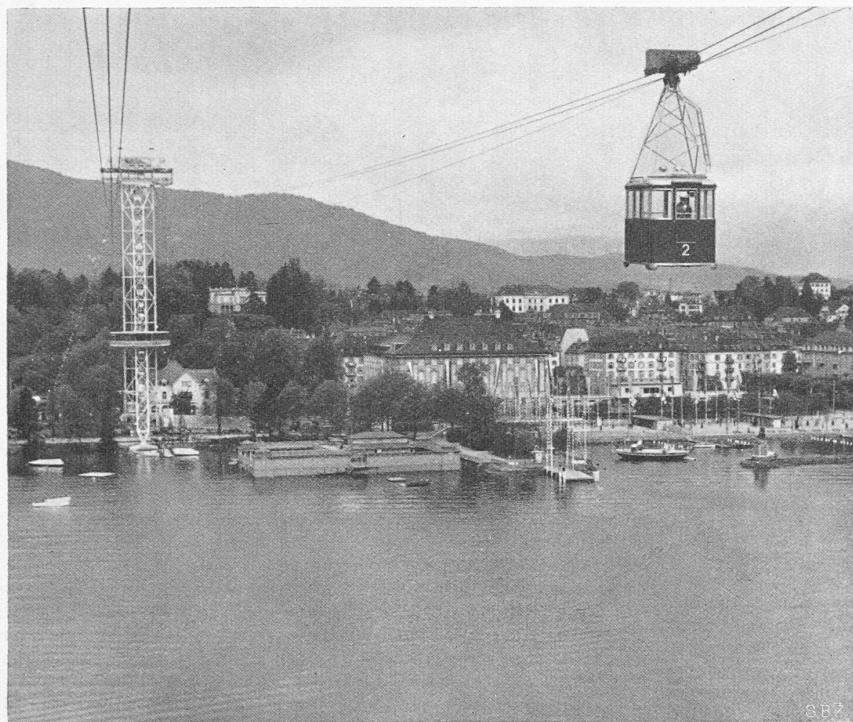


Abb. 2. Blick aus der südlichen Kabine auf den linksufrigen Turm am Bootshafen Enge

Abb. 1. Turm Enge, Seitenansicht

## Die Zürichsee-Schwebebahn der Schweizer. Landesausstellung

Wer sich den Eingängen unserer LA nähert, den grüssen als mächtige Eckpfeiler des Geländes die Türme der Schwebebahn (Abb. 1). Aber auch von weitem, z. B. von Bürkliplatz und Quaibrücke, erscheinen sie als Wahrzeichen der durch den See getrennten beiden Ausstellungshälften, die gerade durch die Schwebebahn optisch wie praktisch unter sich verbunden werden. Und schliesslich versinnbildlicht dieses aussergewöhnliche Bauwerk den tragenden Geist der LA: das solidarische Zusammenwirken verschiedenerlei Kräfte zum Ganzen. Wie dies im vorliegenden Fall bewerkstelligt worden und gelungen ist, das soll nachfolgende Darstellung veranschaulichen, der der Leiter des ganzen Unternehmens, Dr. Ed. Fankhauser, Direktor der «Giesserei Bern» der von Roll'schen Eisenwerke, nachstehendes Vorwort voranschickt.

**Einleitung.** Das grosse Interesse, das die Seilschwebebahn an unserer Landesausstellung allseitig gefunden hat, dürfte ihre etwas eingehendere technische Beschreibung rechtfertigen<sup>1)</sup>.

Als die damalige Direktion der «Giesserei Bern» die Anregung für die Erstellung einer Schwebebahn im Sommer 1937 ihrer Generaldirektion vorlegte, nahm diese den Vorschlag mit Wohlwollen entgegen und leitete ihn an die Direktion der LA weiter. Von dieser wurde dem Projekt sofort grösstes Interesse entgegengebracht, allerdings gleichzeitig auch erklärt, mit Rücksicht auf ihr sehr belastetes Baubudget sei eine finanzielle Mitwirkung der LA leider ausgeschlossen. Dennoch gelang es nach langwierigen Verhandlungen, den Gedanken zu verwirklichen, indem eine Gruppe schweiz. Unternehmungen sich zu einem Baukonsortium zusammenschloss. Dabei ist jede der Firmen mit dem Selbstkostenwert ihrer Lieferung, abzüglich Materialrücknahme am Schlusse der Ausstellung, an der Investition beteiligt. Als rechtliche Form wurde die Aktiengesellschaft mit einem Kapital von 50000 Fr. gewählt, wovon 40% einbezahlt. Für die

Beteiligung an dem nach Deckung der Betriebskosten und den Abgaben an die LA allfällig verbleibenden Gewinn sind aber nicht der Aktienbesitz, sondern die Lieferungsanteile massgebend.

Die 17 Aktionärfirmen setzen sich, neben den von Roll'schen Eisenwerken (Projektierung der Gesamtanlage, Lieferung der Antriebe, Spannvorrichtungen und Laufwerke) wie folgt zusammen: Locher & Cie. (Zürich) und Züblin & Cie. A. G. (Zürich), die die Ausführung der wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse nicht leichten *Foundationen* übernahmen; eine aus der Eisenbaugesellschaft Zürich (Führung), Buss A. G. (Basel), Wartmann & Cie. (Brugg), Geilinger & Cie. (Winterthur) und Gebr. Tuchschmid (Frauenfeld) gebildeten *Stahlbaugruppe* für die Grob- und Feineisenkonstruktionen der Türme; die Firmen Schindler & Cie. A. G. (Luzern) und Schweiz. Wagons- und Aufzügefabrik A. G. (Schlieren), von denen jede die *Aufzüge* für einen Turm erstellte; Dornier-Werke Altenrhein und Schweiz. Industriegesellschaft (Neuhausen), die je eine *Seilbahnkabine* lieferten; eine aus den Verein. Drahtwerken A. G., Biel, E. Fatzer A. G. (Romanshorn), Kabelwerke Brugg A. G. und Schweiz. Seil-Industrie Schaffhausen bestehende Gruppe für die Lieferung der *Drahtseile* (mit Ausnahme der in der Schweiz nicht erhältlichen vollverschlossenen Tragseile), endlich Malermeister J. Vannini in Zürich für den Anstrich der Türme. Als künstlerischen Mitarbeiter für die architektonische Ausgestaltung der Türme, insbesondere für den nachträglich beschlossenen Einbau eines Restaurants in den linksufrigen Turm, stellte die LA Architekt Jos. Schütz, Zürich, zur Verfügung. Zur wissenschaftlichen Beratung für die Ausführung der erhebliche Schwierigkeiten bietenden *Foundationen* wurde auf Veranlassung des Eisenbahndepartements Prof. Dr. E. Meyer-Peter von der E. T. H. beigezogen, der sich mit Brücken-Inspektor Prof. Hübner vom Eidg. Amt für Verkehr in die Verantwortung dafür teilt.

Für die an ihrer Erstellung beteiligten Firmen ist die Anlage in erster Linie Ausstellungsobjekt. Dagegen besitzt sie für die Organe der LA eher den Charakter einer den Besuch der

<sup>1)</sup> Kürzere Artikel darüber sind bereits erschienen in Nr. 10 der «SBZ» vom 3. Sept. 1938, in der «Technik-Beilage» der N. Z. Z. vom 18. Jan. 1939, in den franz. Fachzeitschriften «Travaux» und «Génie Civil», u. a. a. O.

Ausstellung fördernden Attraktion. Doch wäre der Bau der Schwebebahn nur als reines Ausstellungsobjekt für die Ersteller aus finanziellen Erwägungen kaum möglich gewesen; einschliesslich der Kosten für das Restaurant sind in der Seilbahn heute über 800 000 Fr. investiert, d. h. mindestens 200 000 Fr. mehr, als auf Grund des ersten approximativen Kostenvoranschlages ursprünglich angenommen wurde. Erfreulicherweise war aber auch die Frequenz der Anlage vom ersten Tage an, besonders an Tagen mit ungünstigster Witterung, ebenfalls erheblich günstiger, als s. Zt. vorausgesetzt wurde. Wenn es noch gelingt, von der LA einige, die erhöhten Erstellungskosten berücksichtigende Erleichterungen zu erwirken, darf das Konsortium hoffen, die Erstellungskosten durch die Reineinnahmen annähernd zu decken, immer vorausgesetzt, dass nicht politische Verwicklungen der guten Frequenz ein jähes Ende bereiten.

Im Nachstehenden geben wir nun den einzelnen Firmen bzw. ihren Vertretern und den mitwirkenden Wissenschaftlern, sowie dem Architekten J. Schütz das Wort, die jeder unter seiner Verantwortung über die einzelnen Teile der Anlage berichten. Wir hoffen, dass dabei sowohl der Bau-, wie auch der Maschineningenieur oder der Architekt unter den Lesern jeder etwas finden werde, was für ihn Interesse bietet. Damit aber zum Schlusse auch der Humor noch zu seinem Rechte kommt, sei erwähnt, dass in einem Turiner Abendblatt anfangs Juni ein Bild des Turmes mit dem Restaurant wiedergegeben wurde, unter dem zu lesen stand: «... La grandiose opera è stata costruita da una ditta specializzata italiana». Auf Veranlassung der «Giesserei Bern» brachte dann das Blatt, allerdings 14 Tage später, in einer kleinen Notiz eine entsprechende Berichtigung. Nehmen wir an, der Irrtum sei unbeabsichtigt unterlaufen.

Ed. Fankhauser.

**Fundationen**

**Baugrunduntersuchungen**

Von Prof. Dr. E. MEYER-PETER und Ing. Dr. R. HAEFELI

Bei der Frage nach dem Verhalten des Baugrundes war der Umstand zu berücksichtigen, dass nicht nur stark konzentrierte vertikale Lasten, sondern auch erhebliche horizontale Kräfte auf den Boden übertragen werden mussten. Ausserdem war mit ungewöhnlich starken Schwankungen, namentlich der vertikalen Kräfte, zu rechnen, wie aus folgender Zusammenstellung ersichtlich ist, die die von der Stahlkonstruktion ohne Berücksichtigung der Gewichte der Fundamentplatten herrührenden Kräfte umfasst.

Tabelle 1

Fundamentbezeichnung	Linkes Ufer		Rechtes Ufer	
	max t	min t	max t	min t
	<i>Vertikalkräfte</i>			
Seefundament . . . . .	+ 383	+ 196	+ 341	+ 171
Landfundament . . . . .	+ 309	- 92	+ 189	- 154
seitl. Abspannfundamente . .	- 94	- 25	- 90	- 14
	<i>Horizontalkräfte</i>			
Seefundament } + = gegen den See {	+ 143	+ 62	+ 128	+ 53
Landfundament } - = gegen das Land {	- 36	+ 14	- 26	+ 15

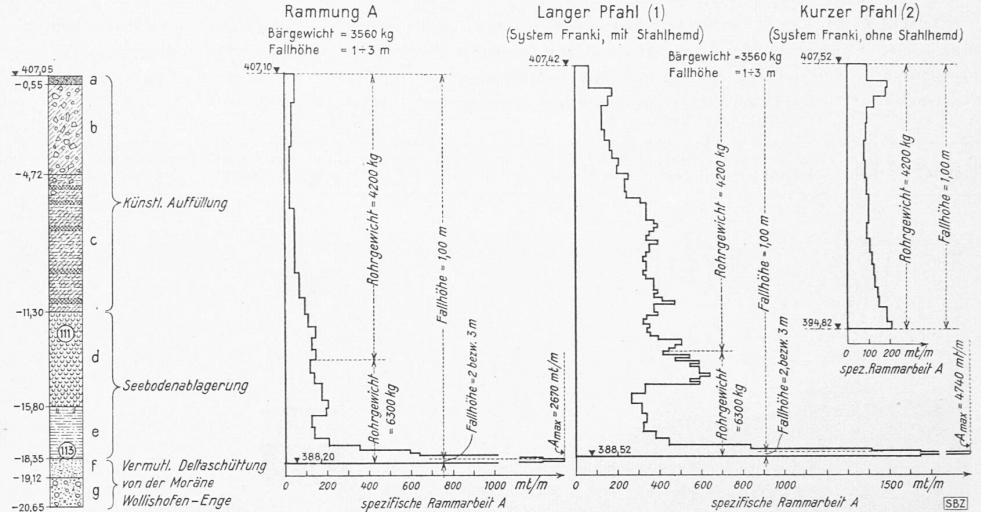


Abb. 4a. Sondierungen und Rammdiagramme linkes Ufer, Enge. — a Humus mit Steinen; b Bauschutt, Kies, Sand festgelagert, jedoch nur an der Stelle der Sondierung vorhanden; c weicher gelbbrauner Lehm und Sandlagen mit einzelnen Steinen und Schutt mit schwarzen Faulschlammagen; d weichplastische Seekreide; e weichplastischer Lehm mit Sandlagen, oben mit organ. Resten; f Feinsand-Schlamm sand zu Auftrieb neigend; g Sand-Kies zu Auftrieb neigend. — Die Zahlen in den Kreisen beziehen sich auf entnommene Proben, vergl. Tabelle 2.

**1. Geologischer Befund (vgl. Abb. 4a und 4b)**

Auf dem linken Ufer wurde der tragfähige Untergrund, bestehend aus Schlamm sand, Sand und Kies, bei der durch Locher & Cie. ausgeführten Sondierbohrung in rd. 18 m Tiefe unter der Bodenoberfläche angetroffen. Bei den Landfundamenten liegt er noch wesentlich tiefer (bis 25 m), sodass anzunehmen ist, dass ein Sand-Kieswall, glazialen Ursprungs, den Baugrund quert. Dieser basale, wahrscheinlich von dem sich zurückziehenden Gletscher abgelagerte Wall wird überlagert von weichplastischen, graublauen, durch glimmerreiche sandige Schichten unterbrochenen Lehmen von rd. 2,5 m Mächtigkeit. Darauf folgt eine rd. 4,5 m starke, weichplastische Seekreideschicht, die von einer nahezu 11 m mächtigen künstlichen Auffüllung überdeckt ist. Deren unterer Teil besteht aus braunen, weichen, ziemlich sandigen Lehmen mit schwärzlichen Faulschlamm einlagen, während im oberen Teil festgelagerter Bauschutt vorherrscht, der mit Kies und Sand vermischt ist. Dieser Schutt fehlte jedoch bei den vier Fundamenten, an seiner Stelle wurden weiche Lehme von sehr heterogener Zusammensetzung angetroffen. Auch aus den Diagrammen der Proberammungen geht hervor, dass der über dem Basiswall liegende Baugrund sehr inhomogen ist. Grosse spez. Rammarbeiten wurden erst in 18 m Tiefe und mehr festgestellt.

Auf dem rechten Seeufer erreichte die von der Firma Brunner & Cie. ausgeführte Sondierbohrung in etwa 25 m Tiefe einen festgelagerten, graublauen Lehm mit Sandeinlagerungen. Darüber liegt eine rd. 3 m mächtige weichplastische Mischung von Seekreide und Lehm, deren Bildung auf eine wechselnde Ablagerung der feinen Trübe des Hornbaches bei Hochwasser (Lehm) und den sommerlichen Ausscheidungen von Kalk aus dem Seewasser (Seekreide) zurückzuführen ist. Diese Uebergangsschicht wird von der eigentlichen, rd. 18 m mächtigen Deltaschüttung des Hornbaches überlagert, die im unteren Teil aus feinkörnigen, sandigen und lehmigen, pflanzenführenden Schichten besteht, während nach oben die Anteile der groben Bestandteile immer mehr zunehmen (Uebergang zu Grobsand und Kies). Die ganze Sukzession über der Seekreide zeigt ein ausserordentlich typisches Deltaprofil: Mit dem Vorschieben der Hornbачmündung hat sich das abgelagerte Korn im Durchschnitt ständig vergrößert. Die Deltabildung war an der Baustelle nie landfest. Die bestehende Untiefe wurde dagegen schon im Mittelalter durch das Marchzeichen der «Klausstud» gekennzeichnet. Die auf dem Hornbachedelta ruhende künstliche Auf-

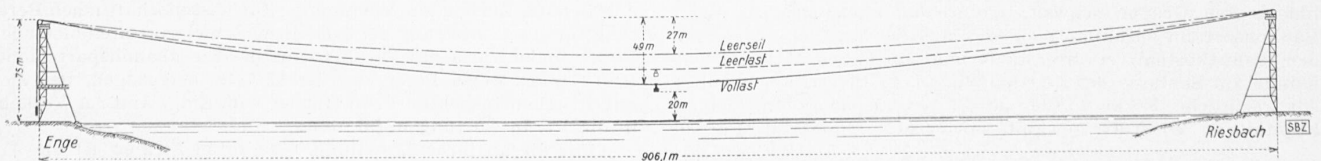
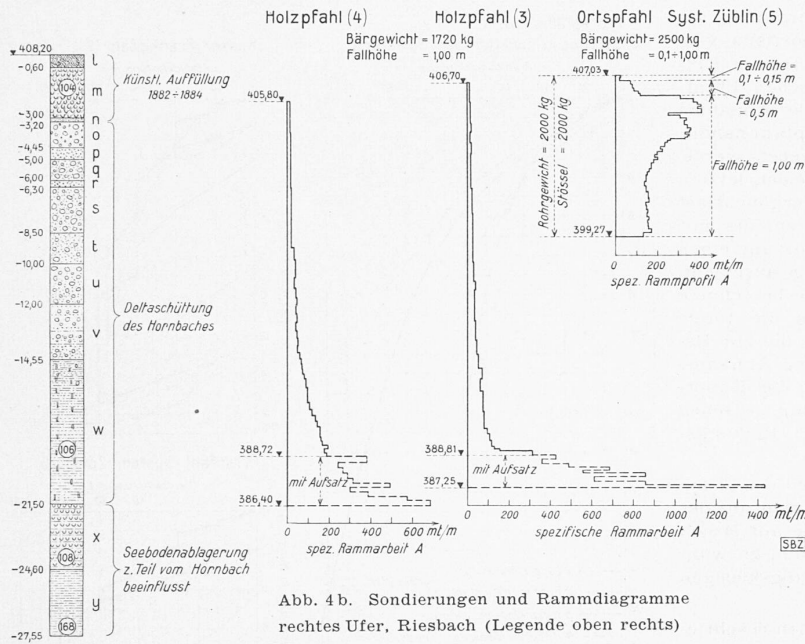


Abb. 3. Masstäbliches Uebersichts-Schema 1 : 5000 der Zürichsee-Schwebebahn von Enge (linkes Ufer) nach Riesbach (rechtes Ufer)



Legende: *l* Humus; *m* feste Seekreide; *n* reiner Sand; *o* Kies 50 bis 100 mm Ø; *p* Sand; *q* sandiger Kies; *r* Grobsand; *s* sandiger Kies 20 bis 100 mm Ø; *t* kiesiger Sand; *u* Kies 30 bis 50 mm Ø; *v* kiesiger Sand mit Schlamm; *w* Wechsellagerung von sandigen und lehmigen Schichten, alle Pflanzen führend; *x* weiche, hellgraue Seekreide mit Schalen zum Teil mit Lehm in Wechsellagerung; *y* fester graubrauner Lehm mit Sandlagen. — Zahlen in Kreisen vergl. Proben-Nr. in Tabelle 2.

Zahlen ist für die allgemeine Beurteilung des zeitlichen Verlaufes der Setzungen, der plastischen Deformationen des Bodens, sowie der Sicherheit gegen das Auftreten von Fließerscheinungen bei raschen Laständerungen<sup>2)</sup> von praktischem Interesse.

3. Proberammungen und Probelastungen

Die Ergebnisse der Proberammungen sind namentlich bei undurchlässigen Lockergesteinen mit grosser Vorsicht zu beurteilen, da die angewendete Rammarbeit infolge der Bildung gespannten Porenwassers in der Umgebung des Pfahles nicht nur von Boden und Rammmaterial, Fallhöhe usw., sondern auch vom zeitlichen Vorgang der Rammung abhängig ist. In Abb. 4a u. b sind für die Probefähle die spez. Rammarbeiten aufgetragen, wobei für die drei Franki-Probefähle des linken Ufers (Locher & Cie., vergl. Abb. 4 und 8) infolge des inhomogenen Bodens

schüttung zeigt innerhalb des Bauterrains grosse Unregelmässigkeiten, die sich aus dem Umstand erklären, dass beim Quaibau (1882 bis 1884) Kies als Schutzwall gegen den See geschüttet und dahinter gebaggerte Seekreide eingefüllt wurde. Mit Ausnahme dieser sehr inhomogenen, rd. 3 m mächtigen Auffüllung liegt auf dem rechten Seeufer, im Gegensatz zum linken Ufer, ein relativ homogener Baugrund vor. (Nach A. v. Moos.)

2. Materialuntersuchung

Von den im Laboratorium ermittelten Kennziffern der Materialproben, die durch die erwähnten Sondierbohrungen zum Teil gestört (linkes Ufer), zum Teil «ungestört» (rechtes Ufer) entnommen wurden, sind in Tabelle 2 einige charakteristische Werte zusammengestellt<sup>1)</sup>; über die Entnahmestellen orientieren Abb. 4a und 4b.

Die *Zusammendrückungszahl*  $\Delta_e$  ergab für das linke Ufer Werte bis zu 4,6 ‰, woraus folgt, dass die über der dortigen basalen Deltaschüttung liegenden Bodenarten relativ stark zusammendrückbar sind. Noch grössere  $\Delta_e$ -Werte wurden für einzelne Materialien des rechten Seekreides festgestellt (bis 6,1 ‰). Der Uebergang von der lehmigen Seekreide zum festgelagerten Lehm mit Sandeinlagen, in 24 bis 27 m Tiefe, kommt in einer entsprechenden Abnahme der Zusammendrückbarkeit deutlich zum Ausdruck. Die lehmige Seekreide (Probe 108) fällt ausserdem durch ihren hohen *Wassergehalt* auf. Die *Wasserdurchlässigkeit* der untersuchten Proben ist allgemein sehr gering, die  $k_{10}$ -Werte schwanken zwischen  $10^{-6}$  und  $10^{-8}$  cm/s. Die Kenntnis dieser

Tabelle 2

Probe Nr.	Entnahmestiefe	Geotechnische Bezeichnung	$\gamma^*_e$ t/m <sup>3</sup>	$w^*$ ‰	$p$ ‰	$C_a$ ‰	$F$ ‰	$\Delta_e$ ‰	$10^8 k_{10}$ cm/s	$S_1$ kg/cm <sup>2</sup>
<i>Linkes Ufer</i>										
111	7,7	Seekreide	—	—	14,9	92	12	2,5	5,5	0,73
113	18,3	Lehm	—	—	20,7	35	24	4,4	2,5	0,57
<i>Rechtes Ufer</i>										
104	1,0	Seekreide	1,67	39,5	2,8	91	—	2,2	100	—
106	19,0	Lehmiger Sand mit Humus	1,72	49,2	23,8	46	7	6,1	5,4	0,74
108	24,2	Lehmige Seekreide	1,67	54,4	26,4	67	18	4,6	12,0	0,72
168	27,3	Lehm mit Sandeinlagen	2,03	24,2	12,0	50	18	2,8	4,0	0,56

$\gamma^*_e$  = Raumgewicht im Anlieferungszustand,  $w^*$  = Wassergehalt im Anlieferungszustand,  $p$  = Plastizitätszahl,  $C_a$  = Karbonatgehalt (vorwiegend Kalk),  $F$  = Anteil der Körner feiner als 0,002 mm,  $\Delta_e$  = Zusammendrückungszahl,  $k_{10}$  = Durchlässigkeitsziffer für  $\sigma = 1$  kg/cm<sup>2</sup> und bei einer Wassertemperatur von 10° C,  $S_1$  = Scherfestigkeit für  $\sigma = 1$  kg/cm<sup>2</sup>.

<sup>1)</sup> A. v. Moos, Geotechnische Eigenschaften und Untersuchungsmethoden der Lockergesteine, «SBZ» Bd. 111, S. 268\* und 277\* (Mai 1938) und E. Haefeli, Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen, «SBZ» Bd. 111, S. 299\* und 321\* (Juni 1938).

sehr verschiedene Ergebnisse erhalten wurden. Im Gegensatz dazu zeigen die beiden Holzpfähle des rechten Ufers (Züblin & Cie., vgl. Abb. 13) ziemlich gute Uebereinstimmung der spez. Rammarbeiten.

Auf dem linken Seeufer wurde ein langer und ein kurzer Frankipfahl, von denen der erste mit einem 2 mm starken Stahlmantel versehen war, geprüft (Abb. 10, S. 70). Durch die Herstellung des letztgenannten sollte vergleichshalber die Tragfähigkeit eines in der Seekreide schwebenden Pfahles festgestellt werden. Auf dem rechten Ufer wurden zwei lange Holzpfähle und ein kurzer Ortpfahl, System Züblin, probeweise auf *Druck* belastet, wobei nach jeder Laststufe eine etwa zwölfstündige Wartepause eingeschaltet wurde. Zur Feststellung der bleibenden Setzungen wurde bei je ein bis zwei Laststufen die vollständige Entlastung und Wiederbelastung des Pfahles durchgeführt. Die gemessenen totalen Setzungen in Funktion der Last sind aus Abb. 5 ersichtlich.

Die charakteristischen Merkmale der Pfähle, die als zulässig festgesetzten Druckbelastungen und die zugehörigen Setzungen ( $\delta_z$ ) sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Bei der Festsetzung der zulässigen Belastung auf Druck wurde, da, mit Ausnahme von Pfahl 4, ein ausgesprochen elastisches Verhalten der Pfähle nicht festzustellen war, in erster Linie der allgemeine Verlauf der Belastungs-Setzungskurven<sup>3)</sup> (vgl. Abb. 5) berücksichtigt. Ferner wurde für die nahe beieinander einzurammenden Holzpfähle einerseits dem ungünstigen Einfluss der Gruppenwirkung und andererseits dem günstigen Umstand Rechnung getragen, dass es sich bei den in Tabelle 1 eingeschriebenen Maximal- und Minimalwerten der Fundamentbelastungen um kurzfristige Extremwerte handelt, die in hohem Masse von den Windkräften abhängen.

Tabelle 3

Nr.	Pfahlart	Kote U. K. Zwiebel bzw. Pfahlspitze	Länge m	Mittlerer Durchmesser m	Zwiebel-Durchmesser m	Zul. Maximal-Belastung P zul. <sup>1)</sup> t	Einsenkung unter der zul. Belastung $\delta_z$ mm	Vergleich für 30 t Druck	
								Ber. Pfahlverkürz. $\delta_E$ mm	Gemess. totale Einsenkung $\delta_t$ mm
<i>Linkes Ufer</i>									
1	Franki	388,52	18,3	0,42	1,02	75	5,1	1,2	1,7
2	Franki	394,82	12,3	0,55	1,32	30	1,2	0,5	1,2
<i>Rechtes Ufer</i>									
3	Holzpfahl	387,25	19,5	0,31	—	30	1,7	7,7	1,6
4	Holzpfahl	386,40	19,4	0,36	—	35	2,7	5,7	2,3
5	Ortpfahl Züblin	399,27	9,0	0,50	1,06	70	3,8	0,5	1,3

<sup>2)</sup> E. Maag, Grenzbelastung des Baugrundes, «Strasse u. Verkehr» 1938.  
<sup>3)</sup> E. Meyer-Peter, Pfahlgründungen. «Hoch- und Tiefbau» Nr. 35/36, Zürich 1938.

<sup>4)</sup> Diese zul. Grenzbelastung gilt nur für Nichtbetriebszustand und ungünstigsten Wind, während sie für den Betriebszustand um rd. 20 ‰ geringer ist.

Die statische Wirkungsweise der Pfähle erkennt man am besten, wenn man innerhalb des einigermaßen proportional verlaufenden Teils der Belastungs-Setzungskurve die totale Einsenkung  $\delta_t$  mit der rechnerisch ermittelten elastischen Pfahlverkürzung  $\delta_E$  vergleicht, wobei  $\delta_E$  zunächst unter der Annahme bestimmt wird, dass es sich um einen Uebertragungspfahl handle, bei dem die Gesamtlast an der Pfahlspitze abgegeben werde. Die diesbezüglichen Werte  $\delta_E$  und  $\delta_t$  sind in den beiden letzten Kolonnen der obenstehenden Tabelle 3 für eine Vergleichslast von 30 t angegeben. Während bei allen Ortpfählen, die mit Zwiebeln ausgestattet sind, die berechnete Pfahlverkürzung einen echten Bruchteil der total gemessenen Einsenkung ausmacht, ergibt sich für die Holzpfähle des rechten Ufers die berechnete elastische Pfahlverkürzung wesentlich grösser als die totale Setzung. Dieser scheinbare Widerspruch zeigt, dass die zur Berechnung der elastischen Pfahlverkürzung getroffene Annahme für die Holzpfähle nicht zutrifft, indem die Last in der Hauptsache bereits in der oberen Pfahlhälfte durch Reibung zwischen Schaft und Erdreich auf die Kiesbank übertragen wird (Reibungspfähle).

Am linken Seeufer führte die geringe Tragfähigkeit des 12,3 m langen Frankipfahls, in Uebereinstimmung mit der sich aus der Sondierbohrung ergebenden Folgerung, dazu, für die auf Druck beanspruchten Pfähle eine Länge von mindestens 20 m zu wählen, d. h. die Zwiebel in den dort vorhandenen sandig-kiesigen Wall abzuteufen.

Andererseits wurde für das rechte Ufer, bei dem oben beschriebenen Verhalten der rd. 19 m langen Holzpfähle 3 und 4 die Frage aufgeworfen, ob nicht mit 9 bis 10 m langen Pfählen, deren Spitzen noch im kiesigen Teil des Hornbachteltas aufruhren würden, die erforderliche Tragfähigkeit ebenfalls zu erreichen wäre. Die einwandfreie Abklärung dieser Frage hätte die Durchführung vermehrter Probelastungen erfordert. Ausserdem war mit Rücksicht auf die horizontalen Kräfte, namentlich beim Seefundament, eine Einspannung der Pfähle in den tieferliegenden Schichten erwünscht. Auf Grund dieser Ueberlegungen, sowie im Interesse eines raschen Arbeitsfortschrittes, wurde deshalb die seeseitige Fundation auf lange Holzpfähle gestellt, während gleichzeitig ein weiterer Probepfahl Nr. 5 in Form eines kurzen Ortpfahles, nach System Züblin, beim Landfundament ausgeführt wurde. Das günstige Verhalten dieses Probepfahles führte dazu, für das Landfundament kurze Ortpfähle (System Züblin) zu wählen. Die Probelastung bestätigte die bei der Fundation des Kongresshauses<sup>5)</sup> im Sommer 1937 gemachte Erfahrung, wonach in losen, unter Wasser abgelagerten Kiessanddeltas mit kurzen Ortpfählen von genügendem Zwiebel-durchmesser gute Tragfähigkeiten erreicht werden können.

Um den Einfluss wiederholter Lastwechsel festzustellen, wurde die Belastung der Probepfähle innerhalb weniger Stunden 20 bis 30 mal zwischen den effektiv vorkommenden Grenzbelastungen variiert, wobei sich die Einsenkungen mit grosser Regelmässigkeit zwischen zwei unveränderlichen Grenzen von weniger als 1 mm Unterschied bewegten.

Bei der Probelastung der Pfähle auf Zug wurde der lange Frankipfahl 1 zudem einem raschen Wechsel von Zugbeanspruchungen gemäss Abb. 3 ausgesetzt (linkes Ufer). Nach viermaliger Belastung auf 35 t Zug erfolgte ein plötzliches Nachgeben des Pfahles. Die kritische Zugbelastung der Pfähle im weichen Seeschlamm des linken Ufers erwies sich damit als stark empfindlich hinsichtlich Dauer und Wechsel der Belastung. Auch bei unveränderlichem Zug versagten die Probepfähle nicht sofort, sondern erst nach mehrstündiger Belastung. Dieser geringe Zugwiderstand wurde dem Umstand zugeschrieben, dass die die Pfahlzwiebel überlagernde Seekreide einen zu geringen

<sup>5)</sup> Vgl. «SBZ» Bd. 112, S. 134\* (10. September 1938).

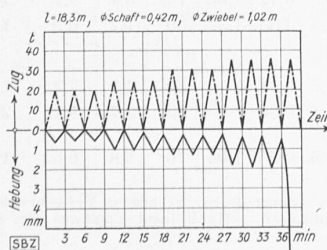


Abb. 6. Ergebnisse der Probelastungen auf Zug

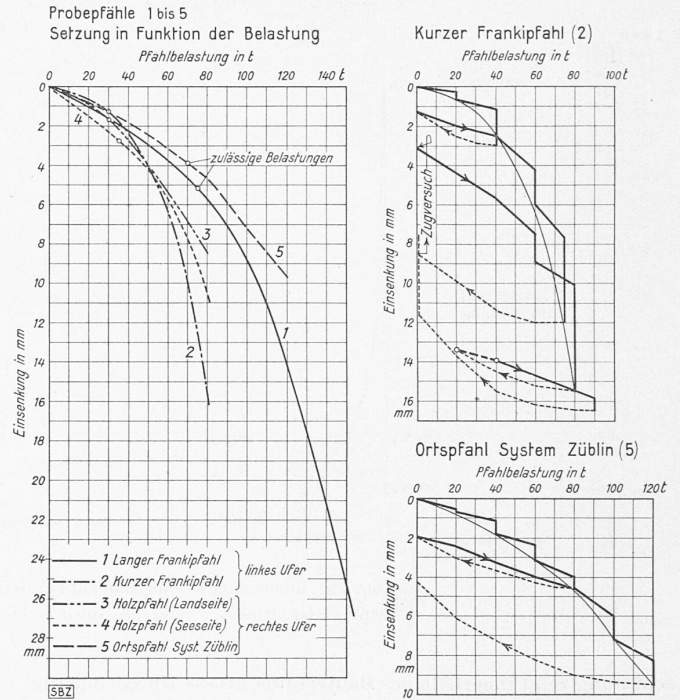


Abb. 5. Ergebnisse der Probelastungen auf Druck

Widerstand gegen Ausweichen nach der Seite und nach oben aufweist, während andererseits die Stahlrohrummantelung des langen Schafes infolge ihrer Glätte sehr kleine Reibungswiderstände gegen das umliegende Material ergab. Es wurde deshalb der Versuch gemacht, die Zugkräfte durch kurze Frankipfähle von nur rd. 12 m Länge aufzunehmen. Ihre Herstellung gelang ohne Verwendung von Blechmänteln, wodurch ihr Durchmesser grösser und ihre Oberfläche rauher wurde. Tatsächlich erbrachten die Zugversuche einen Zugwiderstand der kurzen Pfähle von 40 t. Die rechnerisch grösste Zugbelastung dieser Pfähle wurde auf 10 t festgesetzt.

Wesentlich günstiger lagen die Verhältnisse auf dem rechten Ufer. Die vom kurzen Ortpfahl System Züblin durchfahrenen Kiessandschichten ermöglichten eine Zugbeanspruchung von 45 t, ohne dass dadurch der Zugwiderstand des Pfahles erschöpft wurde. Die totale Hebung des Pfahlkopfes betrug 8 mm. Die im extremen Belastungsfall ausser Betrieb (Wind von 150 kg/m<sup>2</sup>) auftretenden maximalen Zugkräfte pro Pfahlkopf betragen 22 t für das Landfundament, bzw. 18 t für die Abspannfundamente. Im ungünstigsten Betriebszustand (Wind = 30 kg/m<sup>2</sup>) entstehen im Landfundament überhaupt keine Zugkräfte, im Abspannfundament maximal 6 t Zug pro Pfahl.

Da jede der beiden Fundamentkonstruktionen zwei Hauptfundamente, von denen das landseitige gleichzeitig als Ankerplatte wirkt, nebst zwei seitlichen Ankerplatten aufweist, deren relative horizontale und vertikale Verschiebungen die Systemkräfte beeinflussen, wurde die Nachgiebigkeit des Bodens unter der Wirkung horizontaler Kräfte durch die Firma Züblin & Cie. auf dem rechten Seeufer ermittelt. Anordnung und Ergebnisse dieser Versuche sind aus Abb. 7a u. b ersichtlich. Man erkennt,

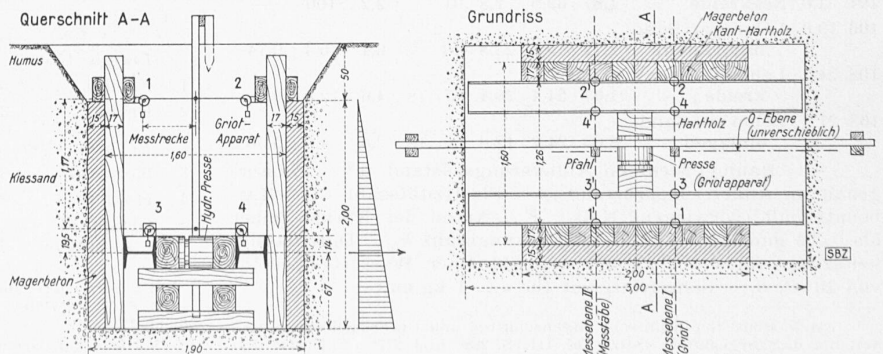


Abb. 7a. Ermittlung der horizontalen Nachgiebigkeit des Bodens. Versuchs-Anordnung 1 : 60

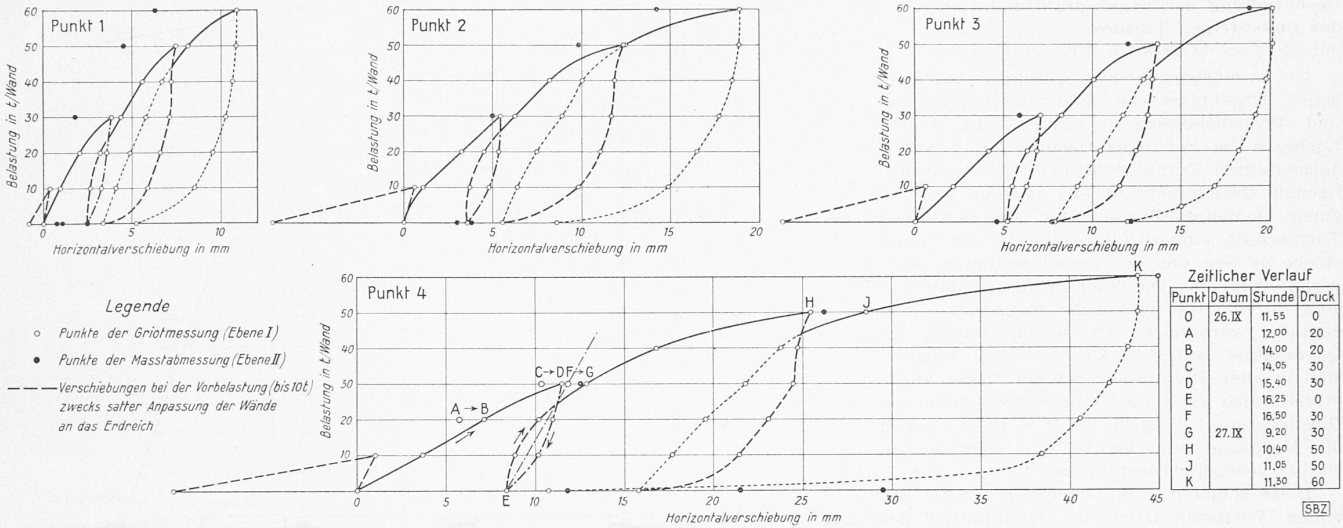


Abb. 7b. Ermittlung der Nachgiebigkeit des Bodens bei horizontaler Belastung; Versuchsergebnisse

dass sich die Nachgiebigkeit des Bodens selbst für relativ geringe Beanspruchungen und eine gegebene Dimension der Ankerplatte nicht durch eine einzige Konstante, sondern nur durch zwei Grenzwerte, von denen der eine der primären Belastung, der andere der Entlastung und Wiederbelastung entspricht, einigermaßen erfassen lässt. Die auf die Pfähle wirkenden Kräfte sind aber bei den gewählten statisch unbestimmten Fundamentalsystemen überdies von der Verschiebung der Pfähle selbst abhängig, die ihrerseits auf Grund der Probelastungen unter Berücksichtigung der Heterogenität des Bodens ebenfalls nur innert gewisser Grenzen angegeben werden können. Für das linke Ufer wurde deshalb durch die Firma Locher & Cie. die Berechnung der Fundationen unter Annahme verschiedener Extremalwerte der Nachgiebigkeit der Ankerplatten in horizontaler und der Pfähle in vertikaler, bzw. schiefer Richtung, durchgeführt, woraus sich die zu erwartenden Grenzwerte der Pfahlbelastungen ergaben. Beim rechten Ufer hat die Firma Züblin & Cie. für die Nachgiebigkeit der Ankerplatten, bzw. der Pfahlgruppen in horizontaler Richtung zwei Grenzwerte, die sich aus den oben erwähnten Versuchen ergaben, der statischen Berechnung der Fundamente zu Grunde gelegt.

4. Kontrolle der Fundamentbewegungen

Versucht man, aus dem Verhalten der Probepfähle auf dasjenige der Fundamente zu schliessen, so besteht die Schwierigkeit, einerseits den Einfluss der Pfahlgruppe gegenüber dem

Einzelpfahl, und andererseits denjenigen der dauernden Belastung gegenüber der kurzfristigen Probelastung richtig einzuschätzen.

Eine sorgfältige Analyse des Bodens im Zusammenhang mit der Wirkungsweise der verschiedenen Pfahlsysteme mag wertvolle Anhaltspunkte liefern, doch wird man hier in erster Linie die Erfahrung, die durch Beobachtung des fertigen Bauwerkes gewonnen wurde, berücksichtigen müssen<sup>6)</sup>. Im vorliegenden Fall kamen wir zum Schluss, dass im Laufe des Betriebes der Schwebebahn Fundamentsenkungen und Verschiebungen zu erwarten sind, die die Grössenordnung von 1 bis 3 cm erreichen können. Solche Bewegungen sind in Anbetracht der zum Teil sehr heterogenen, zum Teil stark plastischen Natur des Untergrundes als normal zu betrachten und bedeuten keine Gefährdung der Sicherheit des Bauwerkes, sofern bei der Projektierung und Berechnung darauf Rücksicht genommen wird. Dagegen erschien es unter diesen Umständen angezeigt, besondere Reguliervorrichtungen für die Stahlkonstruktion vorzusehen. Ferner wurde beschlossen, das Verhalten der Fundamente sowohl während der Montage als auch während des Betriebes der Schwebebahn durch periodische Präzisionsnivelements und trigonometrische Messungen zu kontrollieren. In Abb. 8 sind die Resultate der bisher gemessenen mittleren Fundamentbewegungen graphisch dargestellt. Sie zeigen, dass der Boden auf jede Belastungsänderung nach einer ersten raschen Verschiebung durch langsam

fortschreitende Deformationen reagiert, die jedoch bis heute den Betrag von 10 mm in keinem Punkte überschritten haben. Die horizontalen, seewärts gerichteten Verschiebungen von Land- und Seefundament, auf deren Darstellung infolge geringerer Messgenauigkeit (trigonometrische Messungen) verzichtet wurde, sind kleiner als 4 mm. Diese Messungen wurden durch Grdb. Geom. K. Becker, unter der Leitung des Institutes für Erdbauforschung an der Eidg. Techn. Hochschule, durchgeführt.

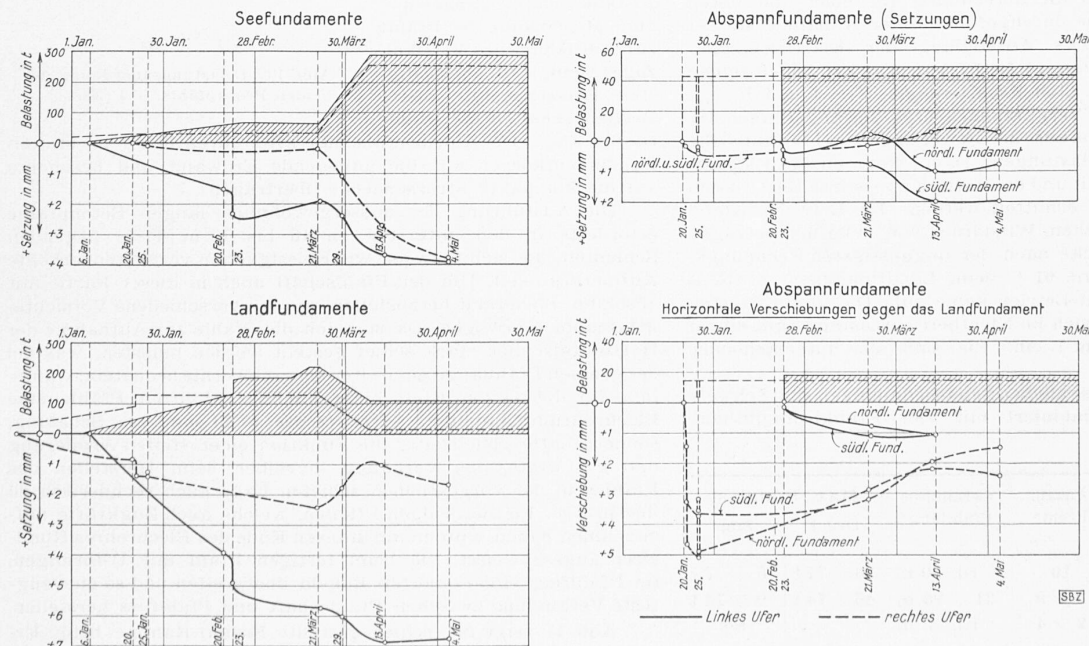


Abb. 8. Beobachtete Fundamentbewegungen in Funktion der Zeit

<sup>6)</sup> H. Hürzeler, Baugrund - Untersuchungen und erdbauliche Erfahrungen beim Bau des Etzelwerkes, «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 7/8, 1938.

**Beschreibung der Frankipfahlfundation des linksufrigen Turmes**

Mitgeteilt von LOCHER & CIE., Zürich

Die im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Ergebnisse der Bodenuntersuchungen und Probelastungen führten die Firma Locher & Cie. zur Projektierung der in Abb. 9 dargestellten Frankipfahlfundation. Vom statischen Gesichtspunkte aus besteht sie aus einem Doppelpfahlbock unter dem vertikalen Turmschaft, einem Pfahlbock unter der Turmstrebe im See und den beiden seitlichen Seilverankerungen. Die beiden Hauptfundamente sind durch zwei elastische Zugbänder miteinander verbunden. Da sowohl Längs- als Querschübe aufgenommen werden müssen, sind in allen Richtungen schiefe Pfähle angeordnet, also auch quer zur Schwebebahnnaxe. Ihre Neigung beträgt 1 : 3,5, d. h. rd. 16° gegen die Vertikale, und ist für die sehr langen Pfähle bemerkenswert gross.

Diese schiefen Pfähle übertragen nebst den vollen Vertikalkräften den Hauptanteil der Horizontalschübe auf den tragfähigen Untergrund. Ein verhältnismässig kleiner Teil des Horizontalschubes ist dem an den Fundamentwänden wirkenden Erdwiderstand zugeteilt; z. B. wird eine auf den Strebenfuss in der Richtung der Bahnnaxe wirkende Horizontalkraft zu rd. 50% durch den Pfahlbock des Seefundamentes aufgenommen, während der Rest durch die elastischen Zugbänder auf das Landfundament übertragen wird. Diese 50% verteilen sich zu rd. 25% auf den Doppelpfahlbock unter dem Landfundament und auf die an das Fundament angrenzende Erdwand. Die Zugbandkraft und die Reaktion der Erdwand sind als statisch unbestimmte Grössen von den spezifischen Einsenkungen der Pfähle und den seitlichen Verschiebungen der Erdwände abhängig. Sie wurden im Hinblick auf die möglichen Schwankungen dieser Deformationsgrössen für folgende zwei Grenzfälle untersucht:

Einsenkung d. Pfähle	Fall I	Fall II
infolge $P = 100\text{ t}$	$\delta_p = 5\text{ mm}$	$\delta_p = 15\text{ mm}$
Verschiebung der Erdwand infolge einer Belastung von $4\text{ t/m}$ Wand	$\delta_w = 15\text{ mm}$	$\delta_w = 5\text{ mm}$

Da die Pfähle in den obern, sehr unhomogenen Bodenschichten keinen zuverlässigen Widerstand gegen seitliche Verschiebungen erfahren, wurde von der Berücksichtigung jeglicher Pfahleinspannung abgesehen und die Berechnung für oben und unten gelenkig gelagerte Pfähle durchgeführt unter Annahme starrer Fundamentplatten. Zwecks Aufstellung der Elastizitätsgleichungen ermittelte man vorerst die Pfahldrücke bei den einzelnen Pfahlböcken infolge der Einheitsbelastungen  $V = 1$  und  $H = 1$ . Daraus ergaben sich die Verkürzungen bzw. Verlängerungen der einzelnen Pfähle und hieraus die Bewegungen der Pfahlböcke infolge dieser Einheitsbelastungen. Damit konnten die Elastizitätsgleichungen aufgestellt und die statisch unbestimmten Grössen für jeden Belastungsfall ermittelt werden. Im Betriebszustand (mit Verkehrslast und einem Winddruck von  $30\text{ kg/m}^2$ ) betragen die maximalen Pfahldrücke nach der ungünstigsten Rechnungsart beim Seefundament rd. 61 t, beim Landfundament rd. 52 t. Pfahlzugkräfte treten bei Betrieb keine auf. Die ungünstigsten Pfahlbelastungen stellen sich im Nichtbetriebszustand (mit einem Winddruck von  $150\text{ kg/m}^2$ ) ein. Sie sind aus untenstehender Tabelle 4 ersichtlich.

Die Ankerpunkte der seitlichen Seilabspannungen sind Schweregewichtsfundamente, kombiniert mit vier Franki-Zugpfählen,

Tabelle 4

Fundament	Anzahl Pfähle	Gerammte Pfahlänge	Max. Pfahllast	
			Druck	Zug
Seefundament . . .	10	rd. 20 m	$30 \div 71\text{ t}$	$0 \div 7\text{ t}$
Landfundament. . .	$2 \times 9$	$21 \div 25\text{ m}$	$46 \div 74\text{ t}$	$0 \div 14\text{ t}$
Abspannfundamente .	$2 \times 4$	rd. 13 m		6 t
	36			

Fundamentbelastungen siehe Tabelle 1, Seite 66.

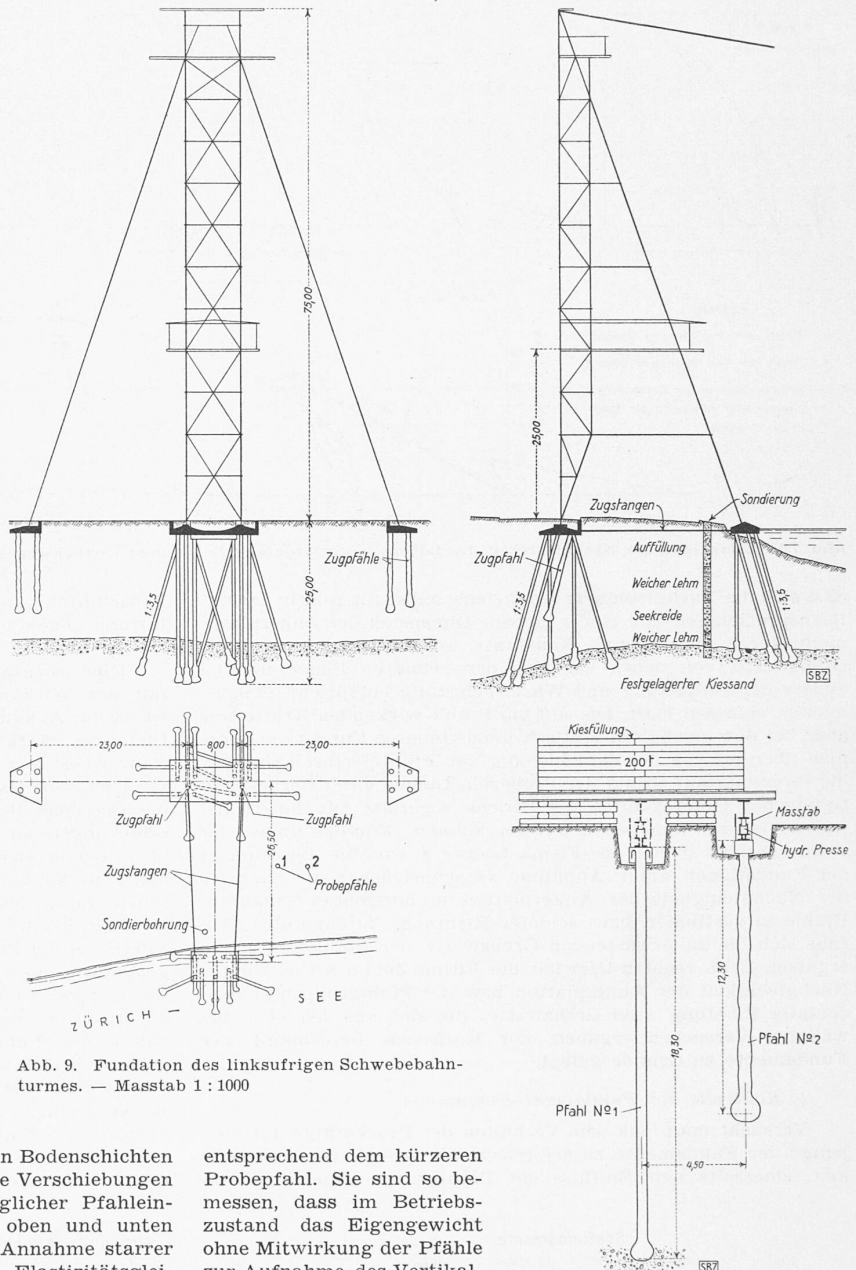


Abb. 9. Fundation des linksufrigen Schwebebahnturmes. — Masstab 1 : 1000

entsprechend dem kürzeren Probelpfahl. Sie sind so bemessen, dass im Betriebszustand das Eigengewicht ohne Mitwirkung der Pfähle zur Aufnahme des Vertikalzuges genügt. Im ungünstigsten Belastungsfall ausser Betrieb erhalten die Pfähle

rd. 6 t Zug. Der Horizontalschub wird durch den 7 m breiten Fundamentkörper auf die anliegende Erdwand und besonders auf die kompakte Strassendecke übertragen.

Die Ausführung der aussergewöhnlich langen Betonpfähle erforderte in den untersten, in 16 bis 18 m Tiefe liegenden Schichten, die sich teilweise wie Flüssigkeiten verhielten, erhöhte Aufmerksamkeit. Um den Pfahlschaft auch in dieser Partie mit absoluter Sicherheit herzustellen, wurden verschiedene Vorsichtsmassnahmen erwogen. Da zugleich die Pfähle zur Aufnahme der Horizontalschübe stark schief gestellt werden mussten, was bei der grossen Pfahllänge ein weiteres Erschweren bedeutete, wählte man für die bis zur Kiesschicht hinuntergeführten Pfähle eine Blechrohrummantelung. Diese diente nicht nur als Schalung, sondern hatte gleichzeitig die Funktion einer steifen Armierung und gestattete, das Verhalten derselben beim Herstellen des Pfahles in der vorgesehenen schiefen Lage auch rechnerisch zu überprüfen. Bei denjenigen Pfählen, welche auch Zugkräfte aufzunehmen haben, wurden am unteren Ende des Blechrohres Rund-eisen angeschweisst, die beim fertigen Pfahl mit U-förmigen, im Pfahlfuss einbetonierten Bügeln übergreifen und so eine zug-feste Verbindung zwischen Pfahlschaft und Pfahlfuss herstellen.

Abb. 10 zeigt die schief gestellte Franki-Ramme beim Erstellen eines Druckpfahles des Seefundamentes. Das rd. 21 m lange, aus zwei Stücken bestehende Frankirohr ragt noch etwa

Abb. 10. Belastungsanordnung der beiden Probelpfähle. — 1 : 300

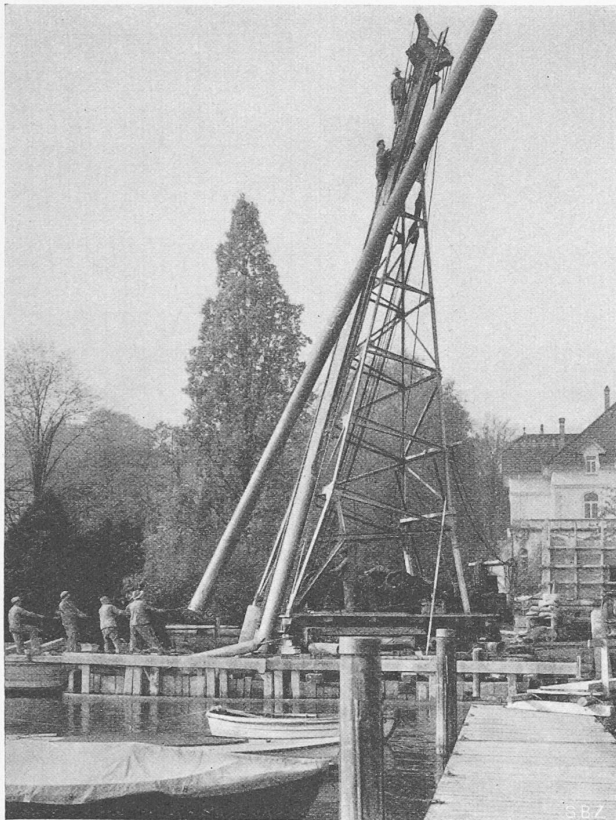


Abb. 11. Ausführung der Franki-Pfahlfundation am linken Ufer durch LOCHER & CIE., Zürich

1 1/2 m aus dem Boden heraus. Der 3 1/2 t schwere Rammbar, mit dem unmittelbar vor der Bildaufnahme der Pfahlfuss ausgestampft worden ist, lehnt an der Ramme, während nun das 18 m lange Blechrohr, das als Schaftarmierung im Boden bleibt, gerade hochgezogen und ins Frankirohr eingesetzt wird.

Der Verlauf der tragfähigen Schicht stimmte beim Seefundament gut mit den Ergebnissen der Sondierung und der Proberammungen (vgl. Abb. 4) überein. Beim Landfundament am Mythenquai dagegen liegt die widerstandsfähige Schicht wider Erwarten tiefer. Es haben sich hier Rammlängen bis zu 25 m ergeben. Dabei kamen die Vorteile des Franki-Systems augenfällig zur Geltung, nämlich der Umstand, dass bei der Ausführung von Frankipfählen die Pfahllänge nicht zum voraus bestimmt sein muss, und dass diese nicht durch die Abmessungen der Ramme irgendwie begrenzt ist.

Die linksufrige Pfahlfundation ist wegen starker Vermehrung der Belastungen (Turmrestaurant) und auch wegen der unerwartet grossen Länge der Pfähle bedeutend umfangreicher ausgefallen, als ursprünglich vorgesehen. Sie wurde aber trotzdem rechtzeitig fertiggestellt, sodass die Montage des Turmes gemäss Programm der Eisenkonstruktoren vorgenommen werden konnte.

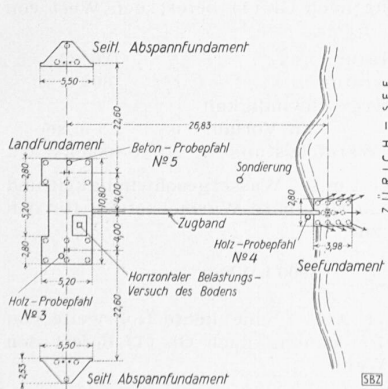


Abb. 13. Grundriss 1 : 700

Rechtsufrige Fundation, Seite Riesbach  
Ausgeführt durch ED. ZÜBLIN & CIE. A.-G. Zürich

**Beschreibung der Fundationen am rechten Ufer**

Von Dipl. Ing. A. MANGER, Zürich

Die Fundationen des rechtsufrigen Turmes wurden von der Firma Ed. Züblin & Cie., A.-G., Zürich-Basel entworfen und ausgeführt. Sie sind in Abb. 12 perspektivisch dargestellt. Der Grundriss Abb. 13 zeigt die Hauptabmessungen und Distanzen der verschiedenen Fundamente, sowie die Lage der Sondierung, der drei Probepfähle, und des horizontalen Belastungsversuches des Bodens.

Bei sämtlichen Fundamenten treten, ausser den senkrechten Belastungen, wesentliche waagrechte Kräfte in verschiedenen Richtungen auf. Der erwähnte Versuch (vgl. Abb. 7, S. 68/69 und Abb. 13) hat bestätigt, dass, wie zu vermuten war, der seitliche Widerstand der oberen Bodenschichten zur Aufnahme der waagrechten Kräfte herangezogen werden durfte. Ferner hat er wertvolle Erkenntnisse über die Grösse der seitlichen, elastischen und plastischen Zusammendrückbarkeit dieser Schichten geliefert.

Die konstruktive und rechnerische Auswertung der Ergebnisse führte zu der aus Abb. 12 ersichtlichen, sehr einfachen Anordnung der Pfähle in Verbindung mit oberen, massiven Fundamentkörpern, deren Seitenflächen als Schubwände ausgebildet sind. Die Ortpfähle wirken hierbei als seitlich elastisch gelagerte Balken und übernehmen ihrerseits verhältnismässig grosse Querkkräfte und Kopfmomente. Sie wurden deshalb mit einer besonders starken, bis in die Fusszwiebel reichenden und dort verankerten Armierung versehen. Beim Landfundament schliessen sie biegezugsfest an die Eisenbetonkonstruktion an, bei den seitlichen Abspannfundamenten dagegen gelenkartig. Abb. 14 zeigt, wie, nach bereits erfolgter Herstellung des breiten Pfahlfusses, die aus einem kräftigen Profileisenträger und aus Rundisen mit Bügeln bestehende Armierung in das zur Herstellung des Pfahles dienende Rohr eingeführt wird. Dieses unten verbreiterte Profileisen wird in den Pfahlfuss eingerammt.

Die seitlichen Abspannfundamente mit oberer, breiter Schubwand (Abb. 12) stehen auf je drei armierten Ortpfählen, die auf Biegung und im Maximum mit je 18 t Zug beansprucht werden. Beim Landfundament sind dagegen 12 Ortpfähle vorhanden, die, je nach dem Lastfall, von 65 t Druck bis auf 22 t Zug und ausserdem auf Biegung beansprucht werden.

Beim Seefundament für die Hauptstrebe wurden, an Stelle von Betonpfählen, insgesamt 11, schräg unter 1 : 5 stehende Holzpfähle von rd. 20 m Länge gerammt, da die diesbezüglichen Probelastungen (vgl. S. 68) gezeigt haben, dass sie bei dieser Länge bereits eine hohe Tragfähigkeit erreichen. Die Holzpfähle werden im maximum mit je rd. 35 t belastet und sind im Grundriss auch seitlich gespreizt, sodass, trotz des verhältnismässig kleinen Fundamentkörpers über dem Pfahlbündel, die Pfahlspitzen eine grosse Grundrissfläche umfassen. Das Seefundament ist durch ein Eisenbetonzugband mit dem Landfundament verbunden, sodass dessen grosse Schubwand ebenfalls zur Herstellung des Kräftegleichgewichts beim Hauptstrebenfuss beiträgt.

Die gesamte Fundation stellt ein statisch vielfach unbestimmtes System dar, in dem die Kräfte in hohem Mass von der Elastizität der einzelnen Bestandteile und des Bodens abhängen. Aus Sicherheitsgründen wurden deshalb sämtliche Berechnungen jeweils für zwei Extreme, minimale und maximale Werte der Elastizitätszahlen des Bodens in horizontaler Richtung durchgeführt. Die Versuche über die Nachgiebigkeit der oberen Bodenschichten gegenüber horizontalen Kräften ergaben für diese Grenzwerte der seitlichen Bodenziffer und bezogen auf eine Plattendicke von 20 x 2,0 m : C min = 0,5 kg/cm<sup>3</sup> und C max = 2,0 kg/cm<sup>3</sup>. Auch die Grösse der senkrechten Nachgiebigkeit

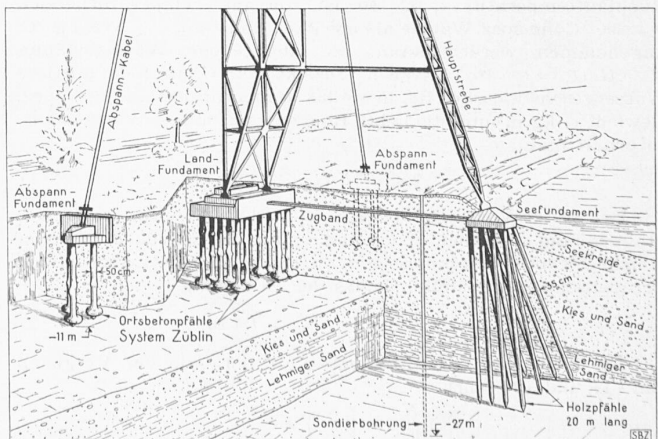


Abb. 12 (rechts). Perspektive mit Skizze der Bodenzusammensetzung



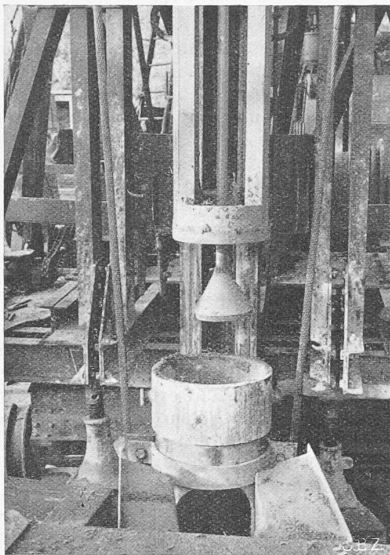


Abb. 15. Betoneinwurf in das Pfahlrohr und Stössel

der Pfahlgruppen als Ganzes wurde, besonders beim Seefundament, vorsichtig in Rechnung gestellt. Die bisher am Bauwerk durchgeführten Kontrollmessungen haben erwiesen, dass die Bewegungen der Fundation durchwegs im Rahmen der rechnerischen Annahmen bleiben.

Die verwendeten armierten Ortopfahle System «Züblin» haben einen  $\varnothing$  von 50 cm und werden mittels eines in den Boden eingerammten eisernen Rohres mit vorbetonierter, im Boden verbleibender Eisenbetonspitze an Ort und Stelle betoniert. Im Innern des Rohres befindet sich hiezu ein eiserner Spezialstössel, der im unteren Teil mit einem Verschlusskegel versehen ist, derart, dass, nach Heben des Stössels um rd. 2 m, das Durchfließen des von oben her eingebrachten Betons ermöglicht wird und dann bei gesenktem Stössel dieser Beton damit gerammt werden kann.

Man erhält so, durch sukzessives Einrammen von Beton, zunächst eine Fussverbreiterung des Pfahles von beliebigem Volumen und sodann durch langsames und ständiges Zurückziehen des Rohres, während des Rammens, einen absolut homogenen, gegen das Erdreich fest angepressten Pfahlschaft. Die Abb. 15 zeigt den oberen Teil des Rohres, den Betoneinwurftrichter und, beidseits des Rohres, die starken Kabel, womit es aus dem Boden gezogen wird. Oberhalb des Rohres ist ferner der untere Teil des Stössels mit offenem Verschlusskegel ersichtlich. (Forts. folgt)

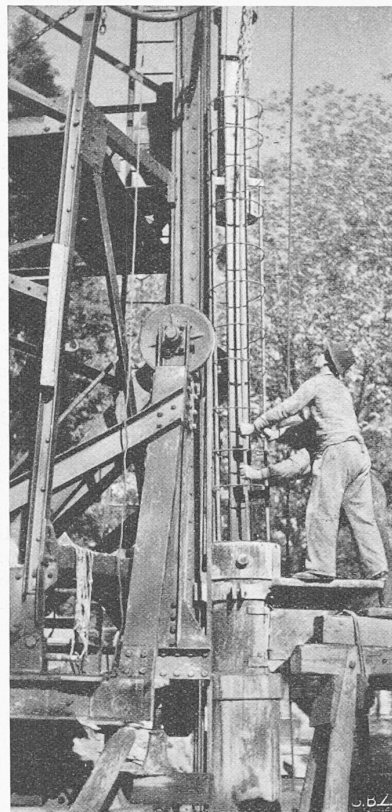
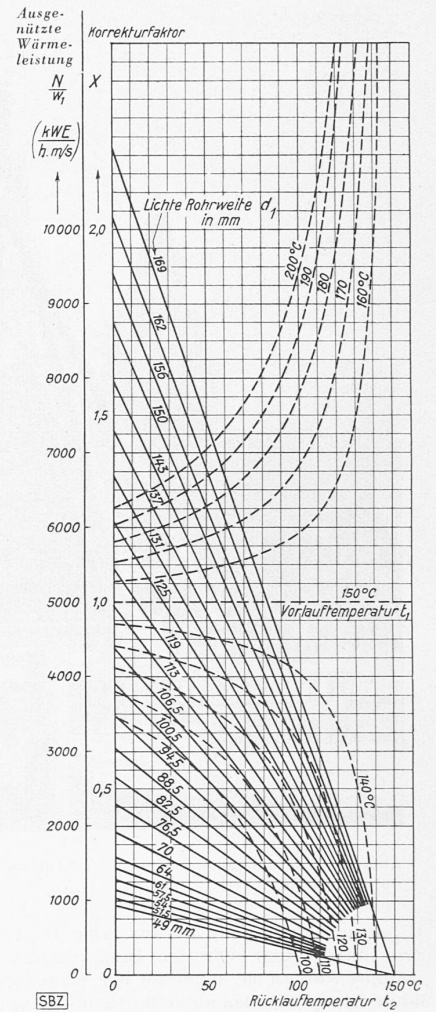


Abb. 14. Einführen der Armierung in das Pfahlrohr, System Züblin

Abb. 1 (rechts). Ausgenützte Wärmeleistung bei verschiedenen Rohrweiten (ausgezogen) und Korrekturfaktor bei verschiedenen Vorlauf-temperaturen (gestrichelt) in Funktion der Rücklauf-temperatur



### Kurvenscharen zur Bemessung von geschlossenen Warmwasserkreisläufen

Von Dipl. Ing. A. DEGEN, Basel

Durchströmen stündlich  $G$  kg Wasser einen geschlossenen Warmwasserkreislauf von der Vorlauf-temperatur  $t_1$  und der Rücklauf-temperatur  $t_2$  °C, so ist, da im Temperaturbereich 0 ÷ 200 °C die spez. Wärme als merklich konstant, = 1 WE/kg °C, angenommen werden kann, die abgegebene Wärmeleistung  $N = G (t_1 - t_2) 10^{-3}$  kWe/h. Drückt man  $G$  durch die mittlere Wassergeschwindigkeit  $w_1$  m/s, das temperaturabhängige spez. Gewicht  $\gamma_1$  kg/m<sup>3</sup> und die lichte Rohrweite  $d_1$  mm im Vorlauf aus, so erhält man

$$\frac{N}{w_1} = 2,83 d_1^2 \gamma_1 (t_1 - t_2) 10^{-6} \dots (1)$$

Bei fester Vorlauf-temperatur  $t_1' = 150$  °C wird dieser Zusammenhang zwischen  $N/w_1$  und  $t_2$  für verschiedene handelsübliche Siederohrdurchmesser  $d_1$  durch die in Abb. 1 gezeichnete Geradenschar dargestellt gemäss der Beziehung

$$\left(\frac{N}{w_1}\right)' = 2,83 d_1^2 \gamma_1' (t_1' - t_2) 10^{-6} \dots (2)$$

Bei beliebiger Vorlauf-temperatur  $t_1$ , ist, wie der Vergleich von (1) und (2) lehrt,

$$\frac{N}{w_1} = \left(\frac{N}{w_1}\right)' X$$

mit dem Korrekturfaktor

$$X = \frac{\gamma_1 (t_1 - t_2)}{\gamma_1' (t_1' - t_2)}$$

der in der Abbildung gleichfalls, für verschiedene Werte von  $t_1$ , über  $t_2$  aufgetragen ist.

Mit den beiden Kurvenscharen ist es nun möglich, alle vorkommenden Fälle rasch und genügend genau zu lösen, wie dies anhand von zwei Beispielen gezeigt werden soll.

- Gegeben: Vorlauf-temperatur . . . . .  $t_1 = 180$  °C  
Rücklauf-temperatur . . . . .  $t_2 = 100$  °C  
Mittlere Wassergeschwindigkeit im Vorlauf  $w_1 = 2$  m/sec  
Lichte Rohrweite . . . . .  $d_1 = 113$  mm

Aus Abb. 1 folgt die übertragbare Wärmeleistung zu  $1650 \cdot 2 \cdot 1,55 = 5110$  kWe/h

Eine genaue Berechnung nach Gl. (1) liefert den Wert von 5130 kWe/h.

- Gegeben: Vorlauf-temperatur . . . . .  $t_1 = 120$  °C  
Rücklauf-temperatur . . . . .  $t_2 = 60$  °C  
Mittlere Wassergeschwindigkeit im Vorlauf  $w_1 = 1,5$  m/sec  
Übertragbare Wärmeleistung . . . . .  $N = 4000$  kWe/h

Aus Abb. 1 folgt die bei 1 m/sec Wassergeschwindigkeit und 150 °C Vorlauf-temperatur übertragbare Wärmeleistung für den gleichen Rohrdurchmesser zu

$$\frac{4000}{1,5 \cdot 0,685} = 3900 \text{ kWe/h}$$

Daraus ergibt sich nach Abb. 1 eine lichte Rohrweite von rd. 131 mm. Eine genaue Berechnung nach Gl. (1) liefert den Wert von 129 mm lichter Weite.