

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 103/104 (1934)  
**Heft:** 11

**Artikel:** Eisenbetonstützen, Stahlstützen und einbetonierte Stahlstützen  
**Autor:** Wickart, A.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-83283>

### **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:** 26.11.2024

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

INHALT: Eisenbetonstützen, Stahlstützen und einbetonierte Stahlstützen. — Aus dem modernen Wasserturbinen-Bau. — Neue Methode zur Bestimmung des Trägheitsmomentes eines beliebigen Querschnitts. — Schienenfahrzeuge mit und ohne Lenkachsen. — Sonne und Aussicht im Spitalbau. — Mitteilungen: Die 54. Generalversammlung des S. I. A. Güterzug-Dampflokotive der P. L. M. mit 3000 PS Haken-

leistung. Internationale Kongresse in der Schweiz. Statische Starkstromkondensatoren. Einklapbarer Bahnsteig. Technische Tagungen in München. Das Betriebswissenschaftliche Institut an der E. T. H. Schweisserkurs. Die Ausstellung „Das Land- und Ferienhaus. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine.

Band 104

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. 11

## Eisenbetonstützen, Stahlstützen und einbetonierte Stahlstützen.

Von Dipl. Ing. A. WICKART, Zürich.

Die neue schweizerische Verordnung über Bauten in armiertem Beton ist für den konstruierenden Ingenieur Veranlassung, sich mit der wirtschaftlichen Auswirkung der Erhöhung der bisher zulässigen Spannungen zu befassen. Für auf axialen Druck beanspruchte Eisenbetonstützen werden nämlich die zulässigen Beanspruchungen von  $35 \text{ kg/cm}^2$  auf  $50 \text{ kg/cm}^2$  für normalen Beton und auf  $70 \text{ kg/cm}^2$  für hochwertigen Beton, bei Pfeilerquerschnitten von über  $20/20 \text{ cm}$ , erhöht.

Diese Beanspruchungserhöhungen und die Erkenntnis, dass wir in der einbetonierten Stahlstütze, einer Verbundbauweise mit steifer Stahleinlage, eine äusserst zweckmässige, die Tragfähigkeit einer Eisenbetonstütze überschreitende und mehrere Nachteile der reinen Stahlstütze nicht mehr aufweisende Stützenkonstruktion besitzen, bieten die Möglichkeit, Stützen mit wesentlich geringern Querschnitten zu konstruieren, als nach den Vorschriften von 1915.

Für Vielgeschossbauten mit Stahlskeletten wird eine Ummantelung mit einem Feuerschutz verlangt, der aus Eichenholz, gebrannten Tonsteinen oder Beton bestehen kann, ohne dass diese Ummantelungsmaterialien als tragend mitwirkend in Rechnung gesetzt werden.

Sobald nun aber ein Feuerschutz die Stahlstütze umhüllen muss, drängt sich die Frage auf, ob nicht die armierte Betonummantelung als tragendes Element zweckmässig beigezogen werden kann. Diese zugleich versteifend wirkende Betonummantelung bringt den wesentlichen Vorteil, dass die Stahlstütze nicht mehr auf Knicken dimensioniert werden muss.

Die Art und Weise der Umschnürung der Stahlstütze ist von wesentlichem Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbundstütze. Für die Berechnung des Sicherheitsgrades der reinen Stahlstütze und der Eisenbetonstütze besitzen wir umfangreiche Forschungsergebnisse, die als Grundlagen für die amtlichen Vorschriften dienen. Ueber die Stützen mit steifen Einlagen, die sog. Verbundstützen, sind bis heute schon so viele und eingehende Versuche durchgeführt worden, dass auf Grund der materialtechnischen Erfahrungen ohne Bedenken zu dieser Bauweise übergegangen werden kann, womit nicht gesagt sein soll, dass Ausnahmefälle nicht einer sorgfältigen Untersuchung durch Materialprüfungsanstalten zu unterziehen sind.

Dank der Betonummantelung ist die Stahlstütze nur soweit mit horizontalen Verbindungen auszurüsten, als sie aus konstruktiven Gründen bei der Montage notwendig sind, da die reine Stahlstütze nur einen Bruchteil der Gesamtlast (Vorspannung) aufzunehmen hat, die von der ummantelten Verbundstütze aufgenommen wird. Das Verhältnis der steifen Stahleinlage, der schlaffen Einlagen und der Bügel zu der innerhalb der Umschnürung befindlichen Betonfläche hat sich auf Grund von Versuchen<sup>1)</sup> einigermaßen festlegen lassen.

Sobald aus Gründen des Feuerschutzes eine Ummantelung der Stahlstütze in Frage kommt, ist die Wirtschaftlichkeit des reinen Eisenbetonskelettbauwerks für drei- bis elfgeschossige Bauten, und erst für noch höhere die Wirtschaftlichkeit der Verbundskellettbauweise gewährleistet.

Ueber den zweckmässigen Bauvorgang bei der Verbundbauweise herrschen noch verschiedene Meinungen. Man kann drei typische Bauvorgänge unterscheiden:

<sup>1)</sup> Dr. F. von Emperger: „Die einbetonierte Stahlsäule“. Beton und Eisen, März 1933.

*Bauvorgang 1.* Nach dem Aufstellen der Stahlstützen und der eisernen Unterzüge, dimensioniert auf Eigengewichtbelastung, erfolgt die Betonierung der Decken und Stützen von oben nach unten, wodurch die Stahlstützen bestimmte Vorspannungen erhalten. Die Unterzüge sind als Schalungsträger konstruiert und für die Aufnahme der Deckeneigengewichte berechnet. Die Betonierung von „oben nach unten“ hat gewisse Nachteile im Betrieb auf der Baustelle und wird daher praktisch kaum in Betracht kommen, obwohl sie statisch klare Verhältnisse zeitigt.

*Bauvorgang 2.* Ein vorteilhafterer Bauvorgang wird aber der sein, wenn zuerst die Deckenträger, ohne die Stützen, von unten nach oben betoniert werden. Nachdem sämtliche Decken betoniert sind, können die Stützen von „oben nach unten“ stockwerkweise betoniert werden. Auch bei dieser Bauweise entsteht wiederum eine bestimmte Vorspannung in den eisernen Stützen, die bei der Festlegung der Verbundquerschnitte Beachtung finden muss.

Bei diesem Bauvorgang ist nicht nur eine vermehrte Betriebsicherheit, sondern auch eine bessere Aufnahme der Windkräfte gesichert. Die entstehenden Arbeitsfugen zwischen den Unterzügen, die bei dieser Bauweise auch mit schlaffer Stahleinlage gebaut werden können, müssen so ausgeführt werden, dass sie nicht zu Risserscheinungen Anlass geben. Der Konstrukteur hat die Möglichkeit, äusserst geringe Pfeilerquerschnitte zu erhalten, wenn er dafür sorgt, dass durch eine frei bewegliche Auflagerungsart der Stahl-Deckenträger (als Schalungsträger), die Biegemomente aus dem Eigengewicht nicht in die Pfeiler gelangen. Die Stützen sind dann nur auf Normalkräfte infolge der Gesamtlast und auf Biegemomente aus der Nutzlast und dem Schwinden des Beton zu dimensionieren.

Bedingung ist immerhin, dass die Stützen erst betoniert werden, wenn die Durchbiegungen infolge Eigengewicht vollständig erfolgt sind. Da aber der Endwert der Durchbiegung infolge Eigengewicht vom plastischen Nachgeben des Materiales abhängig ist, das erst im Laufe der Zeit eintritt, wird das Erreichen desselben in der Praxis kaum abzuwarten sein, sodass eine Korrektur in der Festlegung der Spannungen in der Verbundstütze zu erfolgen hat.

*Bauvorgang 3.* Werden dagegen die Stahlstützen und die Deckenträger in rascher Folge von unten nach oben betoniert, so gelangen die Eigengewichtslasten vorerst in die Stahlstütze, zu einer Zeit, da der Beton noch nicht tragfähig ist. Fortlaufend mit dem Aufbau wird die dem Erhärten ausgesetzte Betonstütze im Verbundquerschnitt an der Lastaufnahme sich beteiligen. In welchem Verhältnis sich nun die Stahlstütze und der armierte Betonkern in die Lastaufnahme teilen, ist unklar. Ausserdem erzeugen die Schwindspannungen in der Stahlstütze zusätzliche Druckspannungen. Die Vorbelastungen der Stahlstütze, sowie die Schwindwirkungen des Beton erzeugen in der Stahlstütze Spannungen, die die steife Stahleinlage besser auszunützen gestatten.

### DIE SICHERHEITEN UND DIE VORTEILE DER VERBUNDSTÜTZE.

Die armierte Umbetonierung der Stahlstütze mit einer mindestens 5 cm starken Betonhülle ausserhalb der Umschnürungseisen stellt einen wirksamen Feuerschutz dar, wenn man bedenkt, dass bereits bei  $500^\circ \text{C}$  die Stahlstütze allein infolge der Eigenlast ausknicken würde. Je nach dem brennbaren Inhalt des Gebäudes und je nach

Tabelle 1. Abmessungen der Pfeiler und Kosten

Figur	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
Pfeilerbild							
Baustoff	Mauerwerk	Stampfbeton	Eisenbeton	Eisenbeton	Eisenbeton	Eisenbeton	Eisenbeton
Druckspannung	12 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	35 kg/cm <sup>2</sup>	35 kg/cm <sup>2</sup>	50 kg/cm <sup>2</sup>	50 kg/cm <sup>2</sup>	70 kg/cm <sup>2</sup>
Vorschriften	—	—	1915	1915	1934	1934	1934
Betonmischung	Zementmörtel	300 kg PZ	300 kg PZ	300 kg PZ	Normaler Beton	Normaler Beton	Hochwertiger Beton
Pfeilerfläche	90 × 222 cm	90 × 133 cm	80 × 81 cm	67 × 68 cm	68 × 68 cm	52 × 52 cm	57 × 57 cm
Grösstquerschnitt	20000 cm <sup>2</sup>	12000 cm <sup>2</sup>	6480 cm <sup>2</sup>	4556 cm <sup>2</sup>	4624 cm <sup>2</sup>	2704 cm <sup>2</sup>	3249 cm <sup>2</sup>
Schlaffe Stahleinlage	—	—	16 Ø 18	20 Ø 34	12 Ø 16	16 Ø 42	12 Ø 14
Bügel oder Spirale	—	—	Bg Ø 8 E = 36 cm	Bg Ø 8 E = 62 cm	Bg Ø 8 E = 24 cm	Bg Ø 8 E = 47 cm	Bg Ø 8 E = 21 cm
Längseisen	—	—	38 cm <sup>2</sup>	228 cm <sup>2</sup>	24 cm <sup>2</sup>	216 cm <sup>2</sup>	18,50 cm <sup>2</sup>
% der schlaffen Eisen	—	—	0,6 %	5,0 %	0,48 %	8,0 %	0,52 %
Fläche der Stahlstütze bzw. der steifen Stahleinlage	—	—	—	—	—	—	—
Kosten pro m in Fr.	—	—	—	—	—	—	—
a) Massivstütze mit Feuerschutz	104,00	68,00	53,80	79,90	41,80	84,30	34,70
b) Stahlstütze ohne Feuerschutz	—	—	—	—	—	—	—
Verhältnis der Flächen	310 %	185 %	100 %	70,5 %	71,5 %	41,9 %	50 %

der Branddauer, die heutzutage eine Stunde kaum überschreitet, wird nur die Zerstörung der Betonhülle ausserhalb der Bügel in Frage kommen. Der tragende Kernquerschnitt aber wird unbeschädigt bleiben und der Einsturz des Gebäudes kann verhütet werden. Dabei soll nicht gesagt sein, dass der Beton absolut feuersicher ist. Aber in seiner Eigenschaft, die Wärme langsam fortzupflanzen, liegt die Ursache, dass die Armierungseisen und das einbetonierte Stahlskelett erst nach sechs bis acht Stunden Branddauer bei Temperaturen von rd. 1000 °C in der Ebene der äusseren Partien Temperaturen von etwa 500 °C erhalten werden.

Die neuen schweizerischen Vorschriften werden verfügen, dass für die Berechnung von Bauteilen mit steifer Stahleinlage die selben Verordnungen wie für die Eisenbetonkonstruktionen massgebend sind. Die Stahlstütze, die schlaffen Stahleinlagen und die Umschnürungseisen sind bei der Berechnung von Verbundstützen mit  $n = 10$  zu berücksichtigen. Vorbelastungen von Stahlstützen, die vor ihrem Einbetonieren entstehen, sind für die Spannungsberechnung infolge der Gesamtlast zu beachten.

Zur Beurteilung des Sicherheitsgrades gegen Bruch und gegen Auftreten der ersten Risse liegen eine Reihe von Versuchen vor.<sup>2)</sup> Daraus ergibt sich, dass bei Verbundstützen, bei reinem Druck, Brucherscheinungen bei Stauchungen um 1 ‰ und darüber auftreten werden. Von dieser Stauchung an bis zu rd. 1,60 ‰ Stauchung ist das Mitwirken der um den umschnürten Querschnitt liegenden Schale in Frage gestellt. Bei Auftreten der zulässigen Pfeilerlast wird auf Grund der Versuche eine Stauchung von rd. 0,30 ‰ vorhanden sein, sodass gegen die ersten Risserscheinungen eine rd. dreifache Sicherheit und gegen Brucherscheinungen eine „rechnerisch“ mindestens fünffache Sicherheit besteht. Der Sicherheitsgrad ist aber tatsächlich grösser, zumal ein Ausknicken der mit Beton eingehüllten Stütze nicht erfolgen kann, bevor der umschnürte Beton zerdrückt wird.

Das Additionsgesetz, als Grundlage der Berechnung der Tragfähigkeit von Verbundstützen, hat als Voraussetzung, die Stauchfähigkeit des Beton soweit zu erhöhen, dass beim Bruch der Verbundstütze die Stauchgrenze des Stahles ebenfalls erreicht ist. Die Erhöhung der Stauch-

fähigkeit des Beton kann durch eine dichtere Anordnung von Bügeln und in erhöhtem Masse durch Spiralen erzeugt werden. (Heft XI der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses.) Ausser Anordnungsweise, Durchmesser und Abstand der Umschnürungsdrähte ist das Verhältnis der Fließgrenze zur Druckfestigkeit des verwendeten Materials, sowie das Verhältnis der Stahleinlagenfläche zum Betonkern von grossem Einfluss auf die Stauchfähigkeit des Pfeilers.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass je nach dem Bauvorgang die Vorspannungen in der Stahlstütze mehr oder weniger grosse Werte erreichen, wodurch eine gute wirtschaftliche Ausnützung der steifen Stahleinlage zu erwarten ist. Daraus ergibt sich nicht nur eine Ersparnis an Betonquerschnitt, sondern auch ein Gewinn an nutzbarer Bodenfläche. Die Verwendung von hochwertigem Stahl St 52 ist nur bei sehr grossen Lasten wirtschaftlich und zudem nur dort am Platz, wo die Verwendung von St 37 aus schweisstechnischen Gründen abgelehnt werden muss, wie dies bei zu langen Stützen oder grossen Walzprofilen der Fall ist.

Die Vorteile der Verbundstütze gegenüber der reinen Stahlstütze hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit und der Möglichkeit der Ausbildung eines monolithischen Bauwerkes, das eine Verringerung der Risserscheinungen in den Einbauten gewährleistet und eine zweckmässige Lösung der feuersicheren Ummantelung der Tragelemente darstellt, bieten Veranlassung, die Wirtschaftlichkeit der Verbundbauweise gegenüber der reinen Stahlbauweise zu sichern.

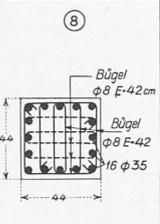
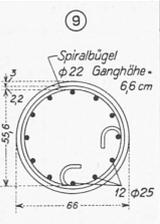
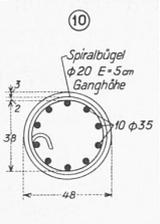
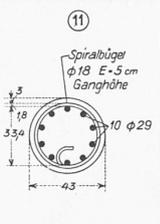
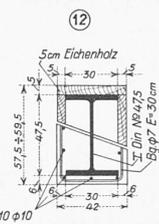
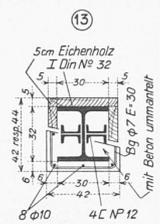
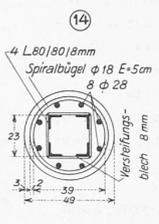
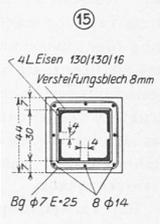
Es wird demnach von Bedeutung sein, zu untersuchen, ob schon bei relativ geringen Lasten eine so hochwertige Bauweise vernünftig ist, auch wenn der Architekt nicht zum vornherein ein Tragelement mit möglichst kleinem Querschnitt wünscht.

VERGLEICHBERECHNUNG FÜR DIE ÜBLICHEN PFEILER-KONSTRUKTIONEN IN MAUERWERK, BETON, EISENBETON UND STAHL.

Für eine Pfeilerlast von 240 t sollen nachstehend die Pfeilerflächen und die Kosten der Stützen in Backsteinmauerwerk, Stampfbeton, Eisenbeton und Stahl, sowie in Verbundbauweise ermittelt werden. Bei den Eisenbetonstützen sollen ferner die Vorschriften von 1915 und die neuen Verordnungen von 1934 Beachtung finden, um zu zeigen, welche bedeutende Flächenverringerungen und Verbilligungen damit erreicht werden können.

<sup>2)</sup> Literatur: Versuche d. österreich. Betonausschusses durch Dr. Emperger und Dr. Saliger. Schweizer Versuche von Prof. Roß, Zürich. Versuche des holländ. Betonvereins durch Ing. Rengers. Deutsche Versuche von Prof. Graf & Prof. Mörsch.

pro m für eine Pfeilerlast von 240 t.

⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
							
Eisenbeton	Eisenbeton spiralarmiert	Eisenbeton spiralarmiert	Eisenbeton spiralarmiert	Stahlstütze	Stahlstütze	Verbundstütze ohne Vorspannung	Verbundstütze mit Vorspannung
70 kg/cm <sup>2</sup> 1934	35 kg/cm <sup>2</sup> 1915	50 kg/cm <sup>2</sup> 1934	70 kg/cm <sup>2</sup> 1934	1400 kg/cm <sup>2</sup> 1934	1400 kg/cm <sup>2</sup> 1934	700 kg/cm <sup>2</sup> 70 kg/cm <sup>2</sup> 1934	1400 kg/cm <sup>2</sup> 70 kg/cm <sup>2</sup> 1934
Hochwertiger Beton	250 kg PZ	Normaler Beton	Hochwertiger Beton	—	—	Hochwertiger Beton	Hochwertiger Beton
44 × 44 cm	∅ 66 cm	∅ 48 cm	∅ 43 cm	40 × 57,5 cm	40 × 42 cm	∅ 49 cm	43 × 53 cm
1936 cm <sup>2</sup>	3420 cm <sup>2</sup>	1810 cm <sup>2</sup>	1450 cm <sup>2</sup>	2300 cm <sup>2</sup>	1680 cm <sup>2</sup>	1880 cm <sup>2</sup>	1849 cm <sup>2</sup>
16 ∅ 35 Bg ∅ 8 E = 42 cm	12 ∅ 25 Sp ∅ 22 E = 6,6 cm	10 ∅ 35 Sp ∅ 20 E = 5 cm	10 ∅ 29 Sp ∅ 18 E = 5 cm	I DIN 47 1/2	I DIN 32 + 4 C NP 12	4 L 80-80-8 u. 8 ∅ 28 Sp ∅ 18 E = 5 cm	4 L 130 · 140 · 16 8 ∅ 14 mm
135 cm <sup>2</sup>	58,90 cm <sup>2</sup>	91 cm <sup>2</sup>	66 cm <sup>2</sup>	—	239,3 cm <sup>2</sup>	49 cm <sup>2</sup>	12,30 cm <sup>2</sup>
8,0 ‰	1,75 ‰	8,0 ‰ der Kernfläche	8,0 ‰ der Kernfläche	—	—	8,0 ‰	0,65 ‰
—	—	—	—	235,40 cm <sup>2</sup>	202,0 cm <sup>2</sup>	49,0 cm <sup>2</sup>	157,20 cm <sup>2</sup>
62,50	68,80	66,00	55,00	84,00	87,20	67,50	66,80
—	—	—	—	62,00	69,00	—	—
29,8 ‰	53,0 ‰	28,0 ‰	22,4 ‰	35,4 ‰	25,9 ‰	29,0 ‰	28,5 ‰

Der Preisberechnung sind die heute in der Stadt Zürich normalen Einheitspreise zu Grunde gelegt worden:

- a) Backsteinmauerwerk mit Zementmörtel . . . . . 52,— Fr. pro m<sup>3</sup>
- b) Stampfbeton mit 250 kg P. Z. . . . . 37,50 " " m<sup>3</sup>
- c) Viereckige Pfeilerschalung . . . . . 5,— " " m<sup>2</sup>
- d) Runde Pfeilerschalung . . . . . 9,— " " m<sup>2</sup>
- e) Eisenbeton mit 300 kg P. Z. (normaler Beton) . . . . . 40,— " " m<sup>3</sup>
- f) Eisenbeton mit 350 kg P. Z. (hochwertiger Beton) . . . . . 45,— " " m<sup>3</sup>
- g) Liefern und Verlegen von Rundeseisen . . . . . 0,30 " " kg
- h) Liefern und Versetzen von I-Din-Stützen mit Kopf- und Fussplatten . . . . . 0,32 " " kg
- i) Liefern und Versetzen von zusammengesetzten eisernen Profil-Stützen mit Kopf- und Fussplatten . . . . . 0,35 " " kg

Die Tabelle 1 gibt über die wesentlichsten Dimensionen, Materialien und Kosten der Stützen pro m genügenden Aufschluss. Die Vorschriften 1934 bieten dem Konstrukteur hinsichtlich der Verwendung des normalen Beton und des hochwertigen Beton mit den kleinsten und grössten Stahleinlagen-Verhältnissen und besonders bei der Ausbildung von spiralarmierten Stützen und Verbundstützen so viele Möglichkeiten, dass es angebracht ist, diese verschiedenen Konstruktionsarten etwas näher zu behandeln. Die Pfeilerlast von 240 t ist deshalb gewählt worden, weil bei kleineren Pfeilerlasten die Stahlstützen verhältnismässig noch unwirtschaftlicher werden und die Verbundstützen mit Beachtung der Vorspannung nicht voll ausgenutzt werden können.

In der untersten Zeile der Tabelle 1 ist eine Vergleichszahl aufgeführt, die die Beziehung angibt zwischen dem armierten Pfeilerquerschnitt, der nach den Vorschriften von 1915 mit minimaler Stahleinlage möglich war, und den übrigen in die Vergleichsberechnung einbezogenen Pfeilerausstellungsarten.

Zu den einzelnen Figuren dienen die nachfolgenden Bemerkungen: (E = Bügelabstand, f = Verhältnis der Stahleinlage zum massgebenden Betonquerschnitt.)

**Zu Fig. 5.** Stütze mit normalem Beton und geringster schlaffer Stahleinlage.  $\sigma_{bzul} = 50 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f = (0,015 \cdot l_k/i + 0,25) \cdot 0/10$   
da  $l_k = l_k/i = 14,50$ , wird  $f = 0,48 \cdot 0/10$   
 $F_t = F_b + n F_a = 4800 \text{ cm}^2$ .

Bügel: Die Querverbindungen müssen ein Ausknicken der Rundeseisen verunmöglichen und der Abstand der Bügel muss kleiner sein, als das Fünffache des  $\emptyset$  eines Längseisens:  $E = 15 \times \emptyset 16 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$ .

Die zulässige Knickspannung für Stützen mit normalem Beton berechnet sich nach der Formel:  $\sigma_k = (\sigma_s + 7) - 0,20 \cdot l_k$ . Die Betondruckspannung von  $50 \text{ kg/cm}^2$  ist nur zulässig für Pfeiler mit Flächen grösser als 20 auf 20 cm.

**Zu Fig. 6.**  $\sigma_{bzul} = 50 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f = 8,0 \cdot 0/10$   
 $F_t = F_b + n F_a = 4800 \text{ cm}^2$ ;  $F_a = 8 \cdot 0/10$  von  $F_b = 216,0 \text{ cm}^2$ .

**Zu Fig. 7.**  $\sigma_{bzul} = 70 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f = (0,015 \cdot l_k + 0,25) = 0,52 \cdot 0/10$ .  
 $F_t = F_b + n F_a = 3420 \text{ cm}^2$ ;  $F_a = 0,52 \cdot 0/10$  von  $3249 = 17,0 \text{ cm}^2$ ;  
 $E = 15 \times \emptyset 14 \text{ mm} = 21 \text{ cm}$ .

Die für hochwertigen Beton zulässige Knickspannung berechnet sich nach der Formel  $\sigma_k = (\sigma_s + 10) - 0,30 \cdot l_k$ .

**Zu Fig. 10.**  $\sigma_{bzul} = 50 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f = 8,0 \cdot 0/10$ , bezogen auf den Kernquerschnitt.

Die neuen Vorschriften verlangen, dass die schaffe Stahleinlage mindestens 1 ‰ des Kernquerschnittes betragen muss. Ferner ergeben die Versuche, dass diese Stahleinlage mindestens 1/3 desjenigen Querschnittes einer ideellen Einlage von gleichem Gewicht wie dasjenige der Umschnürungseisen sein soll, also  $F_a \geq 1/3 F_s$ . Zudem darf der Abstand der Spiralen, d. h. deren Ganghöhe oder der Abstand der gleichmässig verteilten Bügel oder der geschweissten Ringe, die ein Ausweichen des Betonkernes verhindern, im Maximum einen Fünftel des Durchmessers des Kernes erreichen.

Formel: 
$$F_t = F_k + \frac{\sigma_q}{\gamma \beta a} F_a + 2,0 \cdot \frac{\sigma_f}{\gamma \beta a} F_s \alpha$$

Für normalen Beton und für normalen Flusstahl beträgt  $\alpha = \frac{70 - l_k}{35}$   
 $\sigma_q$  = Quetschgrenze der schlaffen Stahleinlage =  $2600 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_f$  = Fließgrenze des Stahles der Bügel =  $2600 \text{ bis } 3300 \text{ kg/cm}^2$   
 $\gamma \beta a$  = Prismendruckfestigkeit des normalen Beton, entsprechend 4/5 der Würfeldruckfestigkeit mit Alter von 28 Tagen =  $175 \text{ kg/cm}^2$ , sodass die wirksame Fläche:

$$F_t = F_k + \frac{2600}{175} \cdot F_a + \frac{2600}{175} \cdot 2,00 \cdot F_s \alpha$$
, und wenn  $\alpha = 1$

d. h.  $l_k = 35$ , wird  $F_t = F_k + 15 F_a + 30 F_s$ .

$F_k = (\emptyset 38 \text{ cm}) = 1140 \text{ cm}^2$ ;  $F_a \sim 8 \cdot 0/10$  von  $1140 \text{ cm}^2 = 91 \text{ cm}^2$ .

$F_s = \frac{3,14 \times 4,0 \times 3,14}{5,0} = 79,0 \text{ cm}^2$   $\alpha = 1,0$

$F_t = 1140 + 15 \times 91 + 30 \times 79,0 = 4800 \text{ cm}^2$ ;  $\sigma_b = 49,40 \text{ kg/cm}^2$ .

Wird  $l_k > 35$ , so verringert sich der Einfluss der Spiralum schnürung und bei  $l_k = 70$  muss die Stütze wie ein gewöhnlicher Pfeiler unter Weglassung des Einflusses der Umschnürungseisen berechnet werden.

**Zu Fig. 11.**  $\sigma_{bzul} = 70 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f = 8,0 \cdot 0/10$  bezogen auf den Kernquerschnitt.

Formel: 
$$F_t = F_k + \frac{\sigma_q}{\gamma \beta a} F_a + 2,00 \cdot \frac{\sigma_f}{\gamma \beta a} F_s \alpha$$

wobei für Qualitätsbeton  $\gamma \beta a = 240 \text{ kg/cm}^2$ , für hochwertigen Stahl  $\sigma_q = 3500 \text{ kg/cm}^2$ , und  $\sigma_f = 3500 \text{ bis } 4500 \text{ kg/cm}^2$ , sodass im ungünstigsten Fall:

$F_t = F_k + \frac{3500}{240} F_a + 2,00 \cdot \frac{3500}{240} F_s \alpha$ ; und wenn  $l_k/i = 35$  ist, wird

$F_t = F_k + 14,60 F_a + 29,20 F_s$ ;  $F_k = (\emptyset 33 \text{ cm}) = 852 \text{ cm}^2$ ;

$F_a \sim 8 \cdot 0/10$  von  $852 \text{ cm}^2 = 66 \text{ cm}^2$ .

$F_s = \frac{3,14 \times 35 \times 2,54}{5,0} = 56 \text{ cm}^2$ ;

$F_t = 852 + 14,60 \times 66 + 29,20 \times 56 = 3450 \text{ cm}^2$ ;  $\sigma_b = 69,50 \text{ kg/cm}^2$ .

Aus diesen Ueberlegungen zeigt sich, dass die Tragfähigkeit einer spiralum schnürten Stütze aus hochwertigem Beton und hochwertigem Stahl von der Prismendruckfestigkeit, von der Quetschgrenze der schlaffen Stahl-

einlage und von der Fließgrenze des Stahles der Spirale bzw. der Ringeisen abhängig ist. Diese Tatsache macht die Berechnung der umschnürten Stützen umständlicher, als nach den alten Bestimmungen, aber der Konstrukteur besitzt darin ein Mittel, das sich im Wettbewerb mit dem Stahlskelettbau sehr erfolgreich auswirken kann.

Bei Verwendung von hochwertigem Stahl können die Faktoren von  $F_a$  mindestens 15 und von  $F_s$  über 38 werden je nach dem Wert  $\lambda_k$ , was zur Folge hat, dass sich der Durchmesser des oben berechneten Querschnitts von 43 auf 40 cm vermindern lässt. Immerhin sind, auf Grund der Versuche, einer Verkleinerung des Pfeilerquerschnittes bestimmte Grenzen gesetzt, die in den Vorschriften nicht zum Ausdruck gebracht werden. Das Verhältnis der schlaffen Stahleinlage sollte nicht schwächer sein, als ein Drittel der ideellen Stahleinlage der Umschnürung. Die Stahleinlage soll zudem 8% des Kernquerschnittes nicht überschreiten und der ideelle Querschnitt aus den Umschnürungsseisen, den Stahleinlagen und dem Kernquerschnitt sollte kleiner sein als die doppelte Summe des gesamten Betonquerschnittes und der  $n$ -fachen Fläche der Stahleinlage.

Die neuen Vorschriften gestatten also die Ausbildung von Eisenbetonstützen mit dem selben Querschnitt, wie er von Stahlstützen unter Berücksichtigung ihrer Umhüllung benötigt wird, was sich aus dem nächsten Abschnitt ergibt.<sup>3)</sup>

**Zu Fig. 12.** Zur Aufnahme einer Last von 240 t ist unter bestimmten Verhältnissen ein I Din Nr. 47<sup>1/2</sup> erforderlich. Die eine minimalste Dicke erfordernde feuersichere Ummantelung wird Eichenholz von 5 cm Stärke oder dichter Beton von ebenfalls 5 cm Stärke sein, sodass der gesamte Pfeilerquerschnitt rd.  $57,5 \times 40 = 2300 \text{ cm}^2$  beträgt, während im Beispiel Fig. 11 der Betonquerschnitt  $1450 \text{ cm}^2$  und bei quadratischer Form nach Beispiel Fig. 8  $1936 \text{ cm}^2$  erfordert.

**Zu Fig. 13.** Unter Verwendung einer aus mehreren Profilleisen zusammengesetzten Stahlstützenform, die verhältnismässig viel Niet- oder Schweissarbeit erfordert, lässt sich der gesamte Pfeiler-Querschnitt reduzieren. Die Ermittlung der zulässigen Knickspannungen nach den Formeln:  $\sigma_k = 1,25 - 0,0055 \cdot \lambda_k$  bzw.  $\sigma_k = 7800 / (\lambda_k)^2$  ergibt Pfeilerquerschnitte mit Feuerschutz, die grösser sind als die Eisenbetonpfeilerquerschnitte nach dem Profil Fig. 11. Unter Verwendung von Spezialprofilen (I-Div-Profilen) ist es immerhin möglich, den Querschnitt noch um wenige cm zu reduzieren, wobei aber Ausführungsschwierigkeiten eine Grenze stellen werden. Wählt man statt einer Betonummantelung eine feuerschützende sehr gut wirksame Verkleidung in Eichenholz, so wird der Pfeilerpreis pro m Stütze dadurch nicht verringert.

**Zu Fig. 14.** Verbundstütze gerechnet ohne Vorspannung (wenn sofort nach dem Versetzen der Stahlstütze und vor Aufbringen der gesamten Eigengewichtslasten betoniert wird).

$\sigma_{b \text{ zul}} = 70 \text{ kg/cm}^2$ , mit Verwendung von hochwertigem Beton.

Die neuen Vorschriften verlangen, dass die steifen Stahleinlagen mit  $n = 10$  für den Nutzquerschnitt einzusetzen sind. Infolge der Ummantelung der Stahlstütze kommt für diese Knicken infolge der Totlast nicht mehr in Betracht und zudem kann der Abstand der Querverbindungen der eisernen Stütze mindestens verdoppelt werden. Auch ist bei der Ausführung der Stahlstütze nicht auf eine handwerklich schöne Arbeit Wert zu legen.

Formel:  $F_t = F_k + n (F_p + F_a + 2 \cdot F_s \cdot \alpha)$

wobei  $F_p$  = Profilleisenquerschnitt,  $F_t$  muss bei  $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$  den Wert von  $3420 \text{ cm}^2$  erhalten.  $F_k = 1260 \text{ cm}^2$ .

$F_a + F_p$  sollen 8% von  $1260 \text{ cm}^2 = 100 \text{ cm}^2$  sein,

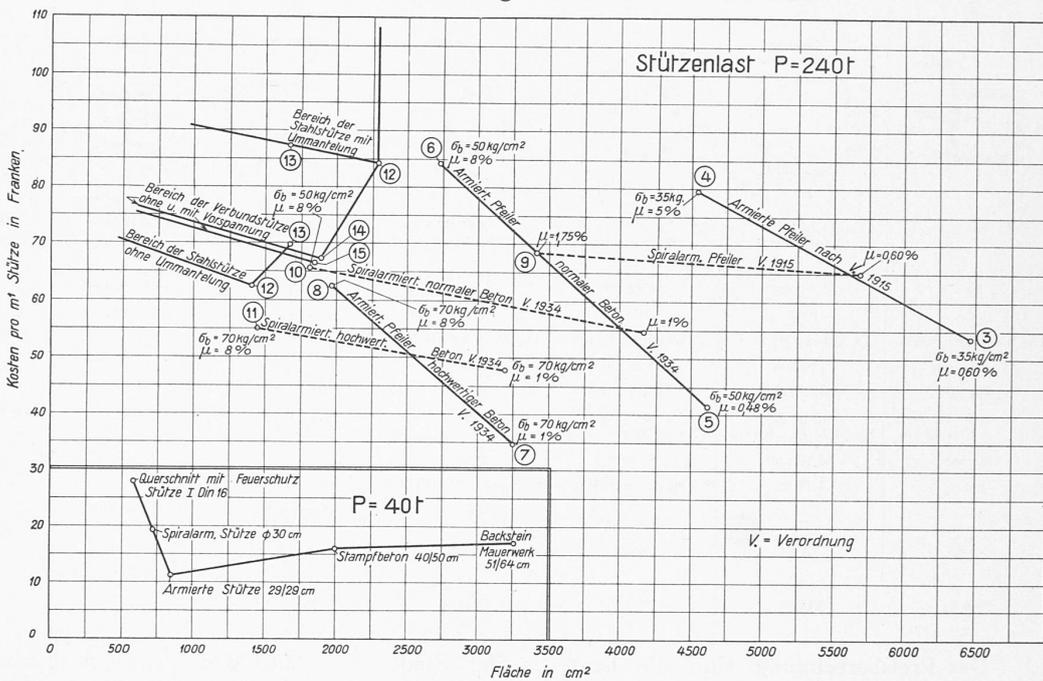
$F_s = \frac{3,14 \times 42 \times 2,54}{5} = 67 \text{ cm}^2$ , wenn  $\alpha = 1$

$F_t = 1260 + 10 (49 + 49 + 2 \times 67) = 3580 \text{ cm}^2$ .

**Zu Fig. 15.** Verbundstütze gerechnet mit Vorspannung. In der Regel wird eine Unterteilung der Pfeilerlast in Eigengewichtslast und

<sup>3)</sup> Vergleiche auch: Haynal Könyi: „Die Berechnung von umschnürten Säulen in hochwertigem Beton“, Beton und Eisen, Januar 1933.

Tabelle 2. Beziehungen zwischen Kosten und Pfeilerflächen für eine Stützenlast von 240 t bzw. 40 t unter Verwendung von Eisenbeton und Stahl.



in Nutzbelastung möglich sein, da schon durch den Bauvorgang diese Zweiteilung gegeben ist.

Die Vorspannung im Stahl wird so gross gewählt werden müssen, dass seine Gesamtspannung den maximalen, zulässigen Wert nicht überschreitet, wobei wiederum zu beachten ist, dass im Verbundquerschnitt ein Ausknicken der Stahlstütze allein nicht in Betracht kommt. Der Verbundquerschnitt dagegen ist auf Knicken zu untersuchen.

Die Belastung der Stütze durch die Nutzlast muss nun durch den Eisenbetonquerschnitt aufgenommen werden. Für eine Pfeilerlast von 240 t soll  $P_g = 90 \text{ t}$  aus Eigengewicht und  $P_p = 150 \text{ t}$  aus der Belastung durch die Einbauten von Wänden, Bodenbelägen und Nutzlasten betragen. Die zulässige Vorspannung im Eisen berechnet sich zu  $\sigma_e = 1400 - 10 \times 70 = 700 \text{ kg/cm}^2$ . Für die reine Stahlstütze zur Aufnahme der Eigengewichtslasten ist daher die zulässige Knickspannung nach der Formel:  $\sigma_k = 0,70 - 0,0055 \cdot \lambda_k$  zu berechnen, sodass die zulässige Knickspannung  $\sigma_k = \frac{90000}{157,20} = 573 \text{ kg/cm}^2$  beträgt.

Die Belastung durch die Nutzlast beträgt 150 t. Zur Aufnahme dieser Nutzlast dient der Querschnitt  $F_t = n \cdot F_e + F_b = \frac{150000}{70} = 2150 \text{ cm}^2$ , wobei in der Regel der Betonquerschnitt  $F_b$  aus konstruktiven Gründen gegeben ist und in unserem Falle  $1849 \text{ cm}^2$  beträgt, sodass der Profilleisenquerschnitt genügt, und deshalb  $F_t = 10 \times 157 + 1849 = 3506 \text{ cm}^2$  und daher  $\sigma_b = \frac{150000}{3419} = 44 \text{ kg/cm}^2$ , welcher Wert wesentlich innerhalb der zulässigen Spannung von  $70 \text{ kg/cm}^2$  liegt.

ZUSAMMENFASSUNG.

1. Bis zu Pfeilerlasten von 20 t und bei Schlankheitsgraden unter  $\lambda_k = 40$  ist das Backsteinmauerwerk mit Zementmörtel gemauert billiger, als Eisenbeton einschliesslich der wärmeisolierenden Verkleidung von Tonstein-Vormauerung oder dgl. Eine Stahlstütze kommt für solch kleine Lasten teurer als ein Backstein- bzw. Eisenbetonpfeiler.

2. Bei Pfeilerlasten von 35 t und darüber wird ein Eisenbetonpfeiler einschliesslich der wärmeisolierenden Vormauerung oder Verkleidung wirtschaftlicher als ein Pfeiler aus Backstein-Mauerwerk (siehe graphische Tabelle 2). Der Querschnitt des Eisenbetonpfeilers vermindert sich auf den vierten Teil des Querschnittes eines Backsteinpfeilers, wodurch zudem eine Gewichtsersparnis von rd. 250% eintritt, was für die Foundation ausschlaggebend sein kann.

3. Solange der zum Raumabschluss und zur Isolierung erforderliche Mauerquerschnitt aus statischen Gründen nicht grösser gemacht werden muss, ist das Mauerwerk aus Backstein oder Kalksandstein mit Kalkmörtel oder Zementmörtel gemauert, wirtschaftlicher und zudem aus wärme-

und schalltechnischen Gründen zu empfehlen. Nur die Forderung von mehr Fassaden-Lichtfläche oder Gewichtsverminderung kann zur Ausbildung von Eisenbetonpfeilern oder Stahlstützen führen.

4. Der Zeitaufwand, der für die Erstellung eines gemauerten Pfeilers benötigt wird, ist nicht grösser als für einen Eisenbetonpfeiler, selbst wenn bei bester Organisation die Rundeseisen in fertig geflochtenem Zustande und die Schalungen versetzbereit auf den Bauplatz gelangen.

5. Bei den heute üblichen Raumtiefen, den normalen Fensteraxabständen und bei dem baugesetzlich festgelegten Verhältnis der Fensterfläche zur Bodenfläche, ist bei Bauten bis zu fünf Stockwerken das Mörtelmauerwerk als Traggebilde wirtschaftlich und hinsichtlich des Baufortschrittes, sowie aus wärme- und schalltechnischen Gründen zweckmässig. Bei den selben Verhältnissen kommt vom 3. bis zum 11. Stockwerk aus wirtschaftlichen Gründen das Eisenbetonskelett und vom 12. Stockwerk ab das Stahlskelett bzw. die Verbundbauweise in Betracht.

6. Die Eisenbetonvorschriften 1934 gestatten für Eisenbetonstützen ganz wesentliche Querschnittsvermindernungen, was sich zudem wirtschaftlich günstig auswirkt.

Vergleichsberechnungen (siehe Tabelle 2) ergeben:

a) Mit dem selben Kostenaufwande ist es möglich, mit normalem Beton und schlaffen Stahleinlagen, Pfeiler von 70 % und mit hochwertigem Beton solche von nur 40 % des nach den Vorschriften von 1915 erforderlichen Querschnittes zu bauen.

b) Die Verwendung von spiralarmierten, runden oder vieleckigen Stützen gestattet bei dem selben Kostenaufwand unter Verwendung von normalem Beton bzw. hochwertigem Beton die Ausbildung von Pfeilerquerschnitten, die gegenüber den Normen von 1915 nur mehr 55 % bzw. 45 % betragen.

7. Die Verbilligung eines Eisenbetonpfeilers, berechnet nach den Normen von 1915 gegenüber einem Pfeiler mit normalem Beton auf Grund der Verordnung von 1934 beträgt bis 25 % und gegenüber einem Pfeiler mit hochwertigem Beton bis 30 %. Aehnlich sind die Verbilligungen bei den spiralarmierten Pfeilern.

8. Bei gleichem, möglichst geringem Querschnittsaufwand ist bei grossen Pfeilerlasten (z. B. 200 t) die runde spiralarmierte Stütze mit hochwertigem Beton nach den Normen 1934 am wirtschaftlichsten. Der rechteckige Pfeiler mit hochwertigem Beton und die spiralarmierte Stütze mit normalem Beton sind rd. 20 % teurer. Die Verwendung von hochwertigem Beton gestattet also nicht nur Querschnittsvermindernungen, sondern auch Kosteneinsparungen. Die Stahlstütze bzw. die Verbundstütze erfordern einschliesslich der feuersicheren Umhüllung einen Kostenaufwand von rd. 20 % bzw. rd. 15 % gegenüber

einer normal armierten Stütze mit hochwertigem Beton nach den Normen von 1934.

9. Die Verwendung von normalem Beton bei kleinen Pfeilerlasten und von hochwertigem Beton bei grossen Lasten mit jeweils geringsten bis höchst möglichen Eisenprozentensätzen, sowie die Anordnung von Verbundstützen mit hochwertigem Stahl und hochwertigem Beton gestattet für eine grosse Anzahl von Stockwerken die Durchführung einer und derselben Pfeilerdimension.

10. Sofern ein Stahlskelettbau aus baulichen Gründen zur Ausführung kommt, verbilligt die Verbundbauweise unter der Voraussetzung, dass eine feuersichere Ummantelung Bedingung ist, die Pfeilerkonstruktionen. Sie gestattet, je nach der Anzahl Stockwerke für die Stützen allein 30 bis 45 % Ersparnis an Stahl.<sup>4)</sup>

11. Die Verordnung 1934 erlaubt die Erstellung von Eisenbetonstützen von ungefähr gleichen Querschnitten, wie sie erforderlich sind für Stahlstützen einschliesslich feuersicherer Ummantelung.

Die für die Stützen absolut wirtschaftlichste Form ist aber nicht diejenige mit dem geringsten Querschnitt, sondern jene mit dem geringsten Eisenprozentensatz (s. Tab. 2).

Bei Foundationen auf wenig tragfähigen Bodenarten kann aber die Stütze mit dem geringsten Eigengewicht zweckmässig sein. In den graphischen Darstellungen Tabelle 2 sind für Pfeilerlasten von 240 t bzw. 40 t die Beziehungen zwischen den Kosten pro m und den erforderlichen Querschnitten dargestellt. Schon für eine Belastung von 35 t ist der Eisenbetonpfeiler dem Backsteinpfeiler und dem Stampfbetonpfeiler wirtschaftlich überlegen. Auch sind darin deutlich die Fortschritte hinsichtlich Verbilligung und Querschnittsverringerung von Stützen bei Anwendung der Vorschriften 1934 gegenüber jenen von 1915 ersichtlich.

## Aus dem modernen Wasserturbinen-Bau.

Von A. PERRIG, Dipl. Ing. S. I. A., Luzern.

(Schluss von Seite 103)

Ins Gebiet der Hochdruck-Francis-Turbinen führt uns Abb. 8; sie veranschaulicht eine der beiden Spiralturbinen von je 22 750 PS Höchstleistung bei 202,75 m und 428 U/min für die jüngste grosse Erweiterung der *Zentrale Unteraa* der Zentralschweizerischen Kraftwerke. Da der „SBZ“ ein einlässlicher Aufsatz über diese Anlage von berufener Seite zugesagt ist, sehen wir an dieser Stelle von weitem Ausführungen ab. Mitteldruck-Verhältnissen entsprechen die in Abb. 2 (S. 102) dargestellten Zwillingsspiralturbinen und die vertikalachsigen einfachen Francis-Spiralturbinen der spanischen *Anlage Jándula* (Abb. 9 bis 13). Zum Verständnis der turbinentechnischen Lösung dieser Anlage müssen wir etwas weiter ausholen.

Die Flüsse des gebirgsreichen Spanien weisen durchwegs ausserordentlich grosse Schwankungen ihrer Abflussmengen auf. Langandauernde Perioden grösster Trockenheit, die infolge Ausbleibens aller Niederschläge zum völligen Versiegen der Wasserläufe führen können, wechseln mit Perioden sintflutartig auftretender Hochwasser, während denen geradezu unglaublich anmutende Wassermengen zum Abfluss gelangen. Die ausserordentliche Wichtigkeit, die bei solchen Verhältnissen der Wasserspeicherung, d. h. dem künstlichen Ausgleich der Abflussmengen zukommt, ist in die Augen springend. Dank des privaten Unternehmungsgeistes und seiner grosszügigen staatlichen Förderung sind denn auch in Spanien die verschiedenen Flussgebiete nach einheitlichen Gesichtspunkten planmässiger erforscht und eine ganze Reihe von Ausgleichbecken projektiert und zum Teil bereits verwirklicht worden, die den Bedürfnissen der Bewässerung und jenen der Kraft-erzeugung bestens gerecht werden.

Eines der grössten dieser Akkumulierbecken in Spanien und wohl in Europa ist jenes, das von der Gesellschaft *Canalizacion y Fuerzas del Guadalquivir* am Rio Jándula, einem

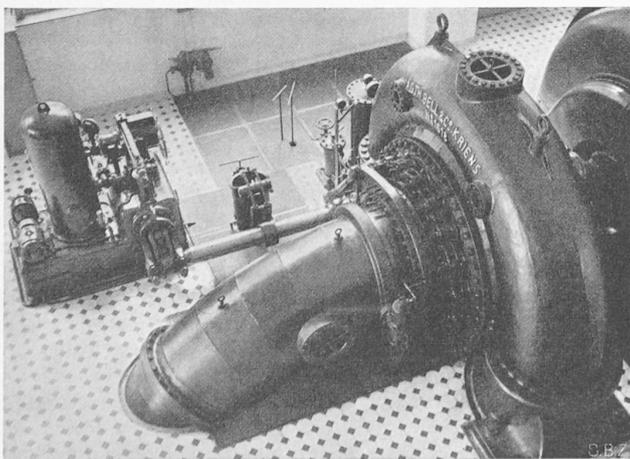


Abb. 8. Spiralfrancisturbine der A.-G. Th. Bell & Cie. (Kriens) für die Zentrale Unteraa des Lungensec-Kraftwerks. 22 750 PS, H 203 m, 428 U/min.

<sup>4)</sup> F. von Emperger: „Verbundsäulen“. Kongress Paris 1932.