

Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen

Autor(en): **Emperger, Fritz**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **75/76 (1920)**

Heft 6

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-36504>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

qualité du ciment employé en ce qui concerne les retraits, et de la mise en œuvre en ce qui concerne la prise. C'est pourquoi on se contente souvent de calculer les conduites de ce genre à la traction et, en faisant la part arbitraire des divers efforts de flexion, d'abaisser le taux de travail de l'acier dans le calcul de la traction. Toutefois, cette méthode ne renseigne pas sur l'épaisseur minimum qu'il convient de donner au parois et qui peut seule être déterminée par l'étude de la flexion.

Les divers moments de flexion ont été calculés avec une certaine part d'appréciation, mais en serrant la question d'aussi près que possible. Le calcul montre ainsi que l'effort unitaire dû aux flexions diverses est à l'amont de 5,6 kg et à l'aval de 0,9 kg/mm²; les moments les plus importants sont dus au retrait et aux surcharges de la conduite.

Au total les moments résultants des divers efforts de flexion appliqués varient de 95 à 750 kilogrammètres.

Essais de mise en charge de la conduite.

Après achèvement complet de la construction de la conduite, l'ouvrage fut laissé en attente pendant trois mois environ afin d'obtenir un durcissement aussi complet que possible du ciment. Après expiration de ce délai, il fut procédé aux essais de mise en charge à fin décembre 1919.

Le remplissage a été fait au moyen d'une tuyauterie provisoire en tôle de 300 mm de diamètre prenant l'eau au bassin de décantation accolé à la chambre d'eau et l'introduisant dans la conduite à essayer par le trou de visite amont de la conduite en tôle. Dans cette conduite le remplissage a été très lent et doucement progressif. Il a eu lieu en trois phases distinctes de 0 à 2,25 kg, de 2,25 à 4,00 kg et de 4,00 à 5,00 kg, séparées entre elles par un arrêt de 12 heures environ. Lorsque la pression a atteint 5 kg, l'eau arrivait au trou d'homme amont.

La conduite a alors été vidée entièrement par le robinet d'évacuation placé sur l'un des collecteurs de la station centrale et a pu être visitée avec détail; puis après obturation du trou d'homme, elle a été de nouveau remplie par sa partie inférieure au moyen des deux autres conduites en tôle grâce au jeu des papillons des collecteurs.

Après ce nouveau remplissage rapide, la conduite a été examinée extérieurement avec le plus grand soin et il n'a été constaté que des suintements dont le colmatage s'est fait au bout de quelques heures. Deux jours après, les suintements avaient complètement disparu.

Depuis le 29 décembre 1919, la conduite assure le service des turbines de la station centrale de la façon la plus régulière et y apporte un appoint de puissance de 10000 chevaux environ.

Parmi les ouvrages de même genre, la conduite forcée de Rioupéroux mérite une place particulière en raison de son diamètre, de la pression élevée qu'elle supporte et de la souplesse de son tracé. Alors que de tous côtés les usines hydro-électriques prennent un essor considérable, elle constitue une application très intéressante du béton armé, qui offre de plus en plus d'heureuses solutions nouvelles aux multiples problèmes qui soulève la mise en valeur de la houille blanche.

Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen.

Von Dr.-Ing. Frita Empfinger, Wien.

(Schluss von Seite 51.)

Vergleichen wir nun einige Baustoffe auf ihre Brauchbarkeit zur Herstellung von druckfesten Kernen dieser Art. Das Gusseisen hat eine Druckfestigkeit von 5000 bis 10000 kg/cm², im Mittel 7500 kg/cm² (Säulenguss).

Gehen wir bei unserer Erwägung von dem in Deutschland vorgeschriebenen Säulenbeton aus, dessen Würfel-festigkeit nach vier Wochen 180, nach sechs Wochen 210 kg/cm² betragen soll, und für den eine zulässige Inanspruchnahme von 35 kg/cm² erlaubt erscheint. Um die Sicherheit der Säulen zu erhöhen, ohne die zulässige In-

anspruchnahme herabzusetzen, hat man sich in der Weise geholfen, einen solchen Beton allgemein vorzuschreiben, obwohl er sich in der Praxis tatsächlich nicht immer vorfindet. Logischer Weise habe ich das in der Verordnung gegebene Verhältnis (fälschlich, der Kürze wegen, „Sicherheit“ genannt) zwischen zulässiger Inanspruchnahme und Würfel-festigkeit nach vier Wochen $\frac{180}{35} = 5$, zu welcher Zeit die Ausschalung und auch der sonstige Gebrauch der Säulen gestattet ist, auch für alle übrigen Säulen aus Eisenbeton massgebend angesehen. Demgemäss käme als zulässige Inanspruchnahme für *Flusseisen* $\frac{2400}{5} = 480 \text{ kg/cm}^2$, was mit den Vorschriften übereinstimmt, die diese mit 15 σ_b zu 422 + 35 zulassen,

bei *Gusseisen* 5000 bis 10000 kg/cm², $\frac{7500}{5} = 1500 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 1\,000\,000$

bei *Stein* 1000 bis 2000 kg/cm², $\frac{1500}{5} = 300 \text{ kg/cm}^2$
 für Granit $E = 300\,000$.

Für *Flusseisen* ist die Armatur mit 3% beschränkt. Wir sind also in der Lage, die Betonfestigkeit von 35 kg/cm² durch Längseisen auf $\sigma = 35 + \frac{3}{100}(480 - 35) = 48,3 \text{ kg/cm}^2$ zu erhöhen. Den Rest bis 70 kg/cm² muss die Umschnürung leisten, wie dies eingangs ausführlich dargelegt wurde. Wir können ferner mit Hilfe von Längsarmatur erreichen

bei *Gusseisen* vorgenannter Güte $\sigma = 35 + \frac{p}{100}(1500 - 35)$
 bei $p = 5\%$ $= 108,2 \text{ kg/cm}^2$ und
 bei $p = 10\%$ $= 181,5 \text{ kg/cm}^2$
 bei *Stein* $\sigma = 35 + \frac{p}{100}(300 - 35)$
 bei $p = 10\%$ $= 61,5 \text{ kg/cm}^2$
 bei $p = 20\%$ $= 90,6 \text{ kg/cm}^2$

Natürlich steht dem Gebrauch von Steinen von noch viel höherer Festigkeit nichts im Wege als die Forderung nach einer hinreichenden stauchungsfähigen Betonhülle. Ihr Beton muss entweder so weich sein, dass er diese Stauchung selbst besitzt, die die hohe Inanspruchnahme des Kernes erfordert, oder aber er muss diese Fähigkeit durch eine entsprechend starke Umschnürung erhalten. Ein Stein von 1500 kg/cm² ist überall leicht erhältlich. Zu den letztgenannten Ziffern käme noch die Festigkeits-Erhöhung durch die Umschnürungen + 45 f_s/f_b 35, was bei $f_s/f_b = \frac{0,65}{100} \approx 10 \text{ kg/cm}^2$ ausmacht.

Wir sehen hieraus, dass 20% Stein bei sonst gleichen äusseren Abmessungen 5% Gusseisen, d. i. also ein 4 mal so grosser Steinquerschnitt, dieses zu ersetzen vermag und wollen nunmehr an die Beschreibung der Versuche mit umschnürten Steinen selbst gehen.

Der Zement der Versuche ergab nach 7 Tagen 248, nach 28 Tagen 323, bei gem. Lagerung 367 kg/cm² Druckfestigkeit.

Die gleichzeitig mit den Säulenversuchen ausgeführten Würfelproben mit den beiden Betonmischungen ergaben Beton a) 630 kg Zement auf 1 m³ Sand, Schotter nach 6 Wochen 227 kg/cm² gegen 200 kg/cm² vorgeschriebener Mindestfestigkeit.

Beton b) 210 kg auf 1 m³ Sand und Schotter 137 kg/cm² gegen 100 kg/cm² Mindestfestigkeit.

Geprüft wurden je zwei Säulen aus umschnürtem Beton (III und VII, Abb. 2 in letzter Nummer) von 30 cm Φ , Draht 4 mm und $\Delta = 40 \text{ mm}$ Steighöhe und mit zwei mit Steinkernen (IV und VIII, Abb. 3).

Es ist demnach

$$F_s = 25 \frac{\pi \cdot 29,6}{100} 0,13 = 3,00 \text{ cm}^2 \text{ od. } 0,42\%$$

Um Zement zu sparen, wurden bei diesen Versuchen nur je ein Versuch mit und ohne Steinkern ausgeführt und ausserdem die Steine selbst geprüft. Es waren dies besonders druckfeste Klinker, sogenannter Kera-

mit; E betrug etwa 350 000. Die Steine hatten eine Form wie Abbildung 4 (Seite 49) und einen Druckquerschnitt von 85 cm^2 Fläche. Ihre Festigkeit war $147\,000 \text{ kg}$ als Mittel von 157 und 137 t . Sie betrug demnach 1720 kg/cm^2 .

Fünf Steine, wie in den Versuchen zu einer Säule (Abb. 4) zusammengesetzt, ergaben $\frac{87 + 65,8}{2} = 76,4 \text{ t}$ od. 895 kg/cm^2 oder fast nur die halbe Festigkeit.

Das Ergebnis der vier Säulenversuche (siehe Abbildungen 5a und 5b in letzter Nummer) ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Tabelle III. Bruchlasten					
mit umschnürtem Beton		mit umschnürten Steinen			
Beton a)	III 180 t	IV 276			
Beton b)	VII 114 t	VIII 256 (Abb. 6)			
abzüglich der auf die Längsseiten entfallenden Kraft von 25,6 t wie oben verbleibt:					
	t	kg/cm ²	t	kg/cm ²	Zuwachs
Beton a)	154,6	(218)	240,6	(344,0)	58 %
Beton b)	88,6	(136)	220,6	(315,0)	132 %

Wir sehen also neuerdings einen starken Abfall in der Zunahme bei dem besseren Beton a.

Um den Ueberschuss an Festigkeit bei der Einschaltung von Steinen zu ermitteln, müssen wir zunächst die Festigkeit der reinen Betonsäulen um den Steinquerschnitt vermindern:

$\frac{700 - 85}{700} = \frac{615}{700}$ und erhalten dann den Ueberschuss, der durch die Einschaltung des Steinkernes entstanden ist,

Beton a) $240,6 - 136 = 104,6 \text{ t}$ (1230 kg/cm^2)

Beton b) $220,6 - 77,6 = 143,6 \text{ t}$ (1670 kg/cm^2)

Während der Zuwachs, herrührend von der Umschnürung, auf die Hälfte abfällt, sinkt der Einfluss des Steinkernes nur auf $\frac{2}{3}$. Wir sehen aber, dass in beiden Fällen die Festigkeit der Steine (1720 kg/cm^2) mit 72 bis 98 % ausgenützt wurde und mit dieser einfachen Methode eine Steigerung erzielt wurde, die bei a 57 %, bei b 132 % der ursprünglichen Betonfestigkeit beträgt. Dieser Zuwachs ist naturgemäss bei dem bessern Beton grösser, da die Steinfestigkeit dieselbe bleibt.

Der Vergleich zwischen den Festigkeiten, herrührend einerseits von der Umschnürung oder andererseits bei Gebrauch von Steinkernen bei Beton b und a gibt uns, wie bereits gesagt, auch einen Masstab des Einflusses des Alters auf solche Bauwerke.

Vergleichen wir (Tabelle I) den Versuch V mit VI, so erhalten wir 48 % Zuschuss von Umschnürung, indem sich die Betonfestigkeit von 72,6 auf 105,6 t steigert. Denken wir uns den Beton von Säule V 104 kg/cm^2 entsprechend älter geworden, so zwar, dass er wie Säule I 218 kg/cm^2 hat, so ist der Einfluss nur 11 %, aber die Gesamtfestigkeit beträgt $169,6 \text{ t}$, d. h. die Festigkeit des Betons steigt um 110 %; die Gesamtfestigkeit hält damit nicht Schritt, sondern steigt um 60 %. Das gleiche finden wir auch bei den Steinkernen Tabelle III. Der Versuch b VII hat 88,6 t Betonfestigkeit, entsprechend 136 kg/cm^2 . Durch den Kern erzielten wir eine Vermehrung in VIII auf $220,6 \text{ t}$ entsprechend 132 %, gegenüber nur 58 % von III auf IV. Mit dem fetteren Beton nehmen also die Ausnützung des Kernes und die Wirkung der Umschnürung ab, die Gesamtfestigkeit aber trotzdem zu.

Wir sehen, dass das von mir aufgestellte Gesetz der Addition der Festigkeiten, wie alle fachlichen Thesen, weitgehender Einschränkungen bedarf und bei einer schrankenlosen Anwendung zu Fehlgriffen führen kann. Wer mit einem fetten, ausgezeichneten Beton durch die Umschnürung eine Verdopplung erzielen will, geht ebenso irre, wie der, der sie von druckfestem Kern erwartet: Bei hochwertigem Beton ist eine Verdopplung nur mit ausserordentlichen Mitteln erreichbar. Es besteht durch die Grösse der Stauchungsfähigkeit für beide Zusammenstellungen eine Grenze, die nicht überschritten werden kann und deren wissenschaftliche Erforschung spätern umfangreichen Versuchen vorbehalten werden muss. Vorläufig wissen wir

nur, dass der gewöhnliche hier untersuchte Beton die notwendige Stauchungsfähigkeit besitzt um druckfeste Kerne, sei es Gusseisen oder Stein, zur Mitwirkung zu veranlassen, während bei Qualitätsbeton, d. i. Beton von 300 kg/cm^2 angefangen, eine Abnahme zu gewärtigen wäre, ähnlich wie bei umschnürtem Beton, wo sie unter Umständen bis auf o herabgehen kann.

Im vorliegenden Fall erhalten wir für Beton a bei 40 kg/cm^2 zulässig für den Versuch a III nach den amtlichen Formeln für einen Beton mit viel weniger Zement

$$P = (700 + 15 \cdot 10,6 + 45 \cdot 3) 40 = 34 \text{ t};$$

es entspräche dem also eine $\frac{180}{34} = 5,3$ fache Sicherheit und bei Versuch a IV

$$P = (615 + 15 \cdot 10,6) 40 + 85 \cdot 300 = 50 \text{ t}$$

oder eine $\frac{276}{50} = 5,5$ fache Sicherheit.

Die Steinbewehrung beträgt etwa 12 %, und ein Blick auf Abbildung 3 (Seite 49) zeigt, dass gegen eine Vervielfachung derselben kein Einwand besteht, demnach ein weiterer Spielraum für die Festigkeitsvermehrung dieser Säule oder dieses Bogendruckgliedes uns offen steht.

Es sei schliesslich bemerkt, dass das Abfallen des nachträglich auf den Säulen b VI, VII und VIII aufgetragenen Verputzes (also nicht einer festen Betonschale) bei der Säule VI bzw. VII aus umschnürtem Beton, bei 125, bzw. 100 oder bei 96 bzw. 88 % der Bruchlast von 131 bzw. 114 t unter einer Stauchung von 1,6 bzw. 2,2 mm eingetreten ist, während bei der Säule aus umschnürtem Stein b VIII dieselbe Erscheinung bei 200 t oder 78 % der Bruchlast von 256 t, bei einer Stauchung von 1,3 mm beobachtet wurde. Die letztere Angabe dürfte etwas zu niedrig gegriffen sein, da der nachträglich angebrachte Putz nur schlecht anhaftete. Uebrigens war bei diesem Säulenversuch nach Entlastung von der oben angegebenen Bruchlast die Umschnürung nicht gerissen und die Beschädigung der Säule zwischen den Umschnürungen eine äusserst geringfügige. Die Säule wurde noch einmal unter die Festigkeitsmaschine gebracht, wobei die Umschnürung erst nach mehrmaliger Wiederholung der Last bis 220 t riss. Leider bestehen über diese spätern Belastungen keine genaueren Aufzeichnungen (Abb. 6).

Nach den Abblätterungs-Erscheinungen bei etwa 200 t traten deutlich vernehmbare Knallgeräusche auf, herrührend von dem Abscheren in dem Steinkern, ohne dass die Schale, wie bereits erwähnt, grössere Brucherscheinungen zeigte und ohne dass dadurch der Belastungsverlauf irgendwelche Unregelmässigkeiten aufwies. Jedenfalls besteht für das Erreichen der doppelten Festigkeit des Betons durch Umschnürung, trotzdem es sich dabei um eine vielfach angewendete Konstruktion handelt und hierüber amtliche Formeln bestehen, viel grössere Ungewissheit, als jene es ist, die bei der Umschnürung durch Steinkerne über die Einhaltung der Gesamtfestigkeit bestehen kann. Ich habe deshalb wiederholt die Umschnürung durch Steinkerne in Vorschlag gebracht. Wenn wir den Versuch b VIII mit jenem vergleichen, der die Festigkeit von b VII verdoppeln sollte, um eine annähernd gleiche Bruchlast zu besitzen, so kommt Folgendes in Betracht:

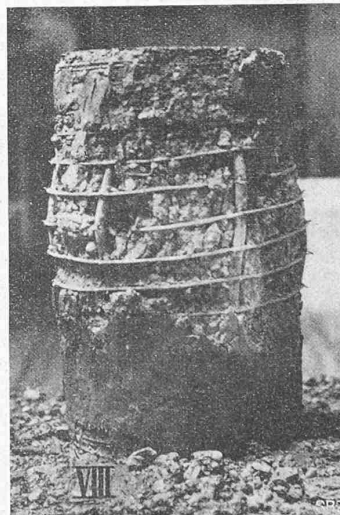


Abb. 6. Säule VIII mit umschnürten Steinen, nach Reissen der Umschnürung.

bei umschnürtem Beton:

70 l Beton $6 \Phi 15 = 8,4 \text{ kg}$ Längseisen

$\Phi 11 \Delta = 40, 17 \text{ kg}$ Umschnürungseisen

Zu erwartende Bruchlast $2 \cdot 88,6 = 177,2 \text{ t}$. Es wäre also mehr Zement nötig, etwa wie in a;

bei umschnürtem Stein:

62,5 l Beton $6 \Phi 10 = 3,6 \text{ kg}$ Längseisen und 8,5 l Stein

$\Phi 4 \Delta = 40, 2,5 \text{ kg}$ Umschnürungseisen

nachgewiesene Bruchlast IV: 276 t, VIII 256 t.

Es stehen somit, wenn wir vom Zement absehen, die Mehrkosten für 8,5 l Stein gegenüber der gleichen Menge Beton und einer Ersparnis von 19,3 kg Eisen, oder, mit andern Worten, *es ist möglich, durch die Mehrkosten, die sich aus der Beistellung von 1 m³ Steinquader anstatt von Beton ergeben, 2270 kg Flusseisen für Längs- und Umschnürungseisen zu ersparen.*

Die Pläne einiger derartiger Bogenbrücken sollen nach ihrer Vollendung veröffentlicht werden. Hier sei nur die Anordnung bei einem fünfstöckigen Fabrikgebäude wiedergegeben. Dieses zeigt Säulen von 48 cm äusseren und 45 cm Kerndurchmesser durch alle Geschosse hindurch, unter Einhaltung der deutschen Vorschriften, die sich nunmehr nur unwesentlich von den österreichischen unterscheiden; es ergaben sich folgende Werte:

Die umschnürte Säule hätte allein eine Tragfähigkeit von

Beton	$\Phi 45$	$F_b = 1590 \text{ cm}^2$ (35 kg/cm ²)	55,8 t
Längseisen	$6 \Phi 20$	$F_e = 18,8 \text{ cm}^2$ (15 : 35)	9,8 t
Umschnürung	$\Phi 7 \text{ mm}$	$\Delta = 60$	$F_s = 10,8$ (45 : 35)
			17,2 t
			insgesamt 82,8 t

Es ergibt sich somit die folgende Aufstellung:

	Säulenlasten	Steinarmaturen
Dachsäule	40,5 t (in Eisenbeton ohne Umschnürung u. Steinarmatur)	
4. Geschoss	93,5 t — 82,8 = 10,5 t (zulässiger Druck 200 — 35 = 165 kg/cm ²)	64 cm ² 10 ³
3. Geschoss	151 t — 82,8 = 68,2 t	402 cm ² 20 ²
2. „	207 t — 82,8 = 124,2 t	758 cm ² 27,5 ²
1. „	284 t — 82,8 = 201,2 t	1220 cm ² 35 ²
Erdgeschoss	362 t — 82,8 = 279,2 t	1790 cm ² 42,5 ²

(Achteck)

Ein Kostenvergleich mit einer umschnürten Säule gleicher Tragfähigkeit ergibt beispielsweise für die Säule im Erdgeschoss des obigen Baues, die eine Last von 362 t zu tragen hat, den folgenden Baustoffverbrauch für die beiden Fälle, wenn man nach den deutschen Vorschriften einen Beton von 35 kg/cm² zugrundelegt und die Tragfähigkeit des Kernquerschnittes durch die Längseisen mit Umschnürung auf das Doppelte, d. h. 70 kg/cm² erhöht.

	äusserer Φ	Eisen	Beton
Umschnürt. Beton	85 cm	140 kg/m	567 l/lfd. m
„ Stein	48 cm	23 kg/m und	40 l/lfd. m
Achteck			42,5 cm

Wir ersehen aus dieser Aufstellung, dass durch den Gebrauch eines Kernes aus Stein von 140 l Inhalt die gleiche Menge Beton und ausserdem noch 387 l Beton und 97 kg Eisen erspart wurden, unter Herabsetzung der Abmessungen auf die Hälfte. Den Mehrkosten eines Quaders von 1 m³ Stein über jene des Betons stehen die Kosten von 2³/₄ m³ Beton und 695 kg Eisen gegenüber. An einem Vergleich mit einer umschnürten Säule von den gleichen Abmessungen kann in diesem Falle nicht mehr gedacht werden. Je schwerer belastet die Säule ist, desto wesentlicher wird die Ersparnis, während bei leichtbelasteten Säulen, wie jene in dem vorletzten Geschoss des behandelten Bauwerkes, der Gebrauch von Steinkernen nur durch die gleichmässige Schalungsform begründet werden kann und die Ersparnis an Baustoff vollständig verschwindet.

Dabei ist für obige Steinabmessungen ein verhältnismässig weicher Stein von 1000 kg/cm² Druckfestigkeit und 200 kg zulässiger Inanspruchnahme zugrunde gelegt worden. Wir sehen, dass wir durch alle Geschosse mit ein und derselben Grösse bei einer umschnürten Säule auskommen. Es sind also für alle Säulen des ganzen Gebäudes die gleichen Schalungen von 48 cm und immer dieselbe Um-

schnürung von 45 cm Φ 7 mm Draht und 5 cm Steigungshöhe verwendbar, was eine Massenherstellung gestattet. Der Kern wird von Quadern gebildet, die, wie die Abb. 7 zeigt, 50 bis 100 cm hoch hergestellt werden können und steigende Abmessungen aufweisen von 10 bis 40 cm im Geviert. Die Abbildung 7 gibt auch Aufschluss über die Armaturn am Säulenkopf; es ist eine pilzartige Verbreiterung des Kopfes vorgesehen. Die einzelnen Quader kommen unbearbeitet in Verwendung und erhalten an den Rändern Glattschläge und eine Anordnung, die in der

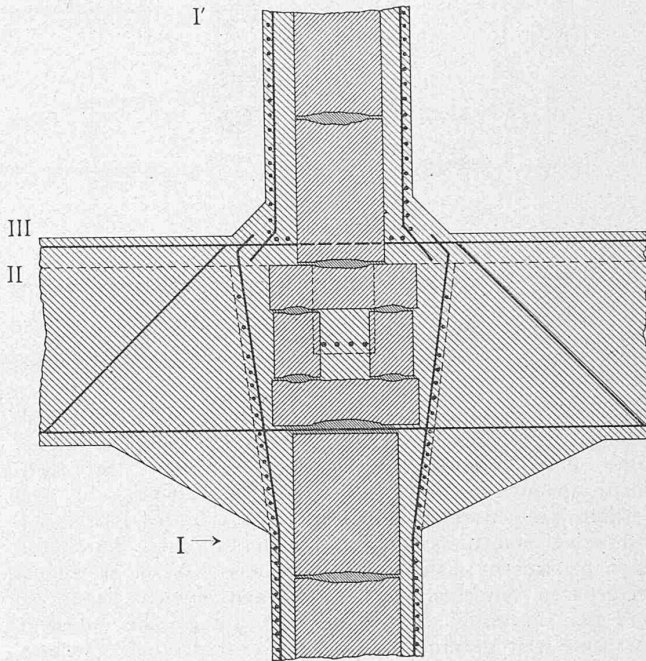


Abb. 7. Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen (Schema).

Abbildung 7 in etwas übertriebener Weise zur Darstellung gelangt ist. Diese soll das Mörtelband sicherstellen; an den Rändern wird nur eine dünne Zementschicht angeordnet. Zweckmässigerweise wird mit Hilfe von Blechplättchen eine genaue Vertikal-Stellung der Quader sichergestellt, wie dies im Quaderbau allgemein üblich ist.

Die Reihenfolge bei der Bauausführung ergibt sich wie folgt: Wenn die untere Säule bis zur Höhe I betoniert und die Schalung für die Decke fertiggestellt ist, werden die Armaturn für die Deckenkonstruktion und gleichzeitig damit jene Steine verlegt, die bis zur nächsten Deckenhöhe (II) hinaufreichen. Hierauf werden die Trägerrippen bis zur Höhe II hinauf betoniert. Diese Betonierung umschliesst die Grundplatte für die nächste Säule. Hand in Hand mit der Betonierung der Platte bis zur Höhe III erfolgt der Aufbau des Steinpfeilers bis zur Höhe I'. Ueber diesen Steinpfeiler wird dann die fertige Umschnürung gestülpt und dann eine Schalungsform aus einem unteren Stockwerk entnommen und neu zusammengesetzt. Es wird dann die Zufuhr des fertigen Betons um einen Stock gehoben, und man beginnt mit dem Ausgiessen der Säulen wie zuvor.

Ausser der Erhöhung der Tragfähigkeit, die diese Säulen durch den Einbau von Quadersteinen erfahren, wäre noch ihre grössere Verlässlichkeit und die Möglichkeit einer raschen Ausschalung hervorzuheben. Sobald der umhüllende Beton nur soweit abgebunden hat, dass die Schalung entfernt werden kann, kann die Säule ausgeschalt werden und ist sie bereits für die volle zulässige Last tragfähig. Aeltere Versuche mit Gusseisenkernen und Beton mit einer Festigkeit von 40 kg/cm² haben dies ausführlich nachgewiesen¹⁾. Dieser junge Beton hat eine grosse Stauchungsfähigkeit und wird anfangs nahezu die gesamten 40 kg aufnehmen, ohne dass dabei irgendwelche

¹⁾ «Neuere Bogenbrücken aus umschnürten Gusseisen». S. 57.

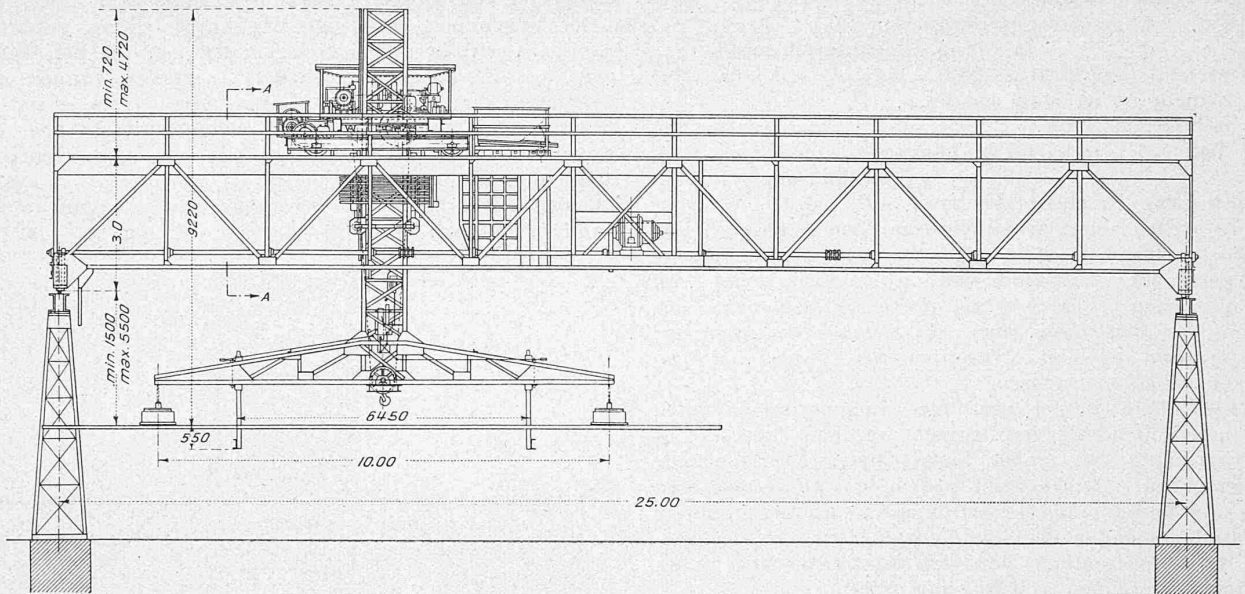


Abb. 2. Laufkran mit Lasthebemagneten zum Transport von 20 m langen Walzeisen. — Gebaut von der Maschinenfabrik Oerlikon. — Masstab 1:150.

Riss- oder Brucherscheinungen auftreten. Es wird also anfangs nur, falls er diese geringere Festigkeit haben sollte, eine andere Lastverteilung eintreten. Der Kern würde anstatt 200 vielleicht 210 kg/cm^2 tragen. In dem Verhältnisse jedoch, in dem die Festigkeit des Betons zu- und seine Stauchungsfähigkeit abnimmt, wird der Beton einen grösseren Lastanteil übernehmen. Wird er einmal bei grossem Alter eine hohe Festigkeit erreicht haben, so wird der Lastanteil des Steines für die gleiche zulässige Last eine weit geringere werden. Es ist dies ein Vorgang, der vom Standpunkt der Bauherstellung deshalb erwünscht ist, weil wir dadurch bei schwer belasteten Säulen vor dem Auftreten irgendwelcher Zufälligkeiten sichergestellt sind.

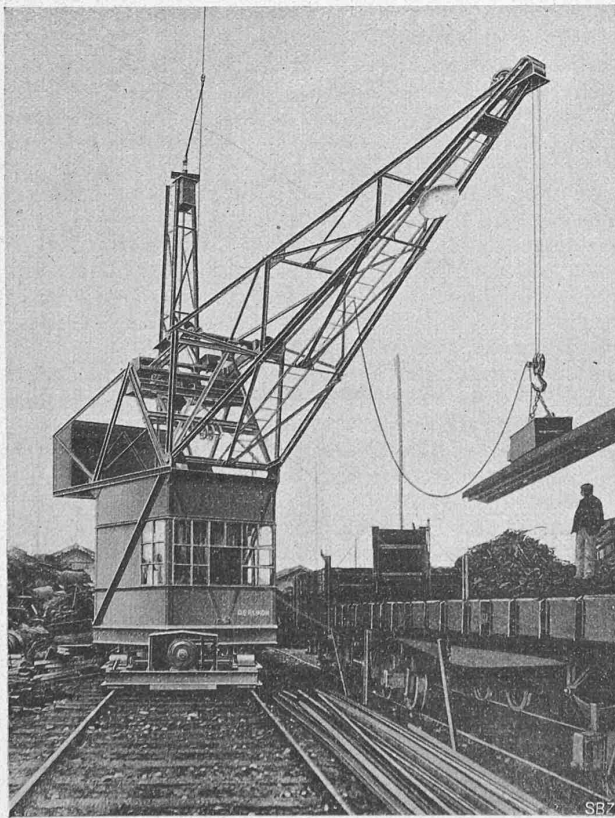


Abb. 1. Normaler Drehkran mit Lasthebemagnet.

Laufkran mit Lasthebemagneten für den Transport von langen Walzeisen.

Von Ing. W. Druey, Zürich.

Der Transport von langen und schweren Walzeisen, von Eisenbahnschienen usw. verursacht, von Hand vorgenommen, Mühe und Zeitverlust. Selbst bei Verwendung von Hebezeugen normaler Konstruktion lassen sich die Schwierigkeiten beim Aufnehmen und Stapeln langer Stäbe nicht erheblich vermindern. Erst im Elektro-Lastmagneten wurde ein Mittel gefunden, das ohne Verwendung von Binde- bzw. Tragmitteln, wie Seile und Ketten, die Aufgabe in befriedigender Weise löst. Solche Magnetkrane, seien sie einfacher oder komplizierterer Bauart, erfüllen ihre Aufgabe sehr gut und haben sich insbesondere im Stahlwerkbetrieb und auf Lagerplätzen, wo auf rasche Förderung grosser Wert gelegt wird, unentbehrlich gemacht. Einfache Anordnungen von Hebemagneten an Kranen normaler Konstruktion, wie Abbildung 1 zeigt, sind häufig. Sie eignen sich besonders für den Transport von Materialien in kurzen Längen. Sollen aber Walzeisen in langen Stäben aufgenommen werden, so sind Sonder-Konstruktionen notwendig unter Anwendung von zwei oder mehr Magneten, zwecks Fassen des Gutes an mehreren Stellen. Eine solche Anlage, hervorgegangen aus den Werkstätten der Maschinenfabrik Oerlikon, soll im Folgenden beschrieben werden.

Es handelt sich um einen im Freien auf einer Hochbahn arbeitenden Laufkran von 5000 kg Tragkraft und 25 m Spannweite. Seine allgemeine Anordnung geht aus den Abb. 2 und 3 hervor. Er besteht aus dem Gitterträger mit Fahrwerk, der Laufkatze mit seitlich angebautem Führerstand und einer starrgeführten, um die vertikale Achse drehbaren Traverse. Die starre Führung dieser Traverse soll das vielfach als sehr lästig empfundene Pendeln der Last verhindern. Zwei Hebemagnete hängen an den Enden der 10 m langen Traverse. Sie gestatten, in einem Hub 10 oder 11 Eisenbahnschienen von 15 bis 20 m Länge zu fassen und zu transportieren. Die grosse Spannweite des Kranes machte es notwendig, den Platz für den Kranführer ständig in der Nähe der Last zu legen, weshalb der Führerkorb mit der Laufkatze fahrbar gebaut wurde.

Der Kran besitzt vier elektrische Antriebe, und zwar je einen für die Fahrbewegung des Laufkranes und der Laufkatze, einen für die 4 m betragende Hubbewegung und den vierten für die Drehbewegung. Bei der Kranfahrbewegung wird eine Geschwindigkeit von 120 m/min