

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 117/118 (1941)
Heft: 18

Artikel: Vorspannung im Eisenbetonbau
Autor: M.N.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83444>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 22.02.2026

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

Le Pénitencier cantonal vaudois de Bochuz près d'Orbe. Arch. E. VIRIEUX

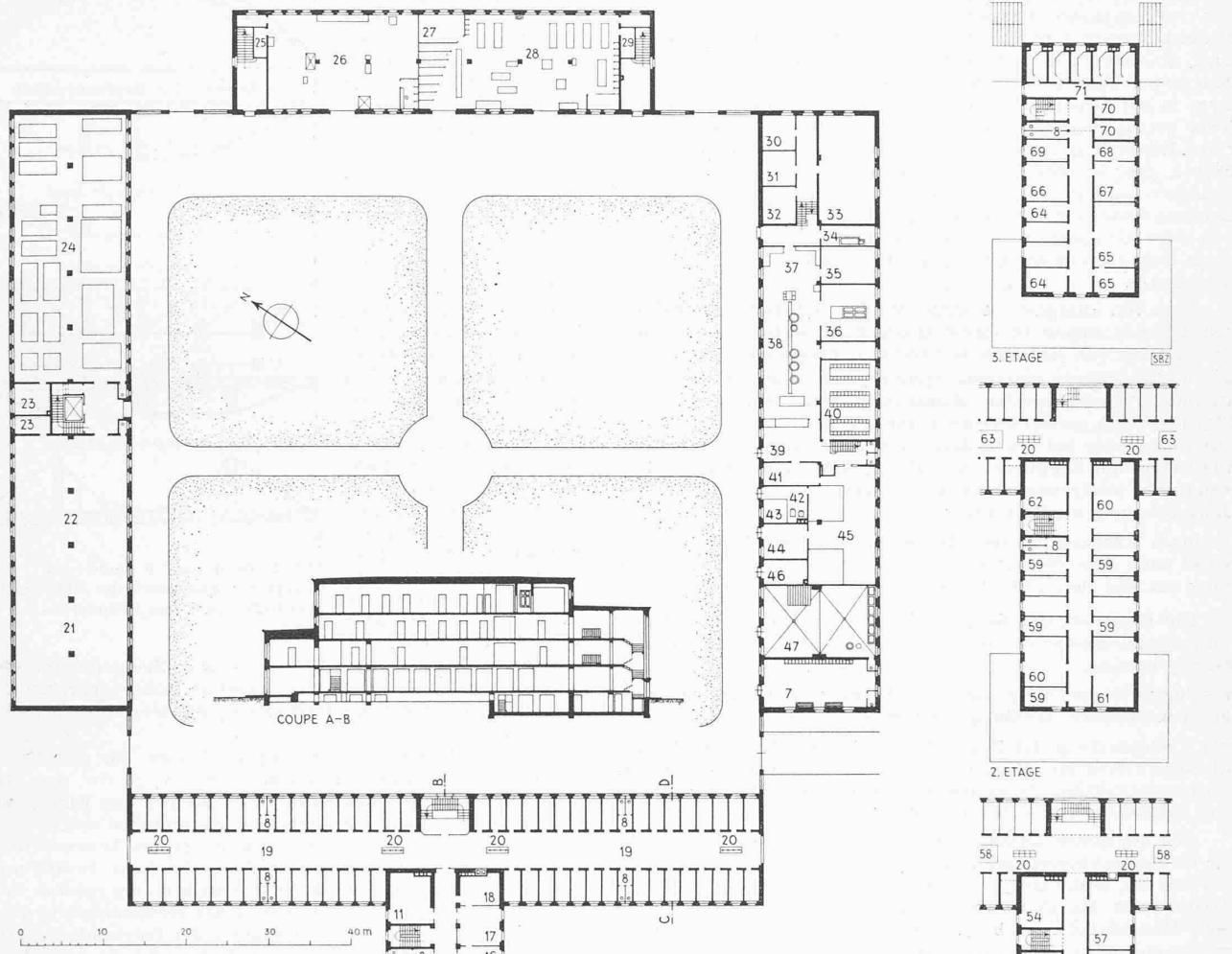


Fig. 5. Plan du Rez-de-chaussée
1., 2. et 3. étage. — 1:800

Légende:

1 Comptabilité, 2 Economie, 3 Secrétariat, 4 Direction, 5 Centrale téléphonique, 6 Gardien chef, 7 Vestiaire, 8 W.C., 9 Parloirs, 10 Dépôt, 11 Vestiaire des gardiens, 12 Corps de garde, 13 Cellules d'attente, 14 Bains désinfection, 15 Dépôt de petit matériel, 16 Dactyloscopie, 17 Photographe, 18 Chambre noire, 19 Cellules de I. et II. divisions (au nombre de 64), 20 Lavabos, 21 Imprimerie, 22 Manufacture, 23 Bureau, 24 Filature et tissage, 25 Charbon, 26 Forge, 27 Vernis, fourniture etc., 28 Menuiserie, 29 Charbon, 30 Viande séchée, 31 Viande fumée, 32 Fumoir, 33 Réserves, 34 Lait et beurre, 35 Réserve journalière, 36 Laverie, 37 Préparation des légumes, 38 Cuisine, 39 Distribution, 40 Réfectoire des gardiens, 41 Dépôt de pain, 42 Chauferie, 43 Combustible, 44 Soute de la boulangerie, 45 Boulangerie, 46 Teinture, 47 Buanderie, 48 Aumonier, 49 Salle de conférence, 50 Chef de cultures, 51 Bibliothèque, 52 Linge des détenus, 53 Linge de maison, 54 Vêtements civils des détenus, 55 Magasins des toiles, 56 Lingerie, 57 Uniformes, 58 Cellules de I. et II. classes (64), 59 Chambre de gardiens, 60 Dortoirs des gardiens, 61 Salle des gardiens, 62 Douches, lavabos des gardiens, 63 Cellules de III. classe (64), 64 Isolements, 65 Infirmerie, 66 Pharmacie, 67 Médecin consultation, 68 Attente, 69 Bains, 70 Cellules de travail, 71 Cellules de punition

Vorspannung im Eisenbetonbau

Trotz der schon langen Entwicklungszeit des Eisenbetons konnte der Nachteil der Rissbildung¹⁾ in Bauteilen mit Zugspannungen noch nicht behoben werden. Ihre Ursachen liegen in der, die Dehnungsfähigkeit des umhüllenden Betons weit übersteigenden Dehnung der gezogenen Eiseneinlagen und anderseits in der Verkürzung des Betons durch den Schwindprozess,

¹⁾ Vgl. J. Bächtold: Zur Rissbildung im Eisenbeton, «SBZ» Bd. 115, S. 213* (4. Mai 1940), sowie: Der auf Zug beanspruchte Eisenbeton, Bd. 117, Seite 27* (18. Januar 1941).

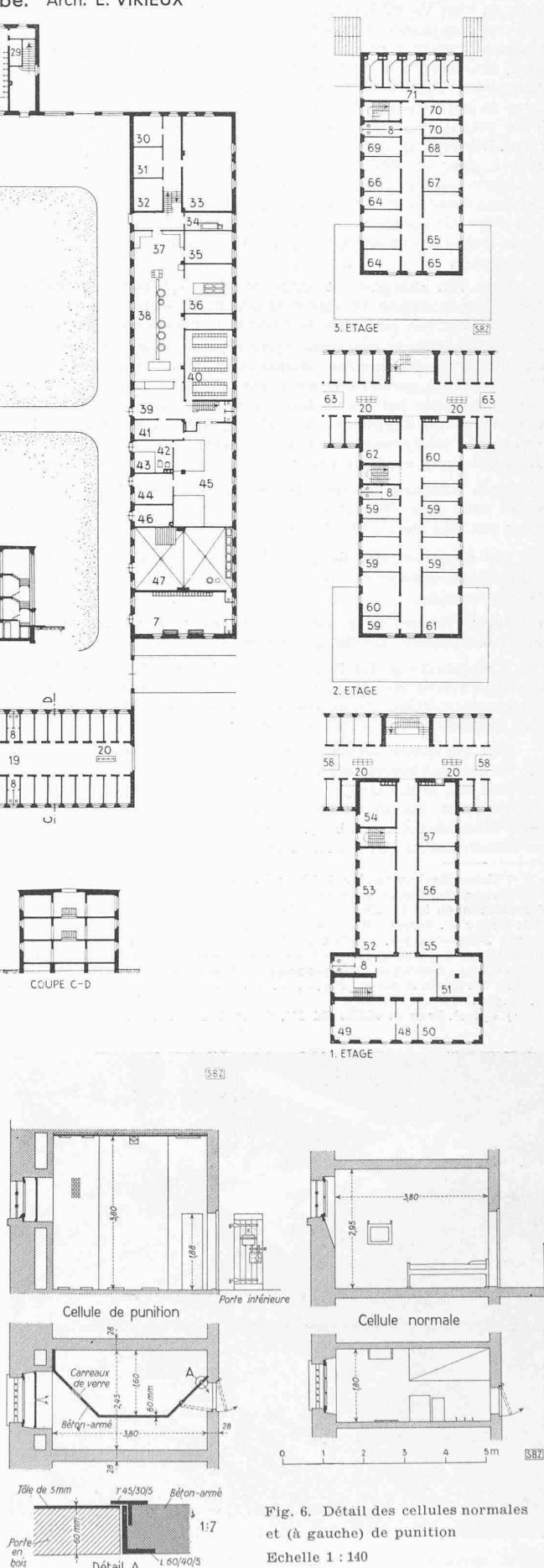


Fig. 6. Détail des cellules normales et (à gauche) de punition
Echelle 1 : 140

um dessen Milderung bzw. Ausschaltung sich die Zementindustrie bemüht. Ein schon jetzt verfügbares Gegenmittel liegt nun aber in den Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonbauten mit vorgespannter Bewehrung, die zugleich die Vorteile der Materialersparnis durch die Ausnützungsmöglichkeit hochwertiger Stahlsorten in sich schliesst. Bei den bisherigen Armierungseisen konnte diese nur schlecht ausgenützt werden und zwar in der Druckzone mit höchstens $n \sigma_b$, in der Zugzone mit jener verhältnismässig niedrigen Zugspannung, die noch eine geringe Rissbreitensumme und einen hinreichenden Verbund verbürgte, aber bei gewöhnlichen Stahlsorten nur rd. $1/3$ der Zugfestigkeit betrug. Mit höheren Gebrauchsspannungen wurde der Dehnungsunterschied zwischen Beton und Stahl noch gesteigert, und diese Unzukömmlichkeiten gaben Anlass zur Entwicklung neuer Gedanken im Stahlbetonbau. Ueber diese sei im folgenden berichtet²⁾.

Eine von altersher benützte Möglichkeit zur Ausschaltung von Zugspannungen in einem Querschnitt besteht in der Nutzarmachung von jene überdeckenden Druckspannungen:

a) durch geeignete statische Systeme, bei denen in einem bestimmten, überwiegenden Belastungszustand (meistens durch Eigengewicht), grössere Druckspannungen hervorgerufen werden (Gewölbe) oder bei denen durch ihre Auflösung in Druckglieder aus Beton und Zugglieder aus Eisen, unter gleichzeitiger Lösung der letztgenannten aus dem Verbund, eine klare Funktionsverteilung erreicht wird;

b) durch Anspannung der Bewehrung vor dem Einbetonieren, wobei nach dem Einhärten ihre Federungskraft als Druckspannung auf den Beton übertragen wird.

Die Bauwerke der Gruppe a) umfassen Konstruktionen mit getrennten eisernen Zuggurten von höchstzulässiger Materialbeanspruchung,

mit Zuggurtanspannung durch die Ausrüstung, bzw. Ausrüstung durch Anspannen der Zuggurte und

mit Nachspannung der Zuggurte zur Ausschaltung der Folgen des Schwindens und Kriechens³⁾ in den gedrückten Konstruktionsquerschnitten, wobei die Zuggurte nach dem Anspannen zum Rostschutz mit Beton umhüllt werden können.

Den genannten Bedingungen entsprechen in der Hauptsache der Zweigelenkbogen mit Zugband, das Hängewerk bzw. Zuggewölbe mit Druckgurt, der Fachwerkträger, der unterspannte Balken nach Bauweise Finsterwalder und die in sich verankerte Hängebrücke (Abb. 1). Alle diese Systeme haben schon im Eisenbetonbau, zum Teil in grossen Bauwerken, Brücken und

²⁾ Unter Benützung der Artikel: R. Oppermann: Grundlagen für die Ausführung von Spannbetonträgern, sowie L. Pistor: Die Anwendung von Vorspannungen im Stahlbetonbau, in «Beton und Eisen» vom 5. und 20. Juni 1940; ferner W. Passer: Reichsautobahnbrücke mit unterspannten Balken Bauart Finsterwalder, in «Die Bautechnik» vom 28. Juni 1940. Alle drei Aufsätze sind auch, zusammen mit einem weiteren von F. v. Emperger, in Buchform erschienen: *Vorspannung im Eisenbetonbau*, Berlin 1940, Verlag von W. Ernst & Sohn. Preis geh. Fr. 5.35. Daraus auch unsere Abbildungen.

³⁾ Vgl. A. Senn in «SBZ» Bd. 111, S. 61* (5. Febr. 1938).

Hallenbauten ihre Verwirklichung gefunden. Nur gegen Fachwerkträger waren bis vor kurzem Bedenken vorhanden, die nun aber durch neueste Ausführungen behoben worden sind.

Zu dieser Gruppe gehören auch einige Bauarten von Betondruckröhren, für die die unbefindliche Rissfreiheit des wandbildenden Betons gefordert wird. Auch hier kann die Bewehrung aus dem Verbundquerschnitt herausgenommen und als Stahlumschnürung angeordnet werden. Durch deren Anspannung lassen sich im Kernrohr Druckspannungen erzeugen, die den Zugspannungen des inneren Flüssigkeitsdruckes entgegen wirken und Rissbildung ausschliessen. Diesen Ueberlegungen entsprechen die bereits vor 30 Jahren, mit bis 6250 kg/cm² vorgespanntem Stahldraht hergestellten Emperger hat z. B. schon bei der Vorspannung mit 8000 kg/cm² während des Aufwickelns erfolgte.

Bei Konstruktionen der Gruppe b) wird die innerhalb des Verbundquerschnittes befindliche Bewehrung vor dem Betonieren künstlich so angespannt, dass sie den aus Eigengewicht und äusserer Belastung entstehenden Spannungen entgegenwirkt und es kann erreicht werden, dass im ganzen Querschnitt nur noch Druckspannungen auftreten. Unerlässliche Bedingung ist dabei ein Beton höchster Güte (Rüttelbeton⁴⁾) mit rascher Erhärtung und eine sichere Uebertragung der Vorspannkräfte auf den Beton. Bei den üblichen Durchmessern der Eiseneinlagen genügt aber deren Haftwiderstand nicht und es sind besondere Endverankerungen notwendig. Eine Ausnahme machen nach bisherigen Erfahrungen Drähte bis zu 2 mm Stärke. — Der den Konstruktionen dieser Gruppe zu Grunde liegende Gedanke ist schon alt, doch scheiterten bezügliche Versuche an der zu geringen Vorspannung, von der ein Teil durch das Schwinden und Kriechen des Betons während der Erhärtung aufgezehrt wurde. Wenn aber diesem Umstand Rechnung getragen wird, so ist durch den vorgespannten Stahlbeton ein vollkommenes Werkstoff geschaffen, der nicht nur Zugkräfte aufnehmen, sondern sogar Druckspannungen im Beton erzeugen kann und das nicht nur in der Längs-, sondern auch in der Querrichtung. Damit besteht auch die Möglichkeit der Ausschaltung der schrägen Zughauptspannungen (Schubkräfte). Der Spannbeton ist nach mehreren Versuchen erstmals erfolgreich von Freyssinet⁵⁾ mit Bewehrungs spannungen von über 4000 kg/cm² angewendet und später durch Wayss & Freytag weiter entwickelt worden, über deren wichtige Versuche später berichtet werden soll. — Das Verfahren findet ebenfalls für Druckrohre Anwendung, wobei die im Beton liegende Bewehrung dank einer sinnreichen Anordnung der Herstellungsform durch Pressen des Betons hergestellt wird.

Eine weitere Entwicklungsform ist der Stahlsaitenbeton von Hoyer⁶⁾ unter Verwendung von Klaviersaiten (Abb. 2). Bei deren sehr hoher Streckgrenze kann mit Anfangsspannungen von rund 13500 kg/cm² gearbeitet werden, von denen wegen Schwind- und Kriechverlusten noch Vorspannungen von 12000 kg/cm² verbleiben. Wie früher schon erwähnt, sind bei diesen dünnen Drähten dank ihrer hohen Haftwiderstände, besondere Verankerungen überflüssig. Von einem derartigen, fabrikmaessig hergestellten Träger können daher beliebig lange Stücke abgeschnitten werden, ohne dass die Vorspanneigenschaften in den einzelnen Stücken verloren gehen. Die Verwendung hochwertiger Stahldrähte gibt somit vorläufig die weitestgehende Ausnützung aller Vorteile des Spannbetonverfahrens.

⁴⁾ «SBZ» Bd. 103, S. 49 und 240 (1934), Bd. 106, S. 288 (1935), Bd. 109, S. 173 (1937), Bd. 116, S. 161 (1940) und Bd. 117, S. 127* (1941).

⁵⁾ «SBZ» Bd. 107, S. 190 (1936). — ⁶⁾ «SBZ» Bd. 112, S. 91 (1938).

Abb. 2. Herstellung von Hoyer-Stahlsaitenbeton

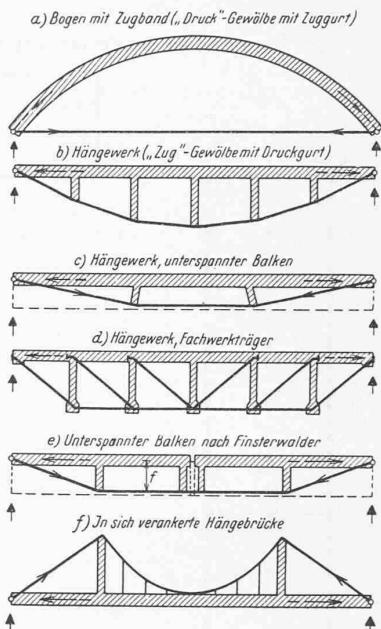
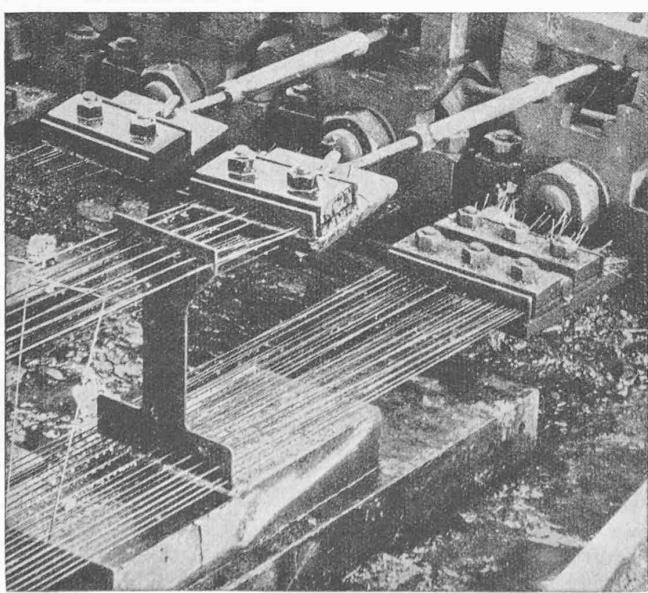


Abb. 1. Beispiele von Bauten der Gruppe a): Anspannen der stählernen Zugglieder nach dem Betonieren



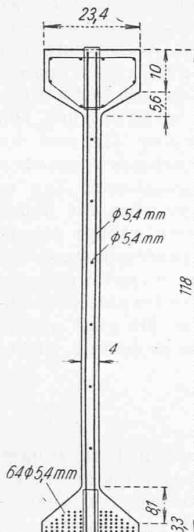


Abb. 3. Dresdener Versuchsträger, Querschnitt in Feldmitte

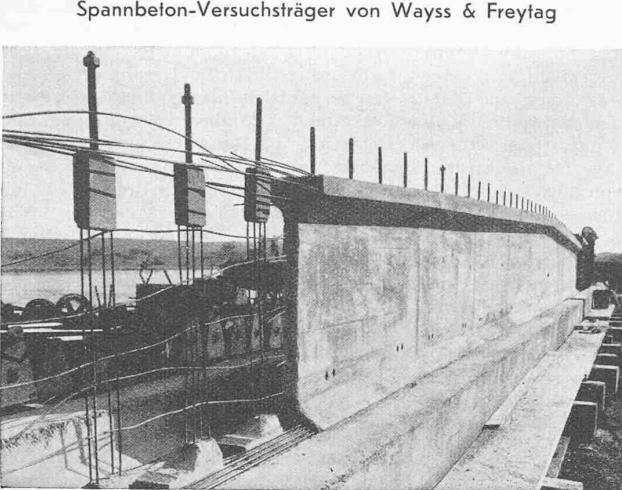


Abb. 4. Ein Abschnitt des Frankf. Trägers frisch ausgeschalt, 12 h alt

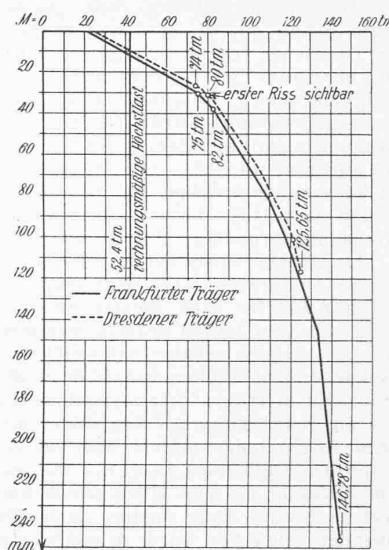


Abb. 5. Durchbiegung in Funktion der Belastung

Emperger⁷⁾ verwendet innerhalb eines Querschnittes neben vorgespannten Armierungen aus hochwertigem Stahl auch *nicht* vorgespannte Einlagen gewöhnlicher Qualität. Er verzichtet dabei auf höchste Stahlersparnis und unbedingte Rissfreiheit zugunsten erleichterter Vorspannung und der Verwendung von Beton üblicher Güte.

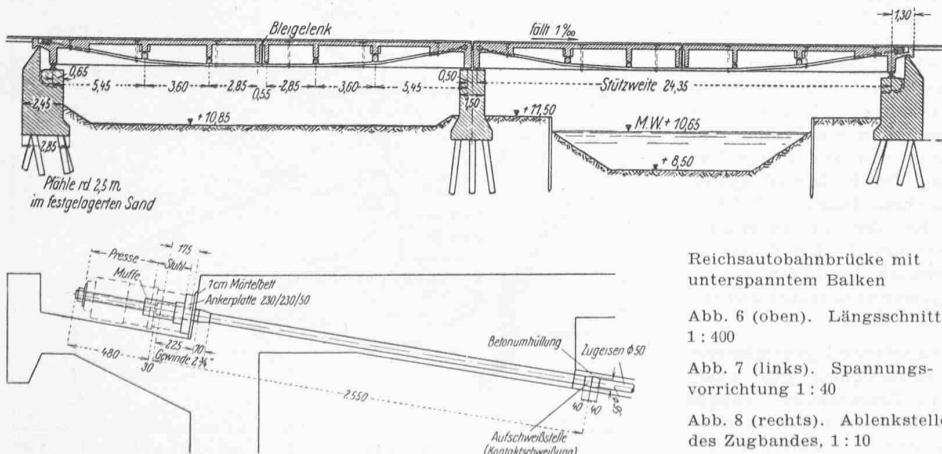
Die früher erwähnten Untersuchungen von Wayss & Freytag mit zwei Spannbetonträgern von je 18,5 m Stützweite dienten in der Hauptsache der Feststellung sicherer Rechnungsunterlagen für Grossausführungen, im besondern als Modellversuch im Maßstab 1:3 eines Hallenbinders von 55,5 m Stützweite nach einem Entwurf von Freyssinet mit einem Querschnitt nach Abb. 3. Der eine Versuchsträger wurde in Frankfurt a. M. erstellt und geprüft, der andere in der MPA Dresden. Der erste hatte in der Mitte eine Steghöhe von 118 cm, abfallend auf 78 cm an den Auflagern, während der Dresdener Träger gleichmässig 118 cm hoch war und sich die Stegdicke ab dem Viertelquerschnitt von 4 auf 8 cm erhöhte. Die Horizontalbewehrung des Untergurtes bestand aus 64 Drähten eines hochwertigen Sonderstahls von 5,4 mm Durchmesser mit einer Vorspannung von 5500 kg/cm². Der Berechnung lagen aber nur 4000 kg/cm² zu Grunde, da die Differenz von 1500 kg/cm² dem Ausgleich für die Spannungsverluste durch das Schwinden und Kriechen diente. Die Vertikalfbewehrung erhielt 6000 kg/cm² Vorspannung. Die gleichmässig verteilte Belastung betrug 1000 kg/m, das Eigengewicht 220 kg/m. Betoniert wurde in Abschnitten von 1,5 m Länge (Abb. 4) unter starker Verdichtung durch Außenrüttler mit 3000 Schwingungen/min. Nachher einsetzende Heizung während 2 Stunden mit Dampf von 80 bis 90°C bewirkte eine ausserordentliche Beschleunigung des Abbindens; sehr bald betrug die Betonfestigkeit schon bis 300 kg/cm². Die Beton-Korngrösse musste auf 12 mm, im Untergurt sogar auf 7 mm beschränkt werden. Die Betonprobewürfel hatten für den Frankfurter Träger Festigkeiten von 508 kg, für den Dresdener Träger 412 kg/cm. Beim

⁷⁾ Vgl. auch «SBZ» Bd. 114, S. 151* (23. Sept. 1939).

ersten wurde Mangan-Silicium-Stahl mit Zugfestigkeit 92 kg/mm², Streckgrenze 80 kg/mm², Bruchdehnung 6%, beim zweiten Krupp'scher Kohlenstoffstahl mit entsprechend 103,6, 87,3 und 6,4% verwendet. Die wichtigsten Ergebnisse der Belastungsversuche sind in Abb. 5 dargestellt; sie wurden bis zum Bruch geführt, beim Frankfurter Träger vier Jahre nach Herstellung.

Die Versuche haben ergeben, dass für Anwendung und Ausführung von Spannbetonträgern keinerlei Bedenken oder Schwierigkeiten bestehen. Sie haben auch die Berechnungsgrundlagen bestätigt und im besondern die folgenden Aufschlüsse ergeben. Der Elastizitätsmodul, der sich bekanntlich mit Alter und Spannung des Betons ändert, betrug $317000 \div 372000 \text{ kg/cm}^2$ und bestätigte die Annahme von $E = 300000$ als Berechnungsgrundlage und damit auch von $n = \frac{E_e}{E_b} = \frac{2100000}{300000} = 7$ als berechnigt. Die homogene Wirkungsweise der Träger bis zur $1\frac{1}{2}$ fachen Überlastung ist mit Sicherheit gewährleistet. Bei $30 \div 40 \text{ kg/cm}^2$ durchschnittlicher Betonzugfestigkeit und bei Annahme (nicht sichtbarer) erster feinsten Zugrissen an der Proportionalitätsgrenze, entsprechend den beobachteten 75 mt, liess sich eine wirksame Vorspannung von $4800 \div 5000 \text{ kg/cm}^2$ errechnen. Ein unzulässig hoher Abfall der Vorspannung nach längerer Zeit (Frankfurter Träger) besteht daher nicht, was besonders wichtig ist. Das erzielte Bruchmoment beträgt beim Dresdener Träger das 2,4fache, beim Frankfurter Träger sogar das 2,8fache des rechnungsmässigen Momentes. Es ergaben sich ferner für die Bruchlast bei Einsetzung der Vorspannung mit dem oben ermittelten unteren Grenzwert von 4800 kg/cm^2 :

	Dresdener Träger	Frankf. Träger
M_{\max}	125,6 mt	146,8 mt
Max. Betonspannung	380 kg/cm ²	450 kg/cm ²
Max. Stahlspannung	8200 kg/cm ²	9230 kg/cm ²
Betonfestigkeit lt. Versuchen	412 kg/cm ²	503 kg/cm ²
Stahlfestigkeit lt. Versuchen	10360 kg/cm ²	9200 kg/cm ²

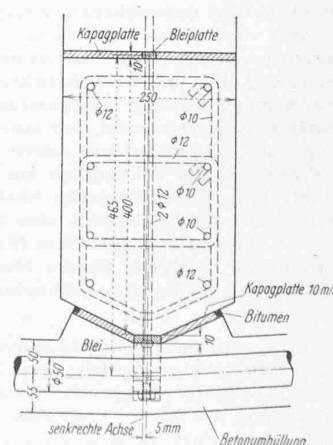


Reichsautobahnbrücke mit unterspanntem Balken

Abb. 6 (oben). Längsschnitt 1:400

Abb. 7 (links). Spannungs- vorrichtung 1:40

Abb. 8 (rechts). Ablenkstelle des Zugbandes, 1:10



Es ist beachtenswert, dass das wirkliche Verhalten beim Bruch genau mit diesen rechnerischen Werten übereinstimmt. Der Dresdener Träger ist durch Ueberwindung der Betonfestigkeit, der Frankfurter Träger aber wegen seiner höheren Betonfestigkeit durch Ueberschreitung der Zerreissfestigkeit der Armierung zerstört worden. Ebenso wichtig ist, dass die Vorspannung auch nach dem Bruch in allen Querschnittsteilen noch voll wirksam war. Es hat sich auch gezeigt, dass nach Jahren ein Vorspannungsverlust von nur $500 \div 700 \text{ kg/cm}^2$ eingetreten ist und dass daher die bezügliche Annahme von 1500 kg/cm^2 als Berechnungsgrundlage eine grosse Sicherheit einschliesst.

Als Beispiel eines unterspannten Balkens nach Abb. 1e sei auf die Ausführung einer ohne Fusswege $11,2 \text{ m}$ breiten Reichsautobahn-Brücke nach Bauart *Finsterwalder* hingewiesen, die schon seit drei Jahren unter schwerstem Strassenverkehr steht und sich bestens bewährt hat (Abb. 6). Jeder der zwei mit Zugband bewehrten Balken von $24,35 \text{ m}$ Stützweite wird durch ein Bleigelenk in Trägermitte statisch bestimmt. Besonders interessiert die Befestigung der Zugbänder mit den Vorkehrungen für deren Anspannung (Abb. 7) und die Auflagerung der Ablenkstellen des Zugbandes (Abb. 8). Die eine Brückenhälfte wurde vom Auflager bis zum Mittelgelenk innerhalb 10 Stunden betoniert und zwei Tage später, nach Einbringung des Gelenks, vollendet. Der Beton wurde in steifplastischem Zustand mit $7,5\%$ Wasser und 350 kg/m^3 hochwertigem Portlandzement eingerüttelt. Die erzielten Festigkeiten lagen zwischen 450 und 550 kg/cm^2 . Die Ausrüstung geschah durch Spannen der Zugbänder und dadurch bewirktes Abheben vom Gerüst. Nachher wurden die Zugeisen einbetoniert. Der Armierungsbedarf betrug 94 kg pro m^2 überdeckte Fläche, was gegenüber einer Eisenbeton-Zweifelbalkenbrücke üblicher Bauart eine Stahlersparnis von 25% bedeutet. Bei voller Verkehrslast betragen die wirklichen Durchbiegungen 18 mm , bzw. $1/1350$ der Stützweite. Der gemessene Elastizitätsmodul ergab sich zu $420\,000 \text{ kg/cm}^2$, gegenüber $350\,000 \text{ kg/cm}^2$ der Rechnung.

Das beschriebene Spannbetonverfahren öffnet mit seinen vielen Vorteilen und Materialersparnissen sowohl für Grossausführungen, als auch für sonstige Anwendungen (Eisenbahn schwellen) interessante Ausblicke. Immerhin bedürfen noch manche Fragen, so über Dauerfestigkeit, Haftwiderstand dünner Bewehrungsstäbe und über das Verhalten bei hohen Temperaturen, weiterer Abklärung.

M. N.

Seit der schon letztes Jahr erfolgten Abfassung obenstehenden Berichtes durch unsern Mitarbeiter sind noch zwei bemerkenswerte einschlägige Veröffentlichungen erschienen. In «Beton und Eisen», Hefte 1 bis 3, 1941, zeigt F. Dischinger Entwürfe für Konstruktionen, die zur Spannungserzeugung Brückenseile mit einer zulässigen Spannung von 5000 kg/cm^2 verwenden. Dadurch wird es möglich, einen Scheibenbogen mit 180 m Weite und sehr flachem Stich ($1/20 \text{ l}$) zu projektieren. Die Seile werden zwischen Gewölbe und Fahrbahn gut geschützt untergebracht; als Vorteil ergibt sich auch, dass in den Seilen nur verschwindend geringe Wechselbeanspruchungen und im Beton aus Eigen gewicht nur zentrische Druckkräfte und aus Verkehr keine Biegezugspannungen auftreten. Durch Abstützung der Widerlager auf geneigte Pendelsäulen erzeugt Dischinger einen statisch bestimmten Horizontalschub in der Bogenscheibe. — Die gleiche Zeitschrift zeigt am 20. April eine in Ausführung begriffene Dischinger-Balkenbrücke über drei Felder von 80 m Weite der Mittelöffnung.

«Le Génie Civil» vom 1./8. Februar bringt einen Aufsatz des Schweizers H. Lossier, der vier Entwicklungsstadien der Eisenbetonbauweise unterscheidet, wobei die oben beschriebenen Bauten dem vierten Stadium angehören. Der Verfasser selbst, über dessen praktische und materialkundliche Leistungen wir in Bd. 115, S. 177 und 213* berichtet haben, versucht sämtliche Armierungen allseitig in Spannung zu setzen, indem er einen Speziallement verwendet, der statt Schwinden ein Treiben von etwa $1,2\%$ (bezogen auf reinen Zementbrei) zur Folge hat. E. Freyssinet, der bekanntlich am Anfang der modernen Spannbetontechnik steht (Versuche über Kriechen, Plougastel 1926), steuert zu Lossiers Aufsatz eine Notiz bei, der u. a. zu entnehmen ist, dass beim algerischen Stauwehr der Portes de fer im Oued Fodda sämtliche Glieder einschliesslich der $17,4 \text{ m}$ weiten Schützen aus Spannbeton nach seinem System ausgeführt wurden.

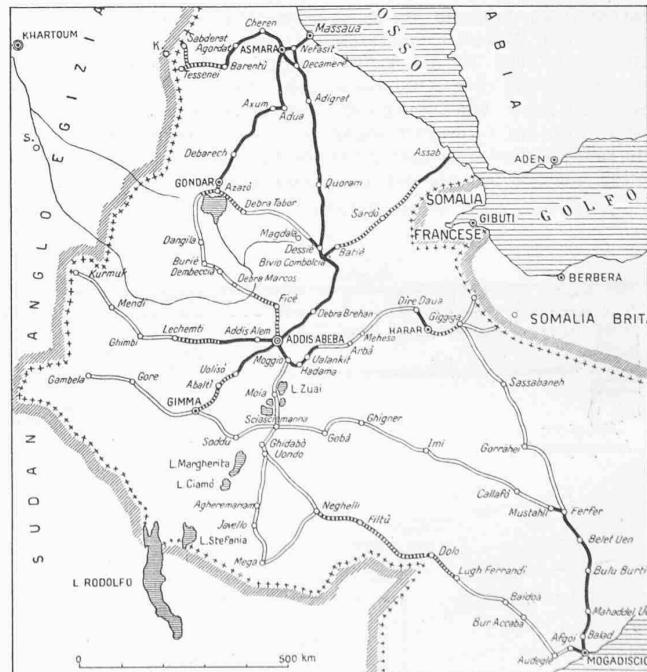
Eine gute Zusammenfassung der obenstehend geschilderten neuen Entwicklungsrichtung der Eisenbetontechnik gibt nach folgende Uebersetzung von Freyssinets Schlusswort: «Meine Entdeckung des Spannbetons, patentiert 1928, besteht im Wesentlichen darin, dass die Eiseneinlagen so stark vorgespannt wer-

den, dass auch nach Auswirkung der Betonschrumpfung infolge ihrer verschiedenen Ursachen eine dauernde Zugspannung in der Armierung verbleibt, die einen wesentlichen Prozentsatz der ursprünglichen ausmacht. Ob die Eisen innerhalb oder außerhalb des gedrückten Betons verlaufen, ist nicht von Bedeutung; das Wesentliche des Spannbetons beruht in der Erzeugung von dauernden Betonbeanspruchungen, die gegenüber den aus der Belastung des Bauwerks zu erwartenden umgekehrtes Vorzeichen haben und, zusammengesetzt mit den letztgenannten, Zug in Restbeträgen von Druck umwandeln oder umgekehrt, die maximalen Druckkräfte herabsetzen. Im Besonderen gelingt dies in auf Biegung beanspruchten Bauteilen, deren Spannweite zugleich, bei kleiner Bauhöhe und geringem Gewicht, sich enorm steigern lässt. Auch die Schubfestigkeit der Stege kann bis auf das zehnfache erhöht werden. So entstehen Bauwerke, die ganz andere Proportionen aufweisen, als wir sie im Eisenbetonbau bisher gewohnt waren.»

MITTEILUNGEN

Dauerbehelfsbrücken im Krieg. Die grossen Erfahrungen der deutschen Pioniertruppen in der Wiederherstellung zerstörter Gewässer-Uebergänge haben zu einer Zweiteilung der Ausführung in folgendem Sinne geführt: zuerst — oft noch unter feindlichem Feuer — wurden in kürzester Zeit Behelfsübergänge geschaffen zum raschen Uebergang der Hauptmacht unter möglichster Verwendung alles örtlichen Materials; erst nachher ging man an die Erstellung von Dauerbehelfsbrücken. Weil die Benützung der ersten Notbrücken nicht unterbrochen werden durfte, da diese meistens auf oder über den Resten der ehemaligen Objekte gebaut wurden, und auch wegen Zeitgewinn hat man die Dauerbehelfsbrücken hauptsächlich seitwärts ausgeführt. Als Grundform hat sich die Konstruktion mit Holzjochen, einem Ueberbau aus Walzträgern oder verdübelten Balken mit und ohne Dreieck- und Trapezsprengwerken und mit hölzernen Fahrbahnen herausgebildet, wobei deren oberste Verschleissböhlen zur besseren Lastverteilung und Versteifung unter 45° schief zur Fahrrichtung verlegt werden. Die Brücken erhielten eine einheitliche Breite von $1 + 6 + 1 \text{ m}$ vorgeschrieben, die den Verkehr in beiden Richtungen gestattet. Die Belastungsnorm einer 16 m -Walze entspricht dem stärksten kriegsmässigen Kolonnenverkehr. Bei langsamer Fahrt und entsprechenden Abständen können auch wesentlich schwerere Fahrzeuge verkehren. «Die Bautechnik» gibt in den Heften 2 und 3, Jan. 1941, eine Reihe von Beispielen verschiedenster Ausführungsarten.

Böschungsgestaltung und Massenermittlung bei den Reichsautobahnen. Während bis heute bei Verkehrswegen die Böschungsneigungen der Einschnitte und Dämme ausschliesslich durch deren Materialart bedingt waren, so wurde neuerdings beim Bau der deutschen Reichsautobahnen aus Gründen besserer Einführung in die Landschaft als richtig anerkannt, die Böschungen um so flacher zu gestalten, je geringer die Dammhöhe oder die



Das ital. Strassennetz in Abessinien (nach «Annali Lavori Pubblici», 1938)