

|                     |   |
|---------------------|---|
| <b>Zeitschrift:</b> | Schweizerische Bauzeitung   |
| <b>Herausgeber:</b> | Verlags-AG der akademischen technischen Vereine   |
| <b>Band:</b>        | 39/40 (1902)  |
| <b>Heft:</b>        | 21  |
| <br><b>Artikel:</b> | Expertengericht betreffend den Gebäudeinsturz in der Aeschenvorstadt Basel am 28. August 1901 |
| <b>Autor:</b>       | [s.n.]  |
| <b>DOI:</b>         | <a href="https://doi.org/10.5169/seals-23368">https://doi.org/10.5169/seals-23368</a>         |

### 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:** 09.02.2026

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

Dass diese Bauart mit vier nebeneinander liegenden Cylindern und gegenläufiger Kolbenbewegung für den ruhigen Gang der Maschine vorteilhafter ist als die bisher in Amerika gebräuchliche Viercylinder Anordnung — je zwei Verbundcylinder hintereinander oder nach System Vauclain übereinander mit gemeinsamem Kreuzkopf — steht ausser Zweifel und die Bezeichnung Viercylinder "balanced" Compound System zum Unterschiede der älteren Vauclain Bauart hat ihre Berechtigung. Immerhin ist auch hier ein Selbstausgleich des Triebwerkes nicht vorhanden, umso weniger als das schwerere Niederdruck-Triebwerk aussen liegt; durch das Diametral zur Aussenkurzel angeordnete Gegengewicht im Rade kann ein Massenausgleich nicht richtig stattfinden.

M. W.

weshalb man sich darauf beschränkte, nur einen Teil des Pfeilers in Backstein mit üblicher Verzahnung bis unter den Unterzug aufzuführen. In Abb. 2, die nach einer auf Veranlassung des Untersuchungsrichters durch Zeugen angefertigten, charakteristischen Skizze hergestellt wurde, ist dieser Bauvorgang klar dargestellt. Um den Bogen ansetzen zu können, mussten die entsprechenden Spriessen entfernt werden. Nur auf dem nicht zur Aufmauerung gelangenden Teil des Pfeilers wurde noch eine kleine hölzerne Stütze angebracht, die aber in schiefer Richtung stehend und ihrer geringen Stärke wegen zum Tragen wenig befähigt war. Wie zugestanden ist, wurde von den diese Arbeiten ausführenden Organen übersehen, dass der Unterzug nicht als einheitlicher Balken konstruiert war, sowie dass sich

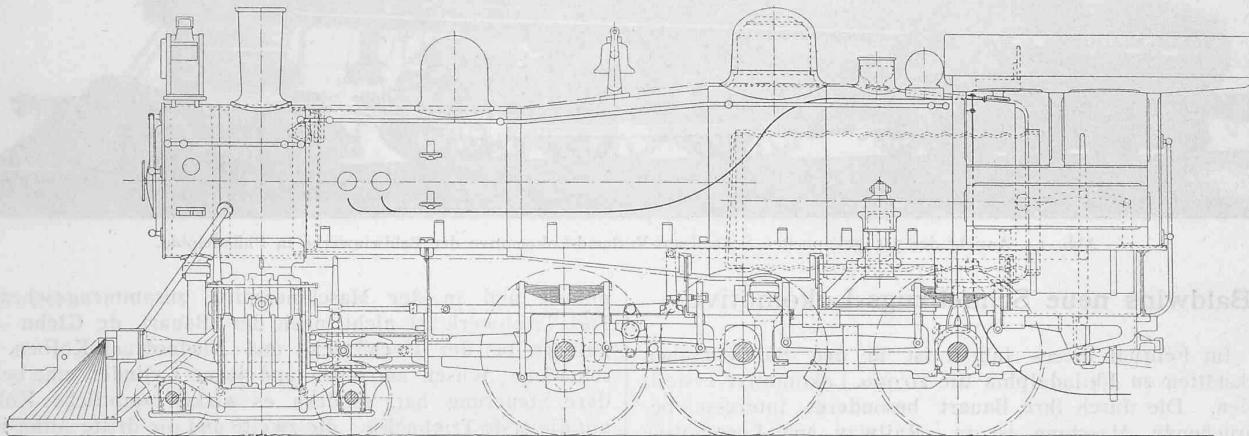


Abb. 2. Die 3/5 gekuppelte Schnellzugs-Verbund-Lokomotive der Baldwinwerke in Philadelphia.  
Ansicht. — Maßstab 1:75.

### Expertenbericht betreffend den Gebäudeeinsturz in der Aeschenvorstadt Basel am 28. August 1901.

#### II. (Schluss.)

Das sechste Kapitel ihres Gutachtens mit der Ueberschrift „Besondere Erscheinungen“ widmen die Experten der Erklärung jenes Teiles der Konstruktion, in dessen Ausführung sie — nach den Zeugenaussagen und nach Auseinandersetzungen der an der Bauleitung Beteiligten — mit annähernder Sicherheit den Schlüssel zu der anfänglich zweifelhaft gebliebenen Grundursache der Katastrophe gefunden zu haben glauben.

Es betrifft dies die Art, wie die Arbeiten am Unterzug über dem Erdgeschoss in der Vorhalle zum Haupteingang des Hotels ausgeführt wurden. Wie aus den Plänen (Abb. 1 S. 215 und Abb. 2 S. 227) ersichtlich, ruht der in Hennebique-Bauweise ausgeführte Unterzug 3 und 4 in der südlichen Brandmauer und außerdem auf zwei nicht in armiertem Beton, sondern in Mauerwerk aufgeföhrten Pfeilern, die dekorative Mauerbogen aufzunehmen bestimmt waren.

Dieser Unterzug war nun im Gegensatz zu anderen nicht als einheitlicher Träger von der Brandmauer bis zum grösseren Pfeiler (um den sich die Treppe zu den im ersten Stock gelegenen Restaurationssälen windet) gebaut, sondern er sollte sich auf den zwischen den zwei Haupteingangsthüren befindlichen kleineren Pfeiler a stützen. Aus diesem Grunde waren die Einseneinlagen über dem Pfeiler a gestossen, so dass mit Bezug auf seine eigentliche Tragfähigkeit der Unterzug aus zwei Teilen bestand. In richtiger Würdigung dieses Umstandes wurde der Unterzug rechts und links von dem zunächst nicht auf Deckenhöhe aufgemauerten Zwischenpfeiler abgestützt. Am Tage der Katastrophe war nun bereits Anordnung getroffen, den Pfeiler a weiter aufzumauern und die denselben mit dem andern Pfeiler und der Brandmauer verbindenden Mauerbogen zu erstellen. Diese Mauerbogen hätten konstruktiv in den Pfeiler hineingegriffen,

in der Mitte über demselben ein Betonpfeiler (B) des ersten Stockwerkes befand. Die Erklärung hierfür kann nur in mangelhafter Instruktion des Personals gefunden werden und die Verantwortlichkeitsfrage ist deshalb nicht leicht zu entscheiden.

Diesbezüglich äussert sich der Bericht wie folgt:

« Es ist bekanntlich, mit Bezug auf diesen Bau, das Geschäft « Basler Baugesellschaft » Bauherr, Architekt und Bauunternehmer in einer Person.

Ein solches Verhältnis ist an sich weder etwas Unstatthaftes noch eine ganz vereinzelte Erscheinung. Grössere Baugeschäfte werden öfters in die Lage versetzt, Bauten zu eigenen oder zu Spekulationszwecken in solcher Weise auszuführen. Bei einer sachgemässen, gewissenhaften Ausführung und Kontrolle aller Arbeiten kann sicher ein ebenso solides Werk entstehen, wie wenn die Anfertigung des Projektes mit der Bauleitung und die Ausführung des Werkes in verschiedenen Händen liegen. Immerhin muss konstatiert werden, dass der letztere gewöhnliche Usus der Trennung der Bauleitung von der eigentlichen Ausführung zu besseren und, hinsichtlich der von dritter Seite ganz unabhängig ausgeübten Kontrolle, zu günstigeren Resultaten führen muss, als wenn alles und jedes in einer Hand liegt.

Wir haben bezüglich der Bauleitung im vorliegenden Falle schon beim Ausrüsten des Parterrebodens des Umstandes erwähnt, dass die leitenden Organe über die Zweckmässigkeit und Zulässigkeit der getroffenen Massnahmen nicht gleicher Meinung waren. Hier bei den getroffenen Massnahmen und Anordnungen bezüglich der Entfernung der Spriessen unter dem Unterzuge, der zudem einen Riss zeigte, ist, wie allgemein schon früher angedeutet wurde, nicht genau konstatiert worden, wer eigentlich die bezüglichen wegleitenden Befehle erteilt hat. Es scheint bezüglich der Kompetenzen der untern leitenden Organe nicht volle Klarheit geherrscht zu haben. Oder aber es war, wie Herr Bauführer Wernle für seine Person behauptete, nicht volle Uebersichtlichkeit vorhanden über die im Baubureau plangemäss getroffenen konstruktiven Anordnungen. Wenn der mit der direkten Bauleitung betraute Bauführer vor der Art der Konstruktion des verhängnisvollen Unterzuges keine Kenntnis hatte, so lag in diesem Vorkommnis auf jeden Fall ein Mangel in der getroffenen Organisation, d. h. in der Fühlung zwischen Konstruktionsbüro und Aufsicht auf der Baustelle. Der Bauleiter muss die Pläne und, wenn aus solchen nicht alles ersichtlich ist, die Intentionen des Konstrukteurs genau kennen, wenn anders nicht unter Umständen ganz schwerwiegende Kon-

sequenzen eintreten sollen. Wir haben früher schon erwähnt, dass die Abteilung des Geschäfts für Architektur während der Rohbauarbeiten eine besondere Kontrolle auf der Baustelle nicht ausübt, es geschah die Ueberwachung einzig durch den Bauführer. Es ist dem Gesagten ferner noch beizufügen, dass sowohl aus der wechselseitigen Korrespondenz der Baugesellschaft mit der Firma Hennebique in Paris, wie aus den Umständen und verschiedenen Zeugnissen hervorgeht, dass der Bau d. h. dessen Vollendung außerordentlich beschleunigt werden musste; es mag auch dadurch eine gewisse Uebereilung in einzelnen Anordnungen und Arbeiten eingetreten sein.»

\* \* \*

Von allgemeinem Interesse ist das im siebten Kapitel von den Experten über „die statischen Berechnungen“ mitgeteilte:

«Die statischen Berechnungen des eingestürzten Hauses sind sämtlich auf dem Bureau des Herrn Hennebique in Paris ausgeführt worden. Eine Nachprüfung derselben hat auf dem Bureau der Basler Baugesellschaft nicht stattgefunden. Auf unsern Wunsch hin sind uns diese Berechnungen zur Verfügung gestellt worden und zwar im Original, da das Abschreiben, wie mitgeteilt wurde, zu lange aufgehalten hätte.

Eigentümlicherweise fehlte anfangs in den uns übergebenen Papieren die Berechnung der Pfeiler oder Säulen. Wir ersuchten die Basler Baugesellschaft am 15. Oktober um Nachlieferung des Fehlenden. Diesem Gesuche wurde am 12. November entsprochen. Die betreffenden Rechnungen sind ebenfalls in Paris angefertigt worden und tragen das Datum des 8. November 1901. Man kann sich der Vermutung nicht ganz entschlagen, dass sie erst nachträglich aufgestellt worden sind.

Wir halten es für nötig, zunächst auf diese Rechnungen etwas näher einzutreten, da sie die Zuverlässigkeit der Hennebiquebauten im allgemeinen beleuchten und im besondern für die Frage, was mit den stehen gebliebenen Gebäuden geschehen soll, von Bedeutung sind.

*Berechnung der Decken.* Zunächst sei bemerkt, dass die Berechnung der Decken sehr eingehend durchgeführt wurde und sich auf sämtliche in Spannweite und Belastung stets wechselnde Platten und Unterzüge der sieben Geschosse erstreckte. Freilich sind viele von den zahlreichen Einzelberechnungen sehr knapp gehalten und man vermisst mehrfach den Nachweis der zu Grunde gelegten Belastungen; doch lässt sich eine Kontrolle auch so durchführen. Das eigene Gewicht der Konstruktion wurde wie üblich mit 2,5 t pro  $m^3$  in Rechnung gezogen; als Nutzlast wurden für die beiden unteren Decken 400, für die fünf oberen 250 kg pro  $m^2$  angesetzt.

Wir haben diese Berechnungen an zahlreichen Stellen geprüft und, abgesehen von Kleinigkeiten, nirgends Rechnungsfehler gefunden. Der Umstand, dass einzelne Säulen keine direkte Fortsetzung nach unten besitzen, sondern von Unterzügen getragen werden, ist bei der Berechnung der letzteren sorgfältig berücksichtigt worden. Die Biegungsmomente für die verteilte und für die konzentrierte Last wurden jeweils einzeln berechnet

und dann addiert. Insofern lässt sich an den uns vorgelegten Rechnungen nichts aussetzen. Eine andere Frage jedoch ist, ob die Rechnungen auf richtiger Grundlage beruhen.

Der Erfinder des Hennebique'schen Bausystems wendet zur statischen Berechnung seiner Platten und Balken bis auf den heutigen Tag ein Verfahren an, das nach dem Urteil einsichtiger Fachmänner sich auf theoretisch unzulässige Betrachtungen stützt und in den meisten Fällen zu Dimensionen führt, die man vom Standpunkt einer gesunden Festigkeitslehre aus betrachtet als zu schwach bezeichnen muss. Diese Bemerkung bezieht sich hauptsächlich auf die Stärke der in den Beton eingelegten Eisenstangen. Nach den von Herrn Hennebique angewandten Formeln

wird das Eisen mit 1,2 t pro  $cm^2$  in Anspruch genommen. Wendet man aber eine rationellere Berechnungsmethode an, so ergibt sich, dass die

Beanspruchung des Eisens meistens 1,4 bis 1,5 t und mehr beträgt. Das sind Beanspruchungen, die man bei reinen Eisenbauten kaum je zulassen würde. Bauwerke, die nach diesem Verfahren berechnet sind, besitzen daher nicht denjenigen Sicherheitsgrad, den man von vollkommen zuverlässigen Bauten zu verlangen gewohnt ist. Wenn sich trotzdem so selten nachteilige Folgen zeigen, so röhrt das hauptsächlich daher, dass die zufälligen Belastungen selten oder niemals diejenige Höhe erreichen, die bei der Berechnung vorausgesetzt wurde.

Bei dem in Frage stehenden Gebäude kommt noch ein weiteres Bedenken hinzu. Die meisten Fußböden des eingestürzten Hauses waren mit kreuzförmig verlegten Eisenstangen armiert. Herr Hennebique berechnet das Biegungsmoment in diesem Falle nach der Formel

$$M = \frac{\rho l^3}{32}, \quad \text{während bei einfacher Stangenlänge } M = \frac{\rho l^3}{10} \text{ gesetzt wird.}$$

Auf welchem Wege Hr. Hennebique zu der Zahl 32 gelangt ist, ob sie sich auf Experimente oder theoretische Betrachtungen stützt, wissen wir nicht; eine hierauf bezügliche, an die Basler Baugesellschaft gerichtete Anfrage ist bis jetzt unbeantwortet geblieben. Die genaue statische Berechnung rechteckiger Platten ist bekanntlich zur Zeit noch eine ungelöste Aufgabe; man ist mehr oder weniger aufs Schätzen angewiesen. Nach unserer Ansicht kann man annehmen, dass das Biegungsmoment bei gekreuzten Stangen etwa halb so viel beträgt wie bei einfachen Stangen, man sollte daher das Moment eher mit dem Nenner 20 als mit 32 berechnen.

Damit hängt noch ein anderer Umstand zusammen, der die Ausführung solcher Decken betrifft. Sollen solche Platten nicht Gefahr laufen, dem Rande entlang, wo sie eingespannt sind, Risschen zu bekommen, so müssen die Stangen gegen die Auflager hin nach oben abgebogen werden. Ein solches Abbiegen ist aber bei gekreuzten Stangen schwierig, da die Stangen sich fortwährend im Wege stehen, und ist auch in unserem Falle nicht regelrecht durchgeführt worden.

Angesichts der Unsicherheit, in der sich zur Zeit noch die Theorie solcher Platten befindet, wäre es unrecht, auf diese Punkte allzuviel Gewicht zu legen oder ihnen gar die Ursache an dem Einsturze zuzuschreiben.

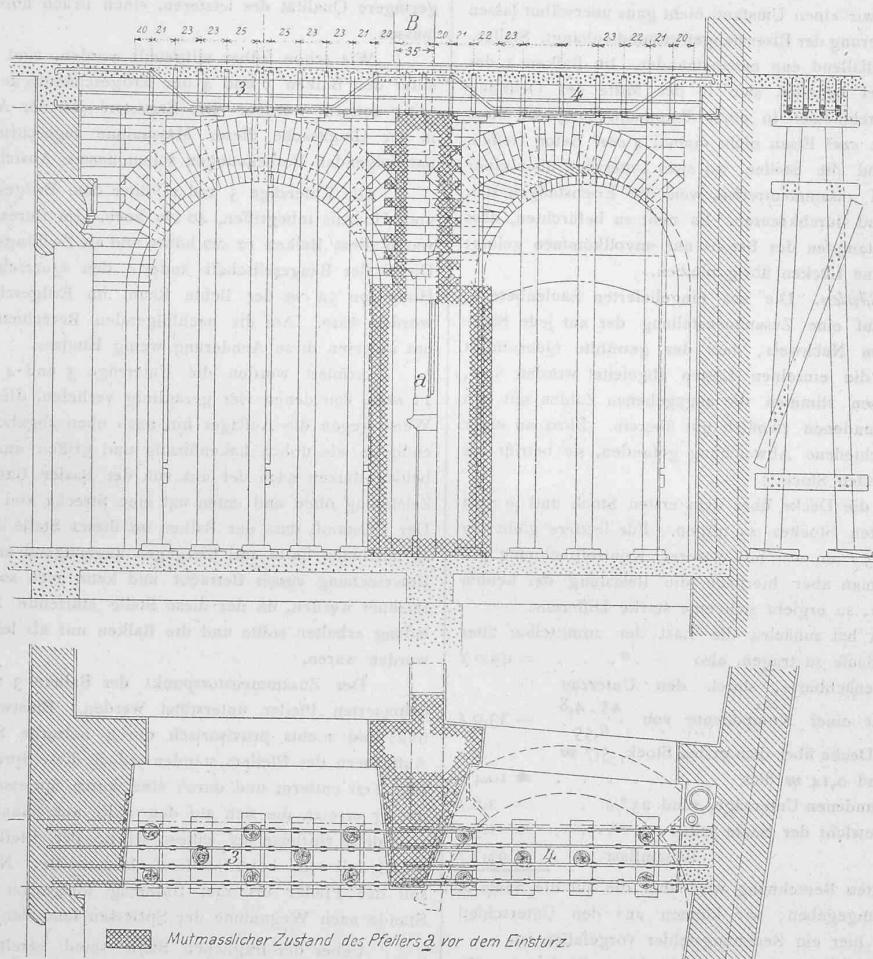


Abb. 2. Anordnung von Pfeiler, Unterzug und Bogen in der Vorhalle des Erdgeschosses.  
Massstab 1:60.

Wohl aber halten wir es für geboten, die Frage der Tragfähigkeit von Platten mit gekreuzten Stangen durch Experimente zu prüfen, bevor die Platten in den stehenden geblichenen Teilen des Gebäudes als gesichert bezeichnet werden dürfen.

Die zulässige Beanspruchung des Betons ist in den Berechnungen des Herrn Hennebique gleich  $25 \text{ kg}$  pro  $\text{cm}^2$  angesetzt worden. Auch hier ergibt sich die tatsächliche Beanspruchung bei rationeller Berechnungsweise vielfach höher. Doch da die Ansichten darüber, nach welcher Methode die Beanspruchung des Betons gerechnet werden soll, noch auseinander gehen, so soll dieser Punkt nicht weiter beanstandet werden. Wichtiger als die nicht ganz unanfechtbare Berechnungsweise ist im vorliegenden Falle der bereits früher unter Nr. 5 besprochene Mangel an genügender Druckfestigkeit des Betons.

Schliesslich glauben wir einen Umstand nicht ganz unerwähnt lassen zu dürfen, der mit der Lagerung der Eisenstangen zusammenhängt. Stellenweise liegen die Stangen auffallend eng nebeneinander. Im Balken 1 des ersten Stockes zum Beispiel befinden sich in der Mitte der Öffnung acht Stangen zu  $4,5 \text{ cm}$  Durchmesser in einer Betonumhüllung von bloss  $40$  auf  $12 \text{ cm}$ , sodass auf  $1 \text{ cm}^2$  Eisen nicht einmal  $4 \text{ cm}^2$  Beton treffen. Noch beinahe schlimmer sind die Stellen, wo zwei Unterzüge über einer Säule unter rechtem Winkel zusammentreffen, weil die Eisenstangen sich dort zugleich übergreifen und durchkreuzen. Es steht zu befürchten, dass an solchen Stellen das Einstampfen des Betons nur unvollkommen gelingt und in der Betonmasse kleine Lücken übrig bleiben.

*Berechnung der Säulen.* Die uns eingelieferten Säulenberechnungen beschränken sich auf eine Zusammenstellung der auf jede Säule treffenden Lasten und den Nachweis, dass der gewählte Querschnitt dieser Last genüge. Wie die einzelnen Lasten abgeleitet worden sind, ist nicht ersichtlich. Indessen stimmen die angegebenen Zahlen mit den nach unserer Rechnung gefundenen ziemlich gut überein. Bloss an einer Stelle haben wir eine entschiedene Abweichung gefunden, sie betrifft die beiden Rundsäulen A im ersten Stock.<sup>1)</sup>

Diese Säulen haben die Decke über dem ersten Stock und je zwei viereckige Säulen des zweiten Stockes zu tragen. Für letztere giebt die uns vorgelegte Rechnung  $45 \text{ t}$  an, was mit unserer Kontrollrechnung gut übereinstimmt. Berechnet man aber hiernach die Belastung der beiden Rundsäulen im ersten Stock, so ergiebt sich eine starke Differenz.

Die östliche Säule A hat zunächst die Last der unmittelbar über ihr stehenden viereckigen Säule zu tragen, also . . . . =  $45,0 \text{ t}$   
hierzu kommt die benachbarte, durch den Unterzug

getragene Säule mit einer Komponente von  $\frac{45 \cdot 4,8}{6,55} = 33,0 \text{ t}$   
dazu das Gewicht der Decke über dem ersten Stock,  $5,7 \text{ m}$

lang,  $5,2 \text{ m}$  breit und  $0,14 \text{ m}$  dick . . . . . =  $10,4 \text{ t}$   
hierauf die damit verbundenen Unterzüge, rund  $25\%$  . . . =  $2,6 \text{ t}$   
und schliesslich das Gewicht der Säule selbst . . . . . =  $1,3 \text{ t}$

Gesamtlast . . . . . =  $92,3 \text{ t}$

In der uns vorgelegten Berechnung wird aber die auf die Säule A entfallende Last zu  $52,5 \text{ t}$  angegeben; wir können uns den Unterschied nur dadurch erklären, dass hier ein Rechnungsfehler vorgefallen ist.

Was sodann die Tragfähigkeit der verschiedenen Säulen betrifft, so wird sie nach Hennebique'scher Regel derart bestimmt, dass der Betonquerschnitt mit  $25 \text{ kg}$  (in den untern Stockwerken mit  $30 \text{ kg}$ ), der Eisenquerschnitt mit  $1200 \text{ kg}$  pro  $\text{cm}^2$  multipliziert und beide Produkte addiert werden. Mit dieser Rechnungsart können wir uns nicht ohne weiteres befreunden; nach unserer Ansicht sollten die beiden Spannungen im gleichen Verhältnis stehen wie die beidseitigen Elastizitätskoeffizienten, und ausserdem sollte auf die Knickgefahr Rücksicht genommen werden. Aber selbst nach dieser günstigen Rechnungsweise bekommt man für die bewusste Säule eine zu kleine Tragkraft. Die Säule besass nämlich einen Durchmesser von  $40 \text{ cm}$  und war mit vier Eisenstangen von  $2,5 \text{ cm}$  armiert; die Tragkraft ergiebt sich somit bloss =  $30 \cdot 1256 + 1200 \cdot 19,6 = 61,2 \text{ t}$  anstatt  $92,3 \text{ t}$ . Es geht hieraus hervor, dass die östliche Säule A des ersten Stockes, selbst wenn man eine normale Druckfestigkeit des Betons voraussetzt, um  $50\%$  zu schwach dimensioniert war. Nicht viel besser stand es mit der westlichen Säule.

Die Frage, ob die Dimensionen der Platten, Unterzüge und Säulen, sowie die Durchmesser und die Lagerung der Eisenstangen mit den in den Plänen angegebenen Massen überall übereinstimmen, lässt sich selbstverständlich nicht mehr sicher beantworten. Es sind jedoch von keiner Seite Bedenken in dieser Hinsicht geäußert worden. Auch liegt es in der Natur der Hennebique'schen Bauweise, dass bei einigermassen sorgfältiger Bauaufsicht grobe Fehler in dieser Richtung so gut wie ausgeschlossen sind.

<sup>1)</sup> Siehe Abb. 1 S. 215.

*Die Ursache des Einsturzes.* Die oben aufgeführten Bemänglungen sollen zunächst den Grad der Sicherheit beleuchten, welchen das Gebäude nach seiner Vollendung besass; als Erklärung der eingetretenen Katastrophe reichen sie jedoch nicht aus. Das Gebäude besass zwar nach unserer Ansicht infolge der mangelhaften Qualität des verwendeten Betons und infolge der zu günstigen Berechnungsweise nicht denjenigen Grad von Festigkeit, den man von einem Bauwerk verlangen muss, von dessen sicherem Bestehen Menschenleben abhängen. Doch lässt sich kaum nachweisen, dass das Gebäude deshalb einstürzen musste. Im Gegenteil, wir halten es für wahrscheinlicher, dass das Haus noch heute ohne Anzeichen von Gefahr stehen würde, wenn nicht noch ein anderer Umstand dazu gekommen wäre. Denn weder die Beanspruchung des Eisens noch die des Betons erreichen diejenige Grenze, die, auch im Hinblick auf die geringere Qualität des letzteren, einen Bruch notwendig hätte herbeiführen müssen.

Wie schon früher mitgeteilt worden, sind am Tage des Einsturzes unter den Balken 3 und 4 der Erdgeschossdecke einige Spriessen zu frühzeitig entfernt worden. Die Experten sind der Ansicht, dass der Einsturz in der Hauptsache dieser Massnahme zugeschrieben werden muss. Die nachfolgenden Berechnungen sollen unsere Ansicht unterstützen.

Die Unterzüge 3 und 4<sup>1)</sup> über dem Erdgeschoss waren  $56 \text{ cm}$  breit und, Houdis inbegrieffen,  $40 \text{ cm}$  hoch. Im Bureau des Herrn Hennebique waren diese Balken  $12 \text{ cm}$  höher und als Zwillingsträger projektiert worden. Die Basler Baugesellschaft änderte den Querschnitt ab, weil durch die Höhe von  $52 \text{ cm}$  der lichte Raum im Erdgeschoss zu sehr beschränkt worden wäre. Auf die nachfolgenden Berechnungen und Betrachtungen hat indessen diese Änderung wenig Einfluss.

Armiert wurden die Unterzüge 3 und 4 mit je acht Stangen zu  $11 \text{ mm}$ , von denen vier geradlinig verliefen, die vier andern in gewohnter Weise gegen die Auflager hin nach oben abgebogen waren. Die Stangen endigten wie üblich hakenförmig und griffen am Zusammenstosspunkt der beiden Balken nach der uns von der Basler Baugesellschaft eingereichten Zeichnung oben und unten auf eine Strecke von  $55-60 \text{ cm}$  übereinander. Der Umstand, dass der Balken an dieser Stelle negative Biegungsmomente aufzunehmen hatte und hiergegen ungenügend armiert war, fällt für unsere Untersuchung ausser Betracht und kann auch sonst kaum als Mangel bezeichnet werden, da der diese Stelle stützende Pfeiler eine grosse Ausladung erhalten sollte und die Balken nur als leicht eingespannt berechnet worden waren.

Der Zusammenstosspunkt der Balken 3 und 4 sollte durch einen gemauerten Pfeiler unterstützt werden. Einstweilen wurde der Balken links und rechts provisorisch durch hölzerne Spriessen getragen. Beim Aufmauern des Pfeilers standen jedoch diese Spriessen im Wege, sie wurden zum Teil entfernt und durch eine kurze Spriesse von etwa  $10 \text{ cm}$  Durchmesser ersetzt, die sich auf den halb aufgemauerten Pfeiler stützte. So weit diese Spriesse es zuließ, wurde der Pfeiler noch weiter gemauert, jedoch mit sehr beschränktem Querschnitt. Nach den Zeugenaussagen soll der Pfeiler bis zum Unterzug fortgesetzt worden sein. Etwa eine Stunde nach Wegnahme der Spriessen fand der Einsturz statt.

Über der fraglichen Stelle stand bereits die viereckige Säule B des ersten Stockes. Diese Säule trug zunächst die Unterzüge 5, 6 und 7 der über dem ersten Stock befindlichen Decke und das im zweiten Stock befindliche Spriessholz. Welche weiteren Lasten noch auf der Säule B ruhten, lässt sich nicht mit Bestimmtheit sagen. Es ist klar, dass, so lange der Beton noch frisch ist, das ganze Gewicht der Decke auf dem Schal und Spriessholz ruht. Dieses Verhältnis bleibt bestehen, auch wenn der Beton nach und nach erhärtet. Erst wenn die unterstützenden Spriesshölzer entfernt werden, oder wenn sich leichte Senkungen einstellen, gelangt die Decke wirklich zum Tragen.

Da nun am Tage des Einsturzes die oberen Stockwerke noch eingeschaltet waren, so liegt der Gedanke nahe, dass die Säule B sämtliche Decken samt ihrem Schal- und Spriessholz zu tragen hatte. Unter dieser Voraussetzung gelangt man zu einer Gesamtlast von  $40,4 \text{ t}$ .

Mit dieser Annahme ginge man jedoch zu weit. Denn schon beim Ausrüsten des ersten Stockes gelangten die oberen Decken zum Teil zum Selbstragen, und als der Unterzug 3-4 selbst anfing nachzugeben, wurde die Säule B noch weiter entlastet. Wir halten es daher für richtiger, unsern nachfolgenden Berechnungen bloss diejenige Last zu Grunde zu legen, die im Augenblicke des Einsturzes sicher auf der Säule B ruhte.

Die Bodenfläche, welche die Säule B zu unterstützen hatte, lässt sich genau genug als ein Rechteck von  $5,7 \text{ m}$  Länge und  $2,9 \text{ m}$  Breite ansehen. Das Schal- und Spriessholz wiegt etwa  $120 \text{ kg}$  pro  $\text{m}^2$ .

<sup>1)</sup> Siehe Abbildung 2 S. 227.

|  |
|--|
| Hier nach ergiebt sich die Belastung des Unterzuges 3—4 wie folgt:         |
| Decke über dem ersten Stock, im Mittel 11 cm stark =                       |
| 5,7 · 2,9 · 0,11 · 2,5 . . . . . = 4,5 t                                   |
| Unterzüge 5—7 etwa . . . . . = 1,6 t                                       |
| Schal- und Spriessholz im zweiten Stock 5,7 · 2,9 · 0,12 . . . . . = 2,0 t |
| Gewicht der Säule B = 0,5 · 0,35 · 3,9 · 2,5 . . . . . = 1,7 t             |
| Decke über dem Erdgeschoss, im Mittel 14 cm stark =                        |
| 5,7 · 2,9 · 0,14 · 2,5 . . . . . = 5,8 t                                   |
| Unterzüge . . . . . = 1,4 t  |
| Gesamtgewicht . . . . . = 17,0 t   |

Dieser Last war nun der Unterzug 3—4 ohne unterstützende Pfosten oder Säulen in keiner Weise gewachsen. Er war im Lichten 4,82 m lang. Die Achse der Säule B stand um 2,51, bzw. 2,31 m von den Auflagern ab. An seiner Unterfläche befanden sich vier Eisenstangen von 11 mm Durchmesser, die sich am Zusammenstosspunkte 55—60 cm weit übergriffen. Setzt man, was kaum zutreffen dürfte, voraus, die Uebergriffslänge genüge, um die Stangen zum Tragen zu bringen, so gelangt man zu folgenden Ergebnissen:

$$\text{Biegungsmoment } M = \frac{17,0 \cdot 2,51 \cdot 2,31}{4,82} = 20,4 \text{ mt} = 2040 \text{ cmt.}$$

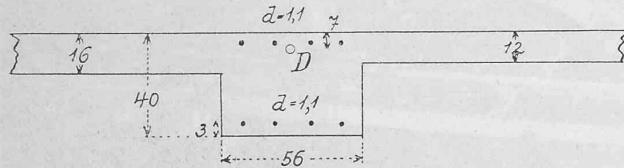


Abb. 3. Querschnitt des Unterzuges 3—4.

Der Balken besass an der gefährlichen Stelle den in Abbildung 3 dargestellten Querschnitt. Wir nehmen den Druckmittelpunkt D in der Mitte des Hourdis an; dann ist der Abstand von Druck- und Zugmittelpunkt  $40 - 7 - 3 = 30 \text{ cm}$ , folglich die Zugkraft im Eisen

$$Z = 2040 : 30 = 68 \text{ t.}$$

Die Querschnittsfläche des Eisens betrug

$$F = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 1,1^2}{4} = 3,8 \text{ cm}^2,$$

somit die Beanspruchung des Eisens

$$\sigma = Z : F = 68 : 3,8 = 18 \text{ t pro cm}^2.$$

Lässt man das Eisen ausser Acht und berechnet, welche Zugspannung in diesem Falle im Beton auftreten müsste, so bekommt man etwa 90 kg pro  $\text{cm}^2$ .

Da das Eisen schon bei einer Beanspruchung von  $3\frac{1}{2}$  bis 4 t zerrissen wird und der Beton auf Zug im günstigsten Falle mit 20 bis 30 kg widerstehen kann, so ist klar, dass der Unterzug die Last B unmöglich tragen konnte.

Nach den Zeugenaussagen befand sich unter dem Unterzuge noch eine von den anfänglichen Spriessen, sowie die kurz vor dem Einsturz aufgestellte kleine Holzspreize. Letztere stand etwas schief und fasste den Unterzug bloss an einer Kante. Rechner man den Durchmesser der grossen Spriesse gleich 12, den der kleinen gleich 10 cm, so erlitten die beiden Hölzer eine Druckspannung von  $17,0 \text{ t} : (113 + 79) = 88 \text{ kg pro cm}^2$ , vorausgesetzt, dass der Druck sich genau centrisch äusserte. Es ist als sicher anzunehmen, dass letzteres nicht der Fall war. Ausserdem trat die Knickgefahr hinzu. Die Spreizen waren daher allenfalls im stande, den Bruch einige Zeit aufzuhalten, aber verhindern konnten sie ihn nicht.

Nun bleibt noch der mit stark verringertem Querschnitt nach oben fortgesetzte Backsteinpfeiler übrig. Nach den von zwei Zeugen angefertigten Skizzen (Abb. 2) besass derselbe in seinem oberen Teil eine Querschnittsfläche von etwa  $\frac{1}{10} \text{ m}^2$ , nach der Beschreibung des Herrn Linder vom 26. Oktober eine Fläche von etwa  $\frac{1}{8} \text{ m}^2$ . Bei regelmässigem Mauerwerk und festem Mörtel wäre dieser Pfeiler vielleicht imstande gewesen eine Last von 17 t zu tragen. Das Mauerwerk war jedoch für den späteren Anschluss mit Verzahnung ausgeführt und der Kalkmörtel vollkommen frisch und weich. Eine kleine Nebenursache genügte, um die Holzspreize zu zersplittern, den Mörtel herauszuquetschen und das schmale Mäuerchen zum Wanken zu bringen.

Nehmen wir schliesslich noch hinzu, dass, wie mehrere Arbeiter bezeugen, der Unterzug 3—4 an seiner Unterfläche bereits einen Riss besass, so führen uns unsere Betrachtungen zu dem Schlusse, dass der Einsturz des Gebäudes an dieser bedenklich geschwächten Stelle seinen Anfang genommen hat.

War einmal der Balken 3—4 verloren, so mussten mit Notwendigkeit die Decken über dem Erdgeschoss und über dem ersten Stock auf

eine Ausdehnung von etwa 11 auf  $5\frac{1}{2} \text{ m}$  in die Tiefe stürzen. Die Decke über dem Keller wurde durch den Sturz mitgerissen.

Warum hierauf auch die andern Teile des Gebäudes, die oberen Stockwerke und die beiden westlichen Drittel des Hauses, folgten, lässt sich ebenfalls erklären.

Wir berechnen zu diesem Zwecke den Druck, unter dem die östliche kreisrunde Säule A des ersten Stockes im Augenblicke des Einsturzes stand, dieselbe Säule, die wir bereits früher als zu schwach befunden haben.

Über dieser Säule befanden sich in den vier oberen Stockwerken je zwei viereckige Säulen A. Auf die hintere entfiel eine Fläche von 6,8 auf 3,2 m; auf die vordere eine Fläche von 5,5 auf 3,2 m. Die vier obigen Decken waren im Mittel 8,4 cm dick; ihr Gewicht betrug somit für die hintere Säule A:

$$6,8 \cdot 3,2 \cdot 4 \cdot 0,084 \cdot 2,5 . . . . . = 18,2 \text{ t}$$

dazu das Gewicht der Unterzüge und Säulen, annähernd = 6,0 t und das des Spriessholzes =  $6,8 \cdot 3,2 \cdot 0,12 \cdot 4 . . . . . = 10,4 \text{ t}$

Zusammen also =  $34,6 \text{ t}$

Für die vordere Säule findet sich in gleicher Weise . . . . . = 29,2 t

Die Rundsäule A empfing hiervon die Last

$$34,6 \cdot 4,8 + 29,2 . . . . . = 54,5 \text{ t}$$

hierzu das Gewicht der Decke über dem ersten Stock:

$$5,7 \cdot 5,2 \cdot 0,14 \cdot 2,5 . . . . . = 10,4 \text{ t}$$

die damit zusammenhängenden Unterzüge, etwa . . . . . = 2,6 t und das Gewicht der Säule selbst:  $\pi \cdot 0,20^2 \cdot 4 \cdot 0,2,5 . . . . . = 1,3 \text{ t}$

Gesamtlast . . . . . = 68,8 t

Die Säule A hatte einen Durchmesser von 40 cm und war mit vier Eisenstangen von 25 mm armiert. Ihre Querschnittsfläche betrug daher 1256, und wenn man noch den zehnfachen Eisenquerschnitt hinzufügt, 1452  $\text{cm}^2$ . Es entfiel daher auf den Quadratcentimeter eine Druckspannung von 47 kg.

So lange nun die anstossenden Decken intakt blieben, war diese Beanspruchung eine annähernd centrische. Nachdem jedoch der Einsturz eingeleitet war, entstanden für die Säule A einseitige Belastungen und damit Biegungsmomente, wodurch die Beanspruchung des Betons wesentlich gesteigert wurde. Es ist ferner leicht möglich, sogar wahrscheinlich, dass, als die Säule B und die umliegenden Decken einstürzten, einzelne Eisenstangen bei der Rundsäule A sich losrissen und dadurch die Säule untermachten.

Berücksichtigt man noch, dass der Sturz der Säule B notwendig heftige Erschütterungen nach sich ziehen musste, sowie dass die Materialprüfung für den Beton in den Säulen eine Druckfestigkeit von kaum 100 kg pro  $\text{cm}^2$  ergeben hat, so erscheint auch ein Bruch der Säule A als nahezu unvermeidlich.

Damit war aber das Schicksal des Gebäudes besiegelt, denn nachdem die Säule A ihren Halt verloren, mussten die übrigen Säulen und Decken, eine nach der andern, folgen und den Sturz in die Tiefe mitmachen.

Die Umfassungsmauern des Gebäudes hingen durch die eingreifenden Eisenstangen fest mit den Decken zusammen. Die beiden Fassadenmauern, die durch zahlreiche Fenster- und Thüröffnungen durchbrochen und mit der Hennebique-Konstruktion innig verbunden waren, wurden durch die einstürzenden Decken mitgerissen. Die beiden seitlichen Brandmauern dagegen bildeten geschlossene Wände und hielten Stand, weil nur die Hourdis auf eine geringe Tiefe in dieselben eingingen; nur an vereinzelten Stellen rissen die gut verankerten Eisenstangen die Hälften der Mauer mit sich.

Schliesslich kann man noch die Frage aufwerfen, ob der völlige Zusammenbruch des Gebäudes unterblieben wäre, und die Katastrophe sich auf die Säule B und die umliegenden Decken beschränkt hätte, wenn das Material besser und die Berechnung der Dimensionen zuverlässiger gewesen wäre.

Eine sichere Antwort auf diese Frage lässt sich schwerlich geben. Wir halten es für wahrscheinlich, dass der Einsturz in diesem Falle einen geringeren Umfang angenommen hätte; aber wie weit er sich ausgedehnt hätte, welche Teile des Gebäudes noch gerettet worden wären, muss der Vermutung überlassen bleiben. \*

In dem letzten Abschnitt, den „Ergänzenden Bemerkungen“ weisen die Experten auf den Umstand hin, dass der Einsturz zwar erst ungefähr eine Stunde nach Entfernung der Stützen unter dem Unterzuge 3—4, dann aber in seinem ganzen Umfange plötzlich erfolgte, sodass alle Zeugen übereinstimmen, er sei das Werk weniger Sekunden gewesen. Diese Erscheinung führen sie auf die Bauart in armiertem Beton zurück. Während bei der gewöhnlichen Bauweise die

## Die Pariser Stadtbahnen.

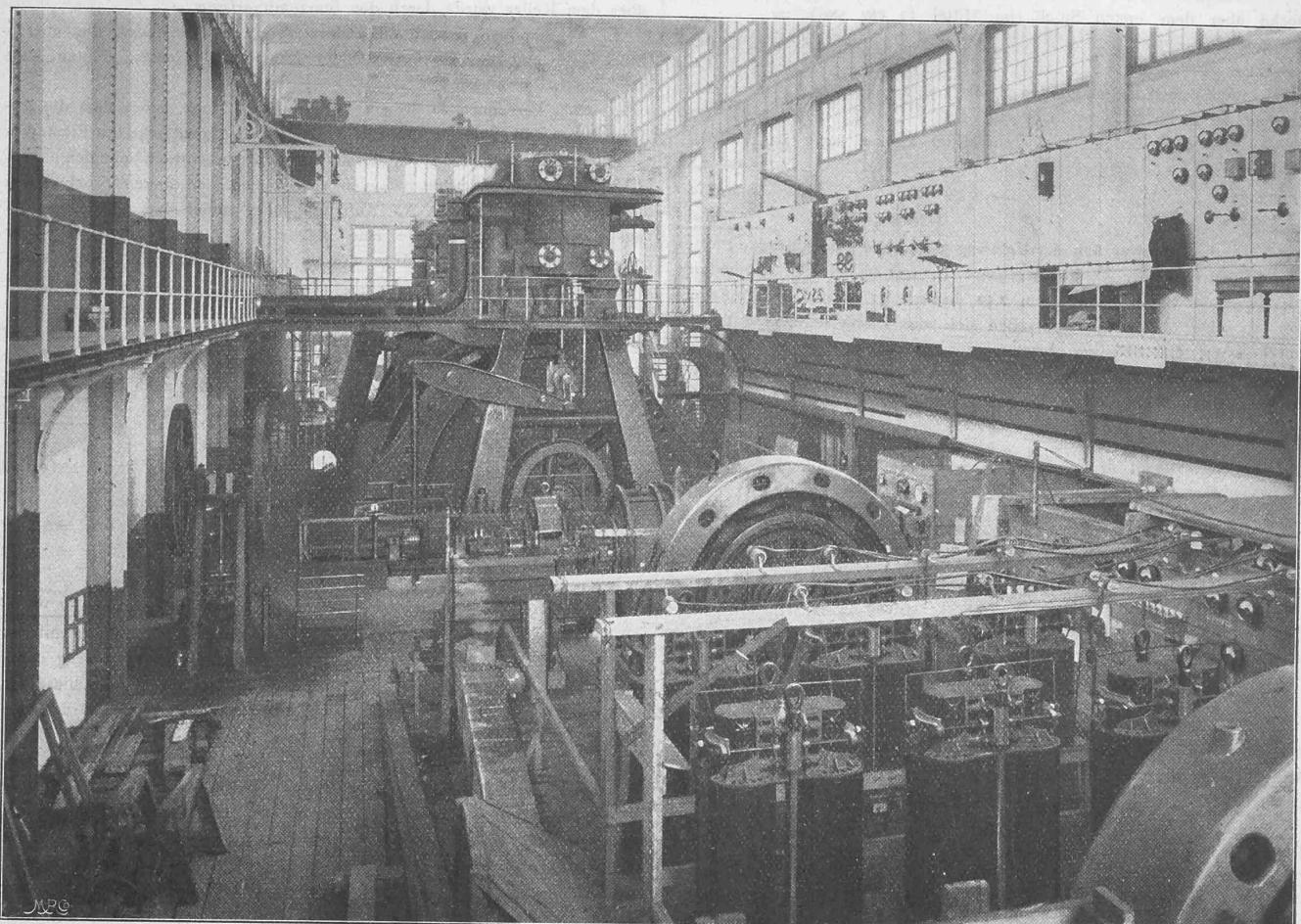


Abb. 21. Elektrische Centrale in Bercy. — Innenaussicht des Maschinensaales.

einzelnen Bauteile mehr oder weniger lose zusammengefügt seien, sodass der Einsturz eines Teiles nicht notwendigerweise auch den Einsturz sämtlicher Teile zur Folge haben müsste, bildet dagegen die Konstruktion Hennebique ein ganz geschlossenes, zu einer Einheit verbundenes System und Gefüge. Die Decken sind durchgehend und durch Eiseneinlagen zu einer starren einheitlichen Masse zusammengefügt. Die Stützen stehen wieder auf diesen Decken und nicht einmal immer senkrecht über den unteren Stützungen. Tritt nun an irgend einer Stelle ein Zusammenbruch ein, so ist leicht einzusehen, dass der Nachsturz des übrigen Teiles infolge der ganz veränderten Belastungsverhältnisse und der Störung der Gleichgewichtslage in der ganzen in sich geschlossenen Konstruktion in beinahe zwingender Weise erfolgen muss. Auch hier geschah der Einsturz nach innen; die Trümmer lagen nach mehrfachen Aussagen annähernd trichterförmig um den gefährdeten Punkt. Die aufrecht gebliebenen Teile beschränken sich auf solche, die in das System nicht einbezogen waren.

An diese Ausführungen knüpfen die Experten die Frage, „ob durch den Unfall d. h. den Zusammensturz des Gebäudes das System der Hennebiquebauten überhaupt in Frage gestellt sei?“ Sie verneinen dieses, indem aus den gepflogenen Untersuchungen hervorgehe, dass, von nicht genügenden Dimensionierungen einiger Konstruktionsteile abgesehen, lediglich Mängel in der Ausführung die Katastrophe herbeiführen könnten. Sie schliessen das Kapitel mit folgender Erklärung:

« Es ist ja zuzugeben, dass ein ganz abgeklärtes, allgemein adoptiertes wissenschaftliches System zur Berechnung von Hennebiquebauten noch nicht vorhanden ist. Aber die verschiedenen Methoden, die z. Z. zur Berechnung solcher Konstruktionen angewandt werden, lassen doch die Tragkraft der Konstruktionen d. h. deren einzelne Bestandteile mit annähernder Sicherheit bestimmen. Dazu kommt, dass ja eine Reihe der interessantesten Kon-

struktionen in vielen Ländern zur Ausführung gelangten, ohne dass mehr als bei andern Bau- und Konstruktionsarten Unfälle eingetreten wären. Es muss im Interesse der Technik und in demjenigen eines höchst interessanten konstruktiv-technischen Hilmittel konstatiert werden, dass die Schuld des eingetretenen beklagenswerten Unglücks nicht mit dem Prinzip des Systems im direkten Zusammenhang steht. Es wäre zu bedauern, wenn das Vorkommnis da oder dort zu einem Verbote in der Anwendung dieser Konstruktionsart führen sollte. Die nützliche Folge des Unglücks soll sein: eine weitere sorgfältige Entwicklung des Systems und äusserste Sorgfalt in dessen Ausführung.

Wenn wir also prinzipiell den Unglücksfall mit dem Hennebique-System als solchem nicht in direkten Zusammenhang zu bringen vermögen, so muss doch noch mit einigen Worten auf gewisse Erscheinungen hinsichtlich dieses Konstruktionsystems und seine Entwicklung hingewiesen werden.

Seit dem Bekanntwerden des Systems unter dem Namen Hennebique hat dasselbe doch verschiedene Wandlungen durchgemacht, die u. a. auch darin bestehen, dass viele Konstruktionen kühner angeordnet werden, als dies im Anfang der Fall war. So besteht eine Änderung in der Anwendung grösserer Spannweiten für die Hourdis, die auch beim «Bären» zur Ausführung gelangte. Im Zusammenhang damit steht ferner eine andere Berechnungsweise dieser Arbeiten.

Mit einem Worte, man findet unter dem Namen «Hennebique» Konstruktionen, die sich wesentlich vom ursprünglichen System unterscheiden. Man thut deshalb gut, nicht allein den Namen, unter welchem eine Konstruktion erscheint, in Betracht zu ziehen, sondern jede bezügliche Arbeit selbstständig auf ihre Anordnung und Berechnung zu prüfen.»

\* \* \*

Die Schlussfolgerungen, zu denen der Expertenbericht gelangt, haben wir bereits in unserer vorletzten Nummer<sup>1)</sup> veröffentlicht und ebenso in Nummer 20 das Ergebnis der Gerichtsverhandlungen mitgeteilt.

<sup>1)</sup> Bd. XXXIX S. 211.