

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 39/40 (1902)
Heft: 20

Artikel: Expertenbericht betreffend den Gebäudeinsturz in der Aeschenvorstadt Basel am 28. August 1901
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-23364>

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: 11.01.2026

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

INHALT: Expertenbericht betreffend den Gebäudeeinsturz in der Aeschenvorstadt Basel am 28. August 1901. I. — Wettbewerb für den Neubau der Kantonalbank in Schaffhausen. III. (Schluss.) — Neuere Methoden der Festigkeitslehre. II. — Simplon-Tunnel. — Miscellanea: Kunstgewerbeausstellung in München 1904. Monatsausweis über die Arbeiten im Albula-Tunnel. Gebäudeeinsturz in der Aeschenvorstadt Basel am 28. August 1901. Zulassung von Hospitanten an der Berliner technischen

Hochschule. Die Schwarzwasser-Eisenbahn. Schweizerische Bundesbahnen. Rickenbahn. Die 42. Jahresversammlung des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern. — Nekrologie: † A. Ummuth. — Litteratur: Bericht über den Umbau der Zürcher Pferdebahn auf Meterspur für elektrischen Betrieb. Eingegangene litterar. Neuigkeiten. — Vereinsnachrichten: Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung. XXXIII. Adressverzeichnis.

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

I.

Die vom Gerichte mit der Abgabe eines fachlichen Gutachtens über den in der Aeschenvorstadt zu Basel am 28. August 1901 erfolgten Gebäudeeinsturz beauftragten Experten, Stadtbaumeister *A. Geiser*, Prof. Dr. *W. Ritter* und Prof. *F. Schüle*, alle drei in Zürich, haben ihren Bericht bereits im November v. J. erstattet. Die Gerichtsverhandlungen über den Fall haben am 9. Mai begonnen und es gelangt deshalb der Expertenbericht erst jetzt zur Veröffentlichung. Wir beeilen uns aus demselben das wesentlichste mitzuteilen. Dabei sind wir genötigt, des grossen Umfangs wegen, die Beschreibungen und Betrachtungen allgemeiner Natur nur auszugsweise wiederzugeben, während wir die Abteilungen über „die Resultate der vorgenommenen Untersuchungen in der eidg. Prüfungsanstalt für Baumaterialien“, das Kapitel über „besondere Erscheinungen“, in dem die unmittelbare Ursache des Einsturzes dargelegt wird, und jenes über „die statischen Berechnungen“, dem Berichte fast ihrem vollen Umfange nach wörtlich entnehmen und denselben die zu ihrem Verständnis nötigen Zeichnungen beifügen. Das allgemeine Interesse, das die Fachkreise dem Falle und der dabei in Frage kommenden Bauweise entgegenbringen, veranlasst uns, diesen Teil der sehr einlässlichen Arbeit der Experten ausführlicher zu behandeln.

Der Bericht stützt sich auf Lokalbesichtigungen, deren erste am 30. und 31. August stattfand, also unmittelbar nach der am 28. erfolgten Katastrophe, auf persönliche und amtliche Einvernahme der beim Bau beschäftigten Personen durch die Experten, auf Prüfung der Pläne und Akten mit den statischen Berechnungen und endlich auf die in der eidg. Festigkeitsanstalt mit den Baumaterialien vorgenommenen Proben. Der Zusammenbruch des Gebäudes war ein so vollständiger, dass aus stehen gebliebenen Bestandteilen, wie der Erkerbaute an der südlichen Straßenfassade oder der Stockwerkstreppe an der östlichen Brandmauer direkte Schlüsse auf die Ursachen des Einsturzes nicht gezogen werden konnten.

* * *

In dem ersten Kapitel, „das Projekt“, beschreibt der Bericht den von der Firma „Basler Baugesellschaft, vorm. Rud. Linder“ zur Ausführung übernommenen Neubau für das „Restaurant und Hotel Garni zum Bären“.

Das ganze Areal mit einer Straßenfront von 18 m und einer Tiefe von 46,5 m soll für den Geschäftsbetrieb Verwendung finden. Das in Abb. 1 auf Seite 215 dargestellte, an der Hauptstrasse liegende Vordergebäude bildet ein von der übrigen Anlage unabhängiges Ganzes. Nur im Erdgeschoss ist gegen das Hinterhaus zu als Erweiterung der Restaurationsräumlichkeiten ein in der Höhe des ersten Stockes mit einem Glasdach überdeckter Raum angefügt. Erdgeschoss und erster Stock sind zu Restaurationszwecken, die andern Stockwerke für die Fremdenzimmer bestimmt. Daraus ergab sich die in konstruktiver Hinsicht nichts abnormales aufweisende Notwendigkeit, einen bedeutenden Einbau der oberen Stockwerke über hohle Räume anzuordnen. Dass im Hinblick auf die bequeme und leichte Art, die das Hennebique-System zur Aufnahme und Uebertragung so ungleicher Belastungen bietet, dieses gewählt wurde, ist erklärbar, umso mehr als der Leiter und früher alleinige Inhaber des Geschäftes das Hennebique-Bausystem mehrfach mit gutem Erfolg angewendet hat und die in andern Fällen damit gemachten günstigen Erfahrungen nur dazu aufmuntern mussten.

Aus Abb. 1 ist ersichtlich, dass die beiden Brandmauern, das Fundament der Fassade, sowie die aus rotem Sandstein in Massivbau aufgeföhrte Fassade selbst in regelmässigem Mauerwerk, dagegen die inneren stützenden Teile und die Zwischenböden in Hennebique-Bauweise zur Ausführung gelangten. Die Zwischendecken reichen in konstruktiv richtiger Weise und mit sachgemässem Auflager in die Brandmauern und in die Fassade hinein. Die Fundamentsohle wird gebildet durch die gemauerten Fundamente der drei Ummauern sowie durch zwei kontinuierliche Fundamentträger in armiertem Beton von 1,40 m Breite auf 70 cm Tiefe für die Hoffassade und 1,30 m Breite und 70 cm Tiefe für die Innenkonstruktion. Vier freistehende Hennebiquepfiler an der Hoffassade und vier solche im Innern stehen auf den genannten Fundamenten und tragen die darüber befindliche Last. Die Lage der Hauptstützen und tragenden Teile im Erdgeschoss entspricht der Hauptsache nach den im Keller angebrachten Pfeilern, dagegen sind einzelne der Stützungen, so z. B. zwei derselben bei der Vorhalle, nicht in Hennebique-Beton erstellt und überschreitet bei zwei Pfeilern der Querschnitt in erheblichem Mase jenen der entsprechenden Stützungen im Keller. Die mittlere säulenartige Stütze gegen den Hof steht nicht über dem Pfeiler im Keller, sondern unmittelbar daneben, d. h. auf dem Unterzuge. Im ersten Stock stehen Fassadenpfeiler und innere Abstützungen wieder senkrecht über jenen des Erdgeschosses. Auf diesen Ummauern bzw. Pfeilern und den drei inneren Stützen des I. Stockes ruht der obere Stockwerkbau. Von den eigentlichen tragenden Stützen des zweiten und der oberen Stockwerke ist nur eine direkt von einer Stütze des ersten Stockwerkes getragen, die andern stehen auf den Unterzügen des ersten Stockes im Hohlen. Für den Dachstuhl bildet den eigentlich tragenden Teil, das sogen. Kehlgäbelk, die Decke über dem fünften Stockwerk, die ebenfalls in Hennebique-Beton ausgeführt ist; da diese Decke vorn zum teil, hinten ganz in die Dachschräge einschneidet, musste sie als eine in schräger Ebene gebrochene nach den tiefer liegenden Ummauern fortgesetzt werden, eine Anordnung, die auch namentlich gegen den Nachbar in feuerpolizeilicher Hinsicht ihre volle Berechtigung hatte. Die Streben des Dachstuhles ruhen vermittels hölzerner Sättel auf dieser Decke.

Hinsichtlich der in der Hauptsache ebenfalls eingestürzten Hauptfassade sprechen sich die Experten dahin aus, dass deren Konstruktion und Anordnung durchaus fachgemäß war und mit den Ursachen des Einsturzes in keinem direkten Zusammenhang steht. Was von der Fassade einstürzte, wurde durch die inneren Konstruktionsteile mitgerissen.

* * *

Das zweite Kapitel des Expertenberichtes handelt von der „Genehmigung des Projektes und Stellung der Baupolizeibehörde zum Projekt und zur Ausführung“. Es sind darin sehr interessante Ausführungen der Sachverständigen, teils von örtlicher, teils von allgemeiner Bedeutung enthalten, die die Verantwortlichkeit der Baupolizeibehörde klar beleuchten und auch für unseren Leserkreis Interesse böten. Rücksichten auf den Umfang der die Bauausführung direkt betreffenden folgenden Abschnitte nötigen uns aber, von einer Besprechung dieses Kapitels hier abzusehen.

* * *

Ueber die „Ausführung und Bauleitung“ berichten die Experten in der Hauptsache wie folgt:

„Aus der Einvernahme der beim Baugeschäft der Basler Baugesellschaft betätigten Techniker ergibt sich in erster Linie, dass die technische Oberleitung in den Händen des früheren Besitzers, Herrn Rud. Linder geblieben ist. Die Organisation im Geschäft war so getroffen, dass jedem technischen Zweige ein Chef vorstand, der mit seinen speziellen Organen bis hinunter zum Palier die Ausführung der einzelnen Bauten leitete und

überwachte. Hinsichtlich der hier in Frage kommenden speziellen Konstruktion der Hennebiquebaute ist durch den Leiter R. Linder konstatiert, dass die Pläne dieser Konstruktion und die statischen Berechnungen durch die Firma Hennebique in Paris angefertigt wurden und zwar ohne dass eine förmliche Ueberprüfung durch das Geschäft in Basel stattfand. Korrekturen in einzelnen Teilen, z. B. in der Anordnung von Unterzügen, die durch architektonische Rücksichten veranlasst wurden, seien nur in geringem Mase bei der Ausführung vorgenommen worden, auf jeden Fall habe das aber keinen wie immer gearteten Einfluss auf die durch Berechnung gefundene Solidität des Baues ausüben können. Der mit der speziellen Leitung der Hennebiquebauten als Ingenieur betraute Hr. Yenidunia erklärt, dass er speziell diese Konstruktionsart nicht kannte, dass er aber redlich bemüht war, sich hineinzuarbeiten.

Hier lag, wie schon gesagt, das technische Material vorbereitet vor und es handelte sich nur um dessen Ausführung. Der Bauführer, Hr. Wernle überwachte die Betonarbeiten mit dem Einlegen des Eisens, während ein besonderer Zimmerpalier die Ein- und Ausschalungen der Unterzüge und der Houdis besorgte.

Mehrere dieser Vorarbeiter waren seit einigen Jahren bei R. Linder angestellt und hatten Erfahrung in der Ausführung der ihnen zugewiesenen Arbeiten. Ob eine absolut strenge Ausscheidung der Kompetenzen bei diesen beaufsichtigenden Organen angeordnet war, ist nicht ganz abgeklärt; vielfach ist es ja absolut notwendig, dass gemeinsame Verständigungen über gewisse Punkte und Massnahmen stattfinden. Dagegen erscheint es als ziemlich sicher, dass die obren Organe des Architekturbureaus eine eigene Kontrolle ihrer Arbeiten am Baue nicht vornahmen, sondern dies vorderhand allein durch den Bauführer besorgen liessen. Wahrscheinlich geschah dies auch aus dem Grunde, weil bis zu dem Zeitpunkte des Einsturzes, ausschliesslich der Fassade, nur Betonarbeiten zur Ausführung gelangten.

Zur Zeit der Katastrophe war nun der Bau in so weit im Rohbau vollendet, als erwiesenermassen der Dachstuhl aufgeschlagen war, selbst einige Dachlichter waren montiert. Die Zimmerleute waren auf einer Seite noch mit Latten beschäftigt. Das eigentliche Aufschlagen des Dachstuhles hat also einige Tage vor dem Zusammensturz stattgefunden, und es erscheint deshalb auch die Ursache des Sturzes kaum in einem inneren Zusammenhang mit dem Aufschlagen des an sich leichten Dachstuhles zu stehen.

Dagegen ist hier darauf hinzuweisen, dass die zur Aufnahme der Last und des Seitenschubes des Dachstuhles bestimmte Hennebiquedecke, der sog. Kehlbalkenboden, erst wenige Tage vorher betoniert worden ist und nicht gänzlich vollendet war, indem der eine schräge Teil dieser Decke, welcher sich an die massive Umfassungsmauer hätte abstützen sollen und wodurch die Decke erst ihren weiteren Halt bekommen hätte, im Moment des Aufschlagens und Einlattens noch nicht zur Ausführung gelangt war. Hiedurch ergab sich der Umstand, dass diese ganze Decke, auf welcher die Streben des Daches mittels Sattelhölzern ruhen, keinen durch die natürliche Konstruktionsweise gegebenen fertigen Stützpunkt erhalten hatte und sich ganz allein mit der darauf ruhenden Last nicht zu tragen vermochte; vielmehr musste nun mangels des natürlichen Verbandes mit den Umfassungsmauern diese Decke vorderhand künstlich abgestützt werden und zwar auf den untern Boden, der diese Last auf die folgenden Decken vermittelte weiterer Stützen wieder übertrug. Es erfolgte hiedurch gewissermassen auch eine teilweise Entlastung der Umfassungsmauern und der inneren tragenden Konstruktionsstützen, Pfeiler und Säulen, bis zu dem Punkte d. h. derjenigen Ebene, unter welcher erwiesenermassen provisorische Stützen nicht mehr oder nur noch vereinzelt vorhanden waren.

Dies war nun nach den übereinstimmenden Aussagen einer Reihe von Zeugen der Fall im Parterreraum des eingestürzten Bauteiles. Hier seien die provisorischen Stützen am Tage der Katastrophe bis an drei Stück entfernt gewesen, abgesehen von Stützen unter dem Unterzug beim Eingang und dem Teile gegen die Etagentreppen, welcher noch weiter abgestützt war. Es soll sich über die Zweckmässigkeit dieser Anordnung zwischen den Organen der Gesellschaft, Linder, Yenidunia und dem die Stützungen besorgenden Palier eine Diskussion an Ort und Stelle entsponnen haben. Yenidunia will gegen das Vorgehen Bedenken geäußert haben, während Linder eine Gefahr oder Unregelmässigkeit in der Entfernung der Stützen im Hinblick auf die Länge der Zeit, in welcher die Erhärtung des Betons nun habe vor sich gehen können, nicht glaubte erblicken zu müssen.

Es sei hier der Vollständigkeit halber noch hinzugefügt, dass nach erfolgter Katastrophe die Stützungen im hintern Teile der Bauanlage in erheblicher Weise vermehrt wurden; genau in welchem Umfange dies geschah, konnte nicht mehr konstatiert werden.

Wie und in welcher Weise die Mischungsverhältnisse des Betons,

das Einlegen der Eisen u. s. w. ebenso die Einschalungen überwacht wurden, konnte nicht genau festgestellt werden, dagegen zeigen einzelne Momente, wie die sichtbaren Eisenteile, die Ungleichheit im Beton, verbunden mit der konstatierten Hast, mit welcher gebaut wurde, dass nicht immer mit der wünschbaren Umsicht und Vorsicht vorgegangen wurde.

Auch erscheint es doch etwas bedenklich, dass, wie Zeuge Yenidunia, der Angestellte der Firma, deponiert, für Betonarbeiten im Fundamente unreiner Kies aus der Baugrube Verwendung fand.

Was die Einschalungen anbelangt, so konnte die Art derselben an dem noch bestehenden Baue besichtigt werden und es liess sich hiebei konstatieren, dass hier mit hinreichender Vorsicht gearbeitet wurde. Das Wegnehmen von Schalungen in Gegenwart der Experten zeigte, dass jene in sachgemässer Weise erstellt waren. Immerhin fiel dabei auf, dass einzelne Stützen nicht aus einem Stücke bestanden und dass an bereits ausgeschaltenen Pfeilern und Unterzügen sich erhebliche Flickarbeiten vorfanden, die von abgerissenen Betonteilen herrührten, sei es dass die Betonmasse nicht ganz homogen und dicht war, sei es dass bei der Ausschalung nicht nach jeder Richtung mit der nötigen Vorsicht vorgefahren wurde.

Der Bauteil am Brunngässlein ist gänzlich ausgeschalt; dieser Teil macht keinen ungünstigen Eindruck, sowohl hinsichtlich der ganzen Konstruktionsart als der Art der Ausführung der einzelnen Konstruktionsteile.»

* * *

Das vierte Kapitel des Berichtes beschäftigt sich mit den „Baumaterialien und deren Verwendung“, mit Ausnahme der Proben, die mit dem Material in der eidg. Festigkeitsanstalt vorgenommen wurden und über welche im fünften Kapitel berichtet ist.

Es stellt fest, dass für den Beton Grubekies, ein Gemisch von Kies und Sand in ungewaschenem Zustande verarbeitet wurde, obschon dieser Kies nicht absolut rein war sondern deutliche Spuren von lehmartigen Bestandteilen zeigte. Der zum Beton verwendete Cement ist sogen. Portlandcement aus Metz.

Hinsichtlich der Ausführungsarbeiten entnehmen die Experten dem Baujournal und der Korrespondenz der ausführenden Baugesellschaft und der Firma Hennebique in Paris folgende Daten:

«Von Ende März bis 20. April 1901 fand auf schriftlichem Wege die Verständigung zwischen der Basler Baugesellschaft und der Firma Hennebique in Paris für die Lieferung der Ausführungspläne der armierten Beton-Konstruktionen für den Gebäudekomplex statt. Herr Hennebique hatte sich genau an die Pläne und Säulenanordnungen der ersten Firma zu halten und wurde eingeladen, diese Ausführungspläne nach und nach zu senden, von den unteren Geschossen an beginnend. Am 26. April wurden bereits die Details und Bestellungstabellen für das Armierungseisen für die Kellerfundierungen und Säulen des Kellers von Paris geschickt und gegen den 22. Juli 1901 war die Bauleitung im Besitze aller Ausführungspläne und Tabellen für die Eisenbestellungen. Statische Berechnungen der einzelnen Decken, Unterzüge und Säulen wurden nicht verlangt und auch nicht eingeliefert.

Dem fortduernden Wunsche um rasche Zustellung der Ausführungspläne entsprach nach Einlaufen derselben in Basel eine ebenso rasche Ausführung in der Weise, dass Maurerbetrieb, Zimmerarbeiten für das Einschalen der armierten Konstruktionsteile, Legen der Eisenarmierungen und Einstampfen des Betons sich über die drei Gebäude stockweiseartig folgten. Der Verlauf dieser Arbeiten geht aus folgender Tabelle, die jeweiligen Anfang und Ende des Betonierens angibt, klar hervor:

Fundamente	vom 8. Mai	bis 18. Mai
Decke über Keller	» 21. Mai	» 11. Juni
» » Erdgeschoss	» 12. Juni	» 22. Juni
» » I. Stock	» 26. Juni	» 6. Juli
» » II. »	» 11. Juli	» 24. Juli
» » III. »	» 25. Juli	» 6. August
» » IV. »	» 13. August	» 19. August
» » V. »	» 23. August	» 24. August (nicht vollendet).

Das Ausschalen geschah nur in einzelnen Stockwerken in der Weise, dass zuerst die Schalbretter und eine Anzahl Sprisselen weggenommen, die andern am Boden mit hölzernen Keilen tragfähig gemacht wurden; nach den Rapporten sind diese Ausschalungsarbeiten

Decke über Keller	am 17. Juli	(zum Teil eingeschalt geblieben)
» » Erdgeschoss	» 29. »	am 28. August
» » I. Stock	» 17. »	(zum Teil eingeschalt geblieben)
» » II. »	» 27. »	(zum Teil eingeschalt geblieben).

Die Experten äussern sich zu diesen Daten wie folgt:

«Wenn wir auch im allgemeinen das Bestreben nach einer sehr raschen Ausführung eines Bauwerkes nicht beanstanden wollen, so muss doch im vorliegenden Falle bemerkt werden, dass die Hast sowohl bei der Anfertigung der Ausführungspläne wie in der Verwendung derselben für den Bau gewisse Vorsichtsmassregeln erfordert hätte. Dadurch, dass im Boden des zweiten Stockwerkes die Säulen zum Teil von Unterzügen getragen werden sollten, war der regelrechte Verlauf zur Aufstellung von Ausführungsplänen, mit den obersten Decken zu beginnen und successive

dem Wegnehmen der Spriessen noch länger zu warten und überhaupt diese Spriessen nur von den oberen Stockwerken successive herunter gehend zu entfernen. Wir geben gerne zu, dass nach drei bis vier Wochen eine Decke aus armiertem Beton hinreichend erhärtet ist, um sich selber zu tragen. Wenn jedoch viele Decken über einander liegen, hat das Wegnehmen der Spriessen zur Folge, dass die Gesamtbelastung auf die Säulen übergeht wird. Dieselben sind dann ungünstiger beansprucht als sie es jemals sein werden, einsteils wegen des Gewichtes der Einschalungen in den oberen Stockwerken, andernteils wegen des geringen Alters des Betons dieser Säulen. Auch bei einem lokalen Fehler in der Ausführung hätte das Vorhandensein der Spriessen in den unteren Stockwerken einem Einsturz wahrscheinlich durch direkte Aufnahme der Lasten vorbeugen können. Selbstverständlich wären dadurch die ungenügend dimensionierten Teile am Ende doch zu schwach geblieben.»

* * *

Ueber die „Resultate der vorgenommenen Untersuchungen in der eidg. Prüfungsanstalt für Baumaterialien“ sagt der Expertenbericht wörtlich:

«Die angestellten Untersuchungen haben sich vor allem auf die für die eigentliche Tragkonstruktion gebrauchten Materialien erstreckt; die andern Materialien wie das Holz der Dachkonstruktion und die in den Mauern und Fassaden verwendeten Steine wurden nicht näher in Betracht gezogen und nur die Qualität des zu dem Mörtel verwendeten Kalkes der üblichen Qualitätsprobe unterworfen. Nach den von den Experten vorgenommenen Besichtigungen des eingestürzten und der noch stehen gebliebenen Gebäude lag keine Veranlassung vor, die Qualität des Holzes und der zu den Mauern verwendeten Steine zu bemängeln; auch die Verhöre der Zeugen haben in keiner Weise auf Mängel in der Qualität dieser Materialien hingedeutet.

Der benutzte Luftkalk röhrt aus der Kalkbrennerei des Herrn Rud. Linder in Münchenstein her. Durch das Baudepartement des Kantons Basel-Stadt wurde ein Sack dieses Kalkes an die eidg. Materialprüfungsanstalt gesandt und von derselben in Bezug auf Farbe und Struktur, spez. Gewicht und Volumengewicht, Temperaturerhöhung und Bindezeit, auf Volumenbeständigkeit, Feinheit des Pulvers und Sandfestigkeit nach 14 und 28 Tagen Luflagerung untersucht. Beilage Nr. 1 enthält die Resultate dieser Untersuchung, welche auf eine normale Qualität dieses Luftkalkes geführt hat. Wenn auch die höheren Teile der Seitenmauern wegen ihrem geringen Alter kaum eine namhafte Festigkeit auf Druck haben könnten, so ist doch aus dem Umstande, dass diese Mauern nicht mit dem Gebäude eingestürzt sind, der Schluss zu ziehen, dass die ungenügende Erhärtung des Mörtels im Mauerwerk ohne Einfluss auf den Einsturz des Gebäudes an der Aeschenvorstadt gewesen ist, dagegen das Herausreissen der halben Mauerdicke an einigen Stellen erleichtert hat.

Expertenbericht zum Gebäudeinsturz in der Aeschenvorstadt zu Basel.

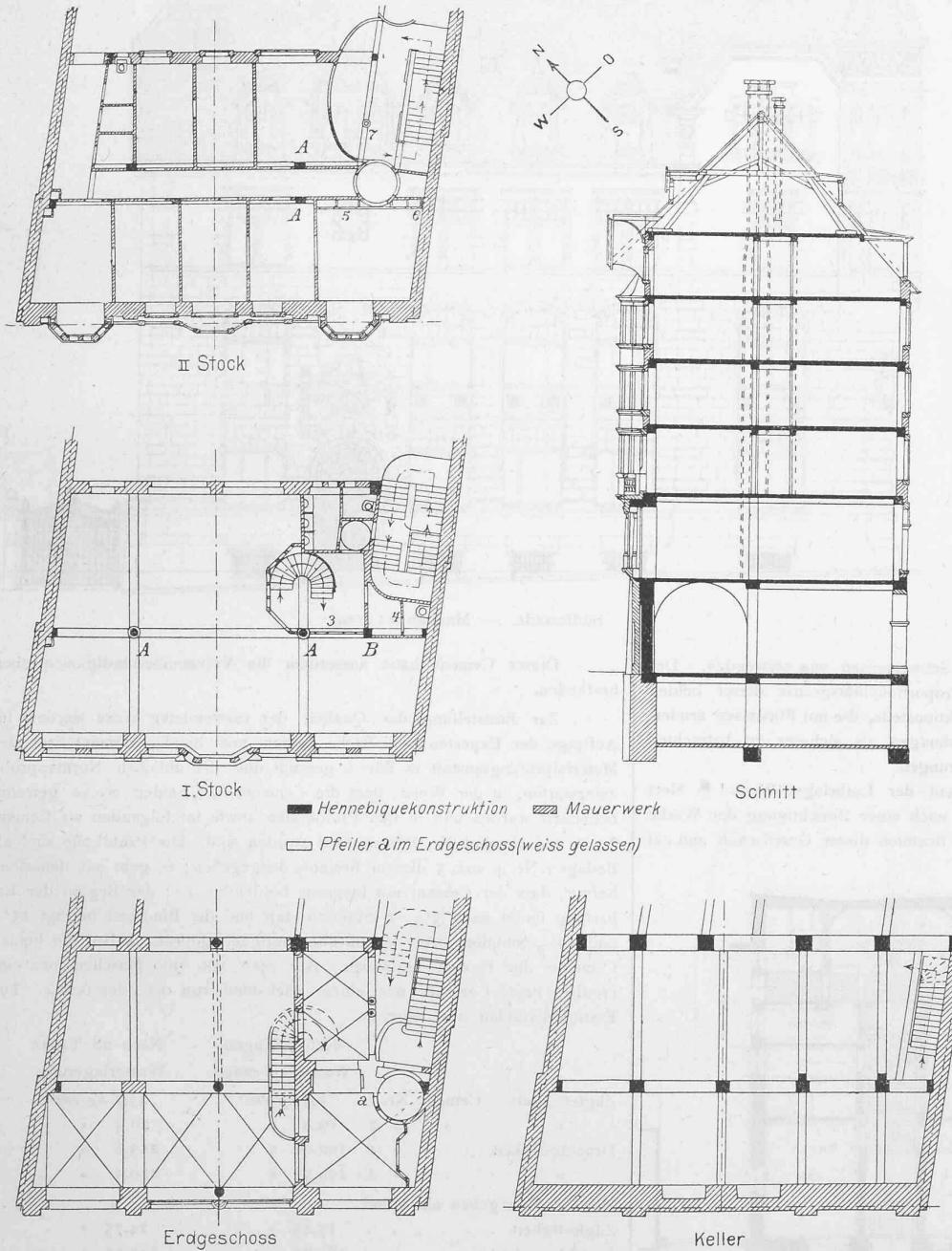


Abb. 1. Das Vordergebäude des «Restaurant und Hotel zum Bären». — Grundrisse und Schnitt. — Masstab 1 : 300.

durch genaue Gewichtsbestimmungen die unteren Teile zu berechnen und deren Details zu zeichnen. Die genaue Ermittlung der Belastung der einzelnen Säulen und Hauptunterzüge war auf andere Weise nicht leicht möglich und es konnte leicht ein Fehler in der Dimensionierung einzelner Teile vorkommen. Die statische Untersuchung wird zeigen, dass eine solche Vermutung nicht ausgeschlossen werden darf. Daher war als Vorsichtsmassregel das Einholen der statischen Berechnungen und die Kontrolle derselben durch die Ingenieure der Basler Baugesellschaft angezeigt.

Als zweite Vorsichtsmassregel erachten wir, dass es am Platze gewesen wäre, mit dem Ausschalen der unteren Stockwerke, jedenfalls mit

dem Wegnehmen der Spriessen noch länger zu warten und überhaupt diese Spriessen nur von den oberen Stockwerken successive herunter gehend zu entfernen. Wir geben gerne zu, dass nach drei bis vier Wochen eine Decke aus armiertem Beton hinreichend erhärtet ist, um sich selber zu tragen. Wenn jedoch viele Decken über einander liegen, hat das Wegnehmen der Spriessen zur Folge, dass die Gesamtbelastung auf die Säulen übergeht wird. Dieselben sind dann ungünstiger beansprucht als sie es jemals sein werden, einsteils wegen des Gewichtes der Einschalungen in den oberen Stockwerken, andernteils wegen des geringen Alters des Betons dieser Säulen. Auch bei einem lokalen Fehler in der Ausführung hätte das Vorhandensein der Spriessen in den unteren Stockwerken einem Einsturz wahrscheinlich durch direkte Aufnahme der Lasten vorbeugen können. Selbstverständlich wären dadurch die ungenügend dimensionierten Teile am Ende doch zu schwach geblieben.»

Die Betoneisenkonstruktion wurde aus nachfolgenden Materialien hergestellt:

1. Armierungseisen aus dem v. Rollischen Werke in Gerlafingen;
2. Cement aus dem Lothringer Portland-Cement-Werke in Metz;
3. Sand und Kies aus einer Grube bei Basel.

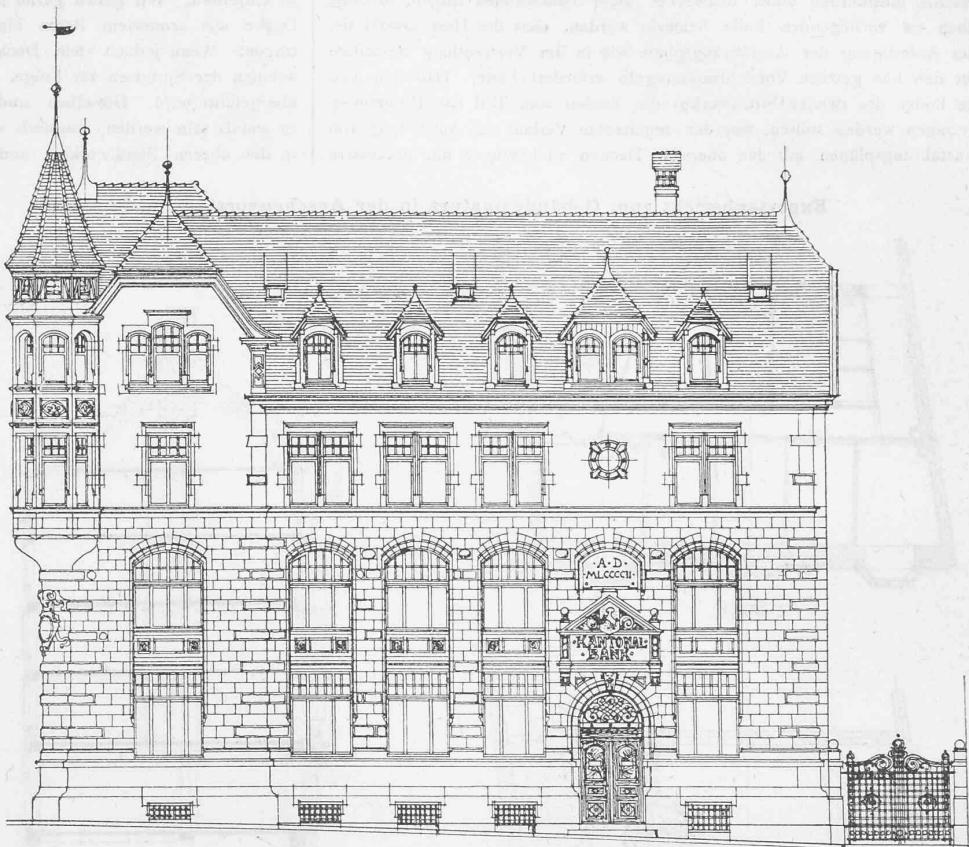
Wir werden zuerst die Qualität dieser Materialien behandeln, sodann diejenige des damit bereiteten Betons.

I. Eisen. Es wurden von jeder Sorte der verwendeten Rund-eisenstangen mit Ausnahme des **2 mm** dicken Drahtes in den Säulen ein Abschnitt nach Zürich zur Vornahme der Festigkeitsproben gesandt und es wurde mit allen Probestücken je eine Zerreissprobe ausgeführt, ausserdem mit jeder Stange mit einem Durchmesser über **30 mm** eine Kaltbiege- und eine Warmbiegeprobe. Beilage Nr. 2 enthält die gewonnenen Resultate, welche ersehen lassen, dass die Stangen mit **19 mm** Durchmesser und darüber aus Schweißeisen, diejenigen mit **11—17 mm** Durchmesser aus Flusseisen, endlich diejenigen mit **7—9 mm** Durchmesser wiederum aus Schweißeisen bestehen. Die Stangen aus Schweißeisen ergaben eine Dehnung von **10,2%** und darüber; das Eisenmaterial darf als den üblichen Vorschriften für Lieferung von Eisen entsprechend bezeichnet werden. Eine andere Frage ist die, ob es sich empfiehlt, in dem gleichen Bauwerke Armierungen in Flusseisen und in Schweißeisen zu verwenden. Der ziemlich grosse Unterschied in der Proportionalitätsgrenze dieser beiden Materialien führt dazu, solche Konstruktionsteile, die mit Flusseisen armiert sind, unter sonst gleichen Beanspruchungen als sicherer zu betrachten als wie solche mit Schweißeisenarmierungen.

2. Cement. Der Portlandcement der Lothringer Werke in Metz wurde von der Basler Baugesellschaft nach einer Besichtigung der Werke in Heming durch einen fachkundigen Beamten dieser Gesellschaft und auf

Wettbewerb für eine Kantonalbank in Schaffhausen.

III. Preis. Motto: «Für Land und Leute». Verfasser: *Eduard Joos, Architekt in Bern.*



Südfassade. — Masstab 1:200.

Dieser Cement hatte außerdem die Volumenbeständigkeitsproben bestanden.

Zur Feststellung der Qualität der verwendeten Ware wurden im Auftrage der Experten zwei Säcke Cement vom Baudepartement nach der Materialprüfungsanstalt in Zürich gesandt und der üblichen Normenprobe unterworfen, in der Weise, dass die Cemente der beiden Säcke getrennt behandelt wurden und in den Protokollen sowie im folgenden als Cement Nr. 1 und Cement Nr. 2 bezeichnet worden sind. Die Protokolle sind als Beilagen Nr. 4 und 5 diesem Berichte beigegeben; es geht aus denselben hervor, dass der Cement ein langsam bindender ist; der Beginn der Erhöhung findet nach $5\frac{1}{2}$ —6 Stunden statt und die Bindezeit beträgt $15\frac{1}{2}$ und $19\frac{1}{2}$ Stunden. Auf Volumenbeständigkeit geprüft, haben die beiden Cemente die Proben bestanden. Am Sieb von 900 Maschen pro cm^2 ergaben beide Cemente nur einen Rückstand von 0,1 oder 0,2%. Die Festigkeitszahlen sind folgende:

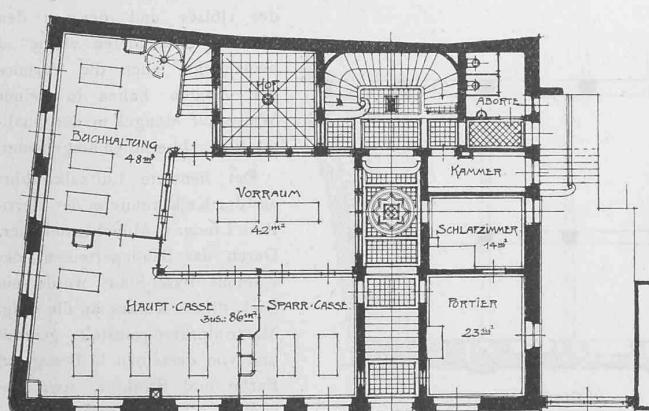
		Nach 7 Tagen Wasserlagerung	Nach 28 Tagen Wasserlagerung
Zugfestigkeit	Cement Nr. 1	$15,9 \text{ kg/cm}^2$	$23,2 \text{ kg/cm}^2$
»	» 2	$19,0 \text{ »}$	$26,3 \text{ »}$
Druckfestigkeit	» I	$162,0 \text{ »}$	$213,8 \text{ »}$
»	» 2	$199,5 \text{ »}$	$270,5 \text{ »}$

Diese Zahlen geben als Mittel:

Zugfestigkeit	$17,45 \text{ »}$	$24,75 \text{ »}$
Druckfestigkeit	$180,75 \text{ »}$	$242,15 \text{ »}$

d. h. unwesentliche Unterschiede gegenüber den durch die Proben in Stuttgart gefundenen Festigkeitszahlen. Nach den jetzigen wie nach den neueren, strengeren schweizerischen Normen wäre der Cement nicht zu beanstanden.

Trotz diesem günstigen Umstände einer ziemlich befriedigenden Gleichmässigkeit in der Qualität der vom Cementfabrikanten gelieferten Ware, müssen wir unser Befremden darüber aussprechen, dass für eine Konstruktion, in welcher die wesentlichsten tragenden Teile aus Beton mit Eiseneinlagen ausgeführt wurden, die Bauunternehmung von einer Kontrolle der Qualität des gelieferten Cements ganz abstrahierte. Die dadurch erzielte Ersparnis liegt in keinem Verhältnis mit der Gefahr,



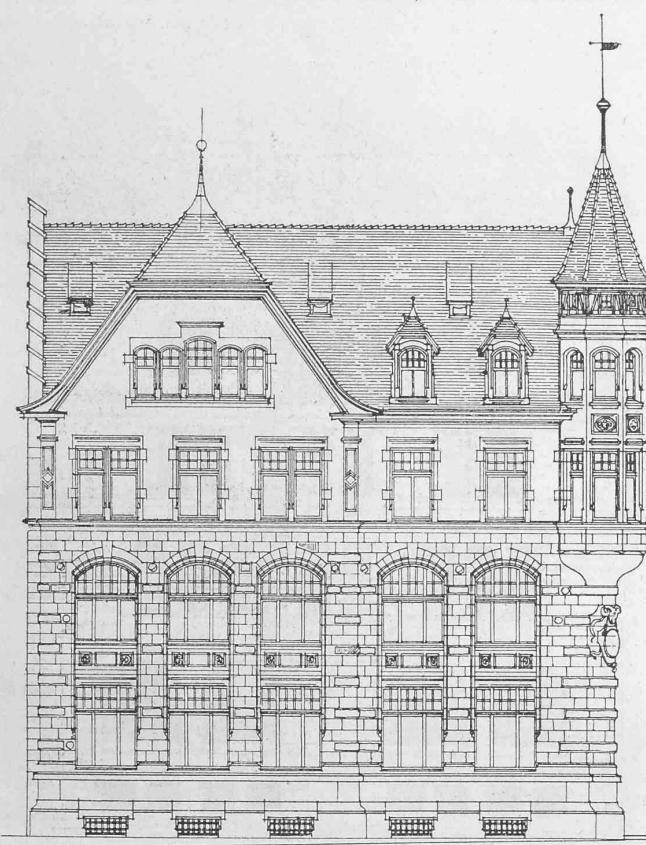
Grundriss vom Erdgeschoss. — Masstab 1:300.

Grund eines Attestes der Materialprüfungsanstalt an der k. technischen Hochschule Stuttgart über Proben, die in den Monaten Februar/März 1899 mit Cement dieses Werkes vorgenommen worden waren, bestellt. Weitere Proben des gelieferten Cements wurden von der Basler Baugesellschaft nicht gemacht. Aus den Proben des Jahres 1899 geht hervor, dass der Cement folgende mittleren Sandfestigkeitszahlen ergab:

Alter: 1 Tag an der Luft	1 Tag an der Luft
6 Tage unter Wasser	27 Tage unter Wasser
Druckfestigkeit	$168,8 \text{ kg/cm}^2$
Zugfestigkeit	$21,45 \text{ »}$

Wettbewerb für eine Kantonalbank in Schaffhausen.

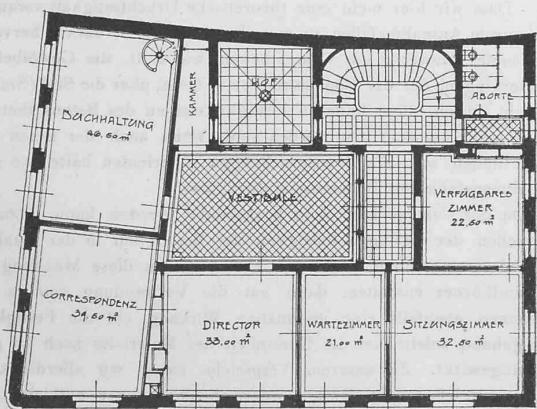
III. Preis. Verfasser: Eduard Joos, Architekt in Bern.



Westfassade. — Masstab 1:200.

minderwertige Ware zu erhalten und zu verarbeiten. Der Einwand, dass die Normenproben einen vollen Monat Zeit beanspruchen, und infolge dessen ein rascher Aufbau des Gebäudes unmöglich wird, ist nicht stichhaltig, denn es werden in den ersten Tagen genug Qualitätsproben vorgenommen, um in der Regel nach Ablauf einer Woche über die Verwendbarkeit eines Cementes Klarheit zu erhalten. Wir geben gerne zu, dass dieser Vorwurf einigermassen Entschuldigung in der Thatsache findet, dass die Arbeiten von geübten Cementarbeitern geleitet wurden, welche in der Lage waren, minderwertige Ware zu erkennen und eventuell auszuschliessen.

3. Sand- und Kiesmaterial. Dieses Material wurde gemischt aus der Grube ohne Entfernung der daran haftenden erdigen Unreinigkeiten



Grundriss vom I. Stock. — Masstab 1:300.

zur Bereitung des Betons verwendet; es zeichnete sich dadurch aus, dass ziemlich viel ganz feiner Sand darin vorkam und der Kies nur wenig Steine mit über 2 cm grösste Dimension enthielt. Auch wenn diese Mischung ziemlich rein aussah, so ist es doch als ein Mangel zu bezeichnen, dass dieselbe nicht sorgfältig von allen erdigen Bestandteilen durch Waschen befreit wurde; die Anwesenheit von feinem Sande konnte ebenfalls nicht

als zweckentsprechend bezeichnet werden, indem dadurch die Festigkeit des Betons leiden musste. Von dem gleichen Kies und Sandmaterial wurden vier Säcke zur Vornahme der Betonproben nach Zürich gesandt; die in diesen Säcken enthaltene Quantität wurde sorgfältig durcheinander gemischt und in dieser Weise zur Herstellung von Beton-Würfeln von 16 cm Kantenlänge verwendet, der grössere Teil in ungewaschenem Zustand und ein kleinerer Teil nach vorherigem sorgfältigem Waschen zur Entfernung der Erde.

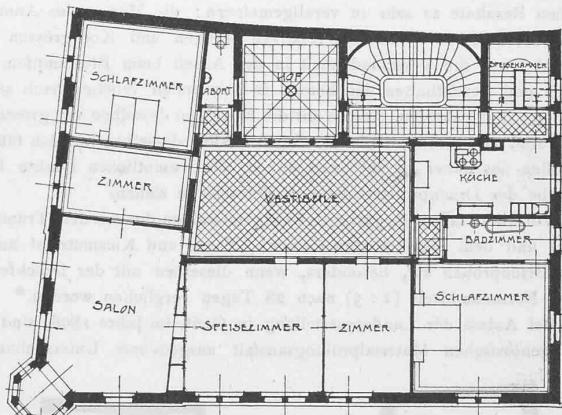
Der Beton für die Konstruktion wurde angeblich in dem Verhältnis von einem Volumenteil Cement zu sechs Teilen Kies- und Sandmischung hergestellt. Die Mischung wurde in der Weise ausgeführt, dass in eine Mischkiste Kies und Sand bis zu einem blauen Striche geworfen wurde, dann 1½ Säcke Cement auf diese Quantität kamen, worauf diese Materialien maschinell innig gemischt und mit Wasser zum eigentlichen Beton gerührt wurden; das Volumen der Mischkiste wurde verifiziert und bis zum blauen Striche zu 0,323 m³ berechnet; 1½ Säcke Portland-Cement haben ein Volumen von 0,053 m³, somit ist das Mischungsverhältnis wie angegeben 1:6. Ein solches Verhältnis sollte unter normalen Umständen einen vorzüglichen Beton liefern.

Zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons wurden folgende Proben ausgeführt:

Aus den Trümmern des eingestürzten Gebäudes wurden einige noch gesund aussehende Betonblöcke nach Zürich gesandt und aus denselben sorgfältig Würfel herausgehauen. Das Alter der betreffenden Würfel konnte mit Sicherheit nur für einige derselben bestimmt werden.

Ausserdem wurden noch im Oktober 1901 sieben Würfel in Basel aus den Trümmern herausgehauen und zur Vornahme der Druckprobe nach Zürich gesandt.

Mit dem Cement und Kies- und Sandmaterial wurden ferner in der Festigkeitsanstalt Betonwürfel im Mischungsverhältnis 1:6 hergestellt und nach 7, 14 und 28 Tagen der Druckprobe unterworfen.



Grundriss vom II. Stock. — Masstab 1:300.

Mit rein gewaschenem Kies- und Sandmaterial und dem gleichen Cement wurden noch vier Würfel hergestellt und nach 14 Tagen Luftlagerung der Druckprobe unterworfen, damit der Einfluss der Unreinigkeiten des Kies- und Sandmaterials bestimmt werde.

Der Cement wurde als Cement Nr. 1 und Cement Nr. 2 getrennt verwendet und die gewonnenen Resultate daher auch getrennt angegeben, ausserdem das Mittel daraus gezogen.

Proben mit Beton aus den Trümmern. Zur Vornahme der Proben sind die Würfel, zur Erzielung ebener Druckflächen, mit einem Cementdeckel oben und unten versehen und nach Erhärtung des Cementes sorgfältig abgeschliffen worden. Die Unebenheiten der Seitenflächen wurden in der Bestimmung der Querschnittsfläche dadurch berücksichtigt, dass von dem umschriebenen Quadrat 5 bis 8 cm² in Abzug gekommen sind.

Nach dem Alter am Tage der Druckprobe geordnet sind die Druckfestigkeiten der erprobten Betonwürfel folgende:

	Alter	Bruchfestigkeit
1. Aus einer Säule im Erdgeschoss	etwa 120 Tage	84 kg/cm²
2. Aus dem mittleren Unterzug in der		
Erdgeschosdecke	» 100 »	132 »
3. Aus den Hourdis der Erdgeschosdecke	» 100 »	120 »
4. » » » 1. Stockdecke	» 90 »	203 »
5. » » » 2. »	» 70 »	82 »
6. » dem Trümmerhaufen	> 90 »	179 »
7. » »	> 90 »	162 »

Die in Basel herausgehauenen Würfel, aus den Trümmern der Decke über Erdgeschoss herrührend, ergaben folgende Druckfestigkeiten, nach der Grösse derselben geordnet:

Alter etwa 130 Tage,	Bruchfestigkeit 103 kg/cm^2
» » 130 »	» 104 »
» » 130 »	» 115 »
» » 130 »	» 123 »
» » 130 »	» 133 »
» » 130 »	» 138 »
» » 130 »	» 151 »

Bevor wir zur Diskussion dieser Zahlen übergehen, lassen wir die Resultate der in der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt mit dem eingesandten Cement, Kies und Sand verfertigten Würfel folgen, welche in drei Altersklassen der Druckprobe unterworfen wurden; die beigelegten Protokolle Nr. 8 und 9 enthalten die Zahlen für jeden Würfel; wir geben hier nur die Mittelwerte der je an drei Probewürfeln vorgenommenen Druckprobe an, unterschieden nach Cement Nr. 1 und Cement Nr. 2.

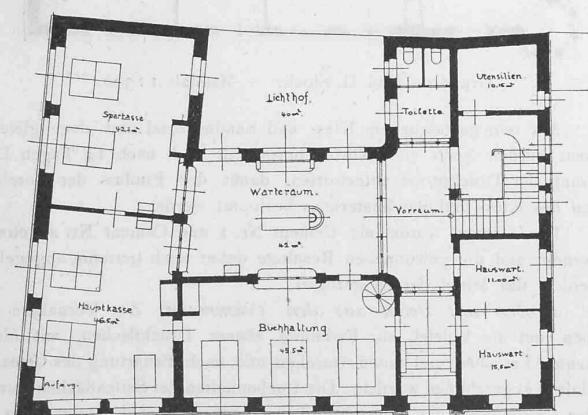
Probekörper, gefertigt mit Kies und Sand im Einlieferungszustande, d. h. ungewaschen:

	7 Tage Luftlagerung	14 Tage Luftlagerung	28 Tage Luftlagerung
mit Cement Nr. 1 (1:6)	58 kg/cm^2	80 kg/cm^2	93 kg/cm^2
» » 2 (1:6)	69 »	95 »	104 »
Mittel	64 kg/cm^2	88 kg/cm^2	99 kg/cm^2
Probekörper, gefertigt mit gewaschenem Kies und Sand:			
	14 Tage Luftlagerung		
mit Cement Nr. 1 (1:6)		91 kg/cm^2	
» » 2 (1:6)		135 »	
Mittel		113 kg/cm^2	

Die Qualität des Betons hängt von so vielen Umständen ab, dass es nicht berechtigt wäre, aus einer kleineren Anzahl Druckproben die gewonnenen Resultate zu sehr zu verallgemeinern; die Menge des Anmachwassers, die Differenzen in den relativen Mengen und Korngrössen von Sand und Kies, die Verschiedenheit in der Arbeit beim Einstampfen, das Benetzen und Feuchthalten des Betons in den ersten Wochen nach seiner Herstellung sind Faktoren, welche auf die Festigkeit desselben von grösserem Einfluss sind und Änderungen der Eigenschaften desselben mit sich führen. Wir wollen uns daher darauf beschränken, die wesentlichen Punkte beim Vergleiche der Druckproberesultate in Betracht zu ziehen.

Vor allem fallen die geringen Festigkeitszahlen der mit dem Trümmermaterial und dem eingelieferten Cement-, Sand- und Kiesmaterial ausgeführten Betonproben auf, besonders, wenn dieselben mit der Druckfestigkeit des Normenmörtels (1:3) nach 28 Tagen verglichen werden.

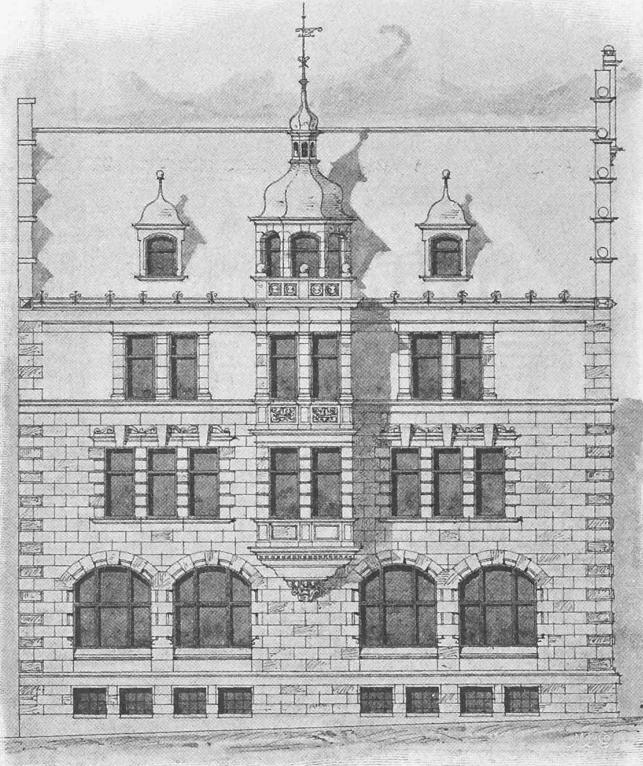
Bei Anlass der Landesausstellung in Genf, im Jahre 1896, sind von der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt ausgedehnte Untersuchungen



Grundriss vom Erdgeschoss. — Masstab 1:300.

vorgenommen worden, um die Druckfestigkeit des Cementbetons in verschiedenen Mischungsverhältnissen und Alter festzustellen; aus dem im VII. Heft der Mitteilungen dieser Anstalt von Professor Tetmajer publizierten Zahlenmaterial, welches sich u. a. auf 16 verschiedene Portlandcemente erstreckte, geht hervor, dass nach 28 Tagen die Druckfestigkeit der in der Anstalt hergestellten Betonwürfel zur Druckfestigkeit des dazu verwendeten Cementes (Sandfestigkeit) bei einem Mischungsverhältnis von rund 1:6 Volumenteile Cement zu Sand und Kies, die mittlere Verhältniszahl 0,87 ergab, wobei die grössten und kleinsten Zahlen 1,08 und 0,74 betragen haben.

Wettbewerb für eine Kantonalbank in Schaffhausen.
Ehrenmeldung. Verfasser: Kuder & Müller, Architekten in Zürich.



Westfassade. — Masstab 1:200.

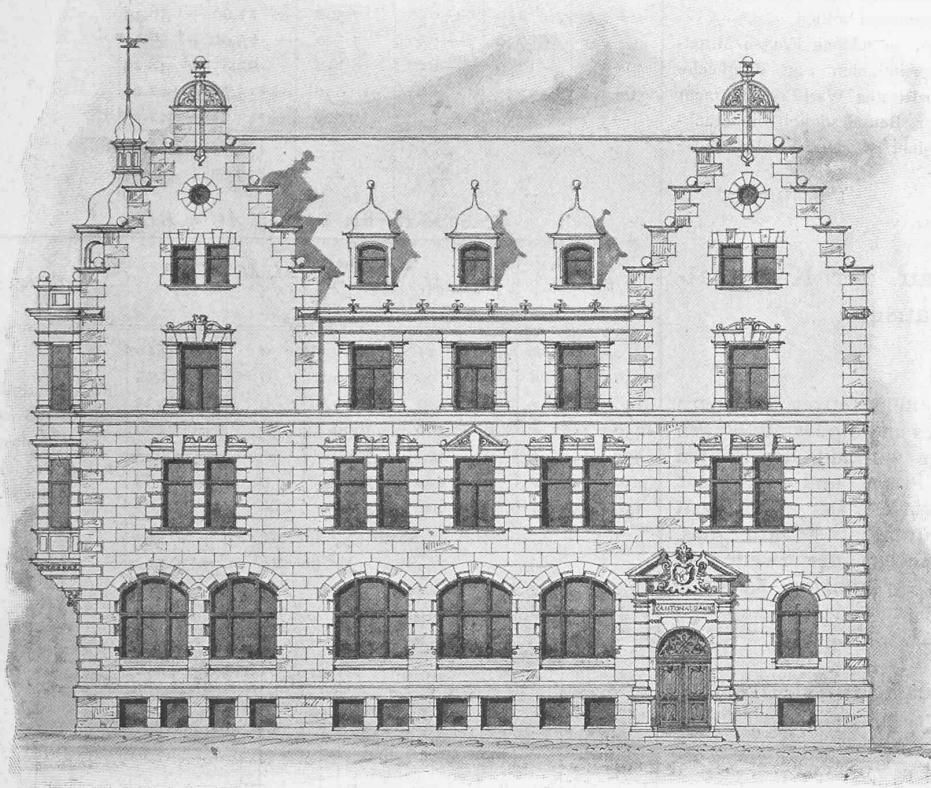
Auf unseren Fall angewendet, giebt diese Verhältniszahl von 0,87 eine Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen von $242 \times 0,87 = 210 \text{ kg/cm}^2$. Die in der Materialprüfungsanstalt gefertigten Probekörper geben nach 28 Tagen nicht die Hälfte dieser Festigkeit; die mit dem aus den Trümmern gehauenen Würfeln vorgenommenen Druckproben, obwohl wesentlich älter als 28 Tage, geben mittlere Festigkeitszahlen von 137 bzw. 124 kg/cm^2 , also ebenfalls ganz bedeutend unter der oben ermittelten Festigkeit. Wir stehen somit vor einer abnormal geringen Druckfestigkeit des Betons, welche nicht im Einklange mit den bei den üblichen statischen Berechnungen vorausgesetzten zulässigen Druckspannungen von $25-30 \text{ kg/cm}^2$ steht. — Dass wir hier nicht eine theoretische Druckfestigkeit voraussetzen, welche nur in Ausnahmefällen zu erreichen wäre, geht daraus hervor, dass für bekannte Bauwerke aus Cementbeton, wie z. B. die Gewölbebrücken in Munderkingen, bei der Coulouvrière in Genf, über die Sihl (Stauffacher Brücke) in Zürich, diese höheren Festigkeitszahlen des Betons tatsächlich erreicht, sogar überschritten worden sind, wenn auch der Beton nur an wenigen Stellen so hohe Beanspruchungen zu erleiden hatte wie in einer richtig dimensionierten Betoneisenkonstruktion.

Da der Cement hier nicht beanstandet werden kann, können wir die Ursachen der geringen Festigkeit des Betons nur in der Qualität der Sand- und Kiesmischung erblicken. Einerseits hat diese Mischung zu viel feine Sandkörper enthalten, dann hat die Verwendung von zu kleinen Kieselsteinen ebenfalls eine ungünstige Wirkung auf die Festigkeit des Betons gehabt, zuletzt hat die Unreinheit des Materials auch im gleichen Sinne mitgewirkt. Zu unserem Vergleiche haben wir allerdings Betons zugezogen, welche nicht Kies, sondern Schlagschotter enthielten. Nach angestellten Versuchen ist ja bekannt, dass Schlagschotter einen besseren Beton liefert als Kies; wir glauben jedoch, dass gerade bei Eisenbetonkonstruktionen sämtliche Massregeln angewendet werden sollten, welche die höchste Druckfestigkeit des Betons herbeiführen.

Dass die Unreinheit der Kies- und Sandmischung einen Einfluss ausgeübt hat, geht aus den in der Materialprüfungsanstalt vorgenommenen Proben mit Klarheit hervor. Die Anzahl der angestellten Proben ist jedoch zu gering, um hier diese Abminderung der Festigkeit zahlenmäßig mit Sicherheit anzugeben.

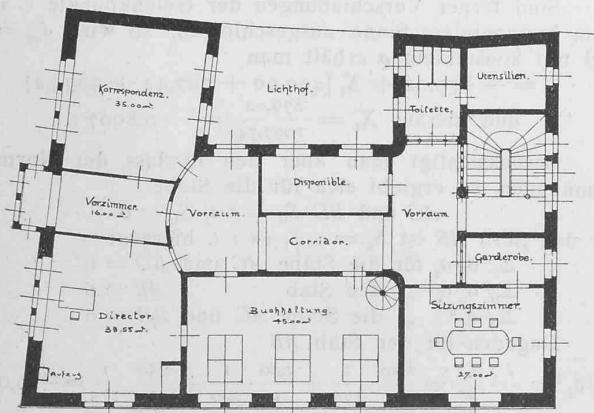
Wettbewerb für eine Kantonalbank in Schaffhausen.

Ehrenmeldung. Motto: «Heimatkunst». Verfasser: Kuder & Müller, Architekten in Zürich.



Südfassade. — Masstab 1:200.

Die grossen Schwankungen in der Druckfestigkeit der aus den Trümmern gehauenen Würfel stehen mit einem anderen Umstände in Verbindung, nämlich mit einem ungenügenden Einstampfen des Betons. Aus den Würfeln Nr. 1, 3 und 5 ist an den Bruchflächen ganz deutlich zu erkennen, dass der Beton nicht so dicht war wie bei den andern Würfeln, oder mit andern Worten, nicht hinreichend gestampft wurde. Das Einstampfen konnte nach der angewandten Arbeitsweise bei den Hourdis und in der Mitte der Unterzüge ohne Schwierigkeit regelrecht durchgeführt werden; bei den Enden und Auflagerungsstellen der Unterzüge war das Einstampfen wegen der zahlreich vorhandenen Eisenstangen bereits schwieriger; bei den Säulen konnte überhaupt von einem sorgfältigen Einstampfen kaum die Rede sein. Diese Säulen wurden nämlich von vornherein auf eine ganze Geschosshöhe verschalt, sodass die unteren Teile der Säulen nur durch mehrere Meter lange Stössel gestampft werden konnten. Die Bauunternehmung hat sich dadurch geholfen, dass angeblich flüssiger Cementbrei zur Verdichtung verwendet wurde; die Wirkung desselben, das Durchdringen in die verbliebenen kleinen Hohlräume war jedoch von ziemlich zweifelhaftem Erfolg. Die Besichtigung der Säulen in



Grundriss vom I. Stock. — Masstab 1:300.

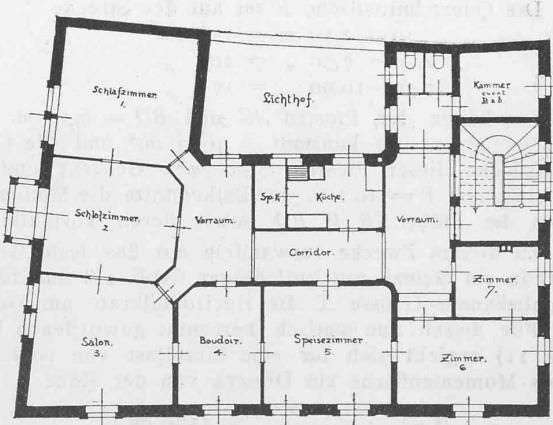
den stehen gebliebenen Gebäuden berechtigt zur Schlussfolgerung, dass gerade bei den Säulen die Qualität des Betons durch die Art der Ausführung zu leiden hatte.

Die erste Frage, die sich nach obigen Erörterungen stellt, ist nur die, ob die gerügten Mängel in der Qualität des Betons von wesentlichem Einfluss auf den Einsturz gewesen sind; diese Frage kann nur an Hand der statischen Untersuchung des eingestürzten Gebäudes beantwortet werden.

Richtige Dimensionierung der Dicken der Betonplatten und Unterzüge sowie der Armierungen vorausgesetzt, steht die Sicherheit einer Betoneisenkonstruktion in direktem Verhältnis mit der Bruchfestigkeit des Betons auf Druck. Bei den ausgeführten Probebelastungen von armierten Balken und Platten ist der Bruch stets dadurch entstanden, dass durch erhöhte Belastung die Elastizitätsgrenze des Eisens überschritten wurde, die gegen die Mitte auftretenden Risse nach und nach sich nach oben erstreckten, die gedrückte Fläche somit immer kleiner und der Beton endlich zerdrückt wurde. Bei Eisenkonstruktionen haben wir in einer höheren Elastizitätsgrenze und in der Dehnungsfähigkeit des Materials eine gewisse Garantie gegen vorzeitigen Bruch, auch wenn das Material keine hohe Bruchfestigkeit besitzt. In den Betoneisenkonstruktionen ist, gleiche Armierung vorausgesetzt, die Druckfestigkeit des Betons maßgebend für die Sicherheit des Bauwerkes; in diesem Lichte stellt sich das eingestürzte Gebäude als un-

genügend dimensioniert dar, auch wenn die statischen Berechnungen Spannungen im Eisen und im Beton aufweisen würden, die innerhalb der üblichen zulässigen Grenzen blieben.

Die zweite hier zu beantwortende Frage betrifft die stehen gebliebenen Gebäude, d. h. das Mittelgebäude und das Gebäude an der Brunngasse. Ueber die Sicherheit dieser Gebäude für die vorausgesetzten Nutzlasten wird auch die statische Berechnung den ersten Anhaltspunkt liefern; vom Standpunkte der Materialqualität und Festigkeit treffen die



Grundriss vom II. Stock. — Masstab 1:300.

bereits gemachten Bemerkungen auch hier zu; immerhin kommt noch der Umstand in Erwägung, dass der Beton mit dem Alter unter normalen Verhältnissen an Druckfestigkeit zunimmt.

Werden hier die bereits erwähnten Proben der Jahre 1895/1896 zum Vergleiche zugezogen, so sehen wir, dass das Verhältnis der Betonfestigkeit nach einem Jahr und nach 28 Tagen für die 16 untersuchten Cemente im Mittel 1,33 beträgt, wobei die kleinste Zahl 1,08 und die grösste 1,59 ist.

Wenden wir diese Mittelzahl im vorliegenden Falle an und zwar auf die mittlere Druckfestigkeit der in der eidgenössischen Festigkeitsanstalt erprobten 28 Tage alten Betonwürfel, so kommen wir nach einem Jahr auf eine Druckfestigkeit von 132 kg/cm^2 im Mittel, somit auf eine immer noch niedrige Festigkeit, welcher unbedingt zur Sicherheit des Bauwerkes niedrige zulässige Spannungen entsprechen sollten.

Im übrigen sind wir kaum berechtigt, in solchen Fragen Mittelwerte von weit auseinandergehenden Festigkeitszahlen zum Vergleiche heranzuziehen; wir sollten viel eher die niedrigsten Werte in Betracht ziehen, um nicht lokale Verschwägungen der Betonfestigkeit unberücksichtigt zu lassen. Solche Verschwägungen giebt es wahrscheinlich leider eine ganze Anzahl in dem Gebäudekomplex.

(Schluss folgt.)

Wettbewerb für den Neubau der Kantonalsbank in Schaffhausen.

III. (Schluss.)

Im Anschluss an den in den beiden letzten Nummern enthaltenen Bericht des Preisgerichtes und die Darstellungen der I. und II. Preise veröffentlichen wir auf den Seiten 216 bis 219 die mit einem dritten Preise und mit einer Ehrenmeldung ausgezeichneten Entwürfe. Der erstere mit dem Kennwort: „Für Land und Leute“ hat Eduard Joos, Architekt in Bern zum Verfasser, während der zweite mit dem Motto „Heimatkunst“ von den Architekten Kuder & Müller in Zürich stammt.

Neuere Methoden der Festigkeitslehre.

Von Ingenieur S. Rappaport in St. Gallen.

II. Zahlenbeispiele.

1. Beispiel.

Das in Abb. 10 dargestellte Kranengerüst sei bei C und D fest, aber gelenkartig verbunden. Bei A und B sind starre Eckverbindungen gedacht.

Die Länge des Hauptbalkens AB sei = 10 m.

Das Trägheitsmoment J sei

auf der Strecke 0—2,50 m = 7500 cm^4

” ” 2,50—7,50 ” = 10000 cm^4

” ” 7,50—10,00 ” = 7500 cm^4

Die Querschnittsfläche F sei auf der Strecke

0—2,50 m = 175 cm^2

2,50—7,50 ” = 200 cm^2

7,50—10,00 ” = 175 cm^2

Die Länge der Pfosten AC und BD = 6,50 m. Ihr Trägheitsmoment sei konstant = 3000 cm^4 und die Querschnittsfläche dieser Pfosten = 50 cm^2 . Gesucht sind für eine Einzellast P = 10 t in der Balkenmitte die Momentenflächen der Stäbe AB, AC, BD, sowie deren Normalkräfte.

Zu diesem Zwecke verwandeln wir das feste Gelenk bei D in ein Gelenk mit Rollenlager (Abb. 11) und führen als unbekannte Grösse X die Horizontalkraft am Gelenk ein. Für diesen nun statisch bestimmt gewordenen Kran (Abb. 11) ergibt sich für eine Einzellast von 10 t über AB als Momentenfläche ein Dreieck von der Höhe

$$H = \frac{Pl}{4} = \frac{10 \times 10}{4} = 2500 \text{ cm t.}$$

Wir teilen nun den Balken AB in zehn Teile von der Länge s = 1 m und berechnen die zugehörigen mittleren Momente M_0 (Vgl. Tabelle).

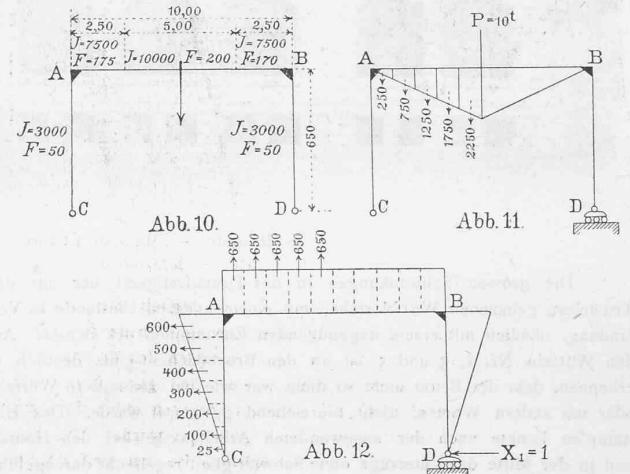
Ferner bringen wir bei D eine Horizontalkraft X = 1 t an. Für diesen Belastungszustand ergibt sich über AB ein Rechteck von der konstanten Höhe $1 \times 650 \text{ cm} = 650 \text{ cm t}$ als Momentenfläche und über AC und BD je ein Dreieck, bei A und B von der Höhe 650 cm t bei C und D = 0 (vgl. Abb. 12). Die zugehörigen M_1 der Stabteile s sind in den Tabellen zusammengestellt.

Tabelle für den Hauptbalken AB.

Stabteil	M_0 cm/t	M_1 cm/t	Trägheits- moment $J \text{ cm}^4$	$\frac{M_0 M_1}{J}$	$\frac{M_1^2}{J}$	Bemerkungen
0—1 m	+ 250	— 650	7500	— 21,66	+ 56,33	
1—2 »	+ 750	— 650	7500	— 65,00	+ 56,33	
2—3 »	+ 1250	— 650	8750	— 92,85	+ 48,29	
3—4 »	+ 1750	— 650	10000	— 113,75	+ 42,25	
4—5 »	+ 2250	— 650	10000	— 146,25	+ 42,25	
Somit	$\Sigma_0^{l/2}$	=		— 439,51	+ 245,45	
	Σ_0^l	=		— 879,02	+ 490,90	

Tabelle für die Pfosten AC = BD.

Stabteil	M_0	M_1	Trägheits- moment J	$\frac{M_0 M_1}{J}$	$\frac{M_1^2}{J}$	Anmerkung
0—50 cm	0	25	3000	0	+ 0,10	
50—150 »	0	100	3000	0	+ 3,33	
150—250 »	0	200	3000	0	+ 13,33	
250—350 »	0	300	3000	0	+ 30,00	
350—450 »	0	400	3000	0	+ 53,33	
450—550 »	0	500	3000	0	+ 83,33	
550—650 »	0	600	3000	0	+ 120,00	
Somit	Σ_0^l	for AC = + 303,42				
	Σ_0^l	for BD = + 303,42				



Vernachlässigt man den Einfluss der Normalspannungen, so ergibt sich aus Gleichung (6)

$$d_{x1} = q \sum \sigma_0 \sigma_1 + q X_1 \sum \sigma_1^2$$

$$\text{und mit } \sum \sigma_0 \sigma_1 = \sum \frac{M_0 M_1}{J}$$

$$\text{und } \sum \sigma_1^2 = \sum \frac{M_1^2}{J}$$

$$d_{x1} = q \sum \frac{M_0 M_1}{J} + q X_1 \sum \frac{M_1^2}{J}$$

Sind ferner Verschiebungen der Gelenkpunkte C und D in horizontalem Sinne ausgeschlossen, so wird $d_{x1} = 0$ und mit konstantem q erhält man

$$0 = -879,02 + X_1 [490,90 + 303,42 + 303,42]$$

$$\text{und hieraus } X_1 = \frac{879,02}{1097,74} = +0,8007 \text{ t.}$$

Berücksichtigt man aber den Einfluss der Normalspannungen, so ergibt sich für die Stäbe

$$AC \text{ und } BD \quad S_0 = 5 \text{ t}, \quad S_1 = 0$$

für den Stab AB ist $S_0 = 0, S_1 = 1 \text{ t}$, hieraus:

$$\Sigma_0^l \sigma_0 \sigma_1 \text{ für die Stäbe } AC \text{ und } BD = 0$$

$$\Sigma_0^l \sigma_0 \sigma_1 \text{ den Stab } AB = 0$$

$$\Sigma_0^l \sigma_1^2 \text{ die Stäbe } AC \text{ und } BD = 0$$

Dagegen für den Stab AB

$$\Sigma_0^l \sigma_1^2 = \frac{l}{s} \cdot \frac{S_1^2}{F} = \frac{2,50}{1} \cdot \frac{1}{175} + \frac{5,00}{1} \cdot \frac{1}{200} + \frac{2,50}{1} \cdot \frac{1}{175} = +0,053,$$

$$\text{somit } X = + \frac{879,02}{1097,74 + 0,053} = 0,8007 \text{ t.}$$