

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 47/48 (1906)  
**Heft:** 10

**Artikel:** Der Einsturz des Theaterdekorationsmagazins in Bern am 23. August 1905  
**Autor:** [s.n.]  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-26151>

#### 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:** 17.01.2026

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

INHALT: Der Einsturz des Theaterdekorationsmagazins in Bern am 23. August 1905. — XXIX. Generalversammlung der Gesellschaft chem. Studierender der eidgen. polytechnischen Schule in Zürich. — Bündner Ferieskizzen vom Sommer 1905. — Miscellanea: Die XIX. Generalversammlung des schweizerischen elektrotechnischen Vereins in Bern. Das Verwaltungsgebäude der Gotthardbahn in Luzern. Der schweizerische Städte- tag 1906. Anlagen im Interesse der Rheinschifffahrt in Basel. — Nekro-

logie: † J. J. Raths. Die Beisetzung Professor Hans Auers. — Literatur: Das Haus eines Kunstmuseums. Das Problem des Heidelberger Schlosses und seine Gefahr. Ueber Gärten und Gartengestaltung. Eingegangene literarische Neuigkeiten. — Vereinsnachrichten: Gesellschaft chem. Studierender: Geschäftsbericht 1904/06. Stellenvermittlung.

Feuilleton: Von der XXIX. Generalversammlung der G. e P. in Solothurn vom 18. bis 20. August 1906. Festbericht. (Schluss).

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur unter der Bedingung genauerster Quellenangabe gestattet.

## Der Einsturz des Theaterdekorationsmagazins in Bern am 23. August 1905.

Durch das Entgegenkommen der von dem Regierungstatthalteramt in Bern mit der Abgabe eines gerichtlichen Gutachtens betrauten beiden Experten, der Herren *E. Elskes*, Stellvertreter des Oberingenieurs bei der Generaldirektion der S. B. B. in Bern, und *F. Schiile*, Professor am eidgen. Polytechnikum in Zürich, sind wir in der Lage, den wesentlichen Inhalt ihres am 4. November 1905 erstatteten Gutachtens hier wiederzugeben, nachdem dessen Veröffentlichung nunmehr von den Berner Gerichtsbehörden freigegeben worden ist. Abgesehen von dem Fall,<sup>1)</sup> auf den sich das Gutachten bezieht, bietet dasselbe auch durch die gründlichen Untersuchungen der in Frage kommenden

Bauweise, zu denen es Anlass geboten hat, erhöhtes Interesse. Aus dem Texte sind der Raumersparnis zuliebe ungewöhnliche Teile mit Bewilligung der Herren Experten weggelassen worden, während wir anderseits die das Gutachten begleitenden Abbildungen, Pläne und Skizzen in verkleinertem Maßstab der Veröffentlichung beifügen.

Das Gutachten lautet wie folgt:

„Gutachten über die Ursachen des Einsturzes des Theaterdekorationsmagazins in Bern am 23. August 1905.

### 1. Einleitung.

Das Theaterdekorationsmagazin wird von der Stadt Bern an der Nägeligasse als Anbau der nördlichen Längsseite der französischen Kirche errichtet und besteht aus drei verschiedenen, durch Feuermauern getrennten Teilen: östlich ein aus Erdgeschoss und Dachstock bestehender sog. «Prospektraum» samt Malerwerkstätte und Feuerwehrdepot; westlich (Ecke Predigergasse-Nägeligasse) ebenfalls in zwei Etagen verteilt, ein kleineres Buraugebäude für die Theaterverwaltung, und in der Mitte ein grosser Saal, «Kulissenraum» genannt, welcher als Magazin für die hohen Kulissen dienen soll und deshalb ohne Zwischendecke die ganze Höhe des Gebäudes einnimmt.

Die Pläne dieses Theatermagazins waren vom Architekten der Theatergesellschaft, Herrn *R. von Wurtemberger* in Bern, aufgestellt worden, welchem die städtische Baudirektion auch die Bauleitung übertrug.

Um der Feuergefahr vorzubeugen, wurde für die Zwischendecke und für die Dachkonstruktion die neuere Bauart in Eisenbeton oder armiertem Beton vorgeschrieben. Zu diesem Zwecke wurden im Februar 1905 auf Antrag des bauleitenden Architekten einige Unternehmer, Spezialisten in dieser Bauart, eingeladen, auf Grundlage der vorhandenen Pläne Offerten

mit Projekten und statischen Berechnungen für die Fußboden- und Dachkonstruktion einzureichen.

Auf Verlangen des Architekten beauftragte ferner die städtische Baudirektion einen mit derartigen Berechnungen vertrauten Ingenieur, Herrn *O. Bolliger* (Brückenkontrollingenieur beim eidg. Eisenbahndepartement in Bern), mit der Prüfung und Begutachtung der Projekte und Offerten. Auf den Antrag des Herrn Ingenieur Bolliger erhielt die Eingabe der Herren

Anselmier & Cie. in Bern laut Plänen von Herrn Ingenieur *H. Lossier* in Lausanne den Vorzug. Aus dem in den Akten enthaltenen Berichte des Herrn Bolliger geht hervor, dass die Eingabe von Anselmier & Cie. nicht die billigste war; die Pläne hätten ohne wesentliche Änderungen zur Ausführung kommen können, hingegen hätten die billigsten andern Eingaben Verstärkungen erfordert, welche die Ersparnis bedeutend verminder hätten.

Hierauf wurde von Herrn Lossier ein definitives Projekt nach Vereinbarung mit dem Architekten ausgearbeitet und durch Vertrag vom 1. Mai 1905 (von der städtischen Baudirektion am 6. Mai genehmigt) wurden der Firma Anselmier & Cie. sämtliche Decken und Dächer in armiertem Beton für den Pauschalpreis von 20 300 Fr. übertragen.

Als Unternehmer für die Maurerarbeiten war bereits Herr Baumeister *Glauser* in Bern gewählt worden.

Die beiden Seitenbauten, also der östliche und der westliche Teil, wurden zuerst in Angriff genommen, im Rohbau vollendet und eingedeckt. Der hohe Kulissenraum wurde, weil etwas schwieriger in der Ausführung,

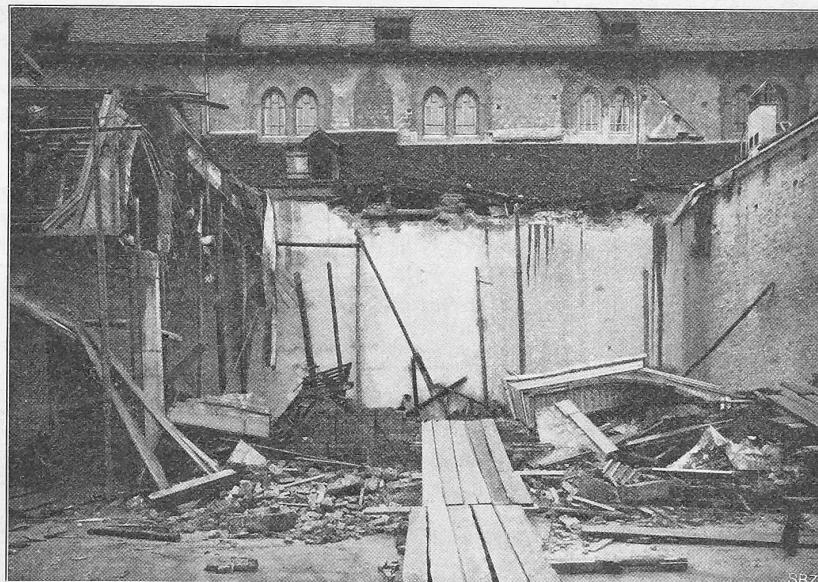


Abb. 3. Gesamtansicht des eingestürzten Gebäudeteils.

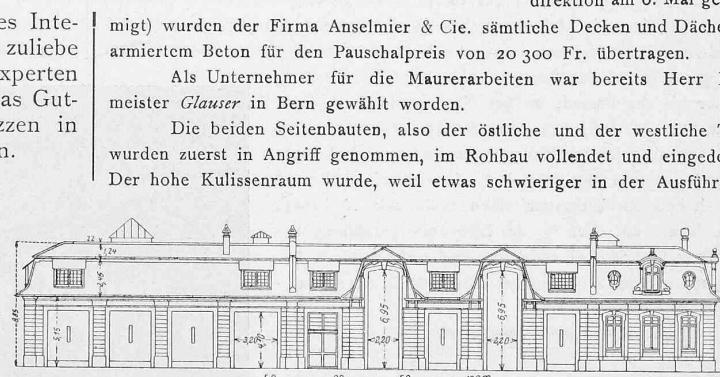


Abb. 2. Ansicht des Theaterdekoration-Gebäudes an der Nägeligasse.

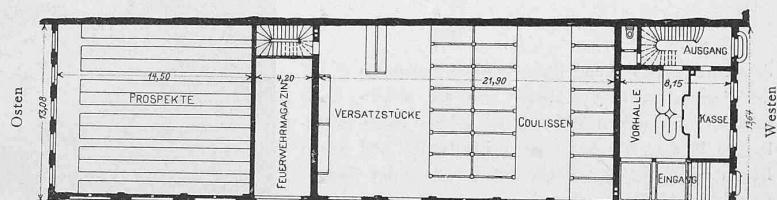


Abb. 1. Grundriss des Theaterdekoration-Gebäudes. — Massstab 1 : 500.

zuletzt in Angriff genommen; es ist eben der am 23. August 1905 eingestürzte Gebäudeteil.

Die Fassade des Kulissenraumes wurde vom Unternehmer, Herrn Glauser, anfangs Juli erstellt und vom 15. bis 20. Juli vollendet. Die Firma Anselmier & Cie. führte sodann die Dachdecke in armiertem Beton aus; sie war infolge der verspäteten Lieferung der grössten Eisenstangen

<sup>1)</sup> Band XLVI, S. 120.

durch die Eisenwerke im Rückstande. Mit der Gerüstung und Einschalung wurde am 17. Juli angefangen. Das Dach des Kulissenraumes wurde vom 25. bis und mit 29. Juli betoniert und es wurde dem bauleitenden Architekten auf seine Anfrage hin gemeldet, dass die Eisenbetonträger vom 19. bis 26. August (also 25 bis 28 Tage später) ausgeschalt und die Gerüste entfernt werden könnten, sodass der innere Ausbau alsdann ungestört vor sich gehen könnte. Die Holzementabdeckung samt Schutzschichten von

### Der Einsturz des Theaterdekorationsmagazins in Bern

am 23. August 1905.

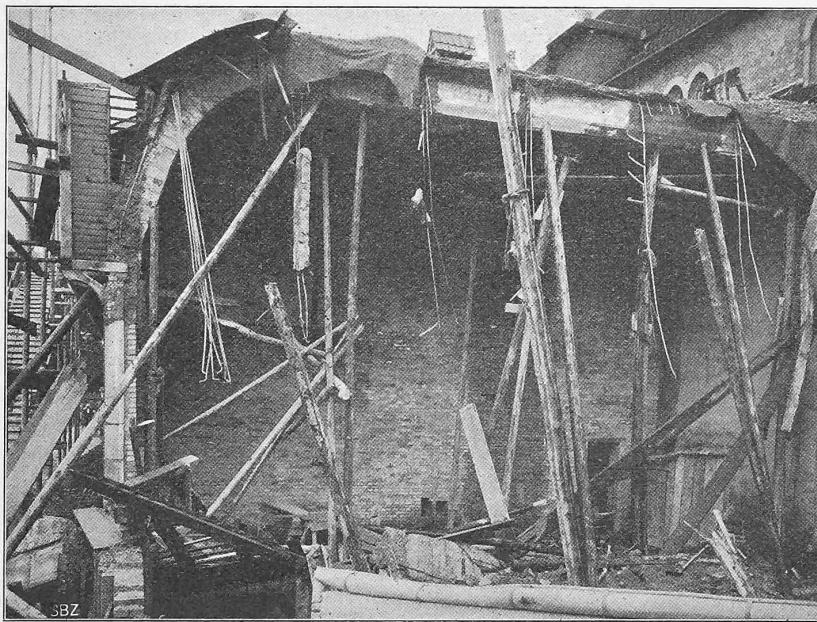


Abb. 5. Oestliche Wand des eingestürzten Gebäudeteiles.

Sand und Kies wurde in der Zwischenzeit nahezu vollendet.

Die Hauptträger des fraglichen Daches, vier an der Zahl, hatten die gesamte Dachlast, also über der 10 cm dicken Betonplatte (Hourdi genannt) die darauf liegende Holzementabdeckung mit zusammen etwa 12 cm dicken Sand- und Kiesschichten, bezw. die Dachziegel zu tragen; sie sollten über die ganze Breite des Raumes, also von der Kirchenmauer bis zur Fassade an der Nägeli gasse (Lichtweite etwa 12,40 m) frei, d. h. ohne Zwischenstützen, tragen.

Die ausgeführten Hauptträger sind bezüglich ihrer Gestalt dadurch charakterisiert, dass sie einerseits auf der hohen Kirchenmauer einen Stützpunkt A haben, von da aus auf etwa 5/6 der Lichtweite geradlinig und annähernd horizontal verlaufen, und sodann durch Abbiegungen oder Krümmungen dem Profile des Mansar-

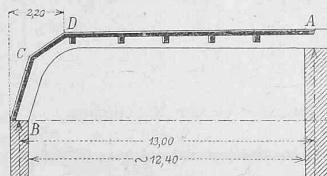


Abb. 6.

dendaches entsprechend ihren zweiten Stützpunkt B auf der Fassade etwa 3 m tiefer wie am andern Ende erhalten; in andern Worten, sie bilden einen geradlinigen Balken auf fast 5/6 der Lichtweite und einen Bogen oder eine Art Strebe auf der Seite der Nägeli gasse (siehe Abb. 6).

Die Hauptträger oder -Balken, in abwechselnd 4,00 und 4,80 m Abstand, bildeten mit der darüber laufenden Betonplatte von 10 cm Dicke die eigentliche Tragkonstruktion. Diese Platte wurde außerdem von Träger zu Träger durch Rippen aus armiertem Beton von 30 cm Höhe (40 cm mit der Hourdisdicke) verstift; solche Rippen waren in etwa 2 m Abstand angeordnet, wir wollen dieselben als «Nebenbalken» bezeichnen.

Dem Profil des Mansarendaches entsprechend war die Betonplatte an zwei Stellen (C und D der Abbildung 6) mit kleinen Uebergangskurven

abgebogen. Diese spezielle Anordnung hätte besondere Aufmerksamkeit seitens des Projektverfassers verdient, und da hier ganz abnormale Beanspruchungen auftreten mussten, soll dieser Punkt später erörtert werden.

Bezüglich des Vorganges beim Baue sei noch erwähnt, dass der bauleitende Architekt den bei ihm angestellten Architekten Herrn Perret speziell mit der Bauführung beauftragt hatte. Auf Verlangen des bauleitenden Architekten wurde ferner von der städtischen Baudirektion ein Angestellter des Stadtbauamtes, Herr Brechbühler, mit der Aushilfe bei dieser Bauaufsicht beauftragt. Da die Stellung des Letzteren nicht sehr klar bestimmt war, fand eine Vereinbarung statt, laut welcher Herr Brechbühler sich nur mit dem Ausmass der Arbeiten zu beschäftigen hatte.

Von der Firma Anselmier & Cie. war anfangs deren Teilhaber, Herr Müller, mit dieser Baute beschäftigt; später aber wurde dieselbe in der Hauptsache von Herrn Ingenieur E. Anselmier, Sohn, Angestellter der Firma, geleitet.

Als Polier war bis zum 27. Mai der beim Bau des Theaters schon beschäftigte Polier Paolucci tätig; er wurde ersetzt durch Rossi, welcher ein Opfer des Einsturzes wurde.

Eine effektive Kontrolle der Ausführung in armiertem Beton hat nicht stattgefunden; die mit der Aufsicht betrauten Architekten hatten keine besondere Kenntnis dieser Bauweise; übrigens war im Vertrag über die Art der Ausführung und die anzuwendenden Materialien nichts erwähnt, auch wurde nirgends der vom schweiz. Ingenieur- und Architektenverein im Jahre 1903 aufgestellten provisorischen Normen für Bauten aus armiertem Beton Erwähnung getan.

### 2. Schilderung des eingestürzten Gebäudes.

Einige der am Tage nach dem Einsturz, d. h. am 24. August 1905, gemachten photographischen Aufnahmen sind in den Abbildungen 3, 4 und 5 wiedergegeben. Aus denselben ist mit Bezugnahme auf Abbildung 7 (S. 117) folgendes zu erschen:

«Werden die Hauptträger des Daches über dem Kulissenraum von Osten nach Westen und ihrem Alter entsprechend mit I bis IV bezeichnet, so war Träger I mit dem östlich anliegenden zum Teil ganz frisch betonierten und noch eingeschalteten Deckenfeld stehen geblieben (Abb. 3 u. 5). Träger II, III und IV lagen alle bedeutend gekrümmmt, und zwar konvex



Abb. 4. Westliche Wand des eingestürzten Gebäudeteiles.

gegen Osten und gebrochen auf dem Boden. Dass die Decke zuerst nordwärts verschoben und sodann beim Stürzen nach Osten gezogen wurde, war offenbar und ist aus den Abbildungen ersichtlich. Abbildung 4 zeigt auch, wie fast alle Eisenstangen und Dachteile von der westlichen Feuermauer weggerissen wurden, ohne dieselbe, und auch nicht die Mauer der französischen Kirche, beim Stürzen sonst zu beschädigen (Abb. 3).»

(Die sich hier anschliessende Darstellung der Umstände, unter denen die im Bau beschäftigten Arbeiter teils getötet, teils verwundet wurden oder sich retten konnten, sowie die Bemerkungen der Experten über die Einvernahme der Überlebenden übergehen wir und kommen nun zur Beschreibung des Projektes.)

### 3. Das Projekt.

In der Eingabe vom Februar 1905 war die Dachkonstruktion durch einen Plan und eine statische Berechnung dargestellt. Für die Ausführung waren von vorne herein einige Änderungen vorgesehen, welche mit dem bauleitenden Architekten zu vereinbaren waren, sofern dieselben die allgemeine Anordnung betrafen. Ein beigelegter Bericht des Projektverfassers, Herrn Ingenieur Lossier, stellte die Vorlage einer abgeänderten statischen Berechnung in Aussicht. In Wirklichkeit wurde aber die statische Berechnung nicht vorgelegt und somit nicht geprüft, und der Ausführungsplan Nr. 558, vom 26. April 1905 (in Abb. 8 wiedergegeben), des Daches ist bezüglich seiner Anordnung als Konstruktion aus armiertem Beton von einem Sachverständigen nie geprüft worden.

Dieser Plan weist nun eine Anzahl Änderungen und Mängel auf:

a) Die Höhe der Hauptträger ist gegenüber dem Vorprojekt unnötigerweise um 10 cm vermindert worden; sie betrug in der begutachteten Eingabe vom 25. Februar 1905 75 cm, wurde vom Experten, Herrn Bolliger, nicht beanstandet und beträgt laut Ausführungsplan nur noch 65 cm in Trägermitte, d. h. nur 1:19 der Lichtheite. Dabei wurde der Abstand der Dachträger voneinander mehr als verdoppelt (4 m bzw. 4,80 statt 2 m), wodurch einem jeden Träger eine bedeutend schwere Last zufiel und das Trägerprofil viel unvorteilhafter gestaltet wurde.

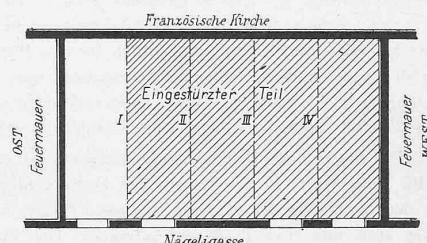


Abb. 7. Grundriss des eingestürzten Teiles.

Freilich wurden diese abgeänderten, ungünstigeren Verhältnisse in der neuen, bis am 24. August nicht mitgeteilten statischen Berechnung berücksichtigt, jedoch nicht in genügendem Massse; die Eisenstangen der Hauptträger sind annähernd entsprechend verstärkt worden, sodass ihre Beanspruchung, welche im Vorentwurf zu  $1,07 \text{ t/cm}^2$  berechnet wurde, im Ausführungsprojekt  $1,13 \text{ t/cm}^2$  betrug; aber der auf Druck beanspruchte obere Teil, d. h. die Platte oder «Hourdi», welche den sog. Druckgurt des Trägers bildet und nun viel ungünstiger beansprucht war, blieb sich gleich. Um dies zu begründen, war Herr Ingenieur Lossier genötigt gewesen, in seiner neuen Berechnung eine bedeutend grössere Breite Hourdi für jeden Träger mit in Rechnung zu ziehen als zuvor. Diese grössere Breite von 4,20 m ist für ein Hourdi von nur 10 cm Dicke als übertrieben zu bezeichnen.

Die von dem schweiz. Ingenieur- und Architektenverein aufgestellten «provisorischen Normen für Bauten in armiertem Beton» enthalten keine diesbezüglichen Bestimmungen; man nimmt in der Tat gewöhnlich an, dass die ganze Entfernung zweier Träger als Druckgurtbreite gelten darf, dass hingegen bei grösserer Entfernung der Hauptträger die Spannungen sich nicht auf die ganze Breite gleichmässig verteilen, sondern in der Nähe des Trägers ein Maximum betragen und gegen

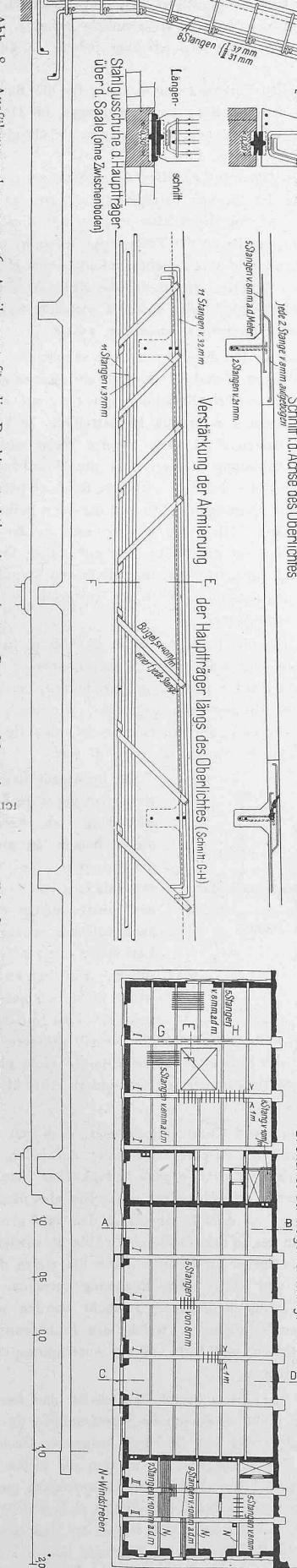


Abb. 8. Ausführungsplan vom 26. April 1905 für die Dachkonstruktion in armiertem Beton. — Massstab 1:50. — (Die Schnitte A-B und C-D in 1:500 sind den Plänen der Bauleitung entnommen.)

die Mitte der angrenzenden Felder parabolisch abnehmen; dies entspricht einer gleichmässig wirksamen Hourdisbreite von  $\frac{2}{3}$  des Trägerabstandes, in unserem Falle also etwa 2,80 m.

Was für Unterschiede diese Breitenverhältnisse des Hourdis bedeuten, geht aus folgender Zusammenstellung hervor: Ein Biegunsmoment von 5200 cm/t in Trägermitte, entsprechend der Belastung am Tage des Einsturzes, ergibt als maximale Druckspannung im Beton bei Annahme einer Hourdisbreite von

$$\begin{aligned} b &= 4,20 \text{ m} & \frac{2}{3} b &= 2,80 \text{ m} & \frac{1}{2} b &= 2,10 \text{ m} \\ \sigma_{\text{Beton}} &= 27,1 & 37,3 & & 45,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

nach der in der Schweiz üblichen Berechnung; eine Berechnungsweise, welche kleine Risse in dem auf Zug beanspruchten Beton voraussetzt, in Deutschland vorgeschrieben ist und für die vorhandenen Verhältnisse eher passt wie die vorige, ergibt Spannungen von 32,7 47,4 59,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Wir halten die unterstrichenen Zahlen für die wahrscheinlicheren.

Im übrigen und selbst mit seiner weitaus optimistischen Annahme gelangte Herr Ingenieur Lossier in seiner Berechnung vom April 1905 (nicht vorgelegte Berechnung zu dem Ausführungsplan) zu einem durchschnittlichen Druck von 36 kg pro cm<sup>2</sup> in der Mitte der Hauptträger (statt 28 kg der begutachteten Eingabe vom Februar).

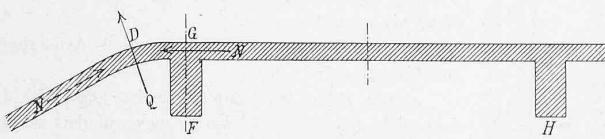


Abbildung 9.

Dies hätte an und für sich keine sehr grosse Bedeutung, wenn die Hourdis nicht sonst auf Biegung beansprucht worden wären, und zwar in gleicher Richtung wie die Hauptbalken. Die ermittelte Druckspannung des auf Biegung wirkenden Hourdis muss zu denjenigen des Hauptträgers addiert werden. Die Biegungsspannung im Hourdi beträgt etwa 10 kg/cm<sup>2</sup> nach der schweizerischen und 22 kg/cm<sup>2</sup> nach der deutschen Methode; die resultierende Maximalspannung in Trägermitte würde somit für die angenommene Hourdisbreite von  $\frac{2}{3} \cdot 4,20 \text{ m}$  zwischen  $37,3 + 10 = 47,3 \text{ kg/cm}^2$  und  $47,4 + 22 = 69,4 \text{ kg/cm}^2$  variieren, Zahlen, welche bei frischem Beton bereits bedenklich erscheinen, namentlich für eine Platte von 10 cm, welche auf 2 m Länge solchen Spannungen ausgesetzt war. Dabei sind nur die Belastungen, wie sie am 23. August 1905 vorhanden waren, berücksichtigt; eine Schneelast von 80 kg/m<sup>2</sup> würde diese Zahlen um etwa 15% erhöht haben.

Die Bestimmung der Scheerspannungen zeigt auch, dass im Entwurf nur die Scheerkräfte in der Trägerrippe berücksichtigt wurden, nicht aber längs dem Anschluss des Hourdis an dieser Rippe, wo sie doch zweimal grösser sind und etwa 14 kg/cm<sup>2</sup> betragen. Die im Entwurf skizzierten Abrundungen hätten daran nur wenig ändern können.

b) Derselbe Hourdi weist überdies im 2,00 m Abstand von der inneren Mauerwand gegen die Nägelgasse den Konstruktionsfehler auf, dass er ziemlich stark abgebogen ist.

Die in der Platte herrschenden Druckspannungen von der Belastung und vom Eigengewichte herrührend, konnten aber nur geradlinig fortgepflanzt werden; die Abbiegung der Platte hätte also besondere Vorsichtsmassregeln gegen ein Aufwärtssprengen der Platte erfordert, ebenso wie die gekrümmten Rundeisen der Armierung selbst durch kleine Bügel im Beton verankert waren (siehe Abbildung 8).

Von den zwei durch die Dachform (Dachschweifung) bedingten Kanten war nur die untere (C der Abb. 6) mit besonderen Eisenstangen versehen und dadurch gegen Aufbauchungen geschützt; an einer Stelle, 0,54 m vom theoretischen Auflager, wo ohnehin die Beanspruchung der Hourdisplatte sehr klein war; für die obere, weit mehr beanspruchte Kante D will sich Herr Lossier auf den benachbarten Nebenbalken (poutrelle) verlassen haben; weder die statische Berechnung des Vorprojektes noch seine Berechnung von Ende April enthält diesbezügliche Angaben. Nachdem Herr Ingenieur Lossier von uns auf diesen ungünstigen Umstand aufmerksam gemacht worden war, untersuchte er die Frage näher und sandte uns nachträglich eine einschlägige Berechnung vom 25. September 1905.

Nach dieser Berechnung soll an der Biegestelle D nicht mehr eine 4,0 m breite Hourdisplatte mit dem Hauptträger mitwirken, sondern nur noch eine 2,0 m breite; diese Breite wird noch dadurch reduziert, dass nicht 0,40 m als Trägerbreite in Abzug gebracht werden, sondern 0,50 m, somit bleibt vermeintlich rechts und links vom Träger nur eine schmale Platte von 75 cm Breite; durch einen ziemlich merkwürdigen Vorgang wird ferner die nach oben wirkende Resultierende der Druckspannungen

im Hourdi dadurch verminder, dass die annähernd horizontale Richtung der Kräfte in der ebenen Platte schief gestellt wird.

Durch eine Anhäufung von zu günstigen Belastungsannahmen erscheint zuletzt diese Abbiegung des Hourdis als ziemlich harmlos. Mit solchen Berechnungen und Annahmen können wir uns jedoch in keiner Weise einverstanden erklären.

Gehen wir von der gleichen Voraussetzung aus wie für die Berechnung in Trägermitte, d. h. von der Verteilung der Spannungen im Hourdi nach einem parabolischen Gesetze, so können wir  $\frac{2}{3}$  der Breite als gleichmässig beansprucht annehmen, d. h. etwa 2,80 m.

An der betreffenden Ecke D beträgt das Biegunsmoment 2840 cm/t, die Spannung an der Oberkante des Hourdis beträgt 25,6 kg/cm<sup>2</sup>, an der Unterkante des Hourdis 15,8 kg/cm<sup>2</sup>, im Mittel also 20,7 kg/cm<sup>2</sup>; dies entspricht nach Abzug der Kraft in der Dicke der Trägerrippe (0,40 m) einer Gesamtdecklast N von 56,9 t, oder je 28,4 t rechts und links vom Hauptträger nach einem parabolischen Gesetze verteilt. Diese Kraft N erzeugt in der Halbierungslinie des Hourdiwinkels eine aufwärts wirkende Kraft Q von 12,7 t rechts und links vom Hauptträger, zusammen 25,4 t.

In den Abbildungen 9 und 10 sind diese Verhältnisse angedeutet. Die Lage ist folgende: Alle Nebenbalken F und H sind gleich dimensioniert und armiert, und zwar für eine vertikale Belastung von 1,2 t auf einen laufenden Meter, entsprechend einem 2 m breiten Dachstreifen. In Wirklichkeit sind jedoch die Nebenbalken F in ganz anderer Weise wie die anderen beansprucht worden. Abbildung 9 zeigt, dass die Hourdisplatte durch eine Biegungbeanspruchung die aufwärts wirkende Kraft Q parallel bis zur Achse des Nebenbalkens F übertragen sollte und dass der Balken F dieser Kraft Q zu widerstehen hatte. Diese Verhältnisse sind in der Abbildung 10 angedeutet: Gezeichnet ist die Breite des auf einen Träger fallenden Dachteiles. Die Parabel entspricht der angenommenen Verteilung der Spannungen im Hourdi; das punktierte Rechteck entspricht den  $\frac{2}{3}$  der Gesamtbreite gleichmässig beansprucht.

Die Beanspruchung des Hourdis längs der Linie G (Abb. 9) in der Achse des Nebenbalkens F infolge des sekundären Biegunsmomentes (herührend von der Kraft Q = 25,4 t auf 2,40 m Länge gleichmässig verteilt, oder 1,06 t auf 10 cm Breite im Abstande von 26 cm) ist, wie auch die Annahmen für diese Berechnung gemacht werden, eine solche, dass die vorhandene Druckfestigkeit des Betons im Punkte G erschöpft war.

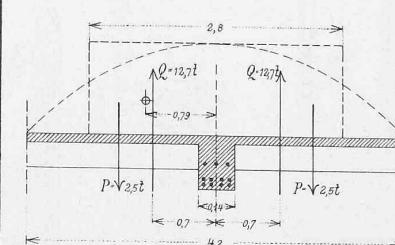


Abbildung 10.

Die Beanspruchung des Nebenbalkens F geht aus Abbildung 10 hervor; dieser Balken ist knapp dimensioniert für eine vertikale Last von 2 · 2,5 t und musste zudem einer nach aufwärts wirkenden Last von 2 · 12,7 t widerstehen. Ein Betonträger wird nicht einmal die vertikale Last in umgekehrter Lage tragen können, weit weniger eine viermal grössere. In Wirklichkeit war aber am Tage des Einsturzes die Belastung P nicht gleich 2,5 t, in welcher auch der Schneedruck inbegrieffen ist, sondern etwas kleiner und die Verhältnisse umso ungünstiger.

Es handelt sich hier um einen Konstruktionsfehler, d. h. um eine Anordnung, die sich kaum regelrecht durchrechnen lässt; auf jeden Fall waren aber die hier hervorgerufenen Zustände ganz bedenklicher Natur.

c) Herr Ingenieur Lossier hat schon in seiner ersten Eingabe, namentlich aber bei der Ausarbeitung seines Ausführungsplanes den fünf grossen Oeffnungen des geneigten Dachteiles an der Nägelgasse (Abb. 2), sowie der Schwächung der sonst stark beanspruchten Hourdis durch die vielen darin einbetonierten hölzernen Latten und Klötzte nicht Rechnung getragen. Er mag darauf nicht ausdrücklich genug aufmerksam gemacht worden sein; er besass jedoch die Konurrenzbedingungen, welche des Einbetonierens von Latten und Holzteilen erwähnten, und hatte von den Ausführungsplänen des Architekten Einsicht genommen.

Nun aber bildeten drei je 1,70 m breite Dachfenster und zwei je 2,20 m breite, sehr hohe Türen nicht unbedeutende Schwächungen des gedrückten Hourdis, welcher daselbst von den die Türen krönenden Dachaufsätze abnormal belastet war. Noch ungünstiger wirkten die vielen einbetonierten, von der oberen Kante herunter mit den Hauptträgern gleichlaufenden Latten. Diese Latten beeinträchtigten zweifellos in hohem Masse den Zusammenhang des Hourdis mit der armierten Rippe der Hauptträger, welcher Zusammenhang der statischen Berechnung zugrunde liegt.

d) Endlich, offenbar nicht ahnend, dass seinen Hauptträgern manche Fehler anhafteten, und noch weniger, dass die Ausschalung ohne Vorsicht stattfinden sollte, zeichnete Herr Ingenieur Lossier in den Ausführungsplan (Abb. 8) statt der in einem Schreiben an Herrn Kontrollingenieur Bolliger mit eigener Hand skizzierten und von letzterem angenommenen *Rollenlager* (siehe Abb. 11) angeblich *Gleitlager* ein. Er erklärt, immer nur an *Gleitlager* gedacht zu haben, und tatsächlich erwähnte der Text seines Schreibens nur «appareils de glissements»; ebenso trägt seine nicht vorgelegte statische Berechnung vom 20. April 1905 neben der Andeutung eines Rollenlagers die detaillierte Berechnung und ausführliche Skizze von dem, was Herr Lossier unrichtig *Gleitlager* nennt und eher Kipplager heissen sollte (siehe Abb. 12). Herr Ingenieur Lossier irrte sich sicher in der Annahme, dass die von ihm zu ungefähr 20 t berechnete Last eines derartigen Lagers, ohne bedeutende wagrechte Angriffe auf die Fassadenmauer, oben auf derselben gleiten könnte; die Reibungskraft eines Druckes von 20 t beim Gleiten ungeschmierter Stahlteile aufeinander beträgt erfahrungsgemäss im allgemeinsten Falle 3 bis 4 t, im vorliegenden Falle, wo die Platten ganz verrostet waren, wohl das doppelte. Im übrigen war überhaupt nicht daran zu denken, auch nur 3 t Schub dem Scheitel der frischen Fassaden zuzumuten. Deshalb hatte sich auch Herr Kontrollingenieur Bolliger nur unter der ausdrücklichen Voraussetzung von *Rollenauflagern* mit der Unterlassung einer von ihm empfohlenen Massregel, nämlich der Führung der Träger in armiertem Beton bis zum Boden, einverstanden erklärt.

Uebrigens wird in den nachträglich eingesandten Berechnungen des Herrn Lossier vom 25. September 1905 und 4. Oktober 1905 der Standpunkt, nach welchem die von ihm entworfenen Lager *Gleitlager* seien, verlassen; er versucht vielmehr zu beweisen, dass die zu 8 bis 10 mm berechnete horizontale Bewegung des Auflagers an der Nägelgasse ohne Schwierigkeit von dem Mauerscheitel hätte mitgemacht werden können, und zwar ohne Ueberanstrengung des Mauerwerkes oder Gefährdung der Stabilität der Mauer. Bei richtiger Dimensionierung der Hauptträger mag diese Behauptung zutreffen; immerhin setzt sie eine ganz andere

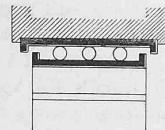


Abb. 11.

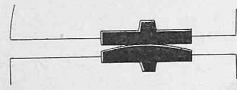


Abb. 12.

Inanspruchnahme der Fassadenmauer, als vorgesehen, voraus.

#### 4. Die Ausführung.

Wir müssen hier vor allem erklären, dass den Unternehmer des Mauerwerkes, Herrn Baumeister Glauser, unseres Erachtens keine Schuld an der Katastrophe trifft; er hat seine Arbeit rechtzeitig, auftrags- und plangemäss ausgeführt.

Die Unternehmer des Daches in armiertem Beton, Herren Anselmier & Cie., haben dagegen in der Ausführung gewisse bedenkliche Massnahmen getroffen, nämlich:

a) Ohne Zustimmung des Projektverfassers, Herrn Ingenieur Lossier, haben die Herren Anselmier & Cie. die von ihm vorgesehenen Abrundungen zwischen den Seiten oder Wangen der Hauptträger und der Unterfläche des Hourdis (siehe die Querschnitte C-D und E-F in Abbildung 8) nicht ausgeführt, und zwar um sich die Arbeit zu vereinfachen.

Dadurch wurde der auf Druck arbeitende Trägerteil geschwächt und der sonst schon gefährdete Zusammenhang von Träger und Hourdi vermindert. Die Zeichnung enthält allerdings keine bestimmten Abmessungen für diese Abrundungen.

b) Die Anordnung des *Gerüstes* im Kulissenraum, wie sie aus einer nach dem Einsturz aufgestellten, bei den Akten liegenden Skizze der Unternehmung hervorgeht, gewährte nur solange genügenden Widerstand, als die Stützen miteinander auf der Höhe von 8 m in allen Richtungen durch Bretter und Rundhölzer gegen seitliches Ausweichen gesichert waren. Ein teilweises Ausschalen und das Entfernen einiger Stützen nach den von

Ingenieur Anselmier, Sohn, dem Polier gegebenen Weisungen konnte nur stattfinden, indem die meisten Querverbindungen der Stützen voneinander gelöst wurden. Nachdem also am 23. August die Verbindungen und Verstreubungen fast gänzlich entfernt wurden und die Arbeiter anfingen, die Hälften der Spriessen selbst wegzunehmen, vermochten die gebliebenen Stangen von 8 m Länge und durchschnittlich nur 12 bis 14 cm Durchmesser die auf sie fallende, nun verdoppelte Last nicht mehr zu tragen und gaben nach.

Die sog. freie Knicklänge einer teilweise an den Enden eingespannten

Stange von 8 m Länge und 14 cm Durchmesser kann zu  $\frac{4}{5} \cdot 8 \text{ m} = 6,4 \text{ m}$  angenommen werden. Das Verhältnis dieser Knicklänge zum Trägheitshalb-  
messer ist 183, und es kommt die Eulersche Formel in diesem Falle zur Anwendung, welche bei einem Elastizitätsmodul des Holzes von 100  $t/cm^2$  eine Knickkraft von 4,6 t ergibt, d. h. bei 4,6 t weicht oder knickt die elastische Stange aus; nun schätzen wir auf mindestens je 6 t die Kraft, welche die mittlern Holzstangen am 23. August hätten aushalten sollen, um den Einsturz zu vermeiden. Ueberdies waren gewisse Hölzer ungeschickt gestossen, wie aus Abbildung 5 ersichtlich. Auf demselben Bild ist auch zu ersehen, wie die nach dem Einsturz zum Teil entlasteten Spriessen verbogen sind; es konnte auch nicht anders sein, wie obige Berechnung beweist.

c) Die Wahl der Baumaterialien ist auffallenderweise im Vertrage nicht erwähnt und folglich ganz dem Ermessen der Unternehmer, Herren Anselmier & Cie., überlassen worden. Die Firma Anselmier & Cie hat die bei andern Bauten aus armiertem Beton verwendete und nicht beanstandete Mischung von 8 Schubkarren Kies (zu 35 bis 37 Liter), 2 Schubkarren Sand und 2 Säcken Zement angewendet; dies entspricht annähernd der sonst üblichen Mischung von 300 kg Portlandzement auf 1  $m^3$  Beton.

Der Sand wurde von Zollikofen, der gewaschene Kies vom Kirchenfeld, der Zement von St. Sulpice bezogen; es wurden keine Proben über dessen Qualität ausgeführt, auch nicht über die Druckfestigkeit des erzeugten Betons. Die Mischung wurde von Hand bewirkt, zunächst trocken, hier-nach wurde soviel Anmachwasser gebraucht, bis der Beton eher flüssig war.

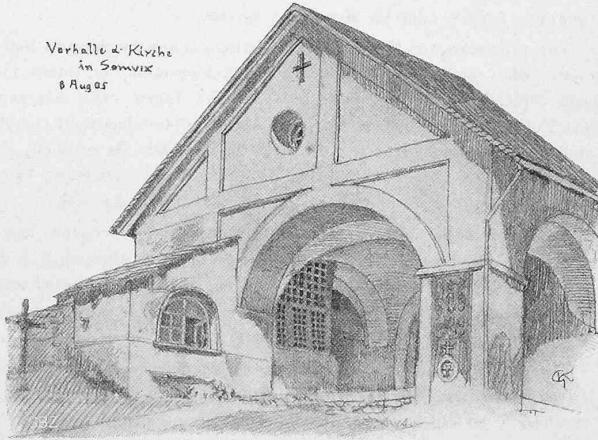


Abb. 2. Vorhalle der Kirche in Somvix.

Das Eisen lieferten die v. Rollschen Eisenwerke in Gerlafingen. Da dessen Beanspruchung nicht beanstandet wird, wurde von weiteren Proben mit demselben abgesehen.

Die Experten liessen der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich einige Betonblöcke zur Ermittlung der Druckfestigkeit versenden, sowie einen vom Unternehmer gelieferten Sack Zement von St. Sulpice, welcher der Normenprobe unterworfen wurde und dieselbe günstig bestand.

Die mit den Betonproben gemachten Versuche zeigten folgendes Ergebnis:

## Bündner Ferienskizzen vom Sommer 1905.

Von Architekt  
J. Kunkler in  
Zürich.



Abb. 7. Altes Haus in Dardin bei Brigels.

Aus einem grösseren Stück Hourdi (I) wurden vier Würfel sorgfältig ausgehauen und, mit Deckeln aus Portlandzement versehen, unter der Presse zerdrückt; das Alter des so erprobten Betons betrug etwa fünf Wochen.

Die Druckfestigkeiten ergaben sich zu 106, 102, 111 und 95 kg/cm<sup>2</sup>, oder im Mittel 104 kg/cm<sup>2</sup>.

Aus einem andern Stück Hourdi (III) wurden zwei Würfel erprobt mit Druckfestigkeiten von 82 und 83 kg/cm<sup>2</sup>, oder im Mittel 82,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Aus einem Stück Beton, der Rippe eines Hauptträgers entnommen, wurden zwei Würfel der Druckprobe unterworfen mit Druckfestigkeiten von 117 und 114 kg/cm<sup>2</sup>, oder im Mittel 115 kg/cm<sup>2</sup>.

Die provisorischen Normen für Konstruktionen aus armiertem Beton, aufgestellt vom schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, erfordern eine minimale Druckfestigkeit von 160 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen. Die hier angegebenen Resultate weisen darauf hin, dass der Beton mittelmässiger Qualität war und hinreichende Druckfestigkeit nicht besass. Die Gewohnheit, den Beton ziemlich nass zu verarbeiten, um das Stampfen zu erleichtern, bringt öfters eine wesentliche Verminderung der Druckfestigkeit mit sich.

Immerhin hätte derartiger Beton den nötigen Widerstand leisten können, wenn an den stark beanspruchten Stellen die Abmessungen der Hauptträger reichlicher bemessen worden wären, wenn der Entwurf keine fehlerhaften Anordnungen enthalten und wenn man ihm vor dem Ausschalen die angemessene Erhärtungsfrist gewährt hätte.

Die provisorischen Normen des schweiz. Ingenieur- und Architektenvereins schreiben bezüglich des Ausschalens für längere Träger eine Frist von mindestens 30 Tagen vor. Der Hourdi der westlichen Hauptträger III und IV, unter welchen unmittelbar vor dem Einsturz ein Teil der Sprüssen weggenommen worden waren, ist am 29. Juli betoniert worden; der betreffende Beton war also nur 25 Tage alt; an der Oberfläche war er bald mit Holzzement, Sand und Kies gedeckt worden. Schon deshalb hätten die Sprüssen länger als das Minimum von 30 Tagen belassen werden sollen.

Freilich war es nicht die Absicht des Herrn E. Anselmier, Sohn, des bauleitenden Angestellten der Unternehmung Anselmier & Cie., die Decke schon am 23. August gänzlich auszuschalten; aber er irrte sich bei der Annahme, dass die wenigen Sprüssen, welche er noch einige Tage stehen zu lassen beabsichtigte, genügten; es war dies nicht der Fall, sondern diese überlasteten Sprüssen mussten ausknicken und die Folge war, dass die schwer belastete und noch nicht erhärtete Konstruktion tatsächlich sich

selbst überlassen blieb, gerade so, als wären sämtliche Stützen absichtlich weggenommen worden.

d) Im Anschluss daran muss es als ein Fehler der Unternehmer bezeichnet werden, die Eisenbetonkonstruktion vor gehöriger Erhärtung und vor der Ausschalung so schwer belastet zu haben.

e) Endlich war es misslich, dass die Herren Anselmier & Cie. den Zweck und die Wirkung der Auflagerplatten — man nenne sie Kipp- oder, wie Herr Lossier irrtümlich meinte, Gleitlager — vollständig ignorierten, diese Platten verständnislos verrosteten ließen und daneben die Hourdis fest auf dem Mauerwerk betoniert haben, wodurch jede Beweglichkeit der Platten verloren ging.

Der Ausführungsplan liess in dieser Beziehung offenbar an Vollständigkeit und an Klarheit zu wünschen übrig; er mangelte nicht nur an erläuternden Notizen, sondern auch an Massen; ein ausführliches Begleitschreiben oder mündliche Erklärungen und Weisungen wären für diese erste wichtige Arbeit neuer Konzessionäre am Platze gewesen. Anderseits war es Pflicht der letzteren, sich über zweifelhafte Punkte zu erkundigen, denn es ist anzunehmen, dass diese für sie neuen, kostspieligen Gusstahlplatten ihre Aufmerksamkeit geweckt hatten.

Diese ganz fehlerhafte Konstruktion ist allerdings im östlichen Teil des Gebäudes, in der sog. Malerwerkstatt ohne Misserfolg ausgeführt worden und ohne dass jemand hierüber etwas einzuwenden gefunden habe; wir können aber nicht unterlassen, zu bemerken, dass das Dach der Seitenbauten in dieser Beziehung zu einigem Bedenken Anlass gibt. Die grosse Platte des Fussbodens in armiertem Beton bildet allerdings daselbst eine wirksame Versteifung, welche bei der Ausschalung die Schubkräfte aufzunehmen vermochte. Die Hauptträger befinden sich dadurch auch entlastet, denn als Bogen wirkend haben sie kleineren Biegungsmomenten zu widerstehen.

Im westlichen Bau ist zudem der Trägerabstand viel geringer, als er über dem Kulissenraum war; im östlichen Bau sind zwei Hauptträger wegen der grossen Dachlukarie mit Eisen entsprechend verstiftet worden, sodass nicht die ganze Breite des Hourdis beansprucht wird. Weitere Erörterungen über diesen Punkt gehören nicht hierher.

Eine Reihe anderer Umstände mag, wenn auch nicht direkt, zur Katastrophe beigetragen haben; dieselben sind nur insofern als Ursachen zu bezeichnen, als sie das Unglück nicht verhinderten.

Wir haben schon eingangs der, wie es scheint von Anfang an obwaltenden, Missverständnisse erwähnt. Missverständnisse sind bei sehr beschäftigten Leuten und bei weitgehender Teilung der Arbeit und Verantwortung, wie im vorliegenden Falle, unvermeidlich; jedoch sind wir der Ansicht, dass dieselben hier zum grössten Teil vermieden worden wären,



Abb. 8. Altes Haus in Waltensburg.

wenn von Seiten des städtischen Bauamtes, als Bauherrn, und des bauleitenden Architekten folgende Massregeln nicht unterlassen worden wären:

a) Aufnahme in den Vertrag oder dessen Beilagen irgendwelcher Bestimmungen über die Qualität der Materialien und die Ausführung der Arbeiten.

Die provisorischen Normen des schweiz. Ingenieur- und Architektenvereins über Konstruktionen in armiertem Beton haben leider noch keinen gesetzlichen Wert. Es ist begreiflich, dass ein viel beschäftigter Architekt und ein mit allerlei administrativen Geschäften belastetes Bauamt diese Normen nicht kennen und somit die wichtigen Teile derselben nie gelesen haben, welche die Kontrolle derartiger Arbeiten betreffen; es ist aber nicht anzunehmen, dass ihnen bei Eisenbetonbauten die hohe Bedeutung der Güte der Ausführung entgehe.

b) Bestellung einer sachverständigen Aufsicht während der Arbeiten, bzw. Vergewisserung darüber, dass eine solche Aufsicht wirklich ausgeübt wird und nicht nur Begutachtung der Eingaben und statischen Berechnungen.

c) Prüfung, ob der dem Vertrage beigelegte und zugrunde liegende Ausführungsplan der begutachteten Eingabe entspricht und zum mindesten die unentbehrlichsten Masse enthält.

d) Vorschreiben von Materialproben, über Eisen und Zement, und Verlangen von Ausweisen über Herkunft und Qualität derselben.

(Schluss folgt.)

## XXIX. Generalversammlung der Gesellschaft ehem. Studierender der eidg. polytechnischen Schule in Zürich

Sonntag den 19. August 1906, im Saalbau zu Solothurn.

### Protokoll.

1. *Eröffnung.* In Anwesenheit von rund 230 Mitgliedern und Ehrengästen begrüßt der Präsident der Gesellschaft, Herr Ingenieur O. Sand, Mitglied der Generaldirektion der S. B. B., um 10 $\frac{1}{2}$  Uhr die Anwesenden. In kurzer Ansprache gedenkt er der seit der letzten Generalversammlung 1904 verstorbenen Ehrenmitglieder und Mitglieder der Gesellschaft. Die verflossene Amtsperiode hat uns Angenehmes, aber leider auch Unangenehmes gebracht: Angenehmes in der so schön verlaufenen 50jährigen Jubiläumsfeier des eidg. Polytechnikums, die wohl bei allen damaligen Festteilnehmern stets in guter Erinnerung bleiben wird; Unangenehmes im Hinschied von 41 treuen Kollegen und Freunden. Den empfindlichsten Verlust hat die Gesellschaft in ihrem Ehrenmitgliede, Herrn Ingenieur A. Waldner, Gründer und Redaktor der Schweizerischen Bauzeitung, erfahren. Da Herr Waldner in Cannes gestorben ist und dasselbst auch begraben wurde, war es nicht möglich, ihm bei seiner Beisetzung die letzte Ehre zu erweisen. Der Zweck würde auch nicht recht erfüllt, wenn auf seiner Grabstätte als Zeichen unserer Verehrung und Dankbarkeit, ähnlich wie unserer unvergesslichen Generalsekretär, Herrn H. Paur sel., eine Gedenktafel angebracht würde. Es ist daher mit dem Zentralkomitee des schweiz. Ingenieur- und Architekten-Vereins vereinbart worden, an der heutigen Hauptversammlung eine Gedächtnisfeier zu Ehren unseres verstorbenen Ehrenmitgliedes zu veranstalten. Herr Gotthardbahndirektor Dietler, der dem teuren Verstorbenen sehr nahe stand, hat es gütigst übernommen, in einer Gedächtnisrede das Andenken des Verstorbenen zu ehren. Mit diesen einleitenden Worten wurde die Generalversammlung eröffnet.

2. *Gedächtnisrede für Herrn A. Waldner.* Herr Gotthardbahndirektor Dietler gibt in warmer und ergreifender Rede einen Rückblick über die vielseitigen und grossen Verdienste, die der Verstorbene sich um die beiden Vereinigungen, die Gesellschaft ehemaliger Studierender des eidg. Polytechnikums und den schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein erworben hat, sowie über seine hervorragende Tätigkeit an der Lösung einer grossen Anzahl für die Technik sehr wichtiger Fragen. Die Rede findet sich im Wortlaut im Vereinsorgan<sup>1)</sup>, der Schweiz. Bauzeitung, sowie im Bulletin der G. e. P. wiedergegeben. Am Schluss der

### Bündner Ferienskizzen vom Sommer 1905.

Von Architekt  
J. Kunkler in  
Zürich.

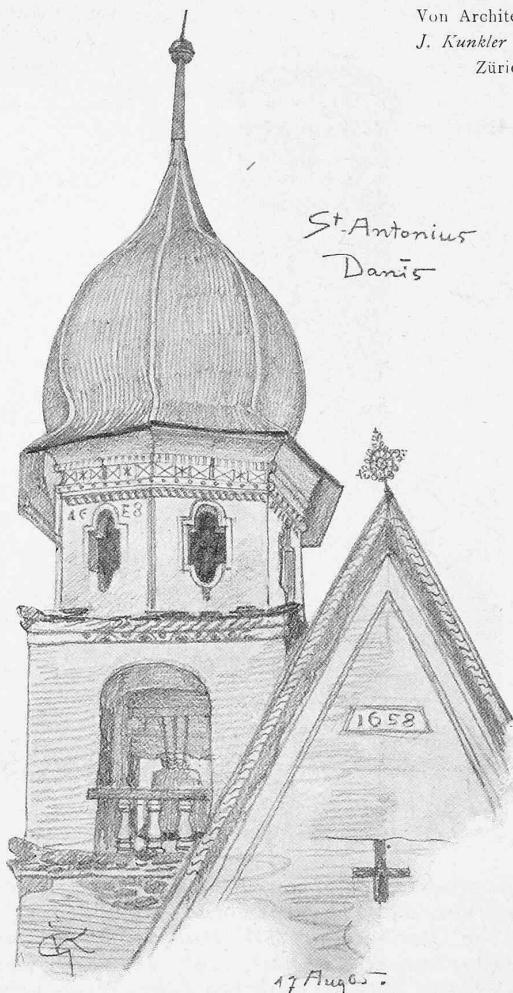


Abb. 9. Turm und Giebel der Kirche St. Antonius zu Danis.

Gedächtnisrede erhebt sich die Versammlung zu Ehren des Verstorbenen.

Der Vorsitzende verdankt dem Redner die eindrucksvolle Ansprache im Namen der ganzen Versammlung aufs beste und teilt mit, dass namens der heutigen Versammlung eine Beileidsadresse an die trauernde Gattin abgehen werde, welche von den Präsidenten der G. e. P. und des schweiz. Ingenieur- und Architekten-Vereins unterzeichnet sei.

3. Als *Stimmenzähler* werden einstimmig die Herren Oberst U. Brosi aus Solothurn und Ingenieur A. Jegher aus Zürich gewählt.

4. Das in der Schweiz. Bauzeitung (Bd. XLIV, S. 74) und im 42. Bulletin der Gesellschaft veröffentlichte *Protokoll der letzten Generalversammlung* wird ohne Verlesung genehmigt und bestens verdankt.

5. Der *Geschäftsbericht* des Sekretärs über die abgelaufene Geschäftsprperiode liegt gedruckt vor.<sup>2)</sup> Der Sekretär referiert an Hand dieses Berichtes kurz über die Beschlüsse des Ausschusses betreffend das im Herbst 1905 eingegangene Legat von 5000 holländischen Gulden seitens des im Jahre 1904 in Utrecht verstorbenen, in Eisenbahnkreisen als Autorität in Oberbaufragen wohlbekannten Herrn J. W. Post Oberingenieur der niederländischen Staatsbahnen.

Hierauf wird folgender Antrag des Ausschusses einstimmig angenommen:

„Die Generalversammlung der G. e. P. in Solothurn nimmt von dem Eingang des Legates von Fr. 10254,15 des Herrn Johannes Willem Post sel., gewesener Oberingenieur der Niederländischen Staatsbahnen, bestens Kennt-

<sup>1)</sup> Bd. XLVIII, S. 89.

<sup>2)</sup> Siehe auch Seite 99 u. ff. des laufenden Bandes.