

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizerische Bauzeitung
<b>Herausgeber:</b>	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
<b>Band:</b>	53/54 (1909)
<b>Heft:</b>	6
<b>Artikel:</b>	Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels
<b>Autor:</b>	Brandau, Karl
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-28092">https://doi.org/10.5169/seals-28092</a>

### Nutzungsbedingungen

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

### Conditions d'utilisation

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

### Terms of use

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

**Download PDF:** 14.01.2026

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

**INHALT:** Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels. — Ein schweiz. Geschäftshaus in Paris. — Stilbildung, Stadttheit und moderne Hausform. — Schweizerische Bundesgesetzgebung über Ausnutzung der Wasserkräfte. — Miscellanea: Einheitliche Bezeichnung der Lokomotiven im Vereine deutscher Eisenbahnverwaltungen Dampfverbrauch der Zöll-Dampfturbine. Wasserkräfte des Cavagliasco. Ein Schiff ohne Eisen. Nationalbankgebäude

in Bern. Schweizerischer Elektrotechnischer Verein. Schweizerische Liga für Luftschiffahrt. Schmalspurbahn Chiasso-Muggio. Ferdinandsbrücke in Wien. Schifffahrt auf dem Oberrhein. Drahtlose Telegraphie im Dienst der Meteorologie. — Vereinsnachrichten: Zürcher Ing. & Architekten-Verein. G. e. P.: Stellenvermittlung.

Tafel V: Ein schweizerisches Geschäftshaus in Paris; Gesamtansicht von der Avenue de la République aus.

## Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels.

von Karl Brandau.

### III. Beobachtungen der Gesteinsbewegungen beim Baue des Simplontunnels.

Auf der Südseite durchfuhr der Tunnel von Km. 5,3 bis 6,9 den Lebendgneiss und von Km. 7,15 bis 9,14 phyllitische Schiefer. Beide Strecken waren anfangs standfest. Nach einiger Zeit brachen vom Dache dünne Platten nieder. Zum Schutze der Arbeiter wurden Kappen

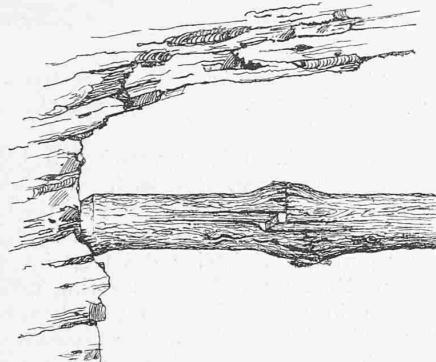


Abb. 7. Gestautzte Kappe. Stollen II, Km. 6,780.



Abb. 9. Gestautzte Kappe und Schieferschichten bei Km. 5,5 bis 6,7.

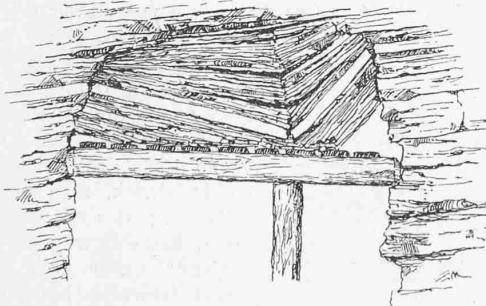


Abb. 11. Stauchung der Schieferschichten in der First. Stollen II, Km. 6,665.

First erstrecken sich auf 1 bis 2 m Höhe ins Gestein hinein. Die scheinbar sehr kompakten Bänke zerblättern in dünne und dünnste Schieferschichten, die sich nach und nach in Falten einbiegen. Abbildung 11, 12, 13 (S. 70) und 14 (S. 70) zeigen den allmählich sich vollziehenden Vorgang in seinen verschiedenen Entwicklungsstadien.

Inzwischen hat sich auch die Hebung des Dienstgeleises bemerkbar gemacht als Folge von Faltenbildung in den Schiefern der Sohle, ähnlich denen in der First (Abb. 13 und 14). Durch die Gesamtheit dieser Vorgänge veranlasst, wurde der Stollen II mit Mauerwerk einschl. Sohlengewölbe verkleidet; auf der 18 m langen Strecke von Km. 6,682 bis 6,700 S. P. des Sohlengewölbeaufbaus zeigt

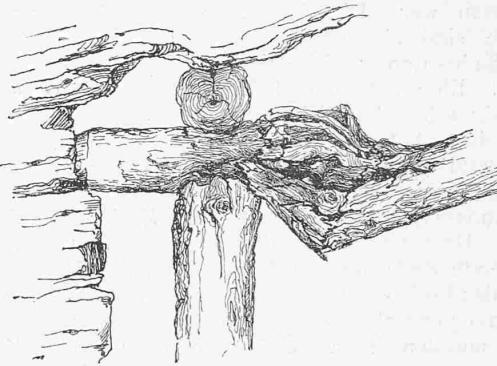


Abb. 8. Gestautzte Kappe. Stollen II, Km. 7,865.

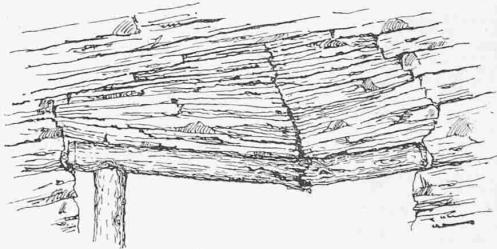


Abb. 10. Stauchung der Schieferschichten in der First. Stollen I, Km. 6,810.

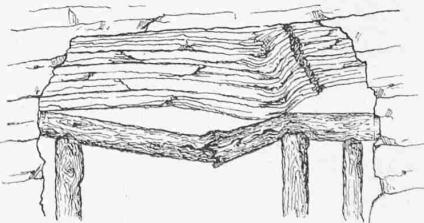


Abb. 12. Faltenbildung der gestautzen Schiefer in der First. Stollen II, Km. 6,750.

eingebühnt mit Firstverzug aus leichten Pfählen. Das eintretende Zusammenstauchen der Kappen (Abb. 7 und 8) gab Fortbewegung der Ulmen kund. — Ablösungen von zerbrockelten Gesteinsstücken aus den Ulmen folgen. Auf die Kappen legen sich grössere Schiefermassen (Abb. 9), die Kappen biegen stellenweise ein (Abb. 10). Bei der Erneuerung der Kappen zeigt sich der grössere Teil der bewegten Schiefer über den Kappen in dünnten Bänken ineinander gestaucht und trägt sich selbst. Als klassisches Beispiel dafür siehe Abbildung 9. Die Ablösungen in der

sich der Verlauf einer Falte sehr schön, siehe Abbildung 15 (Seite 70). Die Linie a—a bezeichnet einen der vielen dieses Gebirge nahezu parallel zur Achse des Tunnels durchziehenden Risse. (Alle Abbildungen sind nach Skizzen, die an Ort und Stelle gemacht wurden, gezeichnet).

Ehe die geschilderten Zustände im Stollen II soweit gediehen waren, hatte man den Tunnel I auf längere Strecken mit Mauerwerk verkleidet, ohne Sohlengewölbe einzubauen. Hier traten Zersplitterungen von Gewölbesteinen ein durch Annäherungsbewegungen der Widerlager,

Nachträgliches Einbauen der Sohlengewölbe brachte die Bewegung der Widerlager zum Stillstand und in den Gewölben blieben weitere Beschädigungen aus.

Die Abbildungen 16 und 17 stellen Auffaltungen in der Sohle des Tunnels I dar, die photographisch aufgenommen sind. Alle Falten, die man zu beobachten Gelegenheit hatte, bezeugen ihren Ursprung in seitlichen Verschiebungen, d. h. im Zusammengehen der Ulmen und Widerlager. Empordrängen der Sohle von unten durch treibendes Gebirge hätte in den Felsenrücken klaffende Spalten hervorbringen müssen; statt dessen waren sie auf ihre ganze Höhe nur ineinander verstaucht durch seitliches Drängen. — Häufig wiederholte Kontrollmessungen haben es zweifellos gemacht, dass nach dem Einziehen der Sohlengewölbe in Tunnel I jeder Bewegung Einhalt getan war. Die Sohlengewölbe sind als Betonklötze von 0,80 bis 1,00 m Dicke ausgeführt. Eine solche verhältnismässig schwache Sicherung der Sohle bot genügenden Widerstand gegen die Schubkräfte, die also auch nur mässige gewesen sein können.

Anders war das Verhalten der Verkleidung im Stollen II. Dort war durch das vielerorts erst später sich kundtuende Bedürfnis der Verkleidung das Mass der sich gegen das Ende des Baues ergebenden Arbeit ausserordentlich gross geworden. Die Tunnelabnahme wurde übereilt und es mussten deshalb einige Strecken unverkleidet übergeben werden, deren Zustand nicht befriedigend ist. Aber auch auf schon verkleideten Strecken sind vielfache Beschädigungen der Gewölbe, der Widerlager und des Kanals eingetreten. Die Veranlassung dafür ist ein Konstruktionsfehler. Beobachtungen im Verhalten des Mauerwerks im Tunnel I haben ganz gegen Schluss der Arbeit zu dieser Erkenntnis geführt. Davon soll zunächst die Rede sein.

Infolge des heissen Wasserzuflusses erlitt die Strecke Km. 8,6 bis 9,2 in wenig kohärentem Gebirge des Tunnel I eine unliebsame Verzögerung und das Gestein lockerte sich beträchtlich. Tägliche Kontrollmessungen der Lichtweiten zwischen den Widerlagern der in Herstellung begriffenen Mauerringe liessen hier und da Verschiebungen

erkennen. Das Mass derselben war am ersten Tage oft beträchtlich, minderte sich aber mit der Zunahme der Mauerhöhe und verschwand noch nicht völlig nach dem Schliessen der Gewölbe. Nach Herstellung und Verfestigung der Sohlengewölbe endete jede Bewegung. Auf diesen Strecken haben die Gewölbe 0,35, 0,50 und 0,70 m Stärke in rohbehauenen Moëllons; die Widerlager 0,55 bis

0,90 m in Bruchsteinen; die Sohlenklötze 1,0 bis 1,2 m in Beton. Der Mörtel ist teils aus Zement, teils aus hydraulischem Kalk und künstlich hergestelltem Sande im Verhältnis von 1 : 3.

Mit Anwendung der theoretischen Formeln für Tunnelgewölbe oder von graphischen Konstruktionen ist es leicht, aus obigen Beobachtungen die Kräfte zahlenmässig zu be-

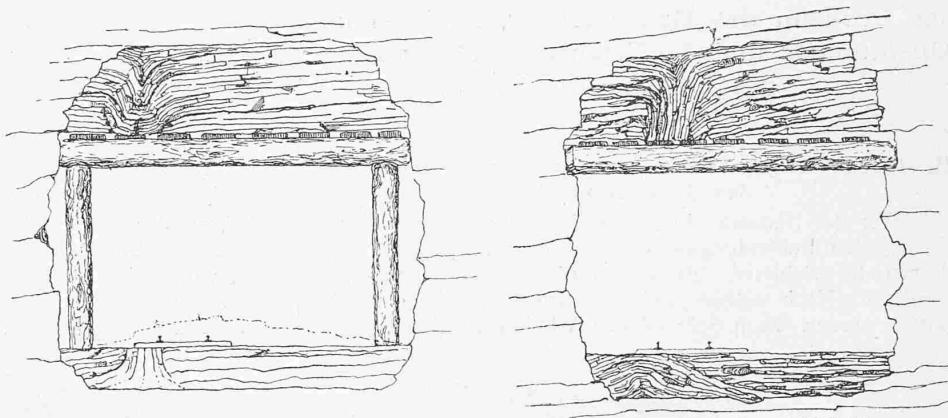


Abb. 13 und 14. Stauchung der Schieferschichten in First und Sohle des Stollens II von Km. 6,710 bis Km. 6,860.

stimmen, welche die Widerlager verschoben haben, aber nicht mehr imstande waren, das fertige Gewölbe zu bewegen. Diese Kräfte sind ihrer ganzen Erscheinung nach keine andern, als der Schub des Gesteinskeiles, der sich entsprechend der geringen Kohäsion des Gesteins sowie entsprechend seiner Reibung und seinem geringen Widerstand gegen Abreissen in seinen Schichtungsfächern bildet und der auf der Abbruchfläche herabgleitet (siehe Abb. 18). Daraus lässt sich sogar die Höhe berechnen, bis zu welcher

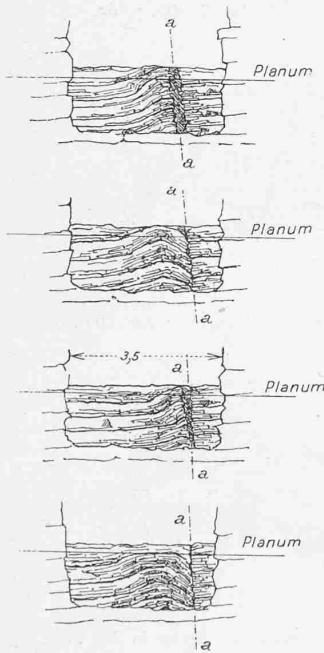


Abb. 15. Stauchung und Faltung der Sohle.  
Stollen II, Km. 6,682 bis 6,700.

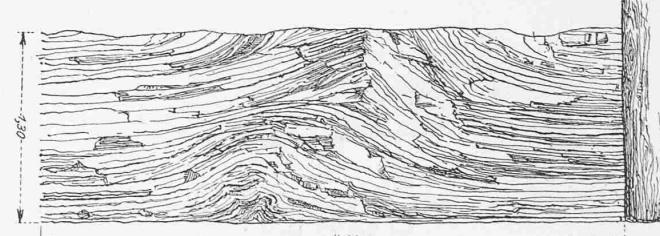


Abb. 16. Auffaltung des Gesteins in der Sohle des Tunnels I, Km. 6,800.

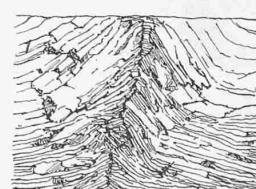


Abb. 17. Auffaltung des Gesteins in der Sohle des Tunnels I  
Km. 6,740.

das Gestein gelockert ist und als Keil auf den Abbruchflächen nach unten drückt. Es wird erkenntlich, dass bei allseitigem Gebirgsdruck, also speziell bei Belastung des Gewölbes von oben, keine Bewegung der Widerlager unter dem geschlossenen Gewölbe hätte bestehen können. — Die Durchführung der Berechnung eines Beispiele an diesem Orte würde zu weit führen. Schätzungen nach anderwärts ausgeführten Rechnungen und Konstruktionen führen dazu, annehmen zu können, dass für ein Gewölbe von 0,35 m Gewölbestärke in Bruchsteinen die Höhe des gelockerten Gesteins nur wenig hoch über das Gewölbe reichen konnte, etwa 20 bis 30 m.

Das sind also die Kräfte, die im Gestein von recht ungünstiger Beschaffenheit unter der höchsten Gebirgsüberlastung im Simplontunnel auf das Mauerwerk schieben und drücken.

Genau wie im Tunnel I bildeten sich die Abbruchflächen hinter den Ulmen und lösten sich die Kräfte aus, die im Stollen II Bewegungen verübten. In diesen Vorgängen findet sich nichts, was nicht anderorts in Tiefbauen beobachtet und konstatiert worden ist. Die Bewegungsvorgänge und Deformationen der Ulmen, die Verblätterung der Bänke in der First und die Verfaltung der Blätter sind Folgen der herabdrückenden und herabsinkenden Keile, die schliesslich mit ihrem Gewichte in die Sohle drücken und sich einbeissen und die gleichen Falten in der Sohle erzeugen. Da die Stollen weder durch Holzbau noch durch Mauerung genügend schnell gesichert waren, so musste in diesem Gestein der Vorgang so sein, wie er sich gezeigt hat. Das langsame Verschwinden der vorübergehenden

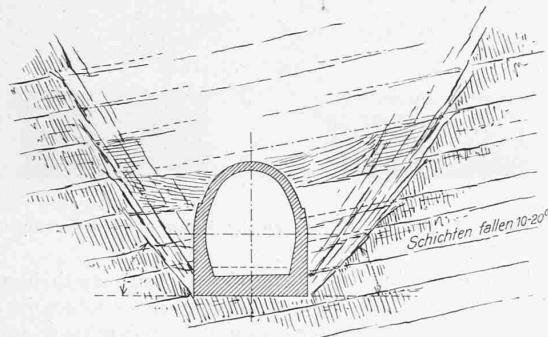


Abb. 18. Lockerung des Gesteins bis zur Abbruchfläche hinter den Ausbruchöffnungen.

Kohäsion im Gestein erscheint eingeleitet durch die schweren Erschütterungen der Sprengschüsse. Dann bilden sich hinter den Ulmen und den ungesicherten Stollenwänden die Abbruchflächen. Der Stollen wird langsam enger, die Bänke ohne Bindemittel zwischen ihren Bestandteilen lockern sich in tausend Blätterschichten. Nun bedarf es keiner grossen Kraft mehr, um nach der Zerlegung in Teilchen die scheinbar so grosse Arbeitsleistung der Verfaltung zu vollbringen.

Weiter oben ist der *Deformationen* Erwähnung geschehen, die der verkleidete Stollen II erlitten hat. Sie hätten so gut wie im Tunnel I durch die Mauerverkleidung und Sohlengewölbe verhindert werden sollen. Selbst die Herren Gutachter der Generaldirektion der S. B. B. haben anerkannt, dass die Sicherung des Stollens II durch Mauerwerksverkleidung im Verhältnis zu der im Tunnel I stark ausgeführt worden ist (siehe Abb. 19). Dem zum Trotz traten Bewegungen ein, deren Verlauf ähnlich denen im Tunnel I war, die aber durch das Einziehen der Sohlengewölbe auf vielen Strecken nicht zum Abschluss kamen: Zusammengehen der Widerlager, Zerdrücken von Gewölbesteinen, und Bildung langer Risse parallel zur Stollenachse, indem sich die Widerlager auf den Fundamenten stärker ins Profil hineingeschoben, als am Kämpfer. Bei diesen Bewegungen erlitt der Hauptwasserkanal in II arge Deformationen durch Zerstörung der Sohle und Hebung der äussern Kanalmauer (siehe Abb. 20). Im Stollen II hatten die Widerlagerfüsse nur 0,4 bis 0,6 m Stärke; die Gewölbe hatten bei 3,2 m Spannweite etwa die halbe Belastung wie die Tunnelgewölbe. Die Risse im Betonfundament (Abb. 20) zeigen nun die Gleitflächen, auf denen die Widerlager in den Stollen hineingeschoben wurden und wo der Kanal zerstört wurde. Die das Widerlager bewegenden Kräfte im Tunnel I und im Stollen II sind nicht wesentlich verschieden — sie hängen nicht von der Spannweite der Gewölbe ab. Da nun Widerlager im Tunnel I von 0,90 m Stärke, wie wir gesehen haben, verschoben worden sind, so kann es nicht Wunder nehmen, dass die Widerlager im Stollen von 0,4 bis 0,6 m auch verschoben wurden. Da aber die schliessliche Belastung von oben her sehr ge-

ring war, so dauerte auch nach Schluss der Gewölbe die Bewegung fort. Der Fehler, dem alle die Bewegungen und Zerstörungen zur Last gelegt werden müssen, ist somit die geringe Stärke der Widerlager. Dieser Umstand ist zu entschuldigen durch das rätselvolle Verhalten des Gesteins. Belastung durch den Gebirgsdruck auf das Gewölbe hätte Bewegung verhütet; es hätte sich alsdann die Konstruktion als genügend erwiesen.

Interessant ist das Verhalten der zerbrochenen Kanäle und Gewölbe seit der Vollendung des Tunnels bis zum Jahre 1908, als wir Gelegenheit fanden, den Zustand des Stollens II zu besichtigen. Unserem Ermessen nach ist an sämtlichen zerbrochenen Stellen völlige Ruhe eingetreten. Falls dies nicht zutreffen sollte, sind jedenfalls die noch fortbestehenden Bewegungen sehr gering. Dafür finden wir folgende Erklärung: Die Schubkräfte, von denen in der vorangehenden Abhandlung die Rede ist, sind relativ gering; durch die Verschiebung des Widerlagers ist daselbe festgekeilt zwischen Fuss und Gewölbe und kann nun nicht weiter vorgerückt werden, ohne vollständig zu zerbrechen und zusammenzufallen. Da aber hierzu die Schubkräfte nicht ausreichen, so ist gerade durch diese Deformation erst das Gewölbe standfest geworden und zur Ruhe gekommen. Selbstredend betrachten wir einen solchen Zustand nicht für die Ewigkeit als zulässig — allein er beweist die Richtigkeit unserer vorgebrachten Erklärungen und Argumente, dass im Simplongebirge nur mässige Drucke angetroffen sind.

Auch im *Antigoriogneiss SP* bis Km. 4,357 koinzidierten gebräches Gestein und ähnliches Verhalten des Gebirges während des Baues. Zwischen mächtigen Gneissbänken lagerten sich dünnblätterige Glimmerschiefer. Durch Lockerung von grossen Blöcken und Schieferplatten erfuhr die mechanische Bohrung viele ernsthafte Störungen, da das Gebirge streckenweise von Spalten und Schnitten senkrecht zur Sohle, längs der Achse zerteilt war. Nur 200 m vom Portal brachen im Mai 1899 im scheinbar festesten Gestein die Wände als mächtige Schalenstücke ein und verursachten den ernstesten Unfall, der sich während der Bauzeit ereignete. Auf der Höhe von 6 bis 7 m des Voll-

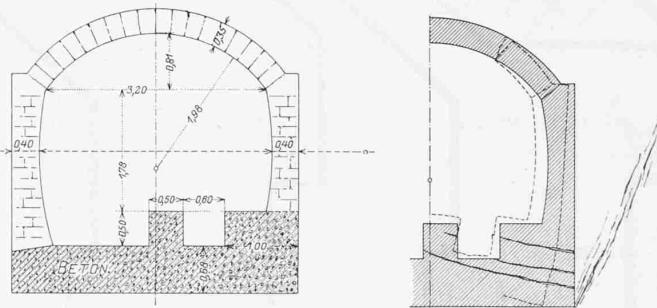


Abb. 19 und 20. Profil des Stollens II mit vollkommenen Mauerwerkverkleidung und Verschiebung (karikiert) der Widerlager, Zerstörung des Kanals und des Gewölbes durch Verschiebung des Widerlagerfusses auf den Rissen im Beton.

Masstab 1 : 100.

ausbruchsprofiles wechselte die Qualität des Gesteins stark. Ueberall, wo Wasser im Gebirge zusass — im Antigoriogneiss oft auf langen Strecken — befand sich das Gebirge in seinem Zusammenhang gelockert. Dass oft so grosse Wassermengen zusitzen konnten, ist Beweis für die grosse innere Zerrissenheit des Gebirges. Gelegentliche langsame Herstellung der Vollausrüche und Verzögerung der Mauerung der Widerlager riefen Lockerung des gebrächen Gesteins hervor; dagegen beugte schnelle Arbeit dem Eintritt von Bewegungen vor. Von Km. 3,2 bis 3,6 erlitt die mechanische Bohrung keine einzige Störung. Während des Vollausruchs zeigte sich auf dieser Strecke aber eine ungewöhnliche Brüchigkeit und Zerrissenheit. Verzimmierung war bis in die Fundamente herab nötig; Fundamente und Widerlager mussten sofort gemauert werden; von

Km. 3,49 bis 3,58 wurden die Widerlager von 0,35 m auf 1,0 m verstärkt, um dem Seitenschub des gelockerten Gesteins widerstehen zu können. Im Gewölbe war aber damit jede Bewegung verhütet und überall genügte die Gewölbestärke von 0,35 m.

In allen Kalkgesteinen waren die Bänke stets geschlossen, ohne sich voneinander zu lösen und Schnitte waren selten. Bewegungen blieben gänzlich aus. So zerbrochen wie auch immer das Kalkgestein durch die Verfaltungen gewesen sein musste, war es infolge der Pressungen wieder eine wirkliche, kompakte Masse geworden. Obwohl seine Gesteinsfestigkeit geringer als die der Gneisse und nur ebensogross als die der Phyllite ist, war das Kalkgestein nicht brüchig, weil ihm die Vorbedingung fehlte: die Ablösungsfugen und die senkrechten, unzähligen Schnitte und Risse.

Beim Baue des Simplontunnels war zweifellos allgemein der Grad der Zerrissenheit und der Dünnschiefrigkeit, sowie die Art des Arbeitsvorgehens beim Vollausbruch bedingend für den Grad der sich während der Arbeit einstellenden Gebirgslockerung, der Schübe und der Bewegungen. Eine genügende Widerlagerstärke brachte alle Bewegung zum Stillstand. Sohlengewölbe hatte im Simplontunnel nur den Sinn als Spreiz für zu schwache Widerlager. Ein einziges mal ist auf der Nordseite Sohlengewölbe vor den Widerlagern zuerst hergestellt worden, und da zerbrach es. Ueberall aber, wo zuerst durch Aufführung der Widerlager die Bewegung von der Seite aufgehoben oder gemindert war, ist es niemals zerstört worden. Im selben Gestein wurde im einen Tunnel wegen eingetretener Bewegung Sohlengewölbe eingebaut, im andern auf der korrespondierenden Strecke aber nicht, weil sich die

Seitenwände standfest hielten. Von Km. 5,779 bis 5,905 ab SP wurde im Stollen II nach Eintritt der Seitenbewegung der Sohlenklotz hergestellt, im Tunnel I nur von Km. 5,850 bis 5,900, also auf 79 m geringerer Länge, ohne dass nachträglich irgend eine Bewegung eintrat.

#### Ein schweizerisches Geschäftshaus in Paris.

Erbaut von Architekt Eugen Meyer in Paris.

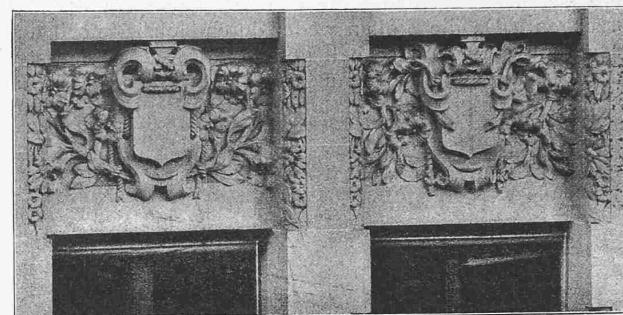


Abb. 10. Detail der Fassade an der Avenue de la République.

Unsere Schlussfolgerungen aus den sämtlichen Beobachtungen im Simplontunnel müssen daher folgende sein: Alle Bewegungsscheinungen sind vom Seitendruck des zerstückelten und losgelösten Gesteins ausgegangen. Tief in das Innere des Gesteins greifende Bewegungen haben im Simplon nirgends gewirkt. Auch darf nicht grossen inneren Spannungen und Seitendruck einen Einfluss auf das Zustande-

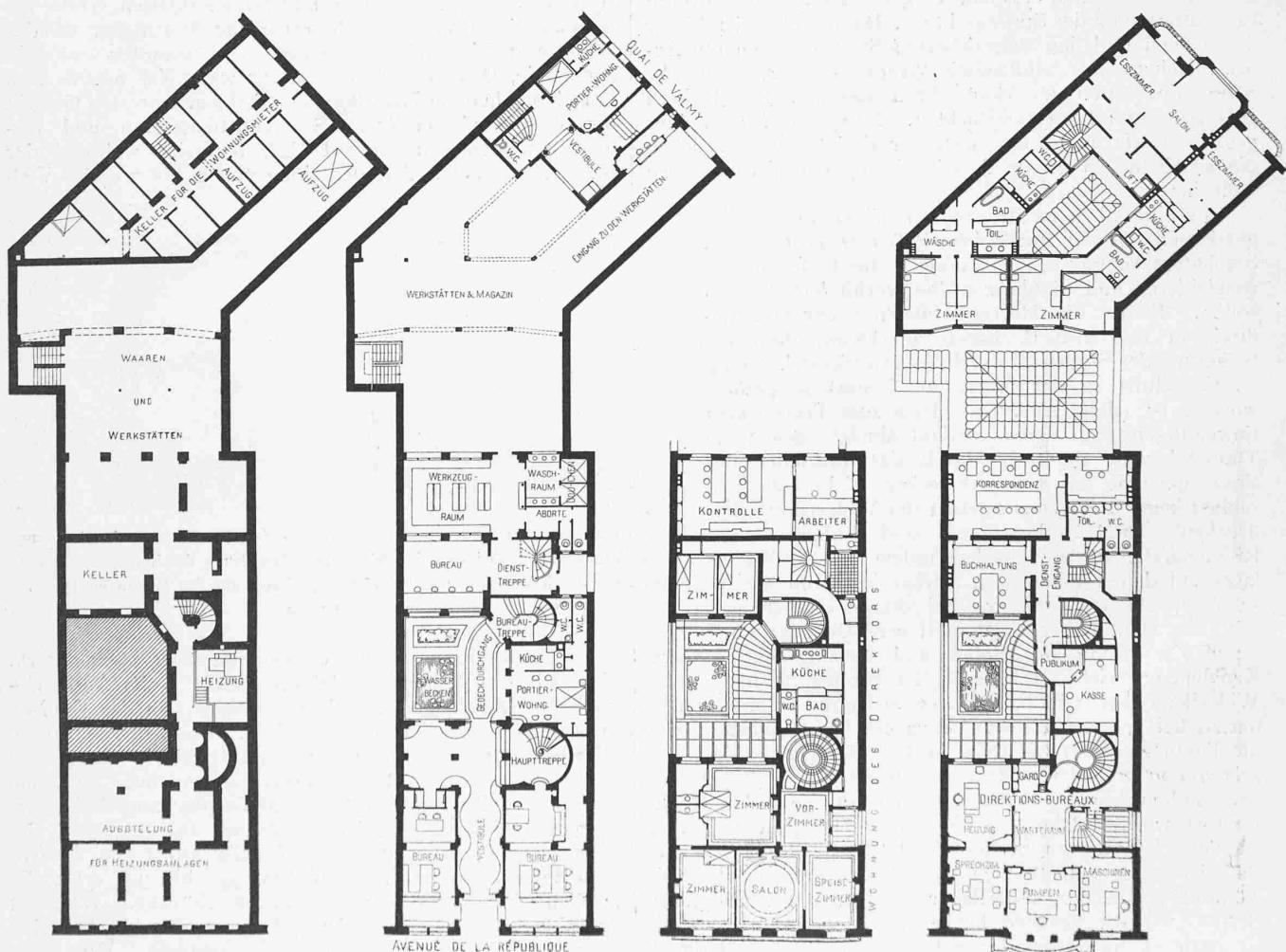


Abb. 1 bis 4. Grundrisse vom Kellergeschoss, Erdgeschoss, Zwischengeschoss und ersten Stock des Geschäftshauses der Firma Gebrüder Sulzer in Paris. — Maßstab 1:400.

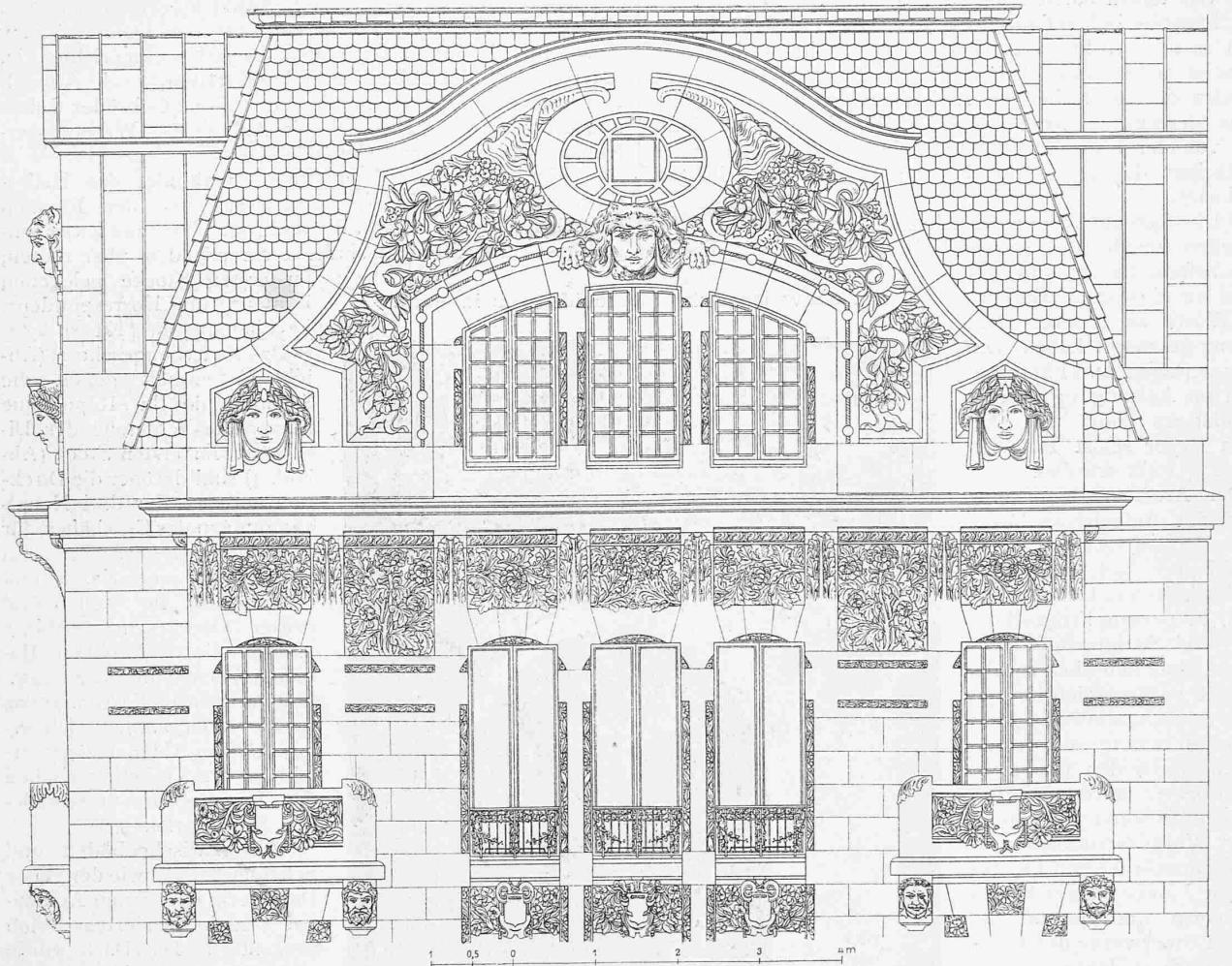


Abb. 8. Detail der Giebelfront der Fassade an der Avenue de la République. — Masstab 1:80.

kommen von Bewegungen zuerkannt werden. Waren doch die Bewegungen der Wände des 10 bis 12 m starken Ge steinkernes zwischen beiden Tunnels mindestens so stark, als an den Wänden nach den Bergseiten hin. Wie könnte in dem schmalen Kern noch eine beständig weiterarbeitende Kraft ihren Sitz haben?

Alle Auslegungen von Bewegungen im Simplontunnel als Folgen von Gebirgsdruck erscheinen uns daher unbegründet.  
(Forts. folgt.)

### Ein schweizerisches Geschäftshaus in Paris.

Erbaut von Architekt Eugen Meyer in Paris.  
(Mit Tafel V).

#### I.

Für ihre Geschäfts niederlage in der französischen Hauptstadt haben die Herren *Gebrüder Sulzer* in Winterthur ein Gebäude erstellen lassen, das in dortigen Baukreisen allgemeines Aufsehen erregt hat. Sie sicherten sich zu diesem Zwecke eine Liegenschaft, die einerseits an der Avenue de la République N° 7, anderseits am Quai de Valmy gelegen, sich dazu eignete, nach einer Seite einen die Firma würdig repräsentierenden Bau zu erstellen und von der andern Seite Zugang für ihren Betrieb mit dem zu verarbeitenden Material und den zu lagern den fertigen Waren sowie für das Arbeitspersonal zu ermöglichen.

Die bauliche Lösung dieser doppelten Aufgabe haben die Herren Gebrüder Sulzer unserem Landsmann, dem seit vielen Jahren in Paris ansässigen Architekten *Eugen Meyer* aus Winterthur anvertraut, der vielen schweizerischen Industriellen und Ausstellern von der Ausstellung des Jahres 1900 her in bester Erinnerung steht, bei welchem Anlasse er als Architekt des schweizerischen Generalkommissariates gewirkt hat.

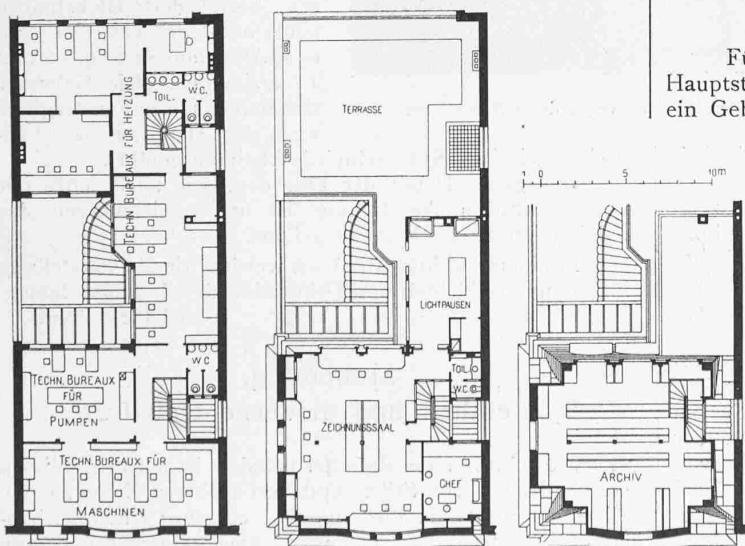


Abb. 5 bis 7. Grundrisse vom II. und III. Obergeschoss und vom Dachgeschoss des Vordergebäudes an der Avenue de la République. — Masstab 1:400.