

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

Autor(en): **Brandau, Karl**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **53/54 (1909)**

Heft 6

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-28092>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

INHALT: Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels. — Ein schweiz. Geschäftshaus in Paris. — Stilbildung, Städteinheit und moderne Hausform. — Schweizerische Bundesgesetzgebung über Ausnützung der Wasserkräfte. — Miscellanea: Einheitliche Bezeichnung der Lokomotiven im Vereine deutscher Eisenbahnverwaltungen. Dampfverbrauch der Zölly-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.

Bd. 53.

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

Nr. 6.

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 Lebendungeiss und von Km. 7,15 bis 9,14 phyllitische Schiefer. Beide Strecken waren anfänglich standfest. Nach einiger Zeit brachen vom Dache dünne Platten nieder. Zum Schutze der Arbeiter wurden Kappen

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 Schiefen 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 Sohlengewölbeausbaus zeigt

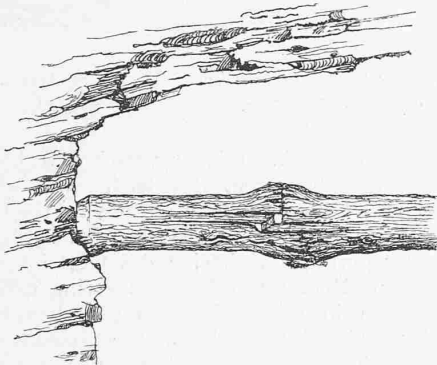


Abb. 7. Gestauchte Kappe. Stollen II, Km. 6,780.

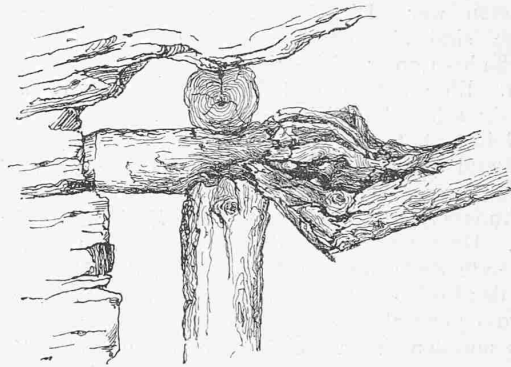


Abb. 8. Gestauchte Kappe. Stollen II, Km. 7,865.

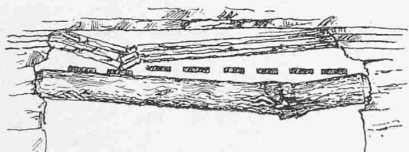


Abb. 9. Gestauchte Kappe und Schieferschichten bei Km. 5,5 bis 6,7.

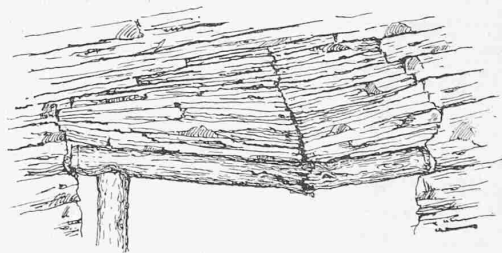


Abb. 10. Stauchung der Schieferschichten in der First. Stollen I, Km. 6,810.

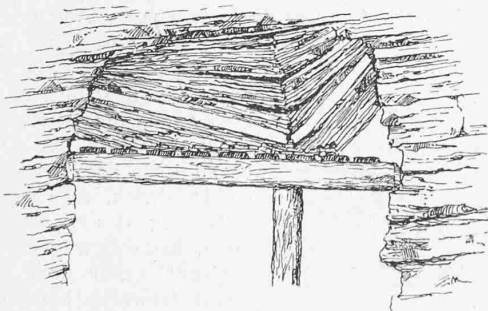


Abb. 11. Stauchung der Schieferschichten in der First. Stollen II, Km. 6,665.

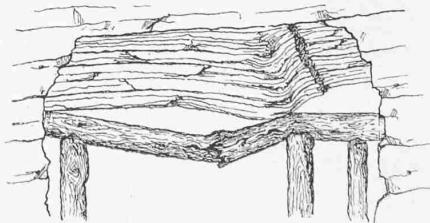


Abb. 12. Faltenbildung der gestauchten Schiefer in der First. Stollen II, Km. 6,750.

eingeböhnt mit Firstverzug aus leichten Pfählen. Das eintretende Zusammenstauchen der Kappen (Abb. 7 und 8) gab Fortbewegung der Ulmen kund. — Ablösungen von zerbröckelten 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 dünnen Bänken ineinandergestaucht 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 wären, 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 Faltenrücken 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 Kanales 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 Sohlengewölbe. 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-

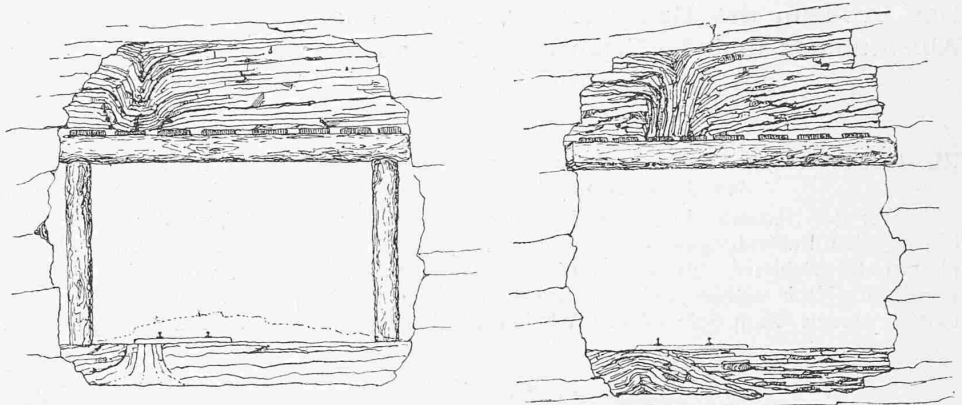


Abb. 13 und 14. Stauchung der Schieferschichten in First und Sohle des Stollens II von Km. 6,710 bis Km. 6,860.

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 Schichtungsflächen bildet und der auf der Abbruchfläche herabgleitet (siehe Abb. 18). Daraus lässt sich sogar die Höhe berechnen, bis zu welcher

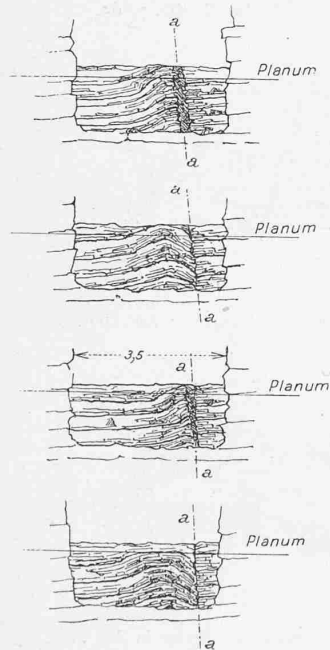


Abb. 15. Stauchung und Faltung der Sohle. Stollen II, Km. 6,682 bis 6,700.

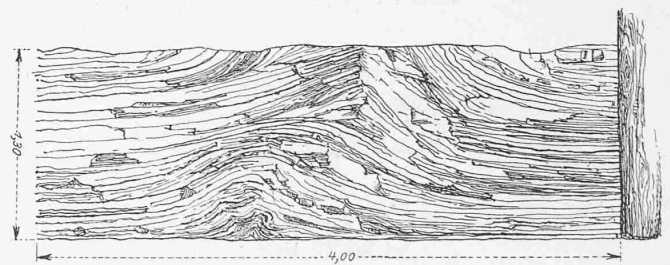


Abb. 16. Auffaltung des Gesteins in der Sohle des Tunnels I, Km. 6,800.

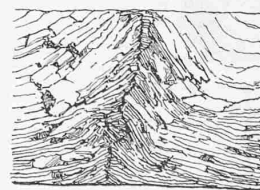


Abb. 17. Auffaltung des Gesteins in der Sohle des Tunnels I Km. 6,740.

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 Beispiels 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 Tiefbauten beobachtet und konstatiert worden ist. Die Bewegungsvorgänge und Deformationen der Ulmen, die Verblätterung der Bänke in der First und die Verfallung der Blätter sind Folgen der herabdrückenden und herabsinkenden Keile, die schliesslich mit ihrem Gewichte in die Sohle drücken und sich einbissen 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

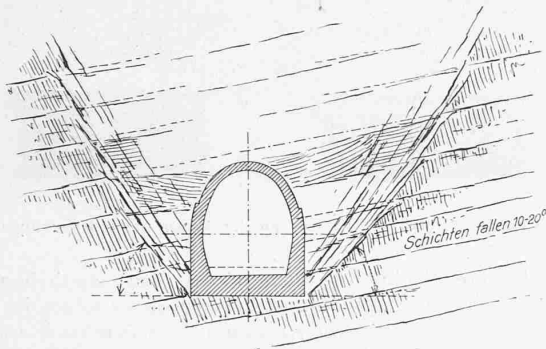


Abb. 18. Lockerung des Gesteins bis zur Abbruchfläche hinter den Ausbruchöffnungen.

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 Blatterschichten. Nun bedarf es keiner grossen Kraft mehr, um nach der Zerlegung in Teilchen die scheinbar so grosse Arbeitsleistung der Verfallung 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, Zerdücken von Gewölbesteinen, und Bildung langer Risse parallel zur Stollenachse, indem sich die Widerlager auf den Fundamenten stärker ins Profil hineinschoben, als am Kämpfer. Bei diesen Bewegungen erlitt der Hauptwasserkanal in II arge Deformationen durch Zerstörung der Sohle und Hebung der äusseren 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 rätselhafte 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 dasselbe 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 koinzierten gebräches Gestein und ähnliches Verhalten des Gebirges während des Baues. Zwischen mächtigen Gneissbänken lagerten sich dünnblättrige Glimmerschiefer. Durch Lockerung von grossen Blöcken und Schieferplatten erfuhr die mechanische Bohrung viele ernstliche 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 Schalenrümpfer ein und verursachten den ernstesten Unfall, der sich während der Bauzeit ereignete. Auf der Höhe von 6 bis 7 m des Voll-

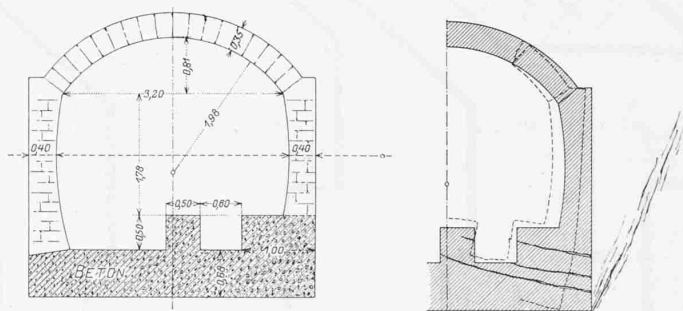


Abb. 19 und 20. Profil des Stollens II mit vollkommener Mauerwerkverkleidung und Verschiebung (karikiert) der Widerlager, Zerstörung des Kanals und des Gewölbes durch Verschiebung des Widerlagerfusses auf den Rissen im Beton. Masstab 1 : 100.

ausbruchsprofils 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 Vollaussbrüche und Verzögerung der Mauerung der Widerlager riefen Lockerung des gebräches 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 Vollaussbruchs zeigte sich auf dieser Strecke aber eine ungewöhnliche Brüchigkeit und Zerrissenheit. Verzimierung 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 Gneise und nur ebensogross als die der Phyllite ist, war das Kalkgestein nicht gebräuche, 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 Vollausbuch 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 Spreizung 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 Auführung der Widerlager die Bewegung von der Seite aufgehalten 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.

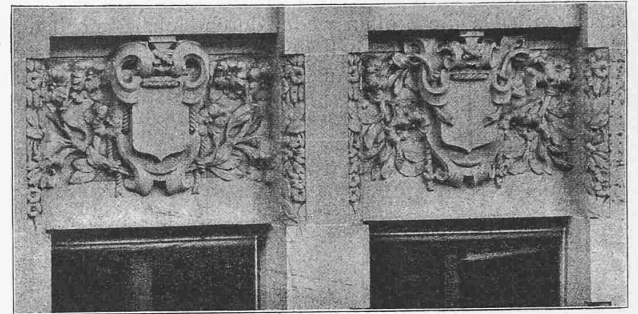


Abb. 10. Detail der Fassade an der Avenue de la République.

Unsere Schlussfolgerungen aus den sämtlichen Beobachtungen im Simplontunnel müssen daher folgende sein: *Alle Bewegungserscheinungen 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-

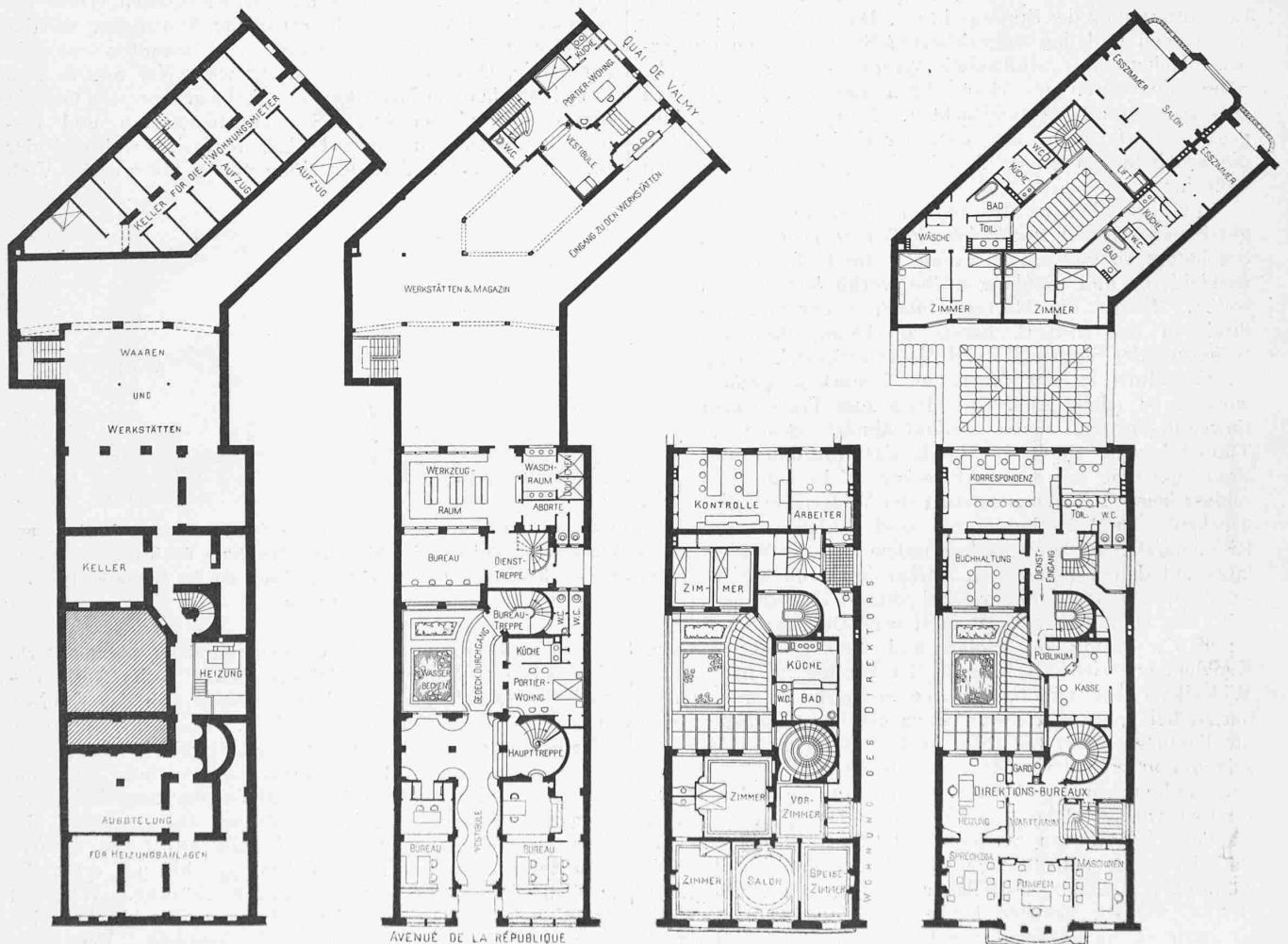


Abb. 1 bis 4. Grundrisse vom Kellergeschoss, Erdgeschoss, Zwischengeschoss und ersten Stock des Geschäftshauses der Firma Gebrüder Sulzer in Paris. — Masstab 1 : 400.

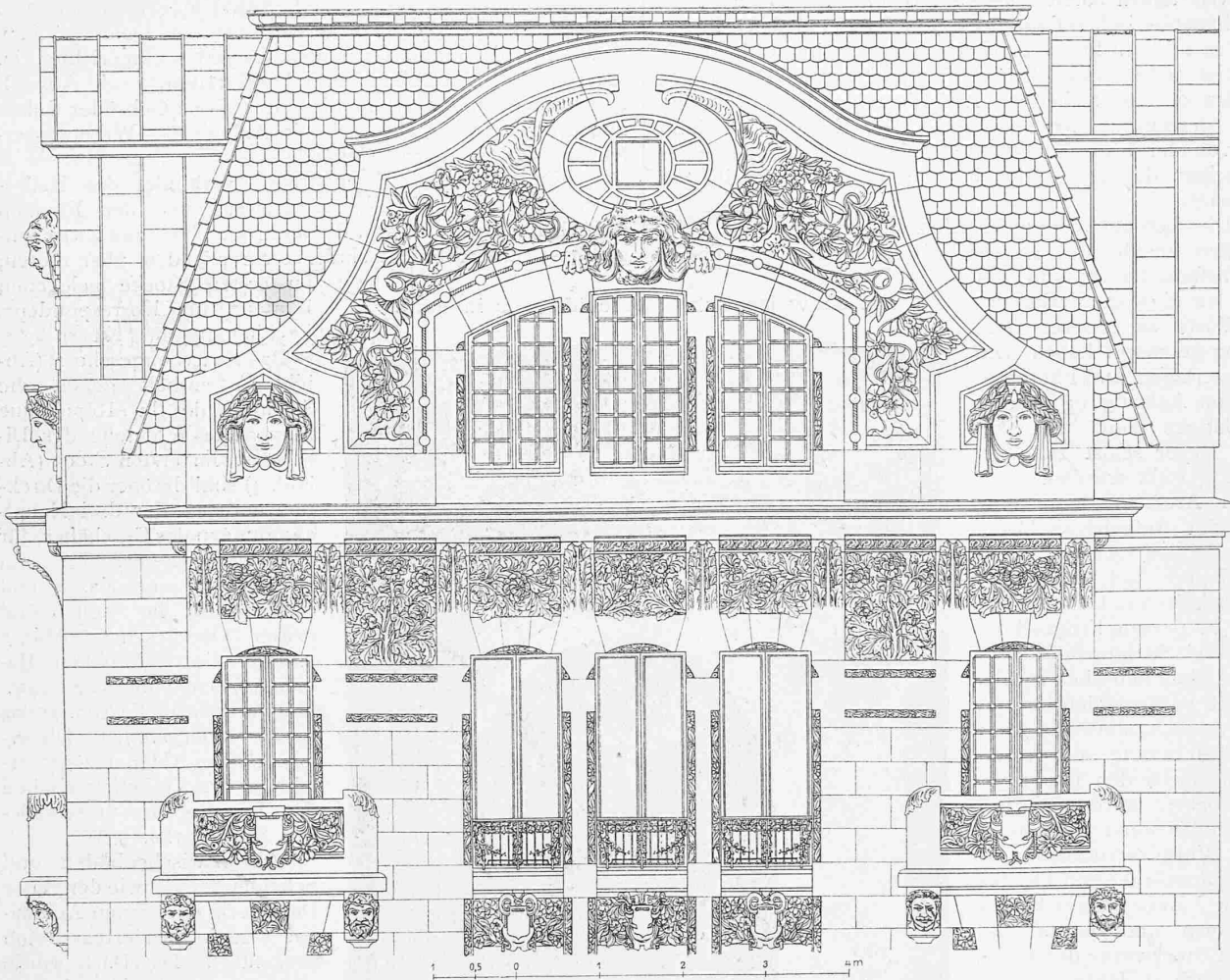


Abb. 8. Detail der Giebelfront der Fassade an der Avenue de la République. — Masstab 1 : 80.

kommen von Bewegungen zuerkant werden. Waren doch die Bewegungen der Wände des 10 bis 12 m starken Gesteinkernes zwischen beiden Tunnels mindestens so stark, als an den Wänden nach den Bergeiten 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 Geschäftsniederlage 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, andererseits 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.

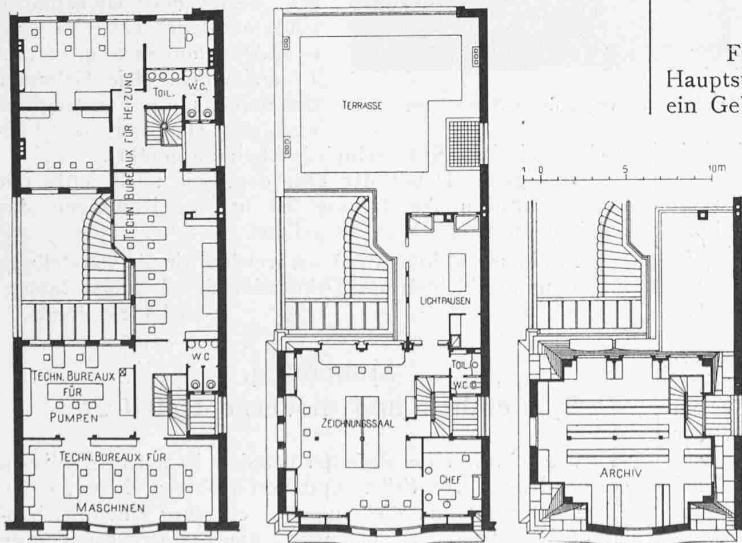


Abb. 5 bis 7. Grundrisse vom II. und III. Obergeschoss und vom Dachgeschoss des Vordergebäudes an der Avenue de la République. — Masstab 1 : 400.