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

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

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

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

Heft 21

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-28242

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Das Schlösschen Bellikon im Aargau.

Umgebaut durch die Architekten *Streiff & Schindler* in Zürich.

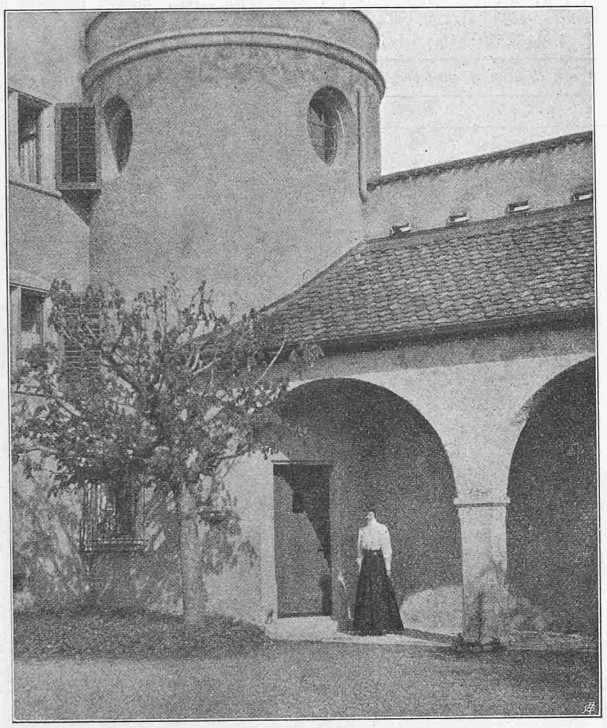


Abb 7. Neuer Eingangsturm und Vorhalle.

sieht man auch in das über dem Eingangsvestibül aufgebaute Turmzimmer mit einer Waffensammlung an den rings geschlossenen Wänden, die durch hoch angebrachte Rundfenster eine eigenartige Beleuchtung erhalten. Von den obern Zimmern des alten Schlosses führt ein neuer Söllerausbau auf die Terrasse des Turmzimmers. Unter der Verandahalle liegt neben dem Eingang die Garderobe mit einem Wandbrunnen und dahinter ein freundliches Zimmer zum Aufenthalt der Dienstboten mit einem besondern Zugang zu der Treppe, die nach dem Verbindungsgang zur ehemaligen Mühle führt, wo die Dienerschaft nunmehr wohnt. Eine äussere, durch Bogen überspannte Vorhalle verbindet das alte Chörlein des nunmehrigen Bibliothekbaues, den jetzt ein neuer Dachreiter krönt, noch enger mit dem alten Schlösschen und bietet einen guten Sitzplatz mit der Aussicht nach dem neu geschaffenen Gartenhof (siehe Tafel XXIII). An Stelle der frühern Einfahrt wurde dieser durch eine Mauer, in die beim Chor nur ein kleines Törchen eingefügt ist, intimer abgeschlossen. Die neue Toreinfahrt ist nun weiter oben, beim neuen Stallgebäude angeordnet und durch einen Turm mit Blumenfenstern nach der Strasse gekennzeichnet. Auch für die Gartenanlage sind die Pläne durch die Architekten entworfen worden.

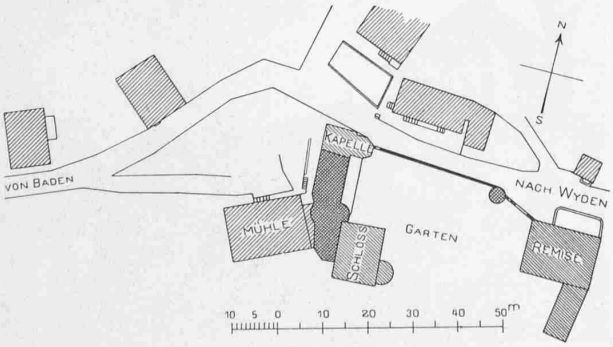


Abb. 4. Lageplan des Schlösschens Bellikon. — Masstab 1 : 1500. (Die Neubauten sind kreuzweise schraffiert.)

Alle Um- und Neubauten wurden im Jahre 1908 ausgeführt. Sie zeigen, wie die Architekten es verstanden haben, unter massvoller Rücksichtnahme auf das vorhandene Alte den Gesamteindruck nicht nur nicht zu stören, sondern noch wesentlich zu heben und gleichzeitig in durchaus individueller Weise den Bau der veränderten und neuzeitlichen Bestimmung anzupassen, wie aus den Bildern und Zeichnungen auf den Seiten 293 bis 297 ersichtlich ist. Frei von gekünstelter Altertümelei atmet das Ganze liebevolle Anpassung und harmonische Ruhe.

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

Von *Karl Brandau.*

(Fortsetzung.)

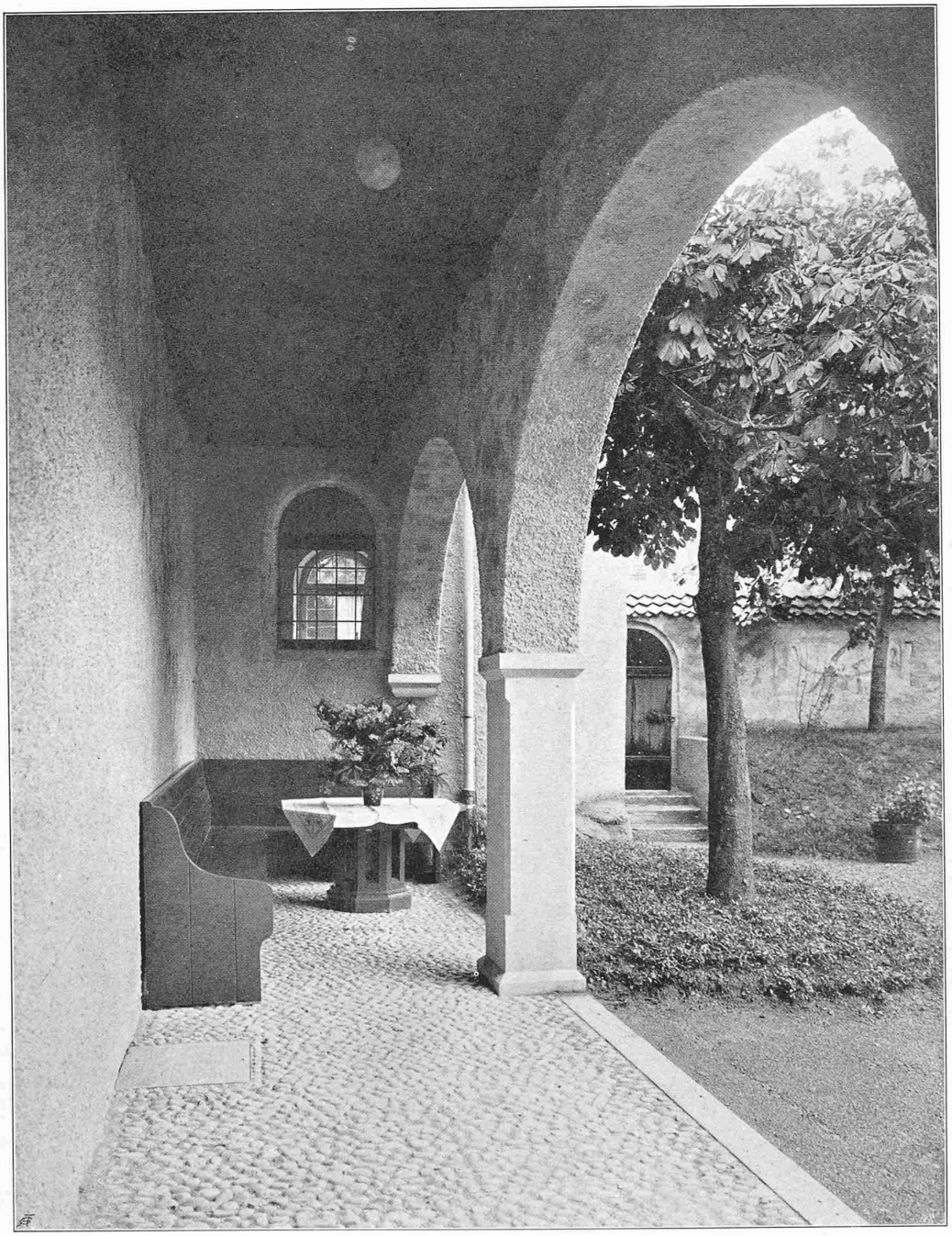
VII. Ueber die Gewölbe-Stärken und -Formen für lange tiefliegende Tunnels.

Praktische Bemerkungen und Regeln für die Bauausführung.

Seit Herr Prof. Heim während des Simplontunnelbaues nachdrücklich und oft jedem Tunnelbauwerk die Wirkung des Druckes der gesamten darüberliegenden Gesteinssäule als zweifellos in Aussicht gestellt hat, ist schon des öftern behauptet worden, dass es unvermeidlich sei, sich den Folgerungen aus der Heimschen Lehre zu unterwerfen. Darüber aber, in welcher Weise dies zu geschehen habe, findet man nur sehr willkürliche Vorschläge und Meinungen. H. Prof. Heim selbst hatte als Gutachter der Projekte für den Simplontunnel die Bauverhältnisse als ähnlich denen im Gotthardtunnel prognostiziert. Sein Gutachten, das sich nicht nur auf die Gesteinsvoraussicht beschränkt, sondern auch die vermutbare Notwendigkeit der Ausführung stärkerer Mauerverkleidung in einzelnen Teilen des Tunnels hervorhebt, hätte — so sollte man denken — ihm Gelegenheit geben müssen, damals die Forderungen

Abb. 6. Neue Toreinfahrt und Umfassungsmauer.

seiner Lehre auszusprechen. Diese bedingten doch für den Fall, dass Herr Heim im Gotthardtunnelbauwerk nicht die statischen Bedingungen erfüllt sah, die er in seiner Lehre aufgestellt hatte — ein Fall der undenkbar ist — eine wesentlich andere Ausgestaltung, als sie der Gotthardtunnel erfahren hat. Er hätte *damals* die Veranlassung geben können, konkrete Baubedingungen festzustellen und die erforderliche Stellungnahme der Fachkreise zu erzwingen. Heute begegnet man nur sehr unklaren Meinungen über das was not tut. Wir halten es daher für wichtig genug zu registrieren, was man bisher zur vorliegenden Frage geurteilt hat — mit Vermeidung von Wiederholung dessen was schon im Abschnitt II gesagt wurde.



SCHLÖSSCHEN BELLIKON IM AARGAU

Umgebaut durch Streiff & Schindler, Architekten in Zürich

BOGENHALLE AM GARTENHOF

Aufnahme von Paul Zipser in Baden

JEAN FREY, ZÜRICH 17077

Aetzung von C. Angerer & Göschl in Wien

Seite / page

294 (3)

leer / vide / blank

Prof. *Heim prophezeit:*[1]) „Im Laufe der Zeit werden die Rekonstruktionen zahlreicher längst erbauter Tunnels nötig werden wie schon jetzt *beim Hauensteintunnel.* Die Schuld liegt an einem Fehler der gewöhnlichen Theorie der Techniker. Allmählich werde sich aber die Erkenntnis durchringen, dass jeder tief durch das Gebirge gehende Tunnel auch im festesten Gestein mit Sohlengewölbe gebaut werden müsse."

Die höchste Ueberlagerung des 2495 *m* langen Hauensteintunnels in einem Punkte beträgt 225 *m*. Durchfahren werden ausser Sand- und Kalksteinen, Mergel, Schieferton und Ton. In den letzteren haben sich Wasserinfiltrationen eingestellt, die die Sohle erweichten und zu Bewegung des Mauerwerks Veranlassung gaben. Es war wohl ein Fehler der Bauausführung, diese Wasser nicht sofort gründlich abgeleitet zu haben. Seit die Ableitung während des Betriebes geschehen ist, kam jede Bewegung zur Ruhe. Vielleicht muss es auch als ein Fehler bezeichnet werden, dass in den Tonen und Mergeln nicht auf ihrer ganzen Länge, wie meist in andern Tunneln, Sohlengewölbe ausgeführt wurden, ganz abgesehen davon, ob die Ueberlagerung 10 oder 100 *m* betrug. Im Hauenstein ist nicht die mindeste Andeutung von Gebirgsdruck vorhanden und die Anwendung der Lehre auf diesen Fall halten wir für besonders unglücklich. Nicht die gewöhnliche Theorie der Techniker hat im Hauenstein Rekonstruktionen nötig gemacht, sondern nur ein *gegen* die gewöhnliche Theorie begangener Fehler. Denn dort wo auf 400 *m* Länge beim Baue Sohlengewölbe hergestellt war, ist es infolge der Versäumnis der Wasserableitung zerstört. Nachdem diese nachträglich eingerichtet war, war auch das Sohlengewölbe kein Bedürfnis mehr und es ist nie rekonstruiert worden. Die 400 *m* Tunnel, die im Kalkstein ganz ohne Verkleidung seit 50 Jahren stehen gelassen worden sind, halten sich tadellos. Die während des Betriebes durchgeführte Rekonstruktion von 421 *m* Mauerverkleidung ist lediglich Folge der Erweichung der Sohle durch Wasser gewesen. Somit hat der Hauenstein auch nicht den mindesten Anhalt geboten vom Eintritt von Gebirgsdruck zu reden. Wenn aber dieser Tunnel mit seinen 100 bis 225 *m* Ueberlagerungen schon als ein *tief* in der Erde liegendes Bauwerk gilt, so muss überhaupt jeder Tunnel als ein solches gelten. Damit sind wir ganz einverstanden. Kein Praktiker hat die Notwendigkeit begriffen, in tiefer gelegenen Tunnels andere konstruktive Prinzipien anzuerkennen als in wenig tief gelegenen. Mit der aus dem Vorstehenden hervorgehenden Einschränkung bezgl. des Gebirgsdruckes kann ein Jeder von uns des H. Prof. Schmidt Urteil in den „Untersuchungen . . ." (siehe Abschnitt II Seite 17 [5]) unterschreiben: „dass für das mechanische Verhalten der Stollenwände in grosser Erdtiefe in weit grösserem Masse als die Grösse der Gebirgsüberlastung bestimmend sind die primäre Konsistenz und die Art der Lagerung des Gesteins."

[1]) «Ueber die geologische Voraussicht beim Simplontunnel». Eclog. geol. Helv. vol. VIII. No. 4 von A. Heim.

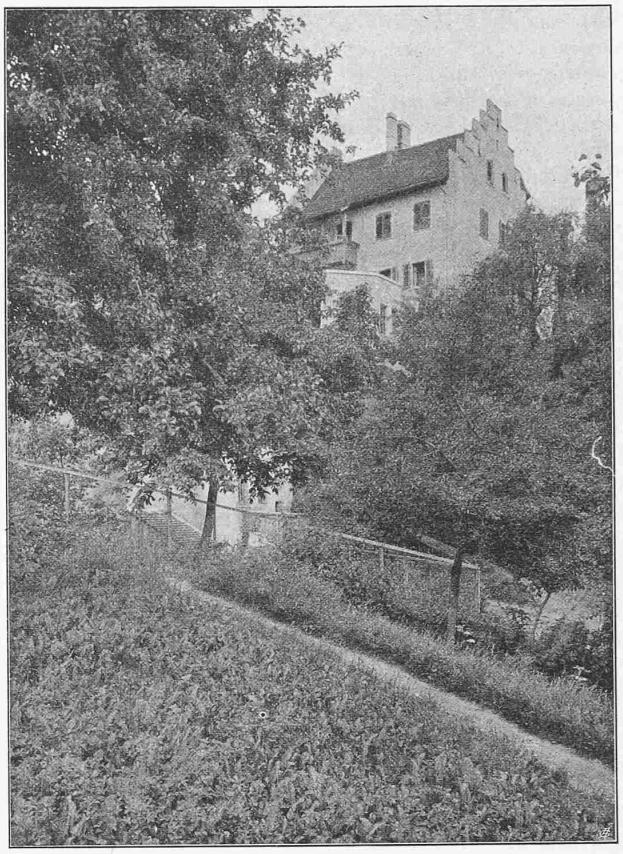


Abb. 8. Blick auf das Schlösschen Bellikon, von Südwesten.

Die Art wie Herr Prof. Schardt[2]) glaubt die erforderlichen Mauertypen im Voraus aus der Gebirgsüberlagerung angeben zu können, ist gewiss nicht fachmässig. Er sagt: „Le gonflement, soit la détente du rocher en terrain dur, étant selon moi une fonction des terrains en surcharge, mais aussi une fonction de la resistence propre du terrain contre l'écrasement, l'épaisseur des revêtements devra tenir compte des ces deux facteurs, dans la mesure du possible, la forme du revêtement devra également tenir compte de la direction de la pression. Dans le cas des couches presque horizontales de Flysch schisteux, avec une épaisseur moyenne de 1500 *m* de terrain en surcharge le type *n*⁰ 4 du Simplon avec radier devrait être prévu sur la longeur de 4 *km*."

Spielte die Höhe der Ueberlagerung die Rolle als Faktor für die Beanspruchung des Tunnels die ihr von H. Heim und Schardt beigemessen wird, so genügte die Simplontype *n*⁰ 4 mit 0,60 Gewölbestärke und 0,70 Widerlagerstärke bestimmt nicht, und eine solche Typenbestimmung aus dem Handgelenk ohne Berechnung wäre unzulässig.

Die HH. Gutachter der Gen.-Dir. der S. B. B. haben kürzlich[3]) für die Gesteinsablösungen und Deformationen im Paralellstollen des Simplontunnels ganz besonders den durch die Höhe

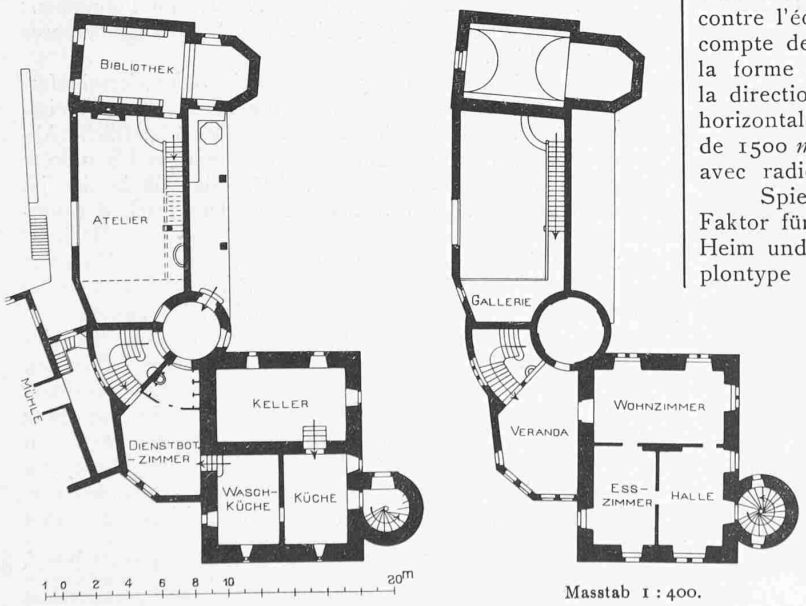


Abb. 5. Grundrisse vom Erdgeschoss und ersten Stock vom Schlösschen Bellikon.

[2]) «Wildstrubel et Lötschberg», Lausanne 1903, Seite 21 par Mons. l'ing. Stockalper.

[3]) «Bautechnischer Bericht über den Zustand und Ausbau des Simplontunnels, 30. Nov. 1906» und «Entgegnung auf die Antwort der Baugesellschaft für den Simplontunnel usw., 8. Nov. 1907» von Herrn Ob. Ing. *Dr. Moser* in Zürich und Herrn Ing. u. Bauunternehmer *Lusser* in Zug.

der Ueberlagerung bedingten immensen Druck verantwortlich gemacht. Bei dieser Gelegenheit berechneten sie den Druck auf den Gesteinskern zwischen beiden Tunneln gleich 1060 kg/cm^2 und bezeichneten die Gefahr für nicht ausgeschlossen, dass der Kern zerdrückt werde. Diese, nach der Lehre vom Gebirgsdruck einwandfreie Berechnung müsste unbedingt auch dazu führen, die Stabilität des Tunnelbauwerkes durch fast unausführbare Dimensionen zu gebieten. Die Herren Gutachter, die schon so viel tiefliegende Tunnel gebaut haben und ihr gewichtiges Wort zu vielen Projekten beigesteuert haben, haben bis heute noch nie entfernt daran gedacht die Konsequenzen aus solchen Anschauungen wirklich zu ziehen und wir glauben auch nicht, dass sie es tun werden.

Herr Prof. Hennings schlug vor, *Normaltypen für tiefliegende Tunnel*[4]) anzunehmen. Eingeleisige Tunnel von 0,50 *m* Gewölbestärke, zweigleisige von 0,60 *m*. Es ist ihm zweifellos, dass unter hohen Ueberlagerungen der Gebirgsdruck seine Pressungen von allen Seiten gleichmässig auf die Tunnelröhre werfen wird. Dennoch hält er eine weitere allgemeine Vergrösserung der Mauerstärke, auf 1 bis 2 *m*, für unserer Generation nicht zumutbar, „und es mag unseren Nachkommen überlassen bleiben, allfällig schadhaft werdende Tunnelringe später nötigenfalls mit Stahlpanzern zu sichern". Herr Hennigs geht, wie Herr Heim, von der Ansicht aus, dass zur Zeit des Tunnelbaues der Gebirgsdruck noch nicht vorhanden ist; er kommt erst in späteren Zeiten.

[4]) Band XLSII, Seite 290.

Das Schlösschen Bellikon im Aargau.

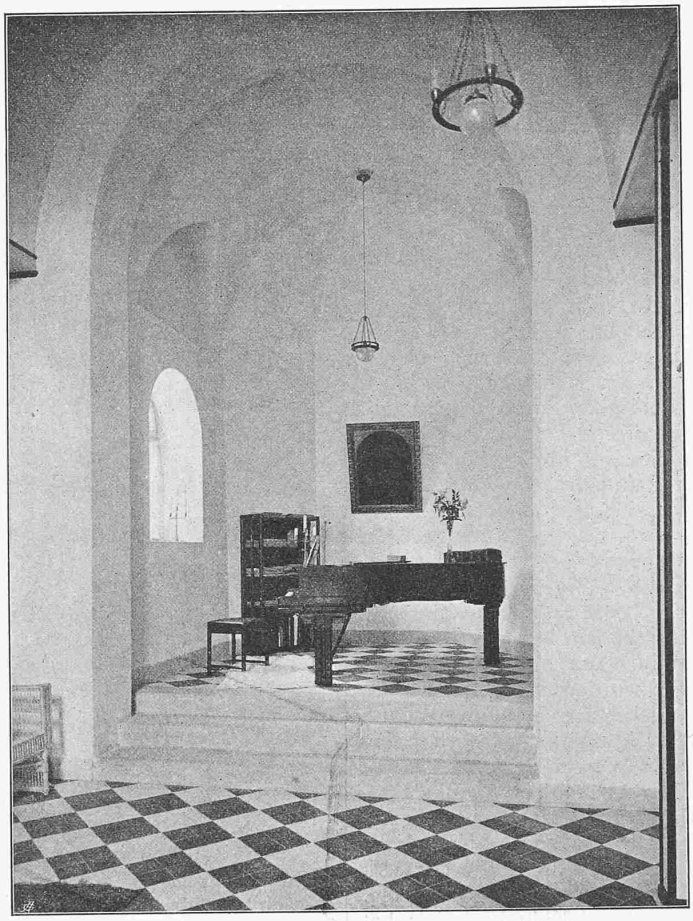


Abb. 10. Musikraum im Chor der umgebauten Kapelle. Architekten *Streiff & Schindler* in Zürich.

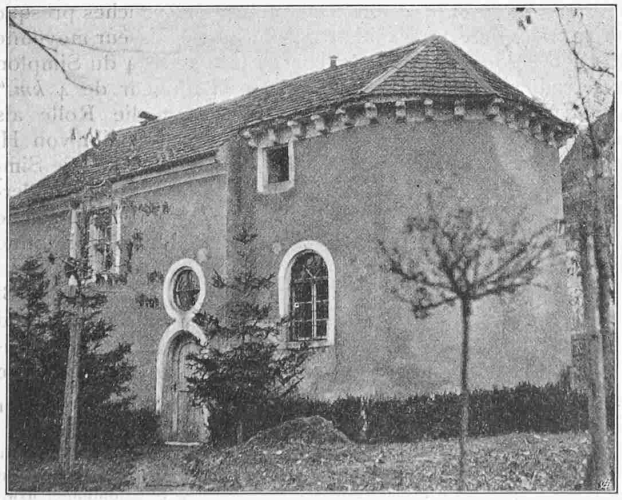


Abb. 2. Früherer Zustand der alten Kapelle.

Inzwischen beschwichtigt er den zuerst ankommenden Teil des Druckes durch ein kleines willkürliches Entgegenkommen. — Liegt darin Methode? — wir meinen nein. Der Druck, der vorerst noch nicht da ist, der nach der Lehre Heims erst noch kommen soll — kann er denn nicht überhaupt verhütet werden? — wenn ja, so bedürfte es der Feststellung der Mittel und Wege um das zu erreichen. Kann nun in der Wahl von Gewölbestärken von 0,50 *m* dieses Mittel gegeben sein? . . . oder wodurch sollten wir den Zweck erreichen können?

Zur Beantwortung dieser Fragen führt einzig und allein die Entscheidung ob die Heimsche Lehre Recht hat mit ihrer Behauptung, dass unfehlbar heute oder über 100 Jahre der volle Gebirgsdruck sich auf einen Tunnel werfe. Um uns darüber ein Urteil zu bilden, verfolgen wir an einem aus der Praxis des Bergbaues bekannten Beispiel den Vorgang der allmählichen Gebirgsdruckentfaltung unter gewissen Bedingungen. Der Mansfelder Bergmann kennt in seinem Bergbaubetrieb[4]) jede Phase der Druckauslösung im Gebirge, ihre Ursache und den Zeitpunkt ihres Eintrittes. Er dirigiert den Druck nach Belieben und Bedarf — vermindert oder vermehrt ihn. Dadurch ist der Druck für ihn ein Hilfsmittel beim Bergbau geworden, der ihm einen Teil seiner Arbeit abnimmt und Ersparung von Sprengmaterial bringt. Daraus folgt, dass man hier einen Fall besitzt, in dem sich wirklich etwas Zuverlässiges über den Gebirgsdruck hat feststellen lassen. Wohl sind die Verhältnisse anderer Art als im Tunnelbau; dennoch genügt das Beispiel um sich auch ein allgemeineres Urteil zu bilden.

Der Abbau des nur 5 *cm* mächtigen Kupferschiefer-Flötzes aus mildem Mergelschiefer nimmt das harte Weissliegende zur Sohle des Abbauraumes. Der eigentliche Abbauort steht auf seiner ganzen Höhe von 0,50 bis 0,60 *m* Höhe nur in Schiefern. Das Fallen aller Bänke ist im Mansfeldischen andauernd etwa 12°. Das Dach der verhauenen Fläche bilden Kalksteinbänke von 5 *m* Mächtigkeit; dann folgen Gipse. Der frisch angehauene Abbauort zeigt sich fest und die Gewinnung der Schiefer muss mittelst Schiessarbeit erfolgen. Dieser Zustand bleibt unverändert bis eine sehr grosse Fläche verhauen ist — d. h. bis mindestens ein Arbeitsraum von 30 *m* Breite geschaffen ist. Dann beginnt sich die unterste, 1 *m* starke Kalksteinbank des Hangenden durchzubiegen; es bildet sich ein ganz schmaler Spalt und diese Bank legt sich nun auf den lockeren Bergeversatz auf, mit dem der ausgebrochene Hohlraum bis auf 1,5 *m* Entfernung vom Abbauort versetzt wurde. Andererseits drückt diese Bank auf den

[4]) Ministerielle Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinen-Wesen, Berlin. Bd. XVII Seite 135 und 251, Bd. XIX Seite 224. Der Kupferschieferbergbau . . . in den beiden Mansfelder Kreisen und im Sangerhäuser Kreis, veröffentlicht von der Ober-Berg- und Hütten-Direktion in Eisleben.

Arbeitsstoss und bringt im Schiefer schon eine leichte Verbesserung der Gewinnungsverhältnisse mit sich. Wesentlich ist und bleibt aber, dass die sich senkende Bank nur ganz wenig durchbiegt, ihre Stütze auf dem Bergeversatz findet und nicht abreisst. Nach einiger Zeit, wenn die verhauene Fläche immer grösser wird, folgen der ersten Bank die andern Kalkbänke, biegen sich durch, legen sich auf die untere auf und vermehren den Druck auf Strebort. Aber erst nach drei bis vier Jahren wird die verhauene Fläche so gross, dass sich insgesamt 30 bis 40 *m* mächtige Bänke des Hangenden durchbiegen konnten. Und nun ist der Druck auf Strebort und damit auf das Kupferschieferflötz so gross geworden, dass es ganz milde ist und durch Schrämmarbeit hereingewonnen werden kann. Diese Vorgänge sind nach den Erfahrungen ganz die gleichen, ob sie nun auf der 200 *m* Sohle oder auf der 600 *m* Sohle erfolgen (tiefer ist der Abbau in Mansfeld noch nicht gekommen). Durch die Art des Bergeversatzes ist es dem Dache verwehrt, sich um mehr als um ganz Weniges durchzubiegen. Damit ist aber auch meistenteils das Absenken von mehr als 30 bis 40 *m* mächtigen Bänken des Daches gewehrt, was zu erreichen angestrebt wird, weil andernfalls der Druck auf die Strebkante grösser würde als für die Gewinnung der metallführenden Schicht nützlich ist. Wenn die 5 *cm* Schicht am Fuss des Abbaustosses herausgeschrämmt ist; wenn also die darüber stehenden Schiefer in der Luft stehen, so müssen diese mit Schiessarbeit hereingeholt werden; es ist also nur die milde Flötzschicht im Fusse, die vom Drucke in Spannung gesetzt wurde.

Verfolgen wir diese Vorgänge ihrem Sinne nach. Der Abbauort ist anfänglich ganz fest. Nur dann kann Druck hineinkommen, wenn sich die Bänke des Daches langsam und wenig durchbiegen, eine nach der andern. Die Durchbiegung kann verhindert werden durch Holzstempel; sie ist nur eine Folge des Herabdrückens der ersten Platte oder Bank, des Durchbiegens infolge ihres Eigengewichtes, vielleicht auch von seitlichen Spannungen. Bricht durch Unvorsichtigkeit des Arbeiters die Dachbank kurz vor dem Abbauort ab, so hat das Flötz in der Sohle keinen Druck mehr und lässt sich nicht mehr schrämmen Also ob 200 oder 600 *m* Gesteinssäule darüber anstehen ist vollkommen irrelevant. In allen Fällen bringt indess der Auflagedruck einer Platte von 30 bis 40 *m* Mächtigkeit, die unserer Beobachtung nach als höchstens 10 *m* weit freitragend angesehen werden kann, die also mit dem Gewichte von etwa 5 *m* Länge aufs Auflager drückt, die Wirkung hervor, dass die Schiefer milde gedrückt werden. Hierin können wir nur *den* Sinn finden, dass der Schiefer am Arbeitsort bei der Anfahrung nicht gedrückt war. Er kam unter Druck, als man nach Verhau von sehr grossen Flächen dem Dache erlaubte, sich ein Weniges durchzubiegen, und der Druck wuchs nicht weiter an, wenn diese Durchbiegung auf ein gewisses Mass beschränkt blieb. Es will das bedeuten, dass sich durch die Beschränkung des Masses der Durchbiegung das Abreissen der Bänke totlief in 30 bis 40 *m* Höhe. In Stollen von 3 bis 3,5 *m* Breite bedarf es in Mansfeld keiner Verkleidung, sie stehen fest und das Dach senkt sich nicht.

Für unseren Fall, den Tunnelbau, ziehen wir daraus folgende Lehre: Da die ausgebrochenen Räume im Tunnel geringe Breitenausdehnung haben, so ist die Gefahr, dass sich die untere Dachplatte durchbiegt, sehr gemindert. Dadurch, dass wir sie schnell durch das Tunnelgewölbe stützen, kommt sie überhaupt nicht zum Durchbiegen. Wir vermauern jeden Hohlraum. Da die untere Bank nicht abreissen kann, so kann es auch die zweite und dritte nicht. Es muss somit für das Bauwerk alles beim Alten bleiben. Wir hatten vorher keinen Druck gefunden, werden also auch nachher keinen zu erwarten haben. Das ist dem Tunnelbauer nichts Neues — das ist und war eine Stütze seiner gewöhnlichen Theorie. Es manifestiert sich die Richtigkeit der Anschauungen auch im Verhalten von steil oder senkrecht anstehenden Gesteinen. Diese besitzen mehr Widerstand gegen das Abreissen der unteren, das Dach der Ausbrüche bildenden Teile, als horizontal liegende. Wem ist es je eingefallen, da von Gebirgsdruck zu reden. Auch hier hat die Mauerverkleidung nur den Zweck, die Ablösungen von Gebirgsstücken an der

Das Schlösschen Bellikon im Aargau.

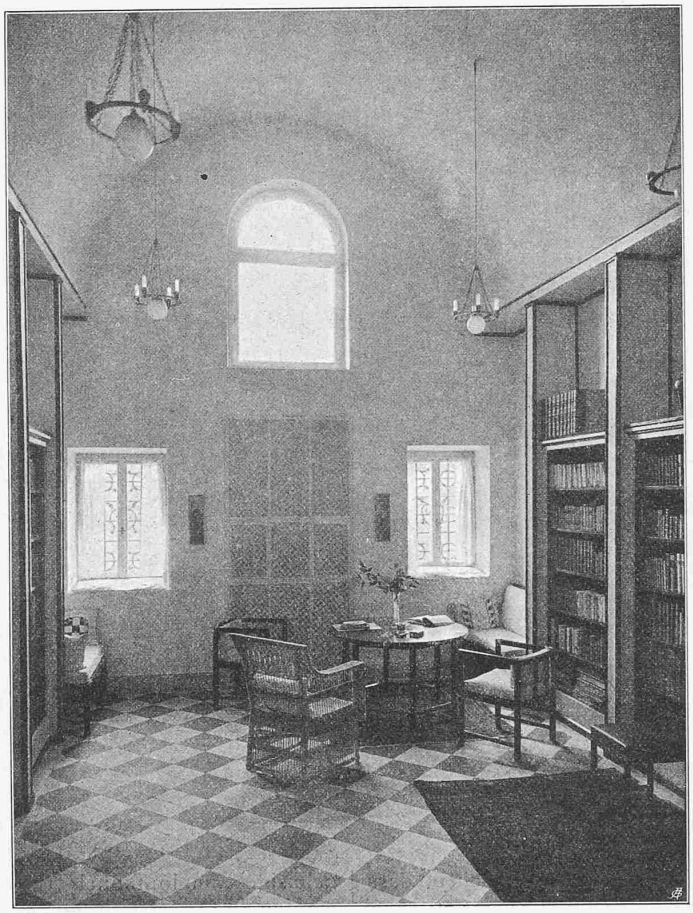


Abb. 11. Bibliothek im Schiff der umgebauten Kapelle. Architekten *Streiff & Schindler*.

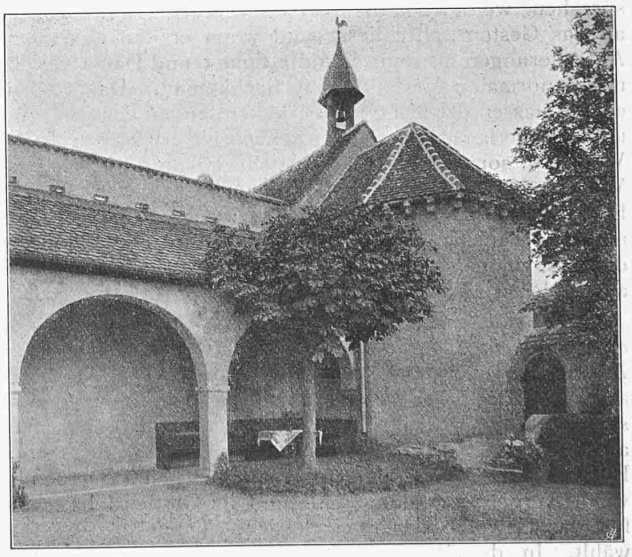


Abb. 9. Umgebaute Kapelle mit Bogenhalle.

Das Schlösschen Bellikon im Aargau.

Abb. 12. Verandahalle im ersten Stock mit Blick gegen Südwesten. — Architekten *Streiff & Schindler* in Zürich.

Oberfläche zu verhüten. Wir müssen also einsehen, dass wir in beiden Fällen, bei horizontaler und bei vertikaler Schichtung anfänglich keinen Druck haben; in beiden Fällen bedürfen wir der Sicherung vor Ablösungen an der Oberfläche; im ersten Falle einer stärkeren Sicherung, da die Möglichkeit der Ablösung grösserer Gewichte besteht. Nachher bleibt wieder in beiden Fällen alles beim Alten. Es ist keine Bewegung möglich, mithin keine Störung der Gleichgewichtslage, mithin gar keine Veränderung im Gebirge. Ein Tunnel müsste somit allen Anforderungen entsprechen, wenn er schnell verkleidet würde, wenn er dicht an das Gestein anschliesst und wenn er den allgemeinen Anforderungen an seine Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit unter normalen Verhältnissen nachkommt. Dafür spricht einigermassen das bisherige Verhalten langer Tunnelstrecken unter Ueberlagerungen bis 1700 *m* seit 40 bis 50 Jahren. Wir sind somit nicht zur Ansicht gelangt, dass es der Wahl stärkerer Gewölbestärken bedürfe als bisher, um dem Eintritt des hohen Gebirgsdrucks zu wehren. Dazu genügt unsere Arbeitsmethode. Allein wir legen grossen Wert auf die Vorschläge betr. Ausführung stärkerer Normalprofile aus anderen Gründen, die wir hier folgend darlegen.

Die soeben erwähnte Bedingung, *dass der Tunnelbau den allgemeinen Anforderungen an seine Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit nachzukommen habe*, fordert grössere Beachtung. Da die Berechnung der *erforderlichen Gewölbestärken* für den Tunnel auf Grund von erkennbaren Beanspruchungen nicht möglich ist, so müssen in den meisten Fällen die Gewölbestärken nach praktischen Ermessen gewählt werden. Im Mont Cenis und im Gotthard hatte man für das Gewölbe des zweigeleisigen Tunnels 0,40 *m* gewählt. In den Projekten für den zweigeleisigen Simplontunnel waren 0,40 *m* Gewölbestärke vorgesehen. Der eingeleisige Simplontunnel erhielt 0,35 *m* Stärke. Dagegen werden in Oesterreich die zweigeleisigen Tunnels mit einer Minimalgewölbestärke von 0,50, die eingeleisigen von 0,40 *m* gemauert. In Deutschland, Italien und Frankreich wendet man in den allermeisten Fällen ähnliche Stärken an. Wir erblicken aber in den geringeren Gewölbestärken einen Fehler. Nicht, dass etwa ein solches Gewölbe bei guter Ausführung und bei gutem Material nicht allen auftretenden Beanspruchungen gewachsen wäre. Wir müssen vielmehr in der Schwierigkeit der korrekten Ausführung der Mauerung im Tunnel, und in der Wahrscheinlichkeit, dass Fehler dabei unterlaufen, einen Grund anerkennen, der zur Beeinträchtigung der Stabilität ausfällt. So werden infolge von Nachlässigkeit oder von gelegentlichen einseitigen Belastungen die Gewölbelehrbögen verbogen; es kommen durch Unregelmässigkeiten in den Gesichtsflächen der Steine Abweichungen im Radius des Gewölbes vor. Aus diesen beiden Ursachen treten Ungenauigkeiten von 5 bis 10 *cm* des Radius einer Gewölbefläche ein. Ferner ist selten das Hinterhaupt der Wölbsteine vollkantig. Die Schwierigkeit, hier die Fugen stets ganz sorgfältig zu füllen, ist bekannt. Stellenweise ist daher an der Hinterkante der Gewölbe eine Zone von 5 *cm* Stärke unvollkommen hergestellt. Bedenkt man schliesslich, dass die Fugen der Gewölbe sehr dick sind, dass also ein grosser Teil des Gewölbes aus Mörtel besteht, und dass bei der Möglichkeit des Auftretens von einseitigen Schubkräften leicht lokale Verschiebungen eintreten, so bleibt von einer Gewölbestärke von 0,35 bis 0,40 *m* nur eine schmale wirklich tragende Zone übrig.

Diese Betrachtungen haben uns dazu geführt, das Bedürfnis nach im Allgemeinen kräftigern Tunnelgewölben anzuerkennen. Herr Prof. Hennings hat Normalprofile von

0,50 bezw. 0,60 *m* Stärke in Vorschlag gebracht. In sehr festem Gestein und bei besonders guten Mauermaterialien wird freilich die Neigung bestehen, unter 0,50 bis 0,60 *m* mit der Gewölbestärke zu bleiben.

Die Entscheidung über die Gewölbestärke im standfesten Gestein sehen wir kaum jemals von der Festigkeit der jeweilig verwendeten Wölbsteine beeinflusst. In letzter Zeit werden die Widerlager gewöhnlich, und gerade in langen tiefliegenden Tunneln in unregelmässigem Bruchsteinmauerwerk, die Gewölbe aus lagerhaftem hammerrecht zugerichtetem Bruchstein hergestellt. Früher dagegen konstruierte man das Gewölbe aus sauber nach dem Fugenschnitt bearbeiteten Wölbsteinen und die Widerlager mit horizontal gerichteten Fugen und sauber zugerichteten Moellons in der Sichtfläche. Wir sehen in dieser Verminderung der Mauerwerksqualität als Hauptgrund den unwillkürlichen Ausdruck der praktischen Erfahrung, dass man Gebirgsdruck nirgends zu erwarten habe. Nicht nur aus Mangel an gesundem festem Bruchstein in der Nähe der Baustellen, sondern oft aus Ueberzeugung werden Tunnelgewölbe aus Ziegelsteinen hergestellt. So hat der Italiener eine besondere Vorliebe für Ziegelmauerwerk, das eine solide Herstellung im Tunnel gestattet. Selbst in druckhaftem Gestein und in Gegenden, wo sehr gute Bruchsteine vorhanden waren, hat man in den Gewölben aus Moellons Bindeschichten oder besser Ausgleichschichten von Ziegelmauerwerk eingeschoben. Der Italiener kargt aber niemals an der Mauerstärke.

Im *Tauerntunnel* ist als Minimalstärke für das zweigeleisige Tunnelprofil 0,50 *m* angewendet. Die Gewölbesteine sind roh zugerichtete Bruchsteine, die fast sämtlich auf die ganze Gewölbestärke durchbinden. Das Mörtelbett wird angesichts der wenig ebenen Lagerflächen sehr stark aufgetragen, 3 *cm* und mehr. Die Festigkeit des Mörtels, der also mehr als $^1/_6$ des ganzen Mauerwerks beträgt, muss hier unbedingt als massgebend für die Widerstandsfähigkeit des Gewölbes gelten. Dort wo geringe oder starke Gesteinsablösungen vorkamen wurden die stärkeren Typen angewendet.

Die drei im Tauerntunnel ausgeführten Normaltypen haben folgende Mauerstärken:

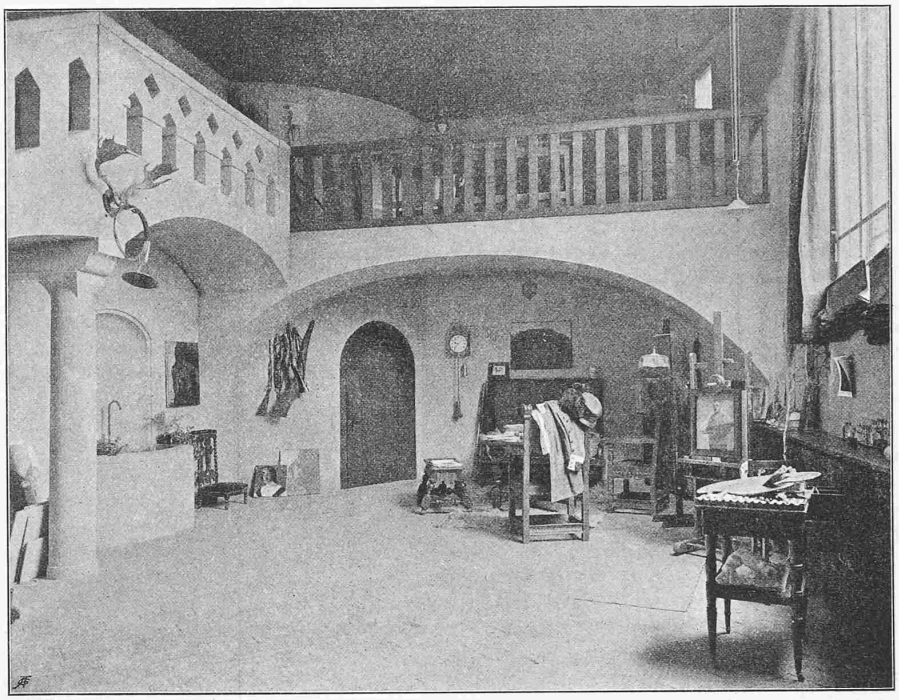


Abb. 10. Atelier, Blick gegen den Eingangsturm des Schlösschens Bellikon.

Type Nr.	Gewölbestärke	Widerlagerstärke
4	0,50	0,80
5	0,65	0,95
6	0,80	1,10

Alles Mauerwerk im Tauerntunnel macht einen sehr soliden, mustergültigen Eindruck. Es muss aber auch gesagt werden, dass die ungewöhnlich grossen, plattenförmigen Bruchsteine, die im Widerlager und im Gewölbe verwendet worden sind, wohl selten für einen Tunnelbau in der nämlichen Güte zur Verfügung stehen.

Auf der Nordseite des *Simplontunnels* fehlte es durchaus an einem lagerhaften oder spaltbaren Bruchstein. Für die Verkleidung der Strecken in druckhaftem Gestein oder in solchen Gesteinen, die durch Ablösungen den Holzeinbau belasteten, wurden daher Moellons aus dem harten, zähen Massa-Gneis verwendet, deren Herstellung äusserst kostspielig war. In allen standfesten Strecken dagegen wurden Kunststeine aus Zement und künstlich hergestelltem Sande zur Verkleidung verwendet. Das Bruchsteinmaterial der Südseite zeichnete sich im Gegensatze zu dem der Nordseite durch vorzügliche Spaltbarkeit aus und gab Gelegenheit zur Herstellung einwandfreier Moellons für jede Gewölbestärke. Wie schon gesagt, beträgt die Gewölbestärke auf einem grossen Teil

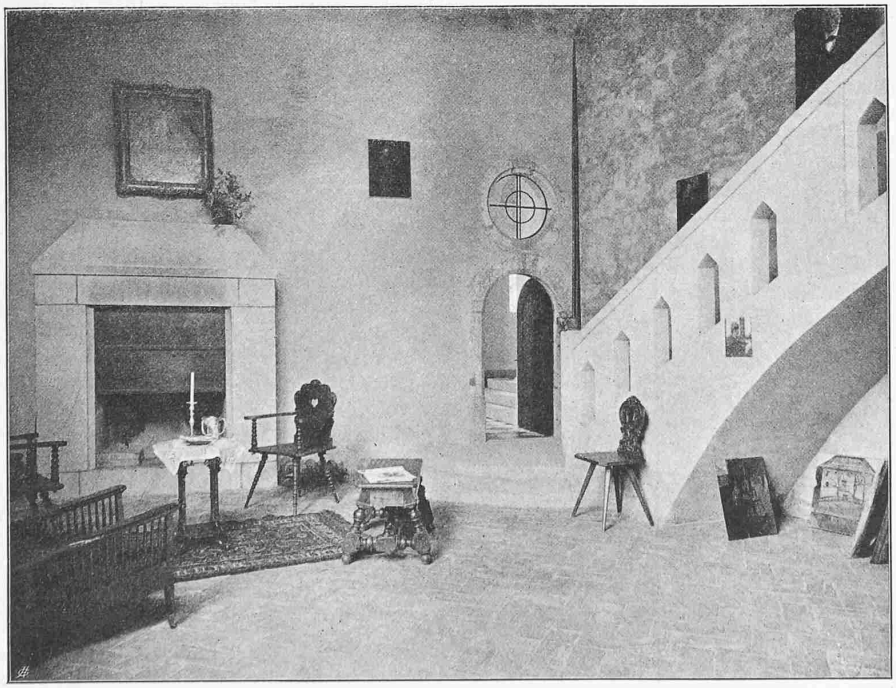


Abb. 13. Atelier, Blick gegen den frühern Kapellen- und jetzigen Bibliothek-Eingang.

der Länge des Simplontunnels — überall wo keine Druckerscheinungen auftraten 0,35 *m*, und die Stärke des Widerlagerfusses 0,55 *m* gemäss den Vertragsbedingungen. Einer soliden guten Ausführung des Mauerwerks wurde die äusserste Sorgfalt zugewendet. Dennoch kann man sich des Eindruckes nicht erwehren, dass die früher bezeichneten Umstände, die mit der Arbeit im Tunnel unvermeidlich verknüpft sind, es rätlich erscheinen lassen, in künftigen Tunnelbauten grössere Mauerstärken anzuwenden. Für ein Normalprofil, wie es von H. Prof. Hennings in Nr. 24 der Schweiz. Bauzeitung Bd. XLVII vorgeschlagen worden ist, sollte aber das Widerlager mit wesentlicher Verstärkung angenommen sein.

Eine gute Mörtelqualität ergibt sich umsomehr als eine Hauptbedingung für eine dauerhafte Gewölbekonstruktion, als im Bruchsteinmauerwerk der Mörtel einen Hauptbestandteil des Mauerwerkes ausmacht. Genau betrachtet ist das Bruchsteinmauerwerk des Tauerntunnels mit seinen starken Mörtellagen ein sogenanntes Konkretmauerwerk. In solchem Mauerwerk gebietet es sich beinahe von selbst Zementmörtel zur Anwendung zu bringen. Wir sehen in einem guten Bruchsteinmauerwerk von 0,50 bezw. 0,60 *m* Gewölbestärke und 0,80 bis 1,00 *m* Widerlagerstärke in Zementmörtel einen allen Anforderungen gerechten Mauertyp auf Tunnelstrecken ohne lokale mächtige Druckerscheinungen, auch in den grössten Tiefen um die es sich handeln kann.

Die Konstruktion des Sohlengewölbes als Betonklotz, wie im Simplontunnel, scheint sich durchaus bewährt zu haben. (Schluss folgt.)

Ueber Speziallokomotiven für elektrisch betriebene Alpenbahnen.

Von Dr. *W. Kummer*, Ingenieur.

Im Anschluss an eine im Jahrgang 1908 der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" veröffentlichte geschichtliche Studie von Oberingenieur M. Richter, Hannover, über die *Lokomotiven der Gotthardbahn* [1]) hat Direktor *K. von Kando,* Vado-Ligure, gelegentlich der Beschreibung einer neuen elektrischen Güterzugslokomotive der italienischen Staatsbahnen in derselben Zeitschrift eine Reihe von Betrachtungen [2]) über Speziallokomotiven für elektrisch betriebene Alpenbahnen, speziell für die Gotthardbahn angestellt, die uns zu einigen, hier nachfolgenden allgemeinen Erörterungen über derartige Lokomotiven veranlassen. Dabei möchten wir aber in die Kontroversen der Systemfrage der elektrischen Traktion, die der unermüdliche Vorkämpfer der Drehstromtraktion von neuem, von einem einseitigen, weil rein geschäftlichen Standpunkt aus aufrollt, nicht eintreten, da ja nach der Ansicht wohl aller unbefangener Elektrotechniker die wirklich stichhaltigen Vorzüge, die man gegenüber der Dampftraktion für die Drehstromtraktion beanspruchen kann, nicht bloss Vorzüge dieser einen Stromart, sondern eines zweckmässig entworfenen elektrischen Betriebes überhaupt sind. Aber auch bei der Beschränkung auf die rein maschinentechnischen Fragen können wir uns, wie sich zeigen wird, mit den Betrachtungen Kandos nicht durchwegs einverstanden erklären; desgleichen müssen wir Kandos Ausführungen zur Frage der Stromrückgewinnung beanstanden, obschon wir sie, als nicht zum Thema gehörig, hier nicht weiter behandeln können.

Aus den Fahrdienstvorschriften der Gotthardbahn (Sommerfahrplan 1908) hat Richter in seiner Studie eine Reihe von Daten wiedergegeben, von denen wir hier für unsere Untersuchungen diejenigen betreffend Geschwindigkeiten und Zugsbelastungen in die nachstehende Tabelle vereinigen. Dabei kommen die folgenden sechs Zugsgattungen in Betracht:

[1]) Z. d. V. d. J. 1908, S. 1821 ff.

[2]) Z. d. V. d. J. 1909, S. 1249 ff.

I. Expresszüge 103/126, 105/128, 115/118/218, 219/132,
II. Schnellzüge 104/127, 125, 109/124.
III. Schnellzüge 102/602,
IV. Personen- und Lokalzüge,
V. Personenzüge mit Güterbeförderung,
VI. Güterzüge mit und ohne Personenbeförderung.

Die angegebenen Achszahlen, die in dringenden Fällen um 20 % überschritten werden dürfen, könnte man für Ueberschlagsrechnungen bei einem Ansatz von etwa 8 *t* für den Achsdruck sofort zur ungefähren Angabe des angehängten mittleren Zugsgewichts in Tonnen benutzen.

Bahnstrecke	Normale Höchstgeschwindigkeiten in *km/std.*						Normale Achszahlen		
	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	I-IV.	V.	VI.[1])
Zug-Goldau-Zug	75	75	75	60	50	40	40	60	100 bezw. 120
Luzern-Goldau-Luzern	75	75	75	60	50	40			
Goldau-Brunnen-Goldau	85	75	75	60	50	40			
Brunnen-Flüelen-Brunnen	75	75	75	60	50	40			
Flüelen-Erstfeld-Flüelen	90	75	75	60	50	50			
Erstfeld-Göschenen	62	55	45	35	35	25	60	60	100 bezw. 120
Göschenen-Erstfeld				45		35			
Göschenen-Airolo-Göschenen	75	75	75	55	50	40	40	60	100 bezw. 120
Airolo-Bodio	62	55	45	45	35	35	60	60	100 bezw. 120
Bodio-Airolo				35		25			
Bodio-Biasca	90	75	70	55	50	40			
Biasca-Bodio	62	60	60	55	50	40			
Biasca-Giubiasco-Biasca	90	75	75	55	50	40	40	60	100 bezw. 120
Giubiasco-Rivera	62	55	45	35	35	25	60	60	100 bezw. 120
Rivera-Giubiasco				45		35			
Rivera-Taverne-Rivera	70	60	60	55	45	40	50	60	100 bezw. 120
Taverne-Chiasso-Taverne	75	75	60	55	50	40			
Bellinzona-Ranzo-Bellinzona	—	—	75	60	50	40	40	60	100 bezw. 120
Ranzo-Luino-Ranzo	—	—	60	60	50	40			
Bellinz.-Cadenazzo-Bellinz.	—	-	75	60	50	40			
Cadenazzo-Locarno-Caden.	—	—	50	50	50	40			

Zu den Doppelangaben der Achszahlen für VI ist zu bemerken, dass die höhere Zahl für reine Güterzüge, die niedrigere für solche mit Personenbeförderung gilt.

Betrachten wir beispielsweise für einen normalen Personenzug mit Güterbeförderung zu 60 Achsen oder rund 450 Tonnen angehängtem mittlerem Zugsgewicht die Geschwindigkeits-, Zugkrafts- und Leistungsverhältnisse, so ergibt die Fahrdienstnorm, dass man mit diesem angehängten Zugsgewicht auf der Horizontalen und den kleinern Steigungen und Gefällen bis 10 ‰ mit 50 *km/std.* fahren kann und dabei maximale Zugkräfte und Leistungen von etwa 7600 *kg* und 1400 *PS* verwenden wird; auf der Rampe von 21 ‰ (Taverne-Rivera-Taverne) beträgt seine Geschwindigkeit 45 *km/std.* und seine maximalen Zugkräfte und Leistungen etwa 12 000 *kg* und 2000 *PS*; auf den eigentlichen Bergrampen mit 26 ‰ Steigung reduziert sich die Geschwindigkeit auf 35 *km/std.* und betragen die Zugkräfte und Leistungen auf 14 000 *kg* bezw. 1800 *PS*. Dieses Beispiel zeigt somit deutlich, dass die heutige Dampftraktion am Gotthard grössere Zugkräfte in Verbindung mit kleinern Geschwindigkeiten und umgekehrt verwendet. Dieselbe Regel könnte an Hand der Fahrdienstnormen ebenso für alle andern Zugsgattungen nachgewiesen werden. Eine derartige Verbindung von grössern Zugkräften und kleinern Geschwindigkeiten einerseits und kleinern Zugkräften und grössern Geschwindigkeiten anderseits wird von der elektrischen Traktion unter allen Umständen auch übernommen werden müssen, indem ja die Erreichung eines über das ganze Längenprofil möglichst gleichmässigen Kraftbedarfs der Züge für die elektrische Traktion wegen der Rückwirkung auf die Kraftwerke in noch höherem Masse wünschbar ist, als für die Dampftraktion. Dabei ist zudem die

[1]) Hier kommt die angeführte Normierung der Achszahlen bei den grössern Neigungen mit Rücksicht auf die durch die Stärke der Zugapparate und durch die Anordnung des Schiebedienstes gegebenen Einschränkungen nicht zur vollen Ausnützung.