

Der Talsperrenbruch im Val Gleno: untersucht im Auftrage von Ing. H.E. Gruner (Basel)

Autor(en): **Stucky, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83/84 (1924)**

Heft 7

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-82741>

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.

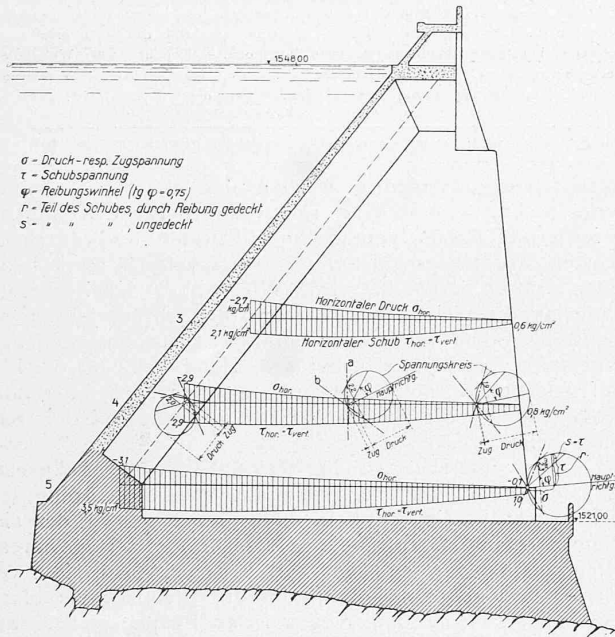


Abb. 14. Spannungszustand eines Pfeilers. (Mauermaßstab 1 : 400.)

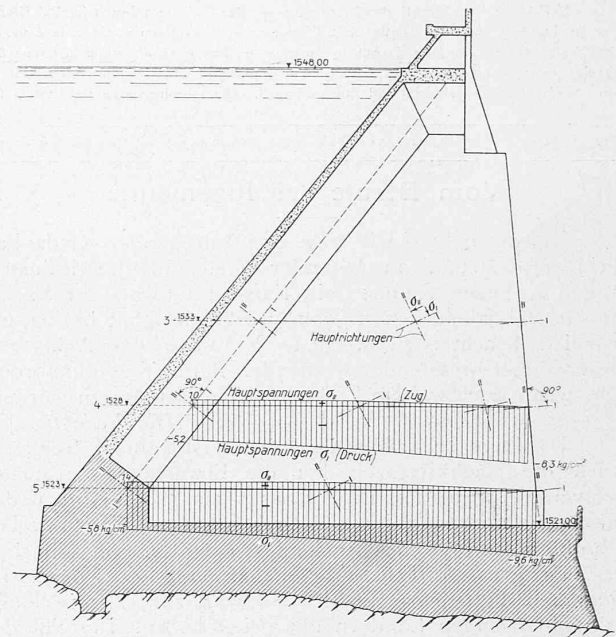


Abb. 15. Diagramme der Hauptspannungen.

aus egoistischen Motiven missbraucht wird, und dieser Gefahr leisten gerade die dem wirtschaftlichen Denken fern stehenden Berufskollegen den grössten Vorschub. Deshalb brauchen wir technisch hochgebildete aber auch wirtschaftlich denkende Ingenieure, als bestes Gegengewicht gegen den einseitigen, rein kommerziell gerichteten Industrialismus und die ebenso schädlichen, auf falscher Basis stehenden sozialen Experimente unserer Zeit.

Der Talsperrenbruch im Val Gleno

untersucht im Auftrage von Ing. H. E. Gruner (Basel), durch Dr. Ing. A. Stucky, Basel.

(Schluss von Seite 67.)

Statische Untersuchung eines Pfeilers.

Ehe wir versuchen, den Einsturz auf Grund der bis jetzt wiedergegebenen Tatsachen in seinem Hergang zu rekonstruieren und den ersten Ursachen nachzuforschen, müssen wir einen Pfeiler in seiner Standfestigkeit und auf seine Spannungszustände näher untersuchen. Die Gewölbe bieten diesbezüglich weniger Interesse, denn, wie oben geschildert, hätten sie wahrscheinlich längere Zeit gehalten, wenn die Pfeiler nicht zerstört worden wären.

Die statische Berechnung der Pfeiler, wie sie mittels einer Drucklinie und horizontalem Schnitt gewöhnlich erfolgt, zeigt nichts anormales. Die Resultierende bleibt in den verschiedenen Schnitten im Kern und bietet noch einen Spielraum für den Auftrieb, der zwar bei dieser Art von Sperren von geringerm Einfluss ist, als bei massiven Sperren. Die vertikale Druckbeanspruchung erreicht im Pfeiler nicht 10 kg/cm². Diese einfache Untersuchung genügt aber nicht. Es ist notwendig, die Hauptspannungen in verschiedenen charakteristischen Punkten zu ermitteln. Diese Untersuchung geschieht ohne Schwierigkeit, entweder analytisch oder mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises.

Für die wasserseitige Böschung ist die Berechnung überaus einfach. Man kennt dort die beiden Hauptspannungs-Richtungen, parallel und senkrecht zur Böschung; daneben sind die vertikalen Spannungen bekannt (aus der obenerwähnten einfachen Spannungsberechnung), sowie eine der Hauptspannungen, d. h. der auf die Pfeilerbreite bezogene hydrostatische Druck. Diese Elemente genügen, um den Spannungskreis zu zeichnen, aus dem hervorgeht, dass im Fall des Gleno die zweite Hauptspannung, d. h. diejenige, die parallel zur Böschung wirkt, *Zug* ist (Abb. 14).

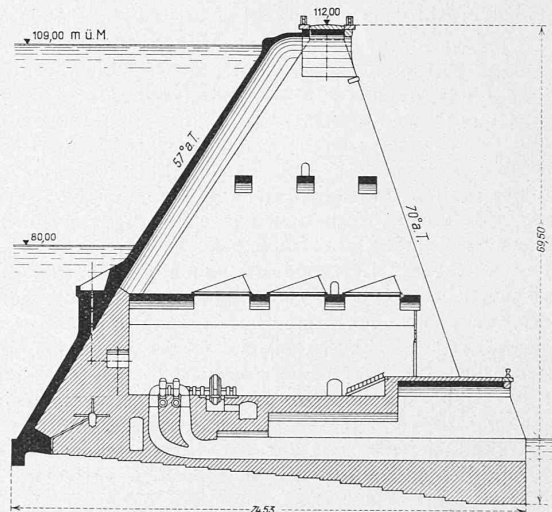
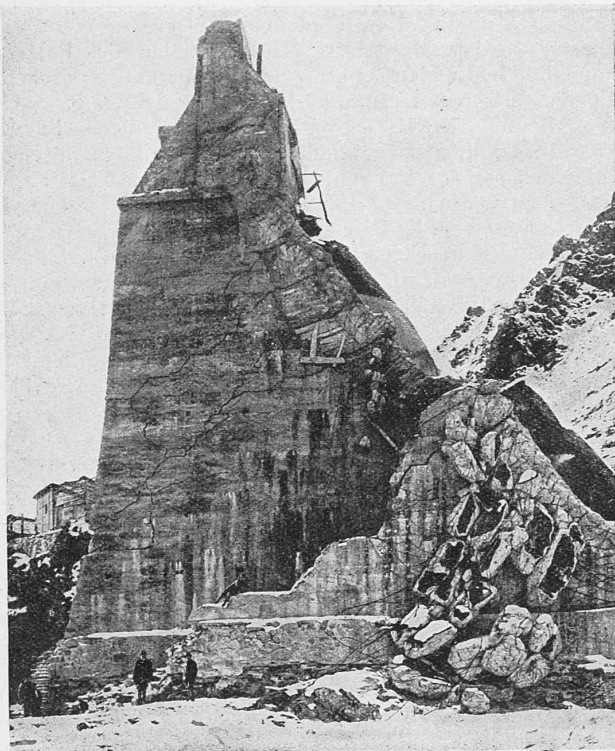


Abb. 16. Schnitt durch einen der fünf Maschinenräume in der Staumauer am Tirso in Sardinien. — Masstab 1 : 1000.

Längs der luftseitigen Böschung ist die Ermittlung des Spannungskreises ebenso einfach, weil die beiden Hauptrichtungen auch bekannt sind. Für einen Punkt im Innern des Pfeilers muss zuerst der Wert der Spannungen τ und σ_{hor} ermittelt werden. τ ergibt sich aus der Bedingung, dass die Summe aller Schubspannungen in einem Schnitt gleich gross sein muss, wie die entsprechende Querkraft. An den beiden Enden des Horizontalschnittes ist τ bekannt; Zwischenwerte ergeben sich z. B. näherungsweise aus der Anwendung der Simpson'schen Regel. Zur Bestimmung der horizontalen Normalspannung bedient man sich am einfachsten der allgemeinen Beziehung $d\tau \cdot dx = d\sigma \cdot dy$ die sich ganz einfach aus dem Gleichgewichtszustand eines kleinen Parallelepipeds ableiten lässt, wenn x und y horizontal, bzw. vertikal sind. Mit Hilfe dieser Beziehung kann man schrittweise, von der Böschung herkommend, so viel Werte σ_{hor} ausrechnen, wie gewünscht werden. Sind einmal drei Spannungen in einem Punkt bekannt, so lassen sich die Hauptrichtungen und die Hauptspannungen analytisch durch die bekannten Beziehungen ermitteln, oder auch graphisch durch den erwähnten Spannungskreis darstellen.



Ab. 19. Ansicht der Pfeiler am westlichen Durchbruchende.
(Vergleiche die Risse mit nebenstehender Abbildung 18.)

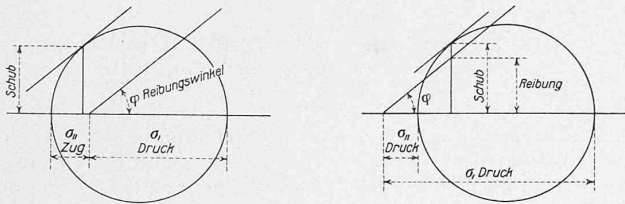


Abbildung 17.

Die Zeichnung in Abbildung 14 gibt einen Auszug einer solchen Spannungsermittlung, die auf der Navierschen Hypothese beruht. Bekanntlich ist für einen solchen Querschnitt diese Hypothese nicht ganz einwandfrei; der Fehler spielt aber hier keine Rolle.

Als Hauptergebnis dieser Untersuchung ist hervorzuheben, dass die Hauptdruckspannung nirgends 10 kg/cm² überschreitet, dass aber in einem grossen Teil des Pfeilers Zugspannungen auftreten, die mehr oder weniger parallel zur wasserseitigen Böschung wirken. Die Feststellung solcher Zugspannungen überrascht vielleicht im ersten Augenblick, nachdem die erste Berechnung, Abb. 5 (S. 65), gezeigt hatte, dass die Drucklinie im Kern der horizontalen Schnittflächen bleibt. Würde man aber mit schiefen Schnitten rechnen, so würde es sich zeigen, dass die Resultierende nicht mehr im Kern bleibt. Es ist auch leicht, sich auf eine andere Weise klar zu machen, dass unter Umständen namhafte Zugspannungen auftreten können und zwar dadurch, dass man den Pfeiler als Scheibe betrachtet, die sich in der Hauptsache nur auf das luftseitige Ende des Fusses stützt. Die äussere, verteilte Wasserbelastung verursacht ein Biegemoment, das sich in entsprechenden Zugspannungen äussert. Wenn aber die wasserseitige Neigung grösser wird, so kompensiert der Druck aus Eigengewicht diese Zugspannungen.

Aus dem Spannungskreis ergibt sich ohne weiteres folgende Bedingung für das Verschwinden der Zugspannungen:

$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\text{vert}}}{\sin^2 \alpha}$, wobei σ_1 die Hauptdruckspannung ist, d. h. der auf den Pfeiler konzentrierte hydrostatische Druck, σ_{vert} der Vertikaldruck und α der Winkel zwischen wasserseitiger

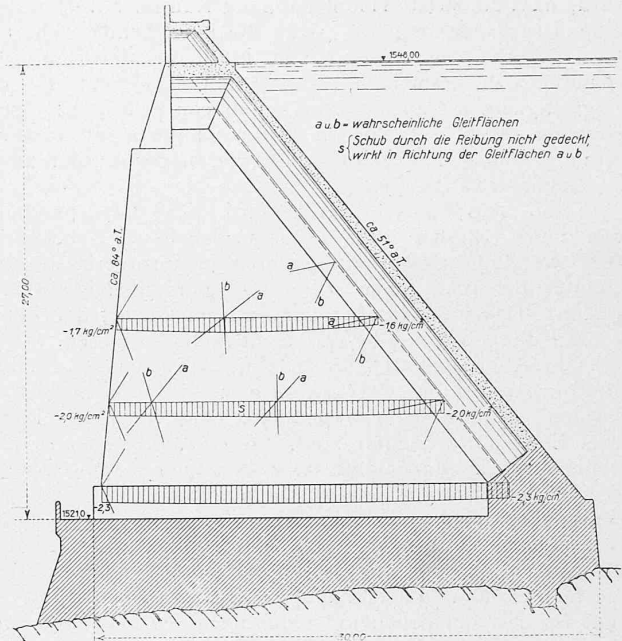


Abb. 18. Schubbeanspruchung eines Pfeilers. (Mauermaassstab 1:400.)

Böschung und der Lotrechten. In andern Entwürfen ähnlicher Art, z. B. in dem der Staumauer der Kraftanlage am Tirso, ist die wasserseitige Böschung tatsächlich auch steiler (vergleiche Abbildung 16).

In der Zeichnung der Abb. 15 sind für zwei Schnitte 4 und 5 die Hauptdruckspannungen nach unten und die Hauptzugspannungen nach oben vertikal aufgetragen. Aus dieser Zusammenstellung kann geschlossen werden, dass die Zerstörung wahrscheinlich nicht durch eigentliche statische Zerdrückung des Pfeilers geschehen ist. Die Zugspannungen, wenn auch sehr unerwünscht, besonders in diesem undichten Beton, sind immerhin so niedrig, dass sie wahrscheinlich auch nicht direkt Schuld an dem Einsturz sind, es ist wenigstens kein Anzeichen in dem Rest der Sperre dafür vorhanden.

Es bleibt nun noch übrig zu untersuchen, welche Rolle die Schubbeanspruchungen gespielt haben mögen. Die horizontalen Schubspannungen sind in der Abbildung 14 aufgezeichnet. Sie überschreiten 4 kg/cm² nicht. Die grösste schiefe Schubbeanspruchung am Fusse des Pfeilers beträgt etwa 5 kg/cm². In allen Schnittflächen, die auf Schub beansprucht sind, wirkt aber gleichzeitig eine gewisse Druckspannung. Nimmt man an, dass in dieser Richtung schon ein Riss entstanden ist, so wird diese Druckbeanspruchung eine gewisse Reibung entstehen lassen. Diese Reibung wäre an und für sich schon im Stande, den Pfeiler widerstandsfähig zu machen. Es ist also interessant nachzuprüfen, bis zu welchem Punkte diese berechnete Scherspannung unter Umständen durch Reibung, im Falle eines vorhandenen Risses, gedeckt werden kann. Wenn wir somit mit einem Reibungswinkel von $\text{tg } \varphi = 0,75$ rechnen, wie das in der Abbildung 14 geschehen ist, so ergibt sich, dass die Schnittflächen, in denen die durch Reibung nicht gedeckte Scherspannung am grössten ist, nicht mehr jene der maximalen Scherbeanspruchung sind (um 45° zur Hauptspannungsrichtung geneigt). Diese Ebenen nennen wir *wahrscheinliche Gleitflächen*, sie sind in den Abbildungen durch a und b bezeichnet. Würde man einen andern Reibungskoeffizienten als 0,75 wählen, so wären diese Richtungen nur wenig verschieden.

Die Berechnung zeigt, dass der durch Reibung nicht gedeckte Bruchteil der Scherspannung 2 bis 3 kg erreichen kann. Aus dem Spannungskreis ist wiederum leicht zu entnehmen, dass dieser Bruchteil umso grösser ist, je grösser die Hauptzugspannung. Diese reine Schubbeanspruchung kann vermieden werden, wenn dafür gesorgt

wird, dass die zweite Hauptspannung Null oder noch besser eine Druckspannung ist (siehe die umstehende Abb. 17). Es ist deshalb von doppeltem Interesse, die Hauptzugspannung zu vermeiden, sowohl mit Rücksicht auf die Zugfestigkeit, wie auch auf die Schubbeanspruchung; Eiseninlagen gegen Zug würden hier nicht genügend wirksam sein. Wie die Hauptzugspannung vermieden werden kann, ist früher erwähnt worden.

Ein Beton guter Qualität wird diese Beanspruchung von 2 bis 3 kg/cm² ohne weiteres aushalten. Scherfestigkeit wie Zugfestigkeit sind aber sehr unzuverlässig und können bei schlechtem Beton auf ganz niedrige Werte sinken. Das war offenbar der Fall am Gleno; der Beton konnte diese 2 bis 3 kg/cm² nicht mehr aushalten.

In Abbildung 18 sind an einigen Stellen des Pfeilers diese *wahrscheinlichen Gleitflächen* a und b aufgezeichnet worden. Man sieht also deutlich, dass für jeden Punkt zwei Ebenen vorhanden sind, die eine, b, ist mehr oder weniger vertikal und die zweite, a, bildet mit der ersten einen Winkel von etwa 50°. Die Abscherung konnte somit je nach Umständen nach der einen oder nach der andern dieser Bruchflächen stattfinden. Die Abb. 19 zeigt zwei Pfeiler, die durch Abscheren zerstört worden sind. Die Risse lassen die hier erwähnten Gleitflächen leicht erkennen. Interessant ist, dass der Bruch nicht nur nach den Flächen a oder nur nach den Flächen b erfolgt ist, sondern dass der Riss treppenförmig ist, d. h. dass beide Flächen auftreten.

Diese Untersuchungen weisen darauf hin, dass die Pfeiler auf Abscheren überbeansprucht worden sind; mehrere von ihnen haben wahrscheinlich schon vor dem Zusammenbruch Scherrisse gezeigt. Diese Risse hat natürlich der Wärter nicht beobachten können, weil er überhaupt keine Ahnung vom ganzen Vorgang hatte. Also auch *ohne eine sekundäre Ursache, die den Bruch des ersten Pfeilers bewirkt haben mag und auf die wir wieder zurückkommen, ist es demnach wahrscheinlich, dass die Talsperre doch nach kurzer Zeit zusammengestürzt wäre.*

Wenn wir uns daran erinnern, dass das Fundament wenigstens zum Teil mit Fettkalk ausgeführt und dass der See sofort aufgestaut worden ist, so begreift man, dass der Kalk, der zum Mauern des grossen Fundamentblockes und zur Verbindung des Mauerwerkes mit der Felsunterlage gedient hat, überhaupt nicht abbinden konnte, was nach dem Bruch an mehreren Stellen noch leicht zu konstatieren war. Durch den zunehmenden Wasserdruck sind Durchsickerungen im Mauerwerk und zwischen Fels und Mauerwerk entstanden, umso mehr, als die Felsunterlage ganz glatt gelassen worden war. Diese Durchsickerungen haben im Laufe des Monats November den Kalk ausgewaschen und einen starken Auftrieb auf das Fundament bewirkt, somit die Gleichgewichtsverhältnisse stark geändert. In einem gewissen Moment hat nun der Pfeiler nachgegeben, (infolge Abgleitens, wie man es nach der Abb. 10 glauben könnte, oder infolge Zerdrückung des ausgewaschenen Mauerwerkes, nach Abb. 11, Tafel 12 in letzter Nr.). Diese leichte Setzung wäre nicht notwendigerweise fatal gewesen, wenn der Beton des betreffenden Pfeilers noch intakt gewesen und das Mauerwerk aus gutem Beton, mit hohem Elastizitätsmodul ausgeführt gewesen wäre. In vorliegendem Fall war aber der Beton unfähig, eine solche Deformation mitzumachen ohne Risse zu bekommen. Diese Setzung kann dann unsymmetrische Kämpferdrücke verursacht haben, was eine Zerstörung noch beschleunigt hat.

Schlussfolgerungen.

Die Schlüsse, die sich aus den gemachten Erfahrungen ergeben, lassen sich kurz zusammenfassen wie folgt:

Der erste Entwurf, trotzdem er keine grossen Fehler zeigt, war doch nicht ganz einwandfrei und bot nicht die Sicherheit, die man von solchen Objekten verlangen muss. Das Beispiel des Tirso zeigt eben, dass bei anderen grossen italienischen Ausführungen die oberwasserseitige Neigung steiler ist und somit dort die Zugspannungen durch das Eigengewicht kompensiert sind.

Auch die Anlage der Sperre im Gelände lässt zu wünschen übrig. Der Fundament Felsen ist nicht sachgemäss behandelt worden; das Abstellen des Bauwerks auf eine solch glatte Felsunterlage mit ausgesprochenem Gefälle flussabwärts ist natürlich ganz unzulässig.

In der Schweiz würde man für ein solches Bauwerk keinen Kalk verwenden, sondern nur besten Portlandzement. In Italien ist die Verwendung von Kalk häufiger als bei uns, doch wird in solchen Fällen meistens Puzzolan beigemischt, um dem Kalk hydraulische Eigenschaften zu geben. Es wäre weit zweckmässiger gewesen, bei Verwendung von Kalk, die Sperre nicht sofort unter Druck zu setzen, sondern abzuwarten, bis der Kalk erhärtet wäre. Hätte man aber dieser Bedingung restlos genügen wollen, so wäre die Unterdrucksetzung so lange hinausgeschoben worden, dass sich die Verwendung von Portlandzement aufgedrängt hätte.

Es bleibt noch hervorzuheben die unsorgfältige Ausführung des Mauerwerkes und des Beton. Es ist ohne weiteres klar, dass eine aufgelöste Bogenmauer nur mit zuerst erprobten und während des Baues ständig kontrollierten Kies- und Sandmischungen ausgeführt werden darf, sowohl mit Rücksicht auf die Dichtigkeit des fertigen Bauwerkes, als auch mit Rücksicht auf seine Festigkeit. Es müssen unbedingt beim Bau einer Talsperre alle Massnahmen, die beim richtigen Betonbau üblich sind, ganz peinlich beobachtet werden, wenn es auch etwas mehr kostet. Es steht hierbei allzuviel auf dem Spiel.

Es geht aus alledem deutlich hervor, dass ein Vergleich mit den Verhältnissen schweizerischer, aber auch italienischer oder anderer Talsperren absolut ausgeschlossen ist, indem deren Ausführung durch fachkundige Ingenieure mit ganz andern Hilfsmitteln und grösserer Sorgfalt geschieht.

† Dr. Ing. h. c. Hermann Dietler,

gewesener Präsident der Gotthardbahn-Direktion.

(Hierzu Tafel 14.)

Die zweite Hälfte des XIX. Jahrhunderts hat der Welt den Ausbau der Eisenbahn-Netze und damit einen ungeahnten Aufschwung des Verkehrs gebracht. Unter den Männern, die diese Entwicklung sowohl auf nationalem wie internationalem Gebiete beeinflussten und nachhaltig förderten, steht Gotthardbahn-Direktor H. Dietler in vorderster Linie. Sein klarer Verstand scheint das Kommende geahnt zu haben, denn er eilte vielfach mit seinen Plänen und Neuerungen seinen Kollegen des Eisenbahnfaches voraus, und das Ansehen, das unsere Verkehrsanstalten in der Welt geniessen, verdanken wir nicht zuletzt seiner Arbeit und seinem Wagemut.

Hermann Dietler wurde am 31. Oktober 1839 im Dorfe Breitenbach in der Nähe seiner Heimatgemeinde Kleinlützel im Kanton Solothurn geboren. Seine Wiege stand in einfachem Hause, und was er später war, ist er aus sich selbst geworden. Er besuchte die Schulen in Olten, Pruntrut und die Industrieschule in Zürich und studierte von 1857 bis 1860 an der Ingenieurschule des Eidgenössischen Polytechnikums. Von 1860 bis 1862 war er Bauführer der sogen. „Oron-Bahn“ von Freiburg über Palézieux nach Lausanne und von 1862 bis 1864 der Berner Staatsbahn; 1864 wurde er Kantonsingenieur und 1866 Regierungsrat und Baudirektor des Kantons Solothurn. Mit Landammann Vigier zusammen sorgte er damals für die Wahrung der solothurnischen Eisenbahn-Interessen.

Im Jahre 1871 folgte Dietler einem Rufe als Sektions-Ingenieur zum Bau der Linie Biel-Soneboz, und im Jahre 1875 übernahm er die Leitung der neu eröffneten Emmentalbahn. Hierbei bewies er viel organisatorisches Geschick, und da sein regsamer Geist sich in seiner beruflichen Tätigkeit nicht erschöpfte, zeichnete er sich auch im öffentlichen Leben durch klares Urteil und schlagfertige Rede aus. Seine Mitbürger wählten ihn daher schon im Jahre 1875 in den Kantonsrat und gleichzeitig auch in den Nationalrat. In dieser Behörde gelangte er rasch zu grossem