

Zeitschrift: Die Eisenbahn = Le chemin de fer
Herausgeber: A. Waldner
Band: 8/9 (1878)
Heft: 9

Artikel: Die schmiedeiserne Dachstuhlconstruction über den grossen Börsensaal in Zürich
Autor: L.T.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-6832>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 30.01.2025

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

INHALT. — Die schmiedeiserne Dachstuhl-Construction über den grossen Börsensaal in Zürich. (mit drei Tafeln als Beilage und acht Clichés im Text). — Le dessèchement du lac Fucino, par Mr. A. Chard, Ingénieur. — Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Central-Comité. — Kleine Mittheilungen: Transmission de force à grande distance par l'air comprimé. — Aus der Fachliteratur: Ueber electricische Distanzsignale für Eisenbahnen. — Submissionsanzeiger. — Chronik: Eidgenossenschaft, Cantone, Eisenbahnen. — Eisenpreise in England, mitgetheilt von Herrn Ernst Arbenz in Winterthur. — Verschiedene Preise des Metallmarktes loco London. — Stellenvermittlung der Gesellschaft ehemaliger Studirender des eidgenössischen Polytechnikums in Zürich.

TECHNISCHE BEILAGE. — Die schmiedeiserne Dachstuhlconstruction über den grossen Börsensaal in Zürich. (Taf. II). Die Tafel III folgt in nächster Nummer 10.

Die schmiedeiserne Dachstuhlconstruction über den grossen Börsensaal in Zürich.

(Mit drei Tafeln als Beilage.)

Die nach Projecten der Herren Architekten Müller und Ulrich augenblicklich im Bau begriffene Zürcher Börse, enthält einen Saal von rund 21 auf 31 ^m/₇ Grundriss, einen Thurm von 10 ^m/₇ Durchmesser, für welche zwei gesonderte, freitragende schmiedeiserne Dachstuhlconstructionen in Ausführung stehen. Den Thurm schliesst eine Kuppel mit Oberlicht ab, während der grosse Saal durch ein Walmdach mit cylindrischen Dachflächen nebst Dachaufsatz überdeckt wird. Letzterer bildet für sich ein normales Walmdach mit ebenen Flächen geringer Neigung. Dem Dachstuhl über den Börsensaal wird eine reich gegliederte Decke unter Zubaltung der überhaupt möglichen Vorsichtsmassregeln zur Reduction des schädlichen Einflusses der Windstösse, der Längenänderung durch Temperaturwechsel, aufgehängt.

Im verflossenen Frühjahr war durch die p. t. Bauleitung, zur Erstellung bezeichneter Eisenconstructionen Concurrenz ausgeschrieben worden. Die Ausschreibung begleitete eine Zahl Pläne, welchen die festgestellte Dachentwicklung, Dach- und Deckenprofile, Ausmaasse sowie die Construction der Umfangsmauer zu entnehmen war.

Die beigelegten Bedingungen für Uebernahme der Eisenconstruction waren dürftig, allgemein gehalten, und bezogen sich vorwiegend auf die Art der durch die Lage der Fensteröffnungen, der Ventilations- beziehungsweise Heizungs-Canäle bedingten Lastvertheilung auf das Umfangsgemäuer; sie enthielten einige Bestimmungen über Abstände der Aufhängepunkte der zur Bildung der Saaldecke dienenden Kästen, Knacken, über Lieferzeit, Garantie etc. etc.

Das Ergebniss der Ausschreibung entsprach den Erwartungen nicht; ungeachtet des Umstandes, dass die Mehrzahl der eingeleferteten Arbeiten den Stempel oberflächlicher Durchbildung an sich trugen, konnten wir uns des Eindrucks nicht erwehren, dass der tiefere Grund des Fiascos in dem, im Baufache des Ingenieurs und Architekten recht fleissig geübten Systeme der Vergabung à forfait zu suchen sei; der Schwerpunkt des auf technisch wissenschaftlicher Grundlage fussenden, fachmännischen Urtheils und constructiver Arbeit wird durch dieses recht bequeme Mittel aus dem Baubureau gerückt und die Entscheidung, auf Grund geleisteter Garantie (?), zu einer rein finanziellen Frage gestaltet.

Die Ansätze für äussere Belastungen, Maass der zulässigen Inanspruchnahme des Materials welche die Bauleitung den Concurrenten zu ermessen überliess, waren durchwegs willkürlich und ohne jede Rücksicht auf die lokalen Verhältnisse, auf die besondere Specialität dieser Hochbauconstruction, vorgenommen worden. Dem entsprechend sind denn auch die, auf den \square ^m/₇ Horizontal-Projection der Dachfläche reducirten Constructionsgewichte in weit auseinander liegenden Grenzen geblieben, welche das respectable Maximum von 90 ^{kg}/₇ erreichten. Auch in constructiver Beziehung zeigten die genannten Arbeiten trotz programmässigen Bestimmungen und gegebenen Anhaltspunkten grosse Verschiedenheiten, und konnten ohne radikale Umgestaltung der Ausführung nicht empfohlen werden. Es ist daher an den Verfasser der Auftrag zur Anfertigung eines neuen Project-

tes ergangen, welches im Einklang mit den Bedingungen zur Uebernahme der Eisenconstruction, durch Feststellung einer rationellen Trägerdisposition, des Constructionsprincip's und massgebender Belastungsverhältnisse, der angestrebten Eigengewichtsreduction Rechnung tragen sollte, ohne dadurch die Solidität des Bauwerkes irgendwie zu gefährden.

So ist denn das vorliegende Project entstanden, auf Grund dessen die Concurrenten zu erneuten Offerten eingeladen wurden. Die wiederholte Concurrenz krönte Erfolg, indem die rühmlichst bekannte Brückenbauanstalt von Ott & Comp. in Bern, die Ausführung der Eisenconstruction gegen eine Pauschalsumme von 22 200 Fr. erhielt.

Bei dieser Gelegenheit können wir nicht umhin, den Herren Constructeuren Probst und Röthlisberger unsern verbindlichsten Dank für die Bereitwilligkeit auszusprechen, mit der sie uns zu vorliegender Arbeit das Material, namentlich die Detailconstructionen des Dachstuhls zur Verfügung stellten.

Die Trägerdisposition ist dem Grundriss Fig. 2 auf Taf. II zu entnehmen. Durch die Lage der Zwischen- und Eckpfeiler des Umfangsgemäuers war auch die Lage der Haupt- u. Seitenbinder von vorneherein gegeben; wir haben 2 Hauptträger AB mit 2 Seitenbindern CD in starre Verbindung gebracht; erstere auf eine theoretische Stützweite von $2l = 21,8$ ^m/₇, letztere auf die Entfernung der Hauptbinder, beziehungsweise auf deren Abstände von den Quermauern, freitragend angeordnet. Die Gradbinder übermitteln die auf sie entfallenden Belastungen theils auf die Seitenbinder, theils auf die Eckpfeiler, auf welchen sie ebenfalls frei aufliegen. Für Haupt- und Seitenbinder sind Balkenfachwerke gebildet nach Schema Fig. 1, Taf. I und II und Fig. 1, Taf. III in Aussicht genommen worden. Die polygonalen Streckbäume schmiegen sich thunlichst den gegebenen Dach- und Deckenprofilen an, wodurch der Vortheil best möglicher Ausnützung der vorhandenen Constructionshöhe erreicht wurde. Die Füllungsglieder bestehen aus verticalen Pfosten und einer Schaar gegen die Trägermitte fallenden Diagonalen; selbstverständlich ist die Facheintheilung derart festgestellt worden, dass zur Verbindung der Haupt- und Seitenbinder, Pfosten des ersteren in die verticale Trägerebene des letzteren fallen. Die Gradbinder haben Ott & Comp. als polygonale Vollwandträger projectirt und in Ausführung gebracht.

Die Druckbaumknoten der Binder sind durch zwischengespannte, unter dem Dachaufsatz durch aufgenietete Pfetten (vergl. Fig. 1 auf Taf. II) in starre Verbindung gebracht; dieselben sind mit Ausnahme der äussersten, unter dem Dachaufsatz liegenden Gitterpfette, vollwandig und so stark construirt, dass sie mit vollständiger Sicherheit die auf sie entfallenden Dach- und Deckengewichte aufnehmen und auf die Binder übertragen können.

Zur Auflagerung der Holzpfeftung zwischen den Bindern (vergleiche den rechtseitigen Theil der Hauptträgeransicht Fig. 1 auf Taf. II), sind in Abständen von 2,6 bis 2,8 ^m/₇, dem cylindrischen Dachprofil conform gebogene, doppelt T-förmige Sparrenstücke eingestellt; sie reichen von Pfette zu Pfette und ruhen mit ihren Fussenden auf dem Umfangsgemäuer auf. Unter dem Dachaufsatz sind die doppelt T durch gradlinige, hölzerne Sparren ersetzt, welche unmittelbar die Dachabdeckung tragen.

Durch die beschriebene Bildung des Dachgerüsts ist die Bedingung, dass seine Belastung vorwiegend auf die Pfeiler des Umfang-Gemäuers zu concentriren sei, in hohem Maasse erfüllt. Das zwischenliegende Umfangs-Gemäuer participirt nur mit einem durchaus unschädlichen Minimum an der Lastvertheilung.

An dem Dachgerüst hängt ein Holzrost zur Aufnahme und Befestigung der Kästen und Knacken der Stuckdecke.

Die Hängsäulen sind theils an den Gurten — und nach dem Vorschlag von Ott & Co. theils an den Pfetten charnierartig beweglich befestigt; sie besitzen bei ihren geringen Querschnittsabmessungen genügende Elasticität, um bei Windstößen und der cubischen Ausdehnung, welche das nach allen Seiten abgebundene Dachgerüst durch Temperaturwechsel erfährt, entsprechend nachzugeben.

Nichtsdestoweniger ist zur Abschwächung der unmittelbaren Einwirkung der Sonnenstrahlen, und zur Erzielung einer möglichst gleichmässigen, sanften Ausdehnung der Eisenconstruction eine kräftige Verschalung der ganzen Dachfläche in Aussicht genommen.

Diese Verschalung im Verein mit den elastischen, charnierartig beweglichen Hängsäulen, und dem kräftig abgebandenen, an und für sich widerstandsfähigen Holzrost, an welchem noch ein vertheilendes Element, die hölzernen Knacken, sitzt, lässt mit Bestimmtheit erwarten, dass auch in dem Falle, wenn die Stuckdecke als ein zusammenhängendes Ganze ausgeführt würde, dieselbe bei Windstößen und Dilatation schadenfrei bleiben wird. Jedenfalls ist die Gefahr von dieser Seite geringer als diejenige, welche der Decke im nachträglichen Arbeiten des Holzwerkes droht.

Zur statischen Berechnung der in den einzelnen Theilen des Dachgerüsts thätigen Spannungen, haben wir auf Grund einer Skizze ein Constructions-gewicht von:

$$\pi_e = 0,060 \mathcal{T};$$

für die in Aussicht genommene Zinkblechabdeckung sammt Zubehör:

$$\pi'_e = 0,040 \mathcal{T}$$

pro Quadratmeter Horizontal-Projection der Dachfläche angenommen.

Das Gewicht der Decke zu ermessen war weniger leicht, indem vermöge der Art der Rostbildung sich ein Theil des Deckengewichts unmittelbar auf das Umfangsgemäuer überträgt. Nach Uebereinkunft haben wir für die trockene Stuckdecke im Mittel pro $\square^m H. P.$:

$$\pi''_e = 0,080 \mathcal{T}$$

angesetzt.

Somit beträgt die approximative, feste Belastung der Dachstuhlconstruction in Summa:

$$\pi_e = 0,180 \mathcal{T}.$$

Als zufällige Belastung der Construction ist der Lage der Baustelle und Zürich's climatischen Verhältnissen entsprechend:

$$\text{ein Schneedruck von } \pi_s = 0,040 \mathcal{T}$$

$$\text{Winddruck } \pi_w = 0,030 \mathcal{T}$$

pro $\square^m H. P.$ angenommen worden. Somit beträgt die totale, zufällige Belastung:

$$\pi_z = 0,070 \mathcal{T},$$

und die Totalbelastung der Construction pro $\square^m H. P.$

$$\pi_t = 0,250 \mathcal{T}.$$

Als zulässige Spannungsgrenze des Schmiedeiseins ist nach Launhardt:

$$\varrho = 0,7 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R_{\min.}}{R_{\max.}} \right)$$

angesetzt worden. Zur Vereinfachung des Rechnungsverfahrens haben wir mit Rücksicht auf die relativ geringe mobile Belastung, für Streckbäume und Füllungsglieder:

$$\frac{R_{\min.}}{R_{\max.}} = \frac{\pi_e}{\pi_t} = \frac{0,180}{0,250} = 0,72$$

angenommen, somit

$$\varrho = 0,7 (1 + 0,36) = 0,95 \mathcal{T}$$

pro \square^m Querschnittsfläche als Spannungsgrenze festgelegt. Dabei wird jedoch verlangt, dass das zu verwendende Material guter Qualität, ordentlich durchgearbeitet, also frei von Schweissfehlern, Nestern, Brandstellen etc. sei, eine Elasticitätsgrenze nicht unter $1,6 \mathcal{T}$, eine Bruchgrenze nicht unter $3,4 \mathcal{T}$ besitze. Das Maass der relativen Längenänderung und Contraction ist nicht festgestellt worden.

Für Nieteisen wird, bei Beanspruchungen parallel der Walzrichtung

$$\sigma = \frac{4}{5} \varrho$$

normal zur Faserrichtung:

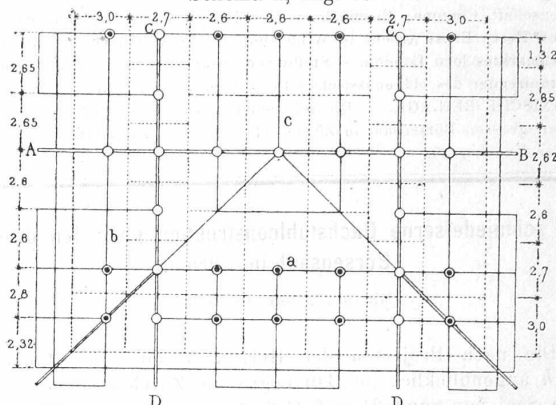
$$\sigma = \varrho \mathcal{T}$$

pro \square^m verlangt.

Belastungsanalyse der Haupt- und Seitenbinder.

Die angenommenen Belastungen auf die Knoten der Haupt- und Seitenbinder zu reduciren, haben wir beiliegendes Vertheilungsschema angefertigt.

Schema I, Fig. 1.



Nach Schema I, Fig. 1, in welchem die eingeringelten Punkte Aufhängepunkte des Schwellenrostes bezeichnen, ist die Lastvertheilung der Deckengewichte vorgenommen worden. In den einfach eingeringelten Punkten sind die Hängsäulen an den Zugbäumen der Haupt- und Seitenbinder, in den andern dagegen an den Pfetten befestigt. Erstere stellen also die direct belasteten Knoten dar, während die Belastungen der Letztern sich nach dem Hebelarmgesetz auf die respectiven Knoten der Druckbäume übertragen. Zu erwähnen bleibt noch, dass die auf die Aussenstücke der Seitenbinder entfallenden Deckengewichte sich in Folge der gewählten Anordnung der Füllungsglieder, vergl. Fig. 1 auf Taf. III, auf die Pfeiler der Quermauern und die Knoten Nr. 4 der Hauptbinder übertragen.

Hält man an der im Trägerschema Fig. 1, Taf. I gewählten Numeration der Knoten fest, so erreichen die auf die Knoten reducirten „Deckengewichte“ nachstehende Werthe:

Knoten-No.	am Hauptbinder	am Seitenbinder
1	0,00 \mathcal{T}	0,00 \mathcal{T}
2	1,26 „	0,64 „
3	0,97 „	0,93 „
4	3,22 „	0,58 „
5	0,42 „	1,96 „
6	1,09 „	0,56 „
7	0,55 „	0,00 „
8	1,09 „	—
8'	0,55 „	—

Das halbe in Rechnung gebrachte Deckengewicht beträgt:

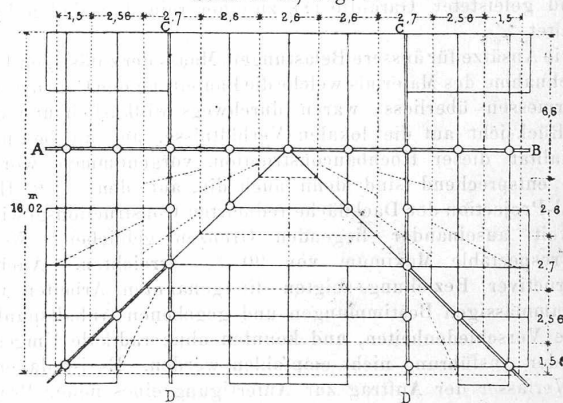
$$G_1 = 14,9 \cdot 19,2 \cdot 0,08 = 22,80 \mathcal{T}$$

hievon entfällt:

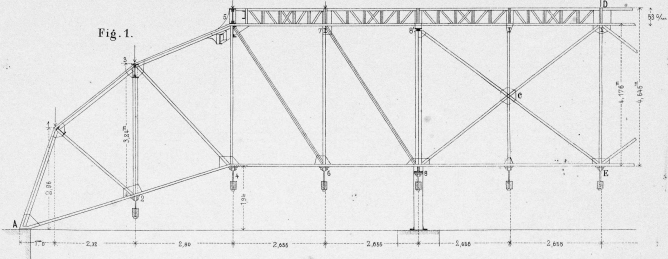
$$\text{auf den Hauptträger} = 16,66 \mathcal{T}$$

$$\text{unmittelbar auf das Umfangsgemäuer} = 6,14 \mathcal{T}$$

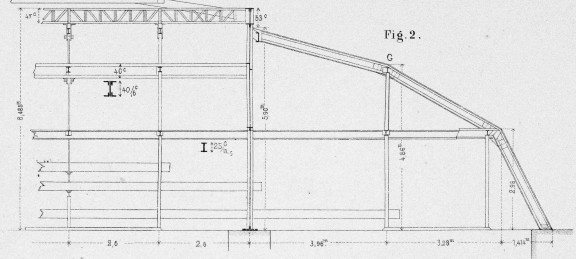
Schema II, Fig. 2.



ANSICHT DES SEITENBINDERS LÄNGENSCHNITT



SCHNITT DURCH DEN GRABBINDER

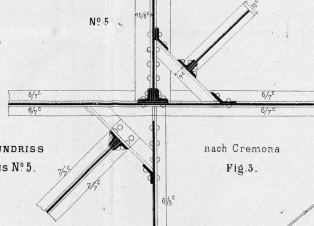
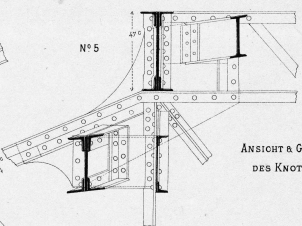


TAF. II

Masstäbe für den Längenschnitt 1:100 für die Details 1:20 für die Querschnitte 1:10

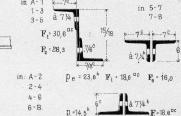
N.B. DIE KNOTENGEWICHTE entsprechen der festen Tafelbelastung des Seitenbinders

DETAILS am Seitenbinder Masstab 1:20

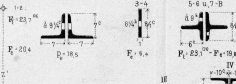


KRÄFTEPLAN DES SEITENBINDERS AUSSENSTÜCK

GURT-QUERSCHNITTE 1:10



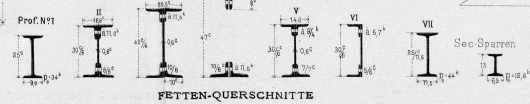
QUERSCHNITTE DER DIAGONALEN



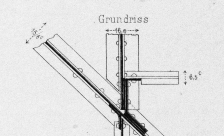
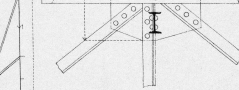
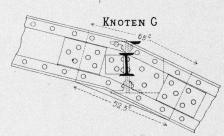
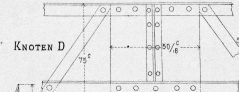
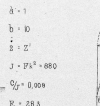
DER PFOSTEN



FETTEN-QUERSCHNITTE



Construction des Trägheitsmomentes



Seite / page

leer / vide /
blank

Nach beiliegendem Schema Fig. 2 ist die Reduction der Belastungen durch Dachabdeckung, Schnee- und Winddruck auf die Knoten der Binder unter der Voraussetzung durchgeführt worden, dass die durchlaufenden Constructionstheile in den eingeringelten Punkten die fraglichen Gewichte aufnehmen, und falls sie nicht schon den Haupt- und Seitenbindern angehören, diese Lasten ebenfalls nach dem Hebelarmgesetz auf die obere Knoten der Binder übertragen. Berücksichtigt man die Lage und Construction der Seitenbinder, so erhält man die Knotenbelastungen:

Knoten-Nr.	von der Dachabdeckung		von der zufäll. Belastung	
	im Haupt-	im Seitenbinder	im Haupt-	im Seitenbinder
1	0,65 \mathcal{T}	0,50 \mathcal{T}	1,14 \mathcal{T}	0,87 \mathcal{T}
2	—	—	—	—
3	0,98	0,70	1,71	1,22
4	1,11	—	1,94	—
5	0,79	1,22	1,38	2,10
6	—	—	—	—
7	0,73	0,32	1,27	0,56
8	—	—	—	—
8'	0,91	—	1,59	—

Die Hälfte der in Rechnung gezogenen Gewichte beträgt:

Von der Dachabdeckung:

$$G_2 = 21,44 \text{ m}^2 \cdot 16,02 \cdot 0,04 = 13,74 \mathcal{T}$$

hievon entfällt:

auf den Hauptbinder = 9,43 \mathcal{T}
 unmittelbar auf das Umfangsgemäuer = 4,30 \mathcal{T}

Von der zufälligen Belastung:

$$G_3 = 21,44 \cdot 16,02 \cdot 0,07 = 24,00 \mathcal{T}$$

hievon entfällt:

auf den Hauptbinder = 16,47 \mathcal{T}
 unmittelbar auf das Umfangsgemäuer = 7,53 \mathcal{T}

Die Vertheilung des Constructionsgewichts auf die Knoten der Binder hat uns die Fabrik nicht geliefert; es blieb also nichts anderes übrig, als das bestätigte Eigengewicht von 0,06 \mathcal{T} pro m^2 H. P. annäherungsweise auf die Knoten zu reduciren.

Den nachfolgenden Belastungszahlen liegt ein Reducionsverhältniss von 2:1 zu Grunde, und ist anzunehmen, dass das Ergebniss dieser approximativen Gewichtsvertheilung mit der Wirklichkeit befriedigend übereinstimmen werde.

Auf Grund dieser Annahme ergaben sich vom Constructionsgewicht folgende Knotenbelastungen:

Knoten-Nr.	am Hauptbinder	am Seitenbinder
1	0,65 \mathcal{T}	0,48 \mathcal{T}
2	0,49 "	0,34 "
3	0,99 "	0,68 "
4	2,06 "	0,60 "
5	0,79 "	1,20 "
6	0,36 "	0,15 "
7	0,73 "	0,30 "
8	0,50 "	—
8'	0,95 "	—

Das eingerechnete Constructionsgewicht der einen Dachhälfte beträgt:

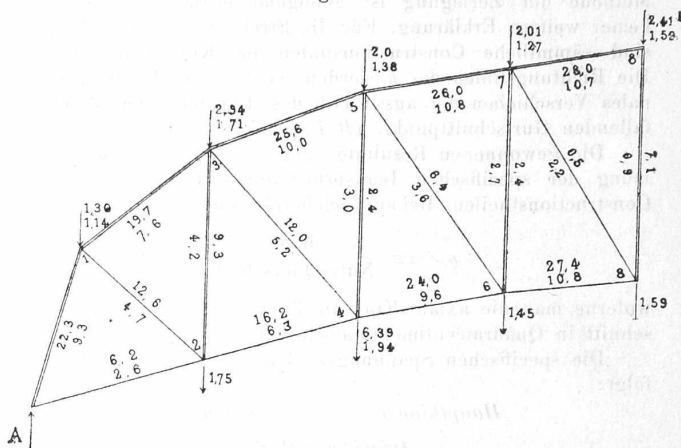
$$G_4 = 21,44 \cdot 16,02 \cdot 0,06 = 20,60 \mathcal{T}$$

hievon entfällt:

auf den Hauptbinder = 13,59 \mathcal{T}
 unmittelbar auf das Umfangsgemäuer = 7,01 \mathcal{T}

Die nachstehenden schematischen Ansichten der Haupt- und Seitenbinder (Fig. 3 und Fig. 4) enthalten die summarischen Knotengewichte und Grössen der innern Spannungen; die obere der angesetzten Zahlen bezieht sich auf die festen — die untere auf die zufälligen Belastungen.

Fig. 3.



Berechnung und Construction der Haupt- und Seitenbinder.

Die Ermittlung der innern Spannungen geschah auf graphischem Wege. Taf. I enthält den Kräfteplan des Hauptbinders, Taf. III denjenigen des Aussenstückes vom Seitenbinder. Zur Erklärung derselben genügen folgende Bemerkungen:

Die Bestimmung der innern Spannungen am Hauptbinder geschah für die feste und mobile Belastung in gesonderter Weise, da für die Füllungsglieder der einen Trägerhälfte eine, über die Trägermitte jeweiligen bis zur Fachmitte vorgeschobene Partialbelastung der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wurde.

Für den Seitenbinder ist von einer Partialbelastung Abstand genommen worden; die Ermittlung der inneren Spannung geschah daher auf Taf. III nach Cremona, für Totalbelastung der Knoten.

Die Spannung des Hauptbinders herrührend von der festen Belastung, sind auf Taf. I gleichfalls nach Cremona bestimmt. Die entsprechenden Widerlagerreactionen $A = B = 19,83 \mathcal{T}$ sind berechnet, und das Kräftepolygon, dessen Kräftelinie mit der rechtsseitigen Widerlager-Verticalen zusammenfällt, in einem Masstab $2 \mathcal{T} = 1 \text{ cm}$, für die linksseitige Trägerhälfte construirt worden.

Die aus der Zerlegung resultirenden Kräfte in den Streckbäumen, sind auf den Masstab $1 \text{ cm} = 5 \mathcal{T}$ reducirt, zur Construction des gestrichelt ausgezogenen, treppenförmigen, abgesetzten „Polygons der Streckbaumkräfte der festen Belastung“ benützt worden.

Zur Bestimmung der Kräfte am System von der mobilen Belastung, diente das „Seilpolygon der mobilen Belastung“; das zugehörige Kräftepolygon liegt in der linksseitigen Auflagerverticalen, der Pol 0 im Abstände $h = 2l = 21,8 \text{ m}$ auf der horizontalen Schlusslinie des fraglichen Seilpolygons. Der Kräftemasstab konnte zu $1 \mathcal{T} = 1 \text{ cm}$ angenommen werden.

Die Streckbaumkräfte R, T sind durch Reduction der Ordinaten des Seilpolygons im Verhältnisse $\frac{2l}{r}$ beziehungsweise $\frac{2l}{t}$, graphisch ermittelt und an das Polygon der festen Belastung angesetzt worden. Das Ergebniss dieser Zusammensetzung ist das treppenförmige, schraffierte Polygon der totalen Streckbaumkräfte. Vergleiche Tafel I, Fig. 2. Dabei wurden die Hebelsarme r, t der Streckbaumkräfte R, T einfach in der Trägeransicht abgegriffen.

Für die anstehende Partialbelastung sind nach Culmann's Methode durch unmittelbare Zerlegung und Reduction der Scheerkräfte, die innern Spannungen der Diagonalen und Pfosten der rechtsseitigen Trägerhälfte bestimmt. Die Grösse der fraglichen Scheerkräfte, die für die angenommene Belastungsart in der rechtsseitigen Auflagerverticalen mit positivem Sinn angreifen, erhält man in Folge der besondern Annahme vollbelasteter Knoten und einer Poldistanz gleich der theoretischen Stützweite, in den Segmenten der rechtsseitigen Widerlagerverticalen, welche die erste und die jeweiligen geschnittene

Seite des Seilpolygons zufälliger Belastung abschneiden. Die Methode der Zerlegung ist genügend bekannt, bedarf daher keiner weitem Erklärung. Für die Strebe S und den Pfosten V sind sämtliche Constructionslinien im Kräfteplan enthalten. Die Richtungslinien der k werden recht scharf durch proportionales Verschieben der ausserhalb des Rahmens der Zeichnung fallenden Gurtschnittpunkte ($R T$) ermittelt.

Die gewonnenen Resultate benützen wir nun zur Bestimmung der spezifischen Inanspruchnahme des Materials in den Constructionstheilen. Bekanntlich beträgt dieselbe pro $\square \text{ cm}$:

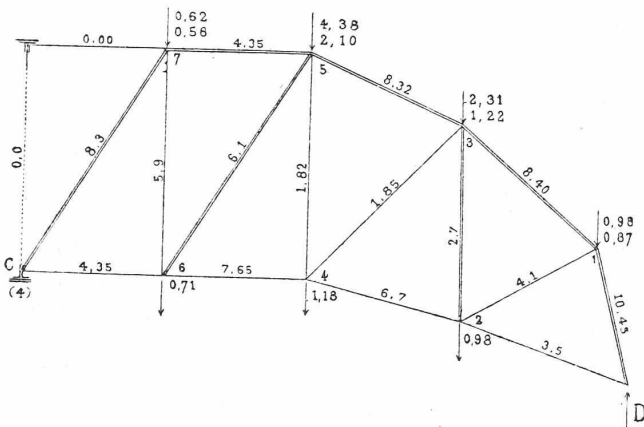
$$\rho \text{ } \mathcal{T} = \frac{\text{Kraft}}{\text{Nutz-Querschnitt}}$$

wofür man die axiale Kraft in Tonnen, den nutzbaren Querschnitt in Quadratcentimeter ausdrückt.

Die spezifischen Spannungszahlen gestalten sich nun wie folgt:

Hauptbinder			Seitenbinder (Aussenstück)			
Druckbaumtheile:						
Nr.	$T \text{ } \mathcal{T}$	$F_c \square \text{ cm}$	$\rho \text{ } \mathcal{T}$	$T \text{ } \mathcal{T}$	$F_c \square \text{ cm}$	$\rho \text{ } \mathcal{T}$
A-1:	31,6	48,3	0,65;	10,45	28,3	0,37
1-3:	27,3	" "	0,57;	8,40	" "	0,29
3-5:	35,6	" "	0,74;	8,32	" "	0,29
5-7:	38,4	41,0	0,93;	4,35	16,0	0,27
7-8:	38,7	" "	0,94;	0,00	" "	0,00
Zugbaumtheile:						
A-2:	8,8	26,2	0,35;	3,50	16,0	0,22
2-4:	22,5	" "	0,86;	6,70	" "	0,42
4-6:	33,6	41,3	0,81;	7,65	" "	0,48
6-8:	38,2	" "	0,93;	4,35	" "	0,26
Diagonalen.						
1-2:	17,3	21,8	0,79;	4,10	20,4	0,20
3-4:	17,2	19,2	0,90;	1,85	6,4	0,29
5-6:	10,0	14,4	0,69;	6,10	19,8	0,31
7-8:	2,7	6,0	0,45;	8,30	" "	0,42
Pfosten.						
2-3:	13,5	21,8	0,62;	2,70	20,4	0,13
4-5:	5,4	" "	0,25;	1,82	10,2	0,18
6-7:	5,1	19,8	0,26;	5,90	" "	0,58
8-8:	8,0	" "	0,40;	0,00	" "	—

Fig. 4.



Einfluss der Pfettung auf die Inanspruchnahme des Materials in den Druckbaumtheilen A-1, 1-3, 3-5.

Hinsichtlich der axialen Pressung als auch des Angriffsmoments durch die Pfettung ist das Druckbaumstück 3-5 am ungünstigsten in Anspruch genommen.

Nach obiger Zusammenstellung beträgt:

von der axialen Pressung: $\rho = 0,74 \text{ } \mathcal{T}$

von der Biegung erhalten wir: $\rho' = \frac{c \mathcal{Q}}{J}$,

wenn

\mathcal{Q} das Angriffsmoment,

$\frac{c}{J}$ das reciproke Widerstandsmoment bezeichnet.

Das Angriffsmoment ist für die specielle Lage der Holzpfetten am Druckbaumtheile 3-5 in der Trägeransicht Taf. I, Fig. 1 graphisch unter der Voraussetzung ermittelt, es verhalte sich derselbe als ein, in den Knoten 3 und 5 frei aufliegender Balken. Die Grösse des Momentes beträgt:

$$\mathcal{Q}_{\text{max}} = Y_m \cdot h = 0,34 \text{ } \mathcal{T} = 34 \text{ } \mathcal{cm} \text{ } \mathcal{T}$$

Das Trägheitsmoment des Querschnitts haben wir auf Taf. I ebenfalls graphisch ermittelt und

$$J = a \cdot b \cdot z' \cdot z'' = k^2 F_c = 2470 \text{ in } \mathcal{cm}$$

erhalten; die Figur liefert ferner den Abstand der gedrückten Faser zu

$$c = 6,96 \text{ } \mathcal{cm},$$

dem entspricht:

$$\frac{1}{W} = \frac{c}{J} = 0,0028, \text{ somit } \rho' = 0,095 \text{ } \mathcal{T}.$$

Die totale Pressung der äussersten Faser im gefährlichen Querschnitt erreicht den abgerundeten Werth von:

$$\rho = \rho' + \rho = 0,10 + 0,74 = 0,84 \text{ } \mathcal{T}$$

befindet sich also innerhalb der zulässigen Grenze.

Einfluss der Knickungsfestigkeit der Pfosten.

Der Einfluss des Knickungsbestrebens der langen, mit relativ ungünstiger Materialvertheilung construirten Pfosten, lässt sich theils wegen ihrer Befestigungsart, theils wegen den überhaupt zweifelhaften Knickungsformeln nicht mit genügender Sicherheit ermitteln.

Wir setzen voraus, eine Tangentenänderung der Pfostenaxe an der Befestigungsstelle sei unmöglich; die Annahme wird von Constructionswegen am oberen Knoten wohl zutreffen, während sie für den untern mindestens hypothetisch scheint.

Nach Navier beträgt in diesem Fall bei n -facher Sicherheit die spezifische Knickungskraft:

$$\rho_k = \frac{\pi^2}{n} \cdot \frac{\epsilon k^2}{l^2}$$

Die deutschen Techniker rechnen nach:

$$\rho_k = \frac{\rho}{1 + 0,00008 \frac{l^2}{k^2}}$$

wofür man in vorstehenden Gleichungen:

k die kleine Trägheitshalbxaxe des Pfostenquerschnitts,

l die freie, von der Einspannungsart des Pfostens abhängige Knickungslänge (gleich dem Abstand der Inflexionspunkte),

n den Sicherheitscoefficienten, welcher zu 5 bis 10 angenommen wird.

ρ die zulässige spezifische Druckspannung einführt.

Für den Pfosten 2-3 beträgt:

$$k = 2,62 \text{ } \mathcal{cm} \quad l = 196 \text{ } \mathcal{cm} \quad \rho = 0,95 \text{ } \mathcal{T} \quad \epsilon = 2000 \text{ } \mathcal{T}$$

nimmt man überdies $n = 5$ an, so liefert:

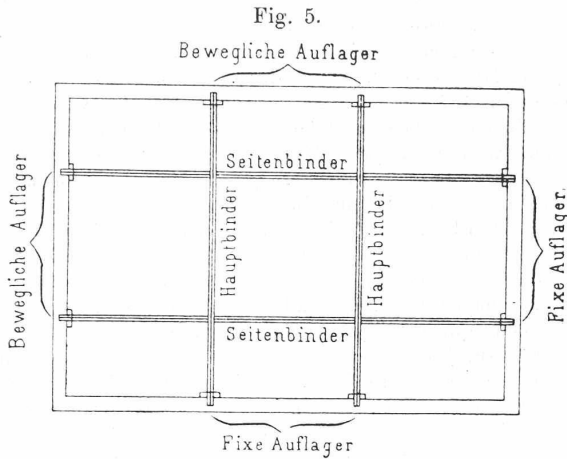
die Navier'sche Gleichung: $\rho = 0,70 \text{ } \mathcal{T}$

nach den d. Technikern wäre: $\rho = 0,66 \text{ } \mathcal{T}$

Berechnung der Auflager.

Haupt- und Seitenbinder sind behufs bestmöglicher Entlastung des Umfanggemäuers je auf ein festes und bewegliches Lager versetzt. Die Disposition der Lager ist aus beiliegender

Fig. 5, die Detailconstructions desselben auf Taf. II und III ersichtlich.



Zur Vermeidung einer transversalen Bewegung (senkrecht zur Trägeraxe) der Trägerenden, sind dieselben nach dem Vorschlag von Ott & Comp. isolirt angeordnet, vergleiche Grundriss Fig. 2, Taf. II, wo die in Aussicht genommene Verbindung der Füsse der secundären Sparren eingezeichnet wurde.

Die festen Auflager sind Gleisflächenauflager ohne Verankerung, gelten gegenüber den Rollen, die je unter dem andern Trägerende liegen, als fix.

Die Lagerplatten der fixen und beweglichen Auflager besitzen bei einer Breite von 30 cm, 45 beziehungsweise 50 cm Länge. Der Auflagerdruck des Hauptbinders

$$A = B = 28,06 \text{ T}$$

wird somit im ungünstigsten Falle auf eine Steinfläche von 1350 cm² centrirt vertheilt; es beträgt daher die specifische Pressung des Auflagequaders:

$$q = \frac{28,06}{1350} = 0,020 \text{ T}$$

was vollständig zulässig erscheint.

Die beweglichen Auflager der Hauptbinder bestehen aus vier schmiedeisernen, durch Führungsleisten und Haftbolzen zusammengefassten Rollen von 10 cm Durchmesser bei 32 cm Länge. Die Tragfähigkeit derselben repräsentirt nach Culmann:

$$Q = 0,03 n d l = 0,03 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 32 = 38,4 \text{ T}$$

man sieht, dass 3 Rollen schon vollständig genügt hätten.

Die Auflager der Seitenbinder zu berechnen, hat keinen Zweck; sie sind von Constructionswegen übermässig stark.

Berechnung der Pfettung.

Von den verwendeten Dachpfetten sollen blos:

- a) die Gitterpfette G unter dem Dachaufsatz, vergleiche Taf. II, Fig. 2,
- b) die Zwischenpfette Z, — und
- c) die Firstpfette F berechnet werden.

a) Berechnung der Gitterpfette G. Profil Nr. IV auf Taf. III.

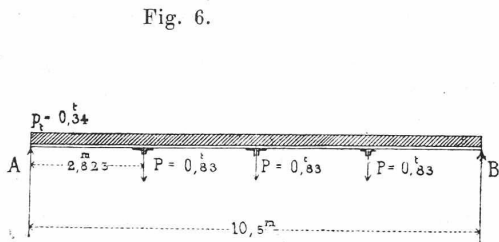
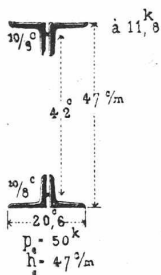


Fig. 6.

Dieselbe trägt:

- 1. eine gleichmässig vertheilte Belastung vom Eigengewicht, Dachabdeckung, Schnee und Winddruck, im Betrage von:

$$p_1 = 0,34 \text{ T}$$

- 2. drei gleich grosse, äquidistante Einzellasten

$$P = 0,83 \text{ T}$$

als Gewichtsantheil der an die Pfette gehängten Saaldecke. Das Maximalmoment dieser angreifenden Kräfte beträgt:

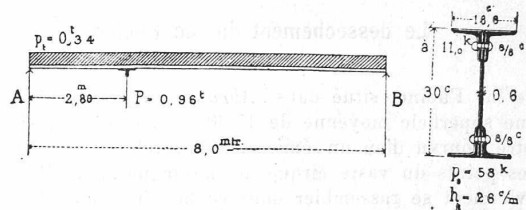
$$\Sigma_{\max} = \left(\frac{1}{2} p l^2 + Y_m h \right) = 4,7 + 4,3 = 9,0 \text{ mT}$$

Annäherungsweise beträgt die specifische Inanspruchnahme des Materials im Querschnitte:

$$q = \frac{\Sigma_{\max}}{h_s F_e} = \frac{9,0}{0 \cdot 42 \cdot 25} = 0,86 \text{ T}$$

b) Berechnung der Zwischenpfette Z. Profil Nr. II auf Taf. III.

Fig. 7.



Die Pfette trägt:

- 1. eine gleichmässig vertheilte Belastung von
- 2. eine excentrisch im Abstände 2,8 m vom linksseitigen Auflager angreifende Einzellast, vergleiche Fig. 6,

$$p_1 = 0,34 \text{ T}$$

$$P = 0,96 \text{ T}$$

Das Maximalmoment beträgt in diesem Fall:

$$\Sigma_{\max} = Y_m h = 4,25 \text{ mT}$$

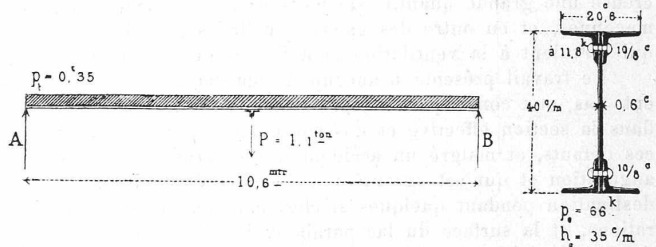
dies liefert eine Inanspruchnahme des Materials von:

$$q = \frac{\Sigma_m}{\left[F_e + \frac{1}{6} d h_s \right] h_s} = \frac{4,25}{[24,4 + 2,6] \cdot 0,26} = 0,61 \text{ T}$$

$$q = 0,61 \text{ T}$$

c) Berechnung der Firstpfette F. Profil Nr. III auf Taf. III.

Fig. 8.



Die Belastung der Pfette bildet:

- 1. Das gleichmässig vertheilte Dachgewicht nebst Schnee- und Winddruck von

$$p_1 = 0,35 \text{ T}$$

- 2. die in der Mitte angebrachte Einzellast

$$P = 1,1 \text{ T}$$

Das Angriffsmoment beträgt in diesem Fall:

$$\varrho_{\max} = \left(\frac{1}{2} - p_t l^2 + Y_m h \right) = 7,96 \text{ } \text{m}^2 \text{ } \text{m}^{-2}$$

somit die spezifische Pressung des Kopfmateriels im Querschnitt:

$$\varrho = \frac{\varrho_m}{\left[F_c + \frac{1}{6} d h_s \right] h_s} = \frac{7,96}{29 \cdot 0,35} = 0,66$$

$$\varrho = 0,66 \text{ } \text{m}^2 \text{ } \text{m}^{-2}$$

In constructiver Beziehung haben wir dem oben Auseinandergesetzten nichts weiter beizufügen. Taf. II und III enthalten sämmtliche zur Orientierung dienenden Anhaltspunkte, sowohl in schematischer Darstellung als in Details. Leider sind die Letzern nicht genügend genau geworden, was theils den oft unklaren und unzuverlässlichen Original-Heliographien, theils dem Pausverfahren bei Autographien zuzuschreiben ist. Die Construction der Dachabdeckung ist zur Stunde nicht festgestellt, wir mussten daher von der Besprechung derselben abstrahiren.

L. T.

* * *

Le dessèchement du lac Fucino.

Le lac Fucino, situé dans l'Abruzze (ancien pays des Marse) et d'une superficie moyenne de 15 000 H_a , offre cette singularité de n'être pourvu d'aucun émissaire naturel. Les eaux qui, de tous les points du vaste cirque de montagnes, dont il occupe le fond, viennent se rassembler dans ce lac, ne pouvaient disparaître que par des infiltrations souterraines et surtout par l'évaporation. Il en résultait une absence d'équilibre entre les causes d'enlèvement des eaux, et par suite d'énormes variations dans le niveau. Ainsi de 1783 à 1816 on a observé une crue de 9,26 m^3 , de 1816 à 1835 une baisse de 12,43 m^3 , de 1835 à 1861 une nouvelle crue de 9,20 m^3 . Les variations rendaient extrêmement précaire le sort des localités et des terres arables riveraines, et constituaient en même temps une cause d'insalubrité.

Les Romains avaient reconnu ces inconvénients et s'étaient préoccupés d'y porter remède. L'idée de créer au lac Fucino un émissaire artificiel pour le mettre à sec et conquérir à la culture les terrains émergés parait remonter à Jules César. L'empereur Claude reprit ce projet à la suggestion de l'affranchi Narcisse et en confia l'exécution à ce dernier. L'émissaire de Claude passait sous le mont *Salviano* et aboutissait au fleuve Liris; son point de départ n'était pas tout à fait en contrebas du lac; il laissait subsister un bassin de 1,20 m^3 de profondeur environ. Sa longueur était de 5700 m^3 avec une pente totale de 8,44 m^3 . La section normale était de 5,05 m^2 et se composait d'un rectangle de 2,10 m^3 de hauteur sur 1,80 m^3 de largeur, surmonté d'un demi-cercle de 1,80 m^3 de diamètre. Pour s'aider dans l'exécution de ce travail les ingénieurs romains avaient creusé une grande quantité de puits carrés, dont quelques uns maçonnés, et en outre des galeries inclinées (appelées *cuniculi*) qui servaient à la ventilation et à l'accès des ouvriers.

Le travail présenta beaucoup de mal-façons qui n'échappèrent pas aux contemporains, par exemple de grandes inégalités dans la section effective et des contre-pentes du radier. Malgré ces défauts, et malgré un accident qui se produisit lors de l'inauguration et qui est raconté par Tacite, l'émissaire remplit sa destination pendant quelques siècles, moyennant quelques réparations, et la surface du lac parait avoir été diminuée de plus de moitié. Mais peu à peu des éboulements se produisirent et amenèrent peu à peu l'obstruction complète de l'aqueduc, en sorte que pendant le moyen-âge et les temps modernes l'état de choses primitif avait repris le dessus.

La grande crue de la fin du siècle dernier attira l'attention du Gouvernement napolitain qui ne se décida à faire quelque chose que depuis 1816; mais tout se borna à quelques travaux de recherches qui n'aboutirent à rien de pratique. Enfin en 1856 le gouvernement concéda les travaux de dessèchements à une compagnie, dirigée par deux ingénieurs anglais.

En 1854 le prince *Torlonia* qui était le principal actionnaire de cette compagnie se décida à entreprendre l'affaire à lui tout seul et s'assura du concours de Mr. *de Montricher* qui après avoir organisée les travaux et leur avoir imprimé une vive impulsion, mourut à Naples en 1858. Son principal collaborateur, Mr. *Bermont*, les continua et à son tour succomba à la peine en 1870. C'est à son collègue Mr. *Brisse*, qu'il a été donné de mener l'œuvre à bonne fin et d'en voir le succès. Il ne faut pas oublier qu'en 1860 le royaume de Naples devenait partie intégrante de l'Italie et que l'entreprise trouvait dans *Cavour* le concours le plus énergique.

Afin d'utiliser les anciens puits on a fait suivre au nouvel émissaire, qui vient d'être terminé, le même parcours ou plan que l'émissaire romain. Mais comme on tenait à dessécher le lac plus complètement, il a fallu abaisser le radier, et augmenter la longueur qui a été portée de 5700 à 6300 m^3 . La pente est de 0,002 sur les 360 premiers mètres et de 0,001 sur tout le reste du parcours. Le point de départ du radier est à 6,26 m^3 en contrebas de la partie la plus basse du bassin, qui est elle-même à l'altitude de 657 m^3 au dessus de la mer.

La section, limitée par des pieds droits, un berceau voisin du plein centre et un radier en arc de cercle, mesure 19,6 m^2 . La galerie sans revêtement sur 2574 m^3 de rocher solide, a été pourvue d'un revêtement en briques sur 315 m^3 , de pouingue calcaire et d'un revêtement en pierre de taille sur 3412 m^3 de mauvais terrains.

La section et la pente de l'émissaire lui permettent de débiter 50 m^3 par seconde. La moyenne des apports que reçoit le bassin n'atteint pas le cinquième de cette quantité. Il est extrêmement rare que celle-ci soit dépassée. Un bassin de réserve, dont il sera question, suffit pour emmagasiner les excédants. —

Indépendamment du manque de toute ressource dans la contrée, ainsi que de l'ignorance et de l'inaptitude de ses habitants, il a fallu, pour creuser ce nouvel émissaire, surmonter de nombreuses difficultés matérielles provenant des infiltrations de l'eau du lac, de la nature même du terrain et des éboulements occasionnés par les anciens travaux.

Pour se défendre contre les crues et les infiltrations, il a fallu créer d'abord une digue de 1500 m^3 de développement, renforcée par une arrière-digue de sûreté.

La rencontre d'un massif argileux et les éboulements qui s'y produisirent avaient contraint les Romains à dévier le canal pour le faire passer dans la roche. Quand on approcha de cet endroit on s'aperçut que l'ancien émissaire était plein d'eau et que les terres ébouliées seules formaient barrage pour retenir celle-ci. Les précautions à prendre pour franchir cet endroit dangereuse et évacuer ensuite l'eau accumulée dans l'ancienne galerie furent combinées par Mr. *de Montricher* avec une habileté consommée et finalement couronnées d'un plein succès.

En 1861, le nouvel émissaire était arrivé assez près du lac pour qu'il devint utile de procéder à une première vidange du lac, à l'aide d'un canal provisoire de raccordement. L'opération dura 405 jours effectifs et produisit une baisse de 4,25 m^3 .

Les travaux furent repris pendant deux ans et l'émissaire poussé jusqu'à la tête de la galerie romaine. On entreprit alors une nouvelle vidange qui dura 764 jours effectifs et amena une baisse de 7,72 m^3 .

Il y eut ensuite de nouvelles intermittences de travaux et de vidanges jusqu'à ce que l'épuisement complet du lac fut obtenu (juin 1875).

Alors commença une nouvelle série de travaux: ceux qui occupent l'ancien périmètre lacustre lui-même.

Ils comprennent en premier lieu un collecteur central qui s'étend sur une longueur rectiligne de 8000 mètres entre la tête de l'émissaire proprement dit et le bassin de réserve. Il est à ciel ouvert et a les dimensions nécessaires pour débiter 50 m^3 avec une pente de 0,143 m^3 seulement par kilomètre. Il se raccorde au bassin de prise d'eau de l'émissaire par une chute de 2,75 m^3 . Le bassin renferme un barrage à poutrelles qui peut servir à interrompre l'écoulement en cas de nécessité.

La partie la plus basse de l'ancien lac a été transformé en un bassin de réserve d'une superficie de 2200 hectares. Il est

SCHEMATISCHE TRÄGERANSICHT.

TAF. I.

