Achtes Kapitel.

Stärke der Mauern und Gewölbe.

§. 1.

Allgemeines.

Die Stärkebestimmung der Mauern und Gewölbe wird zu den wichtigsten, zugleich aber auch schwierigsten Kapiteln in der Baukunst gerechnet. Wichtig ist dieselbe in Bezug auf ihren Einfluß auf die Gestaltung, Haltbarkeit und Kosten eines Bauwerkes, und schwierig, weil sie von einer Menge von Faktoren abhängt, weßhalb es noch nicht gelungen ist, auf wissenschaftlichem Wege für die Anwendung stichhaltige Werthe zu ermitteln, d. h. Formeln zu bieten, in welchen die gesuchten Abmessungen als Funktionen der gegebenen Umstände erscheinen, wie dieß mehr oder weniger bei den beiden andern Hauptbaumaterialien, dem Holze und Eisen, bisher geglückt ist. Der Grund hiefür dürfte leicht einzusehen sein und liegt in dem Umstande, daß ein Mauerkörper bei weitem nicht ein so gleichmäßiger Körper ist, als ein Holzbalken oder ein Eisenstab. Die hier einschlägigen Fragen werden deßhalb am sichersten durch die Erfahrung unter einer vernünftigen Berücksichtigung der vorhandenen Umstände beantwortet werden.

Betrachten wir zunächst allgemein einen Mauerkörper in Beziehung auf seine Festigkeit, so hängt dieselbe ab von der Beschaffenheit der verwendeten Materialien, von der Art und Weise der Verbindung dieser Materialien zu einem Mauerkörper, und von der dem Mauerkörper zu gebenden Gestalt und seinen Abmessungen.

Der Einfluß, welcher durch die Beschaffenheit der Materialien auf die Festigkeit und Dauer eines Mauerkörpers ausgeübt wird, ist ein sehr bedeutender; denn zunächst ist es klar, daß ein aus einzelnen Bestandtheilen zusammengesetztes Ganze, unter übrigens gleichen Umständen, um so fester und dauerhafter sein wird, je fester und dauerhafter die einzelnen Bestandtheile sind. Wir dürfen daher eine für einen gewissen Zweck bestimmte Mauer aus festeren und dauerhafteren Materialien schwächer aufführen, als aus weniger festen und leichter zerstörlichen.

Aus der Stabilitätslehre ist uns bekannt, daß die Stabilität einer Mauer zunimmt mit der Schwere der Materialien, aus welchen sie construirt ist; somit bildet das spezifische Gewicht des Materials einen wesentlichen Faktor bei der Standfestigkeit der Mauern. Außer der Festigkeit, Dauer und spezifischen Schwere der Materialien ist es insbesondere deren Gestalt, welche auf die Art und Weise der Verbindung wesentlich influirt.

Ein regelmäßig gestaltetes Material wird eine regelmäßigere und innigere Verbindung gestatten, als ein unregelmäßiges. Es wird ferner erlauben, die einzelnen Steine näher aneinander, d. h. mit geringeren Zwischenräumen zu verlegen, und da das diese Zwischenräume ausfüllende Material, der Mörtel, in den meisten Fällen (und im Anfange wenigstens immer) eine geringere Festigkeit haben wird als die Steine, so folgt auch hieraus, daß ein aus regelmäßig gestalteten Steinen bestehender Mauerkörper, bei gleichen Abmessungen, mehr Festigkeit haben muß, als ein aus unregelmäßigen Steinen erbauter. Oder umgekehrt, man kann eine Mauer aus regelmäßig gestalteten Steinen schwächer halten, als eine aus unregelmäßigen, ohne ihrer Festigkeit zu schaden. Warum haben z. B. die mit unglaublicher Schnelligkeit aufgeführten 6 bis 7 Stock hohen Pariser Häuser häufig so geringe Abmessungen in den untersten Etagenmauern von nur ca. 70 Centim.? Antwort: weil die verwendeten Steine Quadern mit ebenen Lagerflächen und meistens Durchbinder sind.

Die Erfahrung lehrt in dieser Beziehung, daß, wenn eine Mauer aus Backsteinen einer Stärke = 8 bedürftig ist, diese bei lagerhaften Bruchsteinen die Stärke = 10, bei ganz unregelmäßigen Geschieben 15, und bei rein bearbeiteten Werkstücken nur eine Stärke = 5 bis 6 bedarf; sonst gleiche Umstände vorausgesetzt.

Die Gestalt des Materials hat aber noch einen andern Einfluß auf die Ausführung. Sie bestimmt nämlich das Minimum der Stärke einer Mauer, bei welcher die Darstellung eines regelmäßigen Verbandes noch möglich bleibt. Setzen wir hierbei eine gleich sorgfältige Arbeit voraus, so wird sich bei Backsteinen die Steinbreite als Minimum der Stärke herausstellen; denn so hat der einzelne Stein wenigstens noch eine sichere Lage, die er augenscheinlich verliert, sobald man ihn auf die hohe Kante stellt. Dergleichen Mauern sind freilich nicht geeignet, eine fremde Last außer ihrer eigenen zu tragen, doch kommen sie als Scheidemauern, als Umfangsmauern der Rauchröhren, als Feuer- oder Brandmauern oft in der Praxis vor. Bei lagerhaften Bruchsteinen wird man nicht leicht unter 15 Zoll Stärke hinabgehen dürfen, wenn man noch eine zweihäuptige Mauer in gutem Verbande herstellen will; und nur bei besonderer Güte der Steine und äußerst sorgfältiger Arbeit wird man Mauern von blos 10 Zoll Stärke aus diesem Material darstellen können. Hat man aber ganz unregelmäßige Geschiebsteine, so wird die geringste, einer zweihäuptigen Mauer zu gebende Stärke 30, im äußersten Fall 25 Zoll betragen dürfen. Bei ganz rein bearbeiteten Werksteinen kann natürlich ein durch die Gestalt der Steine bedingtes Minimum der Mauerstärke nicht eintreten, da jeder Stein die zweckmäßigste Gestalt durch Kunst erhält.

Die Festigkeit des Materials wirkt ebenfalls auf das Minimum der Stärke einer Mauer ein; und zwar ist es besonders die rückwirkende Festigkeit, welche maßgebend wird. Jede Steinschicht hat die darüberliegende zu tragen, mithin die unterste das Gewicht der ganzen Mauer, und muß diesem Gewichte daher mit ihrer rückwirkenden Festigkeit widerstehen.

Es sind in dieser Beziehung vielfache Versuche und Beobachtungen angestellt, namentlich von Rondelet, Rennie und Vicat. Die Resultate dieser Versuche wollen wir nur in runden Zahlen anführen, da eine große Schärfe bei dergleichen Arbeiten nicht wohl zu erreichen, und eine solche für die Ausführung außerdem von sehr geringem Werthe ist. Ein wichtiger Umstand, der sich bei diesen Beobachtungen herausgestellt hat, ist der, daß die Zertrümmerung der Steine nicht gleich, sondern oft erst nach einer langen Zeit bei unveränderter Belastung erfolgte; eine Eigenthümlichkeit, welche die Resultate von dergleichen Beobachtungen sehr unsicher macht, da der Druck, dem der Stein während einer kurzen Zeit noch widersteht, vielleicht schon im Innern desselben eine Zerstörung einleitet, die eine Zertrümmerung zur Folge haben würde, wenn die Belastung länger gewährt hätte. Vicat führt an, daß die Steine oft erst nach monatlanger, unveränderter Belastung zerbrachen; und dieses stimmt auch mit den im Großen gemachten Erfahrungen überein, denn im Pantheon zu Paris haben sich die bedenklichen Risse erst in einem Zeitraume von siebzehn Jahren ausgebildet.

Bei gleichartigen Steinen ist die rückwirkende Festigkeit im Allgemeinen dem Querschnitte proportional, doch ist sie nach Vicat um so größer, je niedriger der Stein ist; Rondelet behauptet dagegen, daß das Maximum der Festigkeit erreicht würde, wenn die Höhe des Steins der Breite der Grundfläche gleich sei. Rondelet und Vicat stimmen ferner darüber überein, daß die Gestalt des Querschnitts nicht gleichgültig, sondern die Festigkeit des Steins um so größer, je kleiner der Umfang seines Querschnitts sei, so daß also ein Cylinder eine etwas größere Festigkeit besitzt, als ein gleich hohes Parallelepipedum von gleichem kubischem Inhalte.

Die Resultate der gedachten Beobachtungen sind folgende: Es sind zum Zerdrücken eines Steins von 1 Quadratzoll Querschnittsfläche an Pfunden erforderlich*):

bei Basalt	30000
„ Granit	6000—10000
„ Sandstein	13000
„ Marmor	4000—9000
„ weichem Kalkstein . .	1000—2000
„ gutem Backstein . .	1000—1700
„ ordinärem Backstein .	500
„ gutem Mörtel . . .	600
„ ordinärem Mörtel . .	400

*) Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, Theil II., Band 1., Seite 50.

Bei Gelegenheit der württembergischen Eisenbahnbauten, namentlich bei Ausführung des großen Viaducts bei Bietigheim, sind über die rückwirkende Festigkeit einiger inländischen Keupersandsteine Versuche angestellt, welche hier ebenfalls Platz finden mögen.

Fundort.	Farbe.	Spezifisches Gewicht.	Druck pro □Zoll württembergisch, bei welchem die Zertrümmerung erfolgte.
			Pfund.
Feuerbacher Heide .	Weiß.	2,04	4971
Kornwestheim . .	„	2,45	4538
Marbach	„	2,28	6600
Kleebronn b. Brackenheim	„	2,21	3021
Nordheim . . .	„	2,21	5115
Heilbronn . . .	„	2,33	5826
		2,26	7523

Die Berliner „Zeitschrift für Bauwesen“ theilt im Jahrgang 1854 ferner die Versuche mit, welche durch den Geheimen Regierungs-Rath Dr. A. Brix mit den bei dem Cölner Dombau verwendeten Bausteinen in Beziehung auf deren rückwirkende Festigkeit angestellt wurden. Die Resultate dieser Versuche, sowie die über die Festigkeit verschiedener, in Berlin zur Anwendung kommender Sandsteinarten sind in folgenden beiden Tabellen enthalten.

Steinarten.	Spezifisches Gewicht.	Druck pro □Zoll, bei welchem feine Risse entstanden.	Druck pro □Zoll, zum gänzlichen Zertrümmern.
		Pfund.	Pfund.
Keuper-Sandstein.			
aus Schlaitdorf . . .	2,179	3022	3599
desgl. aus der Göll .	2,000	1835	1891
Sandstein.			
von Oberkirchen . .	2,153	7389	7629
„ Adelfangen bei Trier	2,117	5052	5293
„ Florheim . . .	2,109	3834	4567
„ Heilbronn . . .	2,122	2645	3701
Tuffstein.			
aus dem Brohlthale .	1,254	682	783
Trachytgestein.			
vom Drachenfels . .	2,207	2558	2761
„ Stenzelberge . .	2,510	10256	11867
von Berkum	3,051	—	6529
Basaltlava.			
von Niedermendig . .	2,726	5604	6065

Versuche über die rückwirkende Festigkeit verschiedener Sandsteinarten, die bei den Berliner Bauten zur Anwendung kommen.

Steinarten.	Spezifisches Gewicht	Druck pro □ Zoll, bei welchem	
		sich feine Risse zeigten.	der Stein zerdrückt wurde.
Magdeburger Sandstein	1,935	–	1493
Rothenburger „	2,448	2177	2757
Quadersandstein aus Seehausen	2,074	1307	1938
Postelwitzer Sandstein erste Sorte . . .	2,059	1035	1221
zweite Sorte . . .	2,048	1123	1883
Quadersandstein aus Wönnsleben . . .	2,009	1002	1271
Teicher Sandstein . .	2,265	1655	1851
Oberkirchleiter Sandstein	2,025	885	2030
Kottaer Sandstein . .	2,060	831	1327
Völzker Sandstein . .	2,330	1849	3246

In den beiden letzten Tabellen ist preußisches Maß und Gewicht zu verstehen.

Man darf indessen bei der Anordnung eines Bauwerks den Steinen nicht etwa die oben angegebenen Gewichte zu tragen geben wollen, denn die Gefahr des Zerdrückens tritt schon ein, wenn die Belastung den zehnten Theil der obigen erreicht; und man darf als das Maximum der Belastung, recht gutes Material und sorgfältige Arbeit vorausgesetzt, im Allgemeinen 300 Pfund für den Quadratzoll annehmen.

Bei dem oben erwähnten Bietigheimer Viaduct beträgt die größte Belastung pro württemberg. Quadratzoll etwa 200 Pfund.

Rondelet theilt eine Tabelle mit über den Druck, welchen die als die kühnsten angesehenen Säulen und Pfeiler erleiden, die hier, auf württembergisch Maß reduzirt, folgen mag.

Es trägt nämlich der Quadratzoll Querschnitt folgende Zahl von Pfunden: bei den

Pfeilern im Dom des Invalidenhauses in Paris .	529
Pfeilern des Domes St. Peter zu Rom . . .	287
Pfeilern des Domes St. Paul zu London. . .	340
Säulen in der Kirche St. Paul zu Rom . . .	347
Pfeilern des Thurmes der Kirche zu St. Mery .	516
Pfeilern des Domes vom Pantheon zu Paris. .	517
Säulen der Kirche Aller Heiligen zu Angers . .	777

Bei dem Material eines Mauerkörpers haben wir endlich auch noch die Steine von dem Bindemittel, dem Mörtel, zu unterscheiden. Der Mörtel zeigt im Allgemeinen weniger Festigkeit als die Steine, und ein schlechter Mörtel hat fast gar keine Festigkeit. Je mehr ein Mörtel daher die Eigenschaft besitzt, die Steine der Mauern zu einem Ganzen zu verkitten, um so fester wird auch der Mauerkörper sein, und da wir früher auch solche Bindemittel erwähnt haben, denen die Eigenschaft des Bindens ganz abgeht, wie Lehm, Moos, gewisse Erdarten 2c., so leuchtet es ein, daß Mauern, auf diese Weise dargestellt, weniger Festigkeit zeigen müssen als solche, welche mit gut bindendem Mörtel aufgeführt wurden. Von besonderem Einflusse wird dieser Umstand, wenn die Mauern einem schiefen Drucke mit ihrer Stabilität zu widerstehen haben, wie Futtermauern und Widerlager von Gewölben 2c.; und man wird in solchen Fällen, unter sonst gleichen Umständen, das $1\frac{1}{2}$- bis 2fache der Stärke von gespeißten Mauern annehmen dürfen. Hierbei sind dann noch immer solche Steine vorausgesetzt, die vermöge ihrer Gestalt und Größe des innigen Zusammenhanges unter einander nicht bedürfen. Es folgt hieraus, daß man bei Beurtheilung der einem Mauerkörper zu gebenden Stärke auch auf die Beschaffenheit des Mörtels gehörige Rücksicht zu nehmen hat. Von besonderer Wichtigkeit wird dieser Umstand bei allen Gewölbbauten, und namentlich bei den aus Backsteinen construirten, denn wir haben früher gesehen, daß die Festigkeit dieser ganz besonders von einer innigen Verbindung der einzelnen Steine abhängig ist.

Den Einfluß, den die Art und Weise der Verbindung der Materialien auf einen Mauerkörper hat, haben wir früher, wo von der Darstellung der Mauern und Gewölbe die Rede war, weitläufig erörtert, so daß uns hier nur einige allgemeine Betrachtungen übrig bleiben, von denen jene dort aufgestellten Regeln als Resultate erscheinen.

Wäre jede Mauer als ein durchaus gleichartiger Körper, der in allen Theilen die gleiche Festigkeit zeigte, anzusehen, so würde ein Bruch derselben auch in derselben Art erfolgen müssen, als wenn man einen einzelnen Stein zerdrückt, d. h. es würde sich irgend eine schiefe Bruchfläche erzeugen, nach welcher das abgebrochene Stein-Prisma auf dem stehengebliebenen herabgleiten würde. Ein Mauerkörper besteht aber in sehr seltenen Fällen nur aus einem einzigen Steine, und ist fast immer aus einer großen Anzahl von Bausteinen zusammengesetzt, zwischen denen Fugen vorhanden sind; und so braucht sich die erwähnte Bruchfläche nicht überall neu zu bilden, sondern ist theilweise in den Fugen schon vorhanden, wenn der Mörtel nicht fest an den Steinen haftet, was, wie wir früher gesehen haben, sehr leicht der Fall sein kann.

Eine Fuge, welche normal auf den die Mauer treffenden Druck gerichtet ist, befördert die Erzeugung jener Bruchfläche nur insofern, als die Kanten der Steine leichter abbrechen, wenn der Druck durch den in der Fuge vorhandenen Mörtel nicht ganz gleichförmig auf die Fläche des Steins vertheilt ist. Diese Fugen sind daher weit weniger schädlich als die, welche parallel zu der Richtung des Druckes sind. Diesen letzteren folgt die Bruchfläche, und trifft hier Fuge auf Fuge, so spaltet die Mauer. Solche Spaltungen sind aber, besonders wenn sie eine Mauer der Länge nach treffen, der Festigkeit in hohem Grade nachtheilig; denn wird die Mauer in der Mitte der Länge nach lothrecht gespalten, so ist die rückwirkende Festigkeit jeder Hälfte nur dem achten Theile der früheren gleich, weil die rückwirkende Festigkeit eines Körpers der dritten Potenz von der Breite des Prismas proportional ist. Die gespaltene Mauer hat daher im Ganzen nur noch den vierten Theil ihrer früheren rückwirkenden Festigkeit, die noch durch den Umstand bedeutend vermindert wird, daß diese Spalte Veranlassung gibt, daß sich die Bruchfläche mit Leichtigkeit durch die in jeder einzelnen Hälfte der Mauer etwa vorhandenen schwachen Stellen zieht, und es so zur Zerstörung der ganzen Mauer nur einer geringen äußern Einwirkung bedarf. Aber auch die Stabilität einer solchen gespaltenen Mauer ist auf die Hälfte reduzirt, weil die Stabilität dem Quadrat der Breite proportional ist, so daß jeder Hälfte der Mauer nur noch der vierte Theil der früheren Stabilität bleibt.

Alles dies rechtfertigt die von uns früher immer als Hauptregel aufgestellte Bemerkung, daß bei der Darstellung der Mauern nie Stoßfuge auf Stoßfuge treffen dürfe, und zwar nicht nur im Haupte der Mauer oder des Gewölbes, sondern und zwar ganz besonders nicht im Innern derselben. Ferner geht die Richtigkeit der Anordnung horizontaler Lagerfugen hieraus hervor, und zwar in ihrer ganzen Schärfe, wenn die Mauer, was in den meisten Fällen vorkommt, nur einem lothrechten Drucke ausgesetzt ist. In andern Fällen soll aber die Lagerfuge die Richtung des Druckes normal schneiden; und es wäre hierdurch die Anordnung geneigter Lagerfugen bei Futtermauern und Gewölbeniederlagen gerechtfertigt. Die Unbequemlichkeiten und Nachtheile, die mit einer solchen Anordnung verbunden sind, haben wir früher kennen gelernt, und diese sind es auch, welche der allgemeineren Anwendung der Regel, die Lagerfugen normal auf den Druck zu richten, im Wege stehen. So lange indessen die Abweichung der Richtung des Drucks von der lothrechten noch nicht 15 Grade beträgt*), kann man die wagerechten Lagerfugen beibehalten, und nur wenn die Abweichung bedeutender wird und es überhaupt die Absicht ist, mit dem geringsten Aufwande von Material die größtmöglichste Stabilität zu erreichen, muß man der allgemeinen Regel folgen. Eine solche Mauer erfordert jedenfalls den geringsten Materialienbedarf; doch kann man daraus nicht immer mit Sicherheit auch auf ihre geringere Kostbarkeit schließen, sondern es fragt sich, ob die Ersparniß an Material nicht durch den jedenfalls vertheuerten Arbeitslohn mehr als aufgewogen wird.

Wenn jeder Stein in seiner ganzen Lagerfläche gehörig unterstützt ist, so begegnet man dem Drucke mit rückwirkender Festigkeit; liegt er aber theilweise hohl, so wird seine relative Festigkeit in Anspruch genommen, und da letztere indirekt der Länge, direkt aber der einfachen Breite und dem Quadrat der Höhe proportional ist, so folgt, daß ein Stein um so mehr dem Zerbrechen ausgesetzt, je länger er im Verhältniß seiner Breite und Dicke oder Höhe ist, und es stützen sich hierauf die früher als die schicklichsten angegebenen Verhältnißzahlen für die Abmessungen der Läufer und Binder bei Mauern und Werkstücken.

Damit aber kein Stein hohl liege und der Gefahr des Zerbrechens ausgesetzt werde, ist es nöthig, daß die Lagerfugen vollkommen mit Mörtel gefüllt sind, worauf wir früher bereits aufmerksam gemacht haben.

Die Gefahr des Zerbrechens ist ferner dann besonders groß, wenn der Stein zwei aus ungleichartigen Materialien bestehende Mauertheile verbinden soll, wie es z. B. immer mit den Bindersteinen bei einer Mauer der Fall ist, die im Innern aus Back- oder Bruchsteinen besteht und außerhalb mit Werkstücken bekleidet ist, und zwar in um so höherem Grade, je länger die Binder sind. Aber wenn auch die Binder dem Zerbrechen widerstehen, so findet man doch oft eine Destruktion solcher Mauern auf die Art bewirkt, daß die Werksteinplattirung in vertikaler Richtung bedeutend ausgebraucht ist. Dieser Umstand erklärt sich auch leicht dadurch, daß die Plattirung an dem oberen Theile der Hintermauerung befestigt bleibt, während im Innern, auf dem übrigen Theil der Höhe, eine Trennung durch das ungleiche Setzen eingetreten ist, und die Werksteinbekleidung, da sie der Verkürzung der Hintermauerung nicht folgen kann, nach außen ausbauchen mußte.

Wenn wir durch diese kurzen Betrachtungen die früher für den Verband der Mauerkörper aufgestellten Regeln zu rechtfertigen gesucht haben, so wird auch die Behauptung, daß die Art und Weise, wie diese Regeln befolgt werden, einen großen Einfluß auf die Festigkeit einer Mauer, mithin auf die ihr zu gebende Stärke haben muß, keines Beweises weiter bedürfen.

Betrachten wir nun zunächst die Abmessungen, welche den Mauern und Pfeilern in den verschiedenen Fällen zu geben sind, worauf wir die Gewölbe folgen lassen werden.

§. 2.

Die Mauern und Pfeiler.

Zuerst wird es nothwendig sein, ein gewisses Material und einen gewissen Grad von Genauigkeit der Arbeit als

*) Hagen, a. a. O.

Norm anzunehmen, wenn von der Bestimmung der Stärke einer Mauer die Rede sein soll.

In ersterer Beziehung wollen wir einen mittelguten Backstein (Ziegel) und einen gewöhnlichen Kalkmörtel von fettem Kalk und Sand (Luftmörtel) voraussetzen, weil dieses Material überall bekannt ist, und, wenn auch an Güte gar sehr verschieden, doch nicht leicht so große Verwirrung zuläßt, als wenn wir irgend eine natürliche Steinart wählen wollten. In zweiter Richtung müssen wir wieder die Mittelstraße einschlagen, und wollen mittelgute Arbeit, jedenfalls aber einen regelmäßigen, richtigen Steinverband zu Grunde legen.

Wir haben schon oben erklärt, uns in keine theoretischen Speculationen einlassen zu wollen, weil sie — nichts nützen! — Denn gesetzt auch, wir könnten den Einfluß, den das Material und die Güte der Arbeit ausübt, in Rechnung bringen, so müßten wir auch noch die auf Zerstörung der Mauer wirkenden Kräfte ihrer Größe und Richtung nach kennen, wenn wir für die Stärke der Mauern eine Formel bilden wollten. In einzelnen Fällen lassen sich diese Kräfte ziemlich genau bestimmen, aber in den bei weitem häufigsten auch nicht einmal annähernd; oder wie groß und in welcher Richtung wirkend soll man die Gewalt annehmen, mit welcher ein heftiger Sturmwind auf eine freistehende Mauer wirkt? Wir wollen daher die aus der Erfahrung abstrahirten Regeln kennen lernen, und hierbei dem Rondelet'schen Werke folgen, weil sich dasselbe auf eine große Menge von Beobachtungen stützt, und die hieraus abgeleiteten Regeln mit ausgeführten Bauwerken gut übereinstimmen.

Um in die vielen möglichen Fälle einige Ordnung zu bringen, wollen wir die Mauern unter den Umständen einzeln betrachten, unter welchen sie am gewöhnlichsten in der Ausführung vorkommen.

§. 3.

Freistehende Mauern.

Zuerst ist zu bemerken, daß in den meisten Fällen auf das Zerdrücktwerden der Mauern durch ihre eigene Last keine Rücksicht zu nehmen ist, indem die durch andere Umstände bedingte Stärke eine so große Grundfläche gibt, daß die zulässige Belastung auf den Quadratzoll bei weitem nicht erreicht wird.

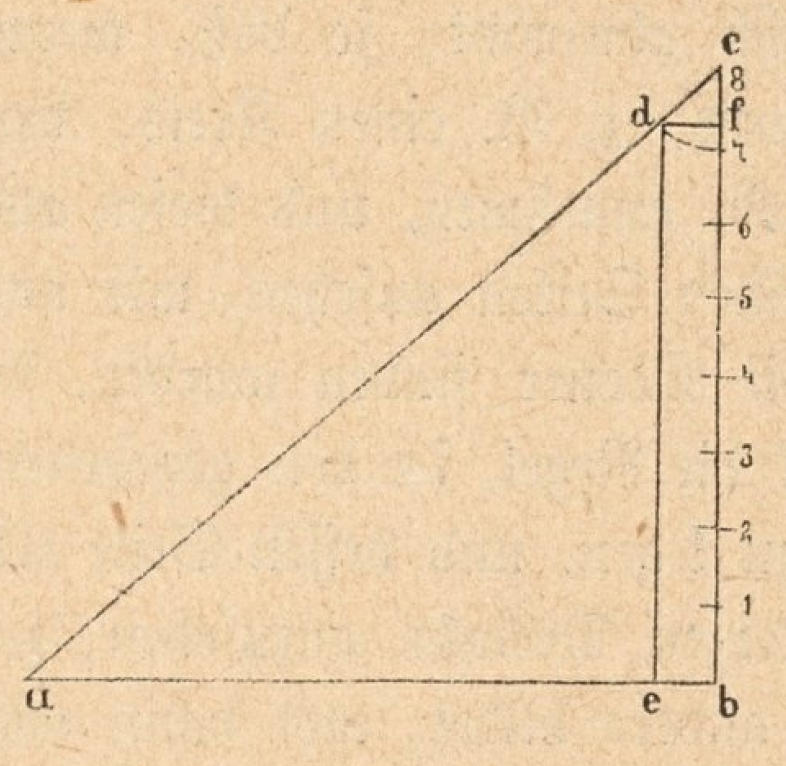
Die einer Mauer zu gebende Stärke hängt viel mehr von der Länge und Höhe der Mauer ab, als von dem Maß der rückwirkenden Festigkeit der Steinart, woraus sie besteht.

Rondelet hat seine Regeln von den noch stehenden Mauern in den Ruinen der Stadt Adrienne, welche in der Campagna von Rom nahe bei Tivoli liegt, abstrahirt, die länger als tausend Jahre allen Einflüssen der Witterung ausgesetzt waren, und von der Zeit auf eine Höhe herabgebracht zu sein scheinen, bei welcher freistehende Mauern von dieser Stärke ohne Gewölbe oder Decke sich erhalten können. Er unterscheidet dabei dreierlei Arten von Stabilität: eine große, wenn die Mauer den achten Theil, eine mittlere, wenn sie den zehnten, und eine geringe, wenn sie den zwölften Theil ihrer Höhe zur Stärke hat; zu welchem Resultat er durch die Beobachtung der Mauerstärken bei einer großen Anzahl der verschiedensten Gebäude gelangt ist.

Es läßt sich endlich nicht einsehen, daß eine Mauer von gewisser Länge mehr Stabilität haben wird, wenn sie einen Winkel einschließt, als wenn sie in gerader Linie fortläuft, und noch mehr, wenn sie zweimal gebrochen ist oder gar ein geschlossenes Vieleck bildet, so daß außer der Höhe auch die Länge (in ungeänderter Richtung) auf die Stärke der Mauer bestimmend einwirkt.

Hiernach gibt Rondelet bei Mauern, die eine geschlossene Figur bilden, folgende Regel: Die Länge der Mauer ab, Fig. 433, setze man mit der Höhe bc derselben rechtwinklig zusammen, und ziehe die Hypotenuse ac; theile dann die Höhe bc in 8, 10 oder 12 Theile, je nachdem man der Mauer eine größere oder geringere Stabilität geben will, trage einen solchen Theil von c nach d auf ac, und ziehe de parallel zu bc, so bestimmt eb die der Mauer zu gebende Stärke. Um dieses Maß durch Rechnung zu bestimmen, ziehe man df parallel ab, so ist df = eb und $\triangle$ abc $\sim$ $\triangle$ dcf, und man hat

Fig. 433.



$$ab : df = ac : dc;$$

setzt man nun ab = 1; bc = h, so ist

$$1 : df = ac : dc,$$ und setzt man der Allgemeinheit wegen $cd = \frac{1}{n} bc$, df = x, so ist, weil $ac = \sqrt{ab^2 + bc^2}$,

$$1 : x = \sqrt{ab^2 + bc^2} : \frac{1}{n} h$$

und
$$x = \frac{1 . h}{n \sqrt{1^2 + h^2}}$$

Es sei z. B. ab — l = 60 Fuß, bc — h = 32 Fuß und n = 8, so finden wir

$$x = \frac{60 . 32}{8 \sqrt{60^2 + 32^2}} = 3{,}529 \text{ Fuß.}$$

Stände die Mauer isolirt, so würden wir die Stärke gleich $\frac{h}{n} = \frac{32}{8} = 4$ gefunden haben.

Da wir Backstein angenommen haben, so werden wir statt 3,529 Fuß 3 ½ Stein und für 4 Fuß 4 Stein annehmen müssen. Bei einer Länge der Backsteine von 10,4 Zoll und einer Breite von 5 Zoll gäbe Ersteres 3,74 Fuß, und Letzteres 4,32 Fuß.

Soll dieselbe Mauer von lagerhaften Bruchsteinen ausgeführt werden, so haben wir nach der im §. 1 dieses Kapitels angeführten Regel, die Proportionen:

$8 : 10 = 3,7 : x$, woraus $x = 4,6$

und $8 : 10 = 4,3 : x$, woraus $x = 5,3$ Fuß.

Ferner, wenn wir ganz unregelmäßige Geschiebe voraussetzen, nach demselben §

$8 : 15 = 3,7 : x$; $x = 6,9$ Fuß;

und $8 : 15 = 4,3 : x$; $x = 8,6$ Fuß.

Dagegen wenn wir ganz rein bearbeitete Werkstücke annehmen

$8 : 6 = 3,7 : x$ $x = 2,7$ Fuß;

und $8 : 6 = 4,3 : x$ $x = 3,2$ Fuß.

Da nach der gegebenen Regel die Stärke einer Mauer mit der Länge derselben zugleich abnimmt, so daß, wenn wir eine stetige geschlossene Curve, z. B. einen Kreis, der von der Mauer umschlossen wird, annehmen, und diesen als ein Polygon von unendlich kleinen Seiten ansehen, wir am Ende gar keine Stärke für die Mauer finden würden, so gibt Rondelet für diesen Fall die Regel, in den gegebenen Kreis ein reguläres Zwölfeck zu legen, und dessen Seite als die eine Kathete des rechtwinkligen Dreiecks anzusehen, zu dem die Höhe der Mauer die andere bildet, und dann wie vorhin zu verfahren; oder da die Seite des Zwölfecks nicht sehr viel kürzer ist als die Hälfte des Halbmessers des um das Zwölfeck beschriebenen Kreises, diese Hälfte als die Länge der Mauer anzusehen.

Es sei z. B. ein Kreis von 56 Fuß Durchmesser mit einer 18 Fuß hohen Mauer zu umschließen; man soll die Stärke derselben bestimmen.

Nach der eben gegebenen Regel haben wir $l = \frac{56}{4} = 14'$, $h = 18'$; und wenn wir auch hier wieder $n = 8$ setzen, so finden wir

$$x = \frac{14 \; . \; 18}{8 \; \sqrt{14^2 + 18^2}} = 1381 \text{ Fuß},$$ wofür 1 ½ Steinlängen zu nehmen wären.

Man sieht leicht, daß man auf diese Weise bald auf Abmessungen kommt, die schwächer werden, als die in §. 1 dieses Kapitels für die verschiedenen Materialien angegebenen minima, unter welche man natürlich nicht hinabgehen darf.

Bei dergleichen Einfriedigungsmauern findet außerdem gewöhnlich noch die Bedingung statt, daß sie einem gewaltsamen Einbruche einigen Widerstand entgegensetzen, oder wie man sich auszudrücken pflegt, dem ersten Anlaufe widerstehen sollen, und in dieser Beziehung dürfte eine Stärke von 1½ Backsteinlängen als ein Minimum anzunehmen sein; denn wird in einer solchen Mauer auch ein Binderstein herausgezogen, so entsteht doch noch kein Loch, weil auf der andern Seite noch eine Läuferreihe davor liegt, was bei einer nur 1 Stein starken Mauer nicht der Fall ist.

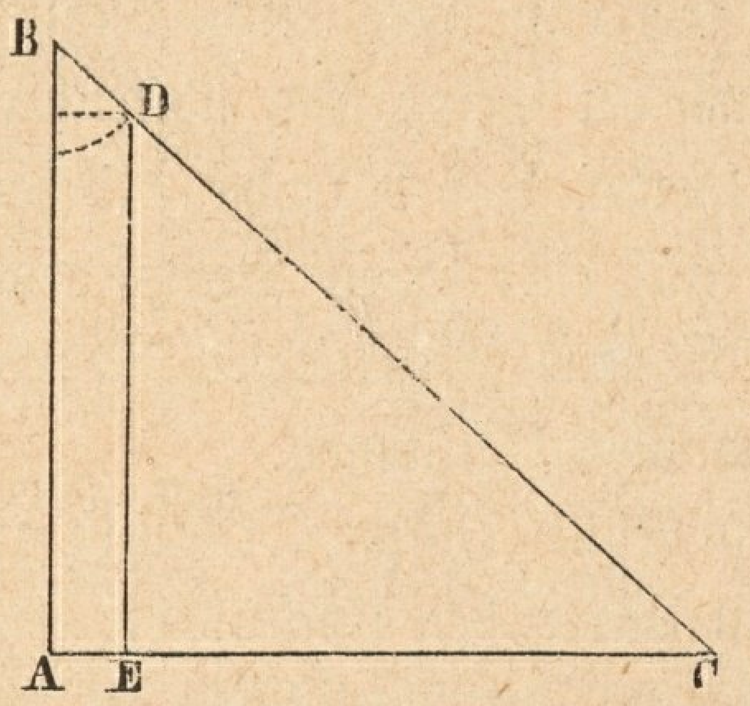
§. 4.

Umfangsmauern, die eine Decke oder ein Dach tragen, jedoch nicht Widerlager von Gewölben sind.

a) Wenn nur ein Gebälk vorhanden, mithin das Gebäude einstöckig ist.

Rondelet setzt hier Gebäude mit einer solchen Dach- oder Deckenconstruction voraus, die nicht nur keinen Seitenschub auf die Frontmauern veranlaßt, sondern bei welcher durch die Bundbalken noch eine Verankerung derselben bewirkt wird. Haben hierbei die Gebäude gar keine Scheidewände, bilden sie also nur einen freien Raum, wie z. B. Reit- und Exercierhäuser, und stehen die Frontmauern ihrer ganzen Höhe und Länge nach frei, so setze man in Fig. 434 die Höhe AB vom Fußboden bis unter die Bundbalken mit der lichten Tiefe AC des Gebäudes rechtwinklig zusammen, ziehe die Hypotenuse BC und trage auf dieser das Stück $BD = \frac{1}{12}$ AB ab, so gibt die aus D zu AB parallel gezogene DE die Stärke der Mauern an. Bezeichnen wir wieder AB mit H und AC mit T, so haben wir, auf dieselbe Weise wie früher, die Stärke

Fig. 434.



$$x = \frac{H \; . \; T}{12 \; \sqrt{H^2 + T^2}}.$$

Sind aber die das Dach tragenden Mauern auf eine gewisse Höhe von anderen Bautheilen, oder von angelehnten Dächern gestützt, wie bei den mit Balkendecken versehenen Basiliken, so soll man, nach Fig. 1, Taf. 82, die ganze Höhe der Mauern zu der äußeren CB addiren, hiervon den 24sten Theil nehmen und diesen auf die Hypotenuse BD von B nach E tragen, so daß, wenn wir die ganze Höhe = H, CB = h und AD = D setzen, die Stärke der Mauer aber mit x bezeichnen,

$$x = \frac{(H + h) \; T}{24 \; \sqrt{H^2 + T^2}}$$ wird.

Rondelet weist die Richtigkeit seiner Regel an mehreren derartigen Gebäuden nach, namentlich an italienischen Basiliken; und da in den Fällen, wo man alle die verschiedenen, auf Zerstörung der Mauern einwirkenden Umstände nicht in Rechnung bringen kann, jedenfalls aber Höhe und Tiefe der Gebäude in direktem Verhältniß berücksichtigt, außerdem die Resultate mit ausgeführten Gebäuden genau genug übereinstimmen, so kann man dieselbe in besonderen, von den gewöhnlichen abweichenden Fällen wohl gebrauchen, um wenigstens eine Grenze zu erhalten, unter welche man nicht gehen darf.

b) Wenn die Gebäude aus mehreren Stockwerken bestehen, die durch Deckengebälke getrennt sind.

Hier haben wir es mit den Mauern unserer Wohngebäude zu thun, für welche es weder an Beispielen, noch an usuellen Regeln fehlt, so daß man selten über die solchen Mauern zu gebenden Stärken in Zweifel sein wird.

Auf die Stärke dieser Mauern, besonders auf die der Außen- oder Frontmauern, wirken so mancherlei besondere Umstände ein, daß diese oft allein schon bestimmend auftreten. Hierher gehören: die Anbringung eines massiven Hauptgesimses, dessen Abmessungen, namentlich dessen Ausladung, die Stärke der Mauer bedingt; ferner der nothwendige Schutz gegen die Witterung, der oft eine gewisse Dicke der Mauer nöthig macht, die aus rein statischen Gründen übermäßig erscheint. An manchen Orten hat sogar die Baupolizei den Baumeister der Mühe enthoben, für sein Gebäude die angemessenen Mauerstärken zu suchen, indem ein Gesetz das Minimum derselben bestimmt. Gewöhnlich ist dann die geringste Mauerstärke des oberen Stockwerks vorgeschrieben, so daß, da die unteren Mauern nicht weniger, sondern gegentheils, schon einem statischen Gefühle nach, immer mehr haben müssen, diese Bestimmungen sehr erleichtert sind.

Eine ziemlich allgemein gültige Regel für gewöhnliche Wohngebäude ist folgende: Ist das Stockwerk 11 bis 14 Fuß hoch, beträgt die Zimmertiefe nicht über 20, und die freie Länge der Frontmauer nicht über 32 bis 33 Fuß, so sind die Frontmauern $1\frac{1}{2}$ Stein stark aufzuführen; bleibt aber die Zimmerhöhe unter 11 Fuß, so reicht, gutes Material und fleißige Arbeit vorausgesetzt, eine Stärke von 1 Steinlänge aus. Ist dabei das Gebäude mehrstöckig, so gelten diese Abmessungen natürlich für das oberste, und man legt dann in jedem tiefer gelegenen Stockwerke der Mauerstärke gewöhnlich $\frac{1}{2}$ Stein zu. Sind indessen die einzelnen Etagen nicht über 12 bis 13 Fuß hoch, und beabsichtigt man nicht, die Etagengebälke auf die Mauerabsätze zu legen, so kann man die vorhin angegebene Mauerstärke für zwei auf einander folgende Stockwerke beibehalten, und erst bei dem dritten $\frac{1}{2}$ Stein an Stärke zulegen.

Rondelet gibt für die Bestimmung der Mauerstärke der Frontmauern folgende Regeln:

Hat das Gebäude nur eine Reihe Zimmer der Tiefe nach, also keine Mittelscheidemauer, so addire man zu der lichten Tiefe des Gebäudes die halbe Höhe bis unter das Dach, und nehme von dieser Summe den 24sten Theil als Mauerstärke.

Nennen wir daher die Tiefe t, die Höhe h und die Mauerstärke x, so haben wir

$$1)\ x = \frac{t + \frac{h}{2}}{24} = \frac{2\,t + h}{48}$$

Hat das Gebäude aber zwei Reihen Zimmer der Tiefe nach, so nehme man von der halben Summe der Tiefe und Höhe den 24sten Theil als Mauerstärke, oder nach obiger Bezeichnung

$$2)\ x = \frac{\frac{h\,+\,t}{2}}{24} = \frac{h + t}{48}$$

Aus dem Rondelet'schen Texte geht nicht hervor, ob diese so gefundene Stärke für alle Stockwerke beibehalten oder nur dem oberen gegeben werden soll, wobei dann aber, für den letzteren Fall, natürlich auch nur die Höhe dieses letzteren Stockwerks in Rechnung gestellt werden dürfte.

Vergleichen wir die Rondelet'sche Formel in Bezug auf die letzte Voraussetzung mit der oben gegebenen usuellen Regel, so daß wir t = 20 und h = 14 Fuß setzen, so erhalten wir nach 1)

$$x = \frac{2\,.\,20 + 14}{48} = 1{,}125 \text{ Fuß},$$

was, Backsteine angenommen, auch auf eine Stärke von $1\frac{1}{2}$ Stein führen würde, da man nicht wohl unter der gefundenen Stärke bleiben darf, die Stärke von Backsteinmauern aber immer nur um eine halbe Steinlänge ab- oder zunehmen kann.

Unter den bis jetzt betrachteten Außen- oder Hauptmauern haben wir die Frontmauern verstanden, d. h. die, welche in der Regel die Gebälke tragen, so daß die Giebelmauern nicht als Träger mitverwendet werden. Bei einer solchen Anordnung der Gebälke können die Giebelmauern auch schwächer aufgeführt werden; wenigstens kann man die für das obere Stockwerk der Hauptmauern gefundene Stärke durch mehrere Geschosse in den Giebelmauern beibehalten.

Hierbei ist indessen vorausgesetzt, daß die Gebäude nicht tiefer als lang, außerdem die Giebel durch eine oder mehrere Mittelscheidemauern verbunden sind. Gegentheils müssen bei sehr tiefen und nur einen einzigen freien Raum bildenden

Gebäuden (wie bei Exercier- oder Reithäusern 2c.) die Giebelmauern, wenn sie nicht etwa durch angebaute Treppenhäuser 2c. verstärkt sind, oft stärker als die Hauptmauern aufgeführt werden, weil sie der Verankerung durch das Dachgebälk verlustig gehen, gewöhnlich den Stürmen sehr ausgesetzt sind, und oft noch einen hohen und schweren Dachgiebel zu tragen haben. In solchen Fällen dürfte man sie als freistehende Einfriedigungsmauern betrachten und ihre Stärke den für solche Mauern gegebenen Regeln gemäß bestimmen.

Um die Mauerstärken für Thürme zu finden, kann man die ganze Höhe des Thurms in Stockwerke von 15 Fuß Höhe theilen, dem obersten 1½ Stein, und jedem tieferliegenden eine um ½ Stein größere Stärke geben. Die hiernach bestimmten Stärken dürften hinreichend sein, weil die Mauern der Thürme nie sehr lang zu sein pflegen, und außerdem die geschlossene Grundfigur und die im Innern angebrachten Gebälke 2c. kräftige Verstärkungen bilden.

Redtenbacher gibt in der vierten Auflage seiner „Resultate für den Maschinenbau“ folgende Formeln zur Bestimmung der Mauerdicken von Wohn- und Fabrikgebäuden. Nennt man:

t die Tiefe des Gebäudes, d. h. die auf die Richtung des Dachfirstes senkrechte Hauptabmessung des Gebäudes,

h_1, h_2, h_3, die Höhen der Stockwerke in der Richtung von oben nach unten gezählt, und

e_1, e_2, e_3, die Mauerdicken in den einzelnen Stockwerken, so ist:

$$e_1 = \frac{t}{40} + \frac{h_1}{25}$$

$$e_2 = \frac{t}{40} + \frac{h_1 + h_2}{25}$$

$$e_3 = \frac{t}{40} + \frac{h_1 + h_2 + h_3}{25}$$

Die Art des Materials ist nicht angegeben, und man wird vielleicht gute Backsteine als solches voraussetzen, und dann die angefangenen halben Steinlängen für voll rechnen dürfen.

Ueber die den Kalk-Sand-Pisémauern zu gebende Stärke führt Engel Folgendes an.

Es steht nach Erfahrungen fest, daß die Stärke der Mauern jeder Construction von der Länge und Höhe derselben und davon abhängig ist, ob dieselben in Verbindung mit andern Baulichkeiten oder isolirt stehen, endlich ob dieselben ein Gebälk, ein Dach oder sonst irgend eine Last tragen oder ob dieses nicht der Fall ist. Hiernach wird man den Mauern eines Wohngebäudes, bei welchem die Umfassungsmauern durch Mittel- und Querscheidewände verbunden sind, andere Stärkeabmessungen geben müssen, als den Umfangsmauern von Scheunen oder Schafställen, und diesen wieder andere als freistehenden Garten- oder Hofmauern 2c.

Bei unbedeckten Mauern, wie Hof- und Gartenmauern, wird nächst der Höhe die freie Länge derselben zu berücksichtigen sein. Erfahrungsgemäß steht fest, daß man in diesem Falle, mit Sicherheit für die Stabilität der Mauer, deren Stärke auf ⅛ ihrer Höhe annehmen kann. Werden dergleichen Mauern höher als 10 Fuß, so wird man für jeden Fuß darüber ½ Zoll der Stärke zulegen müssen. Eine sehr große Längenausdehnung einer solchen Mauer macht die Anlage von Verstärkungspfeilern in Entfernungen von 36 bis 40 Fuß nothwendig.

Hiernach würde eine 10 Fuß hohe Mauer $\frac{10}{8}$ Fuß oder 15 Zoll (Engel hat 12theiliges Fußmaß im Sinn) stark werden müssen; eine 15 Fuß hohe aber eine Stärke $= \frac{10}{8}$ Fuß $+ \frac{5}{2}$ Zoll $=$ 17½ bis 18 Zoll bekommen.

Zu bemerken ist dabei, daß zu der Höhe der Mauer die, etwa aus andern Steinen aufgeführte Plintenmauer mit hinzugerechnet werden muß.

Tragen die Mauern ein richtig construirtes Dach mit einer durchgehenden Balkenlage, so wird durch eine solche Anordnung die Stabilität derselben nur vermehrt, und es kommt neben der Höhe der Mauern hauptsächlich auf die Tiefe der Gebäude an. Außerdem wird ein Unterschied in den Mauerstärken dadurch bedingt, ob man es mit Wohngebäuden, welche durch Mittel- und Querscheidemauern in verschiedene Gemächer getheilt sind, zu thun hat, oder ob Wirthschaftsgebäude, wie Schafställe oder Scheunen, mit einem möglichst freien Raume gebildet werden sollen.

Bei den Umfangsmauern von Wohngebäuden kann man, auf vielfältige Erfahrungen gestützt, ⅑ der Höhe als hinreichende Stärke annehmen, wobei man, wenn das Gebäude mit nur einer Mittelmauer versehen über 15 Fuß tief werden soll, für jeden Fuß der Tiefe über 15 Fuß ¼ Zoll $(= \frac{1}{48}$ Fuß) der Mauerstärke zuzulegen hat; bekommt das Gebäude aber zwei Mittelwände, so genügt eine Zulage zu der Mauerstärke von ⅕ Zoll $(= \frac{1}{60}$ Fuß) für jeden Fuß größerer Tiefe.

Hierbei soll man aber bei einem Gebäude von nur 15 Fuß Tiefe ohne alle Mittelmauern ⅛ der Mauerhöhe zur Stärke nehmen; auch bei den obigen Bestimmungen die angefangenen Zolle für voll rechnen.

Z. B. einem Gebäude von 15 Fuß Tiefe ohne innere Unterstützung und von 9 Fuß Höhe, von der Sockellinie an gerechnet, wird man $\frac{9}{8}$ Fuß oder 1′ 2″ Mauerstärke geben. Soll das Gebäude aber mit einer Mittelmauer 8 Fuß in den Wänden hoch und 40 Fuß tief werden, so ist die Wandstärke $= \frac{8}{9}$ Fuß $+ \frac{25}{4}$ Zoll $= 1{,}5'$ (immer zwölftheilig Maß verstanden).

Den Mittelmauern soll man, nach Engel, wenn zwei dergleichen vorhanden sind, die um 2 Zoll verringerte Stärke der Umfangsmauern geben, und wenn nur eine angelegt wird, diese mit den Umfangsmauern von gleicher Stärke machen.

Querscheidewände dürften mit $1/9$ ihrer Höhe immer stark genug sein.

Große leere Räume, wie Schafställe und Scheunen, welche gewöhnlich ein oder zwei Unterzüge bekommen, würden daher mit den Wohngebäuden gleiche Mauerstärken in den Umfassungen erhalten dürfen, wenn nicht, besonders bei Scheunen, der Druck des in denselben aufgethürmten Getreides und bei Schafställen die Belastung des Dachgebälks durch den Futtervorrath Berücksichtigung verdienten. Engel hat daher, bei Gebäuden dieser Art, außer der Tiefe auch noch die Länge in Betracht gezogen und zwar dergestalt, daß er zu dem neunten Theile der Mauerhöhe noch die Quadratwurzel aus der Summe der einfachen Länge und Tiefe als Viertelzolle hinzu addirt hat. Soll also zu einer Scheune von 200 Fuß Länge, 40 Fuß Tiefe und 10 Fuß Mauerhöhe die Mauerstärke bestimmt werden, so hat man diese

$$= \frac{h}{9} \text{ Fuß} + \frac{\sqrt{l + t}}{4} \text{ Zoll},$$

wenn h die Höhe, l die Länge und t die Tiefe in 12theiligen Fußen ausdrückt, zu bezeichnen. Also

$$x = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{10'}{9} - & 1'1{,}33'' \\ + \frac{\sqrt{200+40}}{4} = \frac{15{,}5}{4} = 3{,}87'' \end{array} \right\} = 1'5{,}2''$$

oder 1′6″.

Sollte dagegen die Scheune nur 50′ lang und 36′ tief werden, bei 10′ Wandhöhe, so hätte man die Mauerstärke

$$= \frac{10}{9} \text{ Fuß} + \frac{\sqrt{86}}{4} \text{ Zoll} = 1'1{,}33'' + 2{,}31''$$
$$= 1'3{,}64'' \text{ oder } = 1'4'' \text{ anzunehmen.}$$

Engel führt nun an, daß fast bei allen von ihm in Pommern ꝛc. besichtigten, in Kalksand-Pisé aufgeführten Schafstall- und Scheunenbauten sich das Produkt dieser Formel übereinstimmend mit den Mauerstärken gezeigt habe, daß es aber keinem Zweifel unterliege, daß in der Praxis wegen mancher, von der Lokalität oder der Eigenthümlichkeit bedingter Umstände nicht immer genau „nach der Theorie“ verfahren werden könne und dürfe, es vielmehr der Einsicht und Intelligenz des Baumeisters überlassen werden müsse, je nach Umständen, die Mauerstärken zu vergrößern oder zu verkleinern, und daß mit den angeführten Formeln den Bauunternehmern nur ein Anhaltspunkt gegeben sein solle, um das Minimum der Mauerstärken zu bestimmen, unter welches ohne überwiegende Gründe nicht gegangen werden dürfe.

Dachgiebel stellen sich, von Pisé aufgestampft, wegen der durch die Form verursachten Schwierigkeiten, als nicht vortheilhaft heraus, und sollen nach Engel daher massiv von Stein oder von vorgemauertem Fachwerk hergestellt werden.

Wedeke sagt über den wichtigen Gegenstand der Stärkebestimmung bei Pisémauern gar nichts und führt nur ein Beispiel an, wonach eine Giebelwand 26 Fuß (preuß. Maß) lang, von der Plinte bis unter die Balken 11 Fuß hoch, 16 Zoll stark, von hier bis zum Kehlbalken, in einer Höhe von 7 Fuß, 9 Zoll stark war, und sich während dreier Jahre, obgleich sie gegen die Wetterseite gerichtet war, ganz unversehrt erhalten hat.

Mehrstöckige Gebäude von Kalksand-Pisé scheinen bis jetzt noch nicht zur Ausführung gekommen zu sein, doch dürfte es keinem Zweifel unterliegen, daß ihre Ausführbarkeit thunlich ist, da ja dergleichen von Lehmpisé von Sachs errichtet sind.

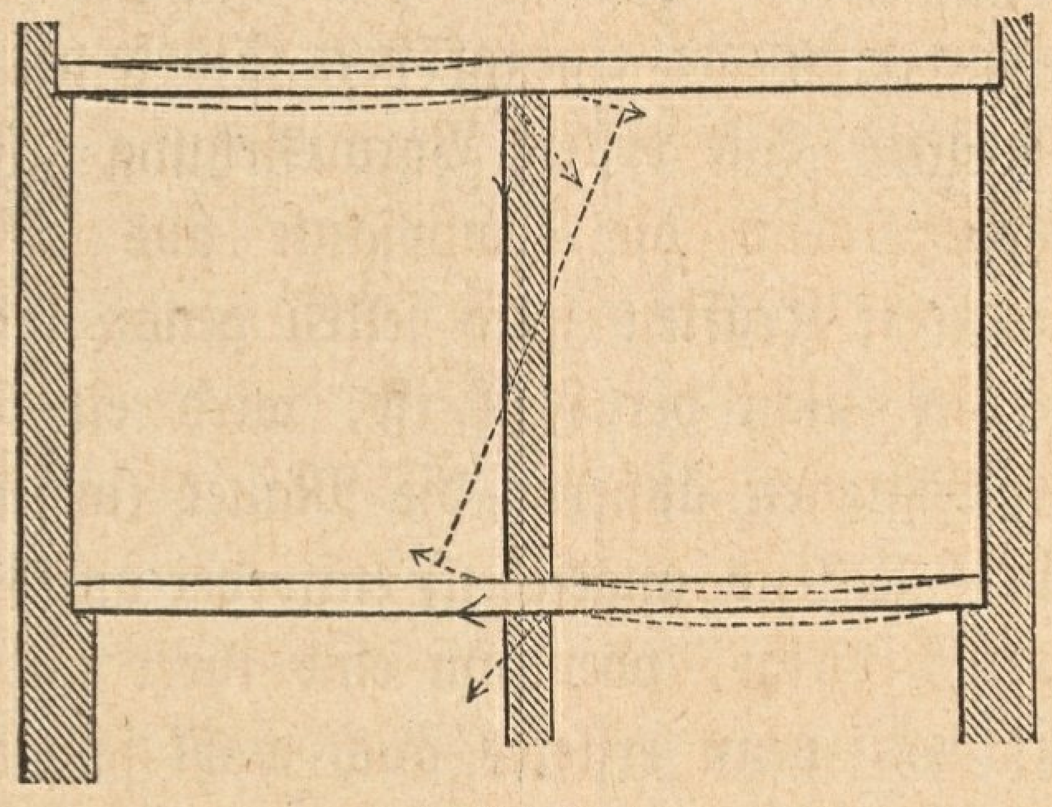
§. 5.

Scheidemauern.

Bei den Scheidemauern eines Gebäudes haben wir die, welche zum Tragen der Gebälke dienen, von denen, die nur die Abtheilung eines Raumes bezwecken, wohl zu unterscheiden; denn die ersteren haben oft eine große, ja größere Last als die Hauptmauern zu tragen, und sind den Erschütterungen durch die elastischen Gebälke ausgesetzt, während die letzteren nur sich selbst zu tragen haben und keine Kraft vorhanden ist, die sie aus ihrer lothrechten Stellung zu treiben sucht. Diesem Unterschiede wird sehr häufig nicht die gehörige Berücksichtigung geschenkt, und die eben so häufige als lästige Versackung der Gebälke in den Wohnhäusern ist dieser Vernachlässigung zuzuschreiben.

Wenn die Mittelmauer eines Gebäudes das Gebälk in seiner Schwerlinie unterstützt, so trägt sie eben so viel als beide Außenmauern zusammengenommen, wird aber, wenn die Gebälke für die ihnen auferlegte Belastung zu schwach sind, so daß sie sich durchbiegen, auf eine höchst nachtheilige Art erschüttert, nachtheilig besonders dadurch, daß die entstehenden Seitenpressungen in verschiedenen Höhen und von entgegengesetzten Seiten kommen können, wie solches in Figur 435 beispielsweise angenommen ist, wo durch die beigezeichneten Pfeile die beabsichtigte Bewegung der Mittel-

Fig. 435.



mauer angedeutet wird. Hiernach ist es gewiß gerechtfertigt, der Mittelmauer eines Gebäudes dieselbe Stärke wie den Außenmauern zu geben; ja bei sehr tiefen Gebäuden mit schwachen Gebälken und nur einer Mittelmauer wohl noch eine größere.

Sind zwei etwa einen Korridor einschließende Mittelmauern vorhanden, so können die in Fig. 435 dargestellten nachtheiligen Erschütterungen nicht in dem Maße eintreten, weil wir den Theil des Gebälks, der zwischen beide Mauern trifft, als unbiegsam ansehen dürfen. In diesem Falle könnte vielleicht die für das obere Stockwerk der Außenmauern gefundene Stärke für die ganze Höhe der Mittelmauern beizubehalten sein.

Bei zwei Mittelmauern könnten die Außenmauern schwächer genommen werden, da sie offenbar bei einem steifen Gebälk sehr wenig zu tragen haben. Doch ist zu berücksichtigen, daß sie durch die vielen Fensteröffnungen geschwächt werden, außerdem aber auch den Einwirkungen der Sturmwinde ausgesetzt sind, und immer einiger Dicke bedürfen, um das leichte Eindringen der Kälte oder großer Wärme in die umschlossenen Räume zu verhindern.

Die Querscheidemauern eines Gebäudes haben nur sich selbst zu tragen, und außerdem wird ihre lothrechte Stellung durch die Gebälke und deren Fußböden gesichert, so daß sie so schwach aufgeführt werden dürfen, als die Natur des Materials dieß zuläßt. Da nun aber jede solche Scheidemauer, da wo sie aufhört, einen sogenannten Wandbalken zu tragen hat, der der Länge nach auf ihr sein Auflager bekommt, so wird hierdurch eine Stärke von der Länge eines Backsteins bedingt, die man dann aber auch unbedenklich durch mehrere Stockwerke beibehalten kann; und nur, wenn diese ungewöhnlich hoch und die Zimmer sehr tief, mithin die in Rede stehenden Mauern bedeutend lang sind, wird man im unteren Stockwerke einer Stärke von $1\frac{1}{2}$ Steinlängen bedürfen.

Hier ist nur von der wegen der Stabilität der Mauern nothwendigen Stärke die Rede gewesen, und es bedarf keiner weiteren Erläuterung, daß besondere Einrichtungen oft größere Stärken bedingen können. Hierher gehört die Anordnung von Nischen und Wandschränken, und (besonders bei den Mittelmauern) die in den meisten Fällen sehr vortheilhaft zu treffende Disposition der Rauchröhren in der Art, daß sie in der Stärke dieser Mauern Platz finden.

Einer besondern Erwähnung verdienen noch die mit zu den Scheidemauern gezählten Umschließungen der sogenannten Treppenhäuser. Wenn letztere, wie es am vortheilhaftesten ist, durch alle Stockwerke reichen, so treten für dieselben fast die gleichen Umstände auf, wie für die Frontmauern, denn da die Gebälke hier ausgeschnitten werden müssen, so stehen die Mauern auf der der Treppe zugekehrten Seite in ihrer ganzen Höhe frei wie jene. Und wenn die Treppenhäuser auch gewöhnlich nicht sehr groß, mithin die Mauern nicht sehr lang sind, so kommt doch der nachtheilige Umstand hinzu, daß sie durch den Gebrauch der Treppe, besonders wenn diese von Holz ist, nicht unbedeutend erschüttert werden; so daß für die Mauern der durch die ganze Gebäudehöhe reichenden Treppenhäuser dieselbe Stärke wie für die Mittelmauern anzunehmen sein wird. Bei unterwölbten Treppen haben wir früher schon, in gewöhnlichen Fällen, eine Stärke von zwei Steinlängen als nöthig gefunden. Eine der Treppenhausmauern ist häufig zugleich Frontmauer, und da bei dieser auf der der Treppe zugekehrten Seite keine Mauerabsätze angebracht werden können, so wird man ihr die mittlere Stärke der übrigen Frontmauern durchweg geben müssen.

Rondelet macht die Stärke der Scheidemauern von der Tiefe der zu theilenden Räume und von der Stockwerkshöhe abhängig, und gibt die Regel, diese beiden Maße zu addiren und der Mauer den 36sten Theil dieser Summe als Stärke zu geben. Ist daher die lichte Tiefe des Gebäudes z. B. gleich 40 Fuß und die Stockwerkshöhe gleich 12 Fuß, so wäre die Stärke der Mauer nach dieser Regel oder

$$x = \frac{40 + 12}{36} = 1{,}444 \ldots \text{Fuß.}$$

Die Stärke des Mauerwerks in den Fachwerks- oder Riegelwänden richtet sich nach der Stärke des Holzes derselben, da dieß das tragende Mittel, die Ausmauerung aber nur Ausfüllung ist. Da indessen die in dieser Beziehung nothwendige Stärke des Holzes, wie wir später sehen werden, oft sehr gering ausfällt, so tritt wieder die Natur des Steinmaterials als Bestimmendes auf, indem wir früher im §. 1 dieses Kapitels gesehen haben, daß man eine haltbare

Ausmauerung von Backsteinen nicht wohl unter ½ Steinlänge, von unregelmäßigen Bruchsteinen aber nicht unter 6 bis 7 Zoll stark machen darf.

§. 6.

Grundmauern.

Wir haben bisher bei den Mauern stillschweigend einen durchaus festen, unwandelbaren Grund angenommen, so daß die Mauern unter einem lothrechten Drucke wohl zerdrückt, nicht aber tiefer in ihre Unterlage eingedrückt werden konnten. Ferner haben wir nur die Höhe der Mauern über der Erde in Betracht gezogen, nicht aber den Theil derselben, der von Erde bedeckt zu sein pflegt.

Da sich der feste Grund fast immer erst in einiger Tiefe vorfindet, auch aus andern Gründen die Mauern immer auf eine gewisse Tiefe in die Erde eingeschnitten werden müssen, so sind hierzu Mauertheile erforderlich, die wir unter dem Namen der Grundmauern zusammenfassen.

Die eigentlichen Stockwerksmauern rechnet man, wenigstens bei den Wohngebäuden, erst von dem Fußboden des untersten Stockwerks an, und da dieser immer etwas über den Boden erhöht zu sein pflegt, so entsteht zwischen den Stockwerks- und den eigentlichen Grundmauern noch ein besonderer Mauertheil, den man den Sockel oder die Plinte nennt. Dieser bildet den sichtbaren Fuß des Gebäudes, und schon aus einem statischen Gefühle macht man denselben breiter, d. h. gibt ihm gegen die Stirn der Mauern außerhalb einen Vorsprung. In gewöhnlichen Fällen beträgt dieser etwa 1½ bis 2 Zoll, und da man, wenigstens bei Backsteinen, die Zunahme der Mauerstärke nicht unter ½ Steinlänge betragen lassen kann, so entsteht auch an der innern Seite der Mauer ein Vorsprung, der 3½ bis 3 Zoll zu betragen pflegt. Zugleich dient dieser letztere auch wohl zum Auflager der Constructionstheile für den Fußboden des untersten Stockwerks, so daß man allgemein für die Stärke der Sockelmauer 5 bis 6 Zoll mehr annehmen kann, als für die der unmittelbar daraufstehenden Stockwerksmauer.

Die eigentliche Grundmauer beginnt daher mit der Oberfläche des das Bauwerk umgebenden Bodens, und dient als Mittelglied zwischen der Sockelmauer und dem Baugrunde. Diese Mauer kann in verschiedenen Eigenschaften auftreten: entweder dient sie dem oberen Mauerkörper nur als Fundament, oder sie ist zugleich Stützmauer des Erdreichs, oder dient außerdem noch als Widerlagsmauer für etwa unter dem Gebäude angebrachte Gewölbe.

In Bezug auf ihre Eigenschaft als Stützmauer werden wir weiterhin einige Worte anführen, ihre Bedeutung als Widerlagsmauer für Gewölbe aber in einem besondern Paragraphen weitläufiger besprechen.

Dient die Grundmauer nur als Fundament des darüber aufgeführten Mauerkörpers, ist sie also auf ihre ganze Höhe in den Boden eingeschnitten und von beiden Seiten wieder mit Erde umgeben, so leuchtet es ein, daß diese Stellung ihrer Stabilität bedeutend zu Hülfe kommt; und es wäre, einen nicht nachgebenden Baugrund und einen nur lothrecht wirkenden Druck vorausgesetzt, kein Grund vorhanden, dieser Mauer eine größere Stärke als der Sockelmauer zu geben. Die erstere Voraussetzung trifft öfter zu als die zweite; denn die Komposante aus allen auf die Mauer wirkenden Kräften wird selten genau lothrecht sein, und sobald dieß nicht der Fall ist, wird ein Theil dieser Kräfte das Bestreben äußern, die Mauer (dieselbe als aus einem Stück bestehend angesehen) entweder auf ihrer Unterlage fortzuschieben, oder um eine ihrer untern Kanten zu drehen, und wenn ersteres auch wohl selten stattfinden wird, so kann letzteres um so leichter eintreten, weil hierzu nur nöthig ist, daß die eine Kante des Fundaments tiefer eingedrückt wird als die andere. Schon aus diesem Grunde macht man die Grundmauern stärker, namentlich an ihrer Unterfläche.

Ist aber der Baugrund nicht absolut fest, sondern mehr oder weniger nachgebend, so ist dieß eine besondere Aufforderung, der Grundmauer einen breiteren Fuß zu geben. Denn nimmt man für den Quadratfuß Oberfläche des Baugrundes irgend ein Gewicht an, dem er sicher widersteht, so kommt es nur darauf an, das vorhandene Gewicht auf eine so große Oberfläche zu vertheilen, daß auf den Quadratfuß nicht mehr davon kommt, als der Baugrund zu tragen vermag, um Gleichgewicht herzustellen; und man wäre auf diese Weise in den Stand gesetzt, auch auf sehr weichem Boden sicher zu fundamentiren, wenn es ein Mittel gäbe, das Tragvermögen des Bodens mit Sicherheit zu bestimmen. Wir kommen auf diesen Gegenstand im vierten Theile dieses Werkes, wenn wir von den Fundationen der Gebäude im Allgemeinen sprechen, ausführlicher zurück, und nehmen hier an, der Baugrund sei von Natur oder durch Kunst so beschaffen, daß wir die Grundmauern mit Sicherheit darauf setzen können, und die Breite des Fußes dieser letzteren sei für den Fall, daß dadurch eine besondere Vermehrung des Tragvermögens, oder eine Vertheilung des Drucks auf eine größere Fläche beabsichtigt würde, gegeben, so daß uns nur noch die Bestimmung der Stärke der Grundmauern für einen festen Baugrund zu betrachten bleibt.

Darüber, daß man den Grundmauern einen breiteren Fuß geben müsse, sind alle Schriftsteller, die darüber geschrieben haben, einig*), und es liegt dieß in der That auch im Gefühl; aber um wie viel dieß geschehen soll, darüber herrscht eine große Verschiedenheit der Ansichten. Vitruv sagt bloß, man müsse den Fundamenten eine größere Breite geben als den Mauern darüber; Palladio glaubt, daß man den Fundamenten die doppelte Stärke der zu tragenden Mauern geben müsse; Scamozzi will nur den vierten, wenigstens aber den sechsten Theil der Stärke zulegen, und Philibert Delorme die Hälfte. Wir haben schon erwähnt, daß nicht sowohl die Breite der oberen Mauern, als die zu tragende Last und die Tragfähigkeit des Baugrundes für die Breite des Fußes der Grundmauern bestimmend sind. Um nun aber doch für gewöhnliche Fälle (und bei festem Baugrunde) einigen Anhalt zu haben, wollen wir der von Gilly**) gegebenen Regel: auf jeden Fuß Höhe der Grundmauer 2 bis 3 Zoll der Stärke zuzulegen, folgen. Gilly hat 12theiliges Fußmaß im Sinn, und es beträgt daher nach seiner Regel die untere Stärke einer Grundmauer $1/6$ bis $1/4$ der Höhe mehr als die obere. Nehmen wir im Mittel $1/5$, so betrüge dieß in unserem 10theiligen Maß für jeden Fuß der Höhe, auf jeder Seite der Grundmauer, eine Zunahme der Stärke von einem Zoll.

Die größere Breite des Fußes einer Grundmauer (das sogenannte Mauerrecht) kann nun entweder durch eine Böschungsfläche, oder absatzweise hergestellt werden. Der erste Fall kommt bei unserer Voraussetzung, daß die Mauer auf beiden Seiten mit Erde bedeckt sei, nicht vor, sondern nur der zweite. Den untersten Absatz, oder das Stück a b c d, Fig. 2, Taf. 82, pflegt man das Bankett der Grundmauern zu nennen, und den Vorsprung desselben etwas größer als die übrigen, die Höhe desselben aber so groß zu machen, daß nicht etwa in den Ecken bei e und f ein Bruch entstehen kann. Eine Höhe von 15 bis 20 Zoll wird hiefür in der Regel genügen. Die übrigen Absätze macht man 4 bis 5 Fuß hoch und gibt ihnen gleiche Vorsprünge. Diese letzteren richten sich nach der Beschaffenheit des Materials, doch pflegt man sie, des leichteren Berechnens des kubischen Inhalts wegen, auf jeder Seite $1/4$ Fuß, oder zusammen $1/2$ Fuß betragen zu lassen, wonach sich auch die Anzahl der Absätze richtet. Es sei z. B. in Figur 2, Taf. 82, die Höhe der Grundmauer 15 Fuß und die Stärke der Sockelmauer betrage 3 Fuß, so würden wir eine untere Stärke der Mauer von $3 + \frac{15}{5} = 6$ Fuß erhalten und diese in vier Absätze vertheilen, wie dieß die Figur durch die eingeschriebenen Zahlen andeutet.

*) Eine Ausnahme hiervon macht Heigelin in seinem „Handbuch der neuesten ökonomischen Bauarten." Tübingen. Osiander 1827.

**) D. Gilly, „Handbuch der Landbaukunst", Braunschweig 1822 bei Vieweg. Bd. I. S. 313.

Ist der auf die Grundmauer zu übertragende Druck lothrecht und trifft er die Mitte der Grundfläche, so macht man die Absätze auf jeder Seite gleich groß; finden diese Umstände aber nicht statt, so muß von dieser Anordnung abgewichen, und es müssen die Vorsprünge an die Seite gelegt werden, wo sie der Stabilität der Mauer am vortheilhaftesten sind. Oft ist man auch durch nachbarliche Gebäude oder Grundstücke gezwungen, die Absätze der Mauer alle oder theilweise auf eine Seite zu legen.

Hat man einzelne stark belastete Pfeiler oder Säulen mit Grundmauern zu versehen, so wird man die Verbreiterung derselben auf allen Seiten symmetrisch, und überhaupt so anordnen müssen, daß die Einheit der Grundfläche des Pfeilers gleich belastet ist mit der der übrigen Mauern, unter beiden einen gleichen Baugrund vorausgesetzt.

§. 7.

Stützmauern.

Futter- oder Stützmauern gehören zwar eigentlich mehr in den Bereich des Straßen- und Wasserbaues, doch kommen sie auch bei Hochbauten zuweilen vor, und wir wollen ihrer wenigstens in dieser Beziehung erwähnen. Es ist dieß einer von den Fällen, wo sich die Größe und Richtung der auf die Mauer wirkenden Kräfte, wenn auch nicht ohne viele Umstände und nicht mit großer Schärfe, doch aber weit eher bestimmen lassen, als in den früher betrachteten Fällen.

Da nämlich die Futtermauern vermöge ihrer Stabilität dem Drucke der dahinter befindlichen Erde zu widerstehen haben, so läßt sich, wenn man letzteren seiner Größe und Richtung nach zu bestimmen vermag, eine Gleichung aufstellen, aus welcher die der Mauer zu gebende Stärke zu finden ist.

Ohne auf diesen Gegenstand näher einzugehen, wollen wir nur bemerken, daß die Bestimmung des Erddruckes immer eine schwierige und doch wenig Gewißheit gebende Operation bleibt*), weßhalb wir nur die fast allgemein befolgte und aus der Erfahrung abstrahirte Regel für die Bestimmung der Stärke der Futtermauern anführen.

Nach dieser gibt man den Mauern $1/3$ oder $1/4$, im Durchschnitt daher etwa $2/7$ ihrer Höhe zur mittleren Stärke, und eine einseitige Böschung, deren Anlage $1/6$ der Höhe beträgt. Hierbei hat man aber darauf zu sehen, daß die obere Stärke der Mauer wenigstens noch $2\,1/2$ bis $3\,1/2$ Fuß beträgt.

*) Siehe über diesen Gegenstand Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, Th. II. Bd. I. S. 3 ꝛc., ferner: Morin's Hülfsbuch des praktischen Mechanikers, S. 287, und Scheffler's Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. S. 292.

Diese letztere Stärke ist nothwendig, um der Mauer an ihrer Krone genug Masse zu verschaffen, damit sie den Einwirkungen des Frostes besser Widerstand leisten kann. In die Fuge zwischen der Mauer und dem Hinterfüllungsmaterial dringt nämlich immer einiges Wasser ein, und wenn dieses gefriert und dadurch sein Volumen vergrößert, so drängt es eine zu wenig Masse darbietende Mauer vorn über. Wenn dieß auch anfänglich fast unwahrnehmbar ist, so wird es doch bei jedem Froste größer, weil die übergeschobene Mauer beim Aufthauen des Eises nicht wieder in ihre ursprüngliche Lage zurückkehrt.

Die Dossirung nach außen zu legen, hat für die Stabilität der Mauer allerdings Vortheile, doch sind auch alle, bereits im ersten Kapitel erwähnten Nachtheile mit dieser Anordnung verbunden, und es wird, besonders bei Hochbauten, am angemessensten sein, die Mauer an der vordern Seite lothrecht oder nur mit einer sehr geringen Böschung anzulegen, die nach unten zunehmende Verbreiterung auf die innere Seite zu bringen, und in Absätzen von etwa 4 bis 5 Fuß Höhe anzuordnen. Fig. 3, Taf. 82, zeigt eine hiernach angeordnete Futtermauer von 14 Fuß Höhe mit lothrechter Vorderseite.

Die mittlere Stärke betrüge bei derselben $^2/_7 \,.\, 14 = 4$ Fuß, die Zunahme der untern Stärke $^1/_2 \,.\, ^1/_6 \,.\, 14 = 1^1/_6$ Fuß, daher würde die Mauer oben $4 - 1^1/_6 = 2^5/_6$ Fuß und unten $4 + 1^1/_6 = 5^1/_6$ Fuß stark werden, und bei zwei Absätzen jeder einen Vorsprung von $1^1/_6$ Fuß bekommen.

Nennen wir die Höhe h, die obere Stärke a, die untere b, so ist, die mittlere gleich $^2/_7$ h gesetzt,

$$a = {}^2/_7\,h - {}^1/_{12}\,h = \frac{17}{84}\,h \text{ und}$$

$$b = {}^2/_7\,h + {}^1/_{12}\,h = \frac{31}{84}\,h.$$

Nehmen wir hierbei h = 12 Fuß an, so ergibt sich a = 2,43 Fuß. Da man aber mit der oberen Mauerstärke bei Futtermauern nicht unter 2,4 Fuß hinabgehen darf, so folgt daraus, alle Mauern, bis zu 12 Fuß Höhe, oben 2,5 Fuß stark zu machen, und hierzu $^1/_6$ der Höhe zu addiren, um die untere Stärke zu erhalten.

In den „allgemeinen Baubedingnissen für den Unterbau der k. k. österreichischen Staats-Eisenbahnen“ wird für die Bestimmung der Stärke der Futter- und Wandmauern nachstehende Tabelle — für Wiener Maß — gegeben *).

Dabei ist der Querschnitt der Mauer ein Trapez, die innere Seite vertikal, die äußere in dem Verhältnisse von $^1/_6$ der Höhe geböscht. Mauern über 24 Fuß Höhe erhalten von dieser aufwärts zu ihrer Verstärkung, an ihrer inneren Seite, von Klafter zu Klafter (6 Fuß) einen Absatz von einem Fuß.

*) Eisenbahnzeitung 1845. S. 344.

Höhe der Mauer.	Anlage der Mauerböschung.	Kronenbreite			
		bei Futtermauern.		bei Wandmauern.	
		Bei in Mörtel gelegten Mauern.	Bei trockenen Mauern.	Bei in Mörtel gelegten Mauern.	Bei trockenen Mauern.
3′	0′6″	1′3″	1′9″	1′0″	1′3″
6′	1′0″	1′9″	2′3″	1′3″	1′9″
9′	1′6″	2′0″	3′0″	1′6″	2′0″
12′	2′0″	2′6″	3′6″	2′0″	2′9″
15′	2′6″	3′0″	4′0″	2′6″	3′3″
18′	3′0″	3′6″	5′0″	3′0″	4′0″
21′	3′6″	4′6″	5′6″	3′6″	4′9″
24′	4′0″	5′0″	6′3″	4′0″	5′3″

Häufig sollen diese Mauern aber auch nach dem Tafel 82, Figur 4, dargestellten Profile angeordnet werden. Die gegen den Grund gekehrte Seite ist vertikal, die obere Dicke beträgt 3 Fuß und die untere wird nach der Formel

$$3' + \frac{h}{8}$$

bestimmt, wo h die Höhe der Mauer in Fußen ausdrückt. Die Krümmung der Mauer im Lichthaupte ist ein aus einem Punkte der Horizontalen a x über der Sehne a b beschriebener Kreisbogen *).

Redtenbacher gibt für Futtermauern mit geböschter Vorder- und vertikaler Hinterfläche folgende Formeln:

Es bezeichne:
h die Höhe der Futtermauer,
b die obere } Stärke der Mauer,
B die untere }
α den Neigungswinkel der Vorderfläche gegen die vertikale Richtung. Alsdann hat man zur Bestimmung von b und B

$$\frac{B}{h} = \sqrt{0{,}285^2 + \frac{1}{3}\,\mathrm{tg}^2\,\alpha}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{h}\,\mathrm{tg}\,\alpha.$$

Daraus folgt für

$$\mathrm{tg}\,\alpha = \quad \frac{1}{5} \quad \frac{1}{6} \quad \frac{1}{8} \quad \frac{1}{10} \quad \frac{1}{12} \quad \frac{1}{20} \quad 0$$

$$\frac{B}{h} = 0{,}308 \quad 0{,}301 \quad 0{,}294, \quad 0{,}291 \quad 0{,}289 \quad 0{,}286 \quad 0{,}285$$

$$\frac{b}{h} = 0{,}108 \quad 0{,}135 \quad 0{,}169 \quad 0{,}191 \quad 0{,}206 \quad 0{,}236 \quad 0{,}285$$

*) Ebendas. S. 176.

Wir bemerken hier aber **ausdrücklich**, daß obige Regeln durchaus keine **allgemein** gültigen zur Bestimmung der Stärke von Futtermauern abgeben sollen, sondern daß wir sie nur für die hier im Auge gehabten Fälle, wie sie bei Hochbauten vorzukommen pflegen, aufgestellt haben wollen.

Handelt es sich um ausgedehntere und wichtigere Anlagen dieser Art, so müssen sie vielmehr nach Grundsätzen behandelt werden, auf welche einzugehen uns die Grenzen unseres Vortrags verbieten. Bemerkt soll aber noch werden, daß man die Stärke um so größer annehmen muß, je leichter ein Durchnässen der Hinterfüllungserde stattfinden kann.

Sind die Futtermauern zugleich Grundmauern, so wird die Stabilität derselben durch das Gewicht der darauf stehenden Mauern vermehrt, und sie können daher schwächer gemacht werden.

Ergibt sich hierbei die obere Stärke der allein und ohne Berücksichtigung der daraufstehenden Mauer betrachteten Futtermauer schwächer, als sie nach dem Vorigen für die Grundmauer sein muß, so hat man auf die Futtermauer **als solche** keine Rücksicht zu nehmen; im andern Falle kann man auf folgende Weise verfahren.

Die Stabilität der Futtermauer ist gleich dem Produkte aus ihrem im Schwerpunkte vereinigt gedachten Gewichte in den senkrechten Abstand des Drehpunktes von der Lothrechten durch den Schwerpunkt. Diese nehmen wir für die nothwendige Futtermauer als gefunden an, d. h. die nothwendige Stabilität der für die Höhe h, Fig. 436, zu errichtenden Futtermauer sei = S. Nehmen wir ferner, der Einfachheit wegen, sowohl die Futtermauer als die daraufstehende parallelepipedisch, also im Querschnitt rechteckig an, so haben wir nach den in Fig. 436 angegebenen Bezeichnungen, den Drehpunkt in A angenommen:

$$Q'' \frac{c}{2} + Q' (c + \frac{b}{2}) + Q (c + b + \frac{x}{2}) = S.$$

Es ist aber, die Länge der Mauer gleich einem Fuß, und das Gewicht von einem Kubikfuß Mauer gleich q gesetzt:

$$Q = hx \,.\, q.$$
$$Q' = (h + h') \, b \,.\, q.$$
$$Q'' = hc \,.\, q.$$

folglich

$$(hcq) \frac{c}{2} + (h + h') \, bq \, (c + \frac{b}{2} + (hxq) (c + b + \frac{x}{2}) = S.$$

$$\frac{hc^2q}{2} + qb \, (h + h') (c + \frac{b}{2}) + (c + b) \, hqx + \frac{hp}{2} x^2 = S,$$

woraus x gefunden werden kann.

Am besten wird man hierbei immer thun, wenn man die Formel nicht weiter entwickelt, sondern in dieselbe die etwa gegebenen Zahlenwerthe setzt, und dann vereinfacht.

Z. B. Es sei die Stärke einer Futtermauer zu finden, welche 21 Fuß hoch sein und das Mauerwerk zweier 12 Fuß und 11 Fuß hohen Stockwerke tragen soll. Die Stärke der unteren dieser Mauern betrage 2 Fuß, die der oberen $1\frac{1}{2}$ Fuß.

Nimmt man zuerst an, es befinde sich kein weiteres Mauerwerk über der Futtermauer, so ist ihre mittlere Stärke

$$\tfrac{2}{7} \,.\, 21 = 6',$$

und da die Zunahme nach unten hin, so wie die Abnahme nach oben zu, je $\frac{1}{2} \,.\, \frac{1}{6} \,.\, 21 = \frac{21}{12} = 1{,}75'$ beträgt, so wird die obere Stärke $6 - 1{,}74 = 4{,}25'$ und die untere $6 + 1{,}75 = 7{,}75'$ sein.

Nimmt man ferner 4 Absätze der Höhe nach an (bei lothrechter Vorderseite), so ist die Summe der Vorsprünge dieser Absätze $= 7{,}75 - 4{,}25 = 3{,}5$; mithin der Vorsprung jedes einzelnen Absatzes $= \frac{3{,}5}{3} = 1{,}166' \ldots$ nahe $= 1{,}2'$.

Die Stärke des	oberſten	Mauertheils	ist	daher	=	4,25′
„ „ „	zweiten	„	„	„	=	5,45′
„ „ „	dritten	„	„	„	=	6,65′
„ „ „	untersten	„	„	„	=	7,85′

die Höhe jedes einzelnen Absatzes ist $\frac{21}{4} = 5{,}25'$.

Fig. 436.

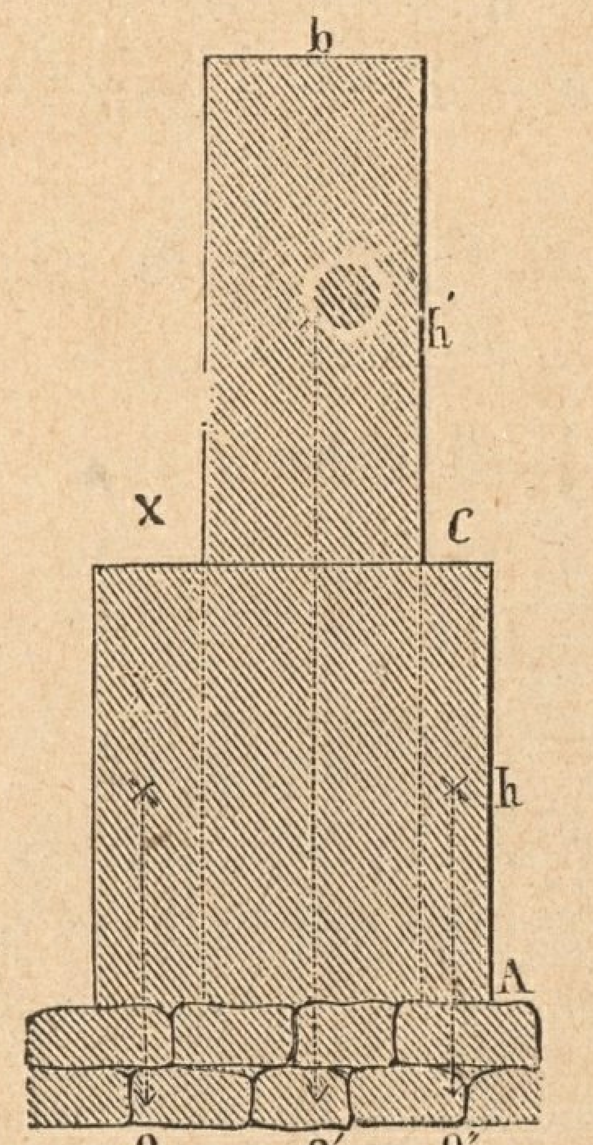
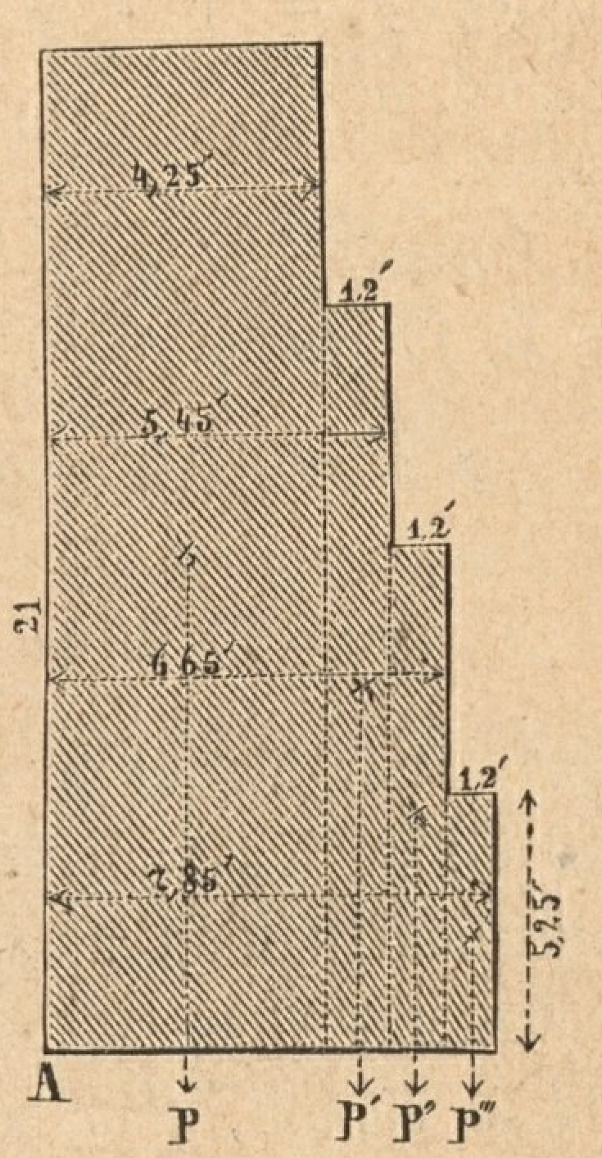


Fig. 437.



Die Stabilität dieser Futtermauer ist jetzt in Bezug auf den Punkt A, Fig. 437:

$$1)\ S' = p \frac{4{,}25}{2} + p' \left(4{,}25 + \frac{1{,}2}{2}\right) + p'' \left(5{,}45 + \frac{1{,}2}{2}\right) + p''' \left(6{,}65 + \frac{1{,}2}{2}\right).$$

Ist aber das Gewicht q eines Kubikfußes Mauerwerk gleich 100 Pfd., so ist für eine Länge der Mauer = 1 und nach der Figur:

$$p = 100.\ 4{,}25\ .\ 21. \qquad = 8925.$$
$$p' = 100.\ 1{,}2\ .\ 21.\ \tfrac{3}{4} = 1890.$$
$$p'' = 100.\ 1{,}2\ .\ 21.\ \tfrac{1}{2} = 1260.$$
$$p''' = 100.\ 1{,}2\ .\ 21.\ \tfrac{1}{4} = 630.$$

Diese Werthe in 1) substituirt, gibt

$S' = 18965,625 + 9156,5 + 7623 + 4567,5 = 40312,625$

Das Gewicht des Mauerwerks der ersten Etage, welches auf der Futtermauer ruht, ist

$$2 \,.\, 12 \,.\, 100 = 2400 \text{ Pfd.}$$

und das der zweiten Etage

$$1\tfrac{1}{2} \,.\, 11 \,.\, 100 = 1650 \text{ Pfd.}$$

Denkt man sich die unterste Mauer um 0,5′ von der Stirn der Futtermauer zurückgesetzt, so ist die Stabilität beider oberen Mauern

$$S'' = 2400\,(1 + 0,5) + 1650\,(0,5 + \frac{1,5}{2}) = 5662,5.$$

Da nun die Stabilität dieser Mauern die der Futtermauer unterstützt, so bedarf diese nur noch einer Größe $S = S' - S''$ oder

$$S = 40312,625 - 5662,5 = 34650,125.$$

Um nun die nöthige Stärke der Futtermauer in den verschiedenen Höhen, wenn sie ebenfalls in 4 Abtheilungen aufgeführt wird, zu bestimmen, sei

die Stärke des 1. Absatzes $= b$, dann ist

die Stärke des 2. Absatzes $= b + \tfrac{1}{3} \,.\, \tfrac{1}{6} h = b + \tfrac{1}{18} h = b + 1,2'$

die Stärke des 3. Absatzes $= b + \tfrac{2}{3} \,.\, \tfrac{1}{6} h = b + \tfrac{1}{9} h = b + 2,4'$

die Stärke des 4. Absatzes $= b + \quad \tfrac{1}{6} h = \quad b + 3,6'$

b finden wir aber aus der Gleichung für die Stabilität der Mauer, d. i. aus

$$34650,125 = 100 \left\{ \frac{b^2}{2} \,.\, h + \frac{1}{18} h \,.\, \tfrac{3}{4} h \left(b + \frac{1}{36} h\right) + \frac{1}{18} h \,.\, \frac{1}{2} h \left(b + \frac{1}{18} h + \frac{1}{36} h\right) + \frac{1}{18} h \,.\, \tfrac{1}{4} h \left(b + \frac{2}{18} h + \frac{1}{36} h\right) \right\}$$

$$= 100 \left\{ b^2 \,.\, 10,5 + 18,375\,(b + 0,583) + 12,25\,(b + 1,75) + 6,125\,(b + 2,833) \right\}$$

$$= 100\,(10,5 \,.\, b^2 + 36,75 \,.\, b + 49,501)$$

$$1850\, b^2 + 3675\, b + 4950,1 = 34650,125$$

$$b^2 + 3,5 \,.\, b = 28,2853$$

$$b = -1,75 + \sqrt{28,2853 + 1,75^2}$$

$$b = 3,84'.$$

Die Stärke des 1. Absatzes ist daher $= \quad b = 3,84'$

„ „ „ 2. „ „ „ $= b + 1,2 = 5,04'$

„ „ „ 3. „ „ „ $= b + 2,4 = 6,24'$

„ „ „ 4. „ „ „ $= b + 3,6 = 7,44'$

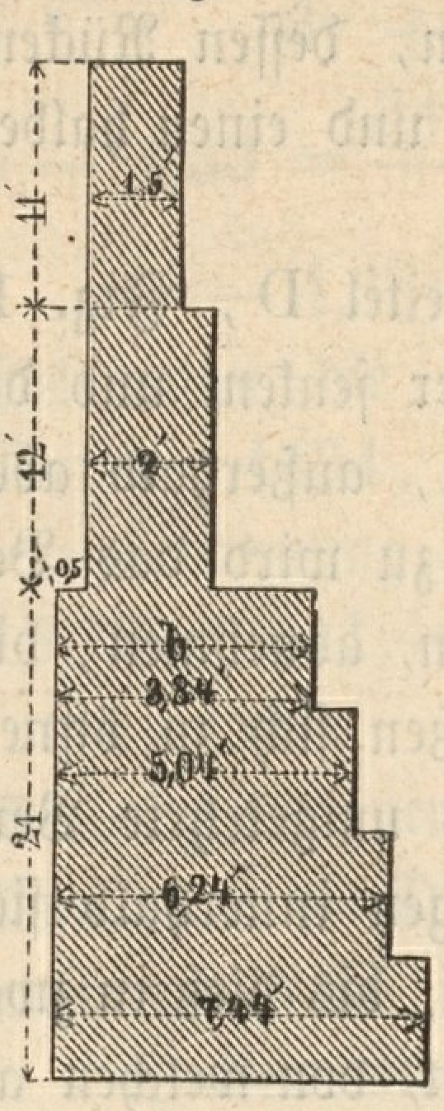
Vergleicht man das Profil der Futtermauer Fig. 436 mit dem Fig. 437, so ergibt sich der Flächeninhalt

des ersteren = 127,05 Quadratfuß,

der des letzteren = 118,44 „

mithin ein Unterschied von 8,61 Quadratfuß,

Fig. 437.



d. h. durch die auf der Futtermauer befindlichen Mauern werden an dieser selbst auf jeden Fuß der Länge 8,61 Kubikfuß Mauerwerk erspart.

Die Gewölbe und deren Widerlags-Mauern.

§. 8.

Wir haben schon früher erwähnt, daß der Einfluß, den die Festigkeit, die Gestalt und der Verband des Materials auf die Stärke der Mauern ausüben, auch bei den Gewölben im Allgemeinen derselbe bleibt. Auch haben wir hierüber, und besonders über den anzuwendenden Steinverband, im zweiten Kapitel weitläufiger gesprochen, eben so auch darüber, daß der Zusammenhang in einem aus Backsteinen oder kleinen lagerhaften Bruchsteinen bestehenden Gewölbe (in Bezug auf den Mörtel) ein ganz anderer zu sein pflegt, als der in einem aus regelmäßig bearbeiteten Quadern gebildeten. Hieran müssen wir zurückweisend erinnern.

Die Stärke (Dicke) der Gewölbe und die ihrer Widerlagsmauern sind von einander abhängig. Doch ist es nöthig, beide getrennt zu betrachten, und da für die Widerlagsstärke jedenfalls die Gewölbdicke als bestimmend auftritt, so sei von letzterer zuerst die Rede.

§. 9.

Stärke der Gewölbe.

Die Dicke der Gewölbe bestimmt das Gewicht derselben, und da dieses, wenn wir jede anderweitige Belastung vorläufig als nicht vorhanden betrachten, allein die Kräfte erzeugt, welche die Stabilität der Widerlager angreifen, so wird es klar, daß diese Stärkebestimmung von großer Wichtigkeit sein muß. Eine scharfe theoretische Bestimmung der Gewölbdicken, welche für die Ausübung brauchbar wäre, ist indessen noch nicht gefunden; und es mag überhaupt wohl erlaubt sein, an der Auffindung einer solchen zu zweifeln, da unmöglich alle hierauf einwirkenden Umstände in Rechnung gestellt werden können.

Es wird daher für uns am ersprießlichsten sein, wenn wir uns wieder an die durch lange Erfahrung und direkt angestellte Versuche erprobten Regeln und empirischen Formeln halten.

Bevor wir diese aber anführen, wird es nöthig sein, uns im Allgemeinen mit den Wirkungen der in einem Gewölbe thätigen Kräfte bekannt zu machen.

Hierbei müssen wir der Einfachheit wegen ein regelmäßiges Tonnengewölbe zu Grunde legen, dessen Rückenfläche mit der innern Leibung parallel ist, und einen halben hohlen normalen Kreiscylinder darstellt.

Wird ein solches Gewölbe im Scheitel D, Fig. 1, Taf. 83, stark belastet, so wird es sich hier senken, und die Fugen werden sich innerhalb bei d öffnen, außerhalb aber zusammenpressen. Von d nach I und K zu wird das Bestreben der Fugen, sich innerhalb zu öffnen, abnehmen, bis zu einer Fuge, die weder innen noch außen sich zu öffnen das Bestreben hat; von hier an wird das umgekehrte Verhältniß eintreten, d. h. es werden die Fugen innerhalb sich zusammenpressen und außerhalb sich öffnen, bis dieß in zwei Fugen I i und K k das Maximum erreicht, von welchen ab wiederum eine Abnahme dieser Bestrebungen wahrzunehmen ist, und ein abermaliges Umwechseln, so daß die Fugen A a und B b wieder innerhalb sich zu öffnen das Bestreben haben.

Die Fugen I i und K k nennt man die Brechungsfugen, und ihre Lage ist für Theorie und Praxis von Wichtigkeit. Denn setzt man die Widerlager als absolut fest voraus, und nimmt man eine Trennung nur in den Fugen an, in welchen die Bestrebungen des Oeffnens inner- und außerhalb am größten sind, so wird man das ganze Gewölbe als aus vier Gewölbsteinen M, N, N′ M′ zusammengesetzt, ansehen können, die hebelartig auf einander wirken, und zwar in der Richtung der Linien a I, I D, D K und K b. Hieraus geht deutlich hervor, daß ein solches Gewölbe in den Brechungsfugen seine schwächsten Stellen hat, und daß durch ein Ausmauern der Gewölbwinkel, bis über diese Fugen hinaus, eine wesentliche Verstärkung gewonnen werden muß. Macht man ferner die Gewölbdicke so groß, daß die drei Punkte a, I und D in eine gerade Linie zusammenfallen, so wird hierdurch jedenfalls die Gefahr des Bruches der Gewölbschenkel vermindert, und man könnte dann das halbkreisförmige Gewölbe als aus zwei, im Scheitel gegen einander gestellten Streben bestehend ansehen, die mit dem Horizont Winkel von 45 Graden einschließen.

Da diese geraden Linien die innere Leibung in einem Punkte x, Fig. 2, Taf. 83, berühren müßten, und dieser Punkt zugleich in der Brechungsfuge läge, so wäre die Lage dieser Fuge bei einem Halbkreise (und einer der Leibung parallelen Rückenfläche) gegeben, indem der Winkel, den sie mit der Horizontalen machte, 45 Grade betragen würde.

Erfahrungen an großen Brückengewölben und Versuche, die man mit Modellen angestellt hat, zeigen diesen Winkel von 40 bis 60 Grad variirend, so daß 45 Grad als ein Durchschnittsmaß angesehen werden könnte.

Auf diese Art ließe sich die Dicke $xi = \delta$, Fig. 2, Taf. 83, durch folgende Schlüsse bestimmen: Es ist

$$Cg : Cd = Cx : Ci$$

oder nach der Bezeichnung in der Figur

$$r \sin \beta : r = r : R \text{ und}$$

$$r \sin \beta : r - r \sin \beta = r : R - r$$

$$R - r = xi = \delta = \frac{r(1 - \sin\beta)}{\sin\beta}$$

aber $\sin\beta = \frac{1}{\sqrt{2}}$

daher $\delta = r(\sqrt{2} - 1) = 0{,}414 \,.\, r.$

Diese so gefundene Gewölbdicke würde aber zu stark ausfallen. Man sieht leicht, daß die Linie a D, Fig. 2, doch gerade bleiben kann, wenn auch D sinkt, wenn nur zugleich a sich weiter von A entfernt, oder wenn das Gewölbe an den Anfängen dicker gemacht wird als am Scheitel, woraus der Vortheil dieser Anordnung für die Festigkeit eines kreisförmigen Gewölbes hervorgeht.

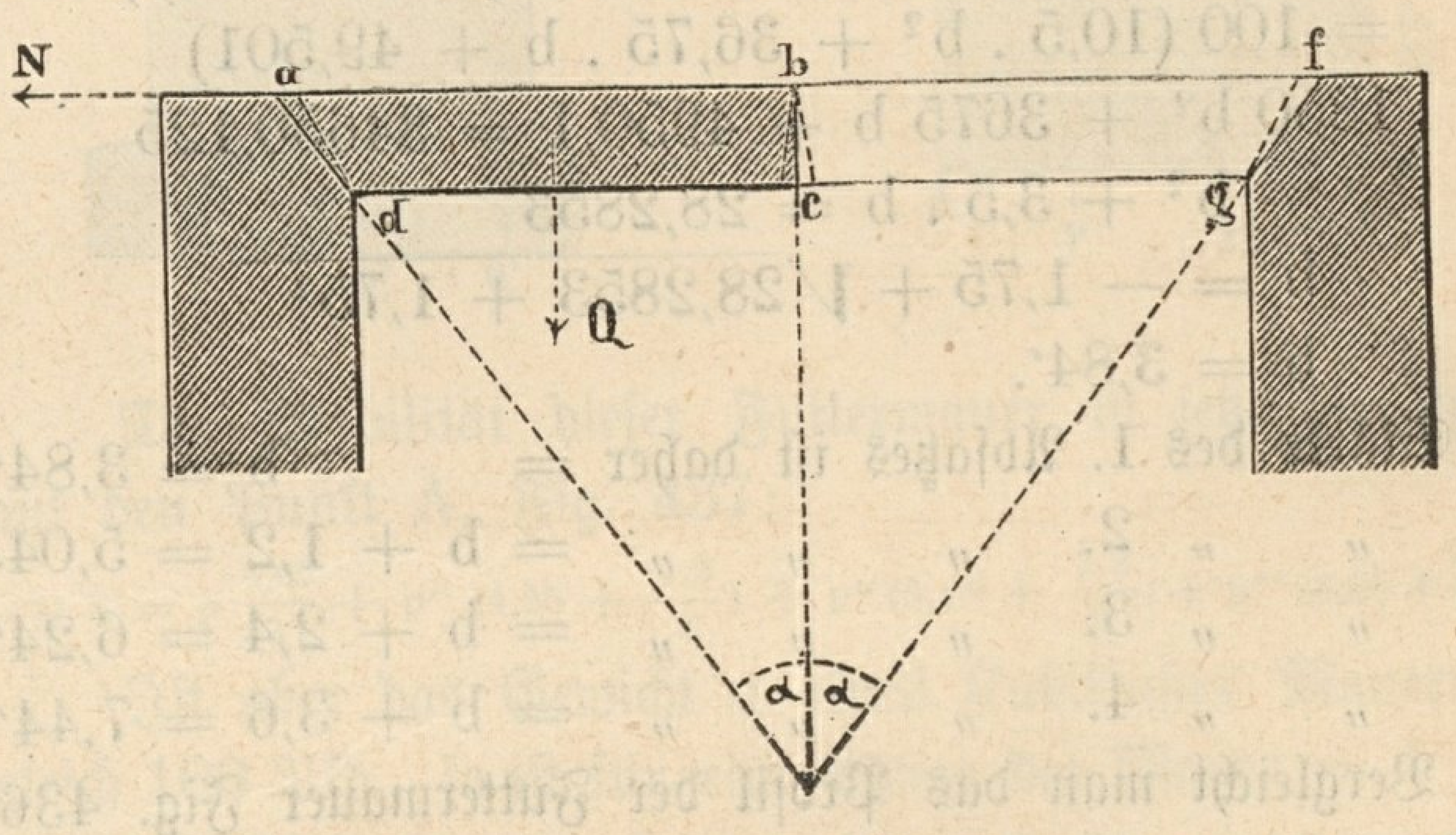
Hieran knüpfen wir eine andere theoretische Betrachtung. Die soeben erwähnten Gewölbeschenkel bilden als Streben am Scheitel einen Winkel von 90 Grad. Wächst derselbe bis zu 180 Grad, so erhält man das scheitrechte Gewölbe und die Gewölbschenkel fallen in eine Richtung, Fig. 438. Setzen wir die Widerlager als fest voraus, so öffnet sich beim Bruche des Gewölbes die Brechungsfuge am Scheitel b c nach unten, sowie die an jeder Widerlagerseite a d und f g nach oben, wie dieß auf der Figur angedeutet ist. Denkt man sich nun die eine Gewölbhälfte entfernt, so wird die andere unter der Bedingung im Gleichgewicht bleiben, wenn in der Richtung von b nach a eine Kraft thätig ist, welche dem Normaldruck im Scheitel oder bei b gleich kommt. Diese sei N und das im Schwerpunkt concentrirt gedachte Gewicht des halben Gewölbes gleich Q; man erhält somit in Bezug auf den Drehpunkt d, Fig. 439, die Momentengleichung

$$Q \,.\, di = N \,.\, dk.$$

Setzt man $di = w$; $dk =$ der Gewölbdicke $= \delta$, so ist:

$$1)\; Q \,.\, w = N\delta.$$

Fig. 438.



Um nun N in Q auszudrücken, sei P, Fig. 440, das Gewicht eines am Scheitel befindlichen Gewölbsteins, dessen Schwerpunkt S ist. N und N′ seien die durch das Gewicht erzeugten senkrechten Pressungen auf die Fugenflächen und α

der Winkel, den die Senkrechte mit der Fugenfläche m n bildet, so ist:

$$N = P \operatorname{tgt} (90 - \alpha) = P \operatorname{Cotgt} . \alpha, \text{ oder}$$

$$N \operatorname{tgt} \alpha . = P,$$

d. h. das Gewicht P des Gewölbsteins ist gleich dem Normaldruck im Scheitel multiplicirt mit der Tangente des

Fig. 439.

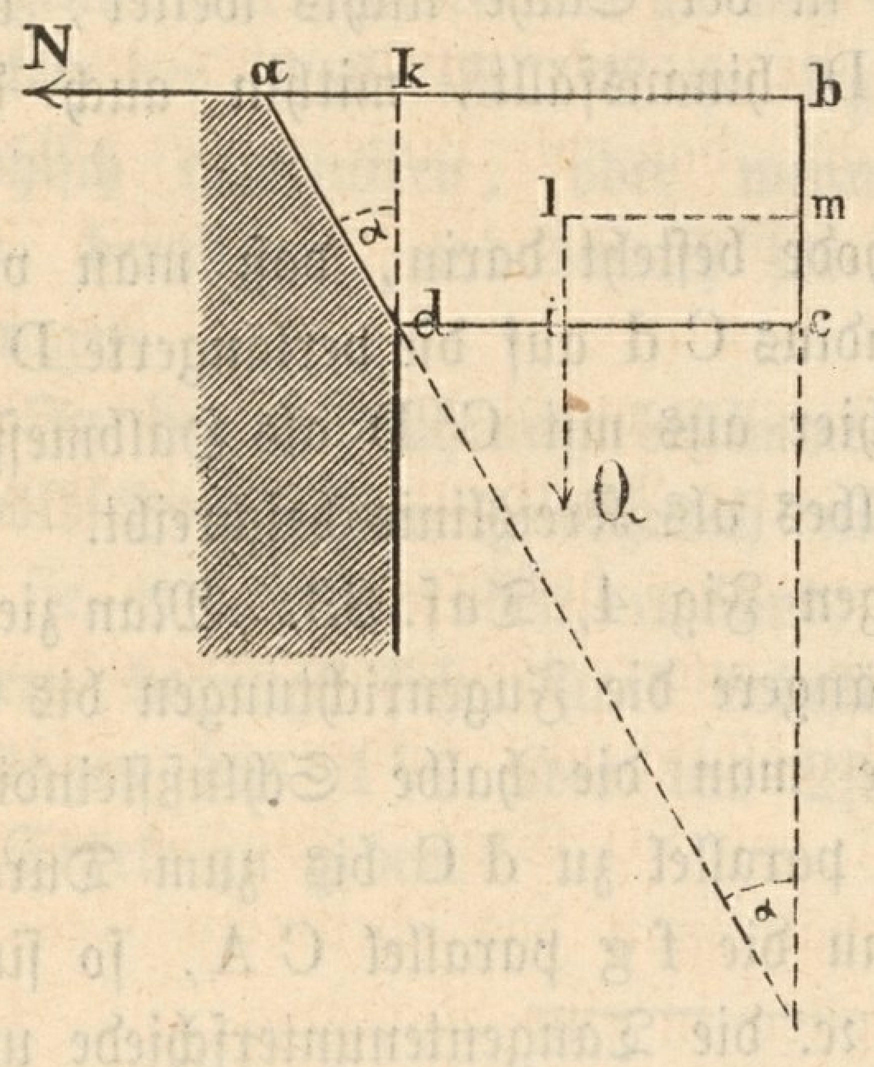
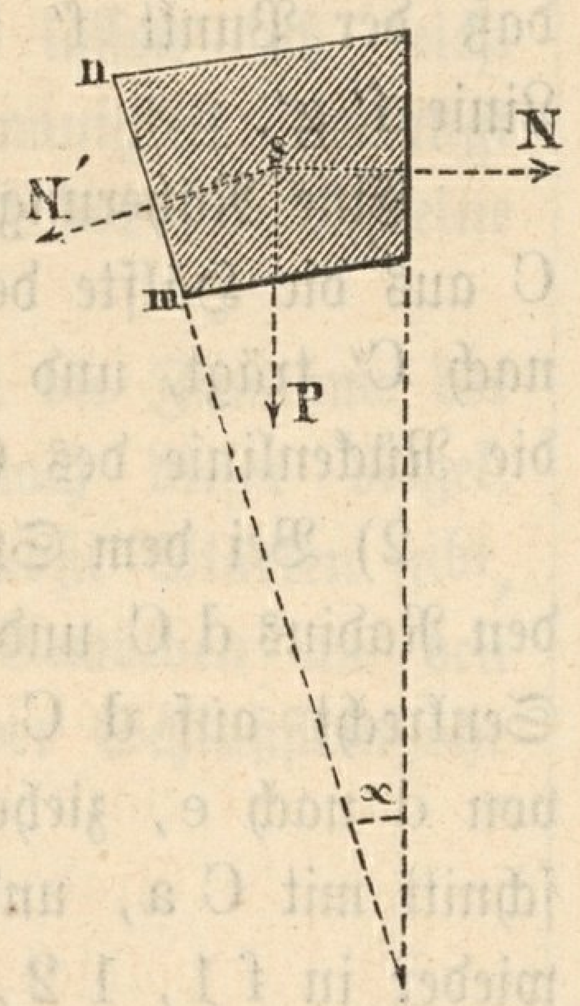


Fig. 440.



Winkels, den die Senkrechte mit der unteren Fugenfläche des Steines bildet. Der Werth von P entspricht dem von Q in Gleichung 1, oder

$$N \operatorname{tgt} . \alpha . w = N \delta$$

$$w = \frac{\delta}{\operatorname{tgt} \alpha} = \delta . \operatorname{Cotgt} . \alpha .$$

Setzt man $\alpha = 30^0$ so ist

$$w = \delta . \frac{\operatorname{Cos} 30^0}{\operatorname{Sin} 30^0} = \delta . \frac{\frac{1}{2}\sqrt{3}}{\frac{1}{2}} = \delta \sqrt{3}.$$

Nehmen wir die Gewölbdicke an, z. B. $\delta = 2{,}5'$, so läßt sich daraus die Spannweite des Gewölbes wie folgt berechnen:

$$w = 2{,}5 \sqrt{3} = 4{,}33.$$

$$d k . \operatorname{tgt} \alpha = a k.$$

Setzt man $a k = x$, so ist $\delta . \operatorname{tgt} \alpha = x$

$$2{,}5 . \operatorname{tgt} . 30^0 = x$$

$$2{,}5 . \frac{\operatorname{Sin} 30^0}{\operatorname{Cos} 30^0} = x$$

$$2{,}5 . \frac{\frac{1}{2}}{\frac{1\sqrt{3}}{2}} = x = 1{,}4434.$$

Es sei $c d = y$; $l m = z$, so ist

$$z = y - w = y - 4{,}33.$$

z ist aber der Schwerpunktsabstand des Paralleltrapezes a b c d von der Senkrechten b c und

$$= \frac{(y + x)^2 + (y + x) . y + y^2}{3 (y + y + x)}$$

$$z = \frac{3y^2 + 3xy + x^2}{6y + 3x} \text{ oder}$$

$$y - 4{,}33 = \frac{3y^2 + 3xy + x^2}{6y + 3x}$$

$$(y - 4{,}33) . (6y + 3x) = 3y^2 + 3xy + x^2.$$

Löst man die Gleichung auf und setzt anstatt x seinen Werth 1,4434, so erhält man für y = 9,3988 oder untere Spannung d g = 18,7976, obere Spannung a f = 18,7976 + 1,4434 + 2
= 21,6844.

Diese gefundenen Werthe sind als Grenzwerthe offenbar zu klein, oder die Dicke des Gewölbes für die gefundene Spannweite zu groß.

Halten wir uns daher an praktische Regeln, welche aus der Erfahrung abstrahirt sind.

Solche Regeln geben namentlich Perronet und Rondelet, ersterer zwar nur für Brückengewölbe, letzterer aber auch für weniger belastete Gewölbe, wie sie bei Hochbauten vorzukommen pflegen. Rondelet hat den Weg der Versuche mit Modellen eingeschlagen, und darauf eine Theorie der Gewölbe, namentlich eine Bestimmung der Widerlagsstärken zu gründen versucht, welcher wir durchaus ihren Werth nicht absprechen wollen, und die sogar gegen viele andere den nicht unbedeutenden Vortheil der Einfachheit besitzt, die aber wohl eben so wenig als ihre gelehrteren Schwestern Anspruch auf unbedingte Brauchbarkeit für die Praxis machen kann.

Was nun zuerst die Gewölbstärke anbelangt, so kommt Rondelet durch seine Versuche zu folgenden allgemeinen Resultaten, die in der Wirklichkeit ihre Bestätigung finden dürften.

1) Ein aus vier gleich großen und überall gleich hohen Gewölbsteinen bestehendes halbkreisförmiges Tonnengewölbe kann sich nicht unterstützen, wenn seine Dicke geringer ist als der siebenzehnte (an einem andern Orte der achtzehnte) Theil seines Durchmessers; die Widerlager als absolut fest angesehen.

2) Gewölbe mit einer ungeraden Anzahl ungleich großer Steine üben einen um so geringeren Schub aus, je größer der Schlußstein ist, und umgekehrt; so daß diejenigen Gewölbe den größten Schub ausüben, bei denen eine Fuge in den Scheitel trifft.

3) Läßt sich in einem überall gleich dicken Gewölbe vom äußern Scheitel aus eine gerade Linie ganz innerhalb der Gewölbdicke bis zum äußeren Fuße ziehen, wie D a in Fig. 2, Taf. 83, so entsteht kein Bruch in den Gewölbschenkeln, vorausgesetzt, daß die Widerlager die Gewölbdicke zur Stärke haben.

4) Nimmt die Gewölbdicke bei kreisförmigen Gewölben nach den Anfängen hin zu, so kann diese im Schlußstein bedeutend geringer sein, als bei einem mit der Leibung parallelen Rücken.

5) Der Schub, den ein Gewölbe ausübt, steht nicht im einfachen, geraden Verhältniß seiner Dicke, so daß, alle übrigen Abmessungen gleich angenommen, ein Gewölbe von doppelter Dicke nicht auch den doppelten Schub ausübt, sondern dieser geringer ausfällt.

6) Ein Gewölbe, dessen Bogenlinie überhöht ist, schiebt weniger stark auf seine Widerlager als ein halbkreisförmiges, und dieses geringer als ein gedrücktes, am stärksten das scheitrechte; überall gleiche Spannweiten 2c. vorausgesetzt.

Von diesen, in ihrer Allgemeinheit als begründet anerkannten Gesetzen verdient das unter 4 genannte einer näheren Betrachtung. Nimmt man nämlich an, daß ein halbkreisförmiges Gewölbe aus vollkommen polirten, ohne alle Reibung an einander gleitenden Gewölbsteinen bestehe, die in der innern Leibung alle gleiche Bogenlängen haben, so hat schon de la Hire (1695) bewiesen, daß sich diese Gewölbsteine nur dann im Gleichgewicht halten können, wenn ihre Gewichte (also hier ihre mittleren Höhen) sich zu einander verhalten wie die Tangentenunterschiede der Winkel, welche die Richtungen ihrer Fugen mit einer Vertikallinie bilden.

Hiernach ergibt sich bei kreisförmigen, elliptischen und den elliptischen nachgebildeten, nach einer Korblinie geformten Gewölben eine Zunahme der Dicke der Gewölbsteine vom Scheitel nach den Anfängen zu, bei Gewölben nach der Kettenlinie eine gleiche Dicke des ganzen Gewölbes, und bei solchen, die nach einer Parabel geformt sind, eine Abnahme der Gewölbdicke vom Scheitel ab, so daß letztere Gewölbe am Scheitel am dicksten werden.

Daß jedoch die hier zu Grunde gelegte Voraussetzung, auch bei der sorgfältigsten Bearbeitung der Gewölbsteine, in der Natur nicht stattfindet, und daß daher diese Regel eine übermäßige Stärke der Gewölbe gibt, bedarf kaum der Erwähnung. Jedenfalls aber gibt sie den auch immer befolgten Fingerzeig, kreisförmige und elliptische Gewölbe in den Anfängen dicker zu machen als im Scheitel.

Auf welche Weise man diese Zunahme der Gewölbstärke graphisch finden kann, zeigen die Fig. 3 bis 6, Taf. 83.

1) Bei dem Kreisbogen Fig. 3. Nachdem die Eintheilung der Fugen gemacht, die Stärke des Schlußsteins bestimmt, und die Fugenrichtungen bis in den Mittelpunkt C verlängert sind, trage man die Hälfte der Scheiteldicke D d von d horizontal nach e, und ziehe e f parallel D C, bis zum Durchschnitt mit der verlängerten Schlußsteinfuge a C; von f aus schneide man alsdann die sämmtlichen Fugenrichtungen durch eine Horizontale f g in den Punkten 1, 2, 3 u. s. w., so ergeben sich hierdurch graphisch die Tangentenunterschiede und die mittleren Höhen a′ b′ = f 1, c′ d′ = 1, 2 2c. der Gewölbsteine m, n 2c.; und eine durch die Punkte b′; d′ 2c. gezogene stetige Kurve gibt die Gestalt des Gewölbrückens an. Sind die Gewölbsteine so schmal, daß, wie in Fig. 3, Taf. 83, links angenommen, die halbe Scheiteldecke über die erste Fuge vom Scheitel hinaus nach e′ fällt, so ändert dieß in der Sache nichts weiter, als daß der Punkt f′ über D hinausfällt, mithin auch die Linie f′ g′.

Eine Näherungsmethode besteht darin, daß man von C aus die Hälfte des Radius C d auf die verlängerte D C nach C′ trägt, und von hier aus mit C′ D als Halbmesser die Rückenlinie des Gewölbes als Kreislinie beschreibt.

2) Bei dem Spitzbogen Fig. 4, Taf. 83. Man ziehe den Radius d C und verlängere die Fugenrichtungen bis C. Senkrecht auf d C trage man die halbe Schlußsteindicke von d nach e, ziehe e f parallel zu d C bis zum Durchschnitt mit C a, und dann die f g parallel C A, so sind wieder in f 1, 1 2, 2 3 2c. die Tangentenunterschiede und die Höhen a′ b′ = f 1, c′ d′ = 1 2 der Gewölbsteine m und n 2c. gefunden. Auch hier erhält man für D b′ d′ eine Näherungskurve, wenn man d C verlängert, C C′ = ½ d C macht, und von C′ aus mit C′ D als Radius einen Kreisbogen beschreibt.

3) Bei dem elliptischen Bogen Fig. 5 und 6, Taf. 83. Man verlängere die Schlußsteinfuge a bis zum Durchschnitt mit der lothrechten D C in C, ziehe beliebig die Horizontale f g, mache f 1 gleich der halben Schlußsteinhöhe und ziehe 1 E parallel der a C, so daß $\angle$ D C a = $\angle$ f e 1 wird, ferner die Linien E 2, E 3, E 4 2c. parallel den Fugenrichtungen b, c 2c., so sind in 1 2, 2 3 2c. die Tangentenunterschiede und damit die mittleren Höhen a′ b′, c′ d′ 2c. der Gewölbsteine m, n 2c. gefunden.

Der durch Verlängerung der Schlußsteinfuge a gefundene Punkt C kann als der Mittelpunkt des Bogens d a angesehen werden; trägt man nun ½ D C von C nach C′, so kann man mit C′ D als Radius von C′ aus die Rückenlinie des Gewölbes näherungsweise als Kreislinie zeichnen.

Die angegebenen Näherungsmethoden gewähren nur in dem oberen Theile der Gewölbschenkel einige Genauigkeit; doch ist dieß auch hinreichend, weil, wie wir bald sehen werden, die Widerlagsmauern immer über die Kämpferpunkte hinaus aufgemauert werden, und daher die untern Theile der Gewölbschenkel in der sogenannten Ueber- und Hintermauerung stecken. In den Fig. 3 bis 6, Taf. 83, ist diese letztere, um Wiederholungen zu vermeiden, bereits mit angedeutet.

4) Ist das Gewölbe nach einer Kettenlinie gebildet, so ergeben sich, gleiche Bogenlinien für die Gewölbsteine vorausgesetzt, nach der Natur dieser Kurve auch lauter

gleiche Tangentenunterschiede, d. h. ein nach der Kettenlinie geformtes Gewölbe erhält in seinem Querschnitt lauter gleich hohe Gewölbsteine.

5) Liegt eine Parabel der Gewölbform zu Grunde, so müssen, nach der gemachten Voraussetzung, die Höhen der Gewölbsteine umgekehrt vom Scheitel nach den Anfängen hin abnehmen, weil in diesem Falle dasselbe mit den Tangentenunterschieden der zu den Gewölbsteinen gehörigen Winkel der Fall ist. Diese letzteren lassen sich leicht graphisch construiren, oder wenn Genauigkeit verlangt wird, berechnen, und danach die Höhen der Gewölbsteine auftragen.

In der Ausführung bestimmt man die Zunahme der Gewölbschenkelhöhen gewöhnlich nicht nach dieser Regel, weil sie, wie weiter oben erwähnt, zu große Stärken gibt, sondern begnügt sich, stark belasteten Gewölben an den Anfängen das $1\frac{1}{2}$ oder das 2fache der Schlußsteinhöhe zur Stärke zu geben.

Man sieht, es kommt Alles auf die Bestimmung der Stärke des Scheitels oder des Schlußsteins der Gewölbe an, und wir wollen daher einige der hierfür gegebenen Regeln und Formeln kennen lernen, diese mit ausgeführten Gewölben vergleichen, und hieraus Anhaltspunkte zu gewinnen suchen, die, wenigstens in nicht außergewöhnlichen Fällen, uns zur Richtschnur für die Ausführung dienen können.

Perronet gibt für Brückengewölbe folgende praktische Regel:

Für Spannweiten von und über 72 Fuß nehme man $\frac{1}{24}$ der Spannweite als Stärke des Scheitels an*), unter 72 Fuß aber $\frac{5}{144}$ derselben, und addire 12 Zoll hinzu. Er hat hierbei das alte zwölftheilige französische Maß im Auge, und wir finden daher in Morin's „Hülfsbuch der praktischen Mechanik" diese Regel, in Metermaß, durch folgende Formel ausgedrückt,

$$E = \frac{5\,D + 46{,}777}{144}$$

welche sich für württemberger Fußmaß in

$$E = \frac{5\,D + 166{,}7}{144}$$

$$= \frac{5}{144}\,D + 1{,}158$$

verwandelt, und in welcher E die Stärke des Gewölbscheitels, D aber den Durchmesser des inneren Kreisbogens bezeichnet.

Dieselbe Regel gilt auch für Korbbögen, nur muß für D der Durchmesser des obersten Kreisbogens gesetzt werden.

Hierbei ist aber angenommen, daß die Gewölbstärke nach den Anfängen hin wächst, und zwar beiläufig bis zu dem Doppelten der Stärke am Schlußsteine. Die berühmte Brücke zu Neuilly, von Perronet in den Jahren 1768 bis 1780 erbaut, hat bei 120 Fuß Spannweite, 5 Fuß Stärke im Scheitel und 9 Fuß in den Anfängen.

Rondelet gibt im zweiten Theile seines bekannten Werks eine Tabelle über die Gewölbstärken von 1 bis zu 40 Meter, oder von 3 bis 120 Fuß Spannweite; und zwar für Brückenbögen oder stark belastete Gewölbe, für mittlere Gewölbe oder solche, die den Fußboden eines obern Stockwerks zu tragen haben, und für leichte oder solche, die nur die Decke eines Raumes bilden und daher nichts als ihre eigene Last zu tragen bestimmt sind.

Man erhält die Abmessungen dieser Tabelle indessen ganz genau, wenn man für die Gewölbstärke der Brückenbögen $\frac{1}{24}$ der in Fußen bezeichneten Spannweite nimmt und 1 Fuß addirt, für mittlere Gewölbe hiervon die Hälfte, und für leichte den vierten Theil setzt.

Hierbei setzt Rondelet behauene Quadersteine von mittlerer Härte voraus, und die Stärke an den Anfängen doppelt so groß als im Scheitel.

Im 4ten Theile seines Werks, wo er die „Theorie der Constructionen" abhandelt, und wo er mehr die im Hochbauwesen üblichen Gewölbe aus Bruch- oder Backsteinen im Auge hat, gibt er für die Gewölbdicken folgende Regeln.

Die geringste Dicke eines Gewölbes, dessen Rücken der Leibung parallel abgeglichen ist, darf nicht weniger als den fünfzigsten Theil des Halbmessers betragen, wenn das Gewölbe, ohne alle fremde Belastung, sich selbst tragen soll. Hierbei werden aber, wie in den Versuchen, ganz genau keilförmig bearbeitete Gewölbsteine vorausgesetzt, und da solche in der Praxis nicht disponibel zu sein pflegen, so bestimmt er die geringste Stärke von Tonnengewölben bis zu 15 Fuß Halbmesser zu 4 bis 5 Zoll, und dieß würde $\frac{1}{90}$ bis $\frac{1}{72}$ der Spannweite betragen, wobei dann aber eine Zunahme der Stärke nach den Anfängen hin vorausgesetzt wird.

Für gedrückte, aus einem einzigen Kreisbogen bestehende Gewölbe (Kappengewölbe) soll man zur geringsten Stärke $\frac{1}{5}$ der Pfeilhöhe des halben Bogens, oder $\frac{1}{5}$ r. Sinus versus $\frac{1}{2}\,\alpha$ nehmen, wenn $2\,\alpha$ den ganzen zum Gewölbe

*) Dieß ist eine sehr sichere Angabe, indem Gewölbe von 140 bis 173 Fuß Spannweiten ausgeführt wurden bei nur $\frac{1}{40}$ Scheitelstärke. Siehe „Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken von H. Scheffler." S. 76. Braunschweig 1857.

gehörigen Centriwinkel und r den Halbmesser des Gewölbbogens bezeichnet, oder in Fig. 7, Taf. 83, $\delta = \frac{ab}{5} = \frac{cd}{5}$ machen. Diese Stärke soll dann noch um $\frac{1}{144}$ der Länge der Sehne c e vermehrt werden, wenn das Gewölbe mit Gips, und um $\frac{1}{96}$, wenn es mit Kalkmörtel gemauert ist, um $\frac{1}{72}$ aber, wenn weiche Hausteine das Material bilden. Diese Dicke soll dann vom Schlußstein bis in die Gegend der Brechungsfuge oder bis zur Höhe der Ausmauerung der Gewölbwinkel so zunehmen, daß sie das anderthalbfache der Stärke am Schlußstein beträgt.

Diese Regel soll für spitzbogige und alle Arten von Tonnengewölben gelten; und Rondelet führt an, daß man nach derselben alle Stärken der Tonnengewölbe in der Genovevenkirche zu Paris bestimmt habe.

Hierauf gibt Rondelet Tabellen für die Stärken von drei verschiedenen Arten von halbkreisförmigen Gewölben, nämlich solche, die

1) im Scheitel horizontal abgeglichen sind;
2) bis zur halben Höhe ausgemauert, und dann im Rücken parallel der Leibung abgeglichen, und
3) bis zur halben Höhe ausgemauert, und von hier bis zum Scheitel verjüngt abgeglichen sind, und zwar für Spannweiten von 12—130 Fuß.

Diese Tabellen hier wieder zu geben, erscheint indessen unnöthig, denn die Abmessungen ad 1 sind, wie die Tabellen selbst zeigen, gleich $\frac{1}{48}$ der Spannweite; die ad 2 gleich $\frac{1}{36}$; die ad 3 am Scheitel ebenfalls gleich $\frac{1}{48}$ der Spannweite, und da wo die Ausmauerung aufhört, gleich $\frac{1}{48} \cdot \frac{3}{2} = \frac{1}{32}$ dieser Abmessung.

Auf der Eisenbahn von Paris nach St. Germain und Versailles (rechtes Ufer) sind Versuche angestellt, um für die dort zu beschaffenden Materialien diejenigen Dimensionen für die Stärken gewölbter Durchlässe zu ermitteln, welche sich den Grenzen der Stabilität nähern. Und man fand, daß die in den Fig. 8 und 9, Taf. 83, gegebenen Profile die erforderliche Stabilität besitzen.

Die Gewölbe sind halbkreisförmig, und die eingeschriebenen Zahlen beziehen sich auf das Metermaß. Das kleinere Profil trägt eine 10, das größere eine 7,5 Meter hohe Dammschüttung. Das Steinmaterial ist keineswegs durch Größe oder Festigkeit ausgezeichnet, dagegen der Mörtel von guter Beschaffenheit und mit vorzüglicher Sorgfalt bereitet.

Bei dem kleinern Gewölbe, Fig. 8, beträgt die Gewölbdicke im Scheitel $\frac{1}{8}$ der Spannweite, bei dem größeren, Fig. 9, ca. $\frac{1}{11}$, bei ersterem an den Widerlagern nahe das $1\frac{1}{2}$fache der am Scheitel, und bei letzteren findet dieses Verhältniß genau statt.

Nach diesen Erfahrungen hat man für die auf den württembergischen Eisenbahnen vorkommenden vielen dergleichen Bauten Normalien festgesetzt, die in folgender Tabelle hier wiedergegeben werden mögen.

Spannweite.	Gewölbdicke am Scheitel.	Gewölbdicke am Widerlager.	Verhältniß.
5,	1,2′	1,5′	$\frac{1}{4,16}$
6,	1,3′	1,8′	$\frac{1}{4,61}$
9,	1,5′	2,1′	$\frac{1}{6}$
12,	1,7′	2,4′	$\frac{1}{7}$
15,	1,9′	2,7′	$\frac{1}{7,8}$
18,	2,1′	3,0′	$\frac{1}{8,5}$
21,	2,3′	3,3′	$\frac{1}{9,1}$
24,	2,5′	3,6′	$\frac{1}{9,6}$

Hierbei ist zwar kein besonders guter Mörtel, hingegen aber sehr guter, fester Keupersandstein vorausgesetzt.

Die Gewölbdicken erscheinen hier sehr groß im Verhältniß zu den Spannweiten, und zwar um so größer, je kleiner letztere sind. Dieß dürfte sich indessen auch rechtfertigen lassen, wenn man die zufällige Belastung bei Brücken (etwa einen darüberfahrenden Lastwagen 2c.) berücksichtigt, denn der Druck, den eine solche auf die Quadrateinheit der Fläche einer Gewölbfuge, etwa des Scheitels oder Schlußsteins, ausübt, ist bei dem kleinen Gewölbe eben so groß, als bei dem weitestgespannten, und es muß der hierzu nöthige Widerstand vorhanden sein. Daher kommt auch in den Perronet'schen und Rondelet'schen Regeln der additionelle Zusatz, weil bei kleinen Gewölben die zufällige Belastung die eigene, aus dem Gewicht der Materialien entstehende, übertreffen kann, jedenfalls aber in einem ganz andern Verhältniß bei einem weitgespannten Gewölbe auftritt.

Außerdem ist in den vorliegenden Beispielen der Umstand wohl zu berücksichtigen, daß die Gewölbe Durchfahrten unter oft sehr hohen Eisenbahndämmen zu bilden bestimmt sind, und dem Erddrucke, besonders so lange bis die ganze

Masse zur Ruhe gekommen ist, einen bedeutenden Widerstand zu leisten haben.

Nach der Perronet'schen Regel (S. 293) hätten wir für 24' Spannweite statt der in der Tabelle angegebenen 2,5 Fuß $\frac{24 \,.\, 5}{144}$ + 1,158 Fuß = 2,41 Fuß als Gewölbstärke im Scheitel gefunden.

Für brückenartig belastete Gewölbe, deren Bogenlinie ein Halbkreis, ein nicht unter $^1/_8$ gedrückter Stichbogen, oder ein gedrückter Korbbogen ist, dessen größter, dem Scheitel entsprechender Halbmesser höchstens das $1\,^1/_2$fache der Spannweite beträgt und deren Auffüllung über dem Scheitel das gewöhnliche Maß von 1 bis 2 Fuß nicht übersteigt; stellen sich nachstehende Scheitelstärken als Resultate einer großen Menge von Erfahrungen heraus *).

Scheitelstärke S in Fußen.	Zugehörige Spannweite W in Fußen für Straßen- Brücken.	Zugehörige Spannweite W in Fußen für Eisenbahn-Brücken.	Verhältniß $\frac{W}{S}$ für Straßen- Brücken.	Verhältniß $\frac{W}{S}$ für Eisenbahn-Brücken.
1	5	3	5,0	3,0
1,5	9	7	6,0	4,66
2	16	12	8,0	6,0
3	40	30	13,3	10,0
4	80	60	20,0	15,0
5	120	100	24,0	20,0

Bei Gewölben des Hochbauwesens hat man es selten mit sehr großen Spannweiten und eben so selten mit einem andern Material als Backstein zu thun. Dieses erlaubt keine kleineren Unterschiede in den Gewölbstärken als die Backsteinbreite, und man wird daher meistens $^1/_2$ oder 1 Stein starke Gewölbe auszuführen haben. Für die am meisten vorkommenden Gewölbe, die Fußböden zu tragen haben, wird man, Material und Arbeit mittelgut vorausgesetzt, bis zu 16 bis 20 Fuß Spannweite $^1/_2$, und darüber 1 Stein Stärke nehmen dürfen, wobei dann das bei der Construction der Gewölbe über die Anordnung von Verstärkungsgurten Gesagte zu berücksichtigen ist.

Hat man lagerhafte Bruchsteine, so wird man statt $^1/_2$ Stein etwa 8 Zoll, und statt 1 Stein etwa $1\,^1/_2$ Fuß Stärke annehmen dürfen. Bei behauenen Steinen ist die kleinste Dimension in der Regel durch das Vorkommen der Steinart in den Brüchen vorgeschrieben, wie denn in Karlsruhe und Stuttgart die Kellergewölbe alle circa 1,5 Fuß stark gemacht werden, ohne dabei die verschiedenen Spannweiten (die freilich nicht sehr viel von einander abweichen) weiter zu berücksichtigen.

Haben die Gewölbe gar nichts als ihre eigene Last zu tragen, wie über Sälen und Kirchen 2c., über denen sich unmittelbar das Dach befindet (welches letztere aber das Gewölbe ebenfalls nicht belasten darf), so wird man, wenigstens im Scheitel der Gewölbe, immer mit $^1/_2$ Stein Stärke ausreichen, bei sehr großen Spannweiten dann aber an den Anfängen bis zu $1\,^1/_2$ Stein Stärke gehen müssen, wenn sich eine horizontale Aufmauerung der Gewölbwinkel nicht anbringen läßt.

Es ist bisher immer nur von Tonnengewölben die Rede gewesen, doch sind auch in diesen die aus einer zu geringen Gewölbstärke etwa entstehenden Risse jedenfalls die gefährlichsten, weil nichts sie hindert, sich durch die ganze Länge des Gewölbes zu erstrecken. Deßhalb wird man bei Kloster=, Kreuz= und sphärischen Gewölben jedenfalls sicher gehen, wenn man ihnen dieselbe Stärke gibt, die man den Tonnengewölben gegeben haben würde, aus denen man sich die zusammengesetzten Gewölbe entstanden denken kann. Bei spitzbogigen Kreuzgewölben mit verstärkten Gräten wird man die Kappen, wenn sie in Backstein ausgeführt werden, selten stärker als $^1/_2$ Stein machen dürfen, denn selbst in den größten Kirchen, wie z. B. im Ulmer Münster, wo die Gewölbe nahe an 60 Fuß spannen, sind die Kappen nur $^1/_2$ Stein stark; und im Magdeburger Dom bestehen die Kappen der Kreuzgewölbe des Mittelschiffes, bei circa 38 Fuß Spannweite, aus ganz unregelmäßigen kleinen Kalksteinen, und haben eine Stärke von 8 Zoll.

Bei den zusammengesetzten Wölbungen, als den Kappen= und böhmischen Gewölben 2c., haben wir schon früher die Stärke der Kappen zu $^1/_2$ Stein angegeben, und nur in den seltenen Fällen, in welchen man ihnen eine ganz besondere Last zu tragen gegeben hat, oder wo sie großen Erschütterungen ausgesetzt sind, macht man sie 1 Stein stark. Die Gurtbögen dieser Wölbungen kann man als kurze Tonnengewölbe ansehen und danach ihre Stärke bestimmen; doch tritt hier gewissermaßen derselbe Umstand ein, wie bei den kleinen Brückengewölben, und man wird die in der Tabelle Seite 294 angegebenen Stärken auch hier anwenden können; wobei, wenn Backstein das Material ist, die nächste durch halbe Steinlängen zu erreichende Abmessung zu nehmen sein wird.

Für Bögen von diesem Material über Oeffnungen in den Mauern 2= bis 3stöckiger Gebäude, hat sich durch Erfahrung herausgestellt, daß bei Spannweiten

von 6	Fuß	die Stärke	1 Stein
„ 6 bis 10	„	„ „	$1\,^1/_2$ „
„ 10 „ 16	„	„ „	2 „
„ 16 „ 20	„	„ „	$2\,^1/_2$ „

betragen müsse. Bei größeren Bögen und Tonnengewölben aus Backsteinen, die stark belastet sind, pflegt man

*) Eine größere Tafel der Dimensionen, sowie der Pressungs= und Stabilitäts=Verhältnisse zu mehreren bekannten Brückengewölben von 12 bis 173 Fuß Spannweite findet man in Scheffler's „Theorie der Gewölbe" 2c. S. 76.

$\frac{1}{12}$ der Spannweite als Stärke im Scheitel anzunehmen; jedoch hiermit überhaupt nicht weiter als bis zu 40 Fuß Spannweite zu gehen, über welches Maß hinaus der Backstein, wenn er nicht ganz vorzüglicher Qualität ist und eine besonders sorgfältige Behandlung erfährt, nicht wohl mehr angewendet werden kann, und behauene Werksteine jedenfalls vorzuziehen sind.

Für scheitrechte Bögen wird man am besten thun, wenn man denselben, nach Fig. 10, Taf. 83, einen zu 60 oder 40 Grad Mittelpunktswinkel gehörigen Kreisbogen zu Grunde legt, zu diesem nach den gegebenen Andeutungen die Gewölbstärke sucht, und die Sehne dieses Bogens für die Leibung des scheitrechten Bogens ansieht.

§. 10.

Stärke der Widerlagsmauern.

Alle Widerlagsmauern müssen mittelst ihrer Stabilität dem auf sie wirkenden Drucke der Gewölbe, welcher aus dem Gewicht dieser und der etwaigen fremden Belastung entsteht, widerstehen. Bekanntlich sind hierbei aber zwei verschiedene Momente in Betracht zu ziehen; nämlich das Verschieben des Mauerkörpers auf seiner Grundfläche, und das Drehen desselben um eine, meist horizontale Achse, oder das Umwerfen.

Dem Verschieben wirkt die Reibung entgegen, welche durch einen aliquoten Theil des aus dem Gewichte des Mauerkörpers entstehenden Normaldruckes ausgedrückt wird, und da letzterer immer leicht zu bestimmen, auch die Größe des Reibungskoeffizienten *) nicht allzu schwer zu ermitteln ist, so wird sich die Größe der Stabilität in Bezug auf das Verschieben des Mauerkörpers ohne große Beschwerde finden lassen.

Der Widerstand gegen das Umwerfen, d. h. Drehung um eine geradlinige Seitenkante des Mauerkörpers, findet sich noch leichter aus dem Gewichte des Mauerkörpers, multiplicirt mit dem Hebelsarme in Bezug auf die Drehachse; so daß also für beide Fälle die Größe des Widerstandes ohne Beschwerde genau genug gefunden werden könnte. Ließen sich daher nun die aus dem Gewicht des zu tragenden Gewölbes entstehenden Kräfte ihrer Größe und Richtung nach ebenfalls so leicht und sider für jeden einzelnen Fall bestimmen, so könnte man die nthwendige Stärke der jedesmaligen Widerlagsmauer leicht berechnen. Dieß letztere ist nun aber leider nicht der Fal. Denn die Wirkung der einzelnen Gewölbsteine auf einader, und der Einfluß, den hierbei die mehr oder wenige genaue und richtige Form derselben und der Zusammenhan des Mörtels in den Fugen ausüben, namentlich der letztere,ist schwer in Rechnung zu stellen; so daß bei Aufstellung eier Theorie immer Voraussetzungen gemacht werden müssen, die in Wirklichkeit oft nicht einmal annähernd eintreffen.

Solche Voraussetzungen sind:

Zwischen den einzelnen Gewölbsteinen finde gar keine Verbindung durch den Mörtel statt, wohl aber Reibung: oder das ganze Gewölbe bestehe aus einem Stücke und trenne sich nur in den Brechungsfugen (S. 290), in welchen aber die Reibung unberücksichtigt zu lassen sei 2c.

Dergleichen Voraussetzungen müssen gemacht werden, um nicht zu verwickelte Rechnungen zu erhalten; wenn gleich ihre Unhaltbarkeit recht wohl eingesehen wird. Um sicher zu gehen, ist es dabei dann aber nothwendig, die Voraussetzungen so zu machen, daß sie, für den ungünstigsten Fall, der oft gar nicht eintreten kann, passen, woraus dann eine zu große Stärke der Widerlager folgt, die zu vermeiden ja gerade der Zweck der Rechnung war. Denn irgend einen Mauerkörper, also auch ein Gewölbwiderlager, so stark zu machen, daß es halten muß, unbekümmert darüber, ob Material unnütz verschwendet wird, das ist keine Kunst, dazu gebraucht man keine besondern Kenntnisse; aber die Abmessungen so zu bestimmen, daß sie die nöthige Sicherheit gewähren ohne Materialverschwendung, so also, daß die Stärke gerade hinreicht, aber nicht überflüssig groß ist, das ist die Aufgabe des wissenschaftlich gebildeten Architekten oder Ingenieurs; und hierzu macht er seine wissenschaftlichen Studien.

Es fehlt nun auch keineswegs an sogenannten Gewölbtheorien, die aber, trotz des oft großen Aufwandes von Scharfsinn und Gelehrsamkeit, dem Praktiker wenig Nutzen gewähren, weil sie von Voraussetzungen ausgehen, die nicht stattfinden, oder Umstände außer Betracht lassen, die von Einfluß sind. So von der einen Führerin, der Wissenschaft, im Stich gelassen, bleibt dem Praktiker nichts übrig, als sich der andern, der Erfahrung, in die Arme zu werfen. Es ist gewiß nicht zu viel gesagt, wenn wir die Behauptung aufstellen, daß wir im Allgemeinen unsere Gewölbe und deren Widerlager zu stark machen, aus Furcht, sie zu schwach anzuordnen; denn wer will den Versuch wagen, wer die Verantwortung auf sich nehmen, wenn er mißlingt?

Wenn wir nun auch eingestehen müssen, daß die vorhandenen Gewölbtheorien für die Praxis unmittelbar keinen großen Nutzen gewähren, so dürfen wir deren Werth für den Baukünstler doch durchaus nicht in Abrede stellen, sondern müssen das Studium derselben ihm vielmehr zur unerläßlichen Bedingung machen.

Die Theorien alle hier aufzuführen, würde aber die Grenzen unseres Vortrags überschreiten; auch können wir eine Bekanntschaft mit denselben voraussetzen, da einem Studium der Bauconstructionslehre nothwendig das der Statik vorangehen muß. Wir wollen uns daher begnügen, einige der einfacheren nur kurz zu berühren.

*) Denselben kann man zu 0,7 annehmen.

§. 11.

Theorie nach Rondelet.

Rondelet gründet seine Gewölbtheorie auf eine Reihe von Versuchen mit Modellen, welche er in seinem bekannten Werke ausführlich beschreibt, wobei er die Uebereinstimmung seiner Formeln mit den Resultaten jener Versuche in allen möglichen Fällen nachzuweisen sich bemüht.

Er setzt seine Gewölbsteine (aus feinkörnigen Werksteinen möglichst glatt bearbeitet) zu Bogen von 9 Zoll Spannweite ohne Bindemittel zusammen, und zieht daher keinen andern Zusammenhang in den Fugen in Betracht, als den, der aus der Reibung entspringt.

Ferner geht er von dem Satze aus, daß man zur Fortbewegung eines Parallelepipedums von solchen Steinen auf einer horizontalen Unterlage von derselben Beschaffenheit eben so viel Kraft bedürfe, als nöthig ist, um einen vollkommen polirten Körper vom nämlichen Gewicht auf einer unter 30 Grad geneigten Ebene in die Höhe zu ziehen.

Er kommt zu diesem Schlusse durch einen Versuch, nach welchem das genannte Parallelepipedum, um auf horizontaler Grundlage fortgezogen zu werden, einer horizontalen Kraft bedurfte, gleich der Hälfte seines Gewichts, und von selbst herabzugleiten anfing, wenn man die Unterlage um wenig mehr als 30 Grad gegen die Horizontale neigte. Nun ist aber bekannt, daß die mit einer schiefen Ebene parallele Kraft, welche einem auf ihr ohne Reibung ruhenden Körper das Gleichgewicht zu halten vermag, sich zu dem Gewichte dieses Körpers verhält, wie die Länge der schiefen Ebene zu ihrer Höhe, d. i. wie 1 zum Sinus des Neigungswinkels der schiefen Ebene, und daß der Sinus von 30 Grad gleich $\frac{1}{2}$ ist.

Hieraus folgert er weiter, daß man eine unter 30 Grad geneigte Gewölbfuge als horizontal, und den auf ihr ruhenden Gewölbstein durch die Reibung im Gleichgewicht gehalten ansehen könne; so daß ein Gewölbstein, auf einer um 40 Grad geneigten Fuge ruhend, als ein auf einer um 10 Grad geneigten, aber ohne Reibung gleitender anzusehen sei 2c.

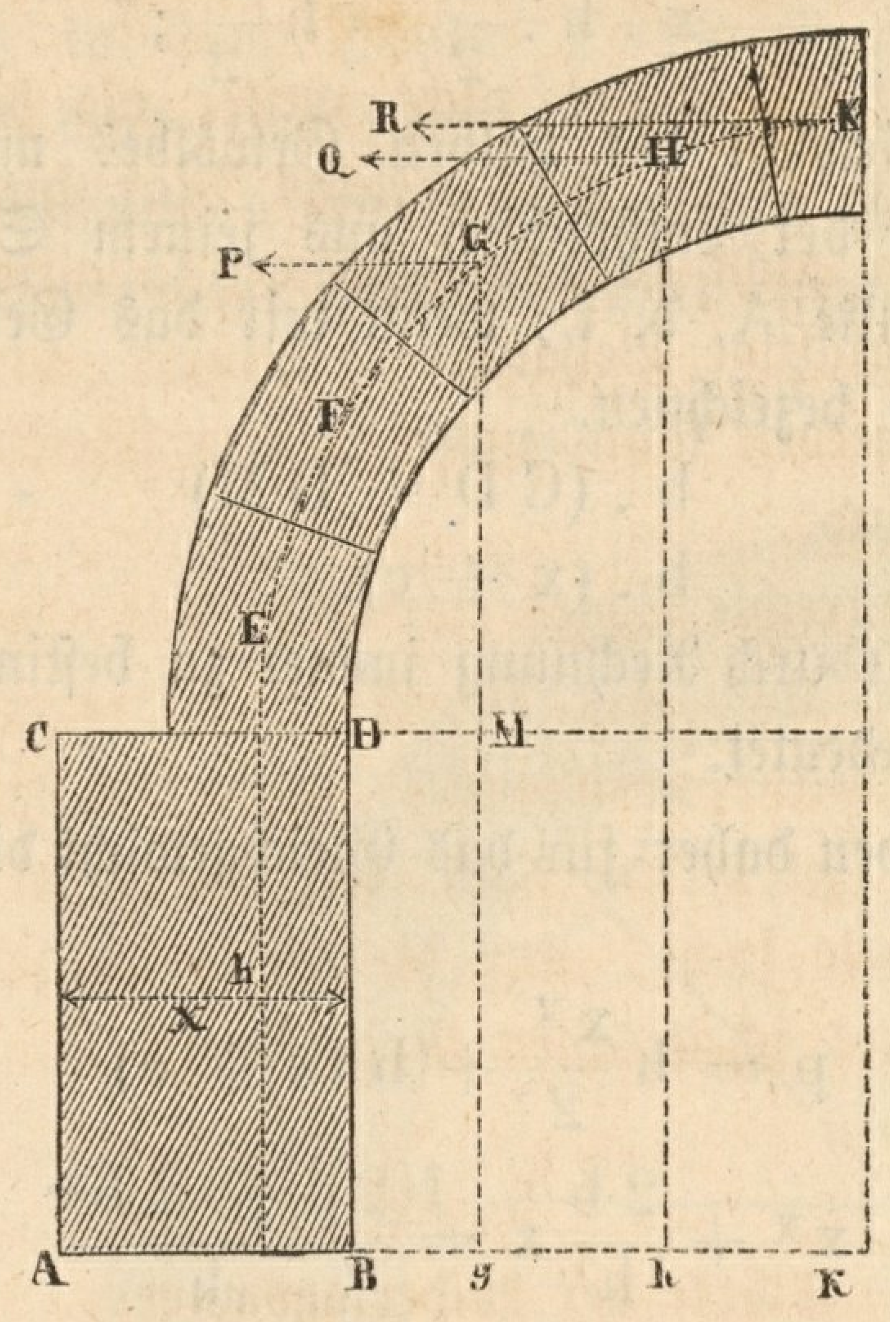
Unter diesen Voraussetzungen betrachtet er nun ein aus neun gleichen Gewölbsteinen zusammengesetztes halbkreisförmiges Gewölbe, dessen Rücken der Leibung parallel und das in Fig. 441 dargestellt ist, wie folgt:

1) Die zu den einzelnen Gewölbsteinen gehörigen Winkel sind jeder $= \frac{180}{9} = 20$ Grad.

2) Der Anfänger E ruht auf einer Horizontalfuge und bedarf daher, um fortgeschoben zu werden, einer horizontal wirkenden Kraft gleich der Hälfte seines Gewichts.

Der zweite Stein F ruht auf einer Fuge von 20 Grad Neigung, erhält sich daher auch noch vermöge der

Fig. 441.



Reibung in Ruhe, und beide Steine E und F sind als mit einander verbunden und auf der Horizontalfuge CD ruhend anzusehen.

4) Der dritte Stein G auf einer um 40 Grad geneigten Fuge ruhend ist, nach der vorangestellten Hypothese, anzusehen, als ob er ohne Reibung auf einer um 10 Grad geneigten Ebene ruhete. Er bedarf daher, um in Ruhe zu bleiben, einer (in seinem Schwerpunkte angebrachten) horizontalen Kraft P, deren Größe sich aus der Proportion findet, daß sich diese Kraft P zu dem Gewicht G des Steins verhält, wie die Höhe der schiefen Ebene zu ihrer Basis, d. i. wie der Sinus des Neigungswinkels zu seinem Cosinus oder

$$P : G = \text{Sin. } 10^0 : \text{Cos. } 10^0 \text{ und}$$

$$P = G \frac{\text{Sin. } 10}{\text{Cos. } 10} = G \text{ tg. } 10^0.$$

5) Ebenso findet sich die Kraft Q, welche erforderlich ist, um den Stein H in Ruhe zu erhalten.

$$Q = H \text{ tg. } 30^0$$

und $$R = K \text{ tg. } 50^0$$

wobei unter K natürlich nur das halbe Gewicht des ganzen Schlußsteins verstanden ist.

6) Diese horizontal wirkenden Kräfte P, Q und R haben, in Bezug auf den Punkt A als Drehpunkt, die Hebelsarme Gg, Hh und Kk, und da sie alle in demselben Sinne wirken, so ist ihre Momenten-Summe

$$p = P \,.\, Gg + Q \,.\, Hh + R \,.\, Kk.$$

Daß diese Hebelsarme leicht gefunden werden können, wenn die Höhe des Widerlagers = h gegeben ist, bedarf wohl keiner Erläuterung, so daß also p für jeden besonderen Fall als bekannt angesehen werden darf.

7) Diesem p entgegen wirkt das Moment der Stabilität des Widerlagers, d. i., wenn wir letzteres parallelepipedisch und seine Breite = x setzen,

$$x \,.\, h \,.\, \frac{x}{2} = h\frac{x^2}{2};$$

ferner das Gewicht des halben Gewölbes multiplicirt mit dem Abstand der Lothrechten aus seinem Schwerpunkt G vom Drehpunkte A, d. i., wenn wir das Gewicht des Gewölbes mit b bezeichnen,

$$b \,.\, (CD + DM)$$

oder $$b \,.\, (x + c),$$

wobei c den (durch Rechnung immer zu bestimmenden) Abstand DM bedeutet.

Wir haben daher für das Gleichgewicht die Momentengleichung:

$$p = h\frac{x^2}{2} + b\,(x + c)$$

oder $$x^2 + \frac{2\,b}{h}\,x = \frac{2p - 2\,b\,c}{h}$$

woraus sich

$$1)\ x = \sqrt{\frac{2p - 2\,b\,c}{h} + \frac{b^2}{h^2}} - \frac{b}{h}$$

ergibt.

Möge hier ein Beispiel folgen. Der Radius des Gewölbes sei = 8, seine Dicke = 1,5 und die Höhe des Widerlagers = 8 Fuß.

Das Gewicht eines Gewölbsteins von 1 Fuß Länge, wenn der Cubikfuß zu 100 Fuß angenommen, ist

$$= \frac{3{,}14}{2}\,(9{,}5^2 - 8^2)\,\frac{1}{9} \,.\, 100 = 457{,}8 \text{ Pfd.}$$

Das Gewicht des halben Schlußsteins = 228,9 Pfd.

Daher $P = 457{,}8 \text{ tgt} \,.\, 10^0 = 457{,}8 \,.\, 0{,}17632$

$P = 80{,}71929.$

$Q = 457{,}8 \,.\, \text{tgt } 30^0 - 457{,}8 \,.\, 0{,}57735$

$Q = 264{,}31083.$

$R = 228{,}9 \,.\, \text{tgt} \,.\, 50 \,.\, 228{,}9 \,.\, 1{,}19175$

$R = 272{,}79157.$

$$p = 80 \,.\, 71929 \,.\, Gg + 264{,}31083 \,.\, Hh + 272{,}79157 \,.\, Kk.$$

Die Abstände Gg, Hh 2c. ergeben sich nach genauer Zeichnung, auf welcher sie entnommen sind = 14,8; 16,3 und 16,7 Fuß, somit:

$$p = 80{,}71929 \,.\, 14{,}8 + 264{,}31083 \,.\, 16{,}3 + 272{,}79157 \,.\, 16{,}7$$

$$p = 10058{,}53.$$

Das Gewicht des halben Gewölbes ist

$$= 457{,}8 \,.\, 4 + 228{,}9 = 2060{,}1 \text{ Pfd.}$$

$$DM = c = 2{,}45'.$$

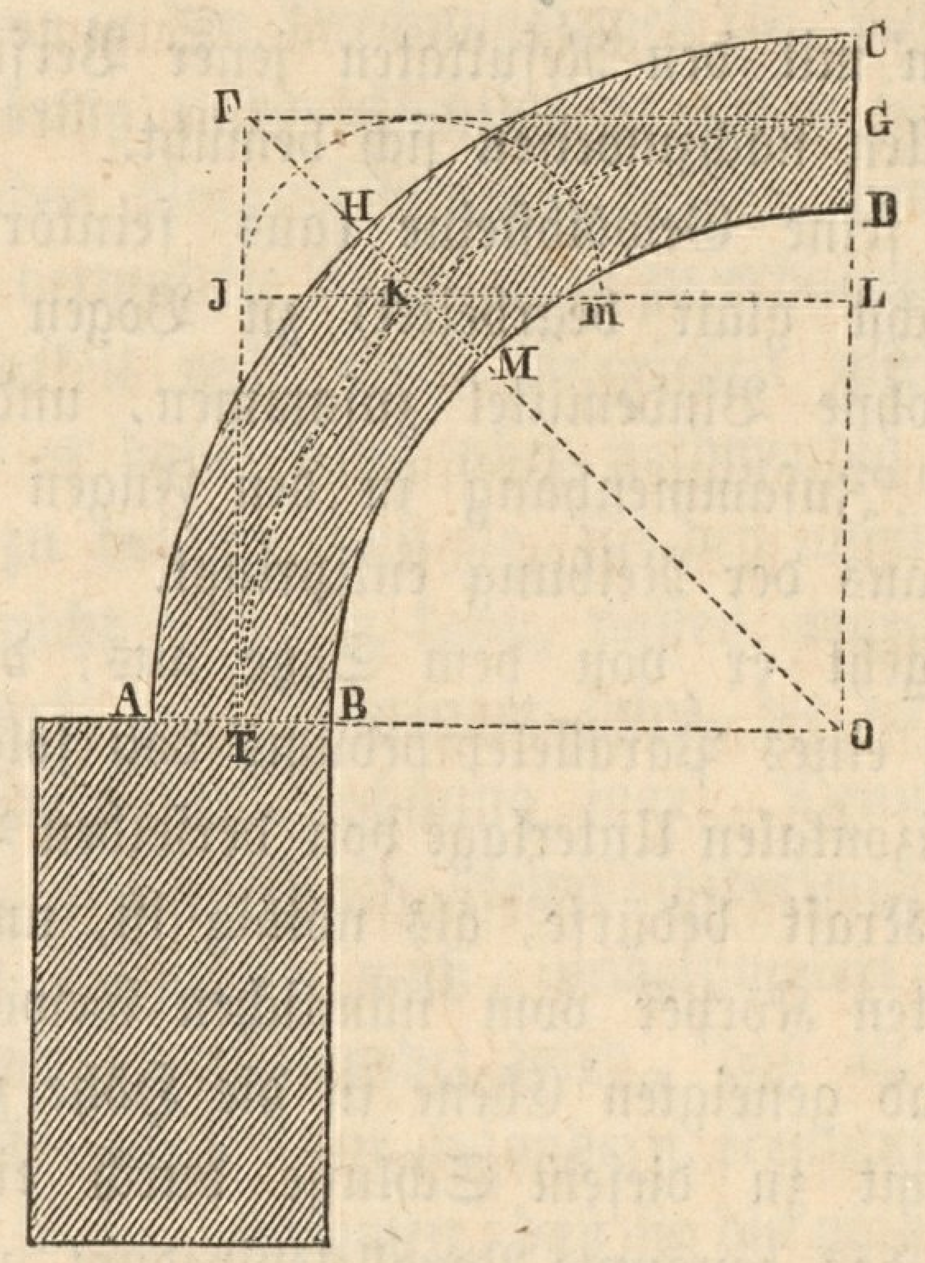
$$x = \sqrt{\frac{2\,(10058{,}53 - 2060{,}1 \,.\, 2{,}45}{8} + \frac{2060{,}1^2}{8^2}} - \frac{2060{,}1}{8}$$

$$x = 2{,}5.$$

Ganz auf dasselbe Resultat, wenn auch in anderer Form dargestellt, gelangt Rondelet durch eine Betrachtung, die wir hier mittheilen wollen, weil sie auf die bekannte graphische Auflösung der Aufgabe, die Widerlagsstärke eines Gewölbes zu bestimmen, führt, die wir zwar in fast allen Lehrbüchern angegeben finden, aber ohne daß der Begründung derselben Erwähnung geschieht.

Es sei AHCDMB, Fig. 442, die Hälfte eines halbkreisförmigen Tonnengewölbes, das aus einer großen Anzahl

Fig. 442.



ganz dünner Gewölbsteine besteht, die ohne Reibung auf einander wirken, und sich bloß durch die gegenseitigen Pressungen unterstützen. Hieraus muß folgen:

1) Daß der erste, durch die Linie AB vorgestellte Gewölbstein, dessen Fugen als parallel und horizontal anzusehen sind, mit seinem ganzen Gewicht nach der Richtung der Vertikalen FT auf Befestigung des Widerlagers wirkt.

2) Daß der vertikale, den Schlußstein vorstellende Gewölbstein CD, dessen Fugen ebenfalls ohne Nachtheil als parallel und vertikal angesehen werden können, mit seinem ganzen Drucke nach horizontaler Richtung auf das Umwerfen des Widerlagers wirkt.

3) Daß alle anderen, zwischen diesen beiden Endpunkten befindlichen Gewölbsteine mit ihren Gewichten als Kräfte wirken, deren jede in zwei andere zerlegt gedacht werden muß, und wovon die eine vertikal, die andere horizontal gerichtet ist.

4) Daß die Vertikalkräfte der Gewölbsteine, d. h. der Theil ihres Gewichts, welcher auf Vermehrung der Stabilität des Widerlagers wirkt, von T nach G hin mehr und mehr abnehmen, und daß die vertikale Wirkung des Schlußsteins Null wird, während umgekehrt die horizontalen Wirkungen in derselben Ordnung größer werden, und daß bei dem in der Mitte zwischen T und G befindlichen Gewölbsteine diese beiden Wirkungen einander gleich sein werden.

5) Daß in halbkreisförmigen Gewölben mit paralleler Rückenfläche, die durch die Schwerpunkte sämmtlicher Gewölbsteine gezogene Kreislinie die Summe aller Pressungen,

welche die Gewölbsteine einzeln auf einander äußern, darstellen kann.

6) Daß, wenn man durch T eine vertikale, und durch G eine horizontale Linie zieht, bis sich beide in F schneiden, die Linie T F die Summe der vertikalen, zur Vermehrung der Stabilität des Widerlagers beitragenden Pressungen, die Horizontale F G aber die Summe aller horizontalen, auf das Umwerfen wirkenden Pressungen darstellen kann.

7) Daß, wenn man durch den Punkt K eine horizontale Linie I K L zieht, der Theil I K dieser Linie die Summe der horizontalen Pressungen des unteren Gewölbtheils A H M B, K L aber die des oberen Gewölbtheils H C D M darstellt.

8) Die unteren Gewölbsteine von T bis K haben das Bestreben, vermöge der ihnen zugehörigen, durch die Linie I K dargestellten, horizontalen Pressungen den Gewölbtheil A H M B um die Kante B nach innen zu zu drehen, während die aus dem Gewicht der oberen Steine herrührenden, durch K L dargestellten, horizontalen Pressungen des Gewölbtheils H C D M in entgegengesetzter Richtung eine Drehung auf dem Widerlager um A zu bewirken streben.

9) Die durch die Linien I K und K L dargestellten Kräfte wirken in gerader Linie einander entgegengesetzt, und heben sich daher zum Theil auf, so daß nur der Ueberschuß in der Richtung der größeren Kraft thätig bleibt.

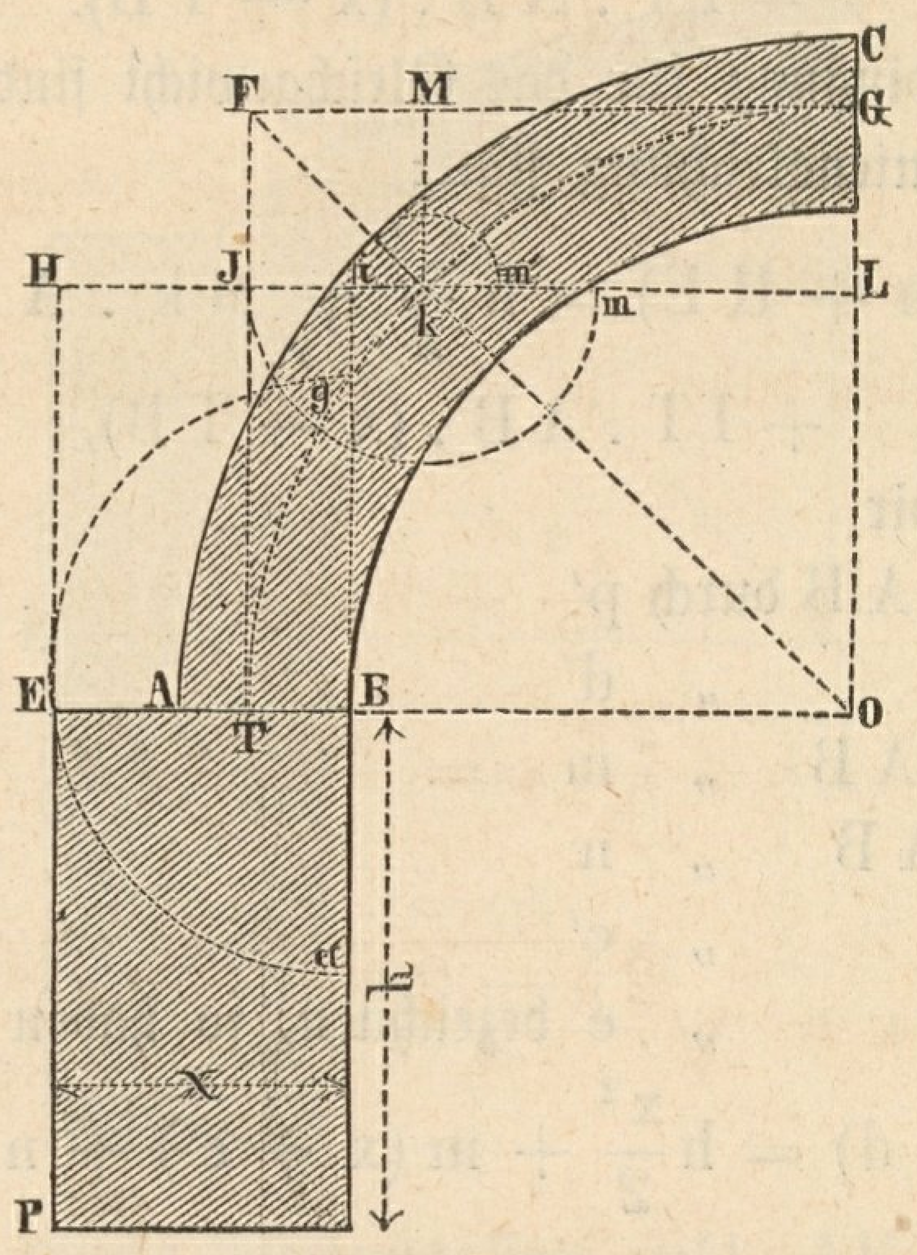
10) Denkt man sich bei unveränderter Höhe eines Gewölbes die Spannweite immer abnehmend, so würde die Summe der horizontalen, durch die Linie G F dargestellten auf Drehung wirkenden Pressungen in demselben Verhältniß abnehmen, und in demselben Augenblicke = 0 werden, wo der Punkt O mit B zusammenfiele. Hingegen würde die durch die Linie T F dargestellte Summe der vertikalen, auf Vermehrung der Stabilität des Widerlagers wirkenden Pressungen immer abnehmen und endlich zu Null werden, wenn bei derselben Spannweite die Höhe immer geringer würde, bis endlich der Punkt D mit O zusammenfiele. Hieraus folgt:

11) Daß halbkreisförmige Gewölbe hinsichtlich des Schubs auf die Widerlager die Mitte halten zwischen überhöheten und gedrückten Gewölben; und daß scheitrechte Gewölbe sich durchaus nicht halten würden, wenn zwischen den Gewölbsteinen keine Reibung stattfände und die Gewölbfugen normal auf der Leibung ständen, wie dies bei andern Gewölben der Fall ist.

Aus diesen Vordersätzen baut Rondelet nun eine Formel zur Bestimmung der Widerlagsstärke für alle Arten von Tonnengewölben auf (die Krümmung mag sein, welche sie will), in folgender Weise.

Nachdem der mittlere Bogen G k T, Fig. 443, gezogen ist, zieht man in den Punkten G und T Tangenten daran, bis sie sich in dem Punkte F schneiden. Von diesem Punkte aus wird eine Normale auf jene Kurve gezogen, deren Durchschnitt k mit derselben den Punkt bezeichnet, wo die Brechungsfuge stattfinden wird, wenn die Widerlager

Fig. 443.



nachgeben. Durch den Punkt k zieht man zwischen den Parallelen T F und G O eine Horizontale I k L, welche die Summe der horizontalen Pressungen vorstellt, so wie T F die der vertikalen bezeichnet; die mittlere Kurve G k T bezeichnet dagegen die zusammengesetzten Wirkungen.

Da diese Gewölbe überall gleich dick sind, so drückt das Produkt des Theils I k der Horizontalen I k L, mit der Dicke A B des Gewölbes multiplizirt, die Summe der horizontalen Pressungen des untern, und k L, mit derselben Größe multiplizirt, die Summe der horizontalen Pressungen des obern Gewölbtheils aus.

Diese beiden Kräfte wirken in gerader Linie einander entgegen und heben sich daher zum Theil auf. Trägt man daher I k nach k m, so bezeichnet das Produkt m L . A B die Größe der nach der Richtung von L gegen m wirkenden horizontalen Pressungen, deren Hebelsarm in Bezug auf Drehung um den Punkt P durch die Linie P H repräsentirt wird, und deren Moment sich daher ausdrücken läßt durch

$$\begin{aligned} & mL \,.\, AB \,.\, PH \\ & = mL \,.\, AB \,.\, (h + HE). \end{aligned}$$

Diesem wirken entgegen:

1) Das Moment der Stabilität des Widerlagers, ausgedrückt durch das Produkt

$$h \,.\, \frac{x}{2} \,.\, x = h \frac{x^2}{2}.$$

2) Die Summe der vertikalen Pressungen des obern Gewölbtheils, durch das Produkt M k . A B dargestellt; und da diese den Hebelsarm H k hat, so ist ihr Moment auf den Punkt P bezogen,

$$Mk . AB . Hk$$
$$= Mk . AB . (x + ik).$$

3) Die Summe der vertikalen Pressungen des unteren Gewölbtheils, durch das Produkt TI . AB dargestellt, mit dem Hebelsarme ET, daher das Moment

$$IT . AB . ET$$
$$= IT . AB . (x - TB).$$

Als Bedingung für das Gleichgewicht findet daher folgende Momentengleichung statt:

$$mL . AB (h + HE) = h \frac{x^2}{2} + Mk . AB (x + ik)$$
$$+ IT . AB . (x - TB),$$

oder wenn wir

mL . AB durch p′
EH „ d
Mk . AB „ m
IT . AB „ n
ik „ c′
TB „ e bezeichnen, so haben wir

$$p' . (h + d) = h \frac{x^2}{2} + m (x + c') + n (x - e)$$

oder:

$$x^2 + 2 \frac{(m + n)}{h} x = 2p' + \frac{2p'd + 2ne - 2mc'}{h}$$

und wenn wir nun m + n = b′ setzen, endlich

$$2)\ x = \sqrt{\left(2p' + \frac{2p'd + 2ne - 2mc'}{h} + \frac{b'^2}{h^2}\right)} - \frac{b'}{h}.$$

Vergleichen wir den eben gefundenen Ausdruck mit dem früher unter Nr. 1, S. 298 gefundenen, so dürfen wir nur nachweisen, daß b′ in der letzteren Formel gleich dem früheren b′ und in 2)

$$2p' + \frac{2p'd + 2ne - 2mc'}{h} = \frac{2p - 2bc}{h}$$

in der früheren Formel 1) ist, um die Identität beider zu beweisen.

In der letzten Formel ist b′ = m + n gesetzt, m war aber = Mk . AB und n = IT . AB, mithin

$$m + n = (Mk + IT) AB,\ \text{d. i.}$$
$$b' = m + n = FT . AB.$$

FT . AB bezeichnet aber nichts Anderes, als die Summe der vertikalen Pressungen des Gewölbes, d. i. sein Gewicht, was in der früheren Formel mit b bezeichnet wurde, so daß, da h in beiden Formeln dieselbe Bedeutung hat, auch die Ausdrücke $\frac{b'^2}{h^2}$ und $\frac{b'}{h}$ in beiden Formeln dasselbe bedeuten und einander gleich sind.

Wandeln wir ferner die Ausdrücke

$$2p' + \frac{2p'd + 2ne - 2mc'}{h} = \frac{2p - 2bc}{h}$$

durch Fortschaffung der Nenner in folgende um

$$2hp' + 2p'd + 2ne - 2mc' = 2p - 2bc$$
$$2p'(h + d) - 2(mc' - ne) = 2p = 2bc,$$

so ist nur noch nachzuweisen, daß

$$p'(h + d) = p \text{ und } mc' - ne = bc \text{ ist.}$$

p′ war = mL . AB gesetzt, und h + d ist gleich h + EH = PH, Fig. 443, mithin drückt p′ (h + d) nichts anderes aus, als das Moment sämmtlicher horizontalen Pressungen in dem Gewölbe, auf den Punkt P bezogen; in der ersten Formel, S. 298, war aber

$$p = P . Gg + Q . Hh + R . Kk,\ \text{Fig. 441,}$$

d. i. die Summe der Momente der horizontalen Pressungen in Bezug auf den Punkt A, mithin ist

$$p - p'(h + d).$$

Ferner bezeichnet in der letzten Formel mc′ = Mk . AB . ik, Fig. 443, das Moment der vertikalen Pressungen des obern Gewölbtheils auf den Punkt B bezogen, und ne = IT . AB . TB das Moment der vertikalen Pressungen des untern Gewölbtheils auf denselben Punkt bezogen. Da aber die Angriffspunkte der Kräfte Mk . AB und IT . AB auf verschiedenen Seiten des Drehpunktes liegen, mithin entgegengesetzt wirken, so ist ihre Summe

$$= mc' + (-ne) = mc' - ne.$$

In der früheren Formel bezeichnet aber b das Gewicht des ganzen Gewölbes, d. i. die Summe seiner vertikalen Pressungen, und c = DM Fig. 441 den Hebelsarm derselben in Bezug auf den Punkt D, so daß mc′ = ne = bc, in Beziehung auf beide Figuren, eine durchaus identische Gleichung ist, indem beide Seiten das gesammte Moment der aus dem Gewicht des Gewölbes herrührenden vertikalen Kräfte in Bezug auf den Kämpferpunkt B in Fig. 443 und D in Fig. 441 ausdrücken.

Die Gleichheit der beiden für x in 1) und 2) gefundenen Formeln läßt sich übrigens ebenfalls leicht nachweisen, wenn man die Entwicklung beider aufmerksam verfolgt, da beiden dieselbe Hypothese zu Grunde liegt. Denn obgleich bei der ersten Betrachtung von Reibung die Rede ist, so ist diese doch, durch die Annahme einer um 30 Grad geneigten Fugenebene für eine Horizontale ganz und gar wieder fortgeschafft, und es sind nur noch die Pressungen der einzelnen Gewölbsteine gegen einander, ganz wie in der zweiten Entwicklung, in Betracht gezogen.

Die Formel Nr. 2

$$x = \sqrt{\left(2p' + \frac{2p'd + 2ne - 2mc'}{h} + \frac{b'^2}{h^2}\right)} - \frac{b'}{h}$$

gibt nun Gelegenheit zu der bekannten graphischen Auflösung durch folgende Betrachtung.

Da nämlich die Höhe h des Widerlagers nur im Nenner vorkommt, so werden die zu 2p′ zu addirenden Größen mit dem Wachsen von h immer kleiner, und wenn h unendlich groß angenommen wird, = 0 werden, so daß alsdann

$$x = \sqrt{2\,p'}$$

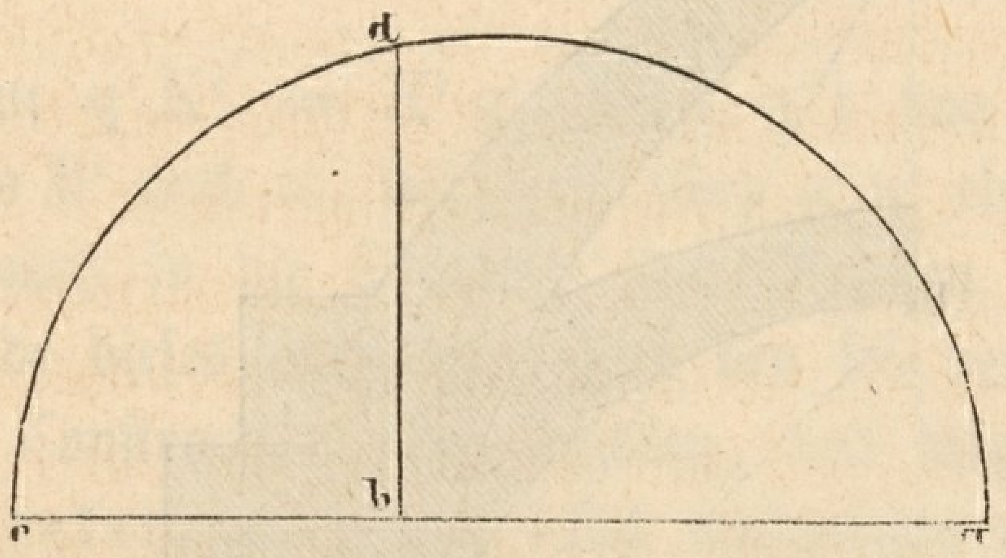
würde. Dieß gibt Rondelet Veranlassung, nur den Werth $\sqrt{2\,p'}$ für x zu nehmen, wodurch ein Ueberschuß von Stärke erlangt wird, wenigstens bei kreisförmigen Gewölben (denn wie Rondelet bemerkt, gibt der fehlende Theil der Formel bei gewissen Gewölblinien einen positiven Werth, so daß in diesem Falle der Werth von $x = \sqrt{2\,p'}$ etwas zu klein wird) und eine graphische Lösung.

Für $x = \sqrt{2\,p'}$ können wir nämlich in Beziehung auf das Vorige und auf Fig. 443 setzen:

$x = \sqrt{2 \,.\, AB \,.\, mL}$ oder $x^2 = 2 \,.\, AB \,.\, mL$,

woraus $2\,AB : x = x : mL$ folgt, was bekanntlich, da A B und m L in Fig. 443 die gegebenen Linien sind, sehr leicht construirt werden kann, wenn man in Fig. 443 a, a b = 2 AB und b c = m L macht, über a c einen Halbkreis zeichnet und b d senkrecht auf a c zieht, durch welch letztere Linie

Fig. 443 a.



x gefunden wird. Trägt man daher in Fig. 443 m L von B abwärts nach a und 2 A B von demselben Punkte aufwärts nach g, beschreibt über a g einen Halbkreis, und verlängert die Horizontale E B bis an diesen, so ist durch BE die Widerlagsstärke bestimmt. Uebrigens kann man den Ausdruck

$$x = \sqrt{2\,p'} = \sqrt{2 \,.\, AB \,.\, mL}$$

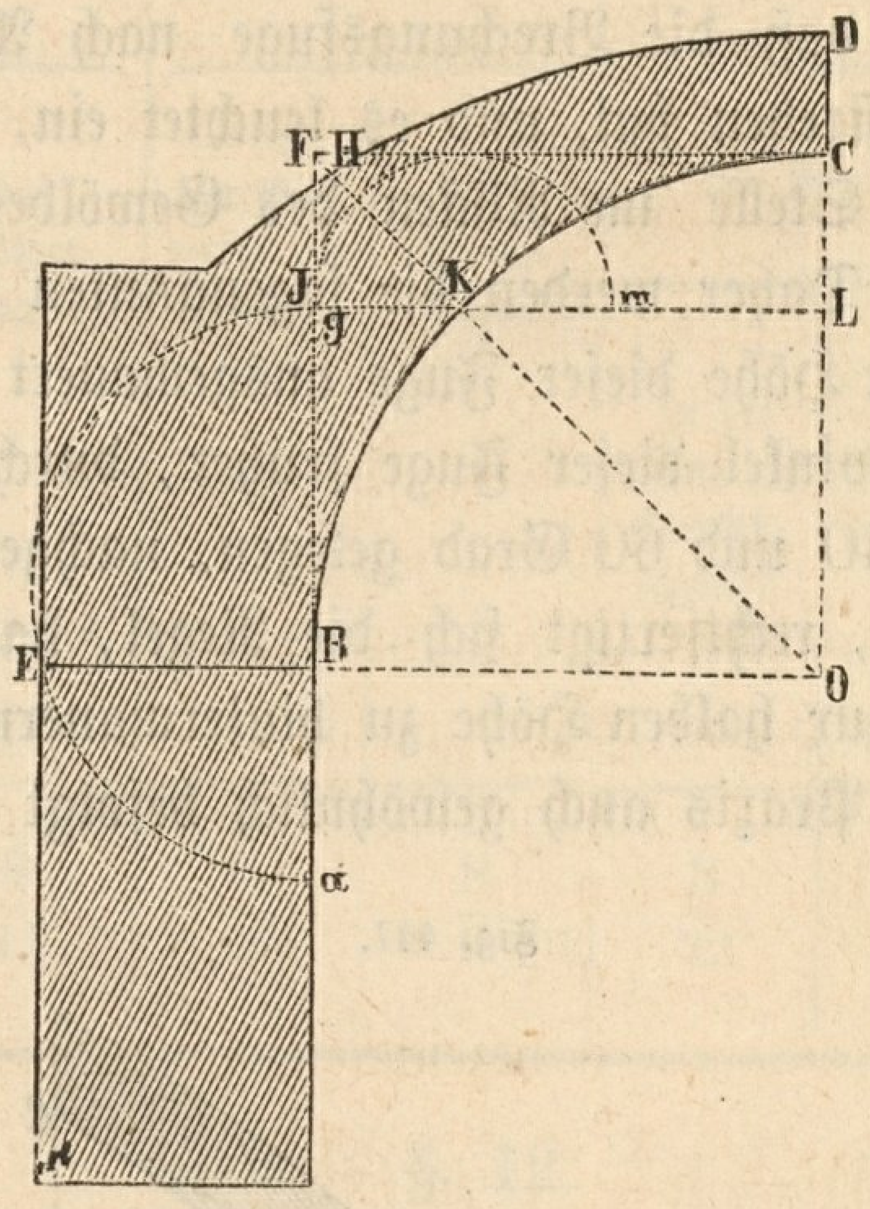
auch leicht durch Rechnung finden, wenn man für das halbkreisförmige Gewölbe die Gewölbdicke, d. i. AB mit d, und den innern Radius B O Fig. 443 mit r bezeichnet. Es findet sich

$$x = \sqrt{2\,d\left[\left(r + \frac{d}{2}\right)\sqrt{2} - 1\right]}$$

Jedoch ist hierauf kein großes Gewicht zu legen, weil wir gerade in der leichten graphischen Auflösung Rondelet's einen Vorzug finden, der durch jene Formel wieder aufgehoben wird, denn der Fehler, der bei einer sonst gut gezeichneten Figur gemacht werden kann, ist durchaus von keinem Belang, weßhalb wir auch die Herleitung der letzten Formel nicht geben.

Rondelet gibt noch an, daß man der größeren Sicherheit wegen nicht IK, nach m, Fig. 443, sondern i K von K nach m′, und dann m′ L statt m L nehmen soll. Ferner, daß, wenn der Rücken des Gewölbes nicht parallel der Leibung gestattet ist, sondern das Gewölbe nach dem Scheitel zu convergirt, wie solches Fig. 444 zeigt, man die Stärke des Widerlagers erhält, wenn man die Tangenten F C und F B wie früher, aber von B und C aus, ferner F O normal

Fig. 444.



mal auf die innere Wölbungslinie zieht, I K von K nach m, dann m L von B nach a und 2 K H, statt früher 2 A B von B nach g trägt, und weiter wie vorhin verfährt.

Ist wie in Fig. 445 der Rücken des Gewölbes horizontal abgeglichen, so wird wie vorhin verfahren; nur wird die horizontale Tangente C F nicht aus dem innern, sondern aus dem äußern Scheitelpunkte gezogen und 2 C D von B nach g getragen.

Letztere Figur gibt Gelegenheit, von der Ausmauerung der Gewölbwinkel, die wir schon öfter erwähnt haben, etwas ausführlicher zu sprechen.

Fig. 445.

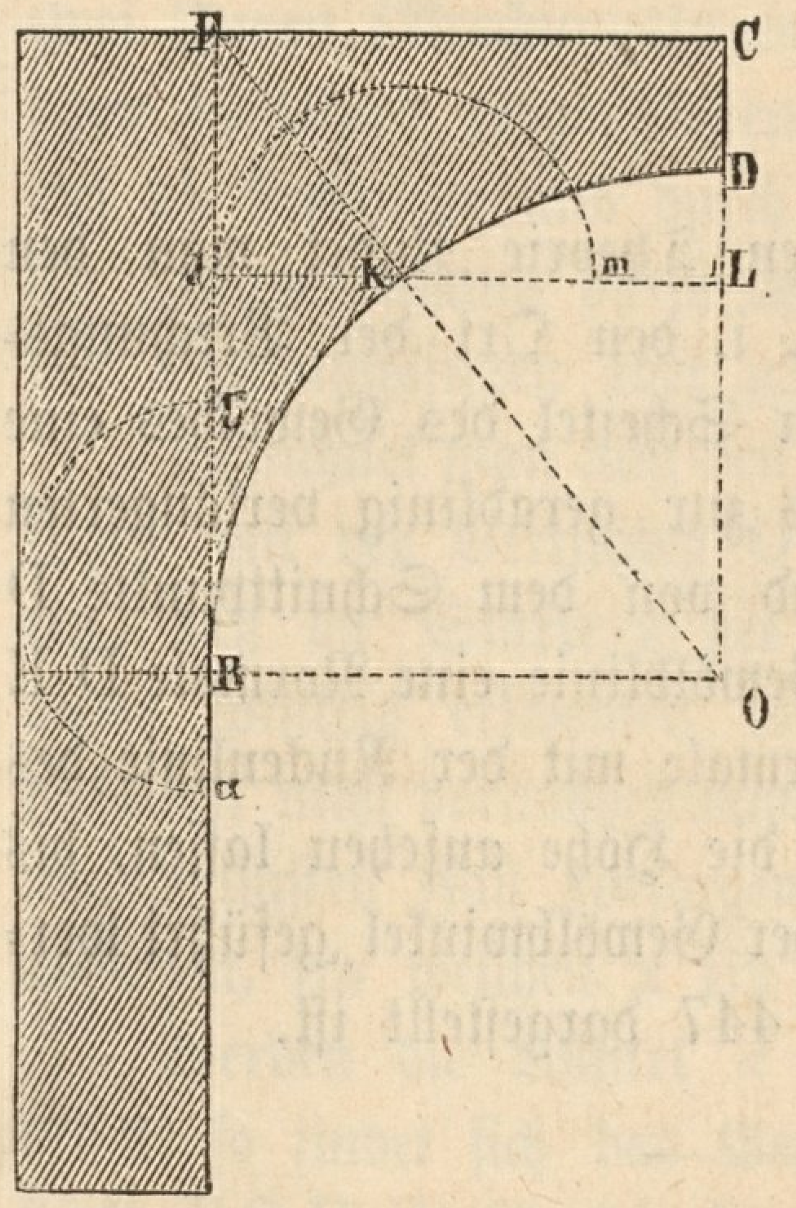
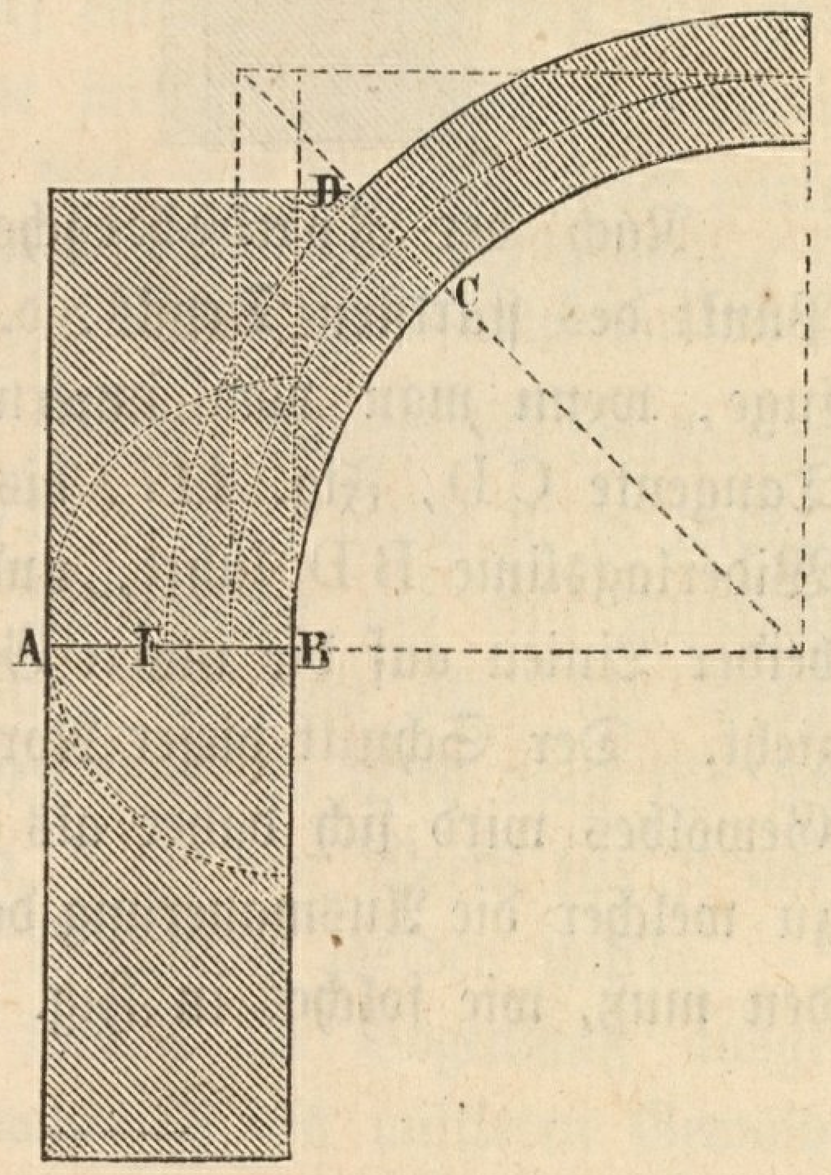
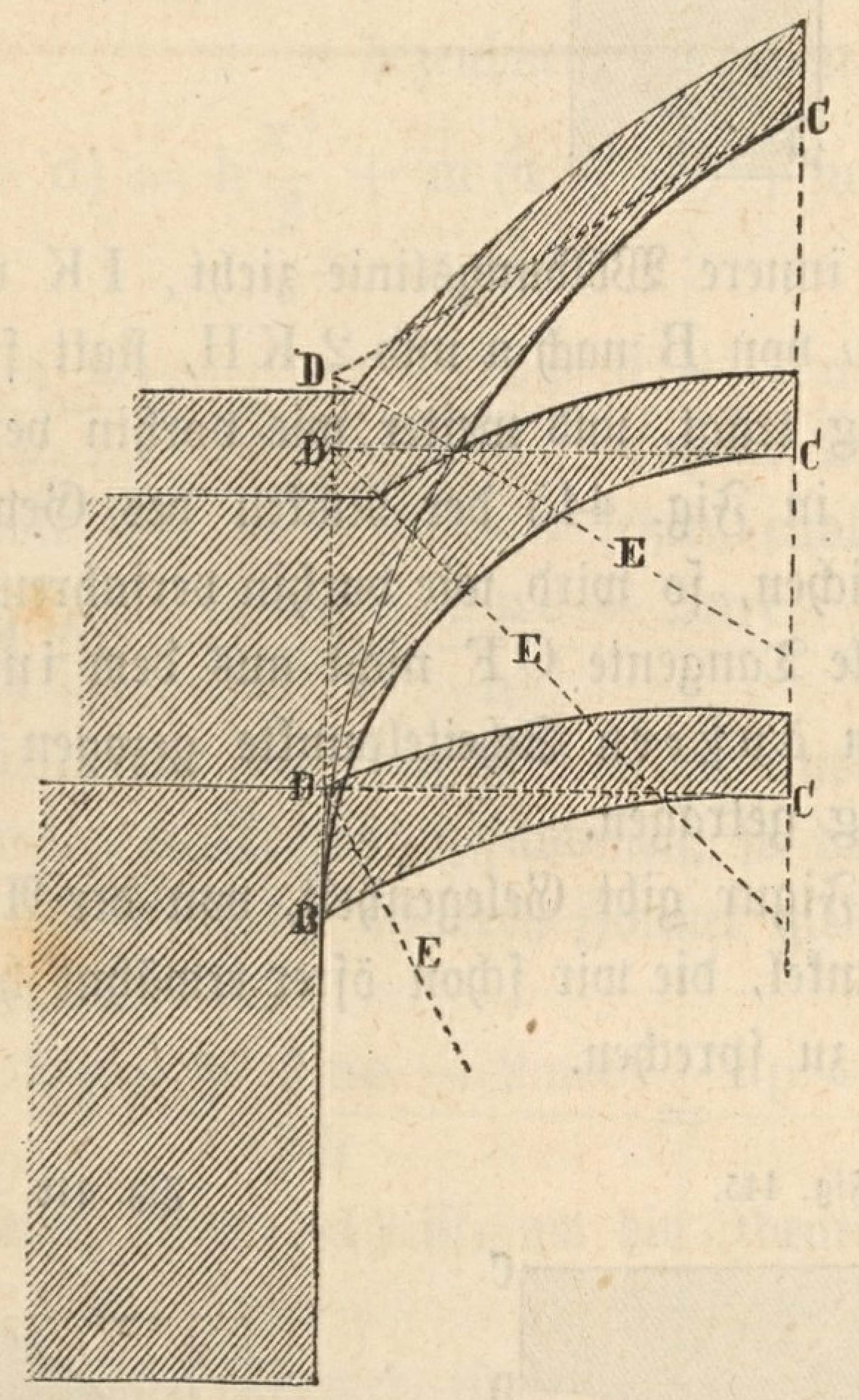


Fig. 446.



Es ist leicht einzusehen, daß eine Höherführung des Widerlagers mit horizontalen Schichten die Stabilität desselben vermehren und daher dem Seitenschube des Gewölbes vortheilhaft entgegenwirken muß, wie solches ein Blick auf Fig. 446 ohne Weiteres deutlich machen wird. Denn der Mauerkörper ABCD, als ein Ganzes betrachtet, wird jedenfalls ein größeres Moment in Bezug auf den Drehpunkt bekommen, als der Gewölbtheil FBCD allein. Ferner haben wir früher S. 290 in Bezug auf Fig. 1, Taf. 83, nachgewiesen, daß die Brechungsfuge nach Außen sich zu öffnen das Bestreben hat, und es leuchtet ein, daß eine Belastung dieser Stelle im Rücken des Gewölbes vortheilhaft wirken muß. Daher werden die sogenannten Gewölbwinkel immer bis zur Höhe dieser Fuge ausgemauert; und da wir den Neigungswinkel dieser Fuge früher, durch Beobachtungen zwischen 40 und 60 Grad gelegen, nachgewiesen haben, so im Großen, rechtfertigt sich die Regel, halbkreisförmige Gewölbe bis zur halben Höhe zu hintermauern; eine Regel, welche in der Praxis auch gewöhnlich befolgt wird.

Fig. 447.

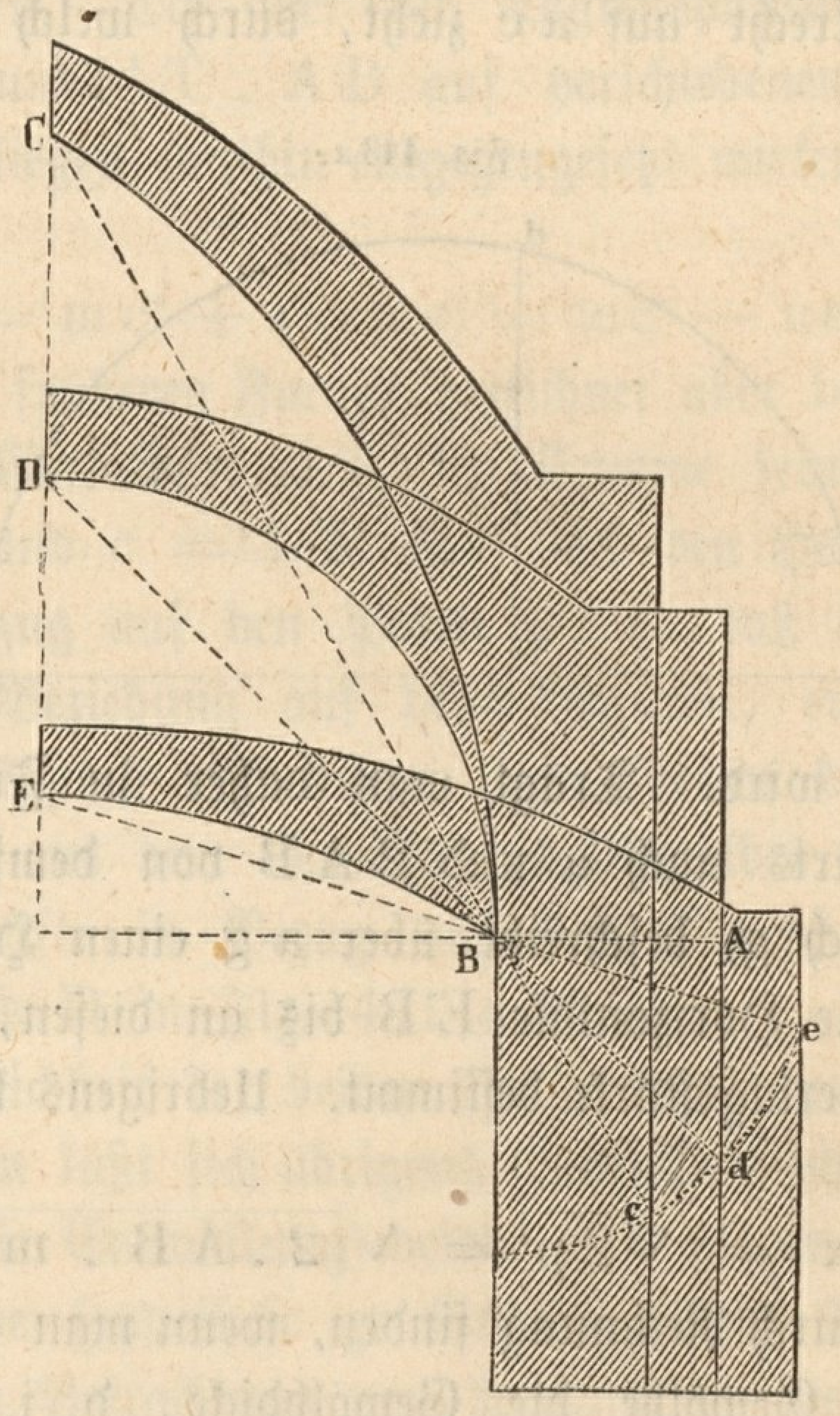


Nach der Rondelet'schen Theorie findet man den Punkt des stärksten Drucks, d. i. den Ort der Brechungsfuge, wenn man vom innern Scheitel des Gewölbes eine Tangente CD, Fig. 447, bis zur geradlinig verlängerten Widerlagslinie BD führt, und von dem Schnittpunkte D beider Linien auf die innere Gewölblinie eine Normale DE zieht. Der Schnitt dieser Normale mit der Rückenlinie des Gewölbes wird sich daher als die Höhe ansehen lassen, bis zu welcher die Ausmauerung der Gewölbwinkel geführt werden muß, wie solches in Fig. 447 dargestellt ist.

Rondelet wendet nun seine, von uns vorstehend im Auszuge mitgetheilte Theorie auf eine ziemlich bedeutende Anzahl von verschieden gekrümmten Tonnengewölben an, und weist die Uebereinstimmung der von ihm berechneten Resultate mit den angestellten Versuchen nach. Diese verschiedenen Fälle hier anzuführen, würde uns indessen zu weit führen, und wir verweisen daher auf das Studium des Rondelet'schen Werkes selbst, welches überhaupt wohl von keinem Architekten versäumt werden darf. Nur wollen wir der von Rondelet angegebenen Art und Weise, wie die Widerlagsstärke für überhöhte oder gedrückte Gewölbe aus der für das halbkreisförmige von derselben Spannweite gefundenen bestimmt werden könne, erwähnen, und seine graphische Methode zur Bestimmung der Widerlager einhüftiger Bogen angeben.

Es seien daher, in Fig. 448, zu dem überhöhten spitzbogigen Gewölbe BC und dem gedrückten BE die Widerlagsstärken zu bestimmen; auf die früher angegebene Weise sei aber diese Stärke für das halbkreisförmige Gewölbe BD,

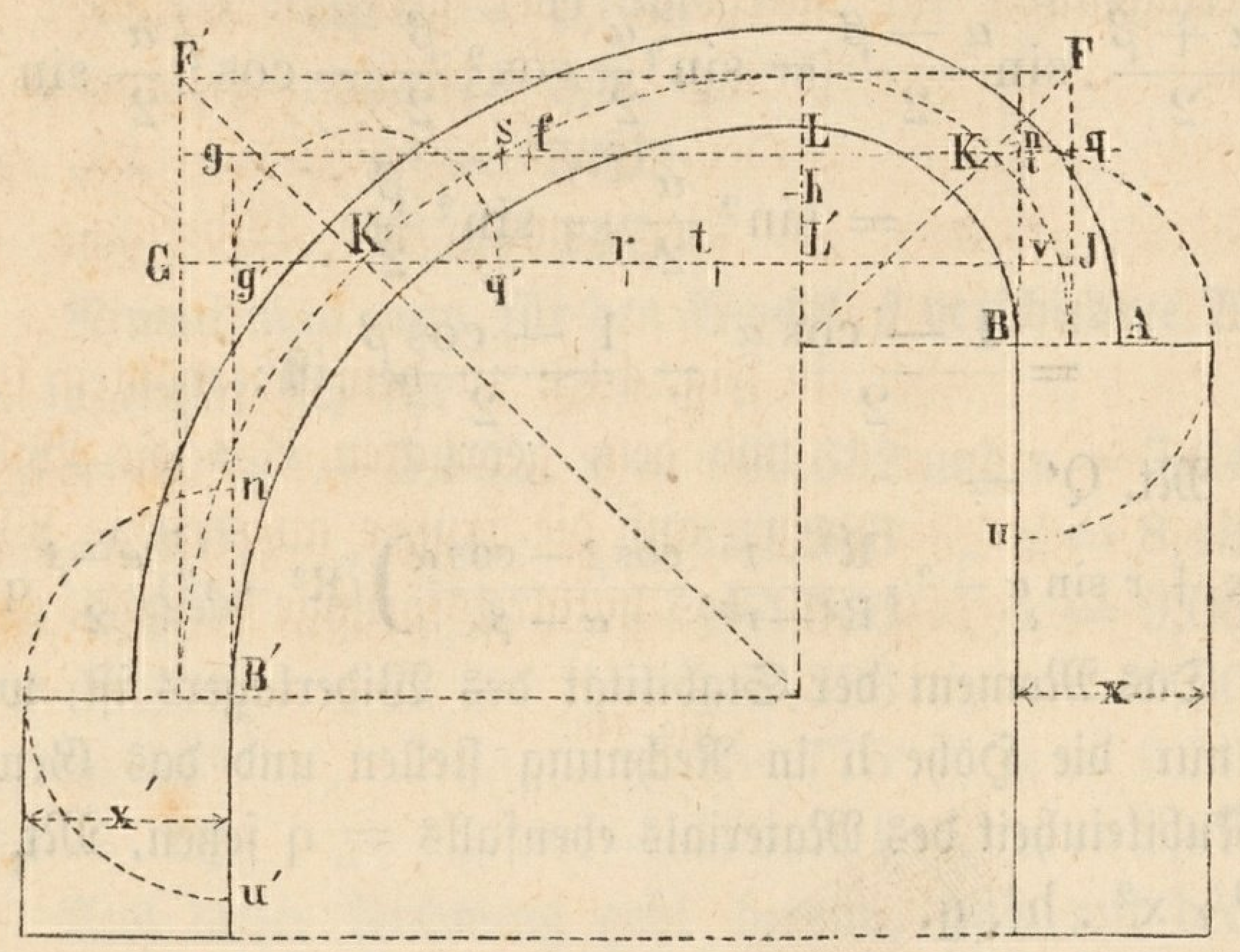
Fig. 448.



nämlich BA, gefunden. Man ziehe die Sehne BD und verlängere sie, bis sie das Loth aus A in d schneidet, und beschreibe aus B mit Bd einen Kreisbogen. Zieht man nun die Sehnen CB und EB, verlängert diese bis zu den Durchschnitten c und e mit dem erwähnten, aus B beschriebenen Kreisbogen, und zieht durch die Punkte c und e lothrechte Linien, so werden dadurch die Stärken der Widerlagsmauern für das überhöhte und gedrückte Gewölbe bestimmt, wie die Fig. 448 dieses näher nachweist.

In Fig. 449 sei ein einhüftiger Bogen dargestellt. Nachdem man die Punkte F und F' auf die bekannte Weise gefunden, von hier aus die Normalen FK und F'K' gezogen, und dadurch die Punkte K und K' bestimmt hat, ziehe man durch beide die Horizontalen gi und GI; dann trage man LS von g nach f, und fL von L nach q und mache $L h = \frac{i q}{2}$. Darauf trage man $h K$ von B nach u, die doppelte Gewölbdicke $A B$ von B nach n, und beschreibe über $u\,n$ einen Halbkreis, wodurch die Stärke x des höheren Widerlagers gefunden wird. Um die des andern zu finden, trägt man $v L'$ von K' nach r und halbirt $r L'$ in t, dann

Fig. 449.



macht man $q' K' = K' g'$, trägt $q' t$ von B' nach u' $2 A B$ von B' nach n', beschreibt über $u' n'$ einen Halbkreis und bestimmt so die Stärke x' des kürzeren Widerlagers. Die Gründe dieses Verfahrens sind den bei der früher mitgetheilten Construction ganz analog, und mögen daher in dem Rondelet'schen Werke selbst nachgelesen werden.

Da alle Theorieen, also auch die Rondelet'sche, immer nur die Bedingungen für ein momentanes Gleichgewicht angeben, so soll man nach Rondelet's Rath, obgleich die geometrische Methode schon einen Ueberschuß auf Seiten der Widerlager gewährt, doch die gefundene Stärke der letzteren der Sicherheit wegen noch um $1/8$ bis $1/6$ vermehren.

Die schon früher erwähnte Tabelle Rondelet's über die Gewölbdicken verschiedenartig abgeglichener, halbkreisförmiger Gewölbe enthält auch die zugehörigen Widerlagsstärken unter der Voraussetzung, daß die Höhen der Widerlager das Doppelte der Spannweite nicht überschreiten. Diese hier aufzuführen erscheint aber wieder, wie früher, durchaus überflüssig, indem die Widerlagsstärken für die auf Seite 294 unter Nr. 1 aufgeführten Gewölbe genau $1/11$ der Spannweite, der unter Nr. 2 aufgeführten $1/9$, und der unter Ziffer 3 genannten $1/10$ der Spannweite beträgt. Folgende Tabelle, in der S die Spannweite in irgend einem beliebigen Maße bezeichnen mag, wird daher die Rondelet'sche vollkommen ersetzen, wobei nur zu bemerken bleibt, daß S nicht kleiner als etwa 12 Fuß angenommen werden darf.

Die halbkreisförmigen Gewölbe sind:

Ganz horizontal abgeglichen.		Halb horizontal und halb in gleicher Dicke abgeglichen.		Halb horizontal und halb in ungleicher Dicke abgeglichen.		
Stärke		Stärke		Stärke		
der Gewölbe am Schlußstein.	der Widerlager.	der Gewölbe am Schlußstein.	der Widerlager.	der Gewölbe		der Widerlager.
				in der Mitte der Gewölbschenkel.	am Schlußstein.	
$\frac{S}{48}$	$\frac{S}{11}$	$\frac{S}{36}$	$\frac{S}{9}$	$\frac{S}{32}$	$\frac{S}{48}$	$\frac{S}{10}$

§. 12.

Theorie nach Brix.

Um auch einer Theorie der Gewölbe, die von andern Voraussetzungen als die Rondelet'sche ausgeht, zu erwähnen, mag Folgendes hier Platz finden.

Es sei ABCD, Fig. 450, ein Kreisbogengewölbe mit parallelem Rücken und zum Mittelpunktswinkel 2α gehörig. Der innere Radius des Gewölbes werde mit r, die Gewölbstärke mit d und der äußere Radius $r + d$ mit R bezeichnet. Die Höhe des Widerlagers sei h und die zu suchende Stärke $= x$.

Es wird vorausgesetzt, das Gewölbe trenne sich in der Art, daß symmetrisch zu beiden Seiten des Schlußsteins zwei Fugen (Brechungsfugen) entstehen, und daß das zwischen denselben eingeschlossene mittlere Gewölbstück keilartig auf die Anfänger und durch diese auf die Widerlager wirke, ein Zusammenhang durch den Mörtel oder die Reibung in den Brechungsfugen aber nicht stattfinde.

Bezeichnet man nun den Winkel, welchen die Brechungsfugen mit der Vertikalen OM bilden, durch β, so leuchtet ein, daß die Stärke x der Widerlager als eine Funktion dieses Winkels erscheinen wird; da man aber die Größe desselben nicht vorausbestimmen kann, so wird man für den nachtheiligsten Fall vorsorgen, d. h. den Werth für β voraussetzen, für welchen x ein Maximum werden würde.

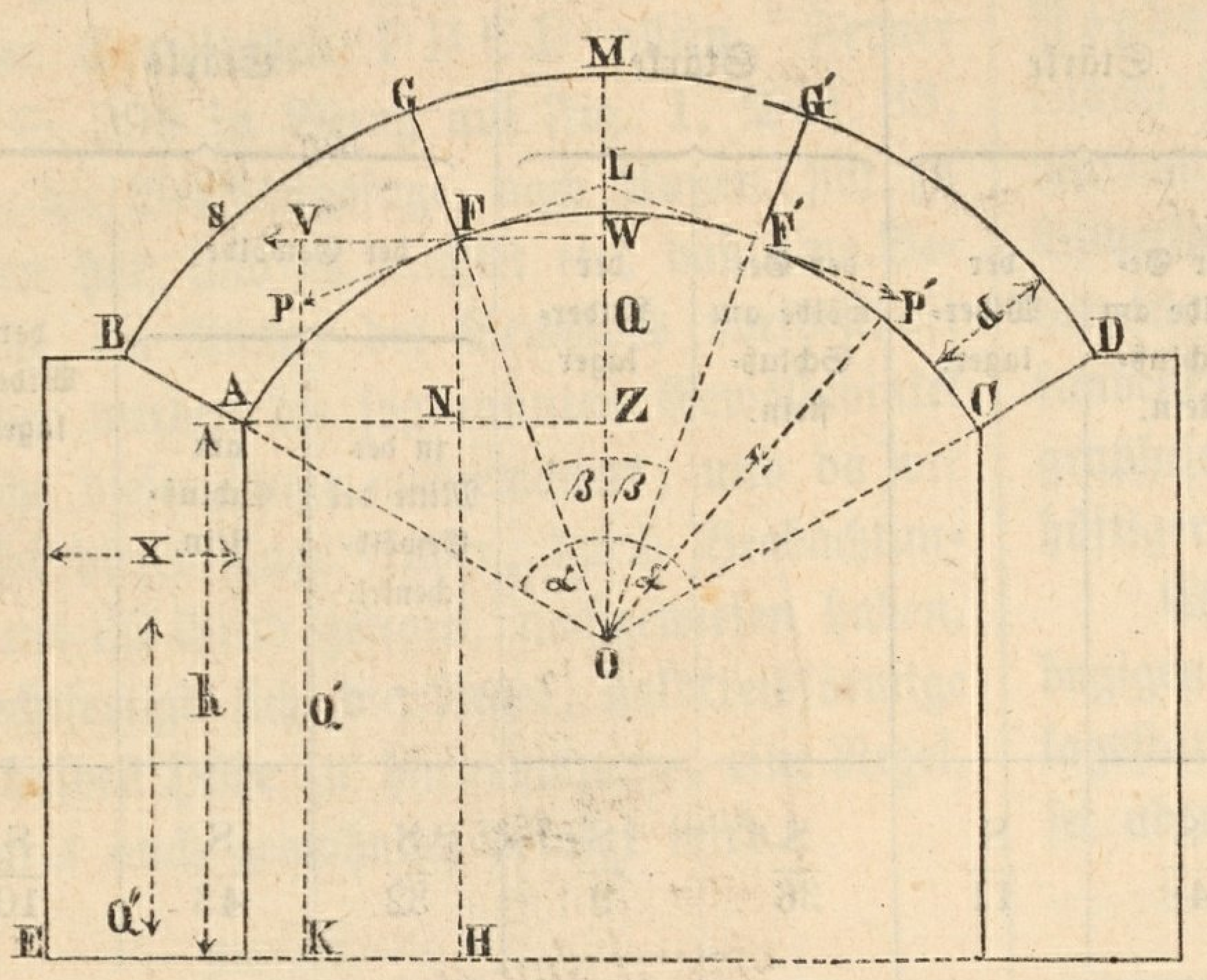
Werden die Winkel α und β im Bogenmaß ausgedrückt, so findet sich das Gewicht Q des mittleren Gewölbstücks F G F' G' für die Länge 1

$$Q = (R^2 - r^2)\,\beta\,q;$$

in welchem Ausdrucke q das Gewicht von ener Kubikeinheit des Gewölbmaterials bezeichnet. Dieses Gwicht, oder die lothrecht wirkende Kraft Q, nach den Richtungen L F und L F′ zerlegt, gibt die beiden gleichen Kräfte

$$p = p' \tfrac{1}{2} Q \operatorname{Cosec} \beta.$$

Fig 450.



Zerlegen wir ferner eine dieser Kräfte, z. B. p, nach wagerechter und lothrechter Richtung in die Kräfte S und N, so werden diese die Wirkungen von Q auf das Gewölbstück A B G F darstellen. Wir erhalten:

$$S = p \operatorname{Cos} \beta = \tfrac{1}{2} (R^2 - r^2)\, q\, \beta \,.\, \operatorname{Cotg} \beta \text{ und}$$

$$N = p \sin \beta = \tfrac{1}{2} (R^2 - r^2)\, q\, \beta.$$

S hat in Bezug auf den Drehpunkt E den Hebelsarm

$$F H = h + r (\operatorname{Cos} \beta - \operatorname{Cos} \alpha);$$

daher ergibt sich das Moment von S

$$\text{Mt. } S = (h + r \operatorname{Cos} \beta - r \operatorname{Cos} \alpha)\ \tfrac{1}{2}(R^2 - r^2)\, q \beta \operatorname{Cotg} \beta.$$

N hat auf denselben Punkt bezogen, den Hebelsarm

$$E H = x + r (\sin \alpha - \sin \beta);$$

mithin ist das Moment von N

$$\text{Mt. } N = (x + r \sin \alpha - r \sin \beta)\ \tfrac{1}{2} (R^2 - r^2)\, q\, \beta.$$

Das Gewicht des Gewölbstücks A B G F ist

$$Q' = (R^2 - r^2) \frac{\alpha - \beta}{2} q$$

und der Abstand seines Schwerpunktes V vom Mittelpunkte des Gewölbes

$$V O = \tfrac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{\sin \frac{\alpha - \beta}{2}}{\frac{\alpha - \beta}{2}},$$

daraus der Abstand von der lothrechten Mittellinie des Gewölbes.

$$V W = \tfrac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{\sin \frac{\alpha - \beta}{2}}{\frac{\alpha - \beta}{2}} \,.\, \sin \frac{\alpha + \beta}{2}.$$

Der Hebelsarm von Q′ für den Punkt E ist nun

$$E K = x + A Z - V W.$$

Da aber $A Z = r \sin \alpha$, so ergibt sich

$$E K = x + r \sin \alpha - \tfrac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{2 \sin \frac{\alpha + \beta}{2} \,.\, \sin \frac{\alpha - \beta}{2}}{\alpha - \beta},$$

und das Moment von Q′ oder Mt. Q′ =

$$\left(x + r \sin \alpha - \tfrac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{2 \sin \frac{\alpha + \beta}{2} - \sin \frac{\alpha - \beta}{2}}{\alpha - \beta}\right) (R^2 - r^2) \frac{\alpha - \beta}{2} q$$

oder, da

$$\sin \frac{\alpha + \beta}{2} \,.\, \sin \frac{\alpha - \beta}{2} = \sin^2 \frac{\alpha}{2} \cos^2 \frac{\beta}{2} - \cos^2 \frac{\alpha}{2} \sin^2 \frac{\beta}{2}$$

$$= \sin^2 \frac{\alpha}{2} - \sin^2 \frac{\beta}{2}$$

$$= \frac{1 - \cos \alpha}{2} - \frac{1 - \cos \beta}{2} \text{ ist:}$$

Mt. Q′ =

$$\left(x + r \sin \alpha - \tfrac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{\cos \beta - \cos \alpha}{\alpha - \beta}\right) (R^2 - r^2) \frac{\alpha - \beta}{2} q.$$

Das Moment der Stabilität des Widerlagers ist, wenn wir nur die Höhe h in Rechnung stellen und das Gewicht der Kubikeinheit des Materials ebenfalls = q setzen, Mt. Q″ $= \tfrac{1}{2} x^2 \,.\, h \,.\, q$.

Wir haben daher folgende Bedingungsgleichung:

Die Summe der Momente der Kräfte Q″, Q′ und N gleich dem Moment von S, oder wenn wir die für Momente entwickelten Werthe setzen,

$$\begin{aligned}
&\tfrac{1}{2} x^2 h q + \tfrac{1}{2} (R^2 - r^2)\, q\, (\alpha - \beta) \,.\, x \\
&+ \tfrac{1}{2} r (R^2 - r^2) (\alpha - \beta)\, q \sin \alpha \\
&- \tfrac{1}{2} q \,.\, \tfrac{2}{3} (R^3 - r^3) (\cos \beta - \cos \alpha) \\
&+ \tfrac{1}{2} (R^2 - r^2)\, q\, \beta \,.\, x + \tfrac{1}{2} r (R^2 - r^2)\, \beta \,.\, q \sin \alpha \\
&- \tfrac{1}{2} r (R^2 - r^2)\, \beta\, q \sin \beta \\
&= (h - r \cos \alpha) \frac{q}{2} (R^2 - r^2)\, \beta \cot g\, \beta \\
&+ \frac{q}{2} r (R^2 - r^2)\, \beta \frac{\cos^2 \beta}{\sin \beta};
\end{aligned}$$

und setzen wir der Kürze wegen $(R^3 - r^3) = a^3$ und $(R^2 - r^2) = b^2$, so haben wir:

$$h x^2 + \alpha b^2 x + r b^2 \,.\, \alpha \sin \alpha = \tfrac{2}{3} a^3 (\cos \beta - \cos \alpha)$$

$$+ \frac{b^2 \beta}{\sin \beta} [r + (h - r \cos \alpha) \cos \beta].$$

Diese Gleichung soll nun, nach der oben vorausgeschickten Bemerkung, für denjenigen Werth von β aufgelöst werden, für welchen x ein Maximum wird. Um diesen Werth ohne Hilfe der Differentialrechnung*) zu ermitteln, betrachtet man zunächst ein bestimmtes Zahlenbeispiel, welches dazu dienen kann, die zwischen β und x stattfindende (in der

*) Will man zu den bekannten Mitteln der Differentialrechnung greifen, so kommt man auf die Bestimmungsgleichung

$$- \tfrac{2}{3} \frac{a^2}{b^2} \sin \beta - (h - r \cos \alpha)\, \beta$$

$$+ [r + (h - r \cos \alpha) \cos \beta] \frac{\sin \beta - \beta \cos \beta}{\sin^2 \beta} = 0,$$

welche sich nicht zu direkter Auflösung eignet. Da aber für $\beta = 0$ die beiden ersten Glieder Null werden, so kann man sich veranlaßt obigen Gleichung enthaltene) Relation anschaulicher zu machen. Zu diesem Zwecke sei:

$$\begin{aligned} h &= 24 \text{ Fuß} \\ R &= 26 \text{ Fuß} \\ r &= 23 \text{ Fuß} \\ \angle\alpha &= 60 \text{ Grad; dann ist} \\ \operatorname{arc}\alpha &= \tfrac{1}{3}\pi = 1{,}0472 \\ \sin\alpha &= 0{,}866 \\ \cos\alpha &= 0{,}5 \\ a^3 &= 5409 \\ b^2 &= 147. \end{aligned}$$

Nimmt man nun für den Winkel β verschiedene Werthe an, so ergibt sich für

$\angle\beta = 50^0, x^2 + 5{,}822 . x = 103{,}632$ und $x = 7{,}64$ Fuß
$\angle\beta = 40^0$, „ „ $= 131{,}288$ „ $x = 8{,}45$ „
$\angle\beta = 30^0$, „ „ $= 135{,}566$ „ $x = 9{,}067$ „
$\angle\beta = 20^0$, „ „ $= 146{,}333$ „ $x = 9{,}507$ „
$\angle\beta = 10^0$, „ „ $= 152{,}775$ „ $x = 9{,}764$ „
$\angle\beta = 0^0$, „ „ $= 155{,}001$ „ $x = 9{,}850$ „

Aus dieser Rechnung geht hervor, daß mit der Abnahme von β die Stärke der Widerlager fortwährend wächst; und da sich diese Wahrnehmung auch bei andern Zahlenbeispielen wiederholt, so schließt man, daß immer $\beta = 0$ der verlangte Werth ist. In Wirklichkeit wird zwar β nicht völlig Null werden, weil der kleinste Werth von β der zum Schlußstein gehörige Winkel ist, und im Scheitel des Gewölbes immer ein Stein und keine Fuge sich befinden soll (eine Regel, die eben durch die gegenwärtige Untersuchung bestätigt wird); der Sicherheit wegen setzt man aber doch $\beta = 0$ und berechnet so die Stärke der Widerlager. Aus der Formel wird alsdann

$$hx^2 + \alpha b^2 x =$$
$$(\tfrac{2}{3} a^3 + b^2 r)(1 - \cos\alpha) + b^2 (h - r\,\alpha \sin\alpha);$$

denn da bei sehr kleinen Winkeln der Sinus dem zugehörigen Bogen gleichgesetzt werden darf, so wird bei $\beta = 0$

$$\frac{\beta}{\sin\beta} = 1.$$

---

finden, zu versuchen, ob etwa dann auch der unter der Form $\frac{0}{0}$ erscheinende Faktor des dritten Gliedes Null wird. Wenn man Zähler und Nenner dieses Faktors differentiirt, so erhält man den Quotienten $\frac{\beta}{2\cos\beta}$, dessen Werth für $\beta = 0$ in der That Null ist, so daß also $\beta = 0$ die obige Gleichung befriedigt. — Das Zeichen von $\frac{d^2x}{d\beta^2}$ hängt (für $\beta = 0$) zuletzt von dem Zeichen des Ausdrucks

$$-2b^2h - 2a^3 + b^2r(2\cos\alpha + 1)$$

ab, dessen positives Glied höchstens $= 3b^2r$ werden kann. Da aber selbst in diesem Falle der Ausdruck negativ ausfällt (indem dann sein Werth $= -2b^2h - (2a^3 - 3b^2r) = -2bh^2 - 2R^3 - 2r^3 - 3R^2r + 3r^3] = -2b^2h - (R - r)^2(2R + r)$ wird, so führt der Werth von $\beta = 0$ jedenfalls auf ein Maximum von x.

Bei den vorhin gemachten Annahmen ergibt sich $x = 9{,}8'5$, und wenn wir die Spannweite aus $2\,r \sin\alpha$ berechnen, so ergibt sich diese $= 39{,}836'$; daher verhält sich die Widerlagsstärke in diesem Falle zur Spannweite ziemlich genau wie 1 : 4.

Wird das Gewölbe ein voller Halbkreis, so wird $\alpha = \tfrac{1}{2}\pi$ und die Formel geht über in

$$hx^2 + \tfrac{1}{2}\pi b^2 x = \tfrac{2}{3} a^3 + b^2 (r + h - \tfrac{1}{2} r \pi).$$

§. 13.

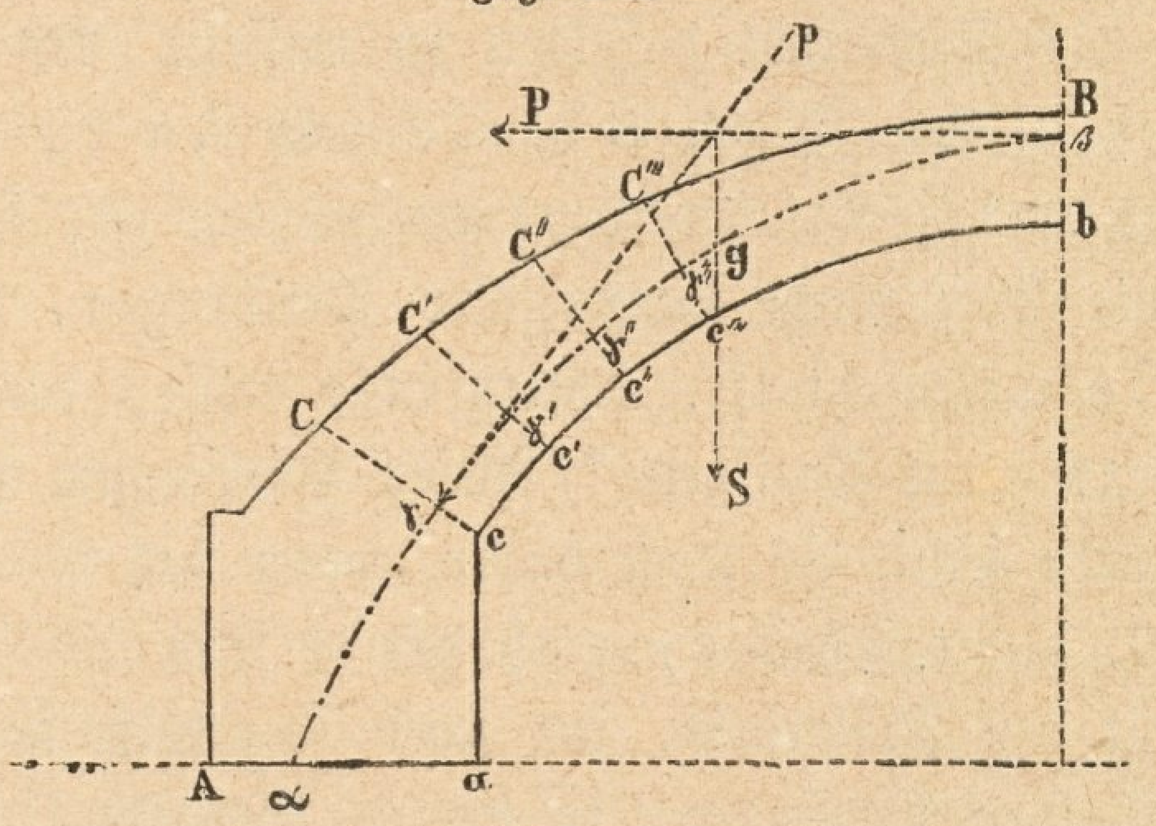
Die Druckcurve.

In den Annales des ponts et chaussées*) findet sich eine Abhandlung unter dem Titel: »Memoire sur l'équilibre des voutes en berceau« von E. Méry, Ingénieur des ponts et chaussées, welche wir hier im Auszuge mittheilen wollen, weil sie die neueste „Theorie der Gewölbe", wie sie namentlich von den Franzosen benützt wird, enthalten dürfte.

1) Erklärung einer Curve, welche dazu dienen kann, das bestehende Gleichgewicht in einem Gewölbe figürlich darzustellen.

In Fig. 451 sei B b eine im Scheitel eines Gewölbes gelegene, und C c irgend eine andere Fuge. Alle Punkte

Fig. 451.



der Fuge C c erleiden verschiedene Pressungen, welche man sich aber in eine einzige p zusammengesetzt denken kann, die in einem gewissen Punkte γ die Fuge C c trifft. Die Last des Gewölbtheils B b C c steht im Gleichgewicht mit dieser Pressung p und mit dem Horizontalschub P desselben, welchen man sich in einem gewissen Punkte β der Fuge B b angreifend denken kann. Denken wir uns nun in jeder Fuge einen Punkt wie γ bestimmt, so wird durch eine stetige Verbindung dieser Punkte eine Curve $\beta\,\gamma''\,\gamma'\,\gamma\,\alpha$ entstehen, die sehr geeignet ist, die Umstände kennen zu lehren, unter denen Gleichgewicht in dem Gewölbe stattfindet; wir nennen dieselbe Druckcurve (courbe de pression).

Wenn diese Curve den Gewölbrücken in B, Fig. 452, berührt, so ist dies ein Beweis, daß alle in der Fuge B b stattfindenden Pressungen in dem Punkte B concentrirt sind,

---

*) 1840 (1re Série) 1. Sémestre pag. 50.

und es folgt hieraus, daß diese Fuge das Bestreben haben wird, sich am inneren Scheitel bei b zu öffnen. Eben so wird die Fuge Aa sich bei a zu öffnen das Bestreben haben, wenn die Druckcurve durch den Punkt A geht. Trifft sie aber den Punkt c der Fuge Cc in der Leibung, so wird diese Fuge das Bestreben zeigen, sich im gegenüber liegenden

Fig. 452.

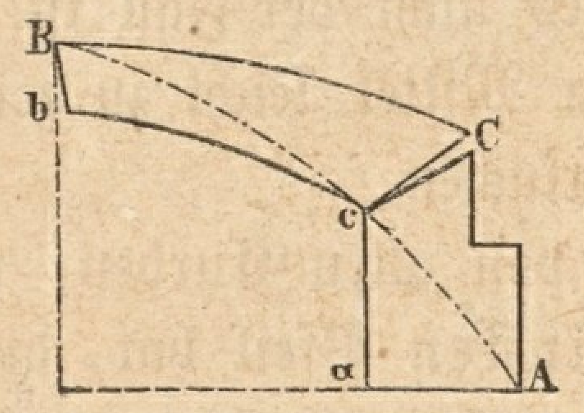
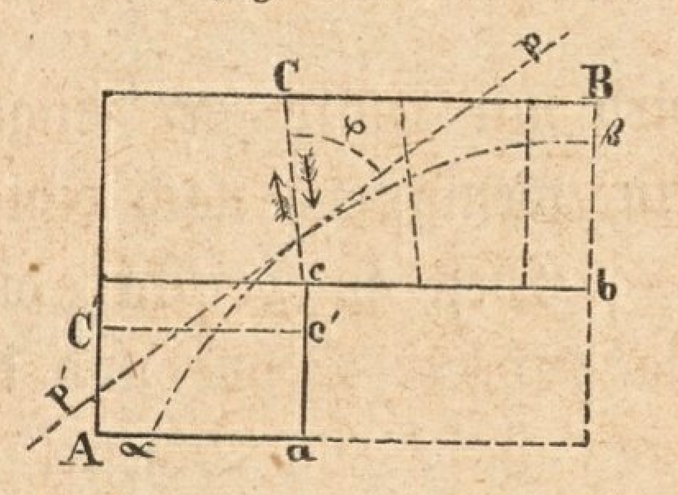


Fig. 453.



Punkte C zu öffnen. Berührt die Curve sowohl den Rücken als auch die Leibung des Gewölbes, so wird das Gewölbe im mathematischen Gleichgewichte sein.

Der Gewölbrücken und die Leibung bilden zwei Grenzen, über welche hinaus die Druckcurve nicht fallen darf; geschieht dies dennoch, so ist kein Gleichgewicht möglich.

Fig. 451 zeigt ein Gewölbe, dessen Stärke größer ist, als das mathematische Gleichgewicht verlangt; denn die Druckcurve nähert sich zwar dem Rücken und der Leibung respektive in den Punkten B, c und A, aber sie erreicht sie nicht. In diesem Falle lehrt die Curve die schwachen Stellen des Gewölbes kennen, und gibt ein Mittel an die Hand, die Stabilität desselben zu messen. Es ist nämlich klar, daß in den Fugen Bb, Cc und Aa die Gefahr des Brechens oder Zerdrücktwerdens am größten ist; ferner muß, wenn die Resultante sämmtlicher Pressungen, welchen die Fuge Cc ausgesetzt ist, letztere in γ trifft, der Theil cγ wenigstens zwei Drittheile*) dieser Pressungen zu ertragen im Stande sein. Es muß daher, wenn das Gewölbe solide sein soll, dieser Theil cγ groß genug sein, in Betracht der Festigkeit des Materials, um zwei Drittheile der die Fuge Cc treffenden Pressungen zu tragen; dasselbe findet statt in Beziehung auf die Theile Bβ und Aα der Fugen Bb und Aa, indem diese ebenfalls $^2/_3$ sämmtlicher Pressungen müssen tragen können, welchen diese Fugen ausgesetzt sind.

Sobald die Resultante pp′ (Fig. 453) der Pressungen zwischen zwei Gewölbsteinen, auf der Fuge derselben nicht normal steht, sondern mit derselben einen Winkel φ bildet, kleiner als 90 Grad, so haben die Gewölbsteine das Bestreben, an einander zu gleiten, entweder nach oben oder nach unten, wie dies die beiden Pfeile in der Figur zeigen. Die Kraft, welche diese Bewegung hervorzubringen sucht, ist, wie bekannt, proportional der cotg. φ, und die Reibung, welche sich derselben widersetzt, ist von einem bestimmten Coeffizienten abhängig, den wir = 0,76 annehmen. Die Druckcurve zeigt die Größe dieses Bestrebens zu gleiten durch ihre Neigung gegen jede Fuge an, so daß es nur eines Blickes auf unsere Figur bedarf, um zu sehen, daß in der Fuge C′c′ dieses Bestreben am größten sein wird.

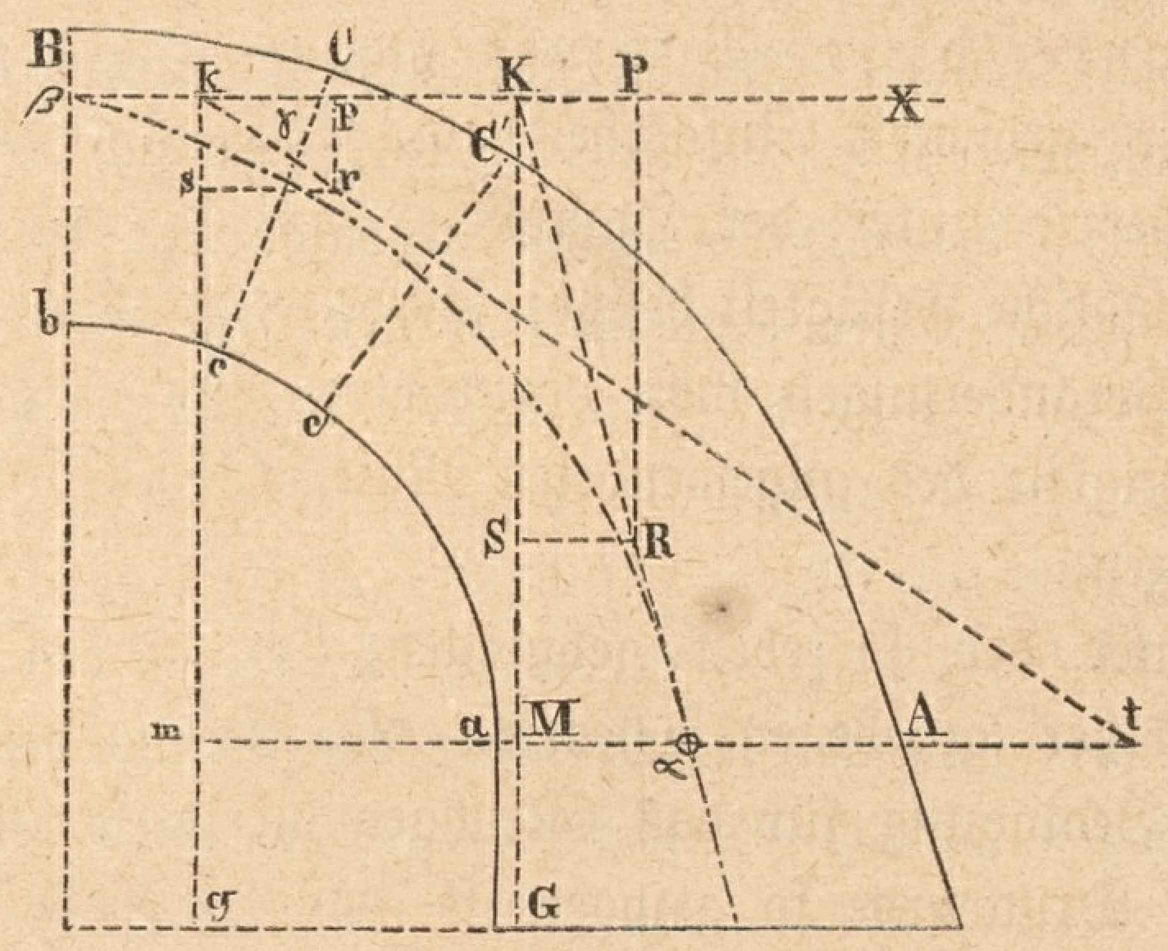
*) Zu diesem Resultate gelangt man mit Hülfe gewisser Hypothesen über die Elastizität des Materials, welche für die Praxis hinlänglich genau sind. Auch ist das Material dabei als an allen Punkten gleich fest vorausgesetzt.

2) Zeichnung der Druckcurve.

In der Ausführung haben die Gewölbe immer eine größere Stärke, als für das mathematische Gleichgewicht derselben durchaus nothwendig ist. Dieser Umstand ist die Ursache, daß die Druckcurve unendlich viele verschiedene Lagen annehmen kann, ohne daß es möglich wäre, vorauszusehen, welche von diesen wirklich stattfinden wird, weil dies von dem Setzen des Gewölbes abhängig ist, welches man nicht mit Genauigkeit in Rechnung stellen kann. Aber es genügt für die Lösung der Aufgabe über das Gleichgewicht der Gewölbe, die beiden äußersten dieser Lagen kennen zu lernen, von denen die eine dem Maximum, die andere dem Minimum des Horizontalschubs entspricht.

In diesen zwei besondern Fällen, den einzigen, welche näher zu betrachten sind, geht die Druckcurve gewöhnlich durch einige im Voraus bekannte Punkte; zwei genügen, um die Curve zu zeichnen, und dies kann auf folgende Weise geschehen.

Fig. 454.



In Fig. 454 seien β und α die beiden gegebenen Punkte, und es sollen die Durchschnittspunkte der Fugen Cc und C′c′ mit der Druckcurve bestimmt werden.

Man bestimme zuerst die Gewichte der Gewölbtheile BCcb und BAab und die Lage ihrer Schwerpunkte; dann ziehe man durch β eine Horizontale βX, und durch die Schwerpunkte die Vertikalen kg und KG. Ferner trage man auf KG die Länge KS proportional dem Gewichte BAab ab und vollende das Rechteck KPRS auf die Weise, daß die Diagonale KR desselben durch den Punkt α geht. Die Seite KP ist alsdann dem Horizontalschube proportional und die Diagonale KR der Pressung auf die Fuge aA. Trägt man nun von k aus das Stück kp = KP ab, und macht ks proportional dem Gewichte BCcb, vollendet das Rechteck kspr und zieht die Dia=

gonale rk desselben, so wird diese der Pressung auf die Fuge Cc proportional sein und den Punkt γ bestimmen, welcher der gesuchten Curve angehört. Auf dieselbe Weise verfahre man mit den andern Fugen.

Eben so leicht ist die Construction, wenn der Scheitel β der Curve unbekannt ist. Die beiden gegebenen Punkte seien γ und α. Man ziehe durch α die Horizontale mt und bestimme den Punkt t so, daß die Proportion stattfindet

$$\frac{1}{\mathrm{mt}} : \frac{1}{\mathrm{m}\alpha} = \mathrm{bBCc} : \mathrm{bBAa}.$$

Die Diagonale tγ wird dann, bis zum Durchschnitt mit der Vertikalen kg verlängert, den Punkt k bestimmen, durch welchen die Horizontale βX zu ziehen ist, die der früheren Construction zu Grunde lag.

Wenn man die zwei Punkte zur Bestimmung der Curve schlecht gewählt hat, was man leicht aus der Gestalt, welche sie annimmt, ersieht*), so kann man leicht eine neue Construction ausführen, bei welcher man die meisten der zuvor gebrauchten Elemente vortheilhaft benutzt. Man kann also die beiden nothwendigen Punkte ohne Anstand willkürlich annehmen, um die Curve in einem allgemeinen Entwurf zu zeichnen, mit dem Vorbehalte, sie später zu berichtigen.

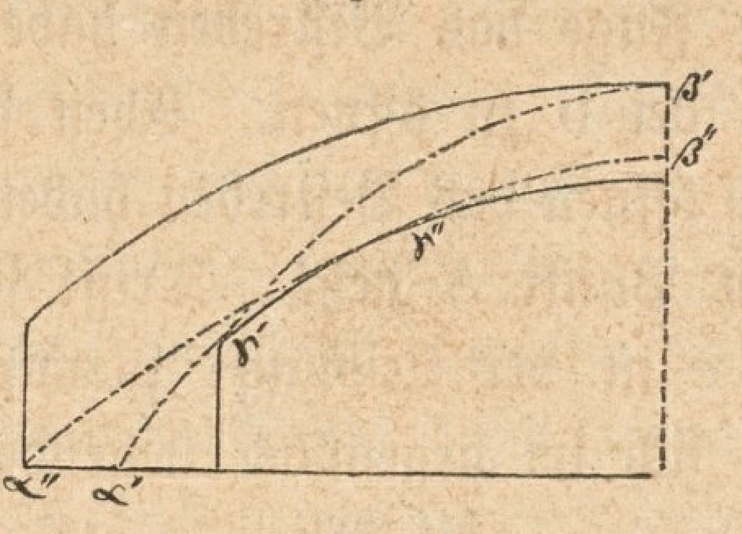
3) **Anwendung auf ein Gewölbe, dessen Material als unendlich fest vorausgesetzt wird, und Bestimmung der geringsten Stärke der Gewölbsteine unter dieser Voraussetzung.**

Der größeren Einfachheit wegen wenden wir zuerst diese Theorie unter der Hypothese an, daß das Material eine unendliche Festigkeit besitze; später wird sich dann zeigen, welche Veränderungen man vornehmen muß, um die wirkliche Festigkeit des angewendeten Materials mit in Rechnung zu bringen.

Unter der so eben gemachten Voraussetzung, welche allen bisher gegebenen Theorien als Basis dient, ist die einzige Bedingung für das Gleichgewicht des Gewölbes die: daß die Druckcurve so gezogen ist, daß sie die Grenzen der Gewölbsteine nicht überschreitet. Jeder ihrer Punkte repräsentirt in der That den Angriffspunkt der Mittelkraft aller Pressungen, welchen die durch diesen Punkt gelegte Fuge ausgesetzt ist, und ein solcher kann nicht außerhalb dieser Fuge liegen, wenigstens so lange nicht, als es keine negativen Pressungen gibt, nämlich keinen Zusammenhang, der durch den Mörtel hervorgebracht wird, wovon wir aber ganz abstrahirt haben.

Es folgt daraus, daß von allen Druckcurven, welche man ziehen kann, diejenige, welche den **größten** Pfeil und die **kleinste** Sehne hat, nothwendig den Rücken des Gewölbes nahe am Scheitel und die Leibung nahe am Kämpfer (auprès de la naissance) berühren muß; sie hat die Lage

Fig. 455.



$\beta'\ \gamma'\ \alpha'$, Fig. 455, und gibt das Minimum des Horizontalschubes. Sie zeigt im Allgemeinen drei Bruchfugen, wenn eine solche im Scheitel des Gewölbes stattfinden kann, und vier dergleichen, wenn dies nicht der Fall ist. Sie wird mit Hülfe der angegebenen Mittel leicht zu zeichnen sein, wenigstens nach einigen Versuchen.

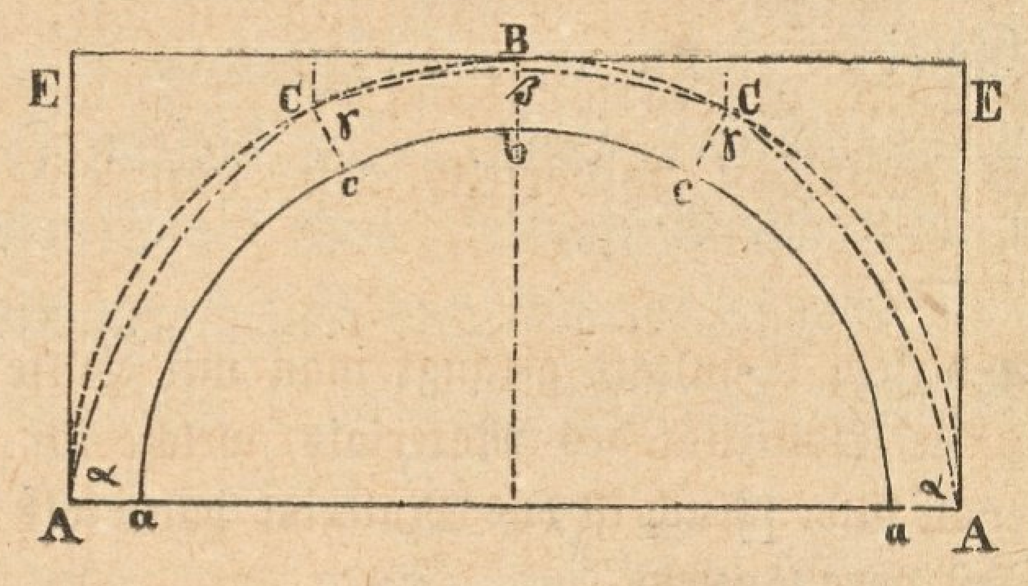
Eben so berührt diejenige von allen Curven, welche die größte Sehne und den kleinsten Pfeil hat, die Leibung nahe am Scheitel und den Gewölbrücken nahe am Fuß des Gewölbes. Sie hat etwa die Lage $\beta''\ \gamma''\ \alpha''$, Fig. 455, und entspricht dem **Maximum** des Horizontalschubes. Auch diese Curve zeigt 3 Bruchfugen an, wenn eine solche im Scheitel des Gewölbes stattfinden kann, und 4 im entgegengesetzten Falle, und ist eben so leicht zu zeichnen als die erste.

Zwischen diesen beiden äußersten Curven findet sich eine unendliche Anzahl anderer, welche Mittelwerthe für den Horizontalschub geben; jedoch nur in dem Falle, wenn das Gewölbe größere als die gerade ausreichenden Dimensionen hat. Sie fallen alle in eine einzige zusammen, wenn die Stärke des Gewölbes sich auf das für das Gleichgewicht des Gewölbes erforderliche Minimum beschränkt.

In diesem letztern Falle berührt die Druckcurve abwechselnd den Gewölbrücken und die Leibung wenigstens in 5 Punkten, wenn eine Bruchfuge im Scheitel stattfinden kann, und in 6 Punkten, wenn dies nicht der Fall ist. In einem solchen Gewölbe ist das Gleichgewicht nicht stabil und ein Material von unendlich großer Festigkeit nothwendig. Es ist leicht die Stärke zu bestimmen, welche hierbei die Gewölbsteine haben müssen.

Wir betrachten ein Gewölbe, Fig. 456, in welchem alle Gewölbsteine durch die beiden concentrischen Kreise ABA und aba eingeschlossen sind, und setzen voraus, daß das Mauerwerk der Uebermauerung (des tympans) nur eine schwere Masse ohne Zusammenhang sei, welche sich oberhalb der Bruchfugen nach lothrechter Richtung theilt. Es ist nun die Länge der Fugen zu bestimmen, welche für das mathematische Gleichgewicht hinreicht. Man ziehe zuerst die Druckcurve $\alpha\gamma\beta\gamma\alpha$ auf die Art, daß sie in 3 oder 4

Fig. 456.



*) Der Verfasser weist hierbei auf eine Reihe von Beispielen hin, die er anführt, und welche am angezeigten Orte nachgesehen werden mögen.

Punkten den äußeren Kreis ABA berührt; wenn sie hierbei die Leibung oder den Kreis aba nicht berührt, so bemerke man den Abstand, um welchen sie davon entfernt bleibt, und vermindere die Länge der Fugen, indem man die beiden Kreise ABA und aba einander nähert. Nachdem dies geschehen, construire man ein zweites Mal die Druckcurve und messe, um wie viel sie jetzt noch von der neuen Leibung entfernt bleibt. Mittelst einer Proportion lernt man dann näherungsweise und hinreichend genau die Größe kennen, um welche die Gewölbfugen zum zweiten Male verkürzt werden müssen, damit die Druckcurve den Gewölbrücken und die Leibung gleichzeitig in 5 oder 6 Punkten berührt.

In einer großen Zahl von Fällen liegen Bruchfugen im Scheitel und an den Anfängen. Diesen Umstand kann man oft voraussehen, und er gibt den Vortheil, 3 Punkte der Druckcurve zu bestimmen, so daß das Zeichnen derselben ohne alles Probiren vorgenommen werden kann.

Der Verfasser theilt nun zahlreiche, nach diesen Prinzipien ausgeführte Zeichnungen von Gewölben mit, die im mathematischen Gleichgewichte sind, und wobei die Druckcurve in den Querschnitt eingetragen ist. Ein Theil derselben sei aus einem Memoire des Hrn. Audoy gezogen; andere sollen eine Vergleichung der Theorie mit den Versuchen des Hrn. Boistard bilden.

Nach Beschreibung dieser Figuren, welche mit dem zugehörigen Texte hier wiederzugeben uns der Raum verbietet, fährt Herr Mery fort:

Diese verschiedenen Fälle mathematischen Gleichgewichts lehren die Form kennen, welche die Druckcurve dabei annimmt, und die Umformungen, welche eintreten, wenn man die Gewölbe auf verschiedene Weise belastet. Man sieht, daß der Scheitel der Curve sich erhebt und dieselbe dort einen kleineren Krümmungshalbmesser bekommt, wenn man den Scheitel des Gewölbes belastet, und daß sie einen gothischen Bogen annimmt, wenn man auf dem Schlußstein ein Gewicht anbringt, daß es das Gewölbe nur in einem, und zwar dem höchstgelegenen Punkte berührt.

Ueberhaupt repräsentirt diese Curve, in umgekehrter Lage gedacht, ziemlich gut die Kette einer Hängebrücke. Läßt man über ein Gewölbe eine schwere Last sich fortbewegen, so nimmt die Druckcurve nach und nach verschiedene Formen an, wie dies auch bei jener Kette der Fall ist, und während sie diese Oscillationen erleidet, muß sie immer zwischen dem Gewölbrücken und der Leibung eingeschlossen bleiben, damit das Gewölbe nicht einfällt.

Ein Gewölbe kann im Gleichgewicht sein auf Widerlagern von unendlicher Höhe. In diesem Falle hat die Druckcurve lothrechte Asytmoten, und die Stärke des Widerlagers, welche dem mathematischen Gleichgewichte genügt, ist durch die bekannte Formel gegeben:

$$E = \sqrt{\frac{2P}{\triangle}}$$

wenn P den Horizontalschub, $\triangle$ das Gewicht eines Kubikmeter Mauerwerks und E die gesuchte Stärke bedeutet.

Diese Formel ergibt sich leicht aus der Betrachtung des Rechtecks KSPR, Fig. 6, Taf. 85, indem man bemerkt, daß die Seite KS die Mitte des Widerlagers treffen muß und daß das Gewicht des halben Gewölbes nebst Widerlager nahezu gleich $\triangle$ EH ist, wenn H die sehr große Höhe des Widerlagers bedeutet.

Indem man alle die Umstände, welche die Form der Druckcurve verändern können, mit Aufmerksamkeit betrachtet, kann man sogleich vorhersehen, welche Form sie haben muß, so daß oft ein Blick auf den Querschnitt eines Gewölbes uns in den Stand setzt, ein Urtheil über die Haltbarkeit desselben zu fällen.

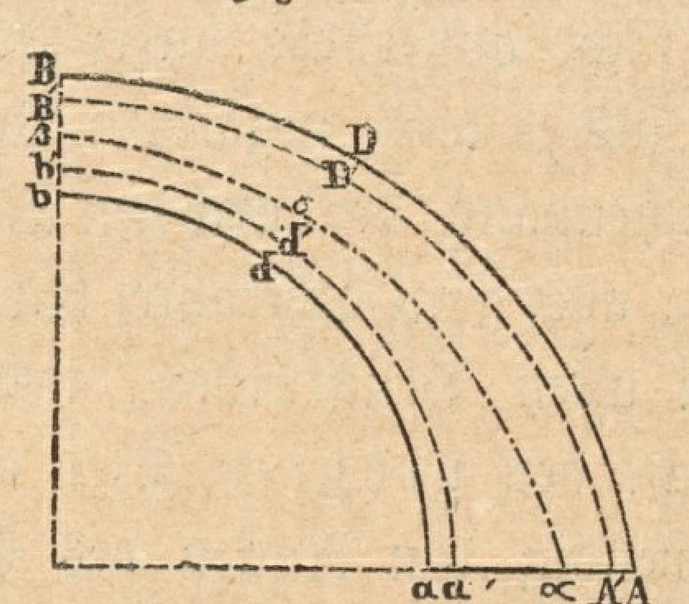
4) **Anwendung der Theorie zur Prüfung der Haltbarkeit eines Gewölbes, wenn die Festigkeit der Materialien und die Belastung, welcher dasselbe ausgesetzt ist, bekannt sind.**

Bisher haben wir vorausgesetzt, daß der Zwischenraum, in welchem die Gestalt der Curve sich bewegen kann, keine andere Grenzen hat, als die der Gewölbsteine selbst. Aber wir haben auch bemerkt, daß diese Hypothese Materialien von unendlicher Festigkeit verlangt; man muß sie daher für die Ausführung modifiziren.

Im Allgemeinen kann jede Lage der Curve, welche die äußersten Punkte einiger Gewölbsteine zu starken Pressungen aussetzt, nicht für lange Zeit stattfinden; denn diese zu stark gepreßten Theile würden bald nachgeben, und die Curve dadurch ihre Form ihrerseits ebenfalls ändern. Die bleibende Curve kann also nie die äußersten Punkte der Gewölbsteine erreichen, und wird sich um so weiter davon entfernen, je weicher das Material ist. Sie wird daher in engere Grenzen eingeschlossen sein, als die sind, welche wir bisher betrachtet haben, und diese neuen Grenzen wollen wir jetzt bestimmen.

Indem man eine der Lagen der Druckcurve zeichnet, Fig. 457, wird man näherungsweise die Pressungen finden, welche der Scheitel, der Gewölbfuß und einige dazwischen gelegene Fugen erleiden. Mit Hülfe dieser wird man für irgend eine Fuge Dd die Entfernung bestimmen können, bis auf welche sich die Curve dem äußersten Punkte D nähern darf, ohne daß das Mauerwerk zerstört wird.

Fig. 457.



Diese Entfernung muß so groß sein, daß die Strecke DD′ im Stande ist, ⅔ der gesammten Pressungen, welcher die Fuge Dd ausgesetzt ist, zu tragen*). Wir nehmen nun auf einer jeden Fuge, wie Dd, gleiche Längen DD′, dd′

*) Der Verfasser entwickelt diese Hypothese in einer Note, welche am angeführten Orte nachgelesen werden mag.

an, auf die Weise berechnet, daß jede der Oberflächen D D′ d d′ im Stande ist, $^2/_3$ des gesammten, die Fuge treffenden Drucks auszuhalten, und ziehen dann 2 Curven B′ D′ A′, b′ d′ a′, welche bestimmt sind, die Grenzen darzustellen, welche die Druckcurve nicht überschreiten darf.

Wir theilen in Gedanken die Länge der Fugen in zwei Theile, welche ganz verschiedenen Betrachtungen unterworfen werden müssen; die eine wie D D′ + d d′ hängt von der Größe der Pressung und von der Beschaffenheit des Materials ab, die andere d′ D′ von der Gestalt des Gewölbes. Den ersten Theil wird man unter den Bedingungen bestimmen können, daß man dem Material nur den zehnten Theil der Pressung zu tragen gibt, unter welcher dasselbe zerdrückt wird, eben so muß der Raum zwischen den beiden Linien b′ d′ a′ und B′ D′ A′ der Druckcurve Breite genug lassen, damit sie von denselben stets eingeschlossen sei, mit Berücksichtigung der veränderlichen Belastung, welcher das Gewölbe ausgesetzt ist.

Auf diese Weise ist die Frage nach der Haltbarkeit eines Gewölbes auf die nach dem mathematischen Gleichgewicht desselben zurückgeführt, so daß nur eine einzige Druckcurve möglich sein wird, wenn der Zwischenraum zwischen den beiden Linien B′ D′ A′ und b′ d′ a′ auf das für die Stabilität des Gewölbes unerläßliche Minimum zurückgeführt ist; anderntheils aber, wenn man der größeren Sicherheit wegen diesen Zwischenraum etwas größer macht, es eine unendliche Zahl verschiedener zulässiger Lagen geben wird. Die eine derselben wird dem kleinsten, eine andere dem größten Horizontalschube entsprechen, und nur die größere oder geringere Ungewißheit über den Einfluß des Setzens des Gewölbes ist es, welche verhindert, daß man die Lage, welche die Druckcurve wirklich annimmt, nicht voraussehen kann. Diese Untersuchung ist aber auch, wie wir eben sahen, durchaus unnöthig, wenn man sich blos von der Solidität des Gewölbes versichern will.

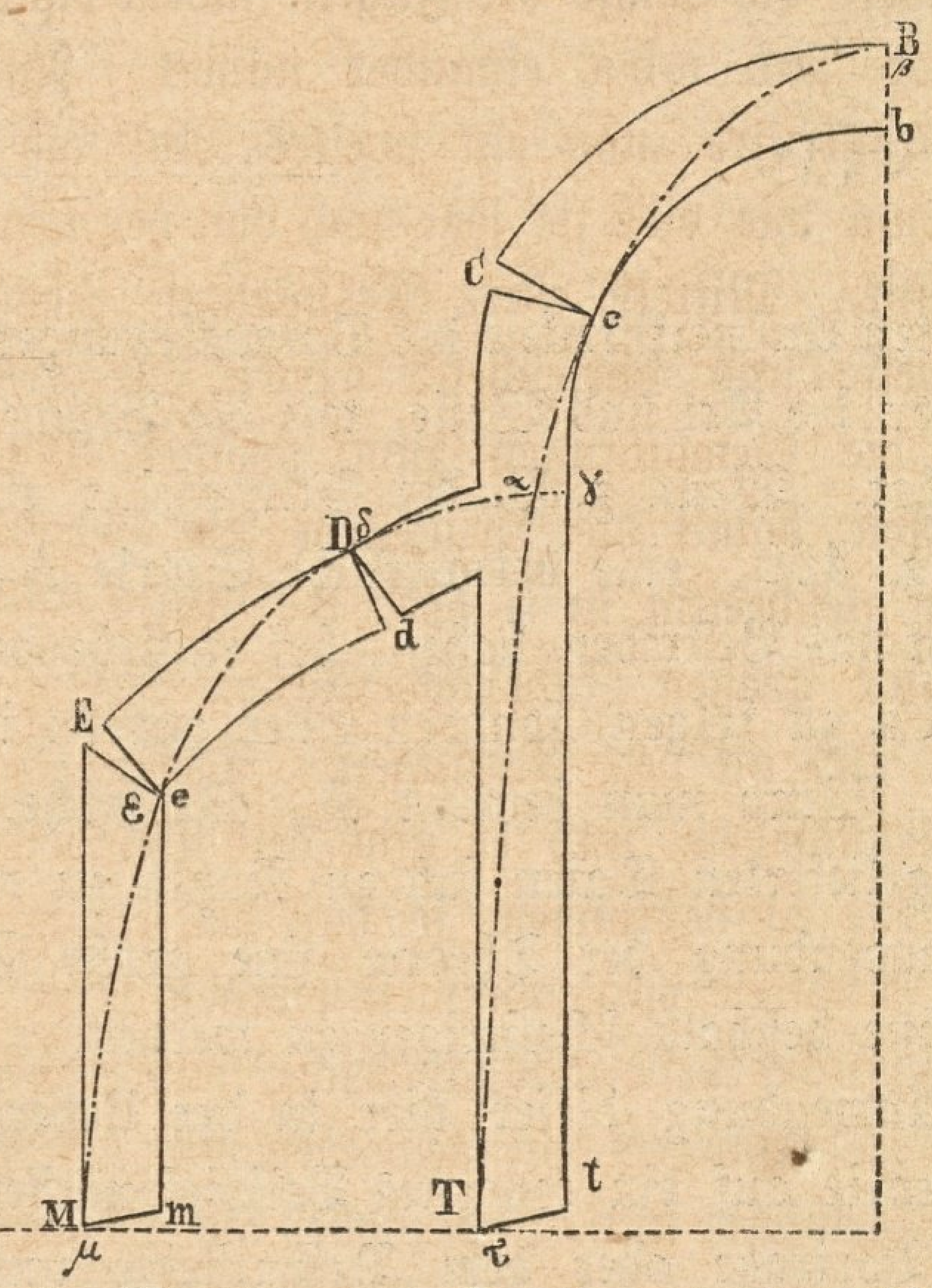
Was die durch das Gleiten der Gewölbsteine herbeizuführenden Brüche anbelangt, so weiß man aus Früherem, unter welchen Umständen solche zu befürchten sind. Man hat hier blos zu untersuchen, ob die Druckcurve einige Fugen unter einem kleineren Winkel schneidet, als derjenige, dessen Cotg. gleich dem Reibungscoeffizienten ist.

Stellt man alle Fugen normal auf die Druckcurve, so ist das Gleiten unmöglich, welcher Umstand vorzüglich bei den scheitrechten Gewölben Anwendung finden kann.

5) Anwendung der Theorie auf Gewölbe, welche durch Strebebogen (arcs boutants) unterstützt sind*).

Sobald ein Gewölbe durch Strebebogen unterstützt ist, theilt sich die Druckcurve in mehrere Zweige. Fig. 458 stellt ein solches Gewölbe im mathematischen Gleichgewichte dar.

Fig. 458.



Die erste Parthie der Druckcurve $\beta \gamma \alpha$ ist durch die Bedingung bestimmt, daß sie den Gewölbrücken und die Leibung berühre; der zweite Theil $\alpha \delta \varepsilon \mu$ durch die Bedingung, zweimal den Gewölbrücken und einmal die Leibung des Strebebogens zu berühren, und der dritte Theil $\alpha \tau$ ergibt sich aus den Bedingungen für das Gleichgewicht des Gewölbes, so daß, wenn die Stärke T t des Widerlagers auf die Art bestimmt ist, daß der Punkt τ nach T fällt, mathematisches Gleichgewicht herrscht. Ganz auf ähnlichem Wege, wie früher, überzeugt man sich, ob das Gleichgewicht auch praktisch bestehen kann, indem man die Grenzen für die Lage der Druckcurve unter Berücksichtigung der Festigkeit der Materialien zeichnet.

Das Mauerwerk, welches den Rücken eines Gewölbes belastet, kann eine Vermehrung seiner Stabilität verursachen, welcher wir noch nicht Rechnung getragen haben. Betrachten wir deßhalb die beiden Gewölbe B C A und B′ C′ A′, Fig. 459. Die Druckcurven sind auf die Art gezogen, daß sie ein mathematisches Gleichgewicht anzeigen; wenn aber die Gewölbe einfallen sollen, so ist es nothwendig, daß die beiden Theile C A a c und C′ A′ a′ c′ sich rückwärts gegen einander neigen. Diese Bewegung ist jedoch unmöglich, wenn der Zwischenraum A C C′ A′ mit gutem Mauerwerk gefüllt ist. Es kann daher wohl vorkommen, daß zwei Gewölbe wirklich stabil sind, obgleich es auf den ersten Anblick scheint, sie entsprächen nur einem mathematischen Gleichgewichte. In einem solchen Falle darf man die Gewölbe nicht früher ausrüsten, bis man das Mauerwerk zwischen den Punkten C C′ hergestellt hat, welches die Stelle der Strebebogen vertritt.

Ueberhaupt muß man, um jeden Fehler zu vermeiden,

*) Man lese ferner hierüber »arc-boutant« in Viollet-le-duc tome premier pag. 60 oder die deutsche Uebersetzung in Förster's allgemeiner Bauzeitung, Jahrg. 1857, S. 24.

Fig. 459.

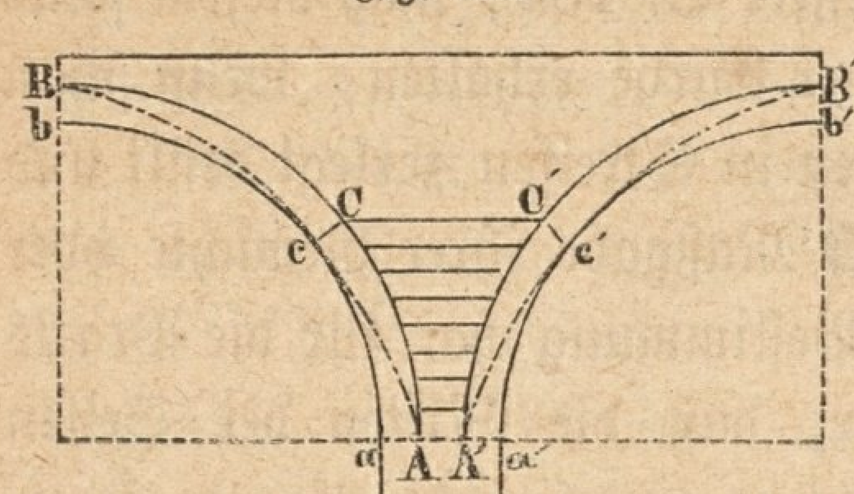
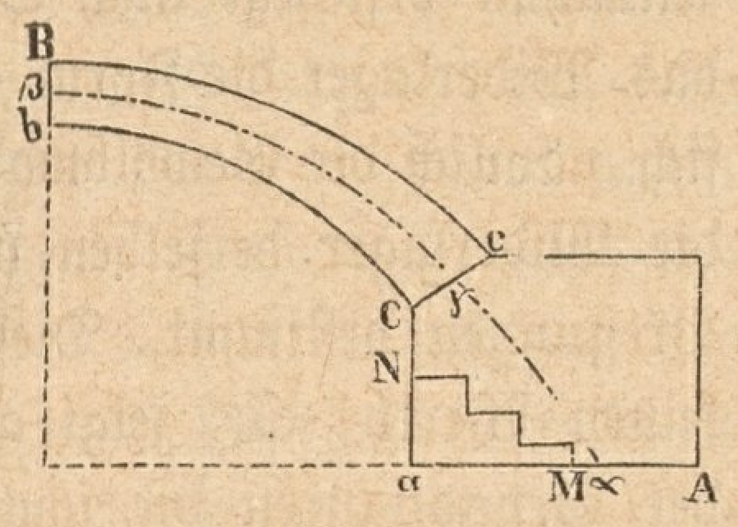


Fig. 460.



mit der größten Aufmerksamkeit die Voraussetzungen erwägen, die man über die Art und Weise, wie die Brüche entstehen, zu machen hat. Wenn z. B. der Stirnpfeiler einer Brücke (culée), Fig. 460, eine beträchtliche Stärke A a hat, so wird er nicht das Bestreben haben, bei entstehendem Bruche der Fuge A a zu folgen, sondern einer andern irregulären Linie MN. Wenn man bemüht ist, alle solche, durch die Erfahrung gelieferten Daten sich zu Nutzen zu machen, so wird die Anwendung der Theorie eine große Genauigkeit erlangen, ohne deßhalb schwieriger zu werden.

Eine Anwendung dieser hier in der Uebersetzung gegebenen Theorie auf ein concretes Beispiel müssen wir dem mündlichen Vortrage oder dem Privatfleiße unserer Leser überlassen, weil dazu Zeichnungen in einem so großen Maßstabe nothwendig sind, daß wir sie hier nicht geben können. Außerdem dürfte diese Theorie wohl selten für Fälle des Hochbauwesens benutzt werden, sondern ihre Anwendung sich auf die Entwerfung wichtiger Brücken 2c. beschränken. Denn diese Anwendung ist, wenn auch keineswegs schwierig, doch sehr zeitraubend und mühsam, weil man nur durch mehrmaliges Probiren die richtigen Abmessungen des Gewölbes finden kann, und dabei nach jeder vorgenommenen Abänderung der Dimensionen die langwierige Bestimmung der Schwerpunkte von Neuem vornehmen muß. Ferner bestimmt die in Rede stehende Theorie hauptsächlich die Stärke der Gewölbschenkel, die im Hochbauwesen meist durch das Material gegeben ist, so daß es hier vorzüglich auf die Bestimmung der Widerlagsstärke ankommt, die auf weniger umständliche Weise gefunden werden kann*).

Haben zwei benachbarte, ganz gleiche Tonnengewölbe ein gemeinschaftliches Widerlager, so ist klar, daß die horizontalen Wirkungen beider Gewölbe einander aufheben werden, und nur die lothrechten übrig bleiben. Hieraus folgt, daß das gemeinschaftliche Widerlager nur den letzteren zu widerstehen hat, und daher weit schwächer als ein Endwiderlager gemacht werden darf. Dasselbe wird nur lothrecht belastet, und da sich diese Belastung immer leicht berechnen lassen wird, so darf die Grundfläche des gemeinschaftlichen Widerlagers nur so groß angeordnet werden, daß auf die Quadrateinheit derselben keine größere Belastung kommt, als die Tragfähigkeit der Steinart zuläßt.

Sobald aber beide benachbarte Gewölbe einander nicht ganz gleich sind, so werden sich ihre Horizontalwirkungen nur zum Theil aufheben, und es wird ein schiefer Druck auf das gemeinschaftliche Widerlager übrig bleiben, so daß dasselbe diesem angemessen stark gemacht werden muß. Dieser Umstand kommt bei Brückenbauten in Betracht, bei welchen die Pfeiler nur in dem Falle als blos lothrecht belastete Stützen angesehen werden dürfen, wenn die Brückenbögen alle gleiche Spannung und gleiche Krümmung haben. Aber auch bei Hochbauten kommt sehr oft der Fall vor, daß mehrere Gewölbe oder Gurtbögen auf einer gemeinschaftlichen Stütze aufsitzen, wobei man alsdann wohl darauf zu sehen hat, daß die Resultirende aus all den horizontalen Wirkungen der verschiedenen Bögen gleich Null wird, wenn man die Stütze so anordnen will, daß sie nur der lothrechten Belastung hinlänglichen Widerstand entgegensetzt.

Bei auf diese Weise angeordneten Zwischenpfeilern zweier oder mehrerer Bogen (oder Gewölbe) ist es klar, daß der Einsturz eines dieser Bogen (oder Gewölbe) den Einsturz aller übrigen zur Folge hat, weßhalb man bei längeren Bogenstellungen, wo das Erste möglicher Weise eintreten kann, das Letztere aber vermieden werden soll, einzelne Pfeiler so anordnen muß, daß sie als Endwiderlager auftreten können.

Zuweilen bilden die Widerlager von Gewölben zugleich Stützmauern bedeutender Erdmassen, und dann könnte man in Versuchung kommen, die letztere Eigenschaft der Mauer als der ersteren zu Hülfe kommend anzusehen. In solchen Fällen wird man aber wohl thun, die Eigenschaft als Stützmauer bei der Bestimmung der Widerlagsstärke gar nicht in Rechnung zu nehmen; denn wenn auch die hinterfüllte Erdmasse ein Umwerfen oder eine größere Verschiebung der Widerlagsmauer verhindern wird, so kann sie doch eine kleine Verschiebung (namentlich anfangs) nicht verhüten, und selbst die kleinste Bewegung dieser Art ist für das Gewölbe gefährlich.

Für stark belastete, namentlich größere Brückengewölbe, gibt die Erfahrung die Regel an die Hand, daß bei halbkreisförmigen und wenig gedrückten Bögen $^1/_5$, bei Kreisbögen die auf $^1/_4$ und bei Korbbögen die auf $^1/_3$ gedrückt sind, $^1/_4$; bei stärker gedrückten Bögen aber $^1/_{3,5}$ oder $^2/_7$ der Spannweite als Stärke für die Widerlager hinlängliche Sicherheit gewährt, und diese Abmessungen dürfen als Maxima angesehen werden.

Bei ganz flachen Kreisbögen schlägt Röder vor, die Widerlagsstärke gleich $^1/_8$ des zugehörigen Kreisdurchmessers zu machen. Mittelpfeilern solcher Gewölbe, die durchaus nicht als Widerlager dienen sollen, gibt man $^1/_{10}$ der Spann-

*) Man sehe auch über diesen Gegenstand „Beiträge zur Gewölbtheorie. Frei bearbeitet nach Carvallo von H. Tellkampf." Hannover, Helwing'sche Hofbuchhandlung, 1855.

weite; solchen aber, die doch beinahe als Widerlager dienen können, $1/6$ dieser Abmessung zur Stärke*).

Die bei Hochbauten am häufigsten vorkommenden Gewölbe sind die Kellergewölbe, bei denen man aber hinsichtlich der Stärke der Widerlagsmauern in den meisten Fällen keine besondern Rechnungen anzustellen haben wird; denn wenn ein solches Gebäude zwei oder drei Stockwerke hoch ist und massive Umfangsmauern hat, so werden diese schon so starke Kellermauern als Fundamente bedingen, und außerdem die Stabilität derselben durch ihr Gewicht und das der auf ihnen ruhenden Gebälke und des Daches so vermehren, daß sie als Gewölbwiderlager hinreichenden Widerstand leisten können. Nur bei ganz leichten hölzernen Gebäuden müssen die Kellermauern als Widerlager besonders berücksichtigt werden, und es ist in solchen Fällen aus den oben angeführten Gründen gut, auf den Widerstand der Erdmassen hinter diesen Mauern keine Rücksicht zu nehmen.

§. 14.

Stärke der Klostergewölbe, Kuppelgewölbe und Kreuzgewölbe.

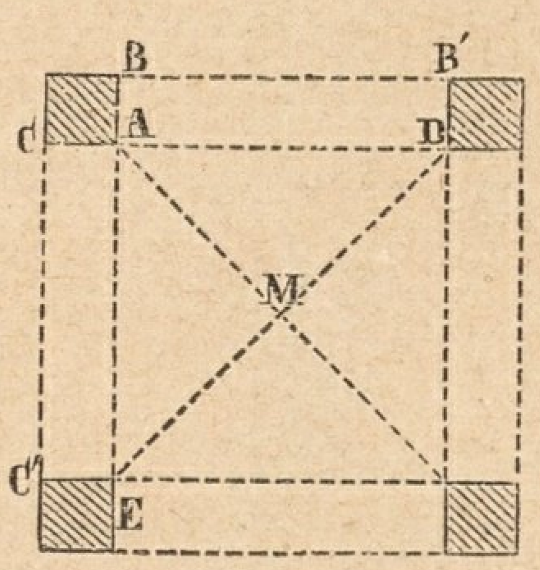
Wir haben bisher immer nur von Tonnengewölben gesprochen, und in der That ist diese Gewölbform als die einfachste und zugleich wichtigste allen aufgestellten Theorien zu Grunde gelegt worden. Rondelet hat seine Theorie dann auch auf die aus Tonnengewölbtheilen gebildeten Kloster-, Kuppel- und Kreuzgewölbe anzuwenden versucht, und von Dietlein existirt ein „Beitrag zur Statik der Kreuzgewölbe“ **); jedoch fehlt den Anwendungen des ersteren wohl eine strenge Begründung, und die Theorie des letzteren, mit höherer Analysis behandelt, ist selbst für ein ganz regelmäßiges, rechtwinkliges Kreuzgewölbe so verwickelt und umständlich***), daß sie für die Praxis allen Werth verliert und von uns nicht benützt werden kann; weßhalb wir wieder zu den aus der Erfahrung abstrahirten praktischen Regeln unsere Zuflucht nehmen müssen.

Die Klostergewölbe können mit vollkommener Sicherheit wie Tonnengewölbe behandelt werden, indem man ihnen dieselbe Widerlagsstärke gibt, welche Tonnengewölben von derselben Spannweite zukommt. Nach Versuchen von Rondelet, welche er an Modellen anstellte, soll man dem Widerlager nur den $3/4$ Theil der Stärke eines Tonnengewölbes von gleicher Form und Spannweite geben. Diese Annahme bestätigt auch Scheffler S. 186; nach diesem sollte das Widerlager die Form einer Curve erhalten, wenn man sich nämlich die Gewölbwalmen in Streifen zerlegt denkt und die Widerlager derselben nach Maßgabe ihrer Gewichte oder Pressungen bestimmt. Diese Bestimmung hat für die Praxis keinen Werth, sie zeigt aber, daß die Mitten der Seiten der Grundfiguren die schwächsten beziehungsweise am stärksten gepreßten Stellen sind und der Druck nach den Ecken zu abnimmt, und die Ecken als solche schon an und für sich eine größere Stabilität besitzen.

Das Kuppelgewölbe*) ist bekanntlich als ein Klostergewölbe, von unendlich vielen und unendlich kleinen Seiten begrenzt, anzusehen, und wird daher, mit Widerlagern so stark wie zu einem Tonnengewölbe von derselben Spannweite versehen, hinreichende Stabilität besitzen. Da nun aber eine in sich geschlossene runde Mauer als solche schon eine bedeutende Stabilität besitzt, und gewissermaßen jeder Punkt derselben als Eck eines Klostergewölbes angesehen werden kann, außerdem in den Kuppelgewölben der dem Scheitel zunächst gelegene Theil, also gerade derjenige, welcher den nachtheiligsten Einfluß auf die Widerlager ausübt, gewöhnlich fehlt, so gibt man dergleichen Gewölben schwächere Widerlager, etwa $1/8$ des Durchmessers, nach Rondelet die Hälfte der Widerlagsstärke eines Tonnengewölbes von gleicher Spannweite. — Daß bei sogenannten Hängekuppeln über quadraten Räumen sehr schwache Widerlager bei einer vernünftigen Anordnung des Steinverbandes ausreichen, haben wir schon früher nachgewiesen.

Das Kreuzgewölbe erscheint in seiner einfachsten Gestalt als durch die rechtwinklige Durchdringung zweier halbkreisförmigen Tonnengewölbe von gleicher Pfeilhöhe gebildet, und findet sein Widerlager auf vier jedenfalls rechteckigen Pfeilern. Es könnte nun hinreichend erscheinen, diesen Seiten Pfeiler zu geben, deren Länge der Widerlagsstärke der zugehörigen Tonnengewölbe gleich wäre, oder in Fig. 461 dürfte man die Seite AB als Widerlagsstärke für ein Tonnengewölbe von der Spannweite AE, und AC als die für die Spannweite AD ansehen. Allein man würde auf solche Weise nur für die durch AD und AE gehenden lothrechten Querschnittsfiguren der Gewölbe Widerlager bilden, und die von diesen Querschnitten nach dem (sogenannten) Scheitelpunkt M zu liegenden Gewölbtheile vernachlässigen,

Fig. 461.



*) Obgleich die Spannweite der Gewölbe nicht allein als maßgebend für die Widerlagsstärke auftritt, so hängt von ihr doch, wie wir früher gesehen haben, die Gewölbdicke, und sonach das Gewicht des Gewölbes ab, wodurch dann wieder die Einwirkungen auf die Widerlager modifizirt werden.

**) Beitrag zur Statik der Kreuzgewölbe von J. F. W. Dietlein. Halle, Hemmerde und Schwetschke, 1823.

***) Auch Rondelet kommt auf eine unvollständige kubische Gleichung für Kreuzgewölbe.

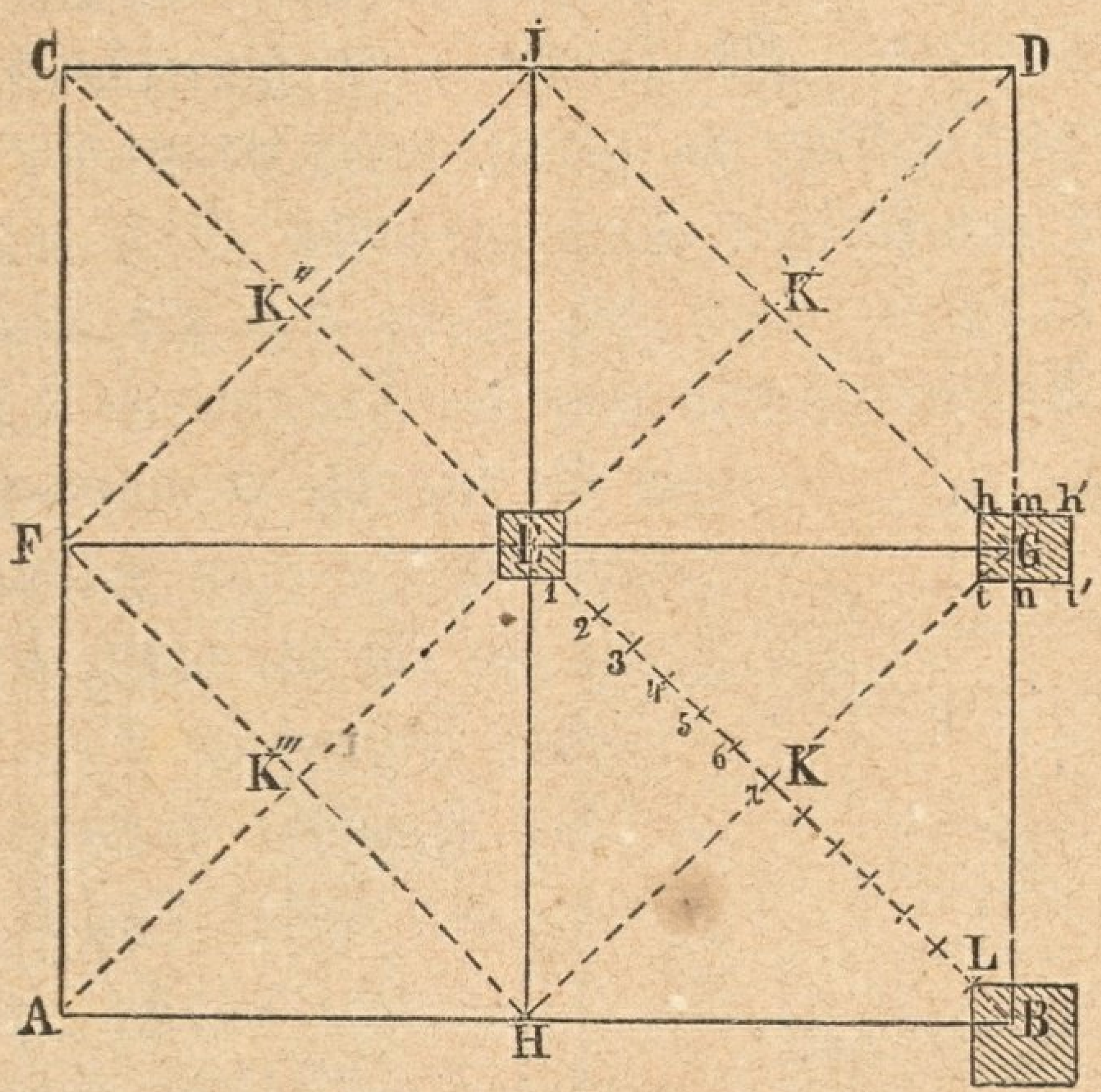
*) Grundzüge der Theorie der Kuppelgewölbe siehe Scheffler S. 186, worin auch die St. Peterskuppel in Rom einer Berechnung unterzogen wurde. So schätzenswerth jedoch die theoretischen Darlegungen sind, so wenig stimmen die Resultate mit der Praxis überein, indem sich die gefundene Widerlagerstärke an der Kämpferlinie durchschnittlich zur Spannweite wie 1 : 4 verhält, wodurch offenbar die Widerlager eine viel zu große Stärke erhielten.

die ihr Widerlager mittelst des Grats AM ebenfalls auf dem Eckpfeiler finden. Rondelet findet für die Stärke der Eckpfeiler, wenn die Gewölbkappen in den Linien AE und AD aufhören, das Doppelte der Widerlagsstärke für die zugehörigen Tonnengewölbe, und wenn die Kappen bis in die Linien BB′ und CC′ treten, $1^3/_4$ dieser Stärke; d. h. wird die für das Tonnengewölbe von der Spannweite AD erforderliche Widerlagsstärke mit x, und die für ein solches von der Spannweite AE erforderliche mit x′ bezeichnet, so werden die Seiten AB und AC des Eckpfeilers beziehlich gleich 2x und 2x′ oder $\frac{7}{4}$ x und $\frac{7}{4}$ x′.

Soll ein größerer Raum durch mehrere Kreuzgewölbe überdeckt werden, so daß Zwischen- und Mittelpfeiler, wie in Fig. 462, entstehen, so ist klar, daß der Mittelpfeiler E weniger als die Zwischenpfeiler F, G, H, I, und diese weniger als die Eckpfeiler A, B, C, D, zu widerstehen haben, und der Mittelpfeiler E nur lothrecht belastet wird. Rondelet theilt nun eine — wie er sagt — mit der Theorie und den Versuchen am besten übereinstimmende Construction zur Bestimmung dieser Pfeilerstärken mit, die hier folgt.

Nachdem die Seiten AB, BD, DC und AC, Fig. 462, halbirt, die Linien HI und FG gezogen und dadurch der Punkt E als Mittelpunkt des Mittelpfeilers bestimmt ist, werden in den entstandenen vier Vierecken sämmtliche Diagonalen gezogen, die sich in den Punkten K, K′, K″ und K‴ schneiden. Von einem solchen Punkte, z. B. K, trage man die Hälfte der Höhe des Pfeilers E, von der Sohle bis zum Kämpfer gemessen, nach L, theile EL in zwölf gleiche Theile und nehme einen dieser Theile als halbe

Fig. 462.



Diagonale der Grundfläche des Pfeilers an, welcher ein Quadrat oder Rechteck je nach dem Grundriß werden wird.

Um die Zwischenpfeiler bei F, G, H und I zu finden, bestimmt man die Diagonalen des halben inneren Vorsprungs oder die Längen Gh und Gi, wie eben gezeigt, und macht die Seite mh′ = 2 . hm und ni′ = 2 . in, so daß in Fig. 462 ein rechteckiger Pfeiler entsteht, dessen Breite hi sich (falls AD ein Quadrat) zu seiner Dicke hh′ wie 2 : 3 verhält.

Nach Rondelet verhalten sich für den Grenzzustand des Gleichgewichts bei gleichen Spannweiten die Widerlagsstärken eines Kuppelgewölbes, eines Klostergewölbes, eines Tonnengewölbes und eines Kreuzgewölbes nahezu wie die Zahlen 1, 3, 4, 6.

§. 15.

Bestimmung der Widerlagerstärke zusammengesetzter Gewölbe.

Daß mit der Höhe der Widerlager auch ihre Stärke zunehmen muß, indem durch die Zunahme der Länge des Hebelarmes das Moment des Seitenschubes wächst, ist uns nach dem bisher Vorgetragenen bekannt. Hohe Widerlager kommen aber insbesondere bei gewölbten Kirchen vor, und damit man daselbst den Seitenschub nur stellenweise aufzuheben hat, wählt man Gewölbformen, welche nur Pfeiler und keine Mauern zur Unterstützung erfordern. Dahin gehört in erster Linie das Kreuzgewölbe, welches besonders in der romanischen und gothischen Bauweise ausgedehnte Verwendung fand und aus welchem sich das Sterngewölbe entwickelte. Ferner das Kappengewölbe mit horizontaler oder ansteigender Scheitellinie, sowie die böhmische Kappe als reine oder auch gedrückte oder windschiefe Kugelfläche. Bei einschiffigen Kirchen ergibt sich nichts Neues, was nicht schon früher erörtert worden wäre, dagegen erhalten wir bei drei- oder mehrschiffigen Kirchen im Querschnitte Combinationen von Gewölben von meist verschiedener Weite, welche entweder alle von gleicher oder von verschiedener Kämpferhöhe ausgehen. Im ersten Fall wird das Gewölbsystem mit einem gemeinschaftlichen Dache versehen und heißen solche Kirchen von meist rechteckigem Grundplane Hallenkirchen (Taf. 86), während im zweiten Falle Dächer in verschiedenen Höhen nothwendig werden, und zwar meist ein Satteldach und zwei Pultdächer (Taf. 84—85), wodurch allgemein die Basilikaform sich bildet.

Es kann hier nicht der Ort sein, die verschiedenen Grundformen und Gewölbsysteme der Kirchen zu besprechen, vielmehr sollen unsere Leser, welche eher in die Lage kommen dürften, kleinere Kirchen anstatt Kathedralen zur Ausführung zu bekommen, auf den Taf. 84—86 einige kleinere, ausgeführte dreischiffige Kirchen im Querschnitt und theilweisen Längeschnitt erhalten, welche in vorkommenden Fällen als Anhaltspunkte dienen können.

Taf. 84 stellt in Fig. 1—2 den Querschnitt und theilweisen Längeschnitt der kath. Kirche in Bulach bei Karlsruhe und Taf. 85 dasselbe von der kath. Kirche in Untergrombach, einige Stunden von Karlsruhe, dar. Beide Kirchen sind von Hübsch entworfen und die erstere auch von demselben ausgeführt *).

Die von Eisenlohr projektirte und nach seinem Tode von mir erbaute evang. Kirche in Baden ist auf Taf. 86 im Querschnitt und theilweisen Längeschnitt dargestellt. Bei den drei Tafeln ist der Querschnitt jeweils zur Hälfte durch die Gewölbe, zur Hälfte durch die Pfeiler angenommen.

Gehen die Pultdächer der Seitenschiffe einer Kirche über die Kämpferlinie der höher gelegenen Mittelschiffgewölbe hinaus, so läßt sich deren Schub durch Strebebögen unter dem Dache nach außen überführen; im andern Fall müssen Strebebögen über den Dächern der Seitenschiffe angeordnet werden, um diesen Zweck zu erfüllen, wie unsere größeren gothischen Kirchen solche Beispiele zeigen. Das Stützen der Mittelschiffgewölbe durch äußere Pfeiler geschieht aus dem Grunde, weil man den Mittelpfeilern, wenn sie nicht außergewöhnlich dick angelegt werden sollen, keinen Schub, sondern nur einen Druck nach der Richtung ihrer Achse oder höchstens nach der Richtung ihrer Diagonale zumuthen darf.

Bei Taf. 85 wird der Schub des Mittelschiffbogens, welcher das Gewicht eines Gewölbefeldes zu tragen hat, durch einfache Strebebögen nach außen überführt; bei Taf. 84 hingegen sind, der Gewölbeform der Seitenschiffe wegen, noch zwei weitere tiefer liegende Bögen angenommen, welche hohl gemauert sind nach dem Fächersystem, um die Seitenpressung, auf die Mittelpfeiler, welche letztere zu drehen sucht, möglichst zu vermindern. Aus dem Grunde der Gewichtsverminderung sind sowohl die Quergurten des Mittelschiffes, als auch deren Hintermaurung hohl construirt **).

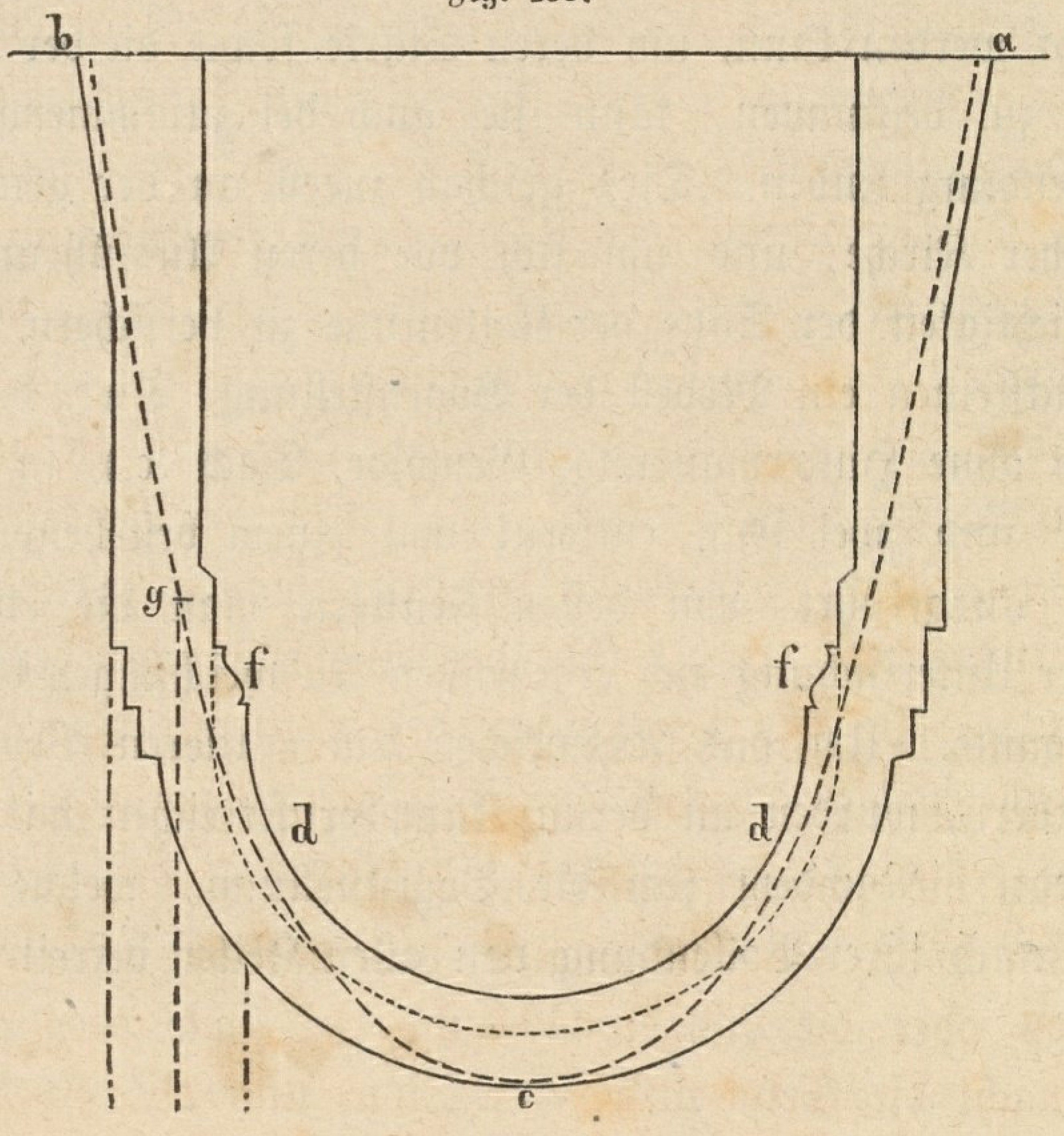
In dem erwähnten Bauwerke von Hübsch ist von Seite 40 bis 53 eine von demselben zuerst bei der Bulacher Kirche Taf. 84 angewandte praktische Methode über die Bestimmung der Bogen- und Widerlagerstärke für jede Gattung und Zusammenstellung von Gewölben mittelst eines graphischen Verfahrens angegeben. Indem wir unsere Leser dorthin verweisen, sowie die Ableitung der Gesetze der gemeinen Kettenlinie, welche bei der Hübsch'schen Methode benützt wird, dem mündlichen Vortrage überlassen müssen, sei hier nur das Wesentliche aufgenommen.

Die gemeine Kettenlinie, welche bei vorliegender Methode zur Verwendung kommt, wird annähernd erhalten, wenn man auf kleinen aber gleichen Distanzen eines Fadens gleiche Gewichte hängt. Anstatt dieser so construirten Kettenlinie kann man sich auch einer genau bearbeiteten Uhrkette bedienen, deren einzelne Glieder genau von gleicher Schwere und Größe sind. Hängt man nun die beiden Enden einer solchen Kette an einer vertikalen Ebene auf, so ergibt sich eine Linie, nach welcher die Gewichte sich im Gleichgewicht erhalten. Dies wird aber auch umgekehrt stattfinden, d. h. wenn man ein gleich dickes Gewölbe so construirt, daß die Schwerpunkte der Gewölbsteine in die oben erwähnte Kettenlinie fallen, oder diese Linie zur Mittellinie des Gewölbes wird, so muß das Gewölbe im Gleichgewicht sich erhalten, vorausgesetzt, daß die beiden untersten Gewölbsteine ähnlich den Aufhängepunkten der Kette befestigt sind.

Davon ausgehend, nimmt Hübsch an, daß auch Gewölbe von anderer Form als die der Kettenlinie nebst Widerlager sich im Gleichgewicht erhalten müssen, wenn die Kettenlinie in dieselben hineinfällt, und daß naturgemäß die Festigkeit um so größer sein wird, je mehr sich die Kette der Mittellinie oder der Verbindungslinie der Schwerpunkte der einzelnen Gewölb- und Widerlagersteine nähert. Auf den Uebelstand, daß die Fugen der Gewölbsteine, noch mehr aber die der zugehörigen Widerlager nicht senkrecht ständen auf der Kettenlinie, sei kein großes Gewicht zu legen, indem derselbe durch die Cohäsion des Mörtels ganz aufgehoben würde.

Halten wir uns zunächst an einen einfachen Fall (Fig. 463), um den Gebrauch der Kettenlinie zu erklären,

Fig. 463.



*) Ueber die Kirche in Bulach, namentlich in statischer Beziehung, möge man in den „Bauwerken von Hübsch, Karlsruhe bei Veith" nachlesen, sowie in der schon erwähnten „altchristlichen Architektur" von demselben. In letzterem Werk ist eine sehr lehrreiche Zusammenstellung von Querschnitten bestehender Kirchen aus verschiedenen Stilperioden zu finden, wobei namentlich auf die Stabilitätsverhältnisse besondere Aufmerksamkeit verwendet wurde.

**) Die Anordnung der Seitenschiffgewölbe, wie solche aus den Taf. 84 bis 85 zu entnehmen ist, ist zwar in statischer Beziehung correkt und analog der Dachform, und es ist nicht zu läugnen, daß dadurch eine gewisse Zusammengehörigkeit und ein Abhängigkeits-Verhältniß zwischen den Gewölben der Seitenschiffe gegenüber denen der Mittelschiffe klar ausgesprochen ist. Was jedoch die ästhetische Seite dieser Anordnung betrifft, so ist zwar der Anblick der Seitenschiffgewölbe vom Mittelschiff aus nicht störend, dagegen die Wirkung der einhüftigen Gewölbe, von den Seitenschiffen aus gesehen, offenbar unschön und analog der eines Pultdaches. Es dürften deßhalb regelmäßige Bögen und Gewölbe den einhüftigen vorzuziehen sein, was die Anlage von Strebebögen, welche vom Rücken der Quergurten abzweigen, nicht ausschließt.

wonach die Anwendung bei zusammengesetzten Gewölben ebenfalls deutlich werden wird. Nachdem der in ziemlich großem Maßstabe aufzuzeichnende Querdurchschnitt vollendet ist, stelle man das Reißbrett verkehrt, aber vertikal, auf einer horizontalen Unterlage auf. Nun befestige man mittelst eines Stiftes das eine Ende der beschwerten Schnur oder der Kette bei a, nämlich zunächst der äußeren Kante der Basis des Widerlagers, um welche sich dasselbe bei dem Auswärtsfallen drehen würde. Das andere Ende halte man bei b an und verlängere entweder oder verkürze die Schnur, damit sie genau die erforderliche Länge erhält, um bei c den Scheitel des umgekehrten Gewölbes, welcher beim Einfallen einwärts sinken würde, zu berühren. Da nun die Linie, welche die Schnur annimmt und welche in unterbrochenen Strichen angegeben ist, selbst bei d, wo das Gewölbe beim Einsturz auswärts weichen würde, noch innerhalb der Conturen des Querschnitts bleibt; so wird dasselbe auch haltbar sein, was vielfältige darüber gemachte Erfahrungen beweisen. Dabei zeigt sich eine Uebersetzung des Bogens bei f als besonders zweckmäßig, indem ohne dieselbe, wie man sich schon aus der Figur überzeugen kann, der Punkt a weiter hinaus rücken, beziehungsweise das Widerlager breiter angelegt werden müßte. Findet eine Erhöhung des Widerlagers statt, so nimmt das Gewicht desselben, mithin auch seine Stabilität, zu. Zieht man nun vom Schwerpunkte der Erhöhung eine Senkrechte, bis sie die Kettenlinie bei g schneidet, und bringt man an diesem Punkte Gewichte an, welche der Größe der Aufmauerung entsprechen, so wird sich die Kettenlinie von den Punkten d und f entfernen, und mehr nach der Mitte des Gewölbes fallen, d. h. sie zeigt eine größere Sicherheit an. Wollte man jedoch die vorhergehenden Stabilitätsverhältnisse beibehalten, so könnte man den Punkt a oder b mehr nach Innen rücken, beziehungsweise das Widerlager schmäler anlegen.

So wie die Kettenlinie bei einfachen Gewölben gebraucht werden kann, um deren Stärke sowie die der Widerlager zu bestimmen, kann sie auch bei zusammengesetzten Verwendung finden. Dieß geschah zuerst an der genannten Bulacher Kirche, und um sich vor deren Ausführung von der Richtigkeit der Sätze der Kettenlinie zu versichern, wurde in Backsteinen ein Modell der Bogenstellung, Taf. 84 (natürlich ohne Hintermaurung, Gewölbe, Dach 2c.), in halber Größe und zwei Fuß entfernt von einem bestehenden Gebäude ausgeführt, von dessen Fenstern man die etwaigen bei der Untersuchung sich ergebenden Ausweichungen beobachten konnte. Um das Ausweichen des mittleren Bogens zu verhindern, wurden an dessen Kämpfer Streichen mit Keilen angelegt. Nachdem sich die Bogenstellung, welche einige Tage nach ihrer Vollendung von allen Keilen befreit wurde, als ganz haltbar gezeigt hatte, wurden die Keile wieder angetrieben, so daß man die Widerlager des mittleren Bogens als fest ansehen konnte. Hierauf wurde dessen Scheitel a mit Backsteinen beschwert, und als das Gewicht etwa auf $1/8$ des Gewichtes des Bogens gestiegen war, so zeigten sich zu beiden Seiten des Bogens bei b, und zwar genau an der Stelle, welche auch durch die Kette als schwach bezeichnet wurde, Risse, welche allmälig zunahmen, so daß man für gut fand, den Bogenscheitel wieder zu entlasten. Hierauf wurden die Keile an den Kämpfern des Bogens wieder gelöst und der ganze Bogen gleichmäßig mit Backsteinen beschwert. Die Risse an den Seiten bei b drückten sich wieder zu, aber als die Belastung so weit angewachsen war, daß sie ungefähr $1/3$ des Gewichtes des ganzen Mittelbogens betrug, fing auf beiden Seiten die durch die Schnur ferner als schwach bezeichnete Stelle c an auswärts zu weichen, so daß also der Einsturz des Bogens als erfolgt anzunehmen war.

Nachdem man durch die angestellten Untersuchungen die Ueberzeugung gewonnen hatte, daß die Kettenlinie ein äußerst einfaches und zweckentsprechendes Mittel abgebe, die Bogen- und Widerlagerstärke einfacher sowohl als zusammengesetzter Gewölbe zu bestimmen, wurden nicht allein die auf Tafel 84—86 gezeichneten Kirchen, sondern noch manche andere darnach ausgeführt.

Den Schluß dieses Bandes bildet eine aus den Doppeltafeln 87 und 88 bestehende Beilage, welche die Grundrisse und Hauptfaçade eines von mir entworfenen und zu Anfang dieses Jahres vollendeten Wohnhauses des Herrn Dr. Schenk in Karlsruhe darstellt. Obschon sich das Gebäude in der Stadt befindet, so hat es doch bezüglich seiner freien Stellung und freundlichen Aussicht aus allen Räumen eine so ausgezeichnete Lage, daß es die Annehmlichkeit einer Villa mit der einer städtischen Wohnung verbindet, weßhalb ich auch keinen Anstand nahm, das Gebäude als Villa zu bezeichnen.

Dem Entwurf liegt die Idee zu Grunde, die den Patienten zugängigen Räume dem Eingange möglichst nahe zu bringen und sie von dem übrigen Theile der Wohnung zu trennen, was auch durch den zwischen den Vorplätzen a und b befindlichen Glasabschluß erreicht wird. Das Uebrige erklärt die dem Grundplane beigesetzte Beschreibung der Räume, wozu nur noch bezüglich der Façade bemerkt sei, daß der Sockel aus rothen geschliffenen Sandsteinen besteht, während die Vorbauten, Fenster- und Thürgestelle, sowie alle Gesimse, aus weißen geschliffenen Sandsteinen ausgeführt sind. Nur das mittlere Risalit trägt eine Blendung von weißen Quadern, während die übrigen Mauerflächen geputzt sind.