Lehrbuch der gotischen Konstruktionen

Ungewitter, Georg Gottlob

Leipzig, 1890-

II. Form und Stärke der Widerlager.

urn:nbn:de:hbz:466:1-80225

II. Form und Stärke der Widerlager.

1. Die allgemeine Gestalt der Widerlager.

Grundriss der Widerlagswände.

Einfache volle Wand.

Als nächstliegende Widerlagsform für Tonnengewölbe und Kuppel bietet sich die einfache volle Wand, es war daher ganz natürlich, dass man dieselbe zuerst allgemein aufgriff und auch für andere Wölbformen z. B. das Kreuzgewölbe beibehielt. Volle Wände erfordern aber bei grosser Wölbweite und Widerlagshöhe eine solche Unmasse von Baustoffen, dass bereits die in diesem Punkte nicht kargen Römer begannen, an ein Sparen zu denken. Zielbewusster tritt die Bewältigung der Masse in der byzantinischen Kunst hervor, zum herrschenden Streben wird sie im Romanischen und ihre Vollendung erreicht sie in gotischer Zeit.

Schon für das einfache Tonnengewölbe ist die fortlaufende volle Wand wenn auch das nächstliegende, so doch längst nicht das vorteilhafteste Widerlager. Der Baustoff lässt sich schon dadurch verringern, dass man in der Mauer grössere Oeffnungen ausspart (Fig. 329). Die auf solche Weise gewonnene Masse braucht nur zum Teil zu einer Verbreiterung der Wand benutzt zu werden, um deren ursprüngliche Standfähigkeit wieder herzustellen; denn die Widerlagsfähigkeit einer Wand steht zu ihrer Längenentwicklung nur im einfachen, zu ihrer Dicke aber etwa im quadratischen Verhältnis. Noch mehr lässt sich erreichen durch Pfeilervorlagen, die eine bedeutende Einschränkung der eigentlichen Mauerdicke gestatten (Fig. 330). Schliesslich kann man die Wand auf ein Minimum von Masse bringen, wenn man sie in Bogenform von Vorlage zu Vorlage spannt (Fig. 331), eine Bildung, die neuerdings häufig für Futtermauern gegen den gleichfalls fortlaufend angreifenden Erddruck verwandt wird. Die Ueberweisung des gleichmässig verteilten Schubes auf Einzelpfeiler spricht sich in der Bogenform der Wand klar aus, liegt statt ihrer eine gerade Zwischenwand (Fig. 330) vor, so muss diese einem scheitrechten Bogen ähnlich wirken.

Gegliederte Wand.

Einer solchen Massenbekämpfung im Grundriss kann eine gleiche im Aufriss beigesellt werden, indem das Mauerwerk nicht in gleicher Stärke hochgeführt, sondern dem Verlauf des Druckes gemäss verteilt wird.

Somit lassen sich für das Tonnengewölbe an Stelle der vollen Widerlagswand weit günstigere Formen auffinden, die allerdings mehr den Eindruck des Herbeigeholten, nicht des natürlich aus den Eigenschaften der Wölbung Abgeleiteten machen. Anders ist es beim Kreuzgewölbe, dieses giebt die Abwandelungen, wie sie in den Fig. 333 bis 335 dargestellt sind, unmittelbar an die Hand. Der Wölbschub des Kreuzgewölbes wirkt vorwiegend auf einzelne Punkte und verlangt auch an diesen seine Widerlagsmasse. Die dazwischen liegenden Teile können sich darauf beschränken, den Raum abzuschliessen und dürfen, falls sie dieser Aufgabe ermangeln, sogar ganz fehlen. Bei überhöheten Kreuzgewölben muss man allerdings mit einem stärkeren der Wand zufallenden Schubanteil rechnen, derselbe kann von ihr nach unten oder auch seitwärts auf die Strebepfeiler geleitet werden, wobei wieder der gebogene Grundriss Fig. 335 Vorteile haben könnte. Aber auch unter überhöheten Gewölben kann die Wand sich öffnen, soweit sich der Schub durch genügend kräftige Schildbögen abfangen lässt. Ein solcher Schildbogen würde eine im Grundriss und Aufriss gekrümmte Stützlinie enthalten, was bei peinlichstem Verfolg des Druckverlaufes wiederum dazu führen könnte, einen auch im horizontalen Sinne nach Art der Fig. 335 gekrümmten Schildbogen anzuwenden.

Das natürliche Widerlager für das Kreuzgewölbe ist die aufgelöste, nicht die volle Wand. Ist man dennoch zur Anwendung der letzteren veranlasst, so ist zu bedenken, dass der dem Anfänger benachbarte Teil hinausgedrängt werden kann, und das um so mehr, je dünner die Wand ist, man wird daher mit Sicherheit nur ein gewisses Stück der Wandlänge, bei mittlerer Stärke vielleicht die Hälfte, als widerstehende Masse in Rechnung bringen können. Wenn die Mitte der Schildwand durch grosse Thür- oder Fensteröffnungen durchbrochen ist, so fällt dieser Teil von selbst als Widerlager fort, gerade in einem solchen Falle tritt das Kreuzgewölbe gegenüber der Tonne in sein Recht.

Bei einer fortlaufenden Widerlagswand ohne nennenswerte Oeffnungen kann sogar das Tonnengewölbe im Vorteil sein, abgesehen von architektonischen Rücksichten, die schon wegen der freieren Wandentfaltung auch dann oft für das Kreuzgewölbe entscheiden werden.

Strebepfeiler aussen oder innen.

Gemeiniglich liegen die stützenden Mauervorlagen oder Strebepfeiler aussen vor der Wand (Fig. 336), es steht aber nichts im Wege, sie zum Teil in das Innere des Raumes zu ziehen (Fig. 337), ja sie können selbst ganz innerhalb liegen (Fig. 338 und 339). In diesem Falle schwingt sich von Vorlage zu Vorlage ein breiter Schildbogen, ein Tonnengewölbe oder auch ein gestrecktes Kreuz- bez. Sterngewölbe hinüber. Treten die Vorlagen weit in den Raum hinein, so können sie zur Ausbildung kleiner Kapellen Anlass geben, die sich durch Oeffnungen mit einander verbinden lassen. Schliesslich können sie bei weitergehender Durchbrechung in den Charakter schmaler Seitenschiffe überleiten.

Wie später dargethan wird, ist es vorteilhaft, die lastenden Massen der Widerlager möglichst nach innen zu schieben, in dieser Beziehung ist die nach aussen gerückte Umfassungswand weniger günstig. Nützlich kann sie sich insofern erweisen, als sie eine erwünschte Erbreiterung der Grundfläche des Strebepfeilers an dessen Aussenkante herbeigeführt. Empfehlen wird es sich bei aussen liegender Wand, die Oberlasten weniger ihr als den inneren Strebekörpern zuzuleiten, soweit dieses bei Lage der Verhältnisse thunlich ist. Es lässt sich unter Umständen ein förmliches Strebesystem in das Innere der Kirche verlegen.

Aufriss der Widerlagswände und Strebepfeiler.

Standfähigkeit der Widerlager.

Eine volle Wand verlangt, wie gesagt, eine verhältnismässig grosse Widerlagsmasse, das gilt besonders, wenn sich keine Oberlast über ihr befindet. An einer solchen Wand treten, abgesehen von zufälligen Beanspruchungen durch Wind und dergleichen, nur drei Kräfte auf. 1. Das durch den Schwerpunkt gehende Eigengewicht Q der Wand (vergl. Fig. 340). 2. Der dem Gewicht des vom Widerlager getragenen Wölbstückes (Wölbhälfte) gleiche senkrechte Widerlagsdruck V. 3. Der Horizontalschub des Gewölbes H.

Der Schub H sucht den Mauerkörper um die Kante A zu drehen oder umzukanten. Die Gefahr des Umsturzes wächst mit der Grösse der Schubkraft H und mit ihrer Höhenlage. Das Produkt H · h (Kraft mal Hebelarm) nennt man Umsturzmoment. Der Umsturz wird verhindert durch die senkrechten Lasten Q und V. Je grösser diese sind und je grösser ihr Abstand von der Kante A (ihr Hebelarm) ist, um so günstiger wirken sie. Da diese Kräfte die Standfähigkeit oder Stabilität der Mauer sichern, pflegt man das Produkt Kraft mal Hebelarm als ihr Stabilitätsmoment zu bezeichnen.

Damit eine Mauer stehen kann, muss die Summe aller Stabilitätsmomente grösser sein, als die algebraische Summe aller Umsturzmomente. Im vorliegenden Falle muss sein: $Q \cdot q + V \cdot v$ grösser als $H \cdot h$. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, so wird die Mauer umstürzen. Dass daneben noch andere Bedingungen in Frage kommen, dass z. B. an keiner Stelle die Pressung des Baustoffes zu gross werden darf, wird später noch Erörterung finden.

Aus den Anforderungen der Standfähigeit gehen ohne weiteres die wichtigsten Bedingungen für die Bildung des Widerlagers hervor. Der Angriffspunkt des Horizontalschubes ist so tief als möglich herabzurücken und der Schub selbst ist so klein als möglich zu machen, was sich besonders durch leichte steile Gewölbe erreichen lässt. Andrerseits ist es von Wert, die senkrechten Kräfte thunlichst gross zu machen und sie möglichst weit von der Aussenkante zurückzulegen.

Das Widerlagsgewicht kann man durch Verwendung eines schweren Materials, seinen Hebel durch äussere Abtreppung oder Dossierung vergrössern. Das Gewölbgewicht erhöhet an sich die Stabilität, trotzdem muss man es in der Regel so klein als möglich machen, da mit ihm der ungünstige Schub wächst. Höchstens kann eine schwere Zwickelausmauerung als zweckdienlich in Frage kommen.

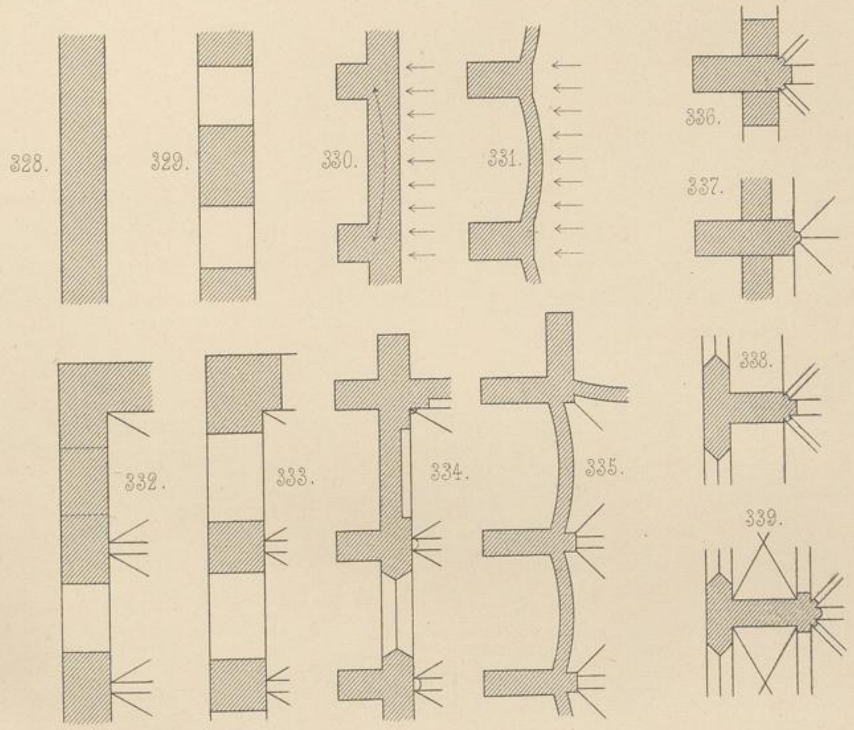
Einfluss der Oberlasten.

Von grösstem Wert kann eine richtig angebrachte Oberlast der Wand sein, die auch wieder um so wirkungsvoller ist, je grösser sie selbst oder ihr Hebelarm ist.

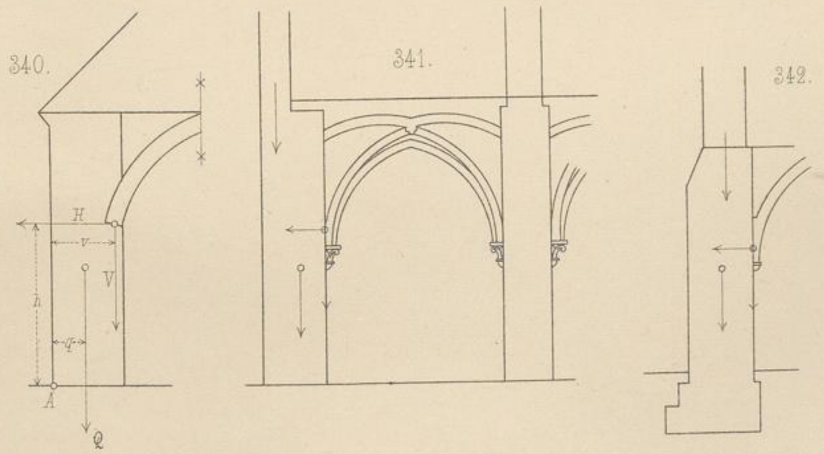
Auf die lastende Wirkung einer Dachkonstruktion, Balkendecke oder selbst Fachwand soll man sich nicht zu sehr verlassen. Abgesehen von den Gewichtsschwankungen ist bei der üblichsten Auflagerung durch Längsschwellen schwer vorauszusetzen, dass der Druck überall sich gleichmässig überträgt, es ist sehr wohl denkbar, dass gerade über dem Wölbanfang das Holzwerk hohl liegt, so dass die Mauer unbehindert darunter ausweichen kann. Ausserdem kann leicht ein zeitweises Fehlen derartiger Konstruktionen bei Erneuerungen, Umbauten oder Feuersbrünsten eintreten.

Tafel XXXVI.

Grundriss der Widerlagswände.



Aufriss der Widerlagswände.



Als nutzbringende Oberlast kann dagegen eine massive Wand gelten, jedoch kommt es sehr auf ihre Stellung an. Ihr Schwerpunkt muss möglichst weit von der Aussenkante der Widerlagswand zurückgeschoben sein (vergl. Fig. 342). Wird eine schwere dünne Wand auf die äussere Mauerflucht gerückt (Fig. 341), so wird sie das Stabilitätsmoment nur wenig vergrössern, wogegen sie die Druckpressung an der Aussenseite recht ungünstig steigern kann. Wenn gar im Laufe der Zeit ein gewisses Ueberhängen nach aussen eintritt, so kann der Schwerpunkt verhängnisvoll nahe an die Aussenkante rücken.

An alten Werken sind Widerlagswände ohne Strebepfeiler oft bedeutend gewichen, besonders wenn sich die ursprünglichen Lastverhältnisse verschoben haben, was man an pfeilerlosen Kirchen und Klosterbauten oft beobachten kann. Als Beispiel seien die dem XIII. Jahrhundert angehörenden Gewölbe im Domkreuzgang zu Riga angeführt (Fig. 341). Trotzdem die Gewölbe statisch günstig konstruiert sind, ihre Anfänger ziemlich dicht über dem Erdboden liegen und die Widerlagsstärke fast ein Drittel der Spannweite beträgt, befinden sich die Wände nach dem Ausweis angestellter statischer Ermittelungen an der Grenze der Stabilität. Es hat hier eine Aufhöhung des oberen Fussbodens und das Hinzutreten anderer nachteiliger Lasten dieses Ergebnis zur Folge gehabt.

Aus diesen Betrachtungen lässt sich folgern, dass eine volle fortlaufende Wand als Widerlager für Gewölbe, besonders Kreuzgewölbe, sich nur da empfehlen kann, wo nur geringere Schübe auftreten, günstige Oberlasten vorhanden sind und aus anderen Gründen bereits dicke, volle Wände gefordert werden, z. B. bei den Kellern oder unteren Geschossen hoher Wohnhäuser. In anderen Fällen wird das Anlegen von Strebepfeilern immer zu grossen Materialersparungen führen.

Da die Widerlagsfähigkeit eines Strebepfeilers mit seinem Vorsprung, genannt seiner Länge, etwa quadratisch, mit seiner Dicke aber nur einfach wächst, so scheint es rätlich, ihn so schmal und lang als möglich herauszuziehen. Es werden aber Grenzen gesteckt durch die etwaige Verschiedenheit des Schubes in den beiden benachbarten Wölbfeldern, durch die Gefahr des seitlichen Umkantens oder Ausbauchens, schliesslich durch den Umstand, dass bei langgezogener Grundrissentwicklung die gute Verteilung des Druckes über den Querschnitt fraglich wird und demgemäss Abscheerungen zu fürchten sind. Gewöhnlich bewegt sich die Länge zwischen der doppelten und dreifachen Breite, wobei das die Mauer durchsetzende Stück der Länge eingerechnet ist. Häufig wird empfohlen, den Strebepfeiler so dick wie die Wand, und seinen Vorsprung vor dieser so gross wie die Diagonale eines aus der Wanddicke konstruierten Quadrates zu machen; dazu sei bemerkt, dass gar zu starre Vorschriften über die Abmessungen derartiger Bauteile müssig und dem früheren Mittelalter unbekannt sind.

Aufriss der Strebepfeiler.

Der Strebepfeiler kann der Wand gegenüber vorherrschend oder untergeordnet sein, danach richtet sich seine Bedeutung als Widerlagskörper, meist fällt dem Strebepfeiler die grössere Aufgabe zu. Ist die Wand nur dünn, so wird man nicht ihre ganze Länge dem Strebepfeiler als Widerlager zurechnen, sondern nur die benachbarten Teile, vielleicht zu jeder Seite nur ein Wandstück von quadratischem Grundriss (Fig. 344). Tritt die Stärke der Wand noch mehr zurück, so empfiehlt es sich, auf ihre Mitwirkung gar nicht zu rechnen, oder ihr höchstens bei überhöheten Gewölben den auf sie kommenden Schub des zugehörenden Kappenteiles zuzumessen.

Im Aufriss kann der Strebepfeiler bis zum Gewölbanfang, bis zum Hauptgesims oder noch darüber hinaus in die Höhe steigen, er kann gerade aufwachsen oder vorn und seitlich Absätze haben, schliesslich auch stetige Querschnittveränderungen erfahren.

Die theoretisch beste Form würde ein Strebepfeiler haben, der genau der Stützlinie folgte (Fig. 343). Letztere würde immer in der Mitte liegen und der Querschnitt sich nach unten gemäss der Drucksteigerung allmählich vergrössern. Ob die Lagerfugen dabei senkrecht gegen die jeweilige Druckrichtung oder einfach wagerecht laufen, ist meist ziemlich gleichgültig. Das innere Wandstück C D E könnte ganz entbehrt werden, soweit es nicht etwa nötig wäre, den Pfeiler vor Einfügung der Gewölbe aufrecht zu erhalten.

In der That nähern sich Strebepfeiler an alten Werken ziemlich nahe dieser Grundform, die natürlich in Folge der ganzen architektonischen Ausbildung nicht so unvermittelt zu Tage tritt. Selbst das Fehlen des unteren überflüssigen Stückes C D E ist erstrebt durch ein allmähliches Vorkragen der Wölbglieder. Derartige Pfeiler sind natürlich mit dem denkbar geringsten Materialaufwand herstellbar, erfordern aber eine etwas lange Grundrissentwicklung in der Schubrichtung. Soll diese beschränkt werden, so bleibt nichts weiter übrig als eine grössere Massenauftürmung in der Höhenrichtung.

Der gerade aufwachsende Strebepfeiler der ersten Gotik hat keine sehr grosse Grundrisslänge, erfordert aber ziemlich viel Masse (Fig. 344). Der trapezförmige Pfeiler (Fig. 345) ist im Grundriss zwar etwas länger, spart aber nicht unerheblich an Masse. An Stelle des Trapezes kann eine dreieckige Pfeilervorlage in Frage kommen, besonders wenn die Umfassungswände schon an sich recht kräftig sind (Fig. 346). Der Trapez- oder Dreiecksumriss braucht nicht in seiner schlichten Form zu Tage zu treten, er kann vielmehr eine geeignete Auflösung erfahren, bei der aber vor gar zu plötzlichen Querschnittsänderungen zu warnen ist, denn selbige führen leicht zu Rissen und Abscheerungen.

Den Vorzug der nach oben verjüngten Pfeiler 345 und 346 gegenüber dem geraden 344 erkennt man bei einem Vergleich mit der Form Fig. 343, er leuchtet aber auch ohne weiteres ein, sobald man sich das Stabilitätsmoment vorstellt, das weite Zurücktreten des Schwerpunktes hinter die Kippkante ist von Vorteil. In dieser Hinsicht kann man noch mehr erreichen, wenn man den rechteckigen Grundriss verlässt und dafür unten und oben verschiedene Querschnitte einführt, z. B. zwei gegeneinander gekehrte Dreiecke (Fig. 348). Unten ist es günstig, die gefährdete Aussenkante *a b* so lang als möglich zu machen, oben dagegen ist es besser, die Masse möglichst nach hinten zu schieben. Auch diesen Vorteil hat sich das Mittelalter nicht entgehen lassen. Es treten sehr oft Grundrisse nach der Art der Fig. 349 auf, bei denen unten die Aussenkante durch Eckvorlagen gestärkt ist, während oben schwere Fialenaufbauten dicht an der Mauerflucht an günstigster Stelle belasten. Man sieht, an der Möglichkeit mannigfaltiger Gestaltung fehlt es dem Strebepfeiler weder in statischer noch architektonischer Beziehung, über seine weitere Ausbildung wird noch an anderer Stelle zu handeln sein.

Bei Fig. 343 war gezeigt, dass sich ein Raum unter dem Strebepfeiler ganz sparen lässt, besonders wird das bei sehr hohen Pfeilern merklich sein. Man kann noch einen Schritt weiter gehen und nach Art der Fig. 347 die am Wölbanfang wirkenden Kräfte in zwei Richtungen spalten. Den einen Teil kann man in einem Pfeiler A B senkrecht nach unten führen, den anderen aus dem Schub und nach Belieben auch einem Teil der senkrechten Lasten gebildeten Kraftanteil führt man der Stützlinie folgend in einem gebogenen Mauerkörper A C hinab. Letzterer wird dünner, rückt aber weiter nach aussen als der Strebepfeiler Fig. 343. Den Raum C B zwischen dem äusseren und inneren Pfeiler kann man in das Innere des Bauwerkes hineinziehen, wodurch sich auch auf diesem Wege die basilikale Kirchenanlage mit ihrem Strebesystem herausbilden würde. Je nach der Art wie man die Kräfte auf die beiden Mauerkörper verteilt und nach der Weise der Massenanordnung in denselben hat man es in der Hand, die verschiedensten Formen für ein solches Strebesystem abzuleiten. Wie man den Gleichgewichtszustand in demselben prüfen kann, wird bald in einem besonderen Abschnitt besprochen werden.

Mittelpfeiler.

Allseits gleiche Schübe.

Treten Wölbungen in mehreren Reihen nebeneinander, so werden zu ihrer Unterstützung Mittelpfeiler nötig. Die Benutzung des Raumes erheischt für dieselben meist eine möglichst geringe Dicke, zu deren Erlangung ein allseitiger Ausgleich der Schubkräfte am wirksamsten beiträgt. Heben sich alle Horizontalschübe gegenseitig auf, so braucht der Pfeiler nur so stark zu sein, dass er unter der Last der ihm auflagernden Gewölbe nicht zerdrückt oder zerknickt wird, dazu gehört aber gewöhnlich nur ein sehr geringer Querschnitt, den man zur Sicherheit mit Rücksicht auf zufällige schiefe Belastungen oder den ungleichartigen Vorgang beim Einwölben etwas zu vergrössern pflegt.

Wenn ein weiter Saal oder auch eine mehrschiffige Kirche mit Gewölben gleicher Grösse und Höhe überspannt wird, so ergiebt sich ein Ausgleich der Schübe meist von selbst, man kann einen solchen aber auch bei verschieden breiten benachbarten Gewölben, beispielsweise einer Kirche mit ungleichen Schiffbreiten, durch geeignete Konstruktion ganz oder zum Teil erreichen.

Ausgleich der Schübe verschieden weiter Gewölbe.

Treten zwei Gewölbe von gleicher Stärke und gleicher Scheitelhöhe aber abweichender Spannung zusammen, so fallen die Schübe sehr verschieden aus, sie verhalten sich etwa wie die Quadrate der Spannweiten (Fig. 350). Bei einem Weitenverhältnis wie 2 zu 3 wären z. B. die Schübe wie 4 zu 9 und bei einem Unterschied wie 1 zu 2 würde gar der grössere Schub 4mal den kleinen überwiegen, so dass nach gegenseitigem Ausgleich der Pfeiler noch einen Ueberschuss an Schub aufnehmen müsste, der $^3/_4$ des grossen Wölbschubes gleichkäme.

Besser begleichen sich schon die Schübe, wenn die Pfeilhöhe des kleinen Gewölbes sich in der Weise verringert, dass sein Höhen- oder Pfeilverhältnis (f : b) demjenigen des grossen Gewölbes (F : B) gleichkommt, es stehen dann die Schübe etwa im direkten Verhältnis ihrer Spannweiten (Fig. 351).

Sollen sich die Schübe ganz aufheben, so würde die Pfeilhöhe des kleineren Gewölbes noch weit geringer werden müssen (vergl. in Fig. 352 die punktierte Bogenlinie). Durch genügende Abflachung des kleinen Gewölbes lässt sich der Schubausgleich statisch immer ermöglichen, selten aber gestatten architektonische Rücksichten diese Lösung. Jedenfalls soll man, soweit es irgend thunlich ist, die Pfeilhöhe des kleinen Gewölbes verringern statt sie zu vergrössern, vor sehr spitzen lanzettförmigen Bögen ist besonders zu warnen, sie sind an sich schon statisch unvorteilhaft (vergl. vorn S. 54) und sind in diesem Falle besonders bedenklich. Muss man das schmale Gewölbe durchaus zu derselben Scheitelhöhe erheben wie das breite, so ist an Stelle eines schlanken Spitzbogens (Fig. 350) besser ein weniger spitzer aufgestelzter Bogen zu verwenden, wie ihn Fig. 352 zeigt. Man vergrössert dadurch den Schub des kleinen Gewölbes und lässt ihn höher zum Angriff kommen, was beides günstig wirkt.

Lässt sich durch eine geeignete Wahl der Pfeilhöhe der Schub nicht ausgleichen, so muss man zu einer künstlichen Vermehrung des Gewichtes beim schmäleren Felde schreiten, was am besten durch Uebermauerung des Gurtes zu erzielen ist (Fig. 353).

Wenn das Mittelgewölbe höher ansetzt, also sein Schub um so mehr überwiegt, so kann die seitliche Gurtübermauerung sogar eine Absteifung bewirken, durch welche der Schub zum Teil über den kleineren Gurt fortgeleitet wird (Fig. 354).

Bei grösserem Höhenunterschied würde eine volle Gurtübermauerung zu schwer werden und den Schub des kleinen Gurtes zu sehr steigern. Man muss dann in der Strebewand Oeffnungen anbringen, welche ihr Gewicht verringern, aber oben ein Abfangen des Schubes vom Hauptgewölbe zulassen (Fig. 355). Ein steigender Bogen ist dazu am meisten geeignet. Es bildet sich damit ganz von selbst das Strebesystem aus, das bald nach seiner Aufnahme in wunderbarer Weise weiter vervollkommnet wurde.

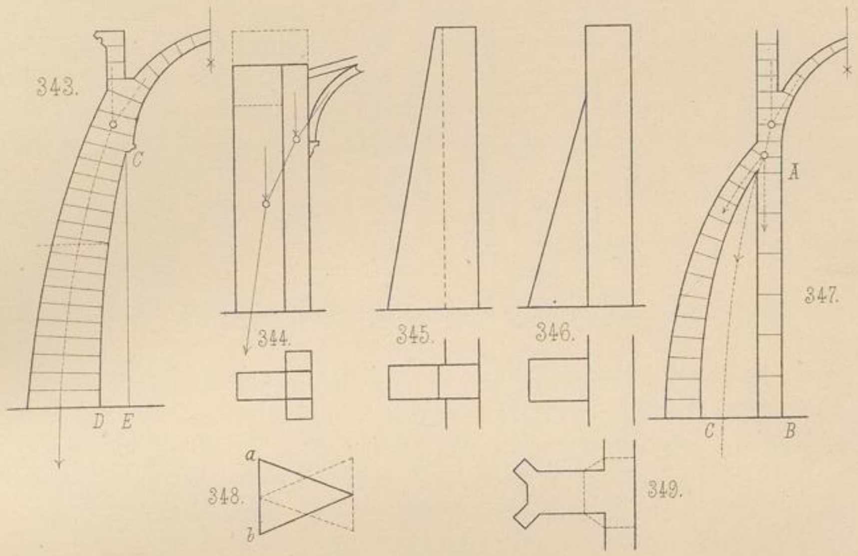
Bestimmung der Widerlagsstärke.

Es sind soeben in grossen Zügen die Grundformen der Widerlager nebeneinandergestellt, die weitere Gestaltung und architektonische Ausbildung der Wände, Strebepfeiler und Strebebögen wird an geeigneter Stelle im Zusammenhang mit der ganzen Entwicklung des Kirchenbaues seine Erledigung finden; hier handelt es sich zunächst darum, die erforderliche Stärke der Widerlager und die in ihnen auftretenden Spannungen kennen zu lernen. Die richtige Bemessung der Wand- und Pfeilerstärken ist für die mittelalterliche Bauweise eine Frage von so einschneidender Bedeutung, dass ihr nachstehend mehrere Kapitel zu widmen sind.

Bisher richtete man sich in Ermangelung eines Besseren nach Konstruktionsregeln, die aus den Ueberkommnissen des spätesten Mittelalters geschöpft oder von neueren Meistern oft mit viel Scharfsinn aufgestellt waren (vergl. darüber hinten — Grundrissbildung der Kirche). Für mittlere Verhältnisse sind dieselben meist gut zutreffend, sie verlieren aber naturgemäss ihre Geltung, sobald besondere Fälle vorliegen, sie können dann sogar zu bedenklichen Irrungen führen. Nie lassen solche Regeln ein Gefühl der Sicherheit zu, ein Umstand, der vielleicht der mittelalterlichen Bauweise schon manchen Jünger entfremdet hat. Zuversicht zu seinen Konstruktionen hat man aber sofort, wenn man sich die Wirkung der Kräfte klar vergegenwärtigen und direkt mit ihr arbeiten kann*). Die einfache Zusammensetzung und

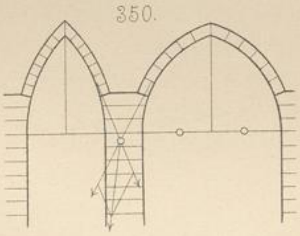
*) Bei dem Zuge unserer Zeit, aus Unwissenheit oder Bequemlichkeit lieber ein teures Surrogat als eine billigere gesunde Konstruktion zu verwenden, haben sich neuere Baumeister nicht entblödet, anscheinende Rippengewölbe aus einem komplizierten mörtelbeworfenen Netz aus Gitterträgern und Drahtmaschen herzustellen. —

Aufriss der Strebepfeiler.



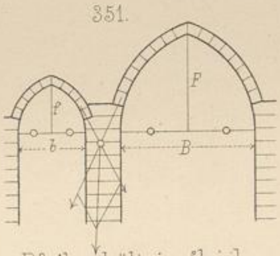
Stärke der Mittelpfeiler.

350.



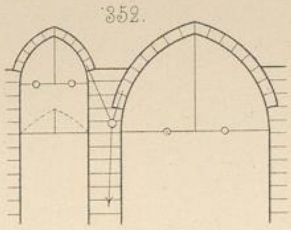
Scheitelhöhen gleich.

351.



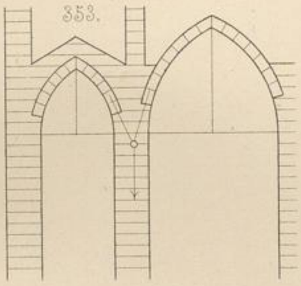
Pfeilverhältnis gleich.

352.



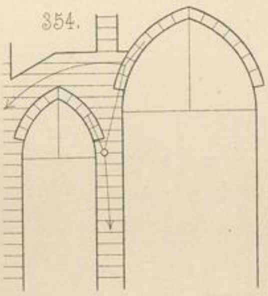
Kleineres Gew. flach od. gestelzt.

353.



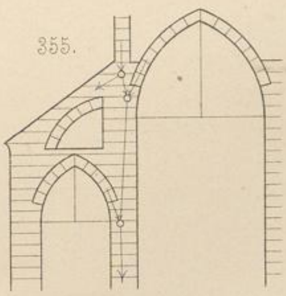
Kl. Gew. mit Oberlast.

354.



Kl. Gew. mit versteifender Uebermauerung.

355.



Gr. Gew. abgestrebt.

Zerlegung der Kräfte, welche neuerdings von der graphischen Statik zu so hoher Bedeutung erhoben ist, giebt ein äusserst bequemes und leicht verständliches Mittel dazu an die Hand, das für vorliegende Zwecke um so wertvoller ist, als es selbst dem der Mathematik nahezu ganz Unkundigen zugänglich ist, es setzt als Vorkenntnis eigentlich nichts weiter voraus als die Lehre vom Parallelogramm der Kräfte, die da besagt, dass die Diagonale eines Parallelogramms die Grösse und Richtung einer Mittelkraft (Resultante) darstellt, welche sich in zwei durch die Parallelogrammseiten dargestellte Seitenkräfte zerlegen lässt, oder welche umgekehrt an die Stelle zweier solcher Seitenkräfte gesetzt werden kann.

2. Grösse und Lage des Widerlagsdruckes der Gewölbe.

Handelt es sich darum, die Kräfte oder richtiger die Spannungen in einem Widerlagskörper zu ermitteln, so muss man zunächst den vom Gewölbe ausgeübten Widerlagsdruck kennen. Wenngleich derselbe aus den früher besprochenen statischen Eigenschaften des Gewölbes resultiert, soll er an dieser Stelle, soweit er für die Widerlager in Frage kommt, des besseren Zusammenhanges wegen zur Besprechung gelangen.

Jedes Gewölbe übt eine schräg gerichtete Pressung gegen sein Widerlager aus, die um so flacher geneigt ist, je flacher das Gewölbe ist (vergl. Fig. 356 und 357). Dieser Widerlagsdruck W lässt sich in eine wagerechte und senkrechte Seitenkraft H und V zerlegen, die erste nennt man den Horizontalschub, die zweite ist die Widerlagsbelastung. Man kann ganz nach Belieben entweder den schrägen Druck W oder seine beiden Seitenkräfte in Rechnung setzen.

Die Widerlagslast V ist immer gleich dem Gewicht des auf diesem Widerlager ruhenden Gewölbstückes.

Der Horizontalschub H wechselt nicht allein mit der Grösse und Verteilung des Gewichtes, sondern ganz besonders mit dem Pfeilverhältnis des Gewölbes. In den Abbildungen 356 und 357 ist V als gleich vorausgesetzt, H fällt dagegen wegen der ungleichen Steilheit sehr verschieden gross aus, was auf die erforderliche Widerlagsstärke natürlich vom grössten Einfluss ist.

Um den Widerlagsdruck zu ermitteln, können mehrere Wege eingeschlagen werden, die, soweit sie bereits bei den Gewölben erwähnt, hier noch einmal in Kürze mit aufgezählt werden mögen.

Ermittelung des Widerlagsdruckes. 1. Mit Hülfe der Stützlinie.

1. Durch Konstruktion der Stützlinie, die unter den Gewölben (S. 52) näher erläutert ist, gewinnt man das klarste und zuverlässigste Bild von dem Verlauf der Druckspannungen im Gewölbe selbst, gleichzeitig liefern die Endkräfte der Drucklinien unmittelbar den schräg gerichteten Widerlagsdruck nach Grösse und Richtung.

Beim Tonnengewölbe ermittelt man die Linie für einen Streif von vielleicht 1 m Breite, beim Kreuzgewölbe sucht man jede Drucklinie in den Rippen und dem Gurt für sich auf und setzt am Gewölbanfang aus ihnen die gemeinsame Widerlagskraft zusammen.

In jedem Bogen oder Gewölbe ist eine grosse Anzahl von Stützlinien möglich (Fig. 358). Als die günstigste I ist diejenige zu bezeichnen, welche sich möglichst wenig von der Mittellinie entfernt (genauer gesagt, welche die geringsten Kantenpressungen ergiebt — über letztere weiter unten). Neben dieser giebt es steilere und flachere Stützlinien, erstere liefern einen geringeren, letztere einen grösseren Widerlagsdruck. Ist der Mörtel nicht zugfest, so darf keine der durch die zu erwartenden Belastungen hervorgerufenen Stützlinien das Gewölbe irgendwo verlassen, besser wird die Bedingung gestellt, dass die Linien im Kern (mittleren Drittel) bleiben sollen. Als zulässige Grenzlagen würden danach einerseits die steilste „im Kern liegende" Stützlinie *II* in Fig. 558, andrerseits die flachste *III* anzusehen sein.

Will man für die Widerlagsstärke eine recht gewissenhafte Untersuchung anstellen, so empfiehlt es sich, dieselbe getrennt für die beiden Grenzlagen *II* und *III* vorzunehmen. Die steilere wird etwas schwächere, die flache etwas stärkere Widerlager fordern. Bei dünnen und hohen Gewölben fallen beide Werte gewöhnlich ziemlich nahe zusammen.

Für gewöhnlich empfiehlt es sich, die Widerlagsstärke nach der flacheren Linie III festzusetzen, man ist dann sicher, die Widerlager jedenfalls nicht zu schwach zu bekommen.

2. angenähertes graphisches Verfahren.

2. Eine angenäherte graphische Ermittelung des Wölbschubes ergiebt sich sehr einfach, wenn man nicht die ganze Stützlinie, sondern nur deren Endkräfte benutzt. Diese Endkräfte kann man angenähert ermitteln, sie müssen stets die Seitenkräfte sein zu einer Resultierenden aus allen äusseren auf das Gewölbe wirkenden Kräften. Letztere bestehen gewöhnlich nur aus dem Eigengewicht mit den etwaigen Oberlasten der Wölbung.

Hat man es mit einem symmetrisch gebildeten und belasteten Gewölbe zu thun, so betrachtet man nur die eine Hälfte (Fig. 359). Die obere Endkraft im Scheitel muss in diesem Falle horizontal sein, ausserdem muss sie durch den Kern des Querschnittes gehen. Man legt sie zur Sicherheit in die innere Grenze *d* des Querschnittkernes. Zieht man hier eine horizontale Linie, so hat man die Lage und Richtung der oberen Endkraft H, aber noch nicht ihre Grösse. Man bestimmt nun das Gewicht G der Gewölbehälfte, welches senkrecht durch den Schwerpunkt führen muss, es schneidet die Horizontale im Punkte *O*. Durch diesen Punkt *O* muss auch die Widerlagskraft W gehen, deren Richtung man erhält, sobald ihr Durchgangspunkt *e* durch das Widerlager angenommen ist; als solcher sei hier die äussere Kerngrenze (in ein drittel Abstand von der Aussenkante der Aufstandsfläche) gewählt. Um ausser der so gewonnenen „Lage" auch die „Grösse" der Kräfte H und W zu erhalten, trägt man die berechnete Schwerkraft G von *o* aus nach einem bestimmten Massstab (z. B. 100 kgr = 1 cm) nach unten ab und zieht durch den Endpunkt *c* Parallele zu den Seitenkräften, wodurch man das Parallelogramm *O i c b* erhält, dessen Seitenlängen *O i* und *O b* die gesuchte Grösse der Kräfte H und W nach dem gleichen Massstab bezeichnen.

Liegt ein unsymmetrisches Gewölbe vor, so schlägt man das entsprechende Verfahren für das ganze Gewölbe statt für die Hälfte ein. Fig. 360 (vergl. darüber auch vorn S. 57 und Fig. 128, 129).

3. angenähertes rechnerisches Verfahren.

3) Die angenäherte rechnerische Ermittelung des Widerlagsdruckes ist der vorigen nahe verwandt. Man berechnet zuächst Grösse und Lage der an der Wölbhälfte (Fig. 361) auftretenden Schwerkraft G und nimmt dann nach Schätzung die wahrscheinlichen Durchgangspunkte *d* und *e* der Endkräfte an. Für den unteren Punkt *e* stellt man nun die Momentengleichung auf. Letztere stützt sich

darauf, dass ein Konstruktionsteil (hier die Wölbhälfte) sich nur im Gleichgewicht befindet, wenn für irgend einen Punkt sich die Momente (Kraft mal Hebelarm) aller vorhandenen Kräfte aufheben. Hier kommen nur die drei Kräfte G H und W in Frage, von denen die letzte ausfällt, da sie durch den Punkt *e* geht und daher einen Hebel gleich Null liefert. Somit lautet die Momentengleichung: $G \cdot a = H \cdot h$, woraus sich der obere Horizontalschub H berechnen lässt als $H = \frac{G \cdot a}{h}$.

Da sich in senkrechter und wagerechter Richtung alle Kräfte gegenseitig ausgleichen müssen, ist aber bei jedem nur senkrecht belasteten Gewölbe der Horizontalschub oben und unten gleich, man hat somit zugleich den unten auf das Widerlager wirkenden Horizontalschub gefunden. Die senkrechte Widerlagslast V kennt man auch, da sie ebenso gross wie G. Hat man aber die Seitenkräfte H und V, so hat man auch ihre Mittelkraft W.

Durchgang des Druckes im Scheitel und am Widerlager.

Man erkennt, dass die angenäherte Ermittelung des Widerlagsdruckes eine sehr leichte Sache ist, eine gewisse Schwierigkeit liegt nur darin, die Durchgangspunkte *d* und *e* möglichst zutreffend zu wählen. Wäre ihre Lage eindeutig bekannt, so hätte man es überhaupt nicht mit einem angenäherten sondern mit einem bestimmten Verfahren zu thun. Eine exakte Kräfteausmittelung ist nun aber für ein Gewölbe überall nicht möglich, da viele Zufälligkeiten mitreden, man kann daher die angegebenen Wege als durchaus hinlänglich für die Praxis ansehen. Ist man im Zweifel, wie man die Punkte *d* und *e* annehmen soll, so kann man sich durch die Konstruktion einer oder mehrerer Stützlinien (Verfahren 1) einen klareren Aufschluss verschaffen. In den meisten Fällen wird es sich empfehlen, den Durchgangspunkt im Scheitel *d* näher nach der inneren Laibung, den Punkt *e* dagegen mehr nach der äusseren Laibung zu schieben.

Ist der Gewölbanfang hintermauert und in die Wand eingebunden, dann ist es schwer, eine bestimmte Aufstandsfläche des Widerlagers anzugeben. Man kann dieselbe unter Umständen bis zur ersten schrägen Fuge hinaufgerückt denken, in der man dann einen Durchgangspunkt e_1 festlegt (Fig. 361). Meist ist es aber in solchen Fällen einfacher, den Durchgangspunkt *e* in die senkrechte Wandflucht *M M* zu legen, dabei aber darauf zu achten, dass derselbe zur Sicherheit eher etwas zu hoch denn zu tief gewählt wird. Es kann sehr leicht der Fall eintreten, dass die Hintermauerung zum Ueberleiten der Wölbschübe mit benutzt wird und sich eine viel flachere Stützlinie bildet als der erste Anblick des Gewölbes vermuten lässt. Der wahrscheinlichste Punkt *e* liegt gewöhnlich um $^1/_5$, $^1/_4$ oft gar $^1/_3$ der Pfeilhöhe oberhalb des Kämpfergesimses.

Bei einem unsymmetrisch geformten oder belasteten Gewölbe (Fig. 360 bez. 360a) ist die Kraftausmittelung durch Rechnung auch wieder derjenigen durch Zeichnung ähnlich, man betrachtet das Gewölbe als Ganzes und berechnet zunächst Grösse und Lage seines Gesamtgewichtes G. Sodann nimmt man die Durchgangspunkte e_1 und e_2 und die ungefähr tangentiale Richtung der Endkräfte W_1 und W_2 schätzungsweise an und hat nun deren Grösse zu bestimmen. Beim graphischen Verfahren geschah das durch Konstruktion des Parallelogrammes der Kräfte, hier stellt man erst die Momentengleichung für den Punkt e_1 auf, um die Kraft W_2 zu bekommen, und darauf die Momentengleichung für e_2 um die Widerlagskraft W_2 zu finden. Zu beachten ist dabei, dass man nicht die Widerlagsdrücke selbst, sondern die schräg nach oben gerichteten Gegendrücke der Widerlager (Widerlagsreaktionen) in Rechnung zu setzen hat (Fig. 360a).

Kräfte im Innern eines Körpers oder an der Berührungsfläche zweier Körper treten bekanntlich immer paarweise auf, so ruft ein Druck, den ein Körper auf einen anderen ausübt, stets einen gleich grossen entgegengesetzt gerichteten Gegendruck des anderen Körpers hervor. Will man an irgend einem Körper oder einem Teil eines solchen statische Untersuchungen vornehmen, so denkt man ihn aus seiner Umgebung herausgeschnitten und dafür an jeder Schnittfläche die hier wirkenden Gegenkräfte zugefügt. Es müssen sich sodann alle Kräfte im Gleichgewicht halten, dieses ist aber der Fall, wenn die folgenden drei Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

Allgemeine Gleichgewichtsbedingungen.

1. Für einen jeden beliebigen Punkt als Drehpunkt muss die Summe aller rechts drehenden Kraftmomente gleich der Summe aller links herumdrehenden Momente sein.

2. In senkrechter Richtung muss die Summe der nach unten gerichteten gleich der Summe der nach oben gerichteten Kräfte sein.

3. In wagerechter Richtung muss die Summe der nach rechts gekehrten Kräfte gleich der Summe der nach links gekehrten sein.

Um die beiden letzten Bedingungen auf schräg gerichtete Kräfte anwenden zu können, muss man diese zuvor in ihre senkrechten und wagerechten Seitenkräfte zerlegen.

Mit Hülfe dieser drei Bedingungen löst bekanntlich die Statik ihre meisten Aufgaben, auch bei der vorstehenden einfachen Ermittelung der Widerlagskräfte bei Fig. 361 sind sie angewandt worden, dazu ist noch nachzutragen, dass die Endkräfte H und W nicht in der in Fig. 361a gezeichneten Richtung sondern in der durch Fig. 361b veranschaulichten Richtung als Gegendrücke anzusetzen sind. Liegt der Fall weniger einfach, liegen z. B. statt des Gewichtes G die äusseren Kräfte in grösserer Anzahl vor, so ist der einzuschlagende Gang dessen ungeachtet immer derselbe.

Bei Darstellung der drei Wege zur Ermittelung des Widerlagsschubes ist es unerörtert geblieben, welche Gewölbgattung vorausgesetzt ist, für das Tonnengewölbe gelten sie ohne weiteres, sie lassen sich aber auch unmittelbar auf das Kreuzgewölbe übertragen.

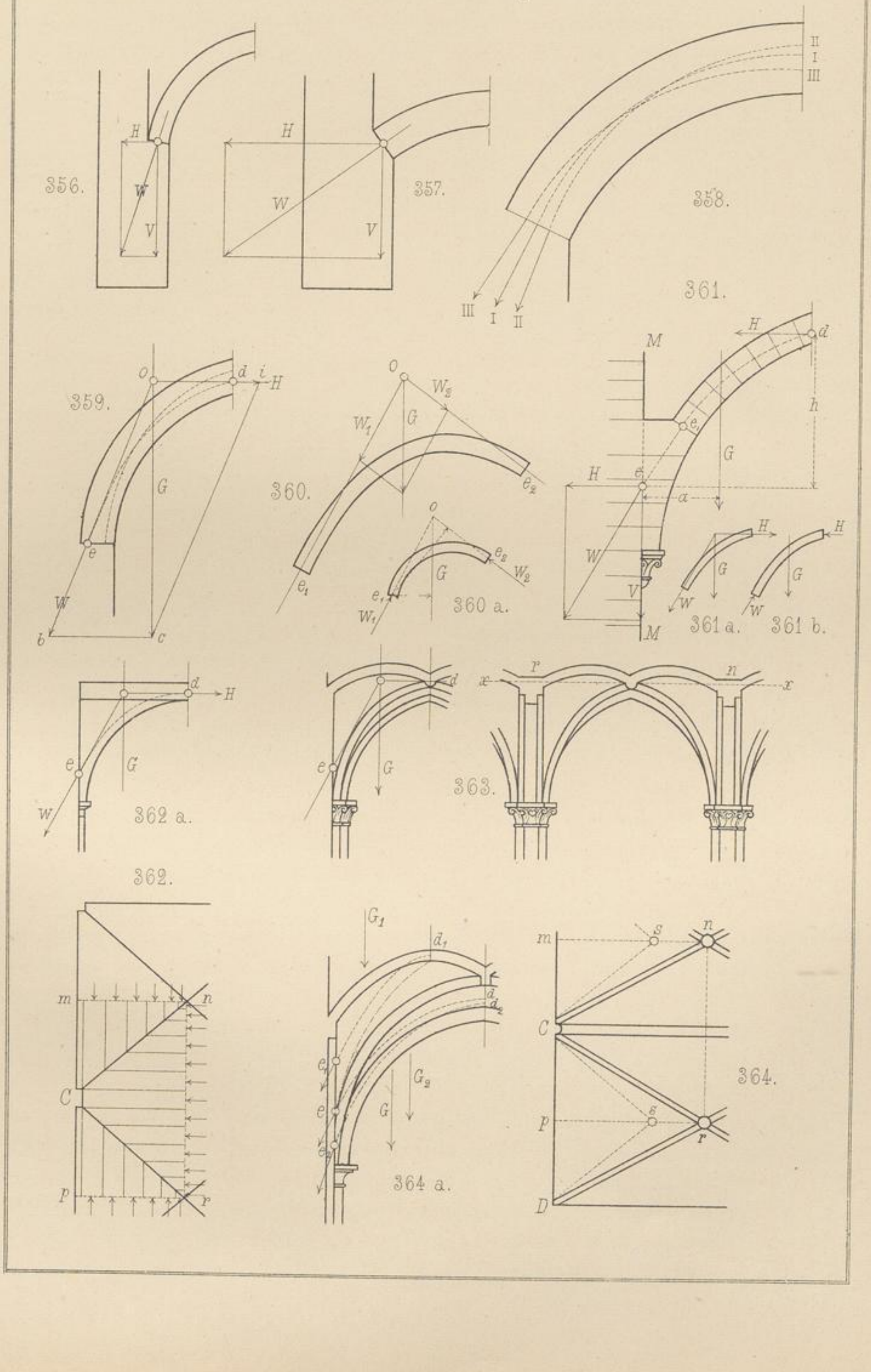
Schub der Kreuzgewölbe mit geradem Scheitel.

Für ein einfaches Kreuzgewölbe mit geradem Scheitel ohne Ueberhöhung Fig. 362 und 362a ergiebt sich, wie man leicht erkennt, etwa dieselbe Widerlagskraft, wie für ein Tonnengewölbe gleichen Querschnittes und gleicher Grundfläche. Es wirken bei beiden Gewölben dieselben drei Kräfte G H und W. Die resultierende Schwerkraft G ist bei beiden nach Grösse und Lage ziemlich gleich. (Beim Kreuzgewölbe ist sie wegen der kleineren Hintermauerung oft etwas kleiner, ihr Hebel dafür aber etwas grösser — bei überschütteten Gewölben kann der Unterschied am meisten merklich werden). Der Horizontalschub H oben muss bei beiden Gewölbarten in der Scheitelfuge in gleicher Höhe d liegen. Die Höhenlage e des Durchgangspunktes vom resultierenden untern Gewölbschub wird gleichfalls nur geringe Schwankungen zeigen. Der einzige wesentliche Unterschied besteht nur darin, dass sich der Schub beim Tonnengewölbe auf die ganze Widerlagslänge $m\,p$ im Grundriss 362 verteilt, während er beim Kreuzgewölbe sich an einer Stelle bei C überträgt.

Schub busiger Kreuzgewölbe.

Liegt ein stark busiges Kreuzgewölbe vor mit vortretenden Gurt- und Rippenbögen, das zugleich auch eine Ueberhöhung des Schlusspunktes aufweisen kann, so ist in derselben Weise zu verfahren, nur ist es schwieriger, die durchschnittliche Höhenlage des oberen Horizontalschubes festzulegen. Fig. 363 zeigt ein solches Gewölbe in Querschnitt und Längsschnitt. Der Schub wird sich auf die ganze

Grösse des Widerlagsdrucks.



Länge des Scheiteldurchschnittes *r n* verteilen. Ein Teil wird durch die Kappen, und durch den Schlussstein, ein anderer Teil durch den Gurtquerschnitt übertragen. Man hat nun im Längsschnitt schätzungsweise eine durchschnittliche Höhenlage für den Horizontalschub als horizontale Linie *x x* anzunehmen, wobei man dem Gurt einen verhältnismässig grossen Anteil beizumessen hat, besonders wenn der Schlusspunkt stark gehoben ist. Ueberhaupt soll man die durchschnittliche Lage des Scheitelschubes lieber etwas tiefer als höher zur grösseren Sicherheit annehmen. Hat man in dieser Weise den Scheitelschub ausgeglichen und sodann den unteren Durchgangspunkt für den Schub angenommen, so betrachtet man auch wieder das Gewölbe ebenso, als wenn eine Tonnenform vorläge. Man denkt sich also an Stelle des Kreuzgewölbes eine der durchschnittlichen Druckrichtung entsprechende Tonnenfläche mit der gleichen Grundrissverteilung der Gewichte, die man wohl als ideelles Tonnengewölbe zu bezeichnen pflegt. Mit seiner Hülfe kann man sehr rasch zum Ziel gelangen, dem Vorwurf einer gewissen Oberflächlichkeit lässt sich entgegensetzen, dass man einmal überhaupt bei Gewölben nicht mathematisch scharf vorgehen kann, und dass man es zweitens in der Hand hat, die Untersuchung ganz nach Belieben durch eingehendere Verfolgung der Druckübertragung weiter zu vertiefen.

Liegt ein sehr stark überhöhetes Gewölbe (Fig. 364a im Schnitt und 364 im Grundriss) vor, so kann man gleichfalls ein ideelles Tonnengewölbe *d e* dafür annehmen und mit Hülfe des berechneten Gewichtes G die Schübe bestimmen. Dabei ist der Punkt *e* noch höher hinaufzulegen als sonst, weil vorauszusetzen ist, dass ein gewisses Kappenstück *C D s* im Grundriss seinen Schub weiter oben dem Schildbogen zuführt (vergl. vorn S. 50). Bei grosser Ueberhöhung kann eine solche Benutzung der ideellen Tonne in der That etwas willkürlich werden und ist es daher besser, wenigstens den auf den Schildbogen pressenden Kappenteil für sich zu betrachten. Man zeichnet für ihn die kleine ideelle Tonne d_1 e_1 mit dem Gewicht G_1 und hat für den übrigen Teil der Jochhälfte eine zweite grössere ideelle Tonne d_2 e_2 mit dem entsprechenden Gewicht G_2 einzuführen. Auf diese Art trennt man von vornherein den Schub, der auf den Schildbogen bez. die volle Wand kommt, von demjenigen, der dem Anfang zugeführt wird, was für die weiteren Untersuchungen der Widerlager oft erwünscht ist.

Schub überhöheter Kreuzgewölbe.

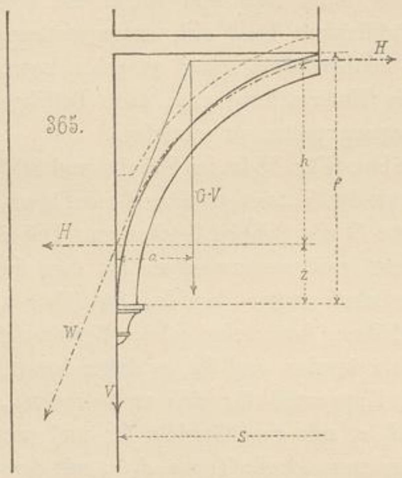
Ist man für wichtige Fälle auch hiermit noch nicht zufrieden, so ist es unbenommen, die Druckübertragung im ganzen Gewölbe mit beliebig gesteigerter Genauigkeit nach den weiter vorn bei den Gewölben gemachten Ausweisungen zu verfolgen.

Erläuterungen zur Tabelle über die Gewichte und Horizontalschübe einfacher Tonnen- und Kreuzgewölbe.

Wenngleich es nach dem Vorausgeschickten recht leicht ist, die Schübe der Gewölbe mit der erforderlichen Genauigkeit zu berechnen, so scheint es doch erwünscht, zu noch weiter gehender Erleichterung für die üblichsten Gewölbarten je nach Verschiedenheit von Pfeilhöhe, Wölbstärke und Baustoff eine Tabelle zusammenzustellen (vergl. Tabelle 1). Die Tabelle ist ermittelt auf Grund konstruierter Stützlinien und mit Anwendung der einfachen Formel $H \cdot h = G \cdot a$ (vergl. Fig. 365), sie gilt für symmetrisch gebildete Kreuzgewölbe von quadratischem oder schwach rechteckigem Grundriss mit geringer oder kleiner Ueberhöhung. Sie ist für Gewölbe von beliebiger Feldgrösse brauchbar, da sie die Gewichte Vo und Schübe Ho in Einheitszahlen für je 1 qm Grundfläche angiebt. Diese Zahlen werden mit der Grundfläche (in qm) des auf dem betreffenden Widerlager lastenden Gewölbteiles (gewöhnlich eine Wölbhälfte) multipliziert, um für das Widerlager Vertikalbelastung und Horizontalschub zu liefern.

Die Gewichte und Schübe auf die Grundfläche zu beziehen, könnte zunächst etwas gewagt erscheinen, da bei verschieden grossen Gewölben gewisse Schwankungen in der Masse der Hintermauerung und der Bogenglieder entstehen; eine Untersuchung zeigte aber, dass sich diese Verschiedenheiten bei durchschnittlichen Wölbbildungen in sehr engen Grenzen bewegen, bei Angabe der Schübe ist ihnen durch Aufnahme zweier Werte Rechnung getragen. Für Gewölbe abweichender Gestaltung, die beispielsweise übermauerte Gurten oder einzelne Oberlasten haben, gilt die Tabelle natürlich nicht.

365.



Die vorkommenden Längen (Hebelarm des Gewichtes u. dergl.) sind in Verhältniszahlen zur Spannweite oder Pfeilhöhe ausgedrückt. Als Spannung ist das Lichtmass zwischen den Wandfluchten oder, wenn solche in Frage kommen, zwischen den Schild- und Gurtbögen zu verstehen, als Pfeilhöhe dagegen die Höhe von der Grundfläche (Kapitäloberkante, wenn keine Stelzung vorliegt) bis zur Unterkante Kappe im Scheitel. Ist das Gewölbe überhöhet, so ist eine mittlere Pfeilhöhe anzunehmen.

Die Tabelle scheidet die Gewölbe nach ihrer Höhenentwicklung in 5 Gruppen: I bis V mit einem Pfeilverhältnis von 1 : 8, 1 : 3, 1 : 2, 2 : 3 und 5 : 6. Jede Gruppe hat dieselben 6 Unterabteilungen a bis f, in welchen Material und Kappenstärke berücksichtigt sind. Für Gewölbe, die nicht genau in die Gruppen oder Abteilungen passen, wird man Werte einschalten können.

Die senkrechten Spalten enthalten:

Vo = Gewicht von je 1 qm Grundrissfläche, in dasselbe sind die Kappen, die vortretenden Bogenprofile, eine mässige Hintermauerung und ein unterer Putzauftrag von 1 bis $1^1/_2$ cm einbegriffen. Als Ziegelgrösse ist das deutsche Normalformat $25 \times 12 \times 6^1/_2$ cm vorausgesetzt und als Einheitsgewicht von Stein und Mörtel ist angenommen für ein Kbm : 1600 kgr bei gewöhnlichen Ziegeln, 1200—1300 kgr bei sehr leichten porösen Ziegeln, (wobei für Bögen und Zwickel auf feste Ziegel gerechnet ist), 2000 kgr für Sandstein und 2400 kgr für Bruchstein in Kalkmörtel.

Für die überfüllten Gewölbe unter f ist als Durchschnittsgewicht für Ziegelkappen, Füllung und Fussboden 1600 kgr für 1 Kbm vorausgesetzt. (Das Gewicht von 1 qm Grundfläche wechselt bei überfüllten Gewölben nach ihrer Grösse und kann daher nur für bestimmte Gewölbgrössen gegeben werden, vergl. die Beispiele in den letzten Spalten).

a = Hebelarm von dem durch den Schwerpunkt gehenden resultierenden Gewichte des auf dem Widerlager ruhenden Gewölbstückes (z. B. Wölbhälfte). Es schwankt dieser Hebelarm, der von der Mauerflucht bez. Schildbogenflucht zu messen ist, je nach Steilheit des Gewölbes zwischen $^1/_6$ und nahezu $^1/_4$ der Spannweite.

Tabelle 1.

Die Gewichte und Horizontalschübe der Gewölbe (s. Fig. 365).

Bezeichnung des Gewölbes	Gewicht von je 1 qm Grundrissfläche *Vo*	Hebelarm des resultierenden Gewichtes *a*	Hebelarm der Horizontalschübe *h*	Höhe des Widerlagsdruckes über Gewölbebeginn *Z*	Horizontalschub für je 1 qm Grundriss des lastenden Gewölbstückes *Ho*	Beispiel I. Gewölbe von 4 · 4 m Gewicht einer Hälfte *V*	Beispiel I. Schub einer Hälfte *H*	Beispiel II. Gewölbe von 8 · 8 m Gewicht einer Hälfte *V*	Beispiel II. Schub einer Hälfte *H*
I. Pfeilverhältnis 1:8.									
a. Kappen $^1/_2$ Stein aus porösen Ziegeln	200				360—400	1600	3200	6400	11500
b. $^1/_2$ Stein feste Ziegel oder $^3/_4$ Stein porös	270	0,22—0,23 s*	0,90 f**		500—550	2160	4400	8600	16000
c. $^3/_4$ Stein feste Ziegel oder 1 Stein porös	370		oder	$^1/_8$ bis $^1/_6$ f	700—750	2960	6000	11800	22400
d. 1 Stein feste Ziegel od. 20 cm dick Sandstein	500	rd $^2/_9$ s			950—1000	4000	8000	16000	30400
e. 30 cm dick Bruchstein	850		$^1/_{10}$ s		1600—1700	6800	13600	27200	51000
f. Ueberfülltes Ziegelgew., mit Fussb. 32 cm im Scheitel	—	0,20 s = $^1/_5$ s			—	5800	11000	26000	46000
II. Pfeilverhältnis 1:3.									
a. Kappen $^1/_2$ Stein aus porösen Ziegeln	230				160—180	1840	1440	7400	5100
b. $^1/_2$ Stein feste Ziegel oder $^3/_4$ Stein porös	310	0,19—0,21 s	0,85—0,75 f.		220—240	2480	1920	9900	7000
c. $^3/_4$ Stein feste Ziegel oder 1 Stein porös	420		oder		300—330	3360	2640	13400	9600
d. 1 Stein feste Ziegel oder 20 cm dick Sandstein	570	rd $^1/_5$ s		$^1/_6$ bis $^1/_4$ f	420—450	4560	3600	18200	13400
e. 30 cm dick Bruchstein	1000		$^3/_{10}$—$^1/_4$ s		710—750	8000	6000	32000	22700
f. Ueberfülltes Ziegelgew., mit Fussb. 32 cm im Scheitel	—	0,17 s = $^1/_6$ s			—	7300	5200	37500	23000
III. Pfeilverhältnis 1:2.									
a. Kappen $^1/_2$ Stein aus porösen Ziegeln	260				110—120	2080	960	8300	3500
b. $^1/_2$ Stein feste Ziegel oder $^3/_4$ Stein porös	350	0,17—0,20 s	0,80—0,70 f		140—160	2800	1280	11200	4500
c. $^3/_4$ Stein feste Ziegel oder 1 Stein porös	480		oder		190—220	3840	1760	15400	6100
d. 1 Stein feste Ziegel oder 20 cm dick Sandstein	700	= $^1/_6$—$^1/_5$ s		$^1/_5$ bis $^1/_3$ f	280—320	5600	2560	22400	9000
e. 30 cm dick Bruchstein	1200		$^2/_5$—$^1/_3$ s		480—550	9600	4400	38500	15300
f. Ueberfülltes Ziegelgew., mit Fussb. 32 cm im Scheitel	—	0,16 s			—	8000	3800	41600	17600
IV. Pfeilverhältnis 2:3.									
a. Kappen $^1/_2$ Stein aus porösen Ziegeln	290				90—100	2320	800	9300	2900
b. $^1/_2$ Stein feste Ziegel oder $^3/_4$ Stein porös	380	0,17—0,20 s	0,80—0,72 f		110—130	3040	1040	12200	3500
c. $^3/_4$ Stein feste Ziegel oder 1 Stein porös	530		oder	$^1/_5$ bis $^1/_4$ f	160—180	4240	1440	17000	5100
d. 1 Stein feste Ziegel oder 20 cm dick Sandstein	750	= $^1/_6$—$^1/_5$ s	rd $^1/_2$ s		220—250	6000	2000	24000	7000
e. 30 cm dick Bruchstein	1300				400—430	10400	3440	41500	12800
f. Ueberfülltes Ziegelgew., mit Fussb. 32 cm im Scheitel	—	0,16 s			—	10500	3500	57900	17400
V. Pfeilverhältnis 5:6 bis 1.									
a. Kappen $^1/_2$ Stein aus porösen Ziegeln	340				80—90	2720	720	10900	2600
b. $^1/_2$ Stein feste Ziegel oder $^3/_4$ Stein porös	450		0,80—0,75 f		100—110	3600	880	14400	3200
c. $^3/_4$ Stein feste Ziegel oder 1 Stein porös	650	0,16—0,19 s	oder	$^1/_5$ bis $^1/_4$ f	150—160	5200	1280	20800	4800
d. 1 Stein feste Ziegel oder 20 cm dick Sandstein	900				210—230	7200	1840	28800	6700
e. 30 cm dick Bruchstein	1500		rd $^2/_5$ s		350—370	12000	2960	48000	11200
f. Ueberfülltes Ziegelgew., mit Fussb. 32 cm im Scheitel	—	0,15 s			—	13000	3000	77800	17500

* s = Spannweite, ** f = Pfeilhöhe.

h = Hebelarm des Horizontalschubes oder die Pfeilhöhe der Stützkurve, bez. ideellen Stütztonne. Darunter ist der Höhenunterschied zu verstehen zwischen dem oberen Horizontalschub und dem unteren Uebertritt des Druckes in das Widerlager. Als Grenze des Widerlagers ist dabei die Wandflucht oder die senkrechte durch die Vorderfläche des Schildbogens gelegte Ebene angesehen. Diese Länge h ist am wenigsten scharf festzustellen, da in demselben Gewölbe flachere und steilere Druckübertragungen möglich sind, man rechnet zur Sicherheit den Pfeil der Stützkurve nicht zu gross und bekommt dann in der Regel merklich geringere Höhen als diejenige des Gewölbes, in der Tabelle schwankt h zwischen $^3/_4$ und $^9/_{10}$ des Gewölbepfeiles.

z = Höhe, in welcher der Widerlagsdruck die Flucht der Wand bez. des Schildbogens durchschneidet. Diese Höhe ist gemessen von der Grundfläche des Gewölbes aufwärts, d. h. bei nicht gestelzten Gewölben von Oberkante Kapitäl bez. Kämpfergesims. Für die Bestimmung der Widerlagsstärke ist diese Höhenlage erforderlich, über die Genauigkeit ihrer Bestimmung gilt das unter h gesagte.

Ho = Horizontalschub für je 1 qm Grundrissfläche des auf dem Widerlager ruhenden Gewölbstückes z. B. einer Jochhälfte. Mit Rücksicht auf die möglichen Schwankungen sind hier zwei Werte angegeben, von denen der grössere mehr für kleine, der niedere mehr für grosse Gewölbe zutrifft.

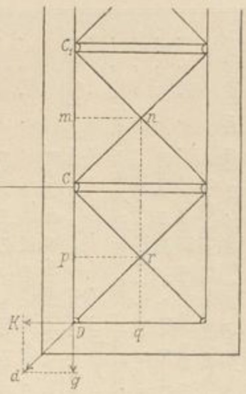
Interessant ist es, das Verhältnis von Schub Ho und Gewicht Vo bei den verschieden hohen Gewölben zu vergleichen.

Nach der Tabelle verhält sich im Durchschnitt:

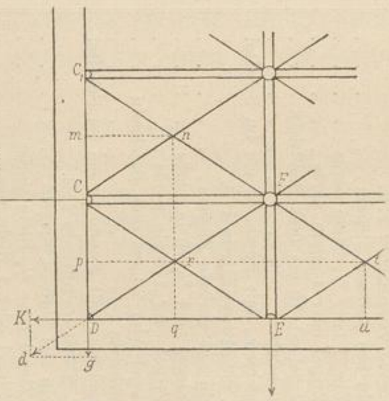
beim	Pfeilverhältnis	1 : 8	— der	Horizontalschub	zum	Gewicht	der	Hälfte	wie		2 : 1
„	„	1 : 3	„	„	„	„	„	„	„		3 : 4
„	„	1 : 2	„	„	„	„	„	„	„		3 : 7
„	„	2 : 3	„	„	„	„	„	„	„		1 : 3
„	„	5 : 6	„	„	„	„	„	„	„		1 : 4

Für oberflächliche Schätzungen kann man sich diese Verhältniszahlen merken, bei mittelhohen spitzbogigen Kreuzgewölben von etwa $^2/_3$ Pfeilhöhe ist also ein Schub zu erwarten, der ungefähr gleich $^1/_3$ des betreffenden Gewölbgewichtes (einer Hälfte) ist und der in etwa $^1/_4$ der Pfeilhöhe in die Wand übertritt.

366



367.



In den letzten Spalten der Tabelle sind als Beispiele die Gewichte und Schübe für zwei Kreuzgewölbe von 4×4 und von 8×8 m Grösse berechnet, unter der Annahme, dass an einem Widerlagspunkt (vgl. C in Figur 366) zwei benachbarte Felder zusammentreffen. Es hat dann die belastende Fläche $m n p r$ den Inhalt eines halben Gewölbes.

Der Schub auf eine Ecke D der Wand (Fig. 366) wird durch das kleinere Gewölbstück $p\ r\ q\ D$ erzeugt und ist demgemäss merklich geringer. Man geht genügend sicher, wenn man in jeder der beiden Richtungen $D\,k$ und $D\,g$ den Schub halb so gross annimmt wie denjenigen auf *C*. Statt der Seitenschübe *D k* und *D g* kann man natürlich den Diagonalschub *D d* einführen in der Richtung der Rippe. Derselbe ist immer kleiner als der Schub auf *C* (7 : 10).

Bei rechteckigen Feldern (Fig. 367) wird der Schub auf die Punkte *C* und *E* verschieden. Auf beiden Punkten lastet zwar ein halbes Feld *m n p r* bez. *r t q u*, aber die Spannweiten *C F* und *E F* sind ungleich, infolgedessen hat das Gewölbe bei gleicher Pfeilhöhe in der kurzen Richtung ein schlankeres Pfeilverhältnis und daher einen kleineren Schub. An der Ecke *D* fällt bei nicht überhöheten Gewölben auch beim Rechteck die Schubrichtung in die Diagonale. Die Tabelle giebt für sehr gestreckte Felder keine genaue Werte mehr, Gewichte und Schübe werden dann bei der Längsrichtung ein wenig zu klein und bei der Querrichtung reichlich gross. Weichen rechteckige Felder aber nicht gar zu weit vom Quadrat ab, so kann man immerhin die Tabelle auf sie anwenden, für das Pfeilverhältnis hat man dabei immer die Spannweite in der Richtung des gesuchten Schubes in Betracht zu ziehen.

3. Ermittelung der Stützlinie und der Spannungen im Widerlager.

Sicherheit gegen Gleiten, Umsturz und Zerdrücken.

Hat man durch Berechnung, Konstruktion oder die Tabelle I den Widerlagsdruck W eines Gewölbes oder was dasselbe sagt, seine beiden Seitenkräfte H und V (vergl. Fig. 368) gefunden, so ist danach die Widerlagsfähigkeit des Stützkörpers zu untersuchen. Derselbe muss gegen Gleiten, Umsturz und Zerdrücken gesichert sein.

Gleiten der Widerlager.

Ein Gleiten oder Fortschieben des Widerlagers ist bei den üblichen Baustoffen und Konstruktionen selten zu fürchten. Es kann eintreten, wenn bei weichem Mörtel der Winkel zwischen Druckrichtung und Fuge kleiner ist als 45 bis 60°, bei erhärtetem Mörtel, wenn dieser Winkel unter 30 bis 45° beträgt. Durch veränderte Fugenlage, weniger gut durch Dollen kann man das Gleiten verhüten. Vorsicht ist den Isolierschichten aus weichen harzigen Stoffen entgegenzubringen, da dieselben schon ein Gleiten ganzer Mauerkörper veranlasst haben. Solche Isolierfugen dürfen nur da angeordnet werden, wo der Druck fast senkrecht gegen die Fuge trifft, ausserdem ist durch Wahl der Stoffe und Zusätze dafür zu sorgen, dass die Isoliermasse nicht zu weich oder glatt bleibt.

Umsturz.

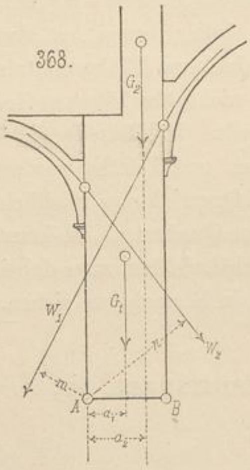
Die Sicherheit gegen Umsturz ist leicht zu prüfen. Man stellt für die äussere gefährdete Kante (A in Fig. 340) die Momentengleichung auf. Dabei muss sich ergeben, dass die Summe der im günstigen Sinne drehenden Momente (Kraft mal Hebel) grösser ist als die Summe der in umgekehrter Richtung drehenden Momente (Umsturzmomente). Für einen einfachen Fall ist die Untersuchung auf Umsturz bereits Seite 124 (Fig. 340) besprochen. — Für den in Fig. 368 gezeichneten, von beiden Seiten geschobenen Mauerkörper würde ein Umsturz um die Kante *A* nicht eintreten, so lange: $G_1 \cdot a_1 + G_2 \cdot a_2 + W_2 \cdot n > W_1 \cdot m$ ist.

Will man untersuchen, ob nicht um die andere Kante *B* ein Umsturz erfolgen könne, so kann man auch für diese die Momente aufsuchen.

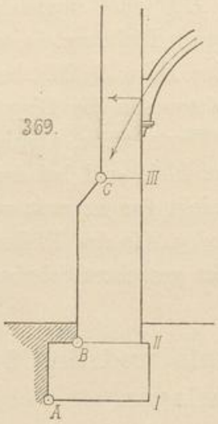
Statt der Widerlagskräfte W_1 und W_2 hätte man natürlich auch deren horizontale und vertikale Seitenkräfte in Rechnung setzen können, ähnlich wie bei Fig. 340.

Ein Umsturz kann am leichtesten erfolgen an der Fundamentsohle (Fläche *I* in Fig. 369, Kippkante *A*) sodann an der Aufstandsfläche vom Mauerkörper auf das erbreiterte Fundament (*II*, Kippkante *B*), und schliesslich bei jeder plötzlichen Querschnittseinziehung (z. B. III Kippkante C). Für diese Stellen würde man die Standfähigkeit zu untersuchen haben. Zeigt sich, dass an einer Stelle das Umsturzmoment überwiegt, so wird sich ein Aufkippen des darüber befindlichen Mauerteiles nur durch besondere Mittel verhüten lassen, dahin gehört ein Verklammern der Mauer an der Rückseite. Auch das feste Anhaften eines zugfesten Mörtels kann das Aufkippen hindern, in der That wird manche gefährdete Mauer dadurch gehalten. Mit der Zugfestigkeit des Mauerwerkes darf man aber selbst bei Zementmörtel nicht sicher rechnen, da schon kleine vielleicht gar nicht sichtbare Haarrisse, die durch die Art der Ausführung, Verdrückungen, Temperaturspannungen u. s. f. entstanden sind, den Zusammenhang aufheben können. An der Fundamentsohle kann ein Festhalten der Mauer überhaupt nicht statthaben, wenn hier das Umsturzmoment zu gross wird, könnte höchstens, die seitlich gegengelagerte Erde sich nützlich erweisen, die aber ein wenig zuverlässiger Faktor ist.

368.



369.



Festigkeit und zulässige Pressung.

Die Sicherheit gegen Umsturz genügt aber allein noch nicht; die **Druckpressung darf an keiner Stelle die dem Baustoff entsprechende zulässige Grenze überschreiten.** Bei Untersuchungen der in Frage kommenden Stoffe auf ihre Festigkeit hat man nachfolgende Werte erzielt.

	Zermalmt bei — kgr auf 1 qcm Druckfläche	Abgescheert bei — kgr auf 1 qcm Scheerfläche
Granit, Diorit	500—1800 kgr	60—100 kgr
Kalkstein, Dolomit	300—1000 „	a. 30—50 „ b. 50—70 „
Sandstein	180—900 „	a. 13—40 „ b. 15—40 „
leichter Kalktuff	80—200 „	30 „
Klinkerziegel	250—700 kgr	40—60 kgr
gute Mauerziegel	100—200 „	15—30 „
poröse oder Lochsteine	40—100 „	—
Zementmörtel	100—200 kgr	18—30 kgr
Kalkmörtel, erhärtet	50—90 „	—

Anmerkung: a. Scheerfestigkeit in der Richtung des Lagers, b. senkrecht dazu.

Mit Rücksicht auf Fehler des Materials (Risse und Sprünge) und unvollkommene Auflagerung der Druckflächen muss man mit der „zulässigen Beanspruchung" weit hinter der Druckfestigkeit zurückbleiben. Besonders soll man Steine mit geringer Scheerfestigkeit nicht zu stark belasten, da bei schlechter Druckübertragung leicht ein Abplatzen eintreten kann. Die Scheer- oder Schubfestigkeit ist aus diesem Grunde mit in die Tabelle aufgenommen. Da die Scheerfestigkeit in der Richtung des Spaltes geringer ist, pflegt man einige Steinarten ungern auf den Spalt zu stellen, jedoch braucht man bei ausgewählten fehlerlosen Stücken nicht zu ängstlich zu sein, wie zahllose Beispiele des Mittelalters erweisen.

Für Mauerwerk muss die Festigkeit von Mörtel und Stein gleichzeitig berücksichtigt werden. Für Kalk- oder Sandstein mit Zement oder Blei versetzt, pflegt man je nach dem Stein 16 bis 30 kgr auf den qcm zuzulassen, für Bruchstein in Kalkmörtel 5 bis 7 kgr, nach völliger Erhärtung bis 10 kgr, für Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel 7 kgr, für Ziegel in Zement 11 kgr, bei sehr gutem Material 14 kgr. Da man bei Kirchen Pfeiler und Wände sorgfältig auszuführen pflegt, kann man, wenn die Gewölblast erst nach genügender Erhärtung des Mörtels hinzutritt, gute Ziegel in Kalkmörtel unbedenklich bis 10 kgr, in Zement bis 20 kgr beanspruchen, vorausgesetzt, dass nicht behördliche Bestimmungen niedere Grenzen setzen. Alte Werke zeigen oft weit höhere Pressungen, 20 bis 30 kgr bei Ziegelstein und 30 bis 50 kgr bei Werkstein sind nicht selten.

Einen mässig guten Baugrund als Lehm oder Sand pflegt man bis $2^1/_2$ oder 3 kgr auf den qcm zu belasten, auch hier lassen sich bei alten Werken (z. B. Turm zu Ulm) weit höhere Pressungen von 10 kgr und mehr nachweisen. Bei nachgiebigem Boden ist es von grösster Wichtigkeit die Fundamentbreiten so auszugleichen, dass möglichst unter allen Bauteilen der Boden die gleiche Belastung erfährt, da sonst verschiedenes Setzen unvermeidlich ist.

Lage der Stützlinie.

Wenn der resultierende Druck inmitten der Querschnittsfläche angreift, so verteilt er sich gleichmässig über dieselbe. Die Beanspruchung der Flächeneinheit ist sodann durch Division des Druckes durch die Fläche ohne weiteres zu finden. Ruhet z. B. mitten auf einem Pfeiler von $^1/_2$ qm oder 5000 qcm Grundfläche und einem Eigengewicht von 6000 kgr eine Last von 11500 kgr, so ergiebt sich an der Unterfläche des Pfeilers eine Pressung von $(11500 + 6000) : 5000 = 3^1/_2$ kgr auf 1 qcm.

Nun geht aber bei Wölbwiderlagern der Druck selten gerade durch die Mitte des zu untersuchenden Querschnitts, er wird sich mehr oder weniger einer Kante nähern. Je dichter aber die Mittellinie des Druckes an eine Kante heranrückt, um so mehr wächst hier die Pressung, während sie an der entgegengesetzten Seite im gleichen Verhältnis abnimmt.

Lage des resultierenden Druckes in einem Querschnitt.

Damit man die Verteilung der Spannungen auffinden kann, ist es nötig, dass man den **Durchgang der Stützlinie durch den betreffenden Querschnitt ermittelt**, was sich auf rechnerischem oder zeichnerischem Wege leicht vollführen lässt.

1. Ermittelung durch Zeichnung.

1. Graphisches Verfahren (Fig. 370). Um Lage und Grösse des Druckes auf die Fläche *A B* zu finden, setzt man das Gewicht des darüber liegenden Widerlagskörpers G mit dem Wölbdruck W vom Schnittpunkt *O* aus nach dem Parallelogramm der Kräfte zusammen. Dadurch findet man die Grösse und Richtung des gesuchten Druckes R und seinen Durchgang *P* durch die Fläche *A B*. Von dem schrägen Druck R kommt nur die senkrechte Seitenkraft D als eigentlicher Fugendruck in Frage, während der wagerechte Teil S durch die Reibung der Schichten auf einander aufgenommen wird.

2. Ermittelung durch Rechnung.

2. Rechnerisches Verfahren (Fig. 371). Man führt nicht den Wölbdruck sondern seine beiden Seitenkräfte H und V ein und stellt für den gesuchten Druckpunkt P, welcher den unbekannten Abstand x von B hat, die Momentengleichung auf, dieselbe lautet im vorliegenden Falle:

1) $V \cdot x + G \cdot (x - m) = H \cdot k.$

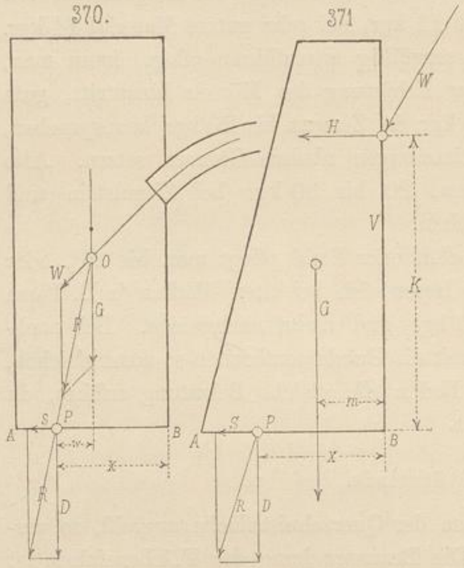
Daraus lässt sich die Länge x ermitteln und somit die Lage des Druckmittelpunktes *P* festlegen. Die Grösse der Druckkraft R geht aus derjenigen ihrer Seitenkräfte D und S hervor, diese aber sind leicht zu ermitteln. D muss die Summe aller senkrechten Kräfte sein, hier also:

2) $D = G + V.$

S muss gleich der allgebraischen Summe der horizontalen Kräfte sein, hier nur H also:

3) $S = H.$

370. 371



Treten mehr Kräfte auf als bei dem vorigen Beispiel, so sind sie beim graphischen oder analytischen Verfahren in der gleichen Weise mit hinzuzuziehen. Der Gang ist immer der gleiche, möge eine Wand, ein Strebepfeiler oder Mittelpfeiler zu untersuchen sein, möge ein einzelnes Gewölbe oder eine beliebig grosse Zahl von Wölbungen in verschiedener Höhe und zu verschiedenen Seiten wirken.

Beispiel: Ein prismatischer Strebepfeiler von 10 m Höhe, 1 m Breite und 2 m Grundrisslänge in der Richtung des Schubes, der aus Bruchstein von 2400 kgr Gewicht für 1 kbm gemauert ist, nimmt in 8 m Höhe einen Gewölbdruck auf, dessen Schub H sich auf 3000 und dessen senkrechte Last V sich auf 9600 kgr berechnet. Die Schwerkraft G hat von der Innenkante einen Abstand *m* von 1 m. Die Momentengleichung für den gesuchten Punkt P lautet:

$$9600 \cdot x + G\,(x - 1{,}00) = 3000 \cdot 8{,}00.$$

Das Pfeilergewicht ist: $G = 10{,}00 \cdot 2{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 2400 = 48000$ kgr.

$$9600 \cdot x + 48\,000 \cdot x - 48\,000 = 3000 \cdot 8{,}05$$

$$57\,600 \cdot x = 72\,000$$

$$x = 1{,}25\,\text{m}.$$

Der Mittelpunkt des Druckes ist also von der Innenkante 1,25 m, von der Aussenkante 75 cm entfernt, vom Schwerpunkt 25 cm.

Die Grösse des Druckes ist in senkrechter Richtung:

$$D = G + V = 48\,000 + 9600 = 57\,600 \text{ kgr.}$$

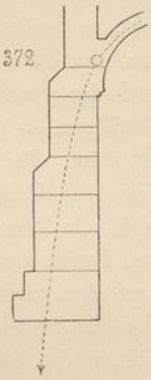
in horizontaler Richtung: $S = H = 3000$ kgr.

Der horizontale Teil S ist verhältnismässig sehr klein, er wird mit voller Sicherheit durch den Reibungswiderstand aufgenommen. Der senkrechte Teil D liefert die in Frage kommende Pressung. Ginge der Druck durch die Mitte, so wäre die Pressung überall 57 600 : 20 000 = 2,88 kgr auf 1 qcm. Bei der vorliegenden Verschiebung des Druckes wird aber die Pressung an der Aussenkante grösser, wie etwas später gezeigt werden wird.

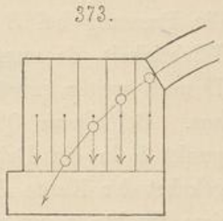
Verlauf der Drucklinie.

In der beschriebenen Weise kann man die Lage des Druckes in jedem beliebigen Querschnitt feststellen. Bei gerade aufsteigenden Pfeilern oder Mauern genügt es, die Aufstandsfläche auf dem Fundament oder die Unterfläche des Fundamentes zu untersuchen. Weist der Stützkörper oben Einziehungen auf (Höhe *III* in Fig. 369), so wird man auch unter diesen die Lage des Druckes zu prüfen haben. Will man die Mittellinie des Druckes in ihrem ganzen Verlauf von oben bis unten darstellen, so nimmt man nach Art der Fig. 372 eine wagerechte Streifenteilung vor und setzt für jede Fläche alle über ihr wirkenden Kräfte zu einer resultierenden Druckkraft zusammen. Verbindet man die Durchgangspunkte des Druckes durch eine Kurve, so stellt diese die Drucklinie dar.

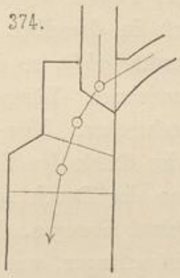
372



373.



374.



Bei grosser Tiefe der Widerlager kann sich statt der wagerechten eine senkrechte Streifenteilung empfehlen (Fig. 373), es wird der Wölbdruck nacheinander mit der Last der Streifen zusammengesetzt. Je nach Gestalt des Widerlagers können auch noch weitere Streifenteilungen gewählt werden, z. B. die in Fig. 374 dargestellte.

Für einfache Fälle kann man aus der Lage der Drucklinie schon darauf schliessen, ob die Widerlagsstärke genügt oder nicht. Erscheint letztere zu schwach, so erbreitert man sie und sucht die Stützlinie vom Neuen. Für wichtige Fälle muss man sich ausserdem noch Rechenschaft von der Grösse und Verteilung der Spannungen geben.

Verteilung der Spannungen, Kern des Querschnittes.

Kehren wir wieder zu einem einzelnen Querschnitt zurück, für den die Lage und Grösse des resultierenden Druckes in der vorbeschriebenen Weise bestimmt sei, so sind zwei Fälle zu unterscheiden, es kann der Druck entweder in dem Kern des Querschnittes liegen oder ausserhalb desselben, was das heisst, soll sogleich erläutert werden.

Geht der Druck durch die Mitte oder richtiger durch den Schwerpunkt des Querschnittes, so verteilt er sich gleichmässig über die ganze Fläche, was in Fig. 375 durch die kleinen gleich langen nach oben gerichteten Pfeile angedeutet wird (dieselben sollen nicht die nach unten gekehrten Pressungen, sondern die ebenso grossen von der Unterlage ausgeübten Gegenpressungen veranschaulichen). Jeder qcm bekommt den Druck: p = D : F, worin D den Gesamtdruck in kgr, F die Querschnittsgrösse in qcm bezeichnet.

Rückt der Druck D von dem Schwerpunkt etwas fort und zwar zu einem näher bei *A* gelegenen Punkte (Fig. 376), so wächst bei *A* die Pressung, während sie sich bei *B* vermindert. Im Schwerpunkt selbst behält sie den durchschnittlichen Wert p = D : F.

Kern des Querschnitts.

Bewegt sich D noch weiter, so muss schliesslich der Fall eintreten, in welchem die Pressung bei *B* zu Null wird (Fig. 377). Diese Lage des Druckes ist von Wichtigkeit, da man sie in den meisten Fällen nicht gern überschreitet, denn wenn D noch weiter fortrückt, so breitet sich der Druck nicht mehr über die ganze Fläche aus. Bei einem Quadrat oder Rechteck (Grundriss 378) liegt dieser Grenzpunkt *b* in ein Drittel der ganzen Länge *A B*. Würde der Druck D sich umgekehrt der Kante *B* nähern, so würde bei *A* die Pressung zu Null, wenn D nach dem Punkte *a* gerückt wäre. Bei einer Verschiebung in seitlicher Richtung würden sich in derselben Weise die Grenzpunkte *f* und *g* ergeben. Verbindet man die Punkte *abfg*, so entsteht ein Viereck, welches man als Kern des Querschnittes bezeichnet. Länge und Breite des Kernes ist ein Drittel der Länge bez. Breite des Rechteckes. Nur wenn der resultierende Druck in dem Kern angreift, bekommt jedes Stück der Fläche eine Druckpressung, soll solches erzielt werden, so darf sich also der Druck sowohl in der Längs- als in der Breitenrichtung nur im mittleren Drittel bewegen. Wenn er in schräger Richtung abweicht, so ist ein Spielraum noch viel geringer, was besonders zu beachten ist; in der Diagonale beträgt die Kernweite sogar nur $^1/_6$ der Diagonallänge.

Der Kern eines Kreises ist wiederum ein Kreis, dessen Durchmesser $^1/_4$ des grossen ist. (Fig. 379).

Der Kern des Dreiecks ist ein ähnliches kleineres Dreieck, das nach den Längen $^1/_4$, nach dem Inhalt $^1/_{16}$ des grossen ausmacht. Die Spitzen des Kerndreiecks liegen auf den Mitten der drei Mittellinien des grossen Dreiecks (Fig. 380).

Wenn der Druck an die Grenze des Kernes rückt, so wird beim Rechteck und Kreis die grösste Kantenpressung doppelt so gross wie die Durchschnittspressung p; beim Dreieck dagegen wird die grösste Kantenpressung nur $1^1/_2$ der Durchschnittspressung.

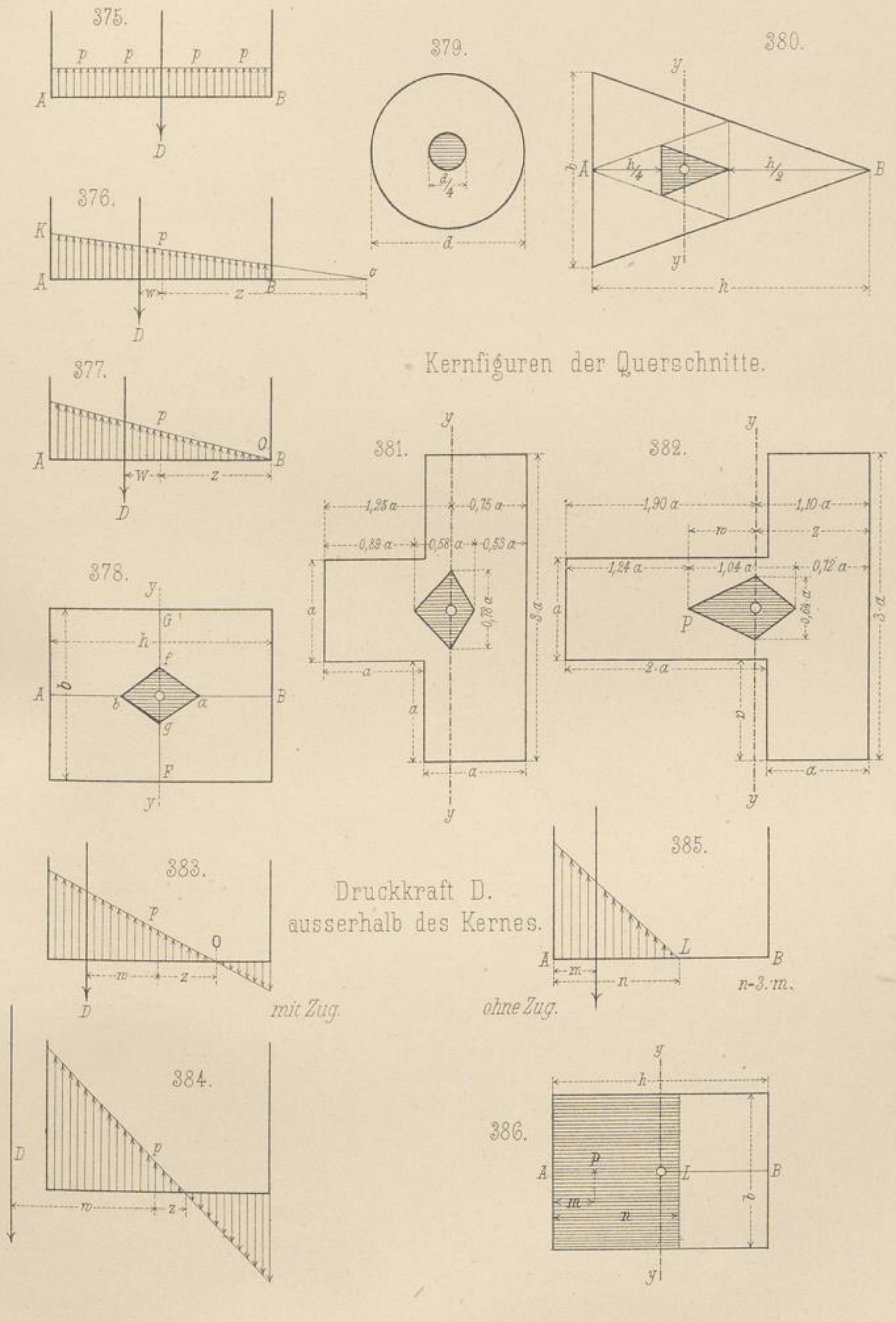
Zwei weitere Grundrisse, die bei einem Zusammenwirken von Mauer und Strebepfeiler in Frage kommen können, sind in den Figuren 381 und 382 unter Eintragung der Hauptmasse für die Kerngrösse wiedergegeben.

Will man für irgend einen Grundriss einen Grenzpunkt des Kernes finden, z. B. den Punkt *P* in Fig. 382, so verwendet man die Formel:

4) $$w = \frac{J}{F \cdot z}.$$

Darin ist w der Abstand des gesuchten Punktes vom Schwerpunkt, J das Trägheitsmoment auf die Schwerpunktsaxe Y Y, F der Inhalt der ganzen Fläche und z der Abstand der pressungslosen Linie (neutralen Faser) vom Schwerpunkt. Mit dieser Formel kann man sich für einen beliebigen Querschnitt die Hauptpunkte der Kernfigur aufsuchen.

Verteilung der Druckspannungen über den Querschnitt.



Liegt der Druck D weder auf der Kerngrenze noch im Schwerpunkt, sondern in irgend einem anderen Punkte der Kernfläche — vergl. Fig. 376 —, so muss man sich die pressungslose neutrale Faser in einem Punkte *O* ausserhalb der Fläche liegend denken. Kann man die Lage dieses Punktes *O* ermitteln, so kennt man die ganze Verteilung des Druckes, denn man braucht dann nur über dem Schwerpunkt s die durchschnittliche Pressung p nach einem bestimmten Massstab aufzutragen (z. B. 1 kgr = 1 mm oder 1 kgr = 5 mm) und durch den Endpunkt von p eine Verbindungslinie nach *O* zu ziehen. Die Höhenlage dieser Linie über der Grundfläche *A B* bezeichnet an jedem Punkte die Grösse der Pressung auf 1 qcm. Druck innerhalb des Kernes.

Die Lage der neutralen Faser *O* kennt man, wenn man ihren Abstand z vom Schwerpunkt kennt, diesen findet man aus Gleichung 4), die nach z aufgelöst lautet

4a) $z = \frac{J}{F \cdot w}$.

Darin ist wieder J das Trägheitsmoment, F die Fläche und w der Abstand der Kraft D vom Schwerpunkt. Das Trägheitsmoment bezogen auf die Schwerpunktsaxe Y Y ist für die in Frage kommenden Grundrisse das nachfolgende:

für das Rechteck (Fig. 378) $J = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$;

für das Quadrat (gerade oder übereck) $J = \frac{1}{12} \cdot b^4$;

für den Kreis (Fig. 379) $J = \frac{\pi}{64} \cdot D^4$ oder: $0{,}049 \cdot D^4$;

für das Dreieck (Fig. 380) $J = \frac{1}{36} \cdot b \cdot h^3$;

für das regelmässige Achteck $J = 0{,}055 \cdot d^4$;

für den Grundriss Fig. 381 $J = 1{,}083 \cdot a^4$ (auf die xx Axe : $J = 2\frac{1}{3}\, a^4$);

für den Grundriss Fig. 382 $J = 3{,}618 \cdot a^4$ (auf die xx Axe : $J = 2\frac{5}{12}\, a^4$).

Beispiel: Bei dem auf vorletzter Seite besprochenen Beispiel — Druck auf die Grundfläche eines Strebepfeilers — war als durchschnittliche Pressung p = 2,88 kgr ermittelt. Die Aenderung dieser Pressung nach den Kanten zu war noch nicht aufgesucht, jetzt ist sie nach der gegebenen Formel 4a zu finden. Der Durchgangspunkt *P* (Fig. 370) hatte sich bei diesem Beispiel in einem Abstand x = 1,25 m von der Innenkante *B* ergeben, das ist aber 25 cm links von der Mitte oder dem Schwerpunkt, es ist also w = 25, ferner war die Grundfläche $F = 200 \cdot 100 = 20\,000$ qcm und $J = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 200 \cdot 200 \cdot 200 = 66\,666\,667$ also ist $z = \frac{66\,666\,667}{20\,000 \cdot 25}$

$z = 133$ cm.

Diese Länge z trägt man rechts von der Mitte (vergl. Fig. 376) ab, von dem Endpunkt *O* zieht man in der angegebenen Weise die schräge Linie *O K* und kann man nun die Grösse der Pressung an jedem Punkte abmessen.

Will man das Zeichnen umgehen, so kann man die Pressung an einem beliebigen Punkte unmittelbar durch Anwendung der nachstehenden Formel durch Rechnung auffinden:

5) $p_1 = \frac{D}{F} \pm \frac{D \cdot w \cdot c}{J}$.

Darin ist wieder: D der resultierende Druck, w der Abstand desselben vom Schwerpunkt, F der Flächeninhalt, J das entsprechende Trägheitsmoment und schliesslich c der Abstand des auf seine Pressung zu untersuchenden Punktes von der Schwerpunktsaxe. Das Zeichen $+$ ist für die stärker, das Zeichen $-$ für die schwächer gedrückte Seite zu verwenden.

Beispiel: Es werde wieder das vorige Beispiel benutzt, in welchem die rechteckige Grundfläche von $b = 100$ cm Breite und $h = 200$ cm Länge einen Gesamtdruck $D = 57\,600$ kgr bekommt, der in $w = 25$ cm Abstand vom Schwerpunkt angreift. Das Trägheitsmoment auf die Queraxe war bereits zu $66\,666\,667 = J$ berechnet.

Soll die grösste Pressung p_1 für die Aussenkante gefunden werden, so ist für diese der Abstand c vom Schwerpunkt $= 100$ cm also:

$$p_1 = \frac{57\,600}{20\,000} + \frac{57\,600 \cdot 25 \cdot 100}{66\,666\,667} = 2{,}88 + 2{,}16 = 5{,}04 \text{ kgr.}$$

Die grösste Kantenpressung beträgt also rund 5 kgr auf 1 qcm, die man bei der geplanten Ausführung des Strebepfeilers in Bruchstein mit Kalkmörtel als zulässig erachten kann.

Den Druck an der Innenkante findet man gerade so bei Anwendung des negativen Verzeichens zu $p_1 = 0{,}72$ kgr. Die Pressung noch für weitere Stellen zu berechnen hat keinen Wert, da man ja weiss, dass sie von der Innenkante bis zur Aussenkante gleichmässig wächst.

Druck ausserhalb des Kernes.

Wenn die resultierende Druckkraft D ausserhalb des Kernes liegt, so rückt die pressungslose Linie in den Querschnitt hinein (*O* in Fig. 383). Dabei ergeben sich an der Kraftseite Druckpressungen, an der entgegengesetzten Seite aber Zugspannungen. An der Stelle des Schwerpunktes herrscht nach wie vor der durchschnittliche Druck $p = D : F$, der grösste Kantendruck ist bei symmetrischen Grundrissen (Rechteck, Kreis) um $2 \cdot p$ grösser als der an der anderen Seite auftretende grösste Kantenzug. Zur Ermittelung der pressungslosen (neutralen Stelle und der Verteilung der Spannungen bleiben die Formeln 4 (oder richtiger 4a) und 5 in Gültigkeit.

Mauerwerk mit Zugspannungen.

Wenn das Mauerwerk in der Lage ist Zugspannungen auszuhalten, so würde bei beliebiger exzentrischer Lage des Druckes sich die Spannungsverteilung in gleicher Weise ermitteln lassen. Es kann dann sogar der Druck D ausserhalb der Mauer liegen (Fig. 384), wobei allerdings der Kantendruck und Kantenzug immer mehr wächst, bis er bei unendlicher Entfernung der Kraft D auch in einen unendlichen grossen Wert übergehen würde.

Mauerwerk ohne Zugspannungen.

Nun darf man aber aus den früher angegebenen Gründen dem Mauerwerk keinen Zug zumuten. Die nicht gedrückten Teile werden gar keinen Anteil an der Kraftübermittelung haben, sie werden spannungslos auf einander ruhen, unter Umständen wird sich hier sogar eine mehr oder weniger merkliche offene Fuge bilden können. Die Druckübertragung findet so statt, als wenn dieser betreffende Teil des Querschnittes gar nicht vorhanden wäre. Liegt z. B. ein rechteckiger Grundriss vor, Fig. 385 und 386, auf den der resultierende Druck D in dem Punkte *P* ausserhalb des Kernes wirkt, so wird sich die Spannung so verteilen, als wäre nur eine Fläche von der Länge *A L* vorhanden, welche bei *L* die Pressung Null hat. Ist bei *L* die Pressung Null, so muss der Druckmittelpunkt *P* die Kerngrenze darstellen, daraus folgt für rechteckige oder quadratische Querschnitte, dass man die Länge *A P* dreimal von *A* aus abzutragen hat um den Punkt *L* zu erhalten.

Die in der Mitte der getroffenen Fläche $(b \cdot n)$ wirkende Durchschnittspressung d muss Druck durch Fläche sein, also: $d = D : (b \cdot n) = D : (b \cdot 3\,m)$.

Die grösste Kantenpressung ist doppelt so gross, also:

$$6)\quad d_1 = \frac{2 \cdot D}{3 \cdot b \cdot m}. \qquad\qquad 7)\quad n = 3 \cdot m.$$

Diese Formeln gelten für quadratische und rechteckige Mauerquerschnitte von der Breite b, in denen eine Druckkraft D ausserhalb des Kernes in dem Abstand m von der Aussenkante angreift. Aus Gleichung 6 findet man als d_1 den grössten Kantendruck auf den qcm, aus 7 ergiebt sich die Länge n, bis zu welcher sich der Druck über die Fläche ausbreitet.

Für eine dreieckige Grundfläche würde $n = 2 \cdot m$ werden, wenn sich der Druck der Spitze nähert. Für andere zusammengesetzte Querschnitte sind die Beziehungen für eine Drucklage ausserhalb des Kernes weniger einfach, so dass auf deren Darlegung hier verzichtet werden muss.

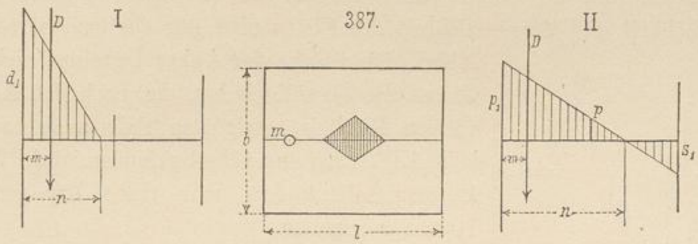
Hervorzuheben ist, dass bei Mauerwerk, welches keinen Zug aushalten kann, die resultierende Kraft (bez. die Stützlinie) nie bis dicht an die Aussenkante rücken darf, da sonst hier die Pressung sich rasch dem Wert „Unendlich" nähert, also unbedingt ein Zermalmen der Baustoffe eintritt. Beim Ueberschreiten der Kante würde ja überdies der Umsturz erfolgen. Nur bei zugfestem Mauerwerk würde die Drucklinie, so lange das Material noch hält, aus der Fläche hinausschreiten können.

Zum Vergleich sind in nachstehender Tabelle für verschiedene Lagen der Drucklinie die Kantenpressungen zusammengestellt und zwar für rechteckige Mauergrundrisse mit oder ohne Zugfestigkeit. Die Werte sind auf die durchschnittliche Pressung p bezogen, welche jeder qcm bei gleichmässig verteiltem Druck erhalten würde. p ist also Druck durch Fläche (D : F oder D : b l).

Tabelle über die Grösse der Kantenpressung

in einem rechteckigen Mauerquerschnitt bei verschiedener Lage der resultierenden Druckkraft.

387.



Entfernung der Druckkraft von der Aussenkante	I. Mauerwerk ohne Zug			II. Mauerwerk mit Zug			
	Kantenpressung vorn	Kantenpressung hinten	Entfernung der pressungslosen Linie von der Vorderkante	Kantendruck vorn	Kantenzug hinten	Entfernung der pressungslosen Linie von der Vorderkante	
$m =$	d_1	d_2	n	p_1	s_1	n	
$^1/_2$ l	p	p	∞	die gleichen Werte wie links			Druck greift an im Kern.
$^5/_{12}$ l	$1^1/_2$ p	$^1/_2$ p	$1^1/_2$ l				
$^1/_3$ l	2 p	0	l				
$^1/_4$ l	$2^2/_3$ p	—	$^3/_4$ l	$2^1/_2$ p	Zug: $^1/_2$ p	$^5/_6$ l	Druck greift an zwischen Kern und Kante.
$^1/_6$ l	4 p	—	$^1/_2$ l	3 p	„ 1 p	$^3/_4$ l	
$^1/_{12}$ l	8 p	—	$^1/_4$ l	$3^1/_2$ p	„ $1^1/_2$ p	$^7/_{10}$ l	
0	∞	—	0	4 p	„ 2 p	$^2/_3$ l	
$-^1/_2$ l	—	—	—	7 p	Zug: 5 p	$^7/_{12}$ l	Druck ausserhalb.
$-$l	—	—	—	10 p	„ 8 p	$^5/_9$ l	

p = Druckspannung auf 1 qcm bei gleichmässiger Verteilung.

Anwendung auf die Widerlager alter Bauwerke.

Wenn es sich um die Herstellung oder den Umbau alter nicht mehr verlässlicher Bauwerke handelt, so ist es ganz besonders angezeigt, die Gewichte und Schübe, soweit es möglich ist, zu berechnen und danach eine Druckausmittelung vorzunehmen. Dabei erfordern die Widerlager weit mehr Aufmerksamkeit als die Gewölbe. Denn ein unbelastetes Gewölbe, das beim Ausrüsten Stand gehalten, pflegt nach seiner Erhärtung, selbst wenn es starke Risse aufweist, selten gefährdet zu sein, so lange „die Widerlager unbeweglich" bleiben. Nachträglich entstandene Risse in solchen Gewölben sind wohl immer durch Weichen und Senken der Widerlager hervorgerufen.

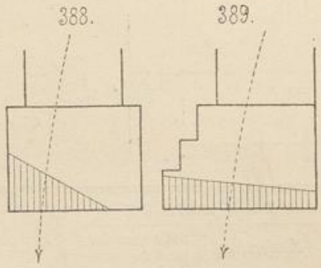
Hat das Gewölbe vielfache Putz- oder Farblagen übereinander, so können diese gewöhnlich einen willkommenen Anhalt darüber geben, ob das Weichen der Widerlager bei einem besonderen Anlass oder fortgesetzt stattgefunden hat. Im letzteren Falle ist ein weiteres Fortschreiten der Bewegung zu fürchten. Beim Ausbessern der Gewölbe bedürfen meist nur die Hauptbögen, die Anfänge und die Zwickelausmauerung einer näheren Beachtung, Risse in den Kappen, besonders in gebusten sind weniger gefährlich.

Sicherung gewichener Widerlager.

Ist die Beanspruchung des Widerlagers bedenklich, wobei man bei sonst gutem Zustand des Mauerwerks viel grössere Werte zulassen kann als bei Neuausführungen, so kommen gewöhnlich Verankerungen, Verklammerungen, Verbreiterungen in den Fundamenten oder Vorsetzen von Stützkörpern (Strebepfeilern) in Frage. Treten mehrere Gewölbe zusammen, so kann auch ein Ausgleich der Schübe von Nutzen sein (S. 127), jedoch erheischen Last und Schubveränderungen an alten Werken immer besondere Vorsicht.

Die Aufhebung des Schubes durch **Zuganker** ist meist das wohlfeilste, wegen der Beweglichkeit und Vergänglichkeit des Eisens aber nur ein bedingt zuverlässiges Mittel. Die Stärke der Anker berechnet sich nach der Grösse des Gewölbschubes, der nach den Angaben des vorigen Kapitels, geeigneten Falls auch nach der Tabelle 1 (S. 135) angenähert gefunden wird. Jedem qcm Eisenquerschnitt darf man einen Zug von 700 bis 1000 kgr zumuten.

388. 389.

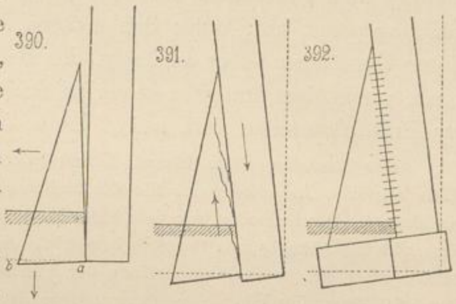


Wenn die Kraftausmittelung erweist, dass die Standfähigkeit nur durch die Zugfestigkeit des Mörtels bewahrt ist, so muss bei Erneuerungen oder Umbauten mit besonderer Vorsicht verfahren werden. Kann man nicht durch Beseitigung des schädlichen Schubes gründlich Abhülfe schaffen, so wird an den fraglichen Stellen eine behutsam eingefügte Eisenverklammerung am Platze sein, welche bei einem Loslassen des Mörtels die Zugkräfte übernehmen kann. Die Stärke der Verklammerung lässt sich nach dem Vorhergehenden aus der Grösse der auftretenden Zugkräfte ermitteln. Man kann auch hierbei dem Eisen unbedenklich 700 bis 1000 kgr auf den qcm zumuten, Bronze etwa halb so viel.

In den meisten Fällen ist das Weichen der Widerlager auf das Verhalten des Erdbodens zurückzuführen, es sei daher die Aufmerksamkeit ganz besonders auf die

Ungenügende Fundamente.

Sohle der Fundamente gelenkt. Zugkräfte zwischen Erde und Mauerwerk sind ganz ausgeschlossen. Rückt die Druckkraft nahe an die Aussenkante (Fig. 388), so entstehen an dieser ganz bedeutende Druckpressungen. Das ist hier aber noch viel bedenklicher als bei einer Mauerfuge, bei welcher nach Erhärtung des Mörtels kein Zusammendrücken mehr stattfindet. Ein nachgiebiger Boden kommt oft erst spät oder auch gar nicht zur Ruhe, die stärker gepresste Kante wird bei wechselnder Erweichung des Bodens, ebenso bei jeder Laständerung oder Erschütterung der Mauer (z. B. durch Wind) sich tiefer hinabdrücken, was ein fortgesetztes einseitiges Nachsinken der ganzen Mauer zur Folge hat, bis sie wohl gar ihrem Untergang entgegen geführt wird. Durch zweckmässige Verteilung der Fundamentabsätze kann man bei Neuausführungen fast immer ohne Mehraufwand von Mauerwerk dieser Gefahr vorbeugen, wie ein Gegenüberstellen der Fig. 388 und 389 zeigt, die nach den vorgehenden Ausführungen über Verteilung des Druckes keiner weiteren Erläuterung bedürfen. Bei alten Werken kann eine nachträgliche Erbreiterung der Fundamente in dem angegebenen Sinne geboten sein, sie muss aber immer als eine sehr heikle Arbeit angesehen werden, bei der dieselben Rücksichten zu nehmen sind wie bei dem nunmehr zu besprechenden Vorsetzen grösserer Mauerkörper.



Sollen umsinkende Mauern durch vorgelegte Strebepfeiler gestützt werden, so ist deren Anfügung besondere Beachtung zuzuwenden, wenn sie ihren Zweck überhaupt richtig erfüllen sollen. Sowohl im Mittelalter (besonders im XV. Jahrhundert) als auch in neuerer Zeit sind zahlreiche nachträgliche Abstützungen ausgeführt, teils mit sehr gutem, teils mit recht zweifelhaftem Erfolg. Bei Beobachtung solcher Konstruktionen erkennt man, dass sich gewöhnlich einer der drei in Fig. 390, 391 und 392 veranschaulichten Vorgänge vollzogen hat. Vorgelegte Stützpfeiler.

Fig. 390. Der Pfeiler hat sich durch Setzen des Mörtels und durch Eindrücken in den Boden gesenkt und oben völlig von der Mauer abgelöst. Der Pfeiler ist ohne Nutzen, die Mauer steht in Folge ihrer eigenen Standfähigkeit und würde ohne die Vorlage vielleicht noch besser stehen.

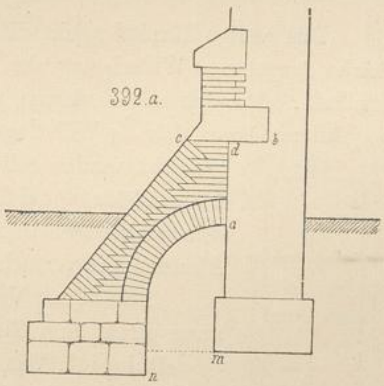


Fig. 391. Der Pfeiler hat sich wie der vorige gesetzt unter gleichzeitigem Nachdrängen der Mauer. Jeder der beiden Körper hat für sich eine Drehung ausgeführt, wobei an ihrer Berührungsfläche die einbindenden Steine abgescheert sind. Nach Erhärten des neuen Mauerwerks und Zusammenpressen des Bodens an der Vorderkante kann die Bewegung ganz oder nahezu aufhören und die Mauer ein gewisses Gegenlager an dem Stützkörper finden.

Fig. 392. Der Verband zwischen Pfeiler und Mauer ist so zuverlässig, dass weder ein Loslösen noch ein Abscheeren möglich ist, sie wirken dauernd als gemeinsamer Körper. Die beiden vorhergehenden Vorgänge sind verhindert, dagegen kann der Strebepfeiler beim Setzen einem vorgehängten Gewicht gleich die Mauer ein

Stück mit herumziehen, bis schliesslich ein Ruhezustand eintritt und nun diese Konstruktion weit zuverlässiger wirkt als beide vorgenannten.

Ein gewisses Nachrücken der Mauer, wie es zuletzt beschrieben ist, wird sich überhaupt schwer verhindern lassen. War die Wand wirklich in Bewegung, so wird sich letztere nach Vorlegen der Verstrebung noch um ein Geringes fortsetzen, bis ein Ruhezustand eintritt. Darin liegt weiter kein Bedenken, es ist aber von Wichtigkeit, dass die nachträgliche Bewegung ein zulässiges Mass nicht überschreitet. Zu diesem Behuf ist dafür zu sorgen, dass der Boden unter dem Fundament nicht unnötig aufgelockert wird, dass die Sohle des letzteren möglichst breit ist, und dass ein wenig oder gar nicht schwindendes Mauerwerk zur Verwendung kommt. Die meiste Beachtung wird gewöhnlich der Boden verlangen, der sich unter den alten Teilen zusammengepresst hat, unter den neueren aber erst diese Verdichtung erfahren muss. Unter Umständen ist es angängig, den Boden vorher durch Belastung vielleicht auch durch vorsichtiges Stampfen etwas zu festigen. Dass gefährdete Wände vor Ausheben der Erde abzusteifen sind, bedarf kaum der Erwähnung.

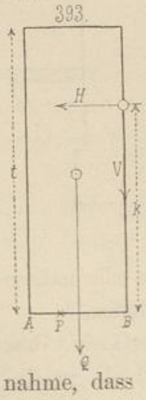
Für besondere Fälle können Konstruktionen nach Art der Fig. 392a empfehlenswert sein. (Eine ähnliche Anordnung ist für die Sicherung eines Teiles vom Domkreuzgang zu Riga vorgeschlagen). Der Erdboden vor dem alten Mauerwerk kann unberührt bleiben, das neue Fundament lässt sich unabhängig mit Sorgfalt herstellen und selbst etwas tiefer legen, der Boden unter ihm kann vorher oder nach Fertigstellung der Fundamente durch Belastung zusammengepresst werden. Der Stützkörper übt einen zuverlässigen Gegendruck aus, er kann in seinem unteren Teile zunächst ohne Verband in Fuge a d gegengemauert werden, nach seinem Setzen wird der obere Teil mit fest schliessender Fuge c b aufgebracht. Dieser Teil ist besonders gegen Abscheeren zu sichern, am besten durch Einbinden von Werkstücken aus zähem Granit oder Kalkstein.

4. Die Stärke der Wände und Strebepfeiler.

Ermittlung durch Versuche.

Das vorige Kapitel giebt die Mittel an die Hand, für ein nach Form und Stärke „gegebenes Widerlager" den Grad seiner Sicherheit oder Beanspruchung zu ermitteln. Handelt es sich darum, ein Widerlager für ein bestimmtes Gewölbe erst zu porjektieren derart, dass die Widerlagsstärke von den statischen Untersuchungen abhängig gemacht werden soll, so wird man versuchsweise ein Widerlager annehmen können und für dieses die Kraftausmittelung vornehmen. Je nachdem es sich dabei als schwach oder überflüssig stark erweist, wird man andere Abmessungen versuchen, bis man zu einer zweckdienlichen Stärke gelangt.

393.



Direkte Berechnung der Stärke.

Statt dieser Versuche kann man unter Umständen durch Rechnung direkt zum Ziel gelangen, wie nachstehendes Beispiel zeigen soll.

Beispiel: Von einem Gewölbe kennt man die Widerlagskräfte H und V, welche in einer Höhe k über dem Boden angreifen (Fig. 393). Das Gewölbe soll durch einen t Meter hohen prismatischen Strebepfeiler gestützt werden, dessen Grundlänge doppelt so gross als die Breite ist. Diese Grundrissseiten x bez. $\frac{1}{2}$ x sollen berechnet werden bei der Annahme, dass die Drucklinie genau durch die Kerngrenze geht, also: A P = $^1/_3$ x ist.

Es wird für den Durchgangspunkt P die Momentengleichung aufgestellt, welche in diesem Falle lautet:

$$V \cdot \frac{2}{3} x + Q \cdot \frac{1}{6} x = H \cdot k.$$

Das Gewicht Q ist Inhalt des Pfeilers mal sein Einheitsgewicht g für 1 cbm, also:

$$Q = x \cdot \frac{x}{2} \cdot t \cdot q.$$

Dieser Wert wird in die obige Gleichung eingesetzt, dabei ergiebt sich:

$$V \cdot \frac{2}{3} x + \frac{1}{12} t \cdot q \cdot x^3 = H \cdot k \text{ oder: } x^3 + \frac{8 \cdot V}{t \cdot q} \cdot x = \frac{3 \cdot H \cdot k}{t \cdot q}.$$

Man hat damit eine Gleichung dritten Grades, die man nach der Cardani'schen Formel oder noch einfacher durch wiederholtes probeweises Einsetzen eines Wertes für x löst.

Ganz entsprechend verfährt man bei anderen Widerlagsformen.

Soll der Druck nicht gerade durch die Kerngrenze gehen, so kann man über seine Lage irgend eine andere Bestimmung treffen, z. B. den Durchgangspunkt P in $^1/_{12}$ x Abstand von der Mitte oder in einem bestimmten Abstand von vielleicht 0,30 m von der Aussenkante voraussetzen. Die Momentengleichung für P ergiebt dann wieder eine Gleichung dritten oder zweiten Grades, die nach der gesuchten Grundrisslänge aufzulösen ist.

In dieser Weise sind die Widerlagsstärken in den nachfolgenden Tabellen 2, 3, 4 berechnet.

Erläuterungen zu den Tabellen 2, 3, 4 über die Stärke der Widerlager. (Vergl. auch Tabelle 1, S. 135.)

Die Tabellen enthalten die Widerlagsstärke in Meter für fortlaufende Wände sowie für gerade aufsteigende und nach oben verjüngte Strebepfeiler bestimmter Grundrissform und Höhe. Sie sollen die ohnedies genügend einfache Ermittelung der Widerlagsstärke für besondere Fälle mit Hülfe der Stützlinie u. s. w. (siehe vorn S. 140 u. f.) nicht überflüssig machen, sie sollen nur dem Entwerfenden einen vorläufigen Anhalt gewähren und sollen noch mehr dazu dienen, ein anschauliches Bild von dem starken Wechsel der Stärken nach Pfeilhöhe, Wölbart, Spannweite und Widerlagshöhe der Gewölbe zu geben.

Die Zahlen sind auf Grund der Gewichte und Schübe von Tabelle 1 auf rechnerischem Wege ermittelt. Sie geben nur die vom Gewölbe bedingten Stärken an. Besondere Verhältnisse müssen noch berücksichtigt werden, so kann der etwa vorhandene Winddruck gegen hohe Dächer für die verhältnismässig geringen Widerlagsstärken einen Zuschlag wünschenswert machen (siehe weiter hinten).

Art der Gewölbe. In der ersten Spalte sind die verschiedenen Gewölbe nach Pfeilhöhe und Kappenstärke aufgezählt, das Vorhandensein vortretender Rippen und einer Hintermauerung in den üblichen Stärken ist vorausgesetzt. (Im Uebrigen gilt das bei Tabelle 1 bereits gesagte.) Die Berechnung ist durchgeführt für ein quadratisches Gewölbe von 4 · 4 = 16 qm und ein solches von 8 · 8 = 64 qm Grundrissfläche, für andere Grössen sind die Werte einzuschalten.

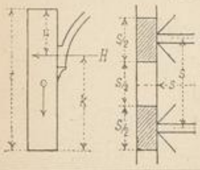
Rechteckige Gewölbe. Weicht das Rechteck nicht zu sehr vom Quadrat ab, so ist seine Widerlagsstärke gleich derjenigen eines quadratischen Feldes von gleicher Grundfläche und gleichem Pfeilverhältnis. Beim Rechteck ist das Pfeilverhältnis (Pfeilhöhe durch Spannweite) in der in Frage kommenden Schubrichtung zu messen, es ist in der langen Richtung kleiner (flacher) als in der kurzen, demgemäss giebt die Tabelle für die lange Richtung des Rechtecks ein entsprechend stärkeres Widerlager als für die kurze.

Gewölbreihen, Einzelgewölbe, Ecken. Die Widerlagsstärken sind für eine Gewölbreihe berechnet, so dass an jedem Widerlagspunkt zwei benachbarte Gewölbe zusammenstossen

Tabelle 2.

Widerlagsstärke einer geraden Wand,

deren Länge zur Hälfte durch Oeffnungen unterbrochen ist.



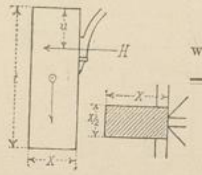
Die Wand ist bis Schlusssteinhöhe hinaufgeführt. Die Zahlen bezeichnen die Stärke der Wand in Meter.

	Geringe Wandhöhe				Mittlere Wandhöhe				Beliebige Wandhöhe			
	Werkstein Druck durch		Ziegelstein Druck durch		Werkstein Druck durch		Ziegelstein Druck durch		Werkstein Druck durch		Ziegelstein Druck durch	
	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.
A. Gewölbe 4·4 = 16 qm.												
	Wandhöhe t = 5,00 m				Wandhöhe t = 10,00 m				Wandhöhe t = ∞			
I. Pfeil 1:8 (u=0,60 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	1,00	[1] 1,75	1,25	[1] 2,10	1,10	[2] 1,90	1,35	[1] 2,30	1,15	2,00	1,45	2,45
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	1,55	[1] 2,65	1,85	[1] 3,15	1,70	[2] 2,90	2,05	[1] 3,50	1,85	3,15	2,25	3,90
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,80	[1] 3,10	2,15	[1] 3,60	1,95	[2] 3,35	2,35	[1] 4,05	2,15	3,70	2,65	4,55
II. Pfeil 1:3 (u=1,25 cm)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . .	0,60	[1] 1,02	0,70	[1] 1,20	0,70	[2] 1,20	0,83	[1] 1,40	0,78	1,35	0,95	1,65
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,89	[1] 1,50	1,05	[1] 1,75	1,05	[2] 1,80	1,25	[1] 2,15	1,25	2,15	1,50	2,60
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,00	[1] 1,70	1,15	[1] 1,95	1,25	[2] 2,10	1,50	[1] 2,50	1,50	2,55	1,80	3,15
III. Pfeil 1:2 (u=1,60 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,44	[1] 0,74	0,53	[1] 0,88	0,53	[2] 0,92	0,65	[1] 1,10	0,63	1,10	0,78	1,35
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,65	[1] 1,05	0,75	[1] 1,25	0,86	[2] 1,45	1,00	[1] 1,70	1,05	1,80	1,30	2,20
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,76	[1] 1,25	0,87	[1] 1,45	1,00	[2] 1,70	1,20	[1] 2,00	1,25	2,20	1,55	2,65
IV. Pfeil 2:3 (u=2,20 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,35	[1] 0,59	0,40	[1] 0,67	0,46	[2] 0,79	0,55	[1] 0,91	0,58	1,00	0,71	1,25
feste Ziegel ½ St. od. poröse ¾ St.	0,38	[1] 0,64	0,44	[1] 0,72	0,51	[2] 0,89	0,62	[1] 1,05	0,66	1,15	0,81	1,40
feste Ziegel ¾ St. od. poröse 1 St.	0,43	[1] 0,71	0,49	[1] 0,81	0,60	[2] 1,05	0,71	[1] 1,20	0,78	1,35	0,95	1,65
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,48	[1] 0,79	0,54	[1] 0,88	0,70	[2] 1,20	0,83	[1] 1,40	0,92	1,60	1,10	1,95
Bruchstein 30 cm	0,55	[1] 0,91	0,62	[1] 1,00	0,86	[2] 1,45	1,00	[1] 1,70	1,20	2,05	1,45	2,55
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,57	[1] 0,92	0,63	[1] 1,01	0,87	[2] 1,55	1,05	[1] 1,75	1,20	2,10	1,50	2,60
V. Pfeil 5:6 (u=2,80 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,26	[1] 0,44	0,31	[1] 0,51	0,40	[2] 0,70	0,50	[1] 0,83	0,55	0,95	0,68	1,20
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,36	[1] 0,57	0,40	[1] 0,63	0,62	[2] 1,05	0,71	[1] 1,20	0,88	1,55	1,10	1,85
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,36	[2] 0,59	0,41	[1] 0,64	0,71	[2] 1,20	0,84	[2] 1,50	1,10	1,95	1,40	2,40
B. Gewölbe 8·8 = 64 qm.												
	Wandhöhe t = 10,00 m				Wandhöhe t = 20,00 m				Wandhöhe t = ∞			
III. Pfeil 1:2 (u=3,30 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,63	[2] 1,05	0,73	[1] 1,25	0,75	[3] 1,30	0,90	[2] 1,55	0,85	1,50	1,05	1,80
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,91	[2] 1,55	1,10	[1] 1,80	1,15	[3] 1,95	1,35	[2] 2,30	1,35	2,35	1,70	2,90
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,20	[2] 2,00	1,40	[2] 2,30	1,55	[3] 2,65	1,85	[3] 3,10	1,90	3,30	2,35	4,05
IV. Pfeil 2:3 (u=4,50 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,45	[2] 0,80	0,58	[1] 0,95	0,65	[3] 1,10	0,78	[2] 1,30	0,80	1,35	0,95	1,65
feste Ziegel ½ St. od. poröse ¾ St.	0,48	[2] 0,90	0,60	[1] 1,00	0,70	[3] 1,20	0,83	[2] 1,40	0,85	1,50	1,05	1,80
feste Ziegel ¾ St. od. poröse 1 St.	0,60	[2] 1,00	0,70	[1] 1,20	0,83	[3] 1,40	1,00	[2] 1,75	1,05	1,80	1,25	2,20
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,68	[2] 1,15	0,78	[2] 1,30	0,95	[3] 1,60	1,15	[3] 2,50	1,20	2,10	1,50	2,55
Bruchstein 30 cm	0,85	[2] 1,40	0,98	[2] 1,60	1,25	[3] 2,10	1,45	[3] 1,90	1,65	2,85	2,00	3,45
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,95	[2] 1,55	1,05	[2] 1,70	1,40	[3] 2,40	1,65	[3] 2,80	1,90	3,30	2,35	4,05
V. Pfeil 5:6 (u=5,70 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,38	[2] 0,64	0,45	[2] 0,75	0,57	[3] 0,98	0,68	[2] 1,15	0,73	1,30	0,90	1,55
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,53	[2] 0,86	0,60	[2] 0,98	0,86	[3] 1,45	1,05	[3] 1,70	1,20	2,05	1,45	2,50
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,70	[3] 1,10	0,72	[2] 1,20	1,25	[4] 2,10	1,45	[3] 2,45	1,90	3,35	2,35	4,10

Anmerkung: Bei Druck durch die Kante erfolgt Umsturz! Bei Druck durch die Kerngrenze ist das Widerlager gesichert, falls die Kantenpressung nicht zu gross ist. Letztere wird durch die kleinen Zahlen angegeben (vgl. Erläuterung zur Tabelle S. 153).

Tabelle 3.

Widerlagsstärke eines ungegliederten Strebepfeilers.



Die Tabelle enthält die Länge X des Grundrisses in Meter. Die Grundrissbreite ist halb so gross wie die Länge. Der Pfeiler steigt im Aufriss ohne Absatz bis zur Höhe des Gewölbeschlusssteines auf.

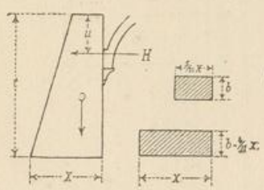
	Geringe Höhe				Mittlere Höhe				Beliebige Höhe			
	Werkstein Druck durch		Ziegelstein Druck durch		Werkstein Druck durch		Ziegelstein Druck durch		Werkstein Druck durch		Ziegelstein Druck durch	
	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.	Kante	Kerngr.
A. Gewölbe von 4 • 4 = 16 qm Grundfläche.												
Pfeil 1:2 (u = 1,60 m)	Pfeilerhöhe t = 5,00 m				Pfeilerhöhe t = 10,00 m				Pfeilerhöhe t = ∞			
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,81	[1] 1,20	0,89	[1] 1,30	1,00	[2] 1,45	1,15	[1] 1,65	1,20	1,70	1,35	1,95
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	1,00	[1] 1,50	1,15	[1] 1,60	1,35	[2] 1,95	1,50	[1] 2,20	1,65	2,35	1,85	2,70
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,10	[1] 1,65	1,20	[1] 1,75	1,50	[2] 2,20	1,70	[1] 2,45	1,85	2,70	2,15	3,05
Pfeil 2:3 (u = 2,20 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,64	[1] 0,94	0,69	[1] 1,00	0,89	[2] 1,30	1,00	[1] 1,45	1,10	1,60	1,25	1,80
feste Ziegel ½ St. od. poröse ¾ St.	0,67	[1] 0,98	0,72	[1] 1,05	0,96	[2] 1,40	1,10	[1] 1,55	1,20	1,75	1,40	2,00
feste Ziegel ¾ St. od. poröse 1 St.	0,71	[1] 1,05	0,75	[1] 1,10	1,05	[2] 1,50	1,20	[1] 1,70	1,35	1,95	1,55	2,20
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,74	[2] 1,10	0,78	[1] 1,15	1,15	[2] 1,65	1,30	[1] 1,85	1,50	2,15	1,70	2,45
Bruchstein 30 cm	0,79	[2] 1,15	0,82	[2] 1,20	1,30	[2] 1,90	1,45	[2] 2,10	1,80	2,60	2,05	2,95
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,80	[2] 1,20	0,83	[2] 1,25	1,30	[2] 1,95	1,45	[2] 2,15	1,80	2,60	2,05	3,00
Pfeil 5:6 (u = 2,80 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,47	[2] 0,70	0,50	[1] 0,73	0,80	[2] 1,15	0,90	[1] 1,30	1,05	1,55	1,20	1,75
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,51	[3] 0,75	0,53	[2] 0,78	1,00	[2] 1,45	1,10	[2] 1,60	1,45	2,10	1,65	2,40
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,49	[4] 0,72	0,50	[3] 0,75	1,10	[2] 1,60	1,20	[2] 1,75	1,70	2,50	1,95	2,85
B. Gewölbe von 8 • 8 = 64 qm Grundfläche.												
Pfeil 1:2 (u = 3,30 m)	Pfeilerhöhe t = 10,00 m				Pfeilerhöhe t = 20,00 m				Pfeilerhöhe t = ∞			
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	1,30	[2] 1,90	1,45	[1] 2,10	1,55	[3] 2,25	1,75	[2] 2,55	1,80	2,60	2,05	3,00
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	1,60	[2] 2,35	1,75	[2] 2,55	2,05	[3] 3,00	2,30	[3] 3,35	2,50	3,55	2,85	4,10
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,90	[2] 2,75	2,05	[2] 3,00	2,50	[3] 3,65	2,80	[3] 4,10	3,10	4,45	3,55	5,10
Pfeil 2:3 (u = 4,50 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	1,00	[2] 1,50	1,10	[2] 1,65	1,40	[3] 2,00	1,55	[3] 2,25	1,70	2,45	1,95	2,80
feste Ziegel ½ St. od. poröse ¾ St.	1,05	[2] 1,55	1,15	[2] 1,65	1,45	[3] 2,10	1,65	[3] 2,35	1,80	2,60	2,05	3,00
feste Ziegel ¾ St. od. poröse 1 St.	1,15	[3] 1,70	1,25	[2] 1,80	1,65	[3] 2,40	1,85	[3] 2,65	2,05	2,95	2,35	3,40
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	1,20	[3] 1,75	1,30	[2] 1,90	1,80	[4] 2,60	2,00	[3] 2,85	2,30	3,30	2,60	3,75
Bruchstein 30 cm	1,35	[3] 2,00	1,40	[2] 2,10	2,10	[4] 3,05	2,35	[3] 3,40	2,80	4,00	3,20	4,60
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,40	[3] 2,05	1,45	[3] 2,15	2,25	[4] 3,30	2,50	[3] 3,65	3,10	4,45	3,55	5,10
Pfeil 5:6 (u = 5,70 m)												
poröse Ziegel ½ Stein stark . . .	0,78	[3] 1,15	0,83	[2] 1,20	1,10	[4] 1,60	1,20	[3] 1,75	1,65	2,35	1,90	2,70
Ziegel 1 Stein od. Sandstein 20 cm	0,87	[4] 1,30	0,90	[3] 1,35	1,60	[4] 2,35	1,80	[3] 2,65	2,25	3,25	2,55	3,70
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,91	[6] 1,35	0,94	[5] 1,40	2,00	[4] 2,90	2,20	[3] 3,20	3,10	4,45	3,55	5,10

Anmerkung: Bei Druck durch die Kante erfolgt Umsturz! Bei Druck durch die Kerngrenze ist das Widerlager gesichert, falls die Kantenpressung nicht zu gross ist. Letztere wird durch die kleinen Zahlen angegeben, und zwar bedeutet:

[1] grösste Pressung auf 1 qm: bis 4 kgr. [2] grösste Pressung auf 1 qm: 4 bis 7 kgr. [3] grösste Pressung auf 1 qm: 7 bis 11 kgr
[4] „ „ „ 1 „ 11 „ 14 „ [5] „ „ „ 1 „ 14 „ 21 „ [6] „ „ „ 1 „ 21 „ 28 „

Tabelle 4.

Widerlagsstärke eines trapezartig verjüngten Strebepfeilers.



Die Tabelle enthält die Länge des unteren Grundrisses x in Meter. Die Länge des oberen Grundrisses ist $^5/_{11}$ von x, die Dicke des Pfeilers ist gleichmässig $^4/_{11}$ von x. Die Höhe des Strebepfeilers ist bis Schlusssteinhöhe des Gewölbes gerechnet.

	Gewölbe in geringer Höhe						Gewölbe in mittlerer Höhe						Gewölbe in beliebiger Höhe					
	Werkstein Druck geht durch			Ziegelstein Druck geht durch			Werkstein Druck geht durch			Ziegelstein Druck geht durch			Werkstein Druck geht durch			Ziegelstein Druck geht durch		
	Kante	Kerngr.	Mitte	Kante	Kerngr.	Mitte	Kante	Kerngr.	Mitte	Kante	Kerngr.	Mitte	Kante	Kerngr.	Mitte	Kante	Kerngr.	Mitte
A. Gewölbe von 4 • 4 = 16 qm Grundfläche.																		
	Höhe des Strebepfeilers t = 5,00 m						Höhe des Strebepfeilers t = 10,00 m						Höhe des Strebepfeilers t = ∞					
Pfeil 1:2 (u = 1,60 m)																		
poröse Ziegel $^1/_2$ Stein stark	0,90	[1] 1,20	[1] 1,60	0,98	[1] 1,35	[1] 1,80	1,15	[2] 1,50	[1] 2,00	1,30	[1] 1,70	[1] 2,25	1,35	1,75	2,35	1,55	2,00	2,60
Ziegel 1 Stein oder Sandstein 20 cm	1,10	[1] 1,50	[1] 2,00	1,20	[1] 1,65	[1] 2,20	1,50	[2] 2,00	[1] 2,65	1,70	[1] 2,20	[1] 3,00	1,90	2,40	3,25	2,15	2,75	3,70
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,20	[2] 1,65	[1] 2,20	1,30	[1] 1,80	[1] 2,40	1,70	[2] 2,25	[1] 3,00	1,90	[1] 2,50	[1] 3,35	2,15	2,75	3,70	2,45	3,15	4,20
Pfeil 2:3 (u = 2,20 m)																		
poröse Ziegel $^1/_2$ Stein stark	0,70	[1] 0,95	[1] 1,30	0,75	[1] 1,03	[1] 1,40	1,00	[2] 1,3[illegible]	[1] 1,80	1,10	[1] 1,50	[1] 2,00	1,30	1,65	2,20	1,45	1,90	2,50
feste Ziegel $^1/_2$ Stein oder poröse $^3/_4$ Stein	0,73	[1] 1,00	[1] 1,35	0,78	[1] 1,08	[1] 1,45	1,10	[2] 1,45	[1] 1,90	1,20	[1] 1,60	[1] 2,15	1,40	1,80	2,40	1,60	2,05	2,75
feste Ziegel $^3/_4$ Stein oder poröse 1 Stein	0,75	[2] 1,05	[1] 1,40	0,79	[1] 1,15	[1] 1,50	1,20	[2] 1,55	[1] 2,10	1,30	[1] 1,75	[1] 2,35	1,55	2,00	2,65	1,75	2,30	3,05
Ziegel 1 Stein oder Sandstein 20 cm	0,78	[2] 1,10	[1] 1,45	0,83	[1] 1,20	[1] 1,55	1,30	[2] 1,70	[1] 2,25	1,40	[1] 1,90	[1] 2,50	1,75	2,20	3,00	2,00	2,55	3,40
Bruchstein 30 cm	0,83	[2] 1,20	[1] 1,55	0,85	[2] 1,25	[1] 1,65	1,45	[2] 1,95	[1] 2,60	1,60	[1] 2,15	[1] 2,90	2,05	2,65	3,55	2,35	3,05	4,10
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,83	[2] 1,20	[1] 1,55	0,85	[2] 1,25	[1] 1,65	1,45	[2] 1,95	[1] 2,60	1,60	[1] 2,15	[1] 2,90	2,10	2,70	3,60	2,40	3,05	4,10
Pfeil 5:6 (u = 2,80 m)																		
poröse Ziegel $^1/_2$ Stein stark	0,50	[2] 0,70	[1] 0,95	0,52	[1] 0,75	[1] 1,00	0,90	[2] 1,20	[1] 1,60	1,00	[1] 1,35	[1] 1,80	1,25	1,60	2,15	1,40	1,80	2,45
Ziegel 1 Stein oder Sandstein 20 cm	0,53	[3] 0,76	[1] 1,00	0,55	[3] 0,80	[1] 1,05	1,10	[2] 1,50	[1] 2,00	1,20	[2] 1,65	[1] 2,20	1,70	2,15	2,90	1,95	2,50	3,30
Ziegel mit Füllung und Fussboden	0,50	[5] 0,73	[2] 0,98	0,50	[4] 0,75	[2] 1,00	1,20	[2] 1,60	[1] 2,15	1,25	[2] 1,75	[1] 2,35	2,00	2,55	3,40	2,25	2,90	3,90
B. Gewölbe von 8 • 8 = 64 qm Grundfläche.																		
	Höhe des Strebepfeilers t = 10,00 m						Höhe des Strebepfeilers t = 20,00 m						Höhe des Strebepfeilers t = ∞					
Pfeil 1:2 (u = 3,30 m)																		
poröse Ziegel $^1/_2$ Stein stark	1,40	[2] 1,90	[1] 2,55	1,60	[1] 2,10	[1] 2,85	1,75	[3] 2,35	[2] 3,10	2,00	[2] 2,65	[1] 3,50	2,05	2,65	3,60	2,35	3,05	4,60
Ziegel 1 Stein oder Sandstein 20 cm	1,75	[2] 2,35	[1] 3,20	1,90	[2] 2,60	[1] 3,50	2,30	[3] 3,05	[2] 4,10	2,60	[2] 3,45	[1] 4,60	2,85	3,65	4,90	3,25	4,20	5,60
Ziegel mit Füllung und Fussboden	2,05	[2] 2,80	[1] 3,75	2,20	[2] 3,05	[1] 4,05	2,80	[3] 3,75	[2] 5,00	3,15	[2] 4,20	[1] 5,60	3,55	4,10	6,15	4,05	5,25	7,05
Pfeil 2:3 (u = 4,50 m)																		
poröse Ziegel $^1/_2$ Stein stark	1,10	[2] 1,55	[1] 2,05	1,20	[2] 1,65	[1] 2,20	1,60	[3] 2,10	[2] 2,75	1,75	[2] 2,35	[1] 3,10	1,95	2,50	3,35	2,25	2,85	3,85
feste Ziegel $^1/_2$ Stein oder poröse $^3/_4$ Stein	1,10	[2] 1,55	[1] 2,05	1,20	[2] 1,70	[1] 2,25	1,65	[3] 2,20	[2] 2,90	1,85	[2] 2,45	[1] 3,25	2,10	2,70	3,60	2,40	3,05	4,10
feste Ziegel $^3/_4$ Stein oder poröse 1 Stein	1,20	[3] 1,70	[1] 2,25	1,30	[2] 1,85	[1] 2,45	1,80	[3] 2,40	[2] 3,25	2,05	[2] 2,70	[1] 3,65	2,35	3,05	4,05	2,70	3,45	4,80
Ziegel 1 Stein oder Sandstein 20 cm	1,25	[3] 1,80	[1] 2,35	1,35	[2] 1,90	[1] 2,55	1,95	[3] 2,65	[2] 3,55	2,20	[2] 2,95	[1] 3,95	2,60	3,35	4,50	3,00	3,85	5,15
Bruchstein 30 cm	1,40	[3] 2,00	[1] 2,70	1,45	[3] 2,15	[1] 2,85	2,35	[3] 3,15	[2] 4,20	2,60	[3] 3,50	[1] 4,65	3,20	4,10	5,50	3,65	4,70	6,30
Ziegel mit Füllung und Fussboden	1,45	[4] 2,10	[2] 2,75	1,50	[3] 2,20	[1] 2,90	2,50	[3] 3,40	[2] 4,55	2,75	[3] 3,70	[1] 5,00	3,55	4,60	6,15	4,05	5,25	7,05
Pfeil 5:6 (u = 5,70 m)																		
poröse Ziegel $^1/_2$ Stein stark	0,83	[3] 1,15	[1] 1,55	0,88	[3] 1,25	[1] 1,65	1,40	[3] 1,90	[2] 2,50	1,55	[2] 2,10	[1] 2,80	1,90	2,40	3,25	2,15	2,75	3,70
Ziegel 1 Stein oder Sandstein 20 cm	0,90	[4] 1,30	[2] 1,75	0,93	[3] 1,40	[1] 1,80	1,80	[3] 2,40	[2] 3,25	1,95	[3] 2,65	[1] 3,55	2,55	3,30	4,45	2,95	3,80	5,10
Ziegel mit Fülung und Fussboden	0,93	[6] 1,35	[3] 1,80	0,95	[6] 1,40	[3] 1,85	2,20	[4] 3,00	[2] 4,00	2,35	[3] 3,25	[1] 4,35	3,55	4,60	6,15	4,10	5,25	7,05

Anmerkung: Bei Druck durch die Kante erfolgt Umsturz! Bei Druck durch die Kerngrenze ist das Widerlager gesichert, wenn die Kantenpressung nicht zu gross ist. Letztere wird angegeben durch die beigedruckten kleinen Zahlen (über deren Bedeutung siehe Anmerkung auf Tabelle 3 und Erläuterung auf Seite 153). Bei Druck durch die Mitte herrscht im ganzen Querschnitt die durch die kleinen Zahlen (siehe vorn) angegebene Pressung.

(vergl. C und C_1 in Fig. 366). Bei einem einzelnen von Widerlagern umschlossenen Gewölbe (z. B. Turmgewölbe) kann die Stärke etwas verringert werden, ebenso an den Ecken der Gewölbreihen (D in Fig. 366). Diese Abnahme kann bei Widerlagswänden bis gut $^1/_4$ der Stärke betragen, wenn die Wände hoch und die Gewölbe leicht sind; sind die Gewölbe schwer und die Widerlager niedrig, so behält man auch für Einzelgewölbe die Tabellenwerte bei. Die gleiche Ersparnis bis $^1/_4$ ist statthaft für Strebepfeiler, wenn nur ihre Grundrisslänge abnimmt, soll aber Länge und Breite zugleich abnehmen, so darf diese Einschränkung nur ein bis zwei Zehntel der Länge und Breite betragen. Wird an der Ecke statt zweier Strebepfeiler ein einziger diagonal gestellter angewandt, so macht man ihn zweckmässig so stark wie die Tabellen es für Strebepfeiler an der fortlaufenden Wand angeben.

Widerlagshöhe. Es ist eine Höhe der Widerlagswände bez. Strebepfeiler bis Oberkante Schlussstein angenommen, da bei Kirchen in dieser Höhe das Mauerwerk abzuschliessen pflegt. Sind die Strebepfeiler niedriger, so wird das Fehlende reichlich durch das Gewicht der Verbindungswand ersetzt. — Es sind die Stärken für eine niedere Widerlagshöhe (von Fundamentabsatz bis Oberkante Schlussstein $^5/_4$ Spannweiten), für eine mittlere ($2^1/_2$ Spannweiten) und eine beliebig oder unendlich grosse Höhe berechnet. Bei unendlicher Widerlagshöhe wächst die Stärke nicht ins Unendliche, sondern sie nähert sich einem gar nicht übermässig grossen Grenzwert. Derselbe ist zur Einschaltung der Werte für hochliegende Gewölbe (Türme u. dergl.) aufgenommen. Dass der Widerlagshöhe infolge des Zerdrückens des Materials durch sein Eigengewicht eine andere Grenze gezogen wird, ist selbstverständlich.

Lage des Druckes in der Kante. Die in der Tabelle unter dieser Bezeichnung aufgeführten Zahlen, sind untere Grenzwerte, denen man sich nicht nähern darf, da Widerlager dieser Stärke (ohne Zugfestigkeit) unbedingt umstürzen würden.

Lage des Druckes in der Kerngrenze. Die unter dieser Bezeichnung aufgeführten Werte geben genügende Widerlagsstärken an, falls die Kantenpressung nicht etwa zu gross ist (vergl. etwas weiter unten). Bei zu grosser Kantenpressung ist eine kleine Verstärkung des Widerlagers am Platze, ist dagegen die Pressung sehr klein, so kann die Stärke allenfalls noch etwas eingeschränkt werden, doch muss sie sich der Umsturzgrenze genügend fern halten.

Lage des Druckes in der Mitte kommt nur bei Tabelle 4 für nach oben verjüngte Strebepfeiler in Frage. Wird die dieser Drucklage zugehörige Stärke verwandt, so ist in günstigster Weise eine gleichmässige Druckverteilung über den Querschnitt erreicht.

Grösse der stärksten Druckpressungen. Wenn der Druck durch die Kerngrenze geht, so ist der Druck an der Innenkante gleich Null, an der Aussenkante entsteht die grösste Pressung, zu deren ungefährer Angabe die kleinen Zahlen beigedruckt sind, es bedeutet:

1) grösste Pressung auf 1 qcm = 0 bis 4 kgr	4) grösste Pressung auf 1 qcm = 11 bis 14 kgr
2) „ „ „ „ „ = 4 „ 7 „	5) „ „ „ „ „ = 14 „ 21 „
3) „ „ „ „ „ = 7 „ 11 „	6) „ „ „ „ „ = 21 „ 28 „

Bei der Drucklage in der Mitte (Tabelle 4) herrscht der angegebene Druck gleichmässig im ganzen Querschnitt. Ergiebt sich der Druck zu gross für das geplante Material, so muss man die Widerlager etwas stärker machen.

Wenn die Fensteröffnungen nicht von Strebepfeiler zu Strebepfeiler reichen, sondern zu jeder Seite ein volles Wandstück verbleibt, so dürfen die Pfeilerlängen der Tabellen 3 und 4 um 10 bis 20 Prozent verkleinert werden.

5. Die Stärke der Mittelpfeiler.

Die in den beiden voraufgehenden Kapiteln behandelten statischen Forderungen für Widerlager gelten in vollem Umfange für Mittelpfeiler jeder Art. Da die Gefahr des Gleitens hier kaum zu fürchten, handelt es sich um die drei Bedingungen, dass

1. der Pfeiler in jeder Richtung gegen Umsturz gesichert ist,
2. an keiner Stelle das zulässige Mass der Druckbeanspruchung überschritten wird,
3. die Mittellinie des Druckes möglichst im Querschnittskern bleibt.

Der ersten Bedingung ist immer genügt, sobald die zweite erfüllt ist. Von der dritten Bedingung kann auch häufig abgesehen werden, wenn die Kantenpressung gering bleibt. Besonders ist bei guter Ausführung in Werkstein das Zusammenpressen der Fugen an der einen und Oeffnen an der anderen Seite so wenig zu fürchten, dass ein geringes Hinaustreten des Druckes aus dem Kern meist zulässig ist. Um den freien Raum nicht zu beengen, geht man bei Mittelpfeilern gern an die als zulässig erachtete Spannungsgrenze heran, nicht sollte man es aber in solchen Fällen unterlassen, die Fundamente recht zuverlässig zu erbreitern. Für sehr schlanke Pfeiler wird man einen Zuschlag mit Rücksicht auf die Gefahr des Ausbauchens oder Zerknickens zu machen haben. (Um genauere Angaben über die Knickfestigkeit machen zu können, fehlen für Mauerwerk einstweilen noch die Grundlagen.)

Die häufigsten Belastungsfälle für den Mittelpfeiler sind bereits in den Figuren 350 bis 355 dargestellt. Will man den Verlauf des Druckes von oben bis unten im ganzen Pfeiler übersichtlich verfolgen, so wendet man am besten das graphische Verfahren an; handelt es sich darum, nur die Druckverteilung auf die Grundfläche oder irgend einen anderen Querschnitt zu finden, so kommt man ebensogut durch Rechnung zum Ziel (vergl. S. 140 und Beispiel unten). Das graphische Verfahren giebt bei schlanken Pfeilern oft so sehr spitzwinklige Linienschnitte, dass schon der grösseren Genauigkeit wegen die Rechnung in solchen Fällen vorzuziehen ist.

Mittelpfeiler einer Hallenkirche.

Da die Beanspruchung der Mittelpfeiler einer Hallenkirche ziemlich einfach ist, sind diese besonders geeignet, zur Erläuterung des Ganges der Druckausmittelung zu dienen. Es sei sogleich ein bestimmter Fall vorausgesetzt.

Lage des Druckes im Pfeiler. Beispiel I.

Beispiel I (vergl. Fig. 394 und 395). Eine Hallenkirche mit 9 m beitem Mittelschiff und 6 m breiten Seitenschiffen bei 9 m Jochlänge wird von übereck gestellten quadratischen Pfeilern von 12 m Höhe und 1,25 m Seitenlänge also 1,77 m Diagonallänge geteilt. Die Scheidebögen von 0,70 m Breite sind in den Zwickeln bis 2 m über Kapitäl übermauert. Pfeiler und Scheidebögen bestehen aus Sandstein von 2300 kgr Gewicht für je 1 cbm. Die Gewölbe mit Sandsteinrippen und Gurten sind $^1/_2$ Stein stark aus gewöhnlichen Ziegelsteinen (Gewicht 1600 kgr für 1 cbm) aufgeführt. Der Querschnitt zeigt für beide Schiffe eine durchschnittliche Pfeilhöhe von $^2/_3$ der Spannweite.

Es soll nun die Lage des Druckmittelpunktes und die grösste Spannung an der Grundfläche des Pfeilers in Fussbodenhöhe gesucht werden.

Die Gewölbkräfte mögen nach Tabelle 1 (auf S. 135) angenommen werden und zwar (nach Zeile IVb) das Gewicht für 1 qm Grundriss zu 380 kgr und der Schub für je 1 qm Grundriss zu 120 kgr. Auf den Pfeiler wirkt von den beiden Seiten je eine Gewölbhälfte von 27 bez. 18 qm Grundrissfläche ein, danach ergeben sich als Kräfte

für das Mittelschiffgewölbe: $V_1 = 27 \cdot 380 = 10260$
$H_1 = 27 \cdot 120 = 3240$
für das Seitenschiffgewölbe: $V_2 = 18 \cdot 380 = 6840$
$H_2 = 18 \cdot 120 = 2160$

Die Höhe des Angriffspunktes der Kräfte über Kapitäl kann zu $^1/_4$ der Pfeilhöhe gerechnet werden, also im Mittelschiff zu 1,50 m, im Seitenschiff zu 1,00 m.

Die Scheidebögen nebst ihrer Hintermauerung mögen einen Inhalt haben von 5 cbm, also ein Gewicht von $5 \cdot 2300 = 11\,500$ kgr $= G_1$.

Das Gewicht des Pfeilers berechnet sich zu:

$$G_2 = 1{,}25 \cdot 1{,}25 \cdot 12{,}00 \cdot 2300 = 43\,125 \text{ kgr.}$$

Man stellt nun für den gesuchten Durchgangspunkt des Druckes P der einen Abstand x von der Mittelaxe haben möge, die Momentengleichung auf

$$G_1 \cdot x + G_2 \cdot x + V_1\,(x + 0{,}35) + H_2 \cdot (12{,}00 + 1{,}00) = V_2 \cdot (0{,}35 - x) + H_1 \cdot (12{,}00 + 1{,}50).$$

Danach ist:

$$x = \frac{V_2 \cdot 0{,}35 + H_1 \cdot 13{,}50 - V_1 \cdot 0{,}35 - H_2 \cdot 13{,}00}{G_1 + G_2 + V_1 + V_2}$$

Werden die oben festgesetzten Zahlenwerte für V_2, H_1 u. s. w. eingesetzt, so berechnet sich:

$$x = 0{,}20$$

d. h. der Mittelpunkt des Druckes liegt um 0,20 m oder 20 cm seitwärts von der Mitte. Der Kern misst nur $^1/_3$ der Seite oder $^1/_6$ der Diagonale, er hat in der Richtung der letzteren also nur eine Breite von 29,3 cm oder seine Hälfte nur 15,7 cm. Die Druckmitte P liegt also um 4 bis 5 cm ausserhalb des Kernes (vgl. den Grundriss 395 a).

Dieser geringe Abstand vom Kern, welcher bewirkt, dass an der Innenseite des Pfeilers ein Stück ohne Pressung bleibt, kann als sehr wohl zulässig bezeichnet werden, falls die äussere Kantenpressung nicht zu gross ausfällt. Bei zentrischem Druck wäre die Pressung auf die Flächeneinheit Gesamtgewicht dividiert durch Grundfläche, ersteres ist $G_1 + G_2 + V_1 + V_2 = 71\,700$, die Fläche ist $1{,}25 \cdot 1{,}25 = 1{,}56$ qm oder 15 600 qcm. Die Pressung auf jeden qm betrüge somit $71\,700 : 15\,600 = 4{,}6$ kgr, falls der Druck in der Mitte angriffe. Ginge er durch die Kerngrenze, so wäre die grösste Pressung an der Aussenkante doppelt so gross, also 9,2 kgr. Jetzt wird sie noch etwas grösser ausfallen, jedoch, wie man schon schätzen kann, jedenfalls nur 12 kgr auf einen qcm bleiben, das ist aber für ein gutes Sandsteingemäuer keine zu hohe Pressung, es kann deshalb der Pfeiler als genügend sicher gelten.

Das Fundament wird zweckmässig nach aussen derart erbreitert, dass der Mittelpunkt seiner Sohle um etwa 20 cm gegen die Pfeilermitte verschoben ist, dadurch wird der Druck zentrisch (vergl. Fig. 395). Wiegt das Fundament rund 13 000 kgr, so hat es an seiner Sohle $71\,700 + 13\,000$ also rund 85 000 kgr Druck zu übertragen. Darf man den Boden mit 2,5 kgr auf den qcm belasten, so wird eine Grundfläche von $85\,000 : 2{,}5 = 34\,000$ qcm oder 3,4 qm erforderlich sein, die man zweckmässig so verteilt, wie es Fig. 395 a im Grundriss und 395 im Aufriss andeutet. Bei nicht ganz zuverlässigem Boden würde man die Grundfläche besser noch erweitern und ihr der Einfachheit wegen die Form des gestrichelten Rechteckes geben. (Fig. 395 a).

Bei dem soeben besprochenen Beispiel fiel die Drucklinie aus dem Kern der Grundfläche hinaus. Wäre statt des übereck gestellten ein sonst ganz gleicher quadratischer Pfeiler verwandt, dessen Seiten den Gewölbachsen parallel gerichtet wären, so würde der Druck gerade noch innerhalb des Kernes liegen und demnach die grösste Kantenpressung geringer werden. Es lohnt, nach derartigen Gesichtspunkten die gängigen Pfeilergrundrisse zu vergleichen.

Die meisten Pfeiler kann man auf die vier Grundrissformen I bis IV in Fig. 396 bringen und zwar auf das Quadrat (event. Rechteck), das regelmässige Achteck, den Kreis und das übereck gestellte Quadrat. Wird angenommen, dass die vier Grundrisse gleichen Flächeninhalt haben, so wird sich ihr Durchmesser in der Richtung des Schubes verhalten wie: 1 : 1,10 : 1,13 : 1,41. Das umgekehrte Verhältnis findet mit dem Durchmesser des Kernes in der gleichen Richtung statt, dieser nimmt nicht zu sondern ab und zwar in dem Verhältnis: 1 : 0,88 : 0,85 : 0,71. Daraus folgt aber, dass für eine Lage des resultierenden Druckes im Kern oder in der Nähe des Kernes Zentrale Pfeilergrundrisse.

der Grundriss I der beste, IV der ungünstigste ist, dass dagegen umgekehrt für einen Angriff des Druckes in der Nähe der Aussenkante I am ungünstigsten, IV dagegen am vorteilhaftesten ist.

Man überzeugt sich davon am besten, wenn man in allen Grundrissen zwei gleich gelegene Druckpunkte P bez. P_1 verfolgt. Fällt der erste Punkt „P“ in III gerade in die Grenze des Kernes, so liegt er in I und II noch innerhalb, in IV aber ausserhalb desselben. Die Kantenpressung wird bei IV am grössten sein, ausserdem wird hier ein Stück m n o an der inneren Ecke ohne Pressung bleiben.

Der Punkt P_1 liegt bei I auf der Aussenkante, so dass hier unbedingt Umsturz erfolgt, bei den anderen Grundrissen liegt er noch innerhalb, wenngleich auch bei diesen die Kantenpressung so gross wird, dass es fraglich ist, ob sie Stand halten würden. Selbst beim Grundriss IV würde der Druck sich nur über eine Fläche s t u verteilen, die kaum $^1/_6$ der Gesamtfläche ausmacht, der grösste Kantendruck bei s würde fast 18 mal so gross, als wenn der Druck gleichmässig verteilt wäre.

Immerhin ist es aber möglich, dass bei ungünstiger Drucklage der Pfeiler IV noch seine Standfestigkeit wahrt, wo I bereits zu Grunde gehen würde, besonders ist das möglich, wenn unvorhergesehene Lastschwankungen durch Uebertragung des Windes u. dergl. eintreten können. Allerdings sind solche bedeutende Druckverschiebungen gegen die Kante, auch wenn sie nur zeitweise auftreten, der Haltbarkeit des Pfeilers schon wegen der zu fürchtenden Lockerung der Fugen nicht zuträglich.

Gestreckte und unsymmetrische Pfeilergrundrisse.

Ein Grundriss, der die Vorzüge von I und IV vereinigt, ist das mit dem Schube gleich gerichtete Rechteck (Fig. 397), das ja schon bei romanischen Kirchen Verwendung gefunden. Aehnliche Vorzüge hat ein gotischer Rundpfeiler, der nur in der Richtung der Schiffe, nicht aber in derjenigen der Scheidebögen Vorlagen oder Dienste zeigt (Fig. 398); so der Pfeiler von Mantes, der hinten in Fig. 426 dargestellt ist. Der Pfeiler in der Marktkirche zu Hannover hat unten gleichfalls nur Dienste in der Richtung der Schiffe, während die Scheidebogendienste weiter oben ausgekragt sind. Eine zu grosse Längenentwickelung stört aber den Zusammenhang der Schiffe, man zog daher doch mehr die zentralen Grundrisse vor, so den Rundpfeiler mit 4 Diensten Fig. 399, der seiner statischen Wirkung nach zwischen Kreis und übereck gestelltem Quadrat liegt. Vielfach suchte man sogar die Pfeilerlänge einzuschränken, indem man die Mittelschiffdienste nicht bis zum Boden hinabgehen liess. Auch das ist beim Ueberwiegen des Mittelschiffschubes berechtigt, da ja die Innenkante in diesem Falle wenig oder gar keinen Druck bekommt.

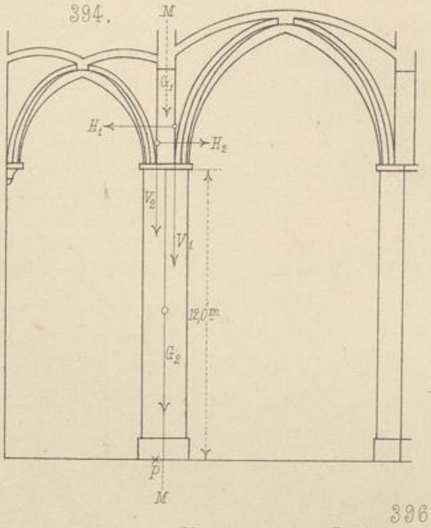
Es ist überhaupt von Vorteil, den Schwerpunkt des unteren Grundrisses soweit als möglich nach dem Seitenschiff zu rücken, die oberen Lasten besonders den Schwerpunkt des Scheidebogens aber mehr dem Mittelschiff zuzuschieben, um dem Ueberwiegen des Mittelschiffschubes entgegenzuarbeiten. So würde z. B. ein nach den beiden Schiffen unsymmetrisch gebildeter Pfeiler nach Art von Fig. 400, wo die architektonische Ausbildung ihn überhaupt zuliesse, statisch besonders geeignet sein können. Er würde an der wenig gepressten Seite nur einen Dienst, an der stark beanspruchten aber zwei Dienste haben und hier eine breite Basis bilden, ausserdem würde sich der in diesem Falle unsymmetrisch gestaltete Scheidebogen gegen das Mittelschiff schieben. Durch derartige Gestaltungen würde man es selbst erreichen können, den Druck durch den Schwerpunkt des Grundrisses zu lenken.

Eine Aufmauerung auf die Scheidebögen kann vorteilhaft für die Ausbalanzierung

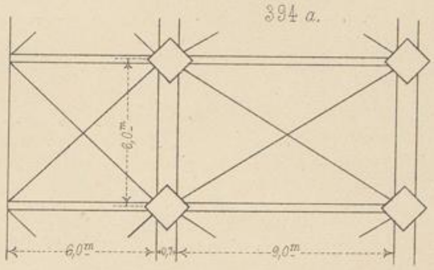
Tafel XL.

Stärke der Mittelpfeiler.

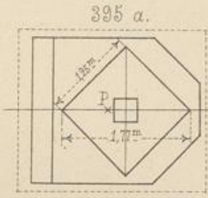
394.



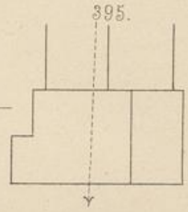
394 a.



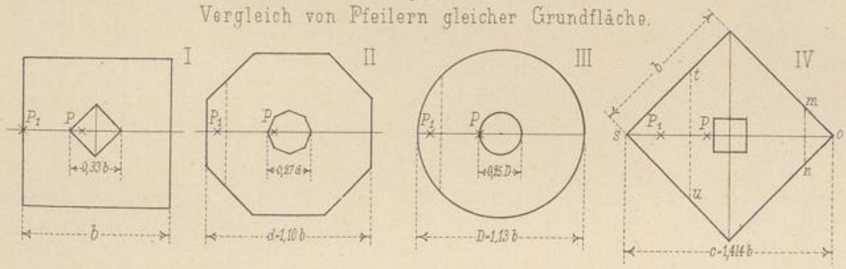
395 a.



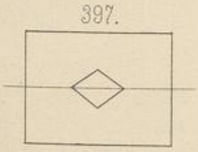
395.



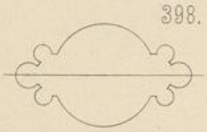
396.
Vergleich von Pfeilern gleicher Grundfläche.



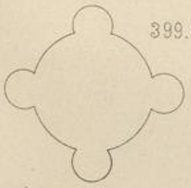
397.

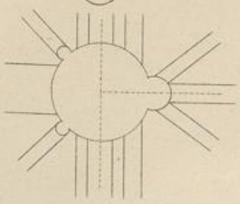


398.

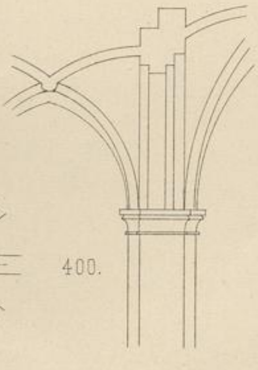


399.

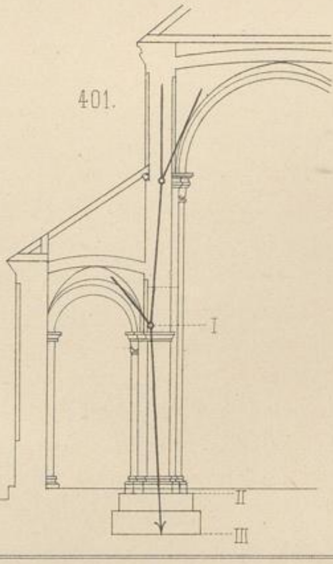




400.



401.



der Kräfte verwandt werden, wenn sie sich ihrer Hauptmasse nach gegen das grössere Mittelschiff schieben lässt. Dient sie dazu das Dachgerüst mit zu tragen, so kommt die Einwirkung die Windes mit in Frage, siehe darüber hinten in einem besonderen Kapitel.

Am vorteilhaftesten gestalten sich die statischen Verhältnisse eines Pfeilers immer, wenn man Schwankungen in den Lasten ihm fernhalten und die Wölbschübe sogleich oben von allen Seiten ausgleichen kann. Welche Wege man zu diesem Zwecke bei verschieden breiten Schiffen einzuschlagen hat, ist bereits an den Figuren 350 bis 355 gezeigt. Um den grossen Einfluss eines geeigneten Schubausgleiches auf die Pfeilerstärke näher darzuthun, sei ein Beispiel im Anschluss an das vorhinbehandelte eingeschaltet. Ausgleich der Wölbschübe.

Beispiel II. In der im Beispiel I (S. 154) vorausgesetzten Hallenkirche (Fig. 394) sollen die Mittelpfeiler aus Sandstein mit 20 kgr zulässigem Druck auf den qcm bei kreisrundem Grundriss so dünn als möglich angelegt werden, damit sie den Raum möglichst wenig beengen. Um die Gewölbschübe auszugleichen, sollen die Gurte der Seitenschiffe übermauert werden, es ist zu bestimmen, wie schwer die Gurtübermauerung zu wählen und welcher Querschnitt den Pfeilern zu geben ist.

Zunächst sei das Gewicht V_3 gesucht, welches auf einer Gurthälfte aufzumauern ist. Es sei vorausgesetzt, dass die Uebermauerung so verteilt wird, dass sie auf den Pfeiler ausser der gesuchten senkrechten Widerlagsbelastung V_3 einen Schub $H_3 = \frac{1}{3} V_3$ ausübt, der in einer Höhe von 1,20 m über Kapitäl also 13,20 m über Grundfläche des Pfeilers angreift. Am dünnsten wird etwa der Pfeiler, wenn der resultierende Druck gerade durch den Mittelpunkt der Grundfläche geht, ist solches der Fall, so wird für diesen Mittelpunkt die Momentengleichung aufzustellen sein.

$$V_1 \cdot 0{,}35 + H_2 \cdot 13{,}00 + H_3 \cdot 13{,}20 = V_2 \cdot 0{,}35 + V_3 \cdot 0{,}35 + H_1 \cdot 13{,}50.$$

Darin ist nach vorigem Beispiel einzusetzen:

$$V_1 = 10\,260,\ V_2 = 6840,\ H_1 = 3240,\ H_2 = 2160 \text{ und ausserdem } H_3 = \frac{1}{3} V_3.$$

$$10\,260 \cdot 0{,}35 + 2160 \cdot 13{,}00 + \frac{1}{3}\, 13{,}20 \cdot V_3 = 6840 \cdot 0{,}35 + 3240 \cdot 13{,}50 + V_3 \cdot 0{,}35.$$

Daraus berechnet sich die Unbekannte $V_3 = 3559$ kgr.

Wird die Uebermauerung aus Sandbruchstein von dem Einheitsgewicht 2300 kgr aufgeführt, so sind zur Erzielung dieser Last erforderlich 3559 : 2300 = 1,55 cbm. Der ganze Gurt wird doppelt soviel, also 3,16 cbm Bruchsteinübermauerung erfordern. Es soll nun noch die Pfeilergrundfläche gesucht werden. Bei der Drucklage in der Mitte findet gleichmässige Druckverteilung statt, soll auf jeden qcm 20 kgr kommen, so muss das Gesamtgewicht geteilt durch Grundfläche gleich 20 sein:

Das Gesamtgewicht setzt sich zusammen aus Belastung und Eigengewicht, die Belastung ist $G_1 + V_1 + V_2 + V_3 = 11\,500 + 10\,260 + 6840 + 3559 = 32\,159$, das noch unbekannte Eigengewicht $\frac{D^2}{2} \cdot \pi \cdot 12{,}00 \cdot 2300$.

Die gleichfalls noch nicht bekannte Grundfläche ist $\frac{D^2}{4} \cdot \pi$ qm oder: $\frac{D^2}{4} \pi \cdot 10\,000$ qcm

$$\text{also: } \left(32\,185 + \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot 12{,}00 \cdot 2300\right) : \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot 10\,000 = 20$$

$$\text{oder: } \frac{D^2}{4} \cdot 3{,}14 \cdot 10\,000 \cdot 20 - \frac{D^2}{4} \cdot 3{,}14 \cdot 12{,}00 \cdot 2300 = 32\,185$$

$D^2 = 0{,}238$. $D = 0{,}49$. Das heisst der Pfeiler erfordert nur 0,49 m unteren Durchmesser. Im oberen Teil des Pfeilers liegt der Druck nicht genau zentrisch, so dass hier trotz der geringeren Belastung eine kleine Stärkenzugabe nötig sein würde, worüber man sich durch die Aufsuchung des Durchgangspunktes in Kapitälhöhe Rechenschaft geben kann. Es treten aber noch andere Rücksichten hinzu.

Bei Pfeilern dieser Schlankheit (Durchmesser kaum $^1/_{24}$ der Höhe) muss schon mit der Gefahr des Ausbauchens bez. Zerknickens gerechnet werden, ausserdem wird man im Hinblick auf zufällige Lastschwankungen und schliesslich schon des architektonischen Ausdrucks wegen eine grössere Stärke für wünschenswert halten, so dass man den Durchmesser mindestens auf 70 cm vergrössern wird.

Dabei würde unten jeder qcm bei zentralem Druck eine Pressung von 11 kgr bekommen. Das Fundament würde bedeutend gegen den Pfeiler zu erbreitern sein, denn es hat mit seiner Sohle einschliesslich des Eigengewichtes gegen 50 000 kgr zu übertragen. Kann man dem Erdboden mit Sicherheit 2,5 kgr auf einen qcm zumuten, so würde eine Grundfläche von 50 000 : 2,5 = 20 000 qcm oder 2 qm erforderlich sein, die man aber bei nicht ganz zuverlässigem Boden lieber noch etwas vergrössert. Gerade dort, wo man über der Erde kühn konstruiert, soll man eine gute Gründung nicht verabsäumen, da durch deren Vernachlässigung die meisten Schäden entstehen.

Interessant ist ein Vergleich zwischen der jetzt abgeleiteten Pfeilerstärke gegenüber der im ersten Beispiel für die gleiche Kirche angenommenen. Während die Beanspruchung bei beiden etwa gleich ist, erforderte der quadratische Pfeiler mit 1,25 m Seite 18,7 cbm Mauerwerk, während der 70 cm dicke Rundpfeiler nur einen Inhalt von 4,7 cbm hat, es tritt also eine Ersparnis von rund 14 cbm Werkstein bei jedem Pfeiler ein. Dem steht allerdings ein Aufwand von 3 cbm Bruchsteingemäuer zur Belastung des Gurtes gegenüber, ausserdem muss der äussere Strebepfeiler etwas stärker werden, da die Gurtübermauerung den Schub vergrössert. Das alles ist aber geringfügig gegenüber der Massenersparnis gerade an der Stelle, wo sie so dringend erwünscht ist.

Man erkennt aus diesem Beispiele, wie berechtigt das Streben des Mittelalters war, alle Kräfte möglichst vorteilhaft auszuwägen, man wird ferner einsehen, wie wertvoll für die Ausführung eine wenn auch nur angenäherte (dabei aber genügend umsichtige) Ausmittelung der statischen Verhältnisse der Konstruktionen ist.

Basilika ohne Strebesystem.

Der Gang der anzustellenden Untersuchung ist derselbe, der soeben für die Pfeiler der Hallenkirche gezeigt, nur hat man hier ausser dem Pfeiler auch das hinaufgeführte Stück der Mittelwand in Betracht zu ziehen. Man wird zunächst auf das Dachwerk und den Winddruck keine Rücksicht nehmen und ohne diese die Kraftausmittelung vornehmen, sodann wird man diese besonderen Beanspruchungen hinzuziehen und das Verfahren wiederholen (vergl. über Dachlast und Wind das folgende Kapitel).

Am besten setzt man auf graphischem Wege die Kräfte von oben bis unten zusammen, um zunächst ein anschauliches Bild von dem ganzen Verlauf der Spannungen zu erhalten, sodann greift man die am meisten gefährdeten Querschnitte zu näherer Prüfung heraus, wobei man der Genauigkeit wegen eine Berechnung mit hinzuziehen kann (vergl. Beispiele auf S. 155 und 157, sowie die Erläuterungen auf S. 140).

In der Regel kommen in Frage: der Querschnitt in Höhe des Anfanges vom Seitenschiffgewölbe (I in Fig. 401), sodann die Sohle des Pfeilers (II) und schliesslich die Sohle des Fundamentes (III).

Durch ein geschicktes Auswägen der Massen in der Oberwand, dem Pfeiler und den Gewölben, wofür das graphische Verfahren in sprechender Weise die Fingerzeige liefert, hat man es in weiten Grenzen in der Hand, die Drucklinie so zu lenken, wie es in jedem Fall wünschenswert ist. Durch Uebermauerung der Seitenschiffgurte und das Aufführen verstrebender Mauerkörper unter den Seitendächern kann man besonders günstige Erfolge erzielen. All die zahlreichen feinfühlenden und lehrreichen Versuche, die das Mittelalter in diesem Sinne gemacht hat, können wir auf graphischem Wege nachempfinden und dabei unser weniger geschultes konstruktives Gefühl kräftigen und selbst in gleiche Höhe mit demjenigen der alten Meister erheben.

Wenn das Mittelschiff nicht gar zu hoch hinausragt, so lassen sich auch ohne das zwar vollkommenste aber immerhin auch kostspielige System der Strebebogen statisch sehr befriedigende Lösungen ermöglichen.

Basilika mit Strebebögen.

Der Strebebogen übt wie jeder andere gemauerte Bogen an beiden Enden Widerlagskräfte aus, deren Grösse von der gegenseitigen Höhenlage der Stützpunkte, sowie von dem Gewichte, der Spannweite und der Form des Bogens abhängt (vergl. Fig. 402 bis 405). Will man die Stützlinie des Bogens aufsuchen, um die Eignung der Bogenform zu prüfen, so teilt man den Bogen durch senkrechte Schnitte in Teilstücke (siehe Fig. 402) und setzt mit deren Gewichten in der üblichen Weise die Drucklinie fest (vergl. vorn S. 52). Die Drucklinie liefert zugleich die Endkräfte, um die es sich vorzugsweise handelt. Sonst findet man angenähert auch die Widerlagskräfte durch das vielbesprochene vereinfachte rechnerische oder zeichnerische Verfahren (S. 130). Letzteres, bei dem die Richtung der Endkräfte nach Schätzung angenommen und ihre Grösse nach dem Parallelogramm der Kräfte aus dem Bogengewicht ermittelt wird, ist zur Veranschaulichung in die Figuren 403 bis 405 eingetragen.

Endkräfte der Strebebögen.

Die Figuren 403 bis 405 zeigen, wie mannigfach verschieden die Wirkung des Strebebogens nach der gewählten Form sich gestaltet. Der untere Widerlagsdruck B_2 ist von Bedeutung für die Stärke des Strebepfeilers, der obere Druck B_1 hat die Aufgabe den Wölbschub ganz oder teilweise aufzuheben.

Beim Bogen 403 (St. Ouen zu Ronen) ist der Druck B_1 schräg nach unten gerichtet, das Auflager bekommt also neben dem Horizontalschube H_1 einen Teil des Bogengewichtes V_1 zugewiesen.

Der am häufigsten vorkommende Bogen 404 fällt oben nahezu oder ganz horizontal an und übt demgemäss auch eine horizontale Druckkraft B_1 aus.

Der flach gekrümmte steil anfallende Bogen 405 (Halberstadt) übt eine ziemlich beträchtliche schräg aufwärts gerichtete Endkraft B_1 aus, d. h. er belastet das obere Auflager nicht, sondern sucht es sogar in die Höhe zu heben. Infolgedessen ist dieser Bogen geeignet, einen Teil des Gewichtes der oberen Mittelschiffmauer aufzunehmen und dem äusseren Strebepfeiler zuzuführen, somit also den Mittelpfeiler zu entlasten.

Für alle diese und noch weiter variierte Bogenformen bietet das Mittelalter mannigfaltige Beispiele, welche von ihnen zu wählen ist, hängt in jedem Falle von der wünschenswerten Wirkung ab. Gewöhnlich will man am oberen Ende weder eine belastende noch hochtreibende sondern nur eine horizontale Schubkraft erzielen, die dem Gewölbschub sich entgegensetzt. In diesem Falle ist ein Viertelkreis geeignet. (Bogen 404.)

Den Viertelkreis ersetzte man schon in der früheren Gotik mit Vorliebe durch die Hälfte eines Spitzbogens, dadurch bekommt man eine statisch vorteilhaftere Bogenlinie. Meist setzte man den Mittelpunkt für den Spitzbogen nur wenig neben die Mittellinie (Punkt a_1 in Fig. 404), infolgedessen fällt oben der Bogen fast horizontal an und äussert auch eine ganz oder nahezu horizontale Kraft. Wollte man aber einen Teil der Last abfangen und die Stärke des abstützenden Strebepfeilers einschränken, so wandte man auch sehr steile Bögen an (z. B. bei Halberstadt, Regensburg und Notre Dame zu Semur). Handelt es sich darum, einen Strebebogen zu entwerfen, der einen ganz bestimmten Gegendruck ausübt, so muss man von der oberen Endkraft ausgehen, die gewünschte Drucklinie ungefähr skizzieren und nun die Gewichte des Bogens so verteilen, dass sich bei der graphischen Konstruktion die geforderte Drucklinie ergiebt. Dabei setzt man voraus, dass die gewöhnlich vorhandene Drucklinie bei ruhiger Belastung ebenso oder etwas flacher verläuft als die mittlere Bogenlinie.

Steifigkeit der Strebebögen.

Eine wichtige Forderung für einen jeden Strebebogen ist ein genügender Grad von Steifigkeit. D. h. der Bogen muss nicht nur im stande sein, den gewöhnlichen seiner Form entsprechenden Gegendruck zu liefern, sondern er muss bei Lastschwankungen auch andere und zwar besonders „grössere“ Kräfte übertragen können, ohne zu zerbrechen. Derartige Schwankungen kann in erster Linie der bei hohen Mittelschiffen ganz beträchtliche Winddruck herbeiführen.

In Fig. 402 sind zwei Stützlinien eingezeichnet, die stärker gekrümmte liefert ziemlich geringe Widerlagskräfte (O M bez. O N im beigefügten Kräfteplan 402a), dagegen ist der Druck der flachen Linie bei ein und demselben Bogengewicht viel bedeutender (vergl. O^1 M und O^1 N in 402a). Je flacher die Drucklinie, um so grösser werden die Endkräfte, um so grösser natürlich auch die Druckkräfte, welche der Bogen abzufangen vermag. Daraus geht hervor, dass sich im Bogen, je nachdem ihm eine kleine oder grosse Kraft zugeführt wird, sich eine mehr gekrümmte oder mehr flach gestreckte Druckübertragung bildet. Die Bogenform muss so beschaffen sein, dass sie alle für die vorkommenden Belastungen möglichen Drucklinien sicher beherbergen kann.

Die Hauptforderungen an einen guten Strebebogen kann man dahin zusammenfassen, dass er nicht zu schwer ist, für gewöhnlich nur einen mässigen Schub ausübt, in besonderen Fällen aber einen bedeutenden Gegenschub leisten kann.

Verfolgt man unter diesen Gesichtspunkten die Konstruktionen der Alten, so kann man nicht genug staunen über die feinfühlende Art, mit der sie allen Forderungen gerecht zu werden verstanden, es seien einige Typen von Bögen herausgegriffen.

Fig. 402 und 404 zeigt die gebräuchlichste Gestaltung, bestehend aus einem Bogen mit voller Uebermauerung, letztere ist zur Aufnahme der flachen Drucklinien geeignet. Die Uebermauerung muss deshalb gut gefügt sein; man kam bald dazu, besonderen Wert auf die zuverlässige Herstellung ihrer Abdeckung zu legen, welche vorzugsweise zur Druckübertragung herangezogen wurde. Das Zwischengemäuer konnte dann leichter gemacht und selbst masswerkartig aufgelöst werden.

Fig. 406 (Amiens) zeigt eine Auflösung des Bogens in eine untere gekrümmte und eine obere gerade Gurtung. Der unteren gebogenen Gurtung fällt die Uebertragung der gewöhnlich wirkenden Schübe zu, die obere gerade Gurtung dagegen hat die Aufgabe, die etwaigen variablen Kräfte aufzunehmen. Da jedes ihrer Werkstücke von unten her gestützt wird, befindet sich die Abdeckung immer im Gleichgewichtszustand, gleichviel ob eine grosse oder kleine Längskraft in ihr wirkt. Man kann sie vergleichen mit einer Spreize, deren Beanspruchung von dem Werte Null bis zur Grenze des Zerknickens wechseln kann. Wird die Beanspruchung zu gross, so würde ein

Ausbauchen eintreten, dasselbe ist nach unten verhindert und nach der Seite erschwert, aber nach oben möglich, wo ihm jedoch wieder das Gewicht der Werkstücke entgegenwirkt.

Vereinzelt suchte man auch das Ausbauchen nach oben bei der oberen Gurtung zu verhindern, indem man sie nach unten etwas gekrümmt machte und sie gleichsam als Gegenbogen direkt oder durch Vermittelung von Masswerk mit dem unteren Bogen in Verbindung brachte. Fig. 407. Die mannigfaltigen Bildungen der Strebebögen sind also nicht allein einer architektonischen Wirkung oder einer besseren Wasserleitung zu liebe erfunden, sie dienen vielmehr in erster Linie wichtigen konstruktiven Zwecken.

Bei hohen Mittelschiffen ging man zu zwei übereinander befindlichen Strebebögen über, zum Teil, wie VIOLLET LE DUC meint, um den auf eine grössere Fläche sich verteilenden Wölbdruck mit grösserer Basis zu fassen, zum überwiegenden Teil vermutlich, um der hohen Mauer mehr Steifigkeit gegen die bedeutende Windwirkung zu verleihen. (Ueber die architektonische Gestaltung der Strebebögen siehe weiter hinten unter der Aufrissbildung der Kirche.)

Sollen die statischen Verhältnisse des Mittelpfeilers einer Basilika mit Strebebögen untersucht werden, so sieht man zunächst von Dachlast und Winddruck ab und führt nur für den Mauerkörper mit seinen Gewölben die Ermittelung in der vielbeschriebenen Weise auf graphischem oder rechnerischem Wege durch. Am günstigsten wird die Kraftführung sein, wenn die Mittellinie sich immer möglichst dicht an der Mittelaxe der Wand bez. des Pfeilers hält. Ein geschicktes Auswägen der Pfeiler- und Wandmassen, sowie der Wölbschübe, besonders aber das Einsetzen eines richtig bemessenen Strebebogenschubes an geeigneter Stelle führen zum Ziel. Fig. 408 stellt eine unter den gewöhnlichen Verhältnissen günstige Kraftführung dar. Drucklinie im Mittelpfeiler unter Einfluss des Strebebogens.

Der Schub des Strebebogens ist etwas geringer als der des Mittelschiffgewölbes und gelangt etwas höher als dieser zum Eingriff. Der Gegendruck des Strebebogens B_1 setzt sich im Punkt 1 mit dem Gewichte P_1, des oberen Wandstückes zusammen zu der resultierenden Kraft R_1, die sich nach der Innenseite der Mauer hinüberschiebt, bis im Punkte 2 die schräge Widerlagskraft W_1 des Mittelgewölbes hinzutritt. Der Schub des Gewölbes sei grösser, als der des Strebebogens, daher schiebt sich die Resultierende R_2 wieder nach aussen und setzt sich im Punkte 3 mit dem Gewichte P_2 des betreffenden Teiles der Mittelschiffwand zusammen zu der Kraft R_3, die sich im Punkte 4 mit dem Wölbdruck W_2 vom Seitenschiff vereint. Jetzt ist es von Bedeutung, ob die Differenz der oberen Horizontalschübe vom Mittelschiff und Strebebogen grösser ist als der Horizontalschub des Seitenschiffes oder kleiner. Wäre der oben verbliebene Restschub grösser, so würde sich die Resultierende R_4 nach aussen wenden, ist er aber, wie in der Figur angenommen, kleiner, so richtet sich R_4 wieder der Innenseite zu und setzt sich schliesslich mit dem Gewicht P_3 vom Pfeiler nebst Scheidebögen zu der Druckkraft R_5 zusammen, welche im Punkte U in das Fundament übertritt und nach Aufnahme vom Gewicht P_4 des Fundamentes schliesslich im Punkte E in den Erdboden übergeleitet wird.

Gerade im unteren Teile des Pfeilers, wo die Last am grössten geworden und die Masse am meisten beschränkt zu werden pflegt, ist eine möglichst zentrische Lage des Druckes erwünscht.

Welche Aenderungen durch wechselnde Annahme des Strebebogens eintreten, mögen die Skizzen 409 und 410 erläutern. In 409 ist der Strebebogenschub etwa gleich dem Mittelschiffschub, infolgedessen geht die Kraft R_2 ungefähr senkrecht nach unten; in 410 ist der Schub vom Strebebogen und Seitenschiff zusammen so gross wie derjenige des Mittelschiffes, was dazu führt, dass unten die Resultierende R_4 senkrecht gerichtet ist. Ferner ist in 409 der Strebebogen weit herabgerückt, was die Folge hat, dass die Resultierende R_2 sich nach aussen schiebt, während umgekehrt der hochliegende Strebebogen in Fig. 408 und 410 den Schnittpunkt 2 gegen das Mittelschiffgewölbe hinüberdrängt.

Ebenso wie man durch Lage und Ausbildung des Strebebogens die Drucklinie hin- und herschieben kann, übt die Schwere der einzelnen Wandteile und das Ueberkragen derselben nach innen oder aussen, ferner das Gewicht und das Pfeilverhältnis der Gewölbe den grössten Einfluss aus. Es giebt so unerschöpflich viele Möglichkeiten, die Drucklinie zu lenken, dass selbst scheinbar sehr verwickelte Verhältnisse bei Hinzutreten von Emporen und Triforien und äusseren Umgängen sich bei richtigem Abwägen meist unschwer bewältigen lassen.

Die Beweglichkeit und Freiheit der mittelalterlichen Konstruktionsweise tritt an keiner anderen Stelle gleich schlagend hervor.

6. Dachlast und Winddruck.

Eigengewicht, Schneelast und Winddruck der Dächer.

Da die Dachlast infolge von Wind- und Schneedruck grossen Schwankungen ausgesetzt ist, da sie ausserdem bei Erneuerungen zeitweise fehlen kann, soll man sie nicht als eine „günstige" Belastung in Rechnung stellen, man hat viemehr zunächst die Festigkeit des Bauwerkes ohne Rücksicht auf Dachgewicht und Wind zu untersuchen und sodann beide hinzuzuziehen.

Eigengewicht des Daches.

Das Eigengewicht des Daches setzt sich zusammen aus dem Gewicht der Binder, der Sparrenlage, der Lattung oder Schalung und der Deckung.

Die Dachbinder ohne Sparrenlage, jedoch mit den zur Konstruktion gehörenden Dachbalken wiegen für jeden qm Dachfläche bei leichter Konstruktion 20—30 kgr, bei schwereren Bindern 30—50 kgr, das Gewicht eiserner Binder kann ebenso angenommen werden. Sind volle Fussbodenbeläge und bewegliche Lasten auf der Balkenlage zu erwarten, so sind diese besonders zu berücksichtigen.

Die Sparrenlage wiegt für jeden qm geneigter Dachfläche 10—15 kgr, die Lattung 5—10 kgr und eine Schalung aus $2^1/_2$ cm dicken Brettern 20 kgr, eine solche aus $3^1/_2$ cm dicken Brettern 30 kgr.

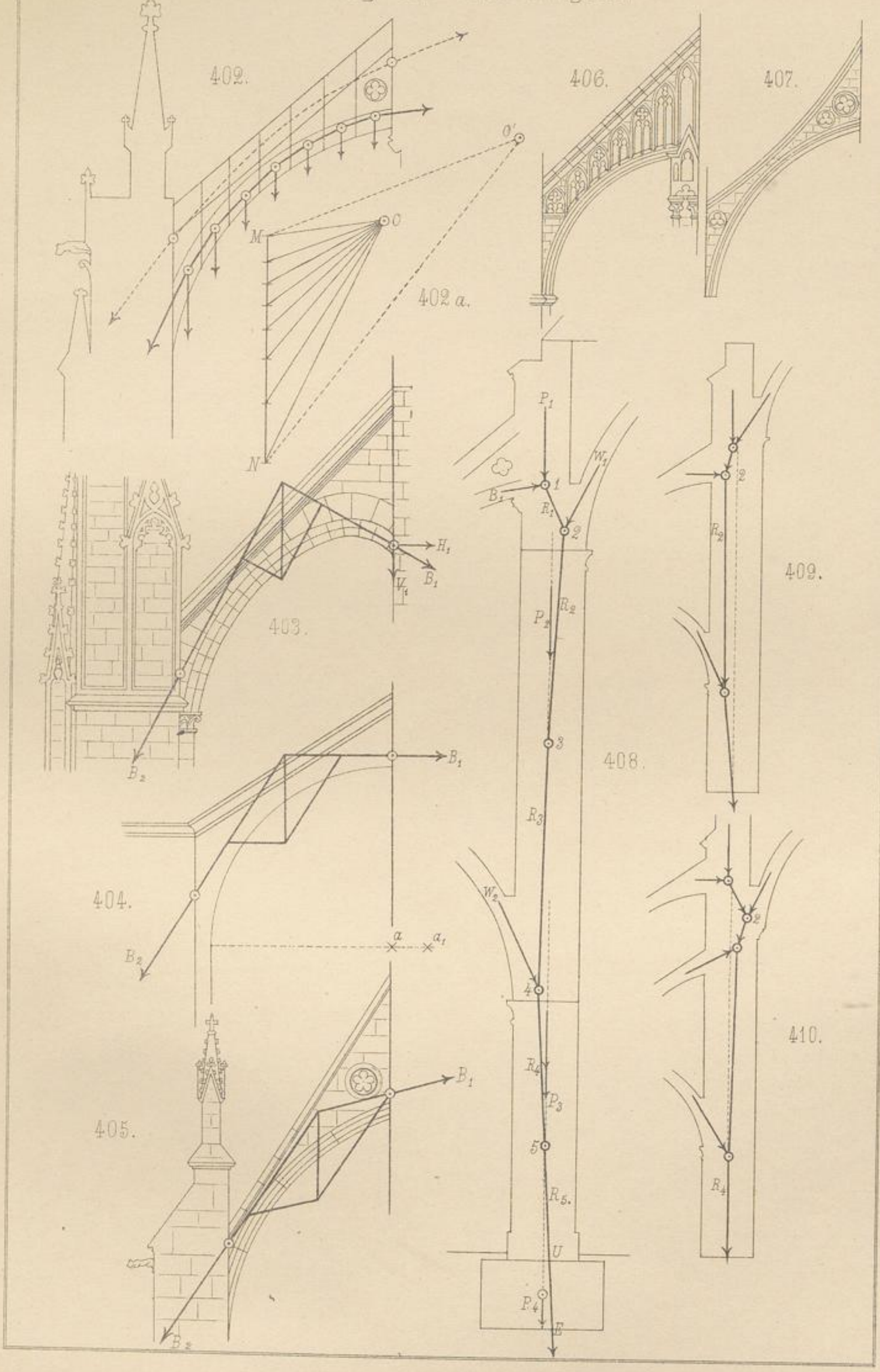
Für einen qm Deckungsmaterial (ohne Schalung oder Lattung) kann gerechnet werden:

für doppeltes Ziegeldach	75—100 kgr,	im Mittel: 90 kgr
einfaches Ziegel-, Pfannendach oder Falzziegeldach	45—65 „	„ „ 60 „
Schieferdach	30—45 „	„ „ 40 „
Metalldeckung	8—16 „	„ „ 10 „

Das Gesamtgewicht von Dachkonstruktion und Deckung ist demnach:

Deckungsart:	für 1 qm Dachfläche			für 1 qm Grundrissfläche im Mittel bei einer Neigung von		
	von	bis	im Mittel	30°	45°	60°
doppeltes Ziegeldach	120	175	140	—	200	280
einfaches Ziegeldach etc.	85	140	110	—	155	220
Schiefer	75	120	90	105	130	180
Metall	60	95	75	85	105	150

Wirkung des Strebebogens.



Die **Schneelast** wird nach qm Grundrissfläche berechnet, und zwar nimmt man gewöhnlich 60 oder 75 kgr auf 1 qm an. Auf steilen Dachflächen haftet der Schnee aber so selten, dass diese Annahmen einer Berichtigung dahin bedürfen, dass bei Dächern über 45° nur eine Last von 30 kgr auf den qm Grundriss, bei Dächern von nahezu oder über 60° überhaupt keine Schneelast mehr in Rechnung zu setzen ist. Dagegen sollte man bei sehr flachen Dächern, besonders da wo Schneeverwehungen zu erwarten sind, lieber um so mehr (vielleicht 90 oder 120 kgr im nördlichen Deutschland rechnen. Schneelast.

Den **grössten Winddruck** gegen eine senkrecht getroffene Fläche nimmt man in Deutschland gewöhnlich zu 120 kgr auf 1 qm an. Diesen Druck würde man z. B. für senkrechte Wände, Giebel, Turmmauern für jeden qm in Rechnung zu setzen haben. Winddruck gegen senkrechte Flächen.

Für besonders ausgesetzte Stellen, Türme und Giebelwände sollte man zur Sicherheit diese Zahl erhöhen, vielleicht auf 150 oder gar 180 kgr. C. W. Hase warnt unter Hinweis auf bestimmte Fälle eindringlich vor einer zu niederen Annahme des Winddrucks. Besonders kann bei hochragenden Giebelwänden, ein stossweis wirkender Wind Schwankungen hervorrufen, die zum Umsturz führen.

Der Druck gegen eine **geneigte Dachfläche** ist geringer. Der Wind, der gegen einen qm Dachfläche trifft (120 kgr mal Sinus des Neigungswinkels) wird in eine Richtung senkrecht gegen das Dach und in eine Richtung parallel mit der Dachfläche zerlegt. Der letztere Anteil wird als unwirksam angesehen. Der senkrecht zur Dachfläche gerichtete Druck, der allein in Frage kommt, hat die Grösse $120 \cdot \sin \alpha \cdot \sin \alpha$, wenn α der Neigungswinkel des Daches ist. (Bei flachen Dächern pflegt man statt α einen Winkel $\alpha + 10^0$ in Rechnung zu stellen). Wind gegen Dachflächen.

Das Dach muss stark genug konstruiert sein, diesen Winddruck aufzunehmen und auf die Auflager zu übertragen. Augenblicklich kümmert uns der Wind nur soweit er die Auflager belastet, zu diesem Zwecke ist es wünschenswert ihn nochmals in zwei Seitenkräfte zu zerlegen und zwar in eine lotrecht nach unten gekehrte **Windlast** und in einen horizontal gerichteten **Windschub**. Für verschiedene Neigungen sind diese Kräfte ausgerechnet und zu der nachstehenden Tabelle vereinigt.

Lotrechte Windlast und wagerechter Windschub

für je 1 qm vom Winde getroffener, schräger Dachfläche.

Neigung des Daches	Senkrechte Windlast auf beide Auflager zusammen	Senkrechte Windlast auf das Auflager an der Windseite	Senkrechte Windlast auf das Auflager an der freien Seite	horizontaler Windschub auf beide Auflager zusammen
bis 20°	28 kgr	20	8	10 kgr
30°	43	29	14	25
40°	54	31	23	45
45°	57	28,5	28,5	57
50°	58	23	35	69
55°	57	14	43	81
60°	53	0	53	92
70°	40	—45	85	110
80°	21	—152	173	118
90°	—	—	—	120

Die Verteilung des horizontalen Windschubes auf die Auflager lässt sich nicht allgemein angeben, da sie von der Eigenart der Konstruktion abhängt.

Bei Eisenkonstruktionen pflegt man das eine Auflager fest, das andere beweglich (mit Rollen u. dergl.) zu machen; in diesem Falle hat das feste Auflager bei beiden Windrichtungen den Schub allein zu übernehmen, während das bewegliche höchstens einen dem Reibungswiderstand entsprechenden Teil bekommen kann. Bei fest aufgelagerten Dächern kann man zur grösseren Sicherheit annehmen, dass der Windschub in ungünstiger Weise entweder allein dem linken oder dem rechten Auflager zufällt. Sonst wird man auch nicht zu weit irre gehen, wenn man bei gleichartig aufgelagerten mässig steilen Dächern den horizontalen Windschub etwa nach dem Verhältnis der „senkrechten" Auflagerdrücke auf die beiden Seiten verteilt.

Bei der in der Tabelle angegebenen Verteilung der senkrechten Windlast auf die Auflager ist ein Satteldach vorausgesetzt; wenn dasselbe flach ist, überwiegt der Druck auf das Auflager an der Windseite, bei 45° bekommen beide Auflager gleichen Anteil, sodann erhält das abgekehrte mehr, bis bei über 60° Neigung das an der Windseite liegende Auflager sogar gehoben wird und durch das Gewicht des Daches oder eine Verankerung am Hochkippen verhindert werden muss.

Bei Pultdächern bekommen beide Auflager gleichen senkrechten Druck, wenn das höhere Ende direkt oben am First aufliegt. Ist dagegen das obere Ende durch vermittelnde Konstruktionen so gestützt, dass beide Auflager unten in gleicher Höhe liegen, so wird schon bei 45° Dachneigung das dem Winde zugekehrte Auflager keinen senkrechten Winddruck mehr erhalten, bei grösserer Neigung aber sich unter dem Winddruck ein Umsturzmoment bilden, dem das Dachgewicht ein Stabilitätsmoment entgegenzusetzen hat.

Beispiel: Das Mittelschiff einer Basilika von 12 m Breite und 7 m Jochlänge ist mit einem Schieferdach von 50° Neigung bedeckt. Es sollen die Lasten bez. Schübe des Daches auf den Schiffspfeiler mit und ohne Wind bestimmt werden.

Für gewöhnlich trägt jeder Pfeiler nur das Eigengewicht des Daches über einer Jochhälfte, dieselbe hat bei 9,4 m schräger Länge einen Flächeninhalt von $9{,}4 \cdot 7 =$ rd 66 qm. Das Gewicht von Dachwerk und Deckung sei für jeden qm Dachfläche 90 kgr (vergl. S. 162), es wird dann das auf einem Pfeiler ruhende Eigengewicht betragen: $66 \cdot 90 = 5940$ kgr.

Wird eine Schneelast von 30 kgr auf 1 qm Grundriss hinzugerechnet, so würde dieser dem Pfeiler noch $7 \cdot 6 \cdot 30 = 1260$ kgr Druck zuführen.

Der Wind bewirkt für jeden qm getroffener Dachfläche (hier 66 qm) einen senkrechten Auflagerdruck von 23 bez. 35 kgr (vergl. Tabelle), es erhält also der Pfeiler an der Windseite $66 \cdot 23 =$ rd 1520 kgr und der Pfeiler an der windfreien Seite $66 \cdot 35 = 2310$ kgr. Die grösste Dachlast mit Schnee und stärkstem Wind (die übrigens kaum zugleich auftreten können) würde für den dem Winde abgekehrten Mittelschiffpfeiler somit auf $5940 + 1260 + 2310 = 9510$ kgr wachsen können, während der Pfeiler an der Windseite $5940 + 1260 + 1520 = 8720$ kgr erhalten könnte.

Bedeutungsvoller pflegt der horizontale Windschub zu sein, er beträgt in diesem Falle nach der Tabelle: $69 \cdot 66 = 4554$ kgr. Selbst wenn man annehmen kann, dass dieser Schub sich ziemlich gleichmässig verteilt, also nur mit etwa 2500 kgr für eine Seite gerechnet zu werden braucht, ist er in dieser Höhe nicht ganz belanglos und verdient bei der statischen Untersuchung der Pfeiler eine Beachtung, wenn nicht, wie nachher gezeigt wird, dafür Sorge getragen ist, dass er dem Strebesystem zugeführt wird.

Handelt es sich um den Winddruck gegen das Dach einer Hallenkirche oder einschiffigen Kirche, so wird an der Windseite durch den Windschub der Gewölbschub teilweise ausgeglichen, also die Widerlagswand entlastet, an der dem Winde abgekehrten Seite aber addiert sich der Windschub des Daches zu dem Wölbschub und ist daher für grosse steile Dächer bei der Bestimmung der Strebepfeiler bez. Wandstärke mit in Rücksicht zu ziehen, was keine Schwierigkeit bietet.

Wenn die Mittelpfeiler einer Hallenkirche oder zweischiffigen Kirche die Dachlast nicht mittragen, so werden sie auch vom Windschub nicht wesentlich berührt. Ruhet aber ein Teil des Daches auf dem Mittelpfeiler, so hängt es ganz von der Art der Konstruktion ab, wie stark dieser an der Aufnahme von Wind und Dachlast teilnimmt. Zeigt sich bei den statischen Untersuchungen (nach Massgabe der früheren Beispiele S. 154 und S. 157), dass der Mittelpfeiler dem bald von rechts, bald von links kommenden Windschub ohne unerwünschte Stärkezunahme nicht Stand halten kann, so ist es sehr empfehlenswert, oben in der Querrichtung über den Gurten von der einen zur anderen Aussenwand eine Versteifung aufzumauern, welche den Windschub auf die Aussenwände übertragen kann.

Druck des Windes gegen die Wände der Basilika.

Sehr gewaltig gestaltet sich der Winddruck gegen hoch hinaufragende Wandflächen, bei einschiffigen oder Hallenkirchen pflegen die Aussenwände nebst ihren Strebepfeilern so stark zu sein, dass die vom Winde getroffene Seite den Druck in sich selbst aufnehmen kann. Nur bei sehr grosser Höhenentwickelung wird man darauf Bedacht zu nehmen haben, dass sich der Winddruck über dem Gewölbe zum Teil auf die andere Aussenwand übertragen und dem Wölbschub zugesellen kann.

Winddruck und Wölbschub.

Bei den Mittelwänden der Basilika aber, die auf möglichst dünne Pfeiler zu stützen sind, gehört die Bewältigung des Winddruckes zu den wesentlichsten Fragen, sie kann, wie wir nachweisen wollen, selbst wichtiger werden als diejenige des Wölbschubes, es ist auffallend, dass man die Bedeutung des Strebesystemes für die Windbewegungen bisher so wenig beachtet hat.

Die Mittelwand der grossen Kathedralen ragt 15 bis 20 m und mehr über das Seitenschiff hinaus. Bei 7 m Jochbreite und 20 m freier Höhe würde sie z. B. dem Winde 140 qm Fläche in jedem Felde bieten, welche $140 \cdot 120 =$ rd 17000 kgr Druck erhalten würde, abgesehen von dem Windschube des Seitendaches, der vielleicht auch noch 2000 kgr auf die Mittelwand abgiebt und dem Schube des Mitteldaches, der bei 5000 bis 8000 kgr Grösse einen mehr oder weniger grossen Anteil auf die getroffene Wand leitet. Es wird daher jedes Jochfeld einer derartigen Basilika 20000 bis 25000 kgr Windschub erhalten, beim Dom zu Köln rechnet sich sogar noch ein grösserer Wert heraus. Nun wird aber ein Mittelschiffgewölbe von 70 bis 100 qm Grundfläche (7 m Jochlänge und 10 bis 14 m Spannweite) bei Kappen, die ein Stein stark aus Ziegel oder in gleicher Schwere aus natürlichen Steinen gewölbt sind nach Tabelle 1 (S. 135) nur einen Schub von 15000 bis 22000 kgr auf jede Wand ausüben. Das Gewölbe muss demnach schon recht schwer sein, wenn es einen Schub liefern soll, der dem grössten zu erwartenden Windschub gleichkommt.

Zur Bewältigung des Windschubes sind zwei Möglichkeiten, entweder reicht die Stabilität der getroffenen Mittelwand bez. deren Pfeiler aus, den Schub aufzunehmen, oder es muss der Windschub ganz oder teilweise in oder über dem Gewölbe auf die andere Wand und deren Strebesystem übertragen werden.

Der erste Fall, die Aufnahme des Windes durch die getroffene Wand selbst, Winddruck bei der Basilika ohne Strebebögen.

wird bei Basiliken ohne Strebebögen statthaben müssen, da eine Ueberleitung auf die andere Mauer hier den Wölbschub mehren würde, dessen Bekämpfung ohnedies bei unverstrebten Basiliken schon grosse Schwierigkeiten macht. Die abgewandte Mauer wird schon genügend mehr beansprucht, wenn sie den ihr zufallenden Teil vom Windschube des Daches sicher aufnehmen soll.

Trägt bei einer mittelgrossen nicht verstrebten Basilika jeder Mittelpfeiler 300 000 kgr senkrechte Last und berechnet sich der ganze Winddruck gegen die Mittelwand nebst Dach auf 10 000 kgr mit einer durchschnittlichen Angriffshöhe von 16 m über Pfeilerbasis, so würde dieser Winddruck die Lage der Stützlinie unten im Pfeiler merklich nach innen rücken und zwar um ein Stück x, das sich sehr einfach berechnet aus der Momentengleichung:

$$300\,000 \cdot x = 10\,000 \cdot 16{,}00, \text{ also } x = 0{,}53 \text{ m}.$$

Es würde demnach durch den Wind ein Hin- und Herschwanken des Druckes unten um 53 cm zu erwarten sein. Sollen sich diese Schwankungen gerade innerhalb der Kerngrenze bewegen, so muss der Pfeiler für gewöhnlich, d. h. ohne Wind, den Druck in der Aussenkante des Kernes aufnehmen und eine Stärke haben, die bei rechteckigem Grundriss $3 \cdot 0{,}53 = 1{,}59$ m, bei rundem Grundriss $4 \cdot 0{,}53 = 2{,}12$ m beträgt.

Dabei würden die Kantenpressungen schon ziemlich bedeutend werden, so dass man bei weniger festem Material diese Stärken noch zu vergrössern hätte. (Ohne Winddruck würde bei Ausbalanzierung der Massen der Druck sich durch die Pfeilermitte leiten lassen und somit die Pressung in niederen Grenzen bleiben, also die Pfeilerstärke entsprechend kleiner ausführbar sein).

Man ersieht, dass bei mässig hohen Basiliken mit wenig hochgezogenem Mittelschiff allenfalls die Aufnahme des Windes durch die „getroffene“ Wand noch möglich ist; als man aber im XII. und XIII. Jahrhundert die Höhenverhältnisse bedeutend steigerte ohne die lastende Mauermasse zu vermehren, ja letztere noch thunlichst zu verringern suchte, da konnte die Mittelwand dieser Aufgabe nicht mehr genügen, es hätte sonst infolge der Windschwankungen eine riesenhafte Steigerung der unteren Pfeilerdicke erfolgen müssen, die man aber vor allem zu verringern suchte.

Würde z. B. eine Basilika mit einer Pfeilerbelastung von 300 000 kgr einen Windschub von 20 000 kgr erhalten, der bei der grossen Höhe im Durchschnitt 25 m über Fussboden zur Wirkung käme, so würde der Wind einen Ausschlag in der Drucklinie $x = 20\,000 \cdot 25{,}00 : 300\,000 = 1{,}67$ m geben. So dick pflegte man bei einer derartigen Basilika aber den ganzen Pfeiler nur zu machen. Aus diesem Beispiel, dem nur mittelschlanke Verhältnisse zu Grunde liegen, geht hervor, dass der Mittelpfeiler einer hohen Basilika nur einen sehr geringen Teil des Winddruckes übernehmen kann, dass der überwiegende Teil in oder über dem Gewölbe auf die andere Seite zu lenken ist und hier in geeigneter Weise abgefangen werden muss.

Winddruck bei der Basilika mit Strebebögen.

Da hier die Wand aber noch viel weniger solche Schwankungen in sich aufnehmen kann, wird das Vorlegen der Strebebögen eine Notwendigkeit. Es möge hier die Behauptung aufgestellt sein, dass die Einführung der Strebebögen mindestens ebensosehr durch den Windschub, wie durch den Wölbschub veranlasst ist. Erst unter diesem Gesichtspunkte versteht man die Konstruktionen der Alten voll und ganz, erst unter ihm erkennt man z. B. den Zweck doppelt übereinander gesetzter Strebebögen, von denen der obere häufig viel höher angreift, als es der Wölbschub verlangt.

Um den Einfluss des Windes zu veranschaulichen, ist in Fig. 411, (Querschnitt des Strassburger Münsters), die Lage der Drucklinien mit und ohne Winddruck eingezeichnet, erstere punktiert gestrichelt, letztere einfach gestrichelt. Der Vorgang bei Einwirkung des Windes von links ist folgender: 1. Das Dach übt auf beide Mauern einen nach rechts gerichteten Schub aus. 2. In der vom Winde getroffenen linken Mittelwand und deren Pfeiler schiebt sich die Drucklinie etwas nach rechts. 3. Die linke Mittelwand lehnt sich dabei etwas nach rechts über. 4. Infolge des Ueberlehnens der Mittelwand entlastet sich der linksseitige Strebebogen etwas (krummere Drucklinie). 5. Beim Ueberlehnen legt sich die linke Mittelwand gegen das Gewölbe des Mittelschiffes und versetzt dieses in grössere Querspannung, die sich in flacheren Drucklinien durch den Gurt und durch die oberen Teile der Kappen überträgt. 6. Durch die grössere Pressung des Gewölbes wird die rechte Mittelwand etwas nach rechts übergeneigt, dabei schiebt sich zugleich in ihr und in dem Pfeiler unter ihr die Drucklinie etwas nach rechts. 7. Die rechtsseitigen Strebebögen bekommen durch das Gegenlehnen der Wand grössere Spannung, welche straffere Drucklinien erzeugt. 8. In dem äusseren Strebepfeiler rechts schiebt sich wegen des grösseren Strebebogenschubes die Drucklinie nach rechts.

Man muss sich das ganze System als beweglich denken, trotz der Starrheit der Stoffe sind kleine elastische Bewegungen, wenn sie auch nur nach Millimetern messen, vorhanden, die in entsprechenden Grenzen dem Gefüge des Mauerwerkes keinen Schaden zufügen. Die schwächeren Teile werden sich zuerst etwas fortschieben, die stärkeren werden sich weniger bewegen; haben sich ein starker und ein schwacher Konstruktionsteil unter ähnlichen Verhältnissen in dieselbe Arbeit zu teilen, so wird demnach der stärkere auch den grösseren Anteil an der Leistung auf sich nehmen.

Würde z. B der Mittelpfeiler unten sehr dünn oder gar auf ein Kugelgelenk gestellt sein, so würde die Mittelwand pendeln, beim geringsten Uebermass von Schub von rechts oder links würde sie sich gegen das Gewölbe oder den Strebebogen lehnen und hier den ganzen Schub abgeben ohne etwas nach unten zu tragen. Würde umgekehrt der Mittelpfeiler sehr kräftig, die obere Verstrebung aber sehr schwach oder gar fehlend sein, so würde der Pfeiler den grösseren bez. ganzen Schub auf den Boden übertragen. Man hat es demnach in weiten Grenzen durch schickliche Einrichtung der Konstruktion in der Hand, entweder mehr die Mittelpfeiler oder andererseits die äusseren Strebepfeiler mit ihrem ganzen System der Querverstrebung zur Uebertragung der Schübe heranzuziehen.

Den Mittelpfeiler wollte man aber so dünn wie möglich machen, daher durfte man ihm möglichst nur senkrechte zentrale Druckkräfte mässiger Grösse zuführen, dagegen musste man die Schübe, besonders aber „wechselnde“ Seitenschwankungen ihm möglichst fernhalten, für diese trat ein „um so festeres Strebesystem“ ein.

Die Festigkeit des Strebesystems ist aber weniger durch eine Häufung der Massen, als durch ihre richtige Verteilung zu erzielen. Schon bei den Strebebögen ist vorhin darauf hingewiesen, dass ihre Steifigkeit durch eine entsprechende Gestaltung erzielt werden kann, dass sie im übrigen aber ziemlich leicht sein können.

Windübertragung durch die Gewölbe.

Ein wichtiges Glied in der Kette der Querversteifungen bildet das Mittelschiffgewölbe, dem die Aufgabe zufällt, wechselnde Schübe zu übertragen, es lohnt das Gewölbe auf Grund dieser seiner Funktion kurz zu betrachten. Damit das Gewölbe eine grössere Schubübertragung, oder was dasselbe sagt, eine grössere seitliche Einspannung aufnehmen kann, müssen sich in ihm flachere Drucklinien als gewöhnlich bilden können, andernfalls wird es unter der grösseren Pressung im Scheitel gehoben und eventuell zerstört werden, es würde aus diesem Grunde ein leichtes Tonnengewölbe zur Querversteifung wenig geeignet sein, während ein ebenso leichtes Kreuzgewölbe dieselbe durch die Eigenart seiner Form zu leisten vermag.

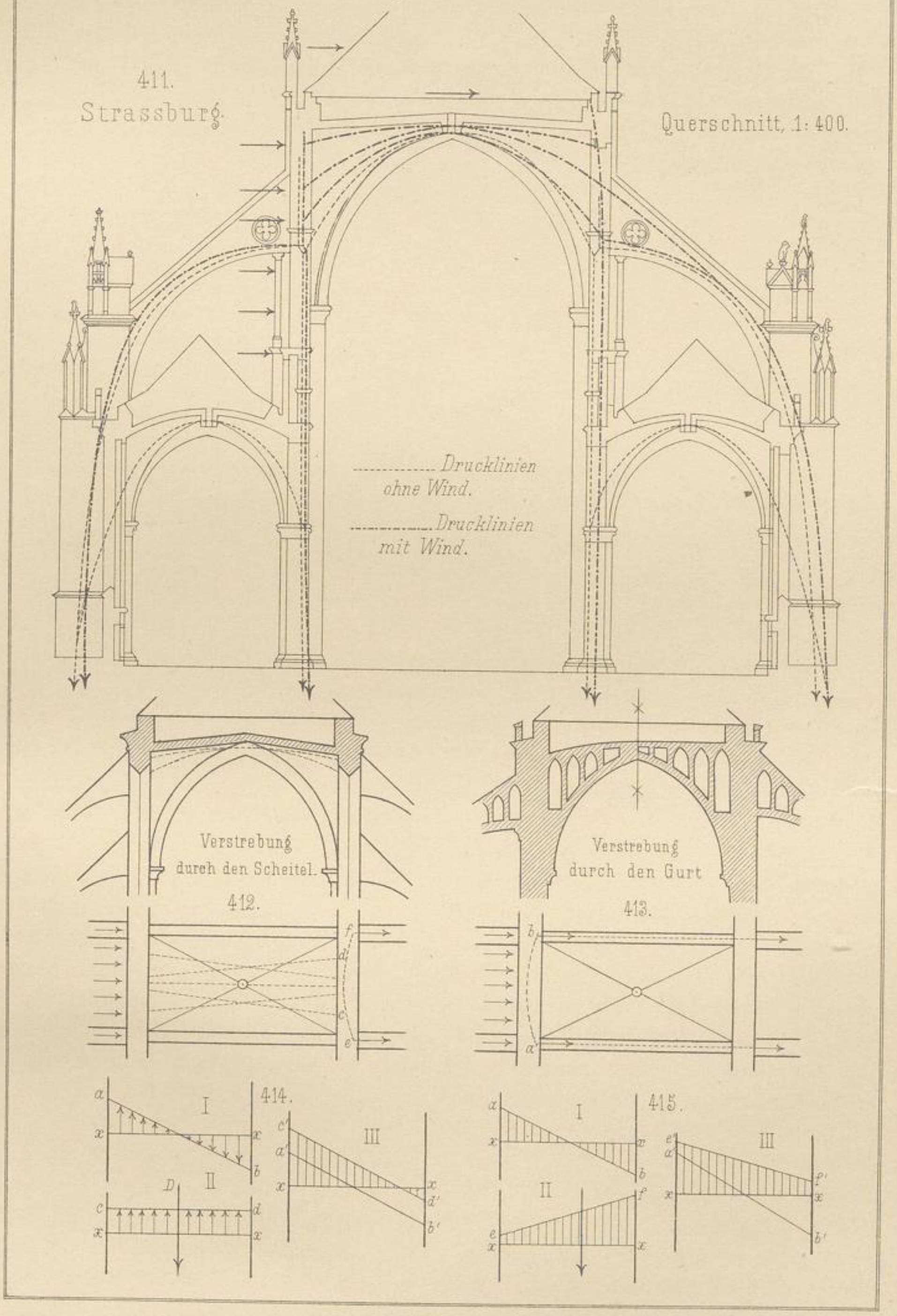
Ein Gewölbe kann sich überhaupt nur im Gleichgewicht halten, wenn die äusseren Kräfte, welche es von den Seiten her einspannen, genau so gross sind wie die Schubkräfte, welche das Gewölbe nach aussen abgiebt, wie ja überhaupt nur ein Ruhestand denkbar ist, wenn überall sich Kraft und Gegenkraft aufhebt. Würde die einspannende Kraft zu gross, so würde sie das Gewölbe in die Höhe drängen, würde sie zu klein, so würde sich das Gewölbe nach unten durchdrücken. Für gewöhnlich wird der Gewölbschub aufgehoben durch die umgekehrt gerichteten Gegendrücke der Widerlager, die als einspannende Kräfte für das Gewölbe anzusehen sind. Tritt an der einen Seite ein Winddruck hinzu, so gesellt er sich zu dem Gegendruck des Widerlagers zu einem grösseren Gegendruck, dem sich unbedingt ein grösserer Schub des Gewölbes entgegenstellen muss, wenn das Gleichgewicht erhalten bleiben soll. Ein Gewölbe kann bei gleichbleibender Schwere aber nur einen grösseren Schub liefern, wenn sich flachere Drucklinien in ihm bilden können. Somit erzeugt der Winddruck im Gewölbe grösseren Schub und flachere Drucklinien. Dieser grössere Schub wirkt nun aber nicht allein an der Windseite, sondern auch an der dem Winde abgewandten Seite, wo er lediglich durch den Gegendruck der Widerlagskörper aufgehoben werden muss und zwar bei Strebebögen zum grössten Teil durch diese.

Im ungünstigsten Falle kann der Schub, den diese Strebebögen an der windfreien Seite bekommen, sich steigern bis zu der Summe aus gewöhnlichem Wölbschub, dem durch das Gewölbe übertragenen Winddruck gegen die Mittelwand und dem ganzen (durch das Dachwerk eventuell auch Gewölbe übertragenen) Winddruck gegen die Dachfläche. Gewöhnlich werden sie aber weniger beansprucht werden, da die Mittelpfeiler einen Teil der Leistung auf sich nehmen.

Wie gesagt, würde ein Tonnengewölbe zur Uebertragung des Windschubes sich wenig eigenen, da in ihm die Drucklinien nur wenig Spielraum haben, es müsste denn das Gewölbe sehr dick, hoch hintermauert und überdies so schwer und stark schiebend sein, dass der Winddruck dem eigenen Wölbschub gegenüber relativ klein sein würde. Ganz anders verhält es sich mit dem Kreuzgewölbe, selbst wenn seine Kappen sehr dünn sind, pflegt der Gurt einen höheren Querschnitt zu haben, in welchem flachere Drucklinien möglich sind; das ist aber nicht der einzige Weg, der Querschnitt eines Kreuzgewölbes in der Mittelachse ist horizontal oder bei überhöheten Gewölben immerhin ziemlich flach, in diesen oberen Teilen des Kreuzgewölbes können sich flachere Stützlinien bilden, hier ist eine Querverspannung, oder wenn man will, Querverspreizung möglich, wie sie durch die eingezeichneten Linien im Querschnitt 411 und im Grundriss 412 zu Tage treten. Was der Gurt mit seiner Hintermauerung nicht leisten kann, muss der Wölbscheitel auf sich nehmen. Der im Wölbscheitel übertragene Wind kommt bei der abgekehrten Seite oben an der Mauer bei *c d* zum Angriff und sucht die Mauer auszubauchen, dem muss ihre Steifigkeit entgegenstehen, sie wirkt wie ein im Grundriss liegender scheitrechter Bogen und überträgt den Druck auf die Stützpunkte *e* und *f*. Hier müssen die Strebebögen anfallen um diesen Druck aufzunehmen. Damit löst sich das Rätsel, weshalb sehr viele Strebebögen dicht unter der Dachtraufe sitzen. Natürlich darf ein weit oben angreifender Strebebogen nicht zu schwer sein, damit er für gewöhnlich die Mauer nicht zu sehr nach innen drängt. Da es sich darum handelt, auch den tiefer

Tafel XLII.

Wirkung des Windes.



wirkenden Wölbschub aufzunehmen, muss der Strebebogen mit einer hohen senkrechten Fläche gegenfallen (vgl. Fig. 403 und 405). Wird diese Fläche zu hoch und der Bogen zu unerwünscht schwer, so ist es besser an seiner Stelle zwei anzuwenden, einen höheren, der vorwiegend zum Abfangen des schwankenden Windschubes dient, und einen tiefer liegenden, der den mehr stetigen Wölbschub aufnimmt.

Die Uebertragung des Winddruckes im Wölbscheitel gemäss Abb. 412 beansprucht die abgekehrte Wand *ef* stark auf Durchbiegung, dieselbe darf daher über den Fenstern nicht zu dünn sein, man hat sie bei alten Beispielen oft in geschickter Weise durch aussen und innen vorgekragte Bögen erbreitert und durch auflastende Wimperge widerlagsfähiger gemacht.

Versteifung durch die Gurtbögen.

Diese Beanspruchung der Wand lässt sich ganz oder teilweis vermeiden, wenn man den Gurtbogen genügend steif macht und ihn dadurch an Stelle des Wölbscheitels zur Uebertragung des Windschubes geeignet macht, wie es der Durchschnitt 413 in zwei Abarten links und rechts andeutet. Es muss sich nun in der „vom Winde getroffenen Wand" der Druck auf die Punkte *a* und *b* übertragen, was hier leicht möglich ist, da sich diese Uebertragung auf die ganze Höhe verteilt und ausserdem der Druck in der hier dem Wölbschub entgegengekehrten Richtung weniger schadet. Man würde dadurch dem mittleren Teile des Gewölbes die Schwankungen mehr fern halten und ausserdem in der Gurtebene ein fest geschlossenes Strebesystem erhalten, das einem grossen Bogen gleich sich vom Erdboden links durch Strebepfeiler, Strebebogen und steifen Gurt hindurch bis zur Sohle des Strebepfeilers rechts hinüberspannt. Ob Gurtversteifungen in der durchbrochenen Art von Fig. 413 bei historischen Beispielen ausgeführt, ist in diesem Augenblick nicht bekannt, eine gute Zwickelausmauerung und Uebermauerung der unteren Gurtschenkel verrichtet auch im kleinen dieselben Dienste. — Oft kann man beobachten, dass die Alten an richtiger Stelle Gurtübermauerungen angelegt hatten, welche die Neuzeit aus Unkenntnis beseitigt hat.

Nicht unerwähnt soll bleiben, dass auch die Dachbalken einen wesentlichen Anteil an der Uebertragung des Windschubes und an der ganzen Querversteifung nehmen können und in vielen Fällen in der That nehmen. Mindestens sind sie geeignet, den ganzen Windschub des Daches, sobald die Wand an der Windseite sich nur minimal überneigt, auf die abgekehrte Wand und die dortigen Strebebögen zu tragen; das vermögen sie selbst dann, wenn sie gar nicht fest mit der Wand verbunden, sondern einfach aufgelagert sind (durch die Reibung an der Auflagerfläche).

Durchbiegung der Mittelwand.

Es ist zum Schlusse noch eine andere Wirkung des Windes auf die Mittelwand hervorzuheben. Eine hochhinausragende Wand wird in dem Stück zwischen Seitenschiff und Mittelschiffgewölbe auf Durchbiegung beansprucht in ganz ähnlicher Weise, wie ein senkrecht stehendes Brett unter einem seitlichen Druck auszubiegen sucht. Dabei entsteht an der Innenseite Zug, an der Aussenseite Druck. Fig. 414 *I* stellt die Verteilung der Spannungen in einem Querschnitt des Wandpfeilers schematisch dar.

Die Grösse der Spannungen berechnet sich durch Aufsuchen des Biegungsmomentes in ähnlicher Weise wie bei einem belasteten Balken mit dem einzigen Unterschied, dass dieser wagerecht, der Wandpfeiler aber senkrecht steht. In diesem Falle würde der Fusspunkt des Pfeilers als der eine (als eingespannt zu betrachtende) Auflagerpunk und das obere Wandende am Gewölbe als der andere Auflagerpunkt anzusehen sein. Das grösste Biegungsmoment würde in einer gewissen Höhe oberhalb des Seitenschiffdaches zu erwarten sein, über die einfache Art seiner Aufsuchung soll nichts weiter hinzugefügt werden, es möge der Hinweis auf diese Windwirkung und die daraus zu ziehenden Schlussfolgerungen genügen.

Zu den in Fig. 414 *I* dargestellten Zug und Druckspannungen des Querschnittes gesellt sich der durch die oberen Lasten hervorgerufene Wand- oder Pfeilerdruck *D*. (414 *II*). Geht *D* gerade durch den Schwerpunkt des Querschnittes, so erzeugt er gleichmässig verteilte Druckspannungen. Die Spannungen von *I* und *II* addieren sich algebraisch, so dass die Gesamtbeanspruchung des Querschnittes durch Fig. 414 *III* gekennzeichnet wird. An der Aussenkante addieren sich die „Druckspannungen“ von *I* und *II*, an der Innenkante subtrahieren sich „Zug und Druck“. War hier der Zug grösser, so kann noch ein Ueberschuss von Zug verbleiben, wie es die Figur zeigt. Der letztere wird vermieden und die ganze Spannungsverteilung gleichmässiger, wenn der Druck *D* nicht in der Mitte, sondern etwas näher der Innenkante angreift, wie es durch die entsprechenden Spannungsbilder von Fig. 415 veranschaulicht wird.

Somit macht es der Winddruck gegen hochragende Mittelwände erwünscht, die Drucklinie in der oberen Wandhälfte mehr an der Innenkante zu halten, für den unteren Teil des Pfeilers ist es aber aus ähnlichen Gründen besser, den Druck von der Innenkante fern zu halten; es würde deshalb eine Druckführung etwa nach Art der Fig. 410 als günstig zu bezeichnen sein. Dieses kann nach den Ausführungen von Seite 161 aber erzielt werden durch einen nicht zu tief angreifenden und nicht zu stark schiebenden Strebebogen. Zwei übereinander befindliche Strebebögen können auch hier wieder umso besser wirken, sie werden überhaupt das obere Wandende sicherer führen, so dass es mehr die Eigenschaften eines fest eingespannten Balkenendes annimmt.

Auch diese durchbiegende Einwirkung des Windes auf die Mittelwände ist nicht zu unterschätzen, sie ist bei den grössten Kathedralen so bedeutend, dass die Querschnitte für die Wand bez. die Wandpfeiler gerade richtig bemessen sind, um sie genügend sicher aufzunehmen. Dass der gewaltige Winddruck gegen die grossen Fensterflächen gleichfalls grosse Beachtung fordert und auch in der Konstruktionsweise gefunden hat, sei an dieser Stelle nur beiläufig erwähnt.

Wenn nicht der beschränkte Raum Einhalt geböte, würden wir gern den Einfluss des Windes auf das Strebesystem noch weiter verfolgen, umsomehr als ihm unseres Wissens an keiner anderen Stelle eine hinlängliche Beachtung geschenkt ist. Jedenfalls kann auch diese Betrachtung nur dazu dienen, die Hochschätzung vor den alten Meistern zu erhöhen; je mehr man in die Einzelheiten ihrer Konstruktionen eindringt, umsomehr lernt man sie bewundern. — Unsere jetzige Zeit hat auf dem Gebiete der Steinkonstruktion trotz all unserer Theorien nichts hervorgebracht, das sich an Kühnheit des Gedankens und an Grossartigkeit der konstruktiven Auffassung auch nur annähernd mit jenen Werken der Alten zu messen vermöchte.