

$$\cos \alpha = \frac{r - h}{r} = \frac{16,02 - 6}{16,02} = 0,667$$

ist, woraus $\alpha = 48^\circ 10'$ folgt. Soll daher die specifische Pressung in dieser Fuge gleich der im Scheitel sein, so hat man daselbst die Gewölbstärke gleich

$$d_1 = \frac{d}{\cos \alpha} = \frac{d}{0,667} = 1,5 = 1,5 \text{ m}$$

zu machen.

§. 28. Die Widerlager. Das in den vorhergehenden Paraphen besprochene Verhalten der Gewölbe findet nur dann statt, wenn die Gewölbe mit ihren Anfängen sich beiderseits gegen feste, nicht nachgiebige Widerlager stemmen, welche unter dem Einflusse der in den Kämpfern zur Wirkung kommenden Druckkräfte nicht zur Seite gedrängt werden. Nur in seltenen Fällen werden solche Festpunkte, wie etwa durch Felsen gebildet, von vornherein gegeben sein, im Allgemeinen wird man die Widerlager durch Ausführung hinreichend massiger Mauerkörper herstellen müssen. Die Stabilität eines solchen Widerlagskörpers ist nur durch ein genügend großes Eigengewicht desselben zu erzielen, welches, mit dem Gewölbschube W gegen die Kämpferfuge zusammen eine Mittelkraft giebt, die nirgends aus dem Widerlager heraustritt, und welche für keine Lagerfuge von deren Normalen um einen Winkel abweicht, der den Betrag des zugehörigen Reibungswinkels daselbst erreicht. Es gelten somit für die Stabilität der Widerlager dieselben Regeln, welche im ersten Capitel für Futtermauern aufgestellt sind, von welchen letzteren hinsichtlich der Wirkung der Kräfte die Widerlager sich nur insofern unterscheiden, als der auf dieselben seitwärts ausgeübte Gewölbschub in der Kämpferfuge concentrirt ist, während die Futtermauern durch den auf eine größere Fläche vertheilten Erddruck seitlich angegriffen werden. Nach dem über die Futtermauern Gesagten ist daher die Prüfung der Widerstandsfähigkeit der Widerlager unschwer zu bewirken, und es muß bei ihnen wie bei den Futtermauern nicht nur eine genügende Sicherheit gegen das Umfallen sowie gegen das Verschieben vorhanden sein, sondern das Material darf auch nicht über einen gewissen Betrag auf Druck beansprucht werden.

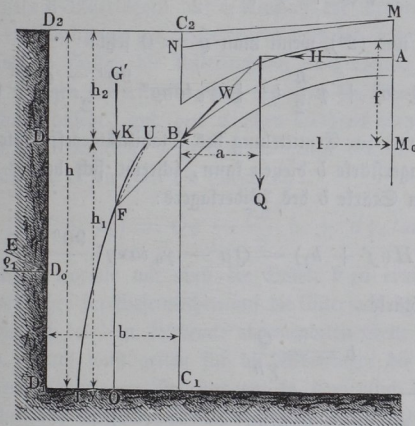
Um die Stabilität eines Widerlagers durch Rechnung zu prüfen, bezw. seine Dimensionen zu ermitteln, sei AB , Fig. 87, die Stützlinie eines halben Tonnengewölbes von der halben Spannweite $BM_0 = l$, dessen Belastungslinie durch MN gegeben sei. Die Pfeilhöhe M_0A der Stützlinie sei durch f bezeichnet, und der Angriffspunkt B im Kämpfer liege um $BC_1 = h_1$ über der als unwandelbar anzunehmenden Grundfläche D_1C_1 des Widerlagers, welches als ein parallelepipedischer Mauerblock von der Breite $DB = b$ bis zu einer Höhe $BC_2 = h_2$ über dem Kämpferangriffe B aufgeführt sein soll. Das specifische Gewicht des Widerlagers, welches meist gleich demjenigen des Gewölbmaterials angenommen werden kann, sei

wieder mit γ bezeichnet, und es soll wie bisher ein Streifen des Widerlagers und Gewölbes von einer Breite gleich 1 m der Betrachtung unterzogen werden. Auf das Widerlager wirkt nun außer seinem in der verticalen Mittellinie anzunehmenden Eigengewichte

$$G = \gamma b (h_1 + h_2) = \gamma b h, \dots (1)$$

die von dem Gewölbe in B ausgeübte resultirende Kraft W , deren horizontale Componente H gleich dem Schub des halben Gewölbes AB sammt seiner Belastung ist. Außerdem wird gegen die hintere Mauerfläche $D_1 D_2$ die

Fig. 87.



Hinterfüllungs Erde mit einem unter dem Reibungswinkel ϱ_1 gegen den Horizont gerichteten Drucke E wirken, dessen Angriffspunkt D_0 nach dem vorhergehenden Capitel in $\frac{h}{3}$ über dem

Fußpunkte D_1 anzunehmen ist. Die Größe dieses Erddruckes kann man nach §. 8 allgemein zu

$$E = \gamma_0 k \frac{h^2}{2} \dots (2)$$

setzen, wenn γ_0 das spezifische Gewicht der Hinterfüllungs Erde und k einen von deren Böschungswinkel ϱ und der Oberfläche abhängigen Coefficienten bedeutet. Dieser Coefficient kann, wenn eine horizontale Oberfläche vorausgesetzt und von der Reibung der Erde an der Wandfläche D abgesehen wird, nach §. 8 zu $\tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2}$ angenommen werden, also ist für diesen Fall E horizontal und

$$E = \gamma_0 \frac{h^2}{2} \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \dots (2^a)$$

Sollte nun unter Einfluß dieser Kräfte das Widerlager gerade noch stabil sein, so müßte die Resultirende sämtlicher Kräfte durch die Kante D_1 gehen; d. h. die Momentensumme aller Kräfte in Bezug auf D_1 müßte gleich Null sein, in welchem Falle das Widerlager an der Grenze der Stabilität sich befinden würde. Da man jedoch eine gewisse Sicherheit oder einen Ueberschuß an Stabilität verlangen muß, so kann man entweder die

Bedingung stellen, daß die Resultirende durch einen mehr nach dem Innern der Mauer etwa in J gelegenen Punkt hindurchgehe, oder, was auf dasselbe Resultat hinauskommt, daß erst die σ fache Schubkraft H des Gewölbes im Stande sein soll, den Grenzzustand der Stabilität herbeizuführen. Die Zahl σ ist dann wieder der Stabilitätscoefficient, für welchen man meistens einen zwischen 2 und 3 liegenden Werth anzunehmen pflegt*). Mit Rücksicht hierauf lautet nun die betreffende Gleichgewichtsgleichung, wenn noch mit a der Abstand des Punktes B von der Schwerlinie des Gewichtes Q der Brückenhälfte bezeichnet wird:

$$\sigma H (f + h_1) = Q(a + b) + G \frac{b}{2} + E \cos \varrho_1 \frac{h}{3} \dots (3)$$

oder mit Rücksicht auf (1) und (2^a), wenn man $\varrho = 0$ setzt:

$$\sigma H (f + h_1) = Q(a + b) + \gamma \frac{h}{2} b^2 + \gamma_0 \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \frac{h^3}{6} (3^a)$$

Diese Gleichung, welche direct zur Ermittlung des Stabilitätscoefficienten σ für eine gegebene Widerlagerstärke b dienen kann, schreibt sich behufs Bestimmung der erforderlichen Stärke b des Widerlagers:

$$b^2 + 2 \frac{Q}{\gamma h} b = \frac{2}{\gamma h} \left[\sigma H (f + h_1) - Qa - \gamma_0 \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \frac{h^3}{6} \right]$$

woraus die erforderliche Stärke

$$b = - \frac{Q}{\gamma h}$$

$$+ \sqrt{ \frac{2}{\gamma h} \left[\sigma H (f + h_1) - Qa - \gamma_0 \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \frac{h^3}{6} \right] + \frac{Q^2}{\gamma^2 h^2} } \dots (4)$$

folgt. Es läßt sich hierbei bemerken, daß mit zunehmender Belastung Q die Stärke b des Widerlagers nur bis zu einem gewissen Maximalwerthe zunimmt, von welchem aus bei weiterer Vergrößerung der Belastung b wieder abnimmt. Dies ist aus Gleichung (3) ersichtlich, denn wenn auch durch eine größere Belastung Q der Horizontalschub H und also das umstürzende Moment $H(f + h_1)$ gleichfalls vergrößert auftritt, so wird doch auch das Moment $Q(a + b)$ auf der rechten Seite der Gleichung (3) damit vergrößert, und es giebt in jedem Falle eine gewisse Belastung Q des Gewölbes, welcher die größte Widerlagsstärke b_{max} entspricht, ein Umstand, der insbesondere bei hohen Belastungen der Gewölbe in Betracht kommt. Wollte

*) Scheffler findet auf Grund der Untersuchung einer großen Anzahl ausgeführter Brücken, daß für Straßenbahnen genüge, $\sigma = 2,5$ anzunehmen, dagegen für Eisenbahnbrücken die Annahme von $\sigma = 3$ rathsam erscheint.

man diesen Grenzfall rechnerisch feststellen, so könnte man in (4) den Horizontalschub H durch Q ausdrücken, indem man $H = Q \frac{a}{f}$ setzt, und denjenigen Werth von Q ermitteln, welcher der Gleichung

$$\frac{db}{dQ} = 0$$

entspricht, eine Rechnung, die hier nicht weiter ausgeführt werden soll.

Wie aus der Figur ersichtlich ist, hat der Erddruck einen für die Stabilität des Widerlagers günstigen Einfluß, so daß durch denselben, wie auch Gleichung (4) zeigt, die erforderliche Stärke b verringert wird. Es kann sogar bei hohen Widerlagern dieser Einfluß des Erddruckes überwiegend sein, so daß ein Umkippen des Widerlagers nach innen zu befürchten ist. Man hat in solchen Fällen die Untersuchung ganz ähnlich, wie oben zu führen, mit dem einzigen Unterschiede, daß man für die Innenkante C_1 die Momentengleichung ansetzt, und den σ fachen Erddruck voraussetzt, wenn auch hier ein Stabilitätscoefficient σ zu Grunde gelegt werden soll. Man würde demgemäß für diesen Fall die Gleichung

$$H(f + h_1) = Qa - \frac{\gamma h^2}{2} b + \sigma \gamma_0 \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \frac{h^3}{6} . \quad (3^a)$$

erhalten, woraus wie oben die Stärke b zu ermitteln wäre. Dieser Fall kommt daher im Wesentlichen auf die Untersuchung einer Futtermauer hinaus, welche auf der dem Erddrucke abgewendeten Seite durch Strebebögen gestützt wird. Auch sonst gelten für die Widerlager die im Capitel I für Futtermauern gefundenen Beziehungen, so namentlich hinsichtlich der Pressungen, welchen das Material in den Lagerfugen ausgesetzt ist. Für diese Pressungen ist bekanntlich der Abstand $y = OJ$ maßgebend, um welchen der Angriffspunkt J der Resultirenden aller Kräfte von der Mitte O der betreffenden Lagerfuge absteht. Man findet diesen Abstand y , wenn man $\sigma = 1$ setzt, und die Momentengleichung für den Punkt J ansetzt, also durch:

$$H(f + h_1) = Q \left(a + \frac{b}{2} + y \right) + \gamma b h y + \gamma_0 \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \frac{h^3}{6} . \quad (3^b)$$

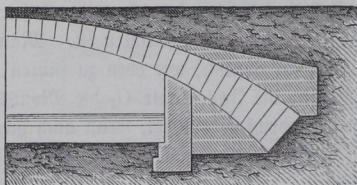
woraus bei einer gewählten Stärke b , wie sie unter Zugrundelegung eines bestimmten Stabilitätscoefficienten σ festgesetzt worden ist

$$y = \frac{H(f + h_1) - Q \left(a + \frac{b}{2} \right) - \gamma_0 \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} \frac{h^3}{6}}{Q + \gamma b h} \text{ folgt} . . \quad (5)$$

Hinsichtlich der einem bestimmten Werthe von y entsprechenden Vertheilung der Pressungen gelten ausnahmslos die im §. 14 angeführten Bemerkungen.

Damit ein Ausweichen des Widerlagers durch Gleiten nicht möglich sei, darf die Resultirende für irgend eine Lagerfuge von deren Normalrichtung an keiner Stelle um den Reibungswinkel der Steine daselbst auf einander abweichen, und man erhält hiervon ein deutliches Bild durch die Zeichnung der Stützklinie bezw. der Richtungslinie des Druckes. Man hat es durch geeignete Stellung der Lagerfugen in dem Widerlager immer in der Hand, einem Gleiten wirksam zu begegnen, und man hat zu dem Zwecke vielfach das Widerlager mit solchem Fugenschnitte ausgeführt, daß es, Fig. 88,

Fig. 88.



gewissermaßen eine Fortsetzung des Gewölbes bildet. Diese Ausführung wird aber nur in den seltensten Fällen nöthig sein, vielmehr wird auch bei horizontalen Fugen des Widerlagers die gedachte Abweichung der Resultirenden von der Verticalen kleiner sein als der Reibungswinkel ϱ des Mauerwerks, welchen Winkel man

wegen Ausführung des Mauerwerks im regelrechten Verbande zu $\varrho = 45^\circ$ annehmen kann, so daß $\varphi = \text{tang } \varrho = 1$ zu setzen ist.

Die größte Gefahr des Gleitens findet, wie sich leicht ergibt, in dem Horizontalschnitte BD statt, welcher durch den Anfang B der Stützklinie, Fig. 87, gedacht wird, da für jede tiefere Fuge die Richtung der Resultirenden steiler ausfällt, indem bei gleichbleibender Horizontalkraft H die Vertikalkraft mit der Tiefe zunimmt. Um für diesen Querschnitt DB die Stabilitätsverhältnisse in Bezug auf das Gleiten zu bestimmen, denkt man sich den in B wirkenden Gewölbeschub W , dessen verticale und horizontale Componenten bezw. Q und H sind, mit dem in der Mitte K wirkend zu denkenden Gewichte $G' = \gamma b h_2$ des oberhalb BD gelegenen Mauerkörpers $DD_2 C_2 B$ zusammengesetzt. Man erhält dadurch die durch F gehende Richtung FU der Stützkraft in BD , welche gegen die Verticale unter dem Winkel $KFU = \beta$ geneigt ist, der sich bestimmt aus

$$\text{tang } \beta = \frac{KU}{KF} = \frac{H}{Q + G'} = \frac{H}{Q + \gamma b h_2} \dots (6)$$

Setzt man nun eine σ' fache Stabilität in Bezug auf das Gleiten voraus, d. h. nimmt man an, daß erst in Folge einer Horizontalkraft $\sigma' H$ der Winkel β den Reibungswinkel ϱ erreichen soll, so findet man

$$\text{tang } \varrho = \frac{\sigma' H}{Q + \gamma b h_2} \dots (7)$$

woraus bei gegebener Widerlagsstärke b die Stabilität zu

$$\sigma' = \frac{Q + \gamma b h_2}{H} \tan \varrho, \dots \dots \dots (8)$$

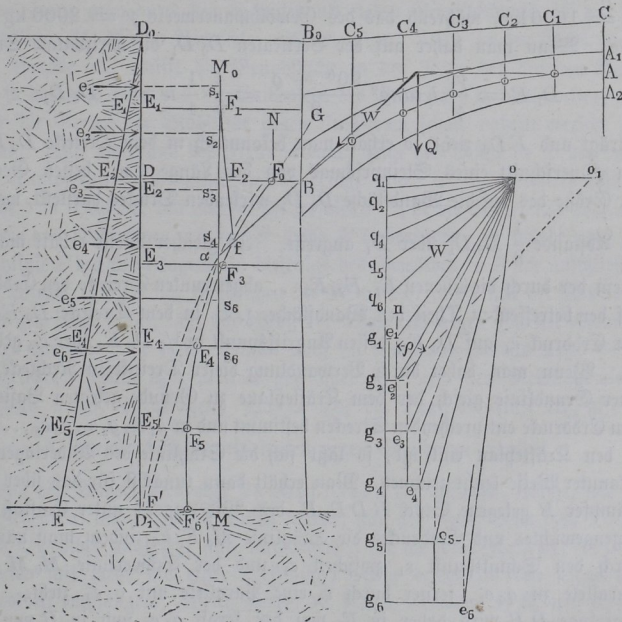
oder für einen gewünschten Stabilitätscoefficienten σ' die erforderliche Stärke

$$b = \frac{1}{\gamma h_2} \left(\frac{\sigma' H}{\tan \varrho} - Q \right) \dots \dots \dots (9)$$

folgt u. f. w. Als Stabilitätscoefficienten σ' gegen Gleiten kann man passend denselben Werth σ gleich 2 bis 3, wie für Umstürzen annehmen.

In Fig. 89 ist die Stützlinie eines Widerlagers BD gezeichnet, gegen welches in B ein Gewölbe AB sich stemmt, während die Rückseite $D_0 D_1$ dem Drucke der Hinterfüllungs Erde ausgesetzt ist. Es sei das Gewicht Q der Gewölbehälfte $A_1 A_2 B$, deren Belastungslinie $B_0 C$ sein mag, durch $q q_6$ in Kräfteplane dargestellt und mit Hilfe der verticalen Theilungsebenen

Fig. 89.



durch $C_1 C_2 \dots C_3$ die durch A und B gehende Stützlinie construirt. Für diese Stützlinie erhält man durch Construction in der bekannten Weise den Horizontalschub H in der Strecke oq , und daher ist die resultirende Kraft

W , mit welcher das Gewölbe in B auf das Widerlager wirkt, durch $o q_6$ der Größe und Richtung nach gegeben. Man denkt sich ferner das Widerlager durch horizontale Ebenen $E_1, E_2, E_3 \dots E_5$ in eine beliebige Anzahl Stücke getheilt, und trägt von q_6 aus die Strecken $q_6 g_1; q_6 g_2, q_6 g_3 \dots$ an, welche dem gewählten Kräftemaßstabe entsprechend die Gewichte der Widerlagkörper zwischen der oberen Begrenzung $D_0 B_0$ und der betreffenden jedesmaligen Theilebene vorstellen. Um noch den Erddruck E gegen die verticale Wandfläche $D_0 D_1$ von der Höhe h zu bestimmen, wähle man die Gleichung

$$E = \gamma_1 \frac{h^2}{2} \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2}$$

und setze für mittlere Erde

$$\tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} = \frac{1}{4},$$

(entsprechend $\varrho = 36^\circ 40'$), und das specifische Gewicht der Erde $\gamma_1 = 1600 \text{ kg}$, während das des Gewölbmauerwerks $\gamma = 2000 \text{ kg}$ sein mag. Wenn man daher auf der Verticalen $D_0 D_1$ die horizontale Strecke

$$D_1 E = \frac{\gamma_1}{\gamma} h \tan^2 \frac{90^\circ - \varrho}{2} = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{4} h = \frac{1}{5} D_0 D_1$$

anträgt und ED_0 zieht, so erhält man bekanntlich in dem Dreiecke $D_0 D_1 E$ den Querschnitt eines Steinprismas von der Länge 1 m , dessen Gewicht die Größe des auf die Wandfläche $D_0 D_1$ wirkenden Druckes darstellt, welcher im Abstände $\frac{1}{3} D_0 D_1$ über D_1 angreift. In gleicher Weise erhält man in

jedem der durch die Ebenen $E_1, E_2, E_3 \dots$ abgetrennten Dreiecke den Erddruck auf den betreffenden Theil der Wandfläche, z. B. in dem Dreiecke $D_0 E_4 E_4'$ den Erddruck e_4 auf $D_0 E_4$, dessen Angriffspunkt in $\frac{1}{3} D_0 E_4$ über E_4 gelegen ist. Wenn man daher durch Verwandlung dieser Dreiecke in Rechtecke von einer Grundlinie gleich der dem Kräfteplane zu Grunde gelegten Basis die dem Erddrucke entsprechenden Strecken bestimmt und in $g_1 e_1, g_2 e_2, g_3 e_3 \dots g_6 e_6$ in den Kräfteplan einträgt, so läßt sich die Stützlinie des Widerlagers in bekannter Weise leicht zeichnen. Man erhält dann zunächst für das über dem Kämpfer B gelegene Stück $B D D_0 B_0$ des Widerlagers unter Einfluß des Eigengewichtes und Erddruckes die Stützlinie $M_0 F_1 F_2$, indem man nämlich durch den Schnittpunkt s_1 zwischen e_1 und der Schwerlinie $M_0 M$ eine Parallele zu $q_6 e_1$, ferner durch s_2 eine Parallele mit $q_6 e_2$ zieht. Die Lagerfuge DB wird daher in F_2 von der Kraft $q_6 e_2$ und in B von der Kraft $o q_6$ angegriffen, und man erhält den Angriffspunkt der Resultante in F_0 , wenn man durch den Durchschnitt f der beiden in F_2 und B angreifenden Kräfte eine Parallele zu $o e_2$ im Kräfteplane legt. In solcher Art zeichnet sich die Stützlinie $F_0 F_3 F_4 F_5 F_6$ für den unteren Theil des Wider-

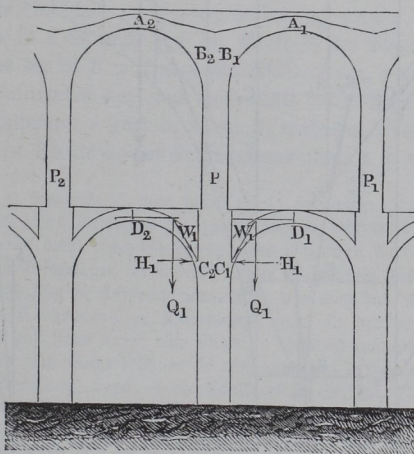
lagers, indem man z. B., um den Punkt F_5 der Lagerfuge E_5 zu erhalten, durch den Durchschnitt s_5 des Erddrucks e_5 mit der Schwerlinie M_0M eine Parallele zu q_6e_5 und von dem Schnittpunkte dieser Parallelen mit der Richtung Bf des Gewölbschubes W eine Parallele mit der Resultirenden oe_5 zieht, welche die Fuge E_5 in dem Punkte F_5 der Stützlinie trifft. Die Stützlinie schneidet die Grundfläche B_3D_3 in einem Abstände $MF_6 = y$ von der Mitte, und aus diesem Werthe läßt sich, wie bei den Futtermauern gezeigt, die Vertheilung der Pressung bestimmen. Ebenso würde man die Größe des Stabilitätscoefficienten σ gegen Umstürzen nach außen finden, wenn man diejenige Größe des Horizontalschubes H_1 ermittelt, vermittelst deren die Stützlinie durch die Kante D_1 geht. Auch erkennt man aus der Figur leicht den Einfluß des Erddrucks auf die Stabilität des Widerlagers. Wenn man nämlich den Erddruck vernachlässigen, also $g_6e_6 = 0$ setzen wollte, würde man den Schnittpunkt der Stützlinie mit der Grundfläche in F' erhalten, wenn man durch den Schnittpunkt α des Gewölbschubes W mit der Mittellinie M_0M eine Parallele mit og_6 zöge. Diese in der Figur punktirte Gerade $\alpha F'$ trifft die Grundfläche in der Nähe der äußeren Kante D_1 , so daß also ohne das Vorhandensein des Erddrucks in dem vorliegenden Falle die Grenze der Stabilität gegen Umstürzen schon nahezu erreicht sein würde. Wie man aus der Figur erkennt, zeigt die Stützlinie in der durch den Kämpferpunkt B gehenden Lagerfuge eine Stetigkeitsunterbrechung, welche dem Gewichte des oberen Pfeilerstückes B_0D die Entstehung verdankt. Würde das Widerlager erst in der Höhe BD beginnen, so würde auch die Stützlinie F des Widerlagers an diejenige des Gewölbes in B sich anschließen. Der Winkel $GF_0N = \beta$, welchen die Mittelfkraft in F_0 mit der Normalen F_0N zur Fuge bildet, läßt das Maß der Stabilität gegen Gleiten erkennen. Hierzu hat man, da dieser Winkel auch im Kräftepolygon als $ne_2o = \beta$ wiederkehrt, sobald e_2n vertical gezeichnet ist, nur den Reibungswinkel ρ gleich ne_2o_1 anzutragen, um in qo_1 die Horizontalkraft H_1 , also in $\frac{qo_1}{qo} = \sigma_1$ den Stabilitätscoefficienten gegen Gleiten zu erhalten.

Von den Widerlagern oder Landpfeilern der Brücken, welche, wie im Vorstehenden immer angenommen wurde, nur auf einer Seite dem Drucke eines Gewölbes ausgesetzt sind, unterscheiden sich die Zwischenpfeiler der Brücken mit mehr als einer Oeffnung, welche beiderseits den Druck von Gewölben empfangen. Wenn hierbei die beiden Gewölbe A_1B_1 und A_2B_2 , Fig. 90, ihrer Form und Belastung nach übereinstimmen, so sind auch die Stützkräfte W_1 und W_2 der Kämpfer gleich groß und um denselben Winkel gegen die Verticale geneigt. Daher schneiden sich diese Kräfte W_1 und W_2 in einem Punkte C der verticalen Mittellinie M_0M des Pfeilers und die Stützlinie fällt von C aus mit dieser Mittellinie CM zusammen. Für

sie bei Viaducten vorkommen, und wobei eine oft beträchtliche Anzahl von Bögen angeordnet wird, üblich, einzelne Zwischenpfeiler so stark auszuführen, daß sie, ebenso wie die Landpfeiler oder Widerlager einem einseitigen Gewölbedrucke zu widerstehen vermögen. Diese stärkeren Pfeiler heißen Gruppenpfeiler, da sie die ganze Brücke derart in gewisse Abtheilungen oder Bogengruppen theilen, daß bei einem etwaigen Einsturz eines Bogens das Zusammenbrechen auf die Gruppe beschränkt bleibt, welcher dieser Bogen angehört. Ueber die Anzahl solcher Gruppenpfeiler wird in jedem besonderen Falle die Entscheidung durch lokale Verhältnisse und die Rücksichten auf eine ökonomische Herstellung bedingt werden.

Wenn die Pfeiler einer Brücke sehr bedeutende Höhen (über 30 m etwa) annehmen, wie dies bei den Wegüberführungen über tiefe Thäler vorkommt, so pflegt man die Pfeiler unter sich außer in dem eigentlichen Gewölbe der Brückenbahn, noch durch tiefer liegende Zwischengewölbe ein- oder mehrmal zu verspannen. Hierbei werden zuweilen auch diese Zwischengewölbe zur Herstellung der Communication zwischen beiden Ufern verwendet, indem man

Fig. 91.

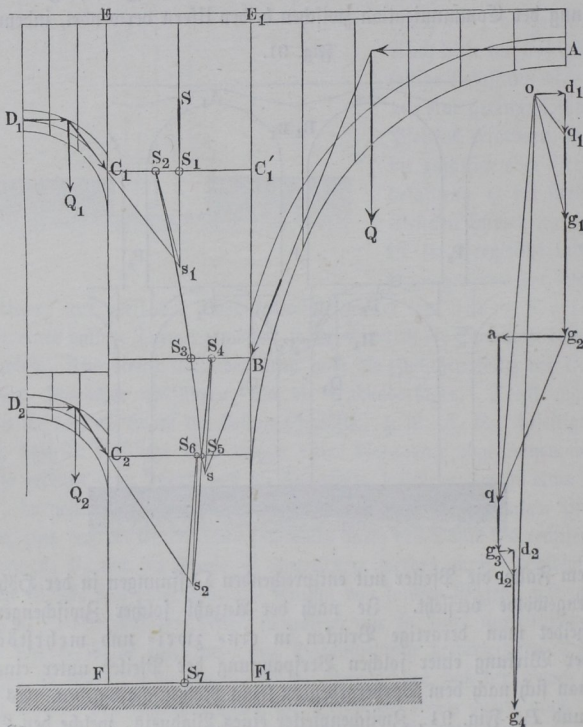


in diesem Falle die Pfeiler mit entsprechenden Oeffnungen in der Höhe der Zwischengewölbe versieht. Je nach der Anzahl solcher Zwischengewölbe unterscheidet man derartige Brücken in ein- zwei- und mehrstöckige. Von der Wirkung einer solchen Verspannung der Pfeiler unter einander kann man sich nach dem Vorhergehenden leicht Rechenschaft geben. Es seien P, P_1 und P_2 , Fig. 91, Zwischenpfeiler eines Viaducts, welche den Bögen

AB der Brückenbahn als Widerlager dienen. Wenn nun in den gleich hoch gelegenen Punkten C_1 und C_2 des Pfeilers P sich die Spannungsgewölbe C_1D_1 und C_2D_2 anschließen, deren Hälften je das Gewicht Q_1 haben, und deren Horizontalschub H_1 sein möge, so vereinigen sich die in C_1 und C_2 angreifenden Stützkkräfte W_1 der Spannungsgewölbe zu einer in der Pfeilermitte wirkenden Verticalkraft $2Q_1$, indem die beiden Horizontalschübe H_1 sich aufheben. Es ist also für die Stabilität des Pfeilers P durch die Spannungsgewölbe dasselbe Resultat erzielt, welches durch eine Beschwerung des Pfeilers in seiner Axe mit dem Gewichte zweier Hälften der Spannungsgewölbe CD erreicht werden würde.

In welcher Weise die Pfeiler in Anspruch genommen werden, welche in dieser oder ähnlicher Art mehreren Gewölben zum Widerlager dienen, wird man immer am schnellsten und sichersten durch die Verzeichnung der Stütz-

Fig. 92.



linie erkennen, deren Construction mit Hilfe des zugehörigen Kräfteplanes nach dem Vorhergegangenen keine Schwierigkeiten bieten dürfte. Als Beispiel hierzu ist noch in Fig. 92 die Stützlinie für den oberen Theil eines mittleren Zwischenpfeilers entworfen, wie derselbe bei dem Gölzschthalviaducte (s. §. 16) zur Ausführung gekommen ist. Hier ist AB die Hälfte des mittleren Gewölbes von 30,87 m Spannweite und mehr als 70 m Höhe des Scheitels über der Thalsohle. An den Pfeiler, von welchem hier nur der Theil FE zwischen der zweiten und vierten Etage gezeichnet wurde, schließen sich bei C_1 und C_2 die halbkreisförmigen Bogen $D_1 C_1$ und $D_2 C_2$ an. Zeichnet man in bekannter Weise die Stützl意思 mit Hilfe der Kräftepläne $od_1 q_1$ für $D_1 C_1$, $g_2 a q$ für den Hauptbogen AB und $g_3 d_2 q_2$ für $D_2 C_2$, und stellt man das Gewicht des Pfeilerstückes $EE_1 C'_1 C_1$ durch $q_1 g_1$, dasjenige von $C_1 B$ durch $g_1 g_2$, ferner das von $B C_2$ durch $q g_3$ und des unteren Stückes $C_2 F_1$ durch $q_2 g_4$ dar, so erhält man in $od_1 q_1 g_1 g_2 a q g_3 d_2 q_2 g_4$ das Kräftepolygon, welches in der mehrbesprochenen Art die Stützlinie des Pfeilers $SS_1 S_2 S_3 S_4 S_5 S_6 S_7$ liefert. Daß diese Stützlinie in jeder Lagerfuge durch einen der Kämpfer C_1, B und C_2 eine Stetigkeitsunterbrechung zeigen muß, wurde schon im Vorhergehenden gelegentlich der Fig. 89 besprochen. So ist z. B. auch hier der Punkt S_4 der Angriffspunkt für die Mittelkraft aus der in B wirkenden Gewölbreaction $g_2 q$ und der in S_3 angreifenden Resultirenden $o g_2$, und man erhält diesen Punkt S_4 , wenn man durch den Schnittpunkt s jener in B und S_3 wirkenden Kräfte eine Parallele zur resultirenden Strecke $o q$ im Kräftepolygon zieht, u. s. w.

Anmerkung. Zuweilen ist man durch lokale oder andere Rücksichten gehindert, den Widerlagern eines Gewölbes die zur Stabilität erforderliche Dicke zu geben und hilft sich dann wohl durch Einlegung eines eisernen Ankers, wodurch man die beiderseitigen Widerlager verbindet. Dieser horizontale Anker wird durch den Gewölbeschub auf Zug in Anspruch genommen, und man hat, um die Stabilitätsverhältnisse der Construction zu untersuchen, ganz in der vorstehenden Art zu verfahren, nur daß man außer den bisher in Betracht gezogenen Kräften Q, G und H noch die dem Gewölbeschube H entgegengesetzt gerichtete Zugkraft Z des Ankers in die Rechnung, bezw. in die Construction einführt. Ist nun die Dicke, welche man dem Widerlager geben kann, bekannt, so findet man für einen gleichfalls anzunehmenden Stabilitätscoefficienten σ die Größe der von dem Anker auszuübenden Zugkraft Z und hieraus nach den aus dem folgenden Capitel sich ergebenden Regeln den Querschnitt des eisernen Ankers.

Kreuz- und Klostergewölbe. Denkt man sich einen im Grundrisse §. 29. rechteckigen Raum $ABCD$, Fig. 93 (a. f. S.), dessen Seiten a und b sein mögen, durch ein Tonnengewölbe von der Spannweite $AB = b$ und der Pfeilhöhe $ME = f$ überspannt, und schneidet dieses Gewölbe durch zwei Vertical-ebenen nach den Diagonalen AC und BD , so erhält man vier cylindrische