

Bei derartig weitgespannten Kranen besteht bei verschiedener Stützenbelastung die Gefahr des Voreilens einer Stütze und hieraus ein Verecken der Portalbrücke. Zur Überwachung des gleichmäßigen Fahrens beider Stützen leuchtet bei Einschaltung für jeden Fahrmotor im Führerstand eine weiße Lampe auf. Auf den beiden Kranbahnen befinden sich in kurzen Abständen gleichsitzende Anschläge, bei deren Überfahren für jede Stützenseite eine rote Lampe aufleuchtet. Zeigen die beiden weißen Lampen, solange sie brennen, den ordnungsmäßigen Lauf der Fahrmotoren selbst an, so gibt eine Störung des gleichzeitigen Aufleuchtens des roten Lampenpaares dem Kranführer eine gegenseitige Verschiebung der Portalstützen an. Diese läßt sich nach Entkuppeln der Anlasser durch Verfahren einer Stütze berichtigen. Diese einfache Kontroll-einrichtung hat sich als völlig ausreichend erwiesen.

Die Kranbahn besteht aus Eisenbahnschienen Profil 15 mit Triefonds unmittelbar auf dicht an dicht verlegten Kiefernswellen 18/26 befestigt und auf eingeschlammten Sandboden verlegt. Nach 18monatiger Betriebsdauer weist diese einfache Kranbahnausbildung trotz des hohen Raddruckes von 24 t und somit eines Fahrwagendruckes von $4 \times 24 = 96$ t nur geringe Senkungen auf, die den Kran, da die Fahrwagen als Doppelbalanciers ausgebildet sind, nicht beeinflussen.

Bei dem Aufbau des Kranes war die bereits erwähnte Rücksicht auf den Grundbau zu nehmen; dazu kam, daß der Aufbau im Spätherbst ausgeführt wurde und durch die Geländeverhältnisse mit starken Winden, besonders Wirbelwinden, gerechnet werden mußte.

Auf der am Westende des Grundbaues befindlichen Straße wurde eine Hilfsbrücke von 46,70 m Spannweite (40 t) zusammengebaut und auf das die beiden Fahrwagen mit den Portalfüßen verbindende 30 m lange Zugband abgesetzt und etwa 30 m ostwärts über die Baugrube verfahren, um den Aufbau mit Rücksicht auf den vorhandenen Geländeabfall in

einem Geländeteil auszuführen, in dem sich bei fortschreitender Montage eine sichere und ausreichende Abspannung der Portalstützen ermöglichte.

Gleichzeitig waren auf der Nord- und Südseite zwei Stahl-Standmaste von 40 m Höhe geneigt aufgestellt, welche die unteren Halbrahmen der Portalstützen, je 15 t, die liegend auf dem Boden montiert waren, auf-

zurichten und auf die Portalfüße abzusetzen hatten (Abb. 3). Auf diese 30 m hohen, abgespannten und frei stehenden Halbportale wurde dann die durch die Standmaste hochgezogene Hilfsbrücke abgesetzt, um zwischen den beiden Portalstützen während der weiteren Montage bis zu 60 m Höhe eine feste Verbindung zu schaffen (Abb. 4).

Dieser weitere Freihochbau geschah dann durch zwei versteifte Holz-maste, die klammerartig mit ihrer Haltekonstruktion die Stützen umfaßten und die auf dem Boden in Schüssen von 11 m Länge zusammengebauten Stützenteile (je 2,5 t) hochzogen. Sie selbst „klettern“ dann jeweils um eine Schußlänge höher und bauten zuletzt gemeinsam das Kopfstück (10 t) als Verbindung der beiden Stützen eines Portales ein (Abb. 4).

An einer in den Portalköpfen befindlichen Traverse (Abb. 4 u. 5) wurde die Hilfsbrücke bis in 57 m Höhe hochgezogen und diente dort als Montagebühne, auf der dann der Zusammenbau des 70 t schweren Mittelteiles der Kranbrücke mit Hilfe eines kleinen handbewegten Portal-kranes ausgeführt wurde. Die beiden

Kragarme der Kranbrücke (je 15 t) wurden als Ganzes mit einem hölzernen Ausleger hochgezogen (Abb. 5).

Nach Fertigstellung wurde die Hilfsbrücke abgelassen und in zwei Hälften zerlegt, um dann bei dem späteren Aufbau der einzelnen Rahmen des Hebewerkgerüsts in deren halber Höhe als Montagehilfsverband zu dienen (s. a. Abb. 1). Indem man diesen doppelten Zweck der Hilfsbrücke bei ihrer konstruktiven Durchbildung von Anfang an vorgesehen hatte, war es ohne Mehrkosten möglich gewesen, eine wesentliche Erhöhung der Sicherheit für den Aufbau des Kranes zu schaffen. Im letzten Montagezustand war der Kran mit etwa 5000 m Gesamtseillänge abge-

spannt. Die Berechnung und Lieferung der Stahlkonstruktion des Kranes erfolgte durch die Firma Aug. Klönne, Dortmund, der maschinellen und elektrischen Einrichtung durch die Demag A.-G., Duisburg. Die Montage übernahm die für den Gesamtaufbau der Stahlkonstruktion des Schiffshebewerkes gebildete Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen Aug. Klönne, Dortmund, J. Gollnow & Sohn, Stettin, Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen, und Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer.

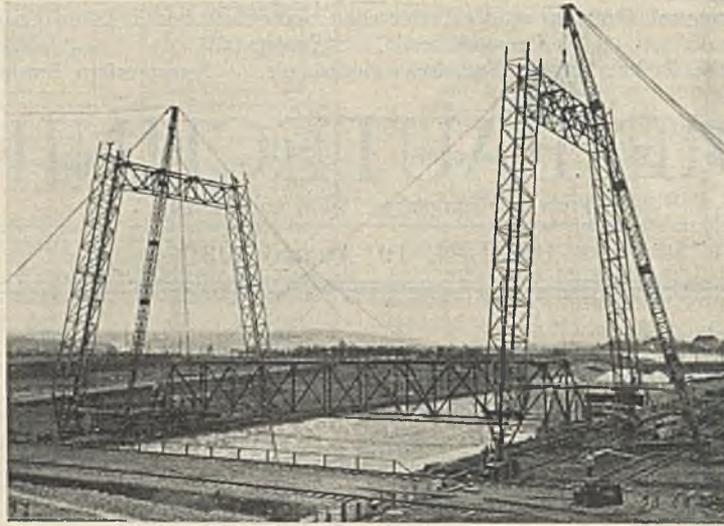


Abb. 3. Aufstellung der unteren Halbportale mittels Standmasten.

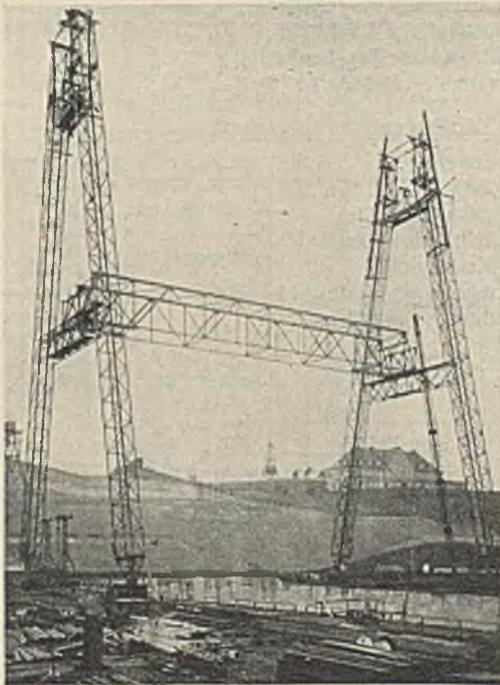


Abb. 4. Freihochbau der oberen Halbportale nach erfolgter Verbindung der unteren Halbportale durch die Hilfsbrücke; Einbau der Kopfstücke und Traversen.

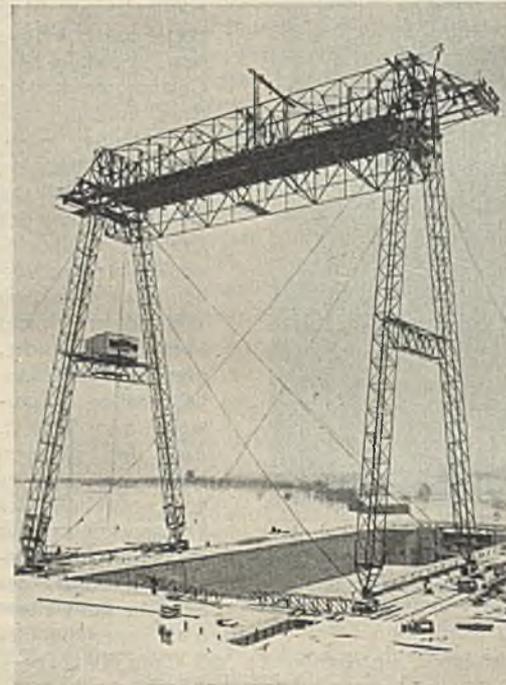


Abb. 5. Hilfsbrücke in 57 m Höhe als Montagebühne für das Mittelteil der Kranbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Räumlich gekrümmte Stahlbrücken.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt und Willy Gehlen, Berlin.

Bei der Linienführung von Eisenbahnen soll darauf geachtet werden, daß alle Kunstbauten nach Möglichkeit in der Geraden liegen. Stahlbrücken beispielsweise, bei denen dies nicht der Fall ist, erfahren hierdurch eine recht merkwürdige Kostensteigerung: Die Unregelmäßigkeiten des Fahrhängergerippes verteuern die Werkstattarbeiten, durch die häufig notwendige Vergrößerung des Hauptträgerabstandes erhöht sich das Fahr-

bahngewicht, und auch die Hauptträger selbst werden schwerer. Folgen mehrere solcher Überbauten aufeinander, so stoßen sie über den Zwischenpfeilern unter einem stumpfen Winkel zusammen. Häufig müssen dann die äußeren Hauptträger eine größere Stützweite erhalten als die inneren. Auch das Aussehen eines solchen Brückenzeuges ist nicht befriedigend; wird doch selbst dem Laien der Widerspruch auffallen zwischen den

Knickpunkten über den Zwischenpfeilern und dem Zweck des ganzen Bauwerkes, der Überführung eines naturgemäß stetig gekrümmten Gleises.

Trotz aller dieser Gründe lassen sich natürlich Brückenbauwerke, auf denen die Bahnachse in einer Kurve liegt, nicht immer vermeiden. In den letzten Jahren ist nun in solchen Fällen in steigendem Maße von einer Bauweise Gebrauch gemacht worden, die sich von der üblichen, vorstehend erwähnten grundsätzlich dadurch unterscheidet, daß die Brückenachse nicht eine Sehne der Bahnachse bildet, sondern mit dieser zusammenfällt. Die Hauptträger liegen demgemäß im Grundriß in Kurven, also im allgemeinen auf zur Bahnachse konzentrischen Kreisen¹⁾. Sind es Blechträger, so werden sie stetig gekrümmt; die Gurte von Fachwerkträgern können zwischen den Knotenpunkten auch geradlinig verlaufen. Die Querträger wird man bei dieser Ausführung zweckmäßig radial anordnen, so daß die Fahrbahnfelder zwar nicht mehr rechteckig, aber doch unter sich gleich werden. Diese Konstruktion kann wegen der schwierigeren Werkstattarbeit weder eine Verbilligung noch wegen der räumlichen Zusatzmomente in den Haupt- und Querträgern eine Gewichtsersparnis erbringen; eher dürfte das Gegenteil der Fall sein. Für die Wahl dieser Bauweise müssen daher jeweils besondere Gründe vorliegen.

Bei dem ersten der im folgenden besprochenen drei Bauwerke liegen diese Gründe klar zutage. Die Schienen dieser Kohlenabsturzbahn²⁾ (Abb. 1) ruhen unmittelbar auf den in 1,5 m Abstand angeordneten Hauptträgern. Letztere müssen sich daher der Kurve, die einen Radius von 180 m hat, besonders genau anschmiegen. Bei ebenen Hauptträgern wäre dies nur durch eine sehr enge Stützenstellung zu erreichen gewesen. Eine solche Vermehrung der Stützenszahl war aber nicht nur wegen der betrieblichen Erfordernisse des Kohlenlagerplatzes unerwünscht, sondern auch wegen des mangelhaften Baugrundes, der ziemlich teure Fundierungen erforderte. So waren in diesem Fall gekrümmte Hauptträger die zweckmäßigste und auch wirtschaftlich vorteilhafteste Lösung.

Vorhanden sind zwei in einer Kurve von 180 m Radius liegende Überbauten mit rd. 13,7 m Stützweite. Die geschweißten Hauptträger haben Stehbleche 1500 · 12.

der Stadt (Abb. 2), das andere befindet sich in einem Viadukt mit zwölf Feldern von je 28,5 m Stützweite, der von der Hochbahnstation Nordring zum Untergrundbahnhof Pankow (Vinetastr.) im Norden Berlins überleitet. Vier dieser zwölf Öffnungen liegen in einer Kurve von 400 m Radius (Abb. 3).

An die Bauwerke einer städtischen Schnellbahn sind mit Rücksicht auf ihren Massenverkehr und ihre Lage im Stadtbild ganz besonders weitgehende Ansprüche in technischer und künstlerischer Beziehung zu stellen. Daher dürfte es von besonderem Interesse sein, die Gründe kennenzulernen, welche die Bauherrin in diesen beiden Fällen zur Wahl des in Rede stehenden Systems bewegen haben³⁾.

Auf den neueren Strecken der Berliner Hochbahn liegen die Gleise auf Querschwellen in einem Schotterbett, das beiderseits von Kabelkästen begrenzt ist. Die Breite des Schotterbettes ist überall die gleiche; dies erwies sich als äußerst vorteilhaft für die Gleisüberwachung, da zur Feststellung der richtigen Gleislage nur der konstante Abstand zwischen Abschlußwand und Schiene nachzuprüfen ist. Es lag nahe, sich diesen Vorteil auch in den gekrümmten Strecken zu sichern, indem man auch hier die Abschlußbleche der Gleisachse folgen ließ. Diese Bleche greifen in die Buckelplatten hinein und sind zu diesem Zweck unten segmentförmig beschnitten (vgl. Abb. 8, Pkt. „a“). Bei rechteckiger Ausbildung des Fahrbahnrostes und gekrümmten Abschlüssen wären nun alle diese Segmente und ebenso die Bohrungen sämtlicher Querträger verschieden geworden.

Es war daher nur eine logische Fortsetzung des einmal eingeschlagenen Gedankenganges, wenn man nun auch die äußere Begrenzung der Kabelkästen, d. h. im Regelfall der unterliegenden Fahrbahn die Hauptträger, der Krümmung folgen ließ und dadurch wieder durchweg gleiche Fahrbahnfelder erzielte. Gleichzeitig wird hierdurch die in Kurven erforderliche Vergrößerung des Hauptträgerabstandes auf das geringste Maß beschränkt.

Dies ist gerade bei städtischen Schnellbahnen besonders erwünscht, einmal im Interesse der natürlichen Belichtung der Straße und der unteren Stockwerke der anliegenden Gebäude, dann auch mit Rücksicht auf die meist sehr geringe Konstruktionshöhe der Querträger.



Abb. 1. Kohlenabsturzbahn im Gaswerk Berlin-Neukölln.

Schienen auf den Hauptträgerobergurten noch nicht verlegt. Im Hintergrunde zwei gekrümmte Überbauten.



Abb. 2. Straßenunterführung am Bahnhof Ruhleben d. Berliner Hochbahn.

Zwei weitere räumlich gekrümmte Stahlbrücken wurden in den letzten Jahren in Verlängerungsstrecken der Berliner Hochbahn errichtet. Das eine dieser Bauwerke dient als Überbrückung einer Straße in einer Dammstrecke kurz vor dem neuen Endbahnhof Ruhleben im äußersten Westen

¹⁾ Eine Zusammenstellung derartiger älterer Bauwerke findet sich anlässlich der Beschreibung einer hierhergehörigen Brücke bei Bühler: „Die neue Aarebrücke der Gäubahn bei Olten“, Bautechn. 1930, Heft 29/32; s. a. Kapsch: Die Eisenkonstruktionen der Viadukte und Brücken der Hamburger Hochbahn. D. Bauztg. 1914, S. 593.

²⁾ Vgl. Massenbergl: Geschweißte Eisenbahnbrücke mit Stützweiten der einzelnen Öffnungen bis zu 15 m. Bauing. 1931, Heft 40.



Abb. 3. Hochbahnviadukt in der Schönhauser Allee, Berlin.

Bei dem Viadukt im Norden Berlins folgen die Hauptträger in strenger Durchführung der vorstehenden Grundsätze auch dem Übergangsbogen; ebenso wächst in diesem Bereich ihr Abstand stetig an. Da an der gleichen Stelle auch ein Knick des Gefälles von 1:700 auf 1:31 liegt, läßt die geometrische Berechnung des Systems an Schwierigkeit allerdings nichts mehr zu wünschen übrig. Für diesen einmaligen Mehraufwand tauscht man aber nicht nur die ständige Erleichterung der Gleisunterhaltung,

³⁾ Der folgende Abschnitt fußt auf Mittellungen von Herrn Oberingenieur Ollert von der Berliner Nordsüdbahn-A.-G., dem auch an dieser Stelle für seine lebenswürdige Unterstützung gedankt werde.

entsprechendes gilt für die andere Achse. Man erhält zwei Werte der Standsicherheit, von denen selbstverständlich der kleinere maßgebend ist.

Die Fußkonstruktion der Stütze steht in einer besonders abgedeckten Grube und verschwindet völlig unter dem Bürgersteig. Auf die Abdichtung der Grube wurde die größte Sorgfalt verwendet.

Die in rd. 1,75 m Abstand vorgesehenen Aussteifungen der Hauptträger stehen auch in dem stark geneigten Teil des Viaduktes mit Rücksicht auf das bessere Aussehen absolut senkrecht; nur die Querträger mit ihren Anschlußwinkeln sind senkrecht zur Hauptträgerneigung angeordnet. Bezeichnend für die Konstruktionsbedingungen einer städtischen Schnellbahn ist die außerordentlich beschränkte Bauhöhe der Querträger; um noch mit Walzträgern auskommen zu können, mußten trotz der bereits sehr engen Teilung noch breitflanschige Peiner Träger gewählt werden, und zwar ergab die statische Berechnung in dem nicht gekrümmten Teil bei 7,4 m Hauptträgerabstand ein IP 45; vgl. den Querschnitt durch den Überbau, Abb. 8. Selbstverständlich war erwünscht, das gleiche Profil, möglichst ohne kostspielige Verstärkungen, auch in der gekrümmten Strecke bei Hauptträgerabständen bis zu 7,77 m und zusätzlichen Einflüssen der Fliehkraft beibehalten zu können. Um dies zu ermöglichen, wurde die lastverteilende Wirkung des mittleren Längsträgers herangezogen.

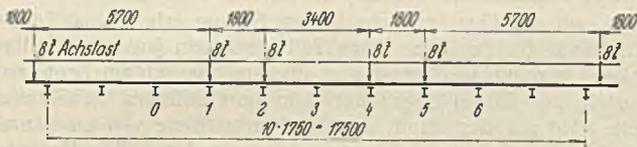


Abb. 9.

Abb. 9 zeigt einen Teil dieses Trägerstranges mit dem für die Berliner Hochbahn vorgeschriebenen Lastenschema. Hiernach wird sich eine recht brauchbare Näherungslösung ergeben, wenn man die Kontinuität des Längsträgers nur auf der Strecke 0—6 in Rechnung stellt. Paßt man noch durch geringfügige Änderungen den Radstand dem Querträgerabstand an, so erhält man das in Abb. 10 dargestellte System. Die Auflager der Querträger durfte man starr annehmen, da die Hauptträger bei dem vorliegenden Bauwerk im Verhältnis zu den Fahrbahnträgern außerordentlich steif sind. Dann ist das System der Abb. 10 noch fünffach statisch un-

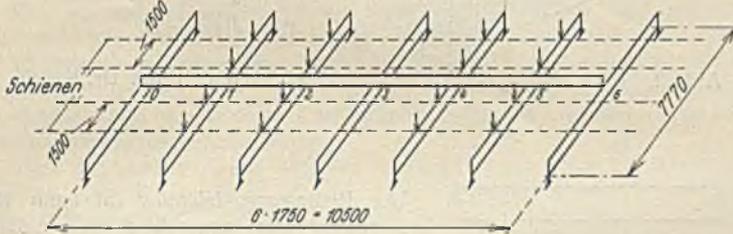


Abb. 10.

bestimmt. Als statisch unbestimmte Größen wurden die Drücke X_1 bis X_5 zwischen dem Längsträger und den fünf mittleren Querträgern eingeführt. Bei der vorliegenden symmetrischen Belastung ist $X_1 = X_5$ und $X_2 = X_4$, so daß nur drei Elastizitätsgleichungen zu lösen sind. Das Ergebnis zeigt Abb. 11 an Hand der Belastung und der Momentenlinie des mittleren Längsträgers. Die Entlastung der Querträger betrug über 20%; auch in diesem Teil des Bauwerkes konnten daher unbedenklich IP 45 Verwendung finden. Eigentümlicherweise hat das durch X_3 erzeugte negative Moment in dem von Radlasten nicht besetzten Querträger 3 (Abb. 10) fast die gleiche absolute Größe wie das positive Moment in den am wenigsten belasteten Querträgern 2 und 4.

Gesondert wurde die Rahmensteifigkeit des Bauwerkes untersucht; hierzu wurde das in Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, gegebene Verfahren benutzt. Es zeigte sich, daß die an sich geringe Steifigkeit des einzelnen Querträgers durch die enge Aufeinanderfolge der Rahmen ausgeglichen wurde, so daß die Rechnung eine reichliche Sicherheit ergab. Voraussetzung hierfür war natürlich eine solide Ausbildung der Rahmenecke (vgl. Abb. 8). Der obere Flansch des IP 45 wurde zu diesem Zweck weggeklinkt und durch vier Winkel mit zwischenliegenden Futteren ersetzt. Beiderseits des Steges liegen Laschen, zwischen welche von oben ein Eck-

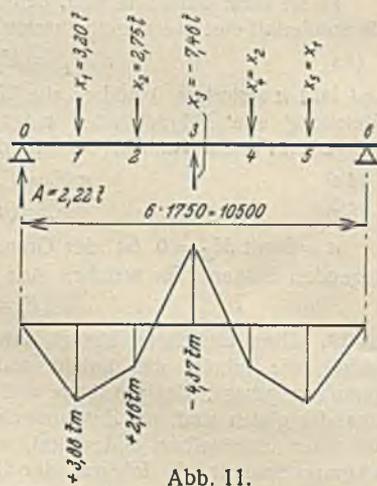


Abb. 11.

blech von der Stärke des Steges greift. Der untere Flansch des Querträgers ist unmittelbar, d. h. ohne Zwischenschaltung eines Konstruktionshöhe beanspruchenden Knotenbleches, mit dem Untergurt der Hauptträger vernietet.

Die Beschreibung des Bauwerkes werde mit einem Hinweis auf die Ausbildung des mittleren Längsträgers abgeschlossen. Dieser Träger liegt, entgegen der üblichen Ausführung, oberhalb der Querträger (Abb. 8). Hierdurch wird erreicht, daß jedes Gleis seinen besonderen Bettungskoffer hat und daher besonders gut gegen seitliche Verschiebungen gesichert ist. Naturgemäß wird auch die kontinuierliche Ausbildung des Trägers einfacher. Die Buckelbleche sind unter den unteren Flansch des Trägers genietet; die untere Gurtplatte ist statisch nicht erforderlich und dient nur zur gleichmäßigen Verteilung der in den Nieten entstehenden Zugspannungen. Im übrigen trug man hinsichtlich dieser Zugspannungen im vorliegenden Fall keine Bedenken, da die Buckelbleche durch ihre langgestreckte Form nahezu als Tonnenbleche wirken, d. h. den Hauptteil ihrer Last unmittelbar an die Querträger abgeben werden. Die Montage der Brücken geschah in einfachster Weise. Ein in Straßenhöhe fahrender Portalkran, der das ganze Bauwerk überspannte, legte die schwereren Teile, wie Haupt- und Querträger, auf provisorische Holzbocke. Ein kleinerer, auf den Hauptträgerobergurten verfahrbarer Bockkran erledigte den Einbau der übrigen Bauteile.

Die Straßenunterführung am Bahnhof Ruhleben stimmt in vielem mit dem vorstehend Geschilderten überein. Insbesondere ist die Querschnittsausbildung die gleiche. Die Hauptträger sind Gelenkträger üblicher Bauweise, mit je einem Gelenk in den Seitenöffnungen, dicht neben den Pendelstützen (Abb. 12). Die Buckelblechebene geht bei dieser Brücke

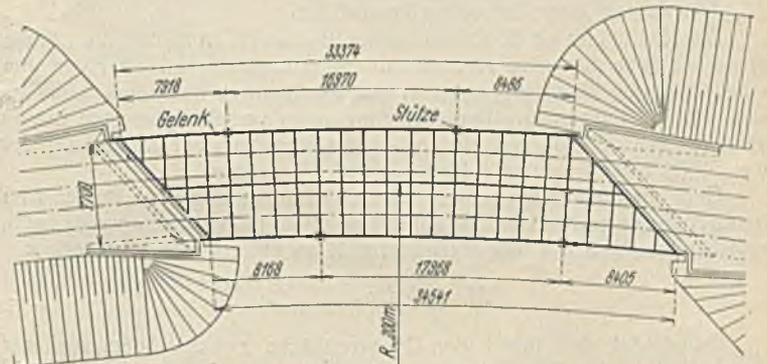


Abb. 12. Grundriß der Straßenunterführung am Bahnhof Ruhleben.

als Windverband von Widerlager zu Widerlager durch. In die letzteren ist eine Stahlkonstruktion eingebaut, an die die Wind- und Fliehkkräfte abgegeben werden. Die Übertragung erfolgt in der Mitte der schiefen Endquerträger, die als Träger auf drei Stützen gelagert sind. Ferner ist der über die Querträger laufende mittlere Längsträger auf der Seite der festen Lager durch einen Gelenkstab an einen ebenfalls in das Widerlager eingelassenen Bremsbock angeschlossen. Der Krümmungsradius beträgt rd. 200 m.

Die Berechnung der zuletzt beschriebenen Brücke erfolgte in der gleichen Weise, wie in den in Fußnote 1 angegebenen Quellen für die dort behandelten Bauwerke dargelegt. Dieses Näherungsverfahren ergab für die Momente des ebenen Trägers infolge ständiger Last in erster Näherung eine Vergrößerung um etwa 3,5%. Eine Wiederholung der Rechnung zwecks Erzielung eines verbesserten Näherungswertes erschien mit Rücksicht auf die Geringfügigkeit dieses Vermehrungsfaktors nicht notwendig. Die für den ebenen Träger errechneten Momente aus Verkehrslast wurden daraufhin genau genug um 4% erhöht. Auf Wunsch der Reichsbahn als Aufsichtsbehörde wurde die Berechnung einem Ingenieurbüro zur Begutachtung übergeben. Neue Gesichtspunkte für die Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken ergaben sich hieraus übrigens nicht.

Bei dem Viadukt in der Schönhauser Allee ist der Einfluß der Krümmung offenbar noch erheblich geringer. Die für den ebenen Träger errechneten Momente wurden daher einfach um den geschätzten Faktor von 2% erhöht.

Ganz anders lagen die Verhältnisse bei dem Überbau für das Gaswerk Neukölln, da für die Größe der Zusatzmomente neben dem Krümmungsradius in erheblichem Maße auch der Hauptträgerabstand maßgebend ist, der hier nur 1,5 m beträgt. Der an erster Stelle genannte Verfasser hat inzwischen ein exaktes Verfahren für die Berechnung von räumlich gekrümmten Stahlbrücken entwickelt⁵⁾, über das demnächst in einer gesonderten Arbeit berichtet werden soll und das hier erstmalig angewendet wurde.

Die Berechnung, Lieferung und Montage der drei vorstehend beschriebenen, räumlich gekrümmten Stahlbrücken erfolgte durch die Firma Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof.

⁵⁾ Dissertation Technische Hochschule Berlin; Die Arbeit erscheint demnächst in der „Bautechnik“.

Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Hajnal-Kónyi, Darmstadt.

Die plastischen Formänderungen der Baustoffe bewirken in manchen Fällen einen Ausgleich zwischen den Größtwerten der Momente von statisch unbestimmten Konstruktionen. Diese Erscheinung kann unter gewissen Voraussetzungen bei der Bemessung eines Tragwerkes berücksichtigt werden, wodurch u. U. recht erhebliche Materialersparnisse zu erzielen sind. Im Zusammenhang damit entsteht die Aufgabe, den Momentenverlauf bzw. die Schlußlinie der Momentenfläche so zu bestimmen, daß die größten positiven und negativen Momente ihrem Absolutwert nach gleich werden.

In dem kürzlich erschienenen Buch von Dr. Kann¹⁾ wird der Momentenausgleich bei einigen Systemen näher untersucht, und zwar beim durchlaufenden Träger, bei zweistieligen und bei geschlossenen Rechteckrahmen. Dr. Kann grenzt auch die Bedingungen bezüglich der plastischen Formänderungen ab, an welche das Zustandekommen eines derartigen Momentenverlaufes gebunden ist; auf diese soll jedoch hier nicht eingegangen werden. Den Fall, daß der Momentenausgleich ohne plastische Formänderungen, also sozusagen von selbst entsteht, bezeichnet Dr. Kann als „natürlichen Momentenausgleich“.

Beim durchlaufenden, an seinen Endauflagern frei aufliegenden Träger sind meistens die Momente im Endfeld maßgebend. Ein Momentenausgleich findet dann statt, wenn die Gleichung

$$(1) \quad M_F = M_S \text{ (absolut)}$$

erfüllt ist. Hier bedeutet M_F das größte positive Moment im Endfeld, M_S das Moment über der ersten Innenstütze.

Dr. Kann gibt im II. Kapitel seines Buches (S. 18 bis 28) die Lösung dieser Aufgabe für zehn verschiedene Belastungsfälle an. Der von ihm eingeschlagene Weg ist jedoch etwas umständlich, besonders wenn es sich um die Zusammenwirkung von mehreren verschiedenartigen Lasten handelt. Nachfolgend soll ein einfacheres Verfahren zur Auffindung der die Gl. (1) befriedigenden Schlußlinie gezeigt werden.

Geht man bei einem auf der einen Seite frei aufliegenden Balken vom freien Auflager aus, welches im folgenden immer links gedacht werden soll, so ist bekanntlich das Biegemoment M an einer beliebigen Stelle x

$$(2) \quad M = \int_0^x Q dx = [F_Q]_0^x.$$

$[F_Q]_0^x$ bedeutet den Inhalt der Querkraftfläche zwischen dem Auflager und zwischen der Stelle x . Ist das betreffende Feld direkt belastet — was bei der hier vorliegenden Aufgabenstellung immer der Fall ist —, so besteht die Querkraftfläche im allgemeinen aus zwei Teilen mit entgegengesetztem Vorzeichen. An der Stelle, wo diese beiden Teilflächen aneinander grenzen (x_0), tritt das größte Feldmoment M_F auf. Hier ändert die Querkraft ihr Vorzeichen entweder sprunghaft, oder sie wird zu 0. Bei der üblichen Festsetzung der Vorzeichen ist der linke Flächenteil, der mit F_l bezeichnet werden soll, positiv, der rechte negativ, sein Absolutwert sei F_r .

Es gelten somit folgende Gleichungen²⁾ (vgl. Abb. 1):

$$(3) \quad M_F = \int_0^{x_0} Q dx = [F_Q]_0^{x_0} = F_l \quad \text{und}$$

$$(4) \quad M_S = \int_0^l Q dx = \int_0^{x_0} Q dx + \int_{x_0}^l Q dx = [F_Q]_0^{x_0} + [F_Q]_{x_0}^l = F_l - F_r.$$

Aus Gl. (1) folgt unter Verwertung der Gl. (3) und (4):

$$(5) \quad F_l = |F_l - F_r| = F_r - F_l \quad \text{oder} \quad F_r = 2 F_l.$$

¹⁾ Dr.-Ing. Felix Kann: Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau. Eine neue Statik als Grundlage für wirtschaftliches Konstruieren. Verlag de Gruyter, 1932.

²⁾ Das hier Gesagte behält seine Gültigkeit natürlich auch im Sonderfall, daß die Querkraft auf einer ganzen Strecke verschwindet.

Die Forderung der Gl. (1) ist also gleichbedeutend mit der Bedingung, daß der Inhalt des rechten Teils der Querkraftfläche doppelt so groß sein muß wie der Inhalt des linken Teils. Die Bedeutung der Bedingungsgleichung (5) wird für einen allgemeinen Belastungsfall durch Abb. 1 veranschaulicht, die keiner weiteren Erklärung bedarf. Es handelt sich um die Auffindung einer solchen Schlußlinie der Querkraftfläche oder mit anderen Worten um eine solche Zerlegung der gesamten Belastung des Feldes $R = \Sigma P + \int p dx$ in die Auflagerkräfte $A = \alpha R$ und $B = (1 - \alpha) R$, daß der linke Teil der Querkraftfläche halb so groß wird wie der rechte. In die Bedingungsgleichung kann entweder der Ort x_0 des größten Feldmomentes M_F , bzw. das Teilungsverhältnis $\xi_0 = \frac{x_0}{l}$, oder das Teilungsverhältnis α eingesetzt werden. Ist x_0 von vornherein bekannt (z. B. bei Einzellasten mit sprunghaftem Übergang der Querkraft vom Positiven ins Negative), so wird α gesucht, wobei es genügt, α auf diejenige Einzellast zu beschränken, welche an der Stelle x_0 angreift (vgl. P_2 in Abb. 1). Bei verteilter Belastung ist es dagegen meistens zweckmäßiger, x_0 bzw. ξ_0 als Unbekannte einzuführen. Tritt M_F im Bereich einer Streckenlast an einer Stelle auf, wo die Querkraftlinie keinen Sprung erleidet, so kann ξ_0 auf die betreffende Strecke oder einen Teil derselben (anstatt auf die ganze Feldweite l) bezogen werden, wie es eben rechnerisch am bequemsten ist. Der Vorteil der Gl. (5) gegenüber dem unmittelbaren Anschreiben der Momente liegt auf der Hand, da die Querkraftlinie von einer um einen Grad niedrigeren Ordnung ist als die Momentenlinie. Der Vorteil ist um so größer, je verwickelter die Belastung ist, aber auch schon in den einfachsten Grundfällen ist die Vereinfachung zu erkennen, wie dies der Vergleich der nachfolgenden Beispiele mit der angeführten Quelle bestätigt (Abb. 2 u. 3).

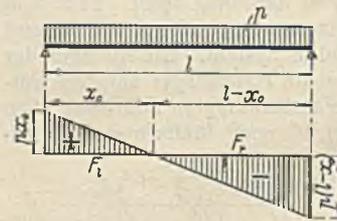


Abb. 2. Gleichmäßig verteilte Vollbelastung (Fall 1 bei Dr. Kann).

Die Bedingungsgleichung (5) kann für x_0 unmittelbar angeschrieben werden:

$$p \frac{(l - x_0)^2}{2} = 2 \frac{p x_0^2}{2} \quad \text{oder} \quad x_0^2 + 2 l x_0 - l^2 = 0, \quad \text{woraus} \quad x_0 = l(\sqrt{2} - 1).$$

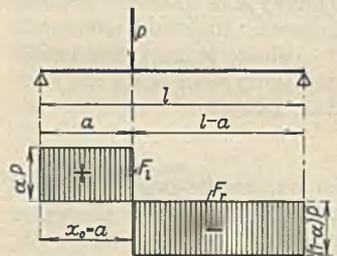


Abb. 3. Eine Einzellast in beliebiger Stellung (Fall 6 bei Dr. Kann).

Die Bedingungsgleichung (5) kann für α unmittelbar angeschrieben werden:

$$(l - \alpha) \cdot P \cdot (l - a) = 2 \alpha P \cdot a, \quad \text{woraus} \quad \alpha = \frac{l - a}{l + a}.$$

Es ist nicht ohne Interesse, den hier behandelten Momentenausgleich als Sonderfall einer verallgemeinerten Gleichung (1) aufzufassen. Setzt man

$$(1a) \quad n M_F = M_S \text{ (absolut)}$$

und läßt n zwischen 0 und ∞ alle Werte durchwandern, so umfaßt diese Gleichung alle Möglichkeiten eines auf der einen Seite momentenfrei gelagerten Feldes. Aus Gl. (1a) folgt die verallgemeinerte Form von Gl. (4):

$$(4a) \quad n F_l = F_r - F_l \quad \text{und}$$

$$(5a) \quad F_r = (n + 1) F_l$$

$n = 0$ mit $M_S = 0$ ist der Grenzfall des an beiden Enden frei aufliegenden Balkens, für welchen sich aus Gl. (5a)

$$F_r = F_l$$

ergibt. Diese Beziehung besagt, daß bei dem beiderseitig frei gelagerten Balken die Inhalte des linken und des rechten Teiles, oder noch allgemeiner gesagt: der positiven und negativen Teile der Querkraftfläche einander gleich sind, ein Zusammenhang, der wohl wenig beachtet wird, der aber unmittelbar einleuchtet, wenn man nur daran denkt, daß das Biegemoment als Integral der Querkraftfläche sowohl von links als auch von rechts her ermittelt werden kann.

$n = 1$ ist der vorstehend erörterte Sonderfall, welcher die Veranlassung zu dieser Untersuchung gegeben hat.

$n = \infty$ führt zum Verschwinden des linken Teils der Querkraftfläche ($F_l = 0$) und entspricht somit dem Fall der vollkommen kräftefreien Auflagerung auf der einen Seite bzw. dem einseitig eingespannten (Krag-) Träger.

Alle Rechte vorbehalten.

Stählerne Fabrikschornsteine.

Von Professor P. Stephan, Altona.

Der Stahlbau hat in wenigen Jahren riesige Fortschritte gemacht und Anwendungsgebiete gefunden, an die man noch vor gar nicht so langer Zeit kaum gedacht hat. Auf einem Gebiet ist er — von seltenen Ausnahmen abgesehen — recht rückständig geblieben, das ist der Bau von Fabrikschornsteinen. Auch heute noch gelten Fabrikschornsteine aus Stahl nur bei kleineren Lokomobil-Anlagen als angebracht und werden durch aus Steinen aufgebaute oder aus Beton gestampfte ersetzt, wenn der Betrieb entsprechende Mittel erübrigt hat.

Demnach müßten dem Stahl-Schornstein große, schwerwiegende Mängel anhaften. Bei sorgfältigem Suchen findet man etwa folgende:

1. Der Stahlmantel wird im Innern von den schwefligen Gasen zerfressen und außen vom Rost; infolgedessen sinkt die Festigkeit und Stabilität mit der Zeit.

2. Wenn eine Verankerung aus irgendeinem Grunde ausfällt, verschwindet die Standsicherheit des Bauwerkes, sobald der Wind stark von der Seite der fehlenden Verankerung weht.

3. Infolge des guten Wärmedurchganges durch die dünne Stahlwand werden die aufsteigenden Feuergase stark abgekühlt und dadurch der Zug verschlechtert.

Das ist alles, und dem oberflächlichen, voreingenommenen Denken genügt es auch. Aber wie steht es tatsächlich damit?

Zuerst Punkt 3: Als normale Rauchgasgeschwindigkeit setzt man 4 m/sek an; ein 36 m hoher Schornstein wird also in 9 sek durchströmt. Als normale Eintrittstemperatur der Rauchgase in den Schornstein rechnet man 300° C. Nimmt man als Temperatur der Außenluft — 20° bei einem Sturm von 35 m/sek Windgeschwindigkeit, entsprechend dem Winddruck 150 kg/m², an, so ergibt eine umständliche Wärmerechnung, daß die Austrittstemperatur an der Mündung eines 36 m hohen und 0,45 m weiten Schornsteins nur noch etwa 100° beträgt, während sie freilich bei Windstille nahezu auf den doppelten Betrag kommt.

Der Einwand 3 ist also für einige wenige, besonders ungünstige Stunden zutreffend, wenn man sagt, daß der Wärmeaustausch infolge der ziemlich hohen Rauchgasgeschwindigkeit und der möglichen sehr hohen Windgeschwindigkeit vorübergehend erheblich werden kann.

Das macht natürlich nichts für die Schornsteine von Sägewerken u. dgl., wo der Brennstoff umsonst und reichlich anfällt. An anderen Stellen ist ein einfaches Mittel dagegen die innere Auskleidung mit einer rd. 10 cm dicken Betonschicht, der mit Leichtigkeit noch Schamottepulver beigemischt werden kann. Dann ist der Wärmeaustausch zwischen den Rauchgasen und der äußeren Luft kaum verschieden von dem eines aus Beton gestampften Schornsteines.

Die Ausführung macht sich bei richtiger Organisation des Aufbaues sehr einfach: Der Stahlmantel wird in zusammengesetzten Teilen von etwa 6 m Länge angeliefert, die mit Hilfe eines Mastenkranes mit den zur Verschraubung nötigen Innenwinkeln aufeinander gesetzt werden. Das richtige Aufsetzen wird von einem, bei großen Durchmessern von zwei Mann kontrolliert, die auf einem Bohlenbelag stehen, der seinerseits auf der etwa 1,2 m unter dem oberen Rande aufgehenden Betonausfütterung liegt. Nach dem Zusammenschrauben wird vom Kran auf den oberen Rand des neuen Schusses die fertig zusammengebaute Arbeitsbühne gesetzt, von der an einer Kette, in der Höhe verschiebbar, ein Futterzylinder aus Stahlblech mit kegeligem Deckel hängt. Der Zylinder führt sich mit seinem unteren Ende in der schon vorhandenen Ausstufung und oben durch leicht abschraubbare Lappen, so daß er an den Winkelringen vorbeigebracht werden kann, mit soviel Spiel, daß Nietköpfe oder Abweichungen von der genauen Kreisform bei den Nietnähten nicht stören. Vom Kran aus wird Gußbeton in einen auf der Bühne angeordneten Trichter mit einem anhängenden Verteilungsschlauch gegeben und von der Bühne aus festgestampft.

Der Schornstein wird durch diese Ausfütterung naturgemäß teurer, bleibt aber immer noch sehr billig und leicht im Verhältnis zu einem gemauerten oder Betonschornstein.

Mit der Ausfütterung wird auch der oben als Punkt 1 genannte Einwand beseitigt. Sie schützt den Stahlmantel gegen jeden chemischen Einfluß der Rauchgase, und die Außenseite läßt sich ja durch den gebräuchlichen Anstrich recht gut gegen Rosten sichern.

Bleibt nur noch der zweite Punkt der obigen Aufstellung. Hier muß eine sachgemäße Berechnung stattfinden, die etwas weiter geht als die zur Zeit vorgeschriebene, daß man die Stärke der Anker nur aus der Windkraft unter der Voraussetzung, daß alle Anker wirken, mit der für den gewöhnlichen Flußstahl geltenden Beanspruchung $\sigma_z = 800 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt und sich im übrigen um die Höhe der tatsächlichen Beanspruchung gar nicht kümmert. Wie hier zweckmäßig vorzugehen ist, wird am besten an einem Zahlenbeispiel gezeigt.

Mittelgroße Schornsteine kämen ganz gut mit einem Satz von vier Ankern aus, die alle in derselben Höhe angreifen. Die doppelte Verankerung in zwei verschiedenen Höhen gibt eben die in Punkt 2 verlangte Sicherheit, die dort nur vom Standpunkt des voreingenommenen und über den Sachverhalt selbst mangelhaft unterrichteten Gegners als nicht vorhanden bezeichnet wurde.

Es handele sich um einen Schornstein von mittlerer Höhe und verhältnismäßig kleinem Innendurchmesser nach der Abb. 1. Zahlenmäßig sei gegeben:

Innendurchmesser $d_i = 0,45 \text{ m}$,

Ausfütterungsstärke $s_i = 0,10 \text{ m}$,

Blechstärke $s = 3 \text{ mm}$,

also Außendurchmesser $d_a = 0,656 \text{ m}$,

Halbmesser der Angriffstellen der Verankerung $r_a = 0,37 \text{ m}$,

Höhen $h_0 = 2,20 \text{ m}$, $h_1 = 14,00 \text{ m}$, $h_2 = 13,00 \text{ m}$, $h_3 = 4,80 \text{ m}$,

Abstand der vier symmetrisch gelegenen Verankerungspunkte in Bodenhöhe von der Schornsteinnachse $a = 10,50 \text{ m}$.

Hiermit ergibt sich

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{h_0 + h_1}{a - r_a} = 1,600, \quad \cos \alpha_2 = 0,530, \quad \sin \alpha_2 = 0,848;$$

$$\text{tg } \alpha_3 = \frac{h_0 + h_1 + h_2}{a - r_a} = 2,883, \quad \cos \alpha_3 = 0,327, \quad \sin \alpha_3 = 0,942.$$

Als größter, noch eben gut brauchbarer Wert ist etwa $\text{tg } \alpha_3 \approx 3$ anzusehen; daraus ist nötigenfalls der Abstand a zu bestimmen. Es ergibt sich hieraus von selbst, daß solche Schornsteine nur da anwendbar sind, wo für die Verankerungen genügend Raum vorhanden ist.

Man berechnet jetzt die Ankerlängen:

$$l_3 = \frac{h_0 + h_1 + h_2}{\sin \alpha_3} = 31,00 \text{ m}, \quad l_2 = \frac{h_0 + h_1}{\sin \alpha_2} = 19,10 \text{ m},$$

Die größte Windbelastung der Schornsteinsäule ist bei $p = 150 \text{ kg/m}^2$ Winddruck

$$q_1 = \frac{2}{3} \cdot p \cdot d_a = 65,6 \text{ kg/m}.$$

Die Schornsteinsäule ist ein prismatischer, gleichmäßig mit q_1 belasteter Träger auf drei gleich hohen Stützen; die elastische Nachgiebigkeit der Anker wird also nicht berücksichtigt, um den Rechnungsaufwand in Übereinstimmung mit dem praktischen Wert zu halten. Es ergibt sich dann in bekannter Weise die Auflagerkraft

$$N_3 = \frac{q_1}{2(h_1 + h_2)} \left[(h_2 + h_3)^2 - \frac{1}{4} \cdot h_2^2 + \frac{1}{2} \cdot h_3^2 + \frac{h_1}{h_2} \left((h_2 + h_3)^2 - \frac{1}{4} \cdot h_2^2 \right) \right]$$

$$N_3 = 700 \text{ kg}.$$

Aus der Momentengleichung in bezug auf die Auflagerstelle 2:

$$N_1 h_1 - \frac{q_1}{2} \cdot h_1^2 = N_3 h_2 - \frac{q_1}{2} (h_2 + h_3)^2$$

folgt dann

$$N_1 = 366 \text{ kg}$$

und aus der Summengleichung

$$N_1 + N_2 + N_3 = q_1 (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$N_2 = 1026 \text{ kg}.$$

Die größte Zugkraft tritt in einer Verankerung auf, wenn der Wind in der Richtung von der Verankerung auf die Säule weht. Man erhält sofort die Spannkraft

$$S_2 = \frac{N_2}{\cos \alpha_2} = 1936 \text{ kg}, \quad S_3 = \frac{N_3}{\cos \alpha_3} = 2130 \text{ kg}.$$

Nach der Vorschrift ist hieraus der Ankerquerschnitt zu berechnen mit $\sigma_z = 800 \text{ kg/cm}^2$:

$$F_3 = \frac{S_3}{\sigma_z} = 2,66 \text{ cm}^2,$$

also die Stärke der Rundanker $\delta \approx 19 \text{ mm}$.

Damit ist die übliche Berechnung beendet, die völlig offen läßt, daß die Anker eine gewisse, nicht geringe Vorspannung haben müssen, deren Größe man gewöhnlich dem Gutdünken oder, vorsichtiger ausgedrückt, der Erfahrung des Richtmeisters anheimgibt. Er zieht die Anker im allgemeinen so stark an, daß ungefähr — ein paar 100 kg/cm² mehr oder weniger gelten als belanglos — die sonst zulässige Beanspruchung von 1200 kg/cm² bei größtem Winddruck in der ungünstigsten Richtung herauskommt. Wünschenswert ist es, dem Richtmeister von vornherein ein Maß der vorzunehmenden Anspannung aufzugeben, das durch die folgende Überlegung erhalten wird.

Das Gewicht eines Ankers berechnet sich mit dem Zuschlagswert $\zeta_1 \approx 1,06$ für die Augen zu

$$G_2 = \frac{\pi}{4} \cdot \delta^2 \cdot l_2 \cdot \gamma \cdot \zeta_1 = 45 \text{ kg} \quad \text{bzw.} \quad G_3 = 73 \text{ kg}.$$

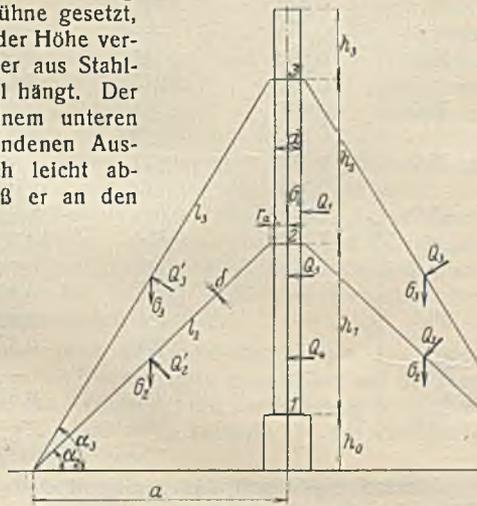


Abb. 1.

Die auf die vorderen Anker ausgeübte Windkraft beträgt

$$Q_2 = \frac{2}{3} \cdot p \delta l_2 \cdot \sin^2 \alpha_2 \cdot \zeta_2 = 27 \text{ kg} \quad \text{bzw.} \quad Q_3 = 54 \text{ kg},$$

worin $\zeta_2 \approx 1,03$ wieder einen Zuschlag für die Augen bildet.

Die Windkräfte auf die seitlichen Anker betragen

$$Q_4 = \frac{2}{3} \cdot p \delta l_2 \cdot \zeta_2 = 37 \text{ kg} \quad \text{bzw.} \quad Q_5 = 61 \text{ kg}.$$

Die Windbelastung der auf der Leeseite befindlichen Anker kann geradlinig abgestuft angenommen werden, von 0 am oberen Ende steigend bis auf die höchste Windlast am unteren Ende, so daß ihr Gesamt-betrag wird

$$Q_2' = \frac{1}{2} \cdot Q_2 \quad \text{bzw.} \quad Q_3' = \frac{1}{2} \cdot Q_3.$$

Für die Kräfte am oberen Haltering in Richtung des Windes gilt dann der Zusammenhang

$$(S_3 - S_3') \cos \alpha_3 = N_3 + \left(\frac{Q_3}{2} + \frac{Q_3'}{3} \right) \sin \alpha_3 + 2 \cdot \frac{Q_5}{2},$$

woraus folgt

$$S_3 - S_3' = 2420 \text{ kg}.$$

Bezeichnet man den lotrechten Durchhang der Ankermitte mit f , so gilt die bekannte Formel für den Anker auf der Windseite

$$f_3 = \frac{l_3}{8 S_3} \left(G_3 + \frac{Q_3}{\cos \alpha_3} \right)$$

und für den auf der Leeseite, wo der Winddruck bestrebt ist, den Anker zu strecken, mit derselben auch für die Dreiecklast zutreffenden Formel

$$f_3' = \frac{l_3}{8 S_3'} \left(G_3 - \frac{Q_3'}{\cos \alpha_3} \right).$$

Tatsächlich sind unter der oben getroffenen Vereinfachung beide Durchhänge dieselben, gleich den bei der Aufstellung — ohne Wirkung des Winddruckes — vorgegebenen. Die Gleichsetzung liefert

$$\frac{S_3'}{S_3} = \frac{G_3 - \frac{Q_3}{2 \cos \alpha_3}}{G_3 + \frac{Q_3}{\cos \alpha_3}} = 0,0357.$$

Setzt man dieses Verhältnis in die obige Gleichung für die Differenz der beiden Kräfte ein, so folgt

$$S_3 = 2510 \text{ kg} \quad \text{und} \quad S_3' = 90 \text{ kg}.$$

Entsprechend erhält man für die untere Verankerung

$$S_2 = 2550 \text{ kg} \quad \text{und} \quad S_2' = 520 \text{ kg}.$$

Die größten Kräfte in beiden Verankerungen sind nahezu gleich. Man erhält hieraus als größte Beanspruchung

$$\sigma_2 = \frac{S_2}{\frac{\pi}{4} \cdot \delta^2} = 964 \text{ kg/cm}^2,$$

wenn der den Anknern von vornherein gegebene Durchhang den vorstehenden Überlegungen entspricht. Seine Größe läßt sich jetzt aus der obigen Gleichung bestimmen:

$$f_3 = 0,336 \text{ m} \quad \text{und} \quad \text{entsprechend} \quad f_2 = 0,090 \text{ m}.$$

Mißt man auf der Schornsteinsäule von der Befestigungsstelle der Anker die Strecke $4 f_3$ bzw. $4 f_2$ herunter und zeichnet die Endmarken an, so muß man beim Entlangvisieren an den untersten Ankerenden gerade die Marken sehen, wenn der Durchhang richtig eingestellt ist.

Die größten Spannkkräfte in den seitlichen Anknern, wo Winddruck und Eigengewicht senkrecht zueinander stehen, betragen

$$S_4 = \frac{l_2}{8 f_2} \sqrt{G_2^2 + Q_2^2} = 1550 \text{ kg}$$

und entsprechend $S_5 = 1004 \text{ kg}$.

Jetzt sind noch die Ankerspannungen nachzurechnen, die eintreten, wenn bei größtem Winde die auf der Luvsseite befindliche obere Verankerung ausfällt. Wenn die untere ausfällt, werden die Spannungen kleiner.

Die Schornsteinsäule wird dann nur an den Stellen 1 und 2 der Abb. 1 gehalten. Die obere Auflagerkraft beträgt dann

$$\bar{N}_2 = \frac{1}{h_1} \left[\frac{q_1}{2} (h_1 + h_2 + h_3)^2 + \left(S_3' \cdot \cos \alpha_3 + \frac{1}{3} \cdot Q_3' \cdot \sin \alpha_3 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot Q_5 \right) \cdot (h_1 + h_2) + \left(S_3' \cdot \sin \alpha_3 + \frac{1}{3} \cdot Q_3' \cdot \cos \alpha_3 + G_3 \right) r_a \right] = 2597 \text{ kg}.$$

Es wird ferner

$$\bar{S}_2 - S_2' = \frac{\bar{N}_2}{\cos \alpha_2} + \frac{2}{3} \cdot Q_3 \cdot \text{tg} \alpha_2 + \frac{Q_4}{\cos \alpha_2} = 5004 \text{ kg},$$

demnach

$$\bar{S}_2 = 5004 + 520 = 5524 \text{ kg},$$

also die Beanspruchung

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{\bar{S}_2}{\frac{\pi}{4} \cdot \delta^2} = 1937 \text{ kg/cm}^2.$$

Als zulässig kann man in diesem Ausnahmefall für den einfachen Flußstahl 37 ansetzen 2000 kg/cm^2 .

Die Abmessungen des Systems sind mit Absicht so gewählt worden, daß die zulässigen Werte eben noch unterschritten werden.

Die größte Beanspruchung der Schornsteinsäule braucht im allgemeinen nicht nachgerechnet zu werden. Sie werde hier für den Ausnahmefall niedergeschrieben, daß der obere Zuganker auf der Windseite fehlt.

Das Gesamtgewicht der Stahlsäule ist mit $\zeta_3 \approx 1,10$ für die Überblattungen, Winkelringe usw.

$$G_1 = \pi d_m s \gamma (h_1 + h_2 + h_3) \zeta_3 = 1690 \text{ kg}.$$

Dann ist die Druckbeanspruchung in der Auflagerstelle 2:

$$\sigma_d = \frac{1}{\pi d_m s} \left[G_1 \cdot \frac{h_2 + h_3}{h_1 + h_2 + h_3} + \frac{3}{2} \cdot G_3 + (S_3' + 2 S_5) \sin \alpha_3 - \frac{1}{3} \cdot Q_3' \cdot \cos \alpha_3 \right] = \frac{1}{64,8} (945 + 110 + 1976 - 3) = 47 \text{ kg/cm}^2$$

und die größte Biegebungsbeanspruchung:

$$\sigma_b = \frac{1}{\frac{\pi}{4} \cdot d_m^3 s} \left[\frac{q_1}{2} (h_2 + h_3)^2 + \frac{1}{2} \cdot G_3 r_a + S_3' (h_2 \cdot \cos \alpha_3 + r_a \cdot \sin \alpha_3) + Q_5 h_2 + \frac{1}{3} \cdot Q_3' (h_2 \cdot \sin \alpha_3 - r_a \cdot \cos \alpha_3) \right] = \frac{1}{1058} (1037500 + 1350 + 41450 + 79330 + 10900) = 1106 \text{ kg/cm}^2,$$

also $\sigma_d + \sigma_b = 1153 \text{ kg/cm}^2$.

Bei höheren und besonders stärkeren Schornsteinen muß man, um bequeme Abmessungen zu erhalten, den Abstand a vergrößern und die Anzahl der Anker erhöhen, bei besonders großen Schornsteinen bis auf 16 in derselben Höhe angreifende. Ihre Berechnung ist auch dann noch ziemlich einfach, wenn auch etwas umständlicher als die hier für den bequemsten Fall durchgeführte.

Es bietet noch Interesse, festzustellen, wie stark die Schornsteinwandung werden muß, wenn man auf die Verankerung ganz verzichtet. Die dann eintretende Druckbeanspruchung ist gering, für je 10 m Höhe bei 10% Zuschlag für Überlappungen, Aussteifungen usw. $8,65 \text{ kg/cm}^2$. Für die Biegebungsbeanspruchung infolge des Winddruckes gilt die einfache Formel

$$\frac{2}{3} \cdot p d_a \cdot \frac{h^2}{2} = \frac{\pi}{4} \cdot d_m^3 s \sigma_b.$$

Setzt man hierin wieder den Winddruck $p = 150 \text{ kg/m}^2$, ferner mit Rücksicht auf die hinzukommende Druckspannung $\sigma_b = 1150 \text{ kg/cm}^2$ und zur Vereinfachung $d_a = d_m$, so folgt, wenn h und d_m in m genommen werden,

$$s = \frac{1}{1808} \cdot \frac{h^2}{d_m} \text{ cm}$$

bzw. für $\sigma_b = 1850 \text{ kg/cm}^2$ (mit Rücksicht auf die Belastung durch Ankerzüge)

$$s = \frac{1}{2907} \cdot \frac{h^2}{d_m} \text{ cm}.$$

Man erhält so die folgende Zusammenstellung, in der die oberen Zahlenwerte der ersten Formel entsprechen und die unteren der zweiten. Angenommen ist dabei, daß die dünne Ausfütterung nicht bei der Aufnahme der Windkraft mitwirkt.

h m	$d_m = 0,50$	1,00	1,50	2,50 m
15,0	0,248	—	—	—
20,0	0,442	0,221	—	—
	0,275	—	—	—
25,0	0,690	0,345	0,230	—
	0,430	0,215	—	—
30,0	0,996	0,498	0,332	0,190
	0,620	0,310	0,207	—
35,0	1,354	0,677	0,451	0,271
	0,843	0,422	0,281	—
40,0	—	0,884	0,590	0,354
	1,100	0,550	0,367	0,220
45,0	—	1,118	0,747	0,448
	—	0,697	0,465	0,278
50,0	—	—	0,922	0,553
	—	0,860	0,574	0,344
60,0	—	—	—	0,796
	—	1,238	0,826	0,495
70,0	—	—	—	1,084
	—	—	1,124	0,675

Hieraus ergibt sich, daß genügend weite Schornsteine bei mittlerer Höhe ohne Verankerungen ausgeführt werden können, wenn die Wandstärke vergrößert wird. Nicht zu enge Schornsteine kommen mit einer Ankerreihe aus, wenn wieder beim Ausfallen eines Ankers etwa 2000 kg/cm^2 als Ausnahmespannung zugelassen werden.

INHALT: Montagekran für das Schiffshebewerk Niederfinow. — Räumlich gekrümmte Stahlbrücken. — Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern. — Stählerne Fabrikschornsteine.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.