

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C I Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

7. Jahrgang

BERLIN, 28. September 1934

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verstärkung der Stößenseebrücke in Berlin-Charlottenburg.

Von Dipl.-Ing. Philipp Struve, VDI.

1. Vorbemerkungen.

Die Stößenseebrücke wurde in den Jahren 1908 und 1909 im Zusammenhang mit dem Bau der Döberitzer Heerstraße errichtet. Die Heerstraße ist eine der Hauptausfallstraßen Berlins und übernimmt außer lebhaftem Ausflugsverkehr den Fernverkehr nach Hannover und Hamburg. Es war daher eine unangenehme Überraschung für die an dem Berliner Verkehr interessierten Kreise, als im Februar 1933 die Stößenseebrücke für alle Lasten über 5,5 t gesperrt werden mußte. Die Berliner Bevölkerung war zwar nachgerade daran gewöhnt, daß manche der alten, z. T. aus den 70er Jahren stammenden, für Pferdefuhrwerke berechneten Brücken ganz oder teilweise aus dem Verkehr gezogen werden mußten, weil sie den heutigen Verkehrslasten nicht mehr genügten, die Stößenseebrücke dagegen ist

gezeichnete ästhetische Wirkung verleiht, ist eine einfache Innere Unbestimmtheit gegeben. Die Brücke besitzt vier Hauptträger, die durch Querverbände paarweise zusammengefaßt sind. Zwischen den beiden inneren Hauptträgern besteht eine starre Verbindung nur am Gelenk, die mittleren Querträger sind beiderseits gelenkig angeschlossen. Alles weitere, sowie die Verteilung der Geh- und Fahrbahnen ist aus dem Querschnitt (Bild 2) zu ersehen. Die über dem nördlichen Trägerpaar liegende Straßenbahn wird seit 1926 über die Brücke geführt. Die Isolierschicht lag ursprünglich fast unmittelbar auf den Belageisen, was in Verbindung mit der Verwendung sehr leichten und porösen Bimsbetons von geringer Festigkeit Undichtigkeiten zur Folge hatte. Es wurde daher ebenfalls 1926 eine 6 cm starke Betonschicht über den Belageisen und darauf eine neue Dichtung verlegt. Die ständige Last ist jedoch gegenüber den ursprünglichen Berechnungsannahmen nicht um die ganze aufgebrauchte Mehrlast größer geworden, da bedeutend weniger Leitungen als vorgesehen verlegt worden sind; immerhin erhält der Innere nördliche Träger durch den Straßenbahnkörper eine rd. 12% höhere ständige Last. Der gleiche Träger erhält durch das Zusammenwirken von Straßenbahn und Lastwagen die größten Verkehrslasten, so daß hier die Überbeanspruchungen ein besonders bedenkliches Maß annahm und eine bereits mit bloßem Auge erkennbare Durchbiegung der östlichen Öffnung festgestellt wurde. Nach den bei der Probelastung der Brücke aufgenommenen Nivellements kam ein Montagefehler nicht in Frage.

3. Ursachen der ungenügenden Tragfähigkeit.

Die Stabquerschnitte selbst waren seinerzeit für eine zulässige Spannung von 1000 kg/cm² berechnet worden, ihre Spannungen hielten sich daher auch heute noch größtenteils in mäßigen Grenzen, so daß bei der Mehrzahl eine genügende Spannungsreserve für die gestiegenen Verkehrslasten vorhanden war. Gefährdet waren nur die Strebe D 11, die anstatt Zug Druck erhielt, und die Pfosten V 5, V 9, die den Querschnitt der normalen

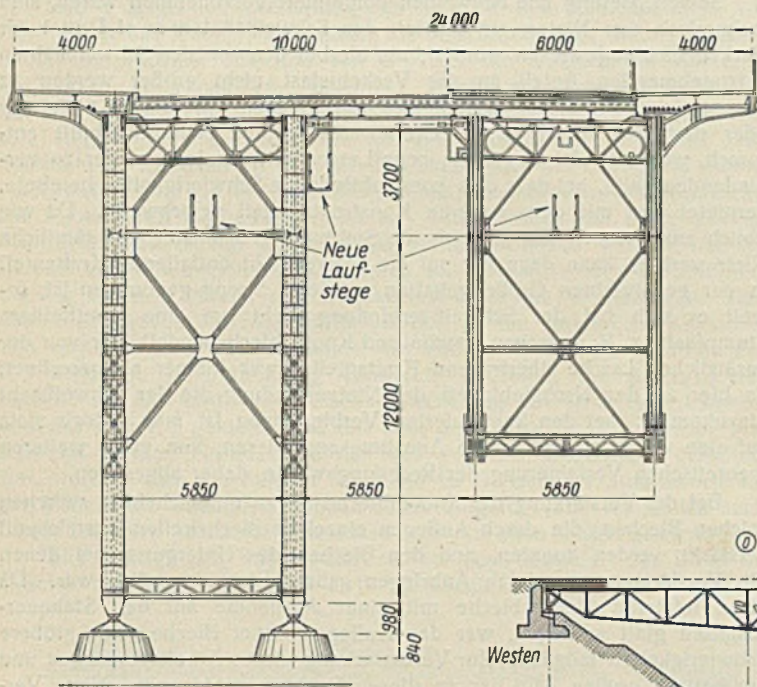


Bild 2. Querschnitt.

eine verhältnismäßig neue Brücke, bei deren Berechnung bereits 20 t-Wagen berücksichtigt waren. Auch wies sie nur mäßige Rostschäden auf, die während und nach der Kriegszeit entstanden waren. Die Ursache für die ungenügende Tragfähigkeit lag hier darin, daß die Konstruktion nicht nur keine Spannungsreserve für das weitere Anwachsen der Verkehrslasten aufwies, wie die übrigen, kurz vor dem Krieg erbauten Brücken, sondern bereits durch die zur Zeit des Baues gültigen Verkehrslasten überbeansprucht wurde.

2. Beschreibung des Bauwerks.

Die Brücke besitzt zwei Öffnungen von je 50 m Stützweite (Bild 1). Da beide Endwiderlager für die Aufnahme von Horizontalkräften ungeeignet sind, und außerdem das westliche Widerlager auf einem hochgeschütteten Damm und moorigem Untergrund liegt, ist das System durch Anordnung eines Bolzengelenks in der westlichen Öffnung und nur eines festen Auflagers unter dem Mittelpfosten äußerlich statisch bestimmt ausgebildet worden. Durch die dritte Gurtung, die dem Bauwerk die aus-

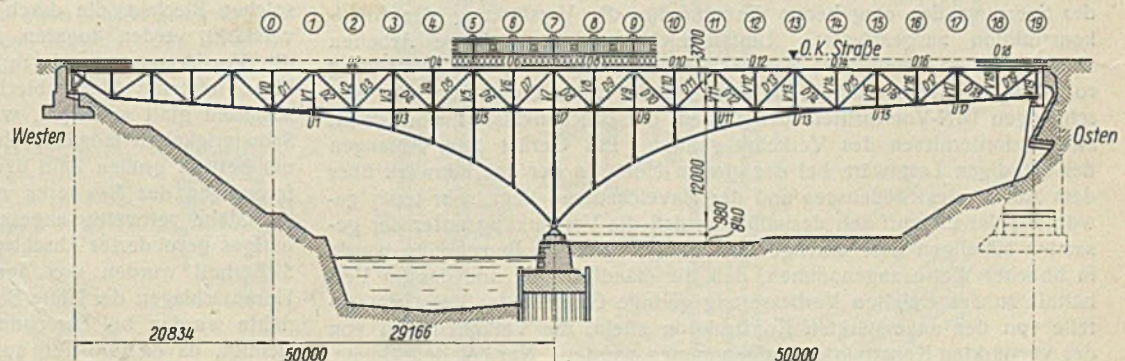


Bild 1. System.

Pfosten besaßen und nicht für die Aufnahme der Stützpostenkräfte des Bogens bemessen waren. Die Knicksicherheit dieser Stäbe bei Belastung nach DIN-Klasse I war nach Tetmajer nur 1,51 bzw. 1,78fach, nach dem ω -Verfahren lagen die Spannungen bei 2150 bzw. 1850 kg/cm². Die übrigen, weniger bedeutsamen Überschreitungen waren meist dadurch bedingt, daß namentlich infolge Außerachtlassung der sehr wesentlichen Formänderung des Mittelpfostens die Bestimmung der H-Linie im Ergebnis unrichtig war. — Den Nietanschlüssen war eigenartigerweise für Scherung die gleiche zulässige Spannung von 1000 kg/cm² wie den Stabquerschnitten zugrunde gelegt worden, daher liegen schon hierdurch bei Einführung der reduzierten Querschnitte die Scherspannungen durchschnittlich 25% höher als bei den Stäben. Bei den Stößen und Anschlüssen der Gurtungen liegen die Verhältnisse noch ungünstiger.

Einen Spannungsnachweis für die Knotenbleche enthält wie üblich die statische Berechnung nicht. Es muß aber angenommen werden, daß die Knotenblechspannungen gar nicht näher untersucht worden sind, was um so beachtlicher ist, als seiner Zeit die Mode des Ausschneidens der Bleche herrschte. Auch das Bestreben, die Ansichtsflächen der Stäbe schmal zu halten, wirkte in der gleichen Richtung auf Konzentrierung der Kräfte und demzufolge übermäßige Verkleinerung der Knotenbleche. Eine theoretisch genaue Berechnung der Knotenblechspannungen ist zwar nicht möglich, durch Näherungsverfahren war jedoch festzustellen, daß hier die Spannungen bei 2000 kg/cm² und darüber liegen müssen, z. B. ergaben bei mehreren Untergurtknoten schon allein die Schubspannungen, die bei gleichmäßiger Verteilung der auf den Gurt zu übertragenden horizontalen Strebenkomponenten entstehen, Werte, die über der zulässigen Grenze liegen, so daß unter Berücksichtigung der übrigen in den Blechen wirkenden Kräfte und Momente sehr hohe Hauptspannungen vorhanden sein müssen.

Rein konstruktiv unzureichend war die gelenkige Auflagerung der mittleren Querträger ausgebildet. Die Querträger sind vor Kopf mit 22 mm starken Blechen auf gleich starke, an Konsolen des Hauptträgers befindliche Bleche aufgesetzt und durch zwei einzöllige Schrauben gegen Abrutschen gesichert. Wenn man berücksichtigt, daß die vier Hauptträger am östlichen Endwiderlager auf Einzelfundamenten ruhen und auch das westliche Widerlager durchgehende Fugen besitzt, ist es nicht verwunderlich, daß infolge ungleichmäßiger Sackungen Verkantungen der Trägerpaare eintraten, die Schrauben verbogen wurden, und die Querträger abzurutschen drohten. An den besonders gefährdeten Stellen waren deshalb bereits vor einigen Jahren Sicherungsmaßnahmen durch kräftige Verankerungen getroffen worden.

4. Regulierung der Auflager.

Im Zusammenhang mit der Verstärkung war schließlich eine Regulierung der Endauflager vorzunehmen. Das westliche Endwiderlager war um nahezu 30 cm abgesackt. Hier handelt es sich jedoch nicht um eine unzureichende Gründung; es war vielmehr bereits bei der Erbauung der Brücke vorgesehen, das westliche Auflager, sobald erforderlich, anzuheben. Angesichts der eingangs erwähnten schlechten Untergrundverhältnisse ist dies die wirtschaftlichste Lösung gewesen. Allerdings war beabsichtigt, das Lager bereits nach weniger großen Sackungen zu regulieren; zu diesem Zweck waren die Lager mit Schraubenspindeln versehen, die mittels Stangen, für die in den Spindelzylindern Bohrungen vorgesehen waren, gedreht werden sollten. Bei einer Auflast von 50 bis 60 t und in anbeacht des unvermeidlichen Festrostens oder Festklebens durch Farbe blieb indessen der bereits vor einigen Jahren unternommene Versuch, diese Hebevorrichtung zu bewegen, ergebnislos.

Das östliche Widerlager hatte sich um etwa 10 cm gegen die Brücke geneigt, so daß drei von den vier Rollen keinen Bewegungsspielraum mehr besaßen. Hier waren die unteren Lagerplatten auszuwechseln; dieses Kanten des Widerlagers ist übrigens eine Erscheinung, die bei fast allen Berliner Brücken zu beobachten ist.

5. Konstruktive Grundsätze und rechnerische Annahmen für die Verstärkung.

Da der Zustand, daß eine Hauptausfallstraße längere Zeit für den schweren Lastverkehr gesperrt blieb, unhaltbar war, wurde sogleich nach der Sperrung der eingehende Entwurf für die Verstärkung der Stahlkonstruktion ausgearbeitet. Umfangreiche und kostspielige Arbeiten waren nicht zu vermeiden; es wurde daher beschlossen, die Verstärkung so gründlich durchzuführen, daß die Brücke unter Einhaltung aller einschlägigen DIN-Vorschriften den Lasten der Brückenklasse I und damit allen Erfordernissen des Verkehrs genügt. Ein Gerüst zum Abfangen der ständigen Last wäre bei der großen Höhe, in der das Bauwerk über dem Abfluß des Stößensees und der Havelchaussee liegt, sehr teuer geworden; der Entwurf sah deshalb vor, daß die Verstärkung unter der gesamten ständigen Last durchgeführt wurde. Bei der Berechnung wurde in üblicher Weise angenommen, daß die ständige Last und das im Verhältnis zu der erzielten Verbesserung geringe Gewicht der Verstärkungsteile von der unverstärkten Konstruktion allein, die Verkehrslasten von der verstärkten Konstruktion aufgenommen werden. Nur bei dem Bogen, bei dem die Gurtlamellen zum Teil nur mit einem mehrfach indirekten Nietpaar angeschlossen waren, mußte von dieser Annahme abgewichen werden. Da der Bogenquerschnitt selbst überdimensioniert ist, entstehen dort auch ohne Mitwirkung der betreffenden Lamellen bei Aufnahme der ständigen Last keine unzulässigen Spannungen, für die Beteiligung der Lamellen an der Aufnahme der Verkehrslast ist nun auch hier Sorge getragen worden.

Die Verstärkung wurde teils mittels Nietung, teils durch Elektroschweißung ausgeführt. Da noch nicht genügend eindeutige Erfahrungen mit Schweißarbeiten an Fachwerken, namentlich hinsichtlich der Dauerfestigkeit zur Verfügung standen, wurde bei der Anordnung der Schweißnähte mit größter Vorsicht vorgegangen, um nicht statt einer Verstärkung eine Schwächung der Konstruktion herbeizuführen. An Zuggliedern wurden Schweißungen grundsätzlich nur dort vorgesehen, wo die Zugspannung unter 1000 kg/cm² lag. Teilweise höher auf Zug beanspruchte

Konstruktionsteile, die, wie z. B. die Knotenbleche, zwecks Herausschlagens der Niete zur Aufnahme der ständigen Last provisorisch mit den Stäben zu verschweißen waren, wurden bei der Berechnung der neuen Knotenbleche und Nietanschlüsse nur noch als Futter gewertet. Bei mehreren Punkten wurde in Befolgung dieses Grundsatzes die Verstärkung trotz großer konstruktiver Schwierigkeiten nur mittels Nietung durchgeführt.

In der Hauptsache läßt sich die Verstärkung dreifach unterteilen, in die Verstärkung der Stabquerschnitte, Nietverbindungen und Knotenbleche.

Die Verstärkung der Stabquerschnitte erfolgte durch Aufnieten von Lamellen oder Laschen und bietet nichts Interessantes; die wichtigste Verstärkung war hier, wie bereits erwähnt, das Aufnieten von Lamellen auf Strebe D 11.

Die Nietverbindungen wurden durch Auflegen von Laschen verstärkt, wodurch die Niete zweischnittig wurden; zum Teil fassen zu diesem Zweck verbreiterte Laschen auch neue Niete seitlich der Stabgurte. Die Nietteilungen in den Stäben sind durchweg sehr eng, so daß es nur ausnahmsweise möglich war, neue Niete zwischenzusetzen. In der Regel war es notwendig, die bestehende Nietverbindung ganz oder zu einem großen Teil zu lösen. Da jedoch die ständige Last während der Arbeiten übertragen werden mußte, wurden zunächst auf der Seite, wo die Lasche aufzulegen war, die Nietköpfe abgeschlagen, hierauf die, soweit vorhandene Löcher zu benutzen waren, bereits gebohrten Laschen aufgelegt und nun die Niete paarweise herausgeschlagen. Jedes Nietpaar wurde durch Paßschrauben ersetzt und hierauf erst das nächste Nietpaar entfernt. Unerwünschte weitere Deformationen des Bauwerks, die vielleicht durch Aufhebung der Reibung bei dem Losschlagen der Nietköpfe hätten eintreten können, wurden nicht beobachtet und waren in diesem Fall auch kaum zu erwarten, denn es kann angenommen werden, daß infolge der hohen Beanspruchungen bei dem größten Teil der gelösten Verbindungen das Gleiten bereits eingetreten war. Bei der Berechnung ist der Abgang der während des Arbeitsvorganges herausgeschlagenen Niete berücksichtigt. Zur Sicherheit wurden die beiden Seiten des zweiwandigen Querschnitts nacheinander verstärkt.

Soweit Nietung und Schweißen kombiniert vorzunehmen waren, sind rechnerisch den Nieten ein Drittel, den Schweißnähten zwei Drittel der Verkehrslast zugewiesen worden; um hierbei den von den Schweißnähten aufzunehmenden Anteil an der Verkehrslast nicht größer werden zu lassen, als es für die Entlastung des vorhandenen Anschlusses nötig war oder dem nur in begrenzter Größe anbringbaren Nahtquerschnitt entsprach, wurde in der Regel die neue Lasche mit demjenigen der zu verbindenden Teile, bei dem dies konstruktiv keine Schwierigkeiten bereitete, vernietet und mit dem anderen Konstruktionsteil verschweißt. Da wie üblich anzunehmen ist, daß sich die Stabkraft gleichmäßig auf sämtliche Niete verteilt, kann dann der auf die Schweißnaht entfallende Kraftanteil in der gewünschten Größe gehalten werden. Streng genommen ist, soweit es sich bei der Schweißverbindung nicht um eine unmittelbare Stumpfnäht z. B. zwischen Lasche und Knotenblech handelt, der von der zusätzlichen Lasche übertragene Kraftanteil etwas kleiner als gerechnet, da hier zu der Nachgiebigkeit der Nietverbindung die der Schweißnaht hinzukommt; bei den kombinierten Verbindungen ist man jedoch stets auf eine verhältnismäßig rohe Annahme angewiesen, von einer weiteren theoretischen Verfeinerung der Rechnung wurde daher abgesehen.

Bei der Verstärkung der Knotenbleche ist zu unterscheiden zwischen solchen Blechen, die durch Auflegen einzelner Blechstreifen ausreichend verstärkt werden konnten, und den Blechen des Untergurts, bei denen die Verstärkung nur durch Anbringen ganzer Bleche möglich war. Da diese letzteren Knotenbleche mit einer Ausnahme auf den Stabquerschnitten glatt aufliegen, war das Auflegen neuer Bleche ohne größere Schwierigkeiten möglich. Zur Vereinfachung dieses Arbeitsvorganges und um bei der großen Zahl der an diesen Punkten zu lösenden Niete Verformungen des Bauwerks zu vermeiden, wurden hier für ständige Last die Stäbe zeitweilig angeschweißt. Die Niete konnten dann ohne vorheriges gesondertes Abschlagen der Köpfe herausgeschlagen werden. Zur Sicherheit wurden von der ausführenden Firma auch hier nach dem Herausschlagen der Niete Bolzen eingezogen. Die provisorischen Schweißnähte wurden bei Berechnung der endgültigen Vernietung nicht berücksichtigt, da es zum Teil auch mit Rücksicht auf die eingangs erwähnten Grundsätze nicht möglich war, die Nähte für die Aufnahme der ständigen Last und zwei Drittel der Verkehrslast stark genug auszubilden. In diesen vorübergehend angebrachten Nähten unter dem Einfluß der Verkehrslasten etwa auftretende Risse bleiben jetzt unschädlich, zumal auch die alten Knotenbleche nur noch als Futter mitzuwirken haben und namentlich an Zugstäben die Nähte erst in beträchtlichem Abstand vom Knotenblechrand, also am nicht mehr vollbeanspruchten Stabquerschnitt beginnen.

Da die beiden äußeren Träger geringer belastet sind, konnte dort die Verstärkung etwas leichter gehalten werden. Der Unterschied in der Belastung der inneren Träger durch die Straßenbahn ist nicht so groß, daß sich hier eine unterschiedliche Behandlung bezahlt gemacht hätte.

Es war bauseitig vorgeschlagen worden, um ein genaues Passen zu erreichen, soweit vorhandene Nietlöcher zu benutzen waren, auf der Bau-

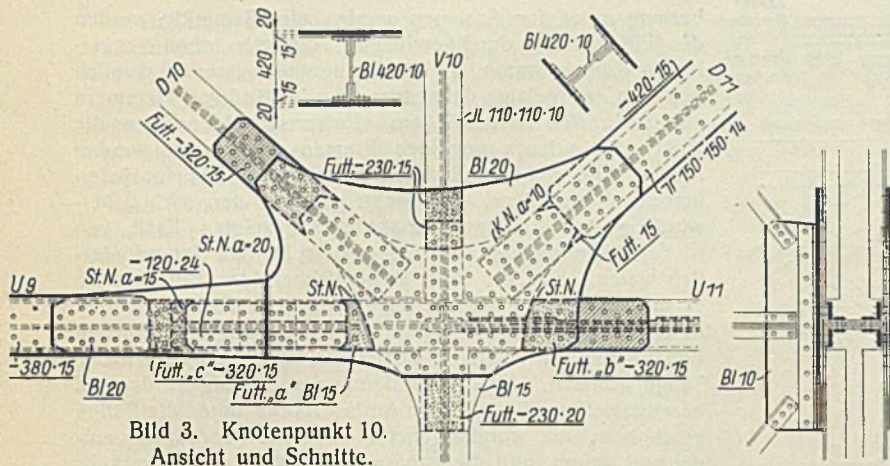


Bild 3. Knotenpunkt 10.
Ansicht und Schnitt.

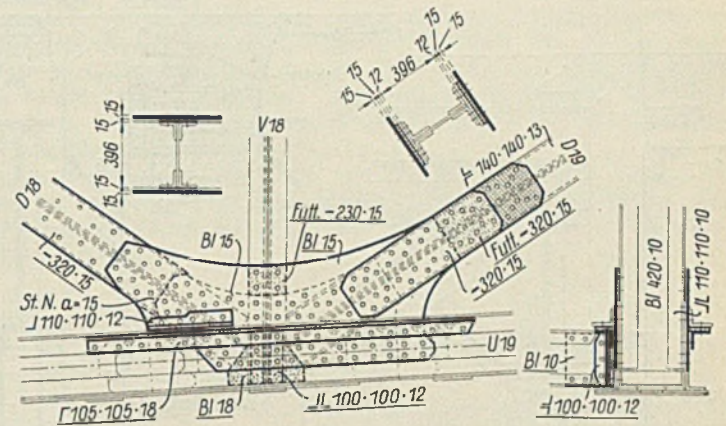


Bild 4. Knotenpunkt 18. Ansicht und Schnitt.

stelle Schablonen anzufertigen, nach denen in der Werkstatt die Bleche und Laschen gebohrt werden sollten. Die ausführende Firma wählte den kürzeren Weg, der allerdings größte Genauigkeit voraussetzte, Punkt für Punkt und Niet für Niet aufzumessen und hiernach das Verstärkungsmaterial in der Werkstatt zu bearbeiten. Es war natürlich erforderlich, beim Aufmaß außerhalb des normalen Arbeitsvorganges einige der exzentrisch sitzenden Nietköpfe abzuschlagen, um durch Stichproben die Teilung der Lochmitten zu kontrollieren. Die vorhandenen Nietlöcher besaßen einen Durchmesser von reichlich 26 mm und wurden auf 29 mm aufgerieben. Diese Arbeiten wurden so sorgfältig ausgeführt, daß sich Anstände beim Anpassen und Vernieten auch der großen Bleche nicht ergaben. Nur ein einziges Niet konnte wegen zu großer Abweichung der Lochmitten nicht geschlagen werden.

6. Beispiele verstärkter Punkte.

Bild 3 zeigt die Verstärkung im Bereich des Knotenpunktes 10. Dort waren das Knotenblech selbst, die Anschlüsse aller Stäbe mit Ausnahme der Pfosten, der Stoß von U 9 und die Querschnitte von U 9, U 11, D 11 zu verstärken. Begonnen wurde mit dem Aufnieten der Lamelle auf D 11, hierauf wurden auf den Untergurt die Futterstücke a, b, c aufgenietet und ebenso wie die neue Lamelle von D 11 mit dem vorhandenen Knotenblech bzw. mit den Stoßlaschen des Untergurts stumpf verschweißt, während die eigentlichen Stabquerschnitte mittels Kehlnähte am Knotenblech zu befestigen waren. Nun konnten die Niete zwecks Anbringung des neuen Knotenblechs herausgeschlagen werden, nur im Bereich der Stoßlaschen von U 9 waren mit Rücksicht auf die Kraftübertragung im Stoß vorerst nur die äußeren Nietköpfe abzuschlagen. Das neue Blech wurde aufgelegt, mittels Bolzen an die vorhandene Konstruktion angepaßt und mit Ausnahme des außerhalb des alten Blechs auf U 9 liegenden Teils endgültig vernietet. Es folgte das Auflegen der Lamelle auf U 9 und eines Anschlußblechs, das auf diese neue Lamelle und das Futter c genietet und mit dem neuen Knotenblech stumpf verschweißt wurde. Nachdem so der Stoß von U 9 ausreichend gesichert war, wurden auch die inneren Nietköpfe im Bereich der Stoßlaschen abgeschlagen, die fehlenden Winkelaschen aufgelegt und schließlich auch dieser Teil unter paarweisem Herausschlagen der alten Schäfte neu vernietet.

Bild 4 zeigt den Knotenpunkt 18, bei dem besonders das Blech im Bereich des Anschlusses von D 19 zu verstärken war. Hier liegt der

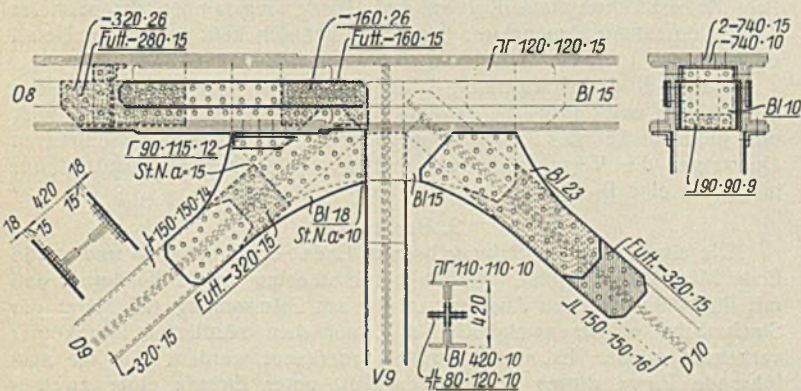


Bild 5. Knotenpunkt 9. Ansicht und Schnitt.

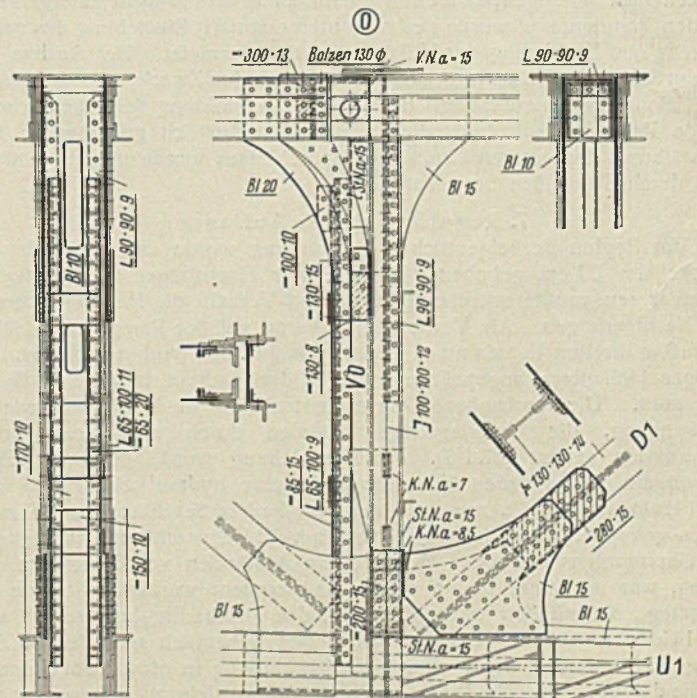


Bild 6. Knotenpunkt 0. Ansicht und Schnitt.

Untergurt auf dem Knotenblech; es wurde der obere Gurtwinkel, soweit es ohne Nachteil für die Übertragung der ständigen Last möglich war, herausgeschnitten, das neue Knotenblech bis zum unteren Gurtwinkel geführt und für den ausgefallenen oberen Winkel ein Stoßwinkel eingezogen. Von Schweißungen wurde fast ganz abgesehen, da das alte Knotenblech weiterhin als tragend mitgerechnet ist. Im Gegensatz zu dem Arbeitsvorgang bei Punkt 10 waren die Niete paarweise herauszuschlagen und sogleich durch Paßschrauben zu ersetzen.

Bild 5 zeigt einen Obergurtnoten (Punkt 9). Es waren die Anschlüsse von D 9 und D 10, sowie der neben dem Punkt 9 liegende Stoß von O 8 und der Stabquerschnitt von V 9 zu verstärken. Das Auflegen eines neuen einheitlichen Knotenblechs war hier nicht nötig. Bei beiden Streben wurden die Anschlußniete durch aufgelegte Laschen zweischneittig gemacht und durch Verbreiterung der Laschen im Knotenblech weitere Niete gefaßt; bei der Druckstrebe D 9 wurde außerdem die vorhandene Lamelle durch ein Zwischenstück stumpf gegen das Knotenblech geschweißt und das neue Anschlußblech zwecks besserer Spannungsverteilung gegen die Vertikale geschweißt bzw. mit dem Obergurt durch Beiwinkel verbunden. Bei der Verstärkung des auf Zug beanspruchten Obergurtstoßes durch zusätzliche Decklaschen wurden Schweißarbeiten vermieden. Durchweg wurden wieder sowohl beim Gurt wie bei den Streben vor dem Auflegen der Laschen die Nietköpfe abgeschlagen und die Niete bei vorläufigem Ersatz durch Paßschrauben paarweise erneuert.

Allgemein waren die Arbeiten am Obergurt wegen der schlechten Zugänglichkeit wesentlich schwieriger und zeitraubender als an den übrigen Konstruktionsgliedern. Dies gilt auch für die Verstärkung des Gelenkpunktes (Bild 6). Die Überbeanspruchung des Gelenkbolzens war rechnerisch nicht bedenklich (Lochleibungsdruck 2100 kg/cm²), der Kragarm ist indessen äußerst elastisch, was entsprechend große Drehbewegungen um den Bolzen zur Folge hat. Bereits wenn leichtere Wagen auf das etwa 80 m entfernte östliche Brückende fahren, waren kreischende Geräusche hörbar, ebenso natürlich beim Befahren des Kragarmes selbst. Am inneren nördlichen Träger zeigte denn auch der Bolzen so tiefgehende Einfressungen, daß es, um den Bolzen herausnehmen zu können, nötig

war, ihn durch Schneidbrenner in kleine Abschnitte zu zerlegen, die dann in schräger Lage aus dem bedeutend größeren Loch herausgezogen werden konnten. Bei dem Bolzen des inneren südlichen Trägers wurden die gleichen Erscheinungen nicht wahrgenommen. Hier waren Bolzen und Loch glatt, letzteres allerdings wieder mehrere mm größer als der Bolzen. Vermutlich ist also die Beschädigung des nördlichen Bolzens auf unsaubere Bearbeitung zurückzuführen. Es wurden 2 cm größere Bolzen eingezogen und die Löcher paßgerecht aufgebohrt; während der Aus-

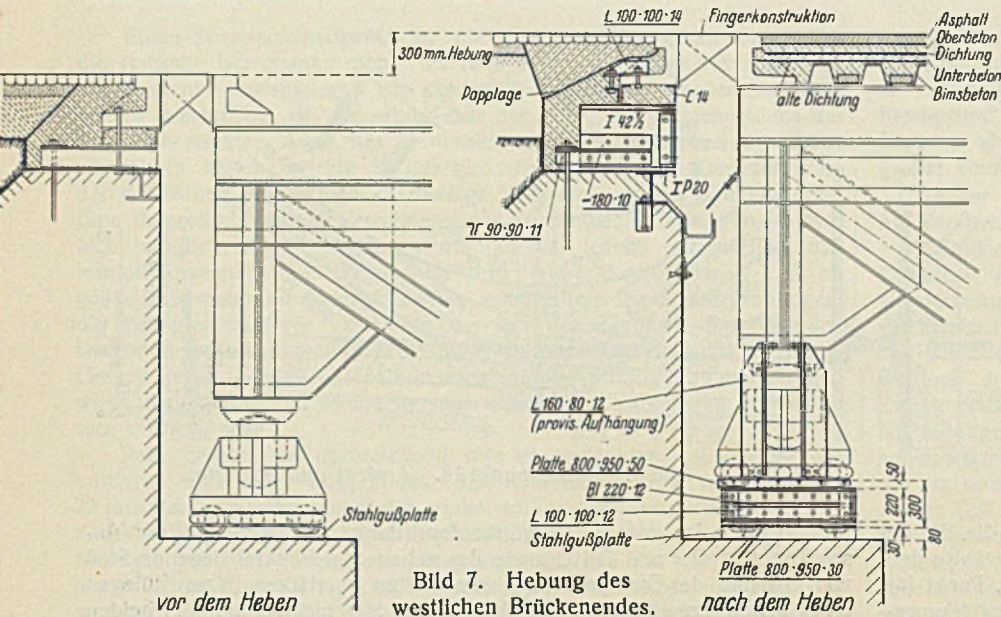


Bild 7. Hebung des westlichen Brückendes.

wechslung wurden die Schwebeträger durch Keile auf vorhandene Knaggen abgesetzt. Zur größeren Sicherheit wurde außerdem von der ausführenden Firma der Zugpfosten des Schwebeträgers mit dem Druckpfosten des Kragträgers durch später wieder entfernte Anschlußwinkel vernietet und verschweißt. Die neuen Bolzen wurden so sauber eingepaßt, daß irgendwie meßbare Senkungen des Schwebeträgers in bezug auf den Kragträger nicht festzustellen waren.

Außer dem Bolzen waren an diesem Punkt die Anschlüsse namentlich des Zugpfostens und der nicht genügend knicksichere Druckpfosten zu verstärken. Für den oben zweifach mittelbar angeschlossenen Zugpfosten wurde eine Futterstärke am Bolzen durch ein drittes Knotenblech ersetzt. Das in der gleichen Ebene liegende Futter unter dem Pfostenwinkel konnte nicht entfernt werden, da es nicht möglich gewesen wäre, die Niete wieder zu schlagen. Das neue Knotenblech wurde dort ausgeschnitten, jedoch mit dem Futter stumpf verschweißt, so daß beide Teile als einheitliches Blech angesehen werden können. Ferner wurde der Zugpfosten durch Einziehen neuer Stabglieder zu einem in bezug auf die lotrechte Bolzenachse einigermaßen symmetrischen Querschnitt ergänzt und hierdurch für weitere Anschlußniete Platz geschaffen, sowie die bisher stark außermittige Beanspruchung des unteren Knotenblechs verbessert. Der neue Querschnittsteil soll sich nur an der Aufnahme der Verkehrslast beteiligen, da mehr Niete für den Anschluß nicht untergebracht werden konnten, und wurde deshalb unten erst nach Einziehung des neuen Bolzens und Entfernung der Hilfskonstruktion vernietet. Der Ausbau der oberen Schotte am Druckpfosten halte vor allem den Zweck, die Bearbeitung des Gelenkpunktes zu ermöglichen. Bei der Ausbildung der neuen Schotte wurde Rücksicht auf Zugänglichkeit für den Anstrich genommen. Die Verstärkung des unteren Druckpfostenanschlusses wurde wieder größtenteils durch Schweißen bewerkstelligt.

7. Regulierung der Auflager.

Vor Beginn der eigentlichen Verstärkung wurde das Westende der Brücke um 30 cm gehoben. Da alle vier Hauptträger gleichzeitig zu heben waren, mußte mit Rücksicht auf den Verkehr die Hebung während der Nacht erfolgen. Als Vorbereitung wurde auf der Rampe eine Hälfte des 10 m breiten Fahrdammes bereits einige Tage vorher gesperrt, der jetzigen Höhenlage angepaßt und der Widerlagerkopf in gleicher Breite aufgehöhht. Die vorhandene Fingerkonstruktion fand hierbei wieder Verwendung, die Unterlagsträger wurden durch eine neue Bockkonstruktion ersetzt (Bild 7). Für die Hebung wurde unter den Endquerträgern neben jeden Hauptträger je eine hydraulische Presse mit 300 t Hubkraft gestellt, zwei von den Pressen besaßen Einzelantrieb, zwei waren gekuppelt. Die Hebung begann um 12 Uhr nachts und war gegen 4 1/4 Uhr morgens beendet. Es wurde in Abständen von 2 zu 2 cm gehoben, was mit einer Presse dieses Maß erreicht worden, so wurde sie stillgelegt, bis mit den anderen Pressen das gleiche Ergebnis erzielt war. Die beiden Pressen mit Einzelantrieb hoben wesentlich schneller, so daß es an sich möglich wäre, eine derartige Hebung in etwa zwei Stunden durchzuführen. Um die Widerstände möglichst klein zu halten, war auf der Fahr- und Gehbahn am Gelenk eine Querfuge durch Asphalt und Beton gestemmt worden. Einen in diesem Ausmaß unerwartet großen Widerstand bot jedoch die Fingerkonstruktion. Von den insgesamt zwölf Dilatationskörpern waren vier Stück bereits auf der neuen Bockkonstruktion montiert, acht Stück befanden sich noch in der alten Lage und waren, wie angenommen wurde, so sorgfältig gesäubert und durchgefellt worden, daß die brückenseitigen Finger ungehindert hindurchgleiten konnten. Tatsächlich wurden jedoch durch die Reibung sieben, durch 21 Messingbolzen mit 7/8" Gewinde verankerte Körper hochgerissen. Ein Teil der Anker wies allerdings alte Brüche auf. Die in die Körper hineingreifende Beton-

bettung unter den Schienen wurde beim Bemerkbarwerden des Widerstandes durchgeschlagen; die vier schon neuverlegten Körper waren für die Säuberung besser zugänglich gewesen, es gelang daher hier, durch ständiges Hämmern ein Hochreißen zu verhindern. Entsprechend hoch war die Kraft, die anfangs von den Pressen angewandt werden mußte. Die rechnerische Last betrug etwa 60 t für jeden inneren Hauptträger, was recht gut mit der nach Überwindung der Anfangswiderstände angezeigten Kraft von rd. 65 t übereinstimmte, während zuerst bis zu 110 t erforderlich waren. Für die freie Beweglichkeit der Brücke wäre es mithin besser gewesen, im vorliegenden Fall die Körper durch ein Schleppblech ähnlich der Ausführung am östlichen Endauflager zu ersetzen, zumal beide Öffnungen gleiche Länge besitzen. Nach Beendigung der Hebung wurden die bereitgestellten 30 cm hohen Auflagerböcke unter die Rollen geschoben, die vorübergehend an den Querträgern aufgehängt waren, und die Brücke abgesetzt; der Fahrverkehr wurde nach Erledigung der notwendigen Pflasteranschlüssen etwa zwei Stunden später wieder aufgenommen, der Straßenbahnverkehr bereits nach einer Stunde.

Die Regelung der östlichen Auflager konnte getrennt erfolgen, mittels zweier Pressen wurde jeder Träger etwa 1 cm angehoben und die Rolle herausgezogen, sodann die Platte ausgewechselt. Für die Pressen wurden unter die gebogenen Querträgergurt Eckbleche untergenietet und von Pfeiler zu Pfeiler Träger verlegt (Bild 8).

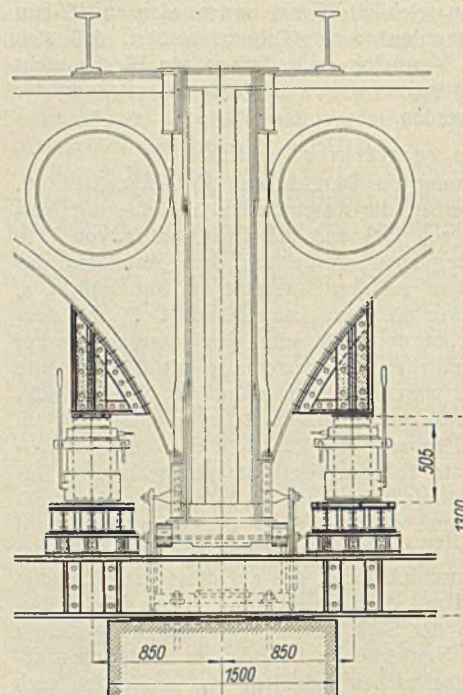


Bild 8. Anordnung der Pressen beim Auswechseln der Platten am östlichen Pfeiler.

8. Verkehrsregelung.

Während der Verstärkung des südlichen Trägerpaares wurde der Fahrverkehr zusammen mit der Straßenbahn über den 5,5 m breiten Bahnkörper geleitet; obwohl also zwei Spuren im Sinne der DIN-Norm zur Verfügung standen, wurde die Breite von der Verkehrspolizei für einen normalen Verkehr als ungenügend erachtet und zur Vermeidung von Unfällen ein Durchschleusen des Verkehrs gefordert. Zu diesem Zwecke sind an beiden Brückenden Ampeln aufgehängt worden, die von einem in Brückenmitte errichteten Türmchen geschaltet wurden. Da während des Winterhalbjahres der Verkehr auf der Heerstraße nicht übermäßig groß ist, bewährte sich die Anlage bestens, nur an Sonntagen kam es zu einigen Stauungen, und trotzdem namentlich Motorradfahrer trotz Kurven und Überleitungsrampen ihr normales Tempo durchhalten zu müssen glaubten, hat sich kein ernstlicher Unfall ereignet.

Während der Verstärkung des nördlichen Trägerpaares wurden Straßenbahn und Fuhrwerke getrennt (die Bahn auf einem Notgleis) über den südlichen Teil des Fahrdammes geleitet. Da auch von dem mittleren Querträger die Verkehrslast ferngehalten werden mußte, stand hierfür insgesamt eine Breite von rund 6 m zur Verfügung.

9. Bauzeit.

Die eigentliche Verstärkung begann Ende September 1933 und wurde Ende März 1934 beendet. Bereits bei Baubeginn wurde bestimmt, daß mit Rücksicht auf den Ausflugsverkehr am Palmsonntag (25. März) die Straßenbahn wieder zweigleisig, d. h. auf dem nördlichen Bahnkörper verkehren müsse. Es muß besonders anerkannt werden, daß die ausführende Firma diesen Termin zum Teil unter Einsatz einer zweiten Schicht pünktlichst eingehalten hat.

Im Dezember mußten wegen des scharfen Frostes die Schweißarbeiten etwa 10 Tage ruhen, eine eigentliche Arbeitsstockung trat jedoch hierdurch noch nicht ein.

10. Baukosten, Arbeitsaufwand.

Die Arbeiten wurden im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms 1933 (Gerecke-Plan) durchgeführt. Die Kosten betragen

für die Verstärkung	77 000 RM
für das Auswechseln der östlichen Auflagerplatten	1 300 „
für die Brückenhebung	12 000 „

Von letzterem Betrag entfallen rund 5000 RM auf Beton- und Pflasterarbeiten für die Rampe; die tatsächlich entstandenen Kosten für das Auswechseln der Auflagerplatten dürften wesentlich höher liegen.

Die Gesamtkosten einschließlich Anstrich, Einbau dreier Besichtigungsstege, Verankern und Auspressen der durch das Nachgeben des östlichen Widerlagers entstandenen Gewölberisse sowie sonstiger kleiner Nebenarbeiten betragen rund 124 000 RM.

An Verstärkungsmaterial wurden rund 40 t eingebaut, gegen 7100 vorhandene Nieten mit 26 mm Durchmesser und 800 Nieten mit 20 mm Durchmesser wurden herausgeschlagen und durch Nieten mit 29 mm Durch-

messer bzw. 23 mm Durchmesser ersetzt, 5000 neue Baustellenniete mit größtenteils 26 mm Durchmesser sowie 1500 Nieten mit 20 mm Durchmesser wurden geschlagen und rund 375 m Keh- und Stumpfnähte von 8 bis 20 mm Stärke geschweißt. Sämtliche zwecks Prüfung aufgebohrte Nahtstellen besaßen eine einwandfreie Struktur; es sind leichtgetauchte Kjellberg-Elektroden verwendet worden.

Auf der Baustelle waren für die Verstärkungsarbeiten anfangs 15, später bis zu 30 Arbeiter tätig, Unfälle haben sich nicht ereignet. Die Ausführung der Arbeiten lag in den Händen der Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf.

Über die Aufnahme der Windkräfte durch die Tragkonstruktion von Mehrgeschoßbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Dr. techn. Erwin Fliegel, Wien.

Einleitung.

Über die Berechnung der Stockwerksrahmen (Binder) von Skelettbauten liegt eine umfangreiche Literatur vor. Ohne Anspruch auf erschöpfende Aufzählung der einschlägigen Arbeiten zu erheben, sollen kurz die wesentlichen Berechnungsmöglichkeiten aufgezählt werden. Zunächst wäre die Anwendung der allgemeinen Theorie für statisch unbestimmte Systeme durch Betrachtung der Formänderung am statisch bestimmten Hauptsystem zu erwähnen, die zwar die klare Aufstellung der Elastizitätsgleichungen ermöglicht, jedoch bei hochgradig unbestimmten Rahmenwerken bei der Zahlenrechnung erhebliche Schwierigkeiten bereitet. Engeßer¹⁾ versucht durch Einführung der Knoten- und Stabdrehwinkel auf entsprechend ungeformte Gleichungen eine stufenweise Ermittlung von Näherungswerten. Ostenfeld²⁾ zeigt einen systematischen Weg zur Bestimmung der Formänderung. Durch die „Elastizitätsgleichungen zweiter Art“ stellt Mann³⁾ ein System von Verschiebungen auf, aus welchen die übrigen Formänderungen auf rein geometrischem Wege nach der Methode der Grundkoordinaten erfolgt, und da die Zahl der einzuführenden Grundkoordinaten bei Rahmenwerken meistens bedeutend kleiner als der Grad der statischen Unbestimmtheit ist, ergibt diese Methode erhebliche Vorteile. Außerdem wären Spezialarbeiten von Bleich⁴⁾, Ehlers⁵⁾, Gehler⁶⁾ zu erwähnen. In der Praxis haben sich ferner Näherungsmethoden gut bewährt, die Löser⁷⁾ und Saliger⁸⁾ als Autoren haben, jedoch nur für vertikalen Lastenangriff Geltung haben, d. h. für Belastungsfälle, bei denen keine wesentlichen Verschiebungen der Knoten erfolgen. Die Methode von Saliger wurde in jüngster Zeit von Ertl⁹⁾ für horizontalen Lastangriff ergänzt, in welcher Arbeit Gedankengänge von L. Mann wiederkehren.

In allen vor angeführten und in den dem Verfasser sonst bekannten Arbeiten wird stets jedes Rahmenwerk für sich behandelt. Bei Mehrgeschoßbauten sind diese jedoch durch die Deckenkonstruktionen, die in horizontaler Richtung sehr steife Scheiben darstellen, in jedem Stockwerke verbunden. Bei vertikaler Belastung treten bei symmetrischen Rahmen auch nur bei unsymmetrischer Belastung horizontale Verschiebungen der Knotenpunkte auf, deren Einfluß auf die statischen Größen in der Regel gering ist. Bei horizontalem Lastangriff (Winddruck) jedoch sind die horizontalen Verschiebungen vom wesentlichsten Einfluß. Bisher erfolgte aber die Berechnung der Binder ohne Berücksichtigung der durch die horizontalen Deckenscheiben erzwungenen gemeinsamen Formänderung in horizontaler Richtung aller Stockwerksrahmen der Tragkonstruktion. Insbesondere bei unsymmetrischem Grundriß des Skelettbauwerks (Eckbaustellen) können wesentliche Fehler in der Ermittlung der statischen Größen für die Aufnahme der Windkräfte in den bisherigen Berechnungsmethoden festgestellt werden, während selbstverständlich bei Gleichheit aller Binder die bisherigen Methoden genügen.

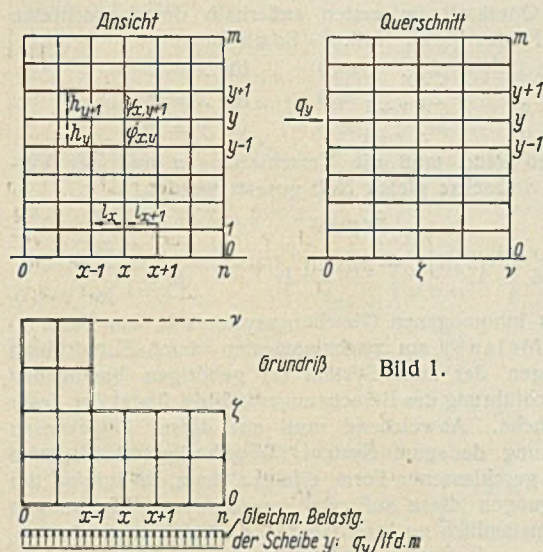
Im nachstehenden werden zunächst die Ansätze für eine genaue Theorie, die auch die Formänderung der Deckenscheiben selbst berücksichtigt, gezeigt und dann in einem weiteren Kapitel eine einfache Näherungsberechnung entwickelt, welche die Formänderung der Scheiben beim horizontalen Lastangriff (starre Scheibe) wie die Verdrehung dieser aus ihrer Ebene vernachlässigt. Die Zulässigkeit dieser Annahmen ist sofort einzusehen, ist doch die Gebäudetiefe in der Regel ein Mehrfaches der Binderentfernung, also die Scheibenhöhe größer als die Entfernung der elastischen Stützpunkte.

1. Kapitel: Genaue Theorie.

Bild 1 stellt die schematische Ansicht, Grundriß wie einen Querschnitt der Tragkonstruktion eines Mehrgeschoßbaues dar. Dann bedeuten in Ansicht und Querschnitt die horizontalen Linien die Deckenscheiben.

1) Engeßer, Die Berechnung der Stockwerksrahmen, Eisenbau 1920.
2) Ostenfeld, Die Deformationsmethode, Berlin 1926.
3) Mann, Theorie der Rahmenwerke, Berlin 1927.
4) Bleich, Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes.
5) Ehlers, Die Clapeyronschen Gleichungen als Grundlage der Rahmenberechnung, 1918.
6) Gehler, Der Rahmen, Berlin 1919.
7) Löser, Berechnung d. Stockwerksrahmen f. senkrechte Lasten. 1925.
8) Saliger, Der Eisenbeton 1933 und Praktische Statik 1927.
9) Ertl, Z. d. ÖIAV 1934.

Die Stockwerksrahmen sind am Fuße eingespannt, am oberen Ende frei beweglich, die Deckenscheiben an beiden Rändern frei beweglich, entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen, anzunehmen.



Bei horizontal wirkendem Winddruck erhalten nun die Deckenscheiben eine gleichmäßige Belastung, während die Stockwerksrahmen in den Knotenpunkten Einzellasten zu übernehmen haben.

Dieses räumliche System wird nun nachstehend als einseitig eingespannter Rost untersucht.

Es bedeuten

$$\varphi_{xy} = \frac{l_x}{E J_{xy}}$$

$$\psi_{xy} = \frac{h_y}{E J_{xy}}$$

wobei J_{xy} das Trägheitsmoment der Deckenscheibe im x -ten Feld des y -ten Geschosses, \bar{J}_{xy} das ideale Trägheitsmoment eines stellvertretenden Trägers für den x -ten Stockwerksrahmen im y -ten Geschoss und E der Elastizitätsmodul ist. Ferner seien noch folgende Bezeichnungen eingeführt: im Punkte xy ist

L_{xy} das Knotenmoment in der Deckenscheibe,

M_{xy} das Knotenmoment im Rahmen,

z_{xy} die Verschiebung des Knotens xy senkrecht zur Frontebene.

Dann bestehen für je drei aufeinander folgende Punkte die bekannten, nachstehenden drei Gleichgewichtsbedingungen, und zwar

$$\varphi_{xy} L_{x-1, y} + 2(\varphi_{xy} + \varphi_{x+1, y}) L_{xy} + \varphi_{x+1, y} L_{x+1, y} + 6 \left[\frac{z_{x+1, y} - z_{xy}}{l_{x+1}} - \frac{z_{xy} - z_{x-1, y}}{l_x} \right] = -6 \left[\frac{b_{xy}}{E J_{xy}} + \frac{a_{xy}}{E J_{x+1, y}} \right] = -V_{xy}$$

wobei b_{xy} und a_{xy} die Auflagerdrücke der Momentenfläche des statisch bestimmten Balkens sind;

2. in der y -Richtung

$$\psi_{xy} M_{x, y-1} + 2(\psi_{xy} + \psi_{x, y+1}) M_{xy} + \psi_{x, y+1} M_{x, y+1} + 6 \left[\frac{z_{x, y+1} - z_{xy}}{h_{y+1}} - \frac{z_{xy} - z_{x, y-1}}{h_y} \right] = 0,$$

3. und schließlich die Gleichgewichtsbedingung senkrecht zur Ebene des Rostes

$$\left(\frac{L_{x+1, y} - L_{xy}}{l_{x+1}} - \frac{L_{xy} - L_{x-1, y}}{l_x} \right) + \left(\frac{M_{x, y+1} - M_{xy}}{h_{y+1}} - \frac{M_{xy} - M_{x, y-1}}{h_y} \right) = -T_{xy}$$

wobei T_{xy} der Auflagerdruck durch die äußere Belastung im Knoten xy ist. Zur übersichtlicheren Anschreibung obiger Gleichungen werden nun noch folgende zwei Ausdrücke festgelegt

$$D_x(\omega) = \gamma_x \omega_{x-1, y} + 2(\gamma_x + \gamma_{x+1}) \omega_{xy} + \gamma_{x+1} \omega_{x+1, y}$$

und

$$D_x(\omega) = \frac{\omega_{x+1, y} - \omega_{xy}}{l_{x+1}} - \frac{\omega_{xy} - \omega_{x-1, y}}{l_x}$$

Da ferner die gleichmäßige Belastung q_y des Riegels y mit $q_y = w \cdot \frac{h_y + h_{y+1}}{2}$ anzuschreiben ist, wobei wieder w der spezifische Winddruck je m^2 Ansichtsfläche ist, ergibt sich

$$a_{xy} = w \cdot \frac{(h_y + h_{y+1}) l_x^2 + 1}{8}, \quad b_{xy} = w \cdot \frac{(h_y + h_{y+1}) l_x^3}{8}$$

und

$$\frac{a_{xy}}{E J_{x+1,y}} = w \cdot \frac{(h_y + h_{y+1}) l_x^2 + 1}{8} \cdot \varphi_{x+1,y},$$

$$\frac{b_{xy}}{E J_{xy}} = w \cdot \frac{(h_y + h_{y+1}) l_x^3}{8} \cdot \varphi_{xy},$$

wodurch die drei Gleichgewichtsbedingungen nun lauten

$$(1) \begin{cases} \mathfrak{D}_x(\varphi_{xy} L_{xy}) + 6 D_x(z_{xy}) \\ \quad = -w \cdot \frac{h_y + h_{y+1}}{8} (l_x^2 \varphi_{xy} + l_{x+1}^2 \varphi_{x+1,y}) \\ \mathfrak{D}_x(\varphi_{xy} M_{xy}) + 6 D_y(z_{xy}) = 0 \\ D_x(L_{xy}) + D_y(M_{xy}) = -\frac{w}{4} (h_y + h_{y+1})(l_x + l_{x+1}). \end{cases}$$

Die Gl. (1) stellen ein inhomogenes System simultaner partieller Differenzgleichungen dar. Die dazugehörigen Randbedingungen lauten:

für jeden freien Rand ist sowohl das Moment an der Stelle des Ranknotens sowie die Querkraft im ersten außerhalb des betrachteten Gebietes liegenden Feldes gleich Null. — Somit ist

$$(2) \begin{cases} L_{x,y-1} = L_{xy} = 0 & \text{für } x = 0 \\ L_{xy} = L_{x,y+1} = 0 & \text{für } x = n \\ M_{xy} = M_{x,y+1} = 0 & \text{für } y = m. \end{cases}$$

Für den eingespannten Rand muß die Verschiebung z und der Verdrehungswinkel α der Stabachse gleich Null gesetzt werden.

$$(3) \begin{cases} z_{xy} = 0 \\ \alpha_{xy} = \frac{\varphi_{x,y+1}}{6} (2 M_{xy} - M_{x,y+1}) + \frac{z_{x,y+1} - z_{xy}}{h_{y+1}} = 0 & \text{für } y = 0. \end{cases}$$

Die Lösung eines inhomogenen Gleichungssystems in der Form (1) erfolgt nach Bleich-Melan¹⁰⁾ am zweckmäßigsten durch Entwicklung nach den Eigenlösungen der zum System (1) gehörigen homogenen Gleichungen. Die Durchführung der Berechnungsmethode findet der Leser in dem genannten Buche. Abweichend muß nur darauf hingewiesen werden, daß die Lösung der zum System (1) gehörigen homogenen Gleichungen nicht in geschlossener Form erfolgen kann, da infolge der speziellen Randbedingungen diese auf zwei transzendente Gleichungen führt, die nur recht umständlich zu lösen sind. Es ist daher erforderlich, die Frequenzgleichungen aufzustellen, die sich in stets gleicher Ordnung wie die Differenzgleichung ergibt und diese am besten nach dem Verfahren von Graeff¹¹⁾ aufzulösen. Bei Verwendung von Rechenmaschinen ist das Verfahren mit einem noch erträglichen Zeitaufwand durchzuführen. Hingegen ist z. B. die Anwendung des Sturmischen Satzes für die Separation von Wurzeln, obgleich in der Literatur nur gute Rechenschleibergenauigkeit für die Durchrechnung verlangt wird, von Gleichungen der vorliegenden Art mit Rücksicht auf die großen Differenzen in der Größenordnung der Koeffizienten nicht zweckmäßig. Ein besonderer Vorteil im Verfahren von Graeff liegt auch darin, daß keinerlei Näherungswerte der Wurzeln bekannt zu sein brauchen.

Die Auflösung der Frequenzgleichung kann auch durch eine Näherungsfolge durchgeführt werden. Die Methode der sukzessiven Approximation, erstmalig von Pohlhausen¹²⁾ angewendet, bewährt sich jedoch nicht, da die Konvergenz des Quotienten zu langsam erfolgt. Wesentlich rascher kann zumindestens der kleinste Eigenwert durch Mittelwertbildung gefunden werden, wie dies Funk¹³⁾ und K. Hohenemser¹⁴⁾ beschrieben haben. So ergab z. B. eine Kontrollrechnung für den in Tabelle 4 in dem bereits zitierten Buche Bleich-Melan mit $\omega_1 = -0,380272$ angegebenen Werte für den kleinsten Eigenwert der dort definierten Differenzgleichung mit den gewählten Anfangswerten $\eta_1^0 = \eta_2^0 = 1, \eta_3^0 = 1,50$ nach dem ersten Schritt bereits eine Übereinstimmung über die ersten 5 Ziffern mit $\omega_1 = -0,380278$.

Für die Ermittlung der höheren Eigenwerte jedoch bleibt das Iterationsverfahren trotz Anwendung der Mittelwertbildung, insbesondere wenn m eine große Zahl ist, noch recht umständlich. Eine weitere Möglichkeit zur angenäherten Berechnung des Systems der homogenen Differenzgleichungen ist durch Grenzübergang zur Differentialgleichung gegeben. Zur Berechnung von Rahmenträgern mit parallelen Gurten wurde dieses Verfahren erstmalig von Prof. Pöschl¹⁵⁾ angewendet und kann hier analog durchgeführt werden.

Nach Ermittlung der Eigenwerte erfolgt die weitere Berechnung gemäß der in der angegebenen Literatur beschriebenen Weise.

¹⁰⁾ Bleich-Melan, Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik, 1927.

¹¹⁾ Graeff, siehe Runge, Separation und Approximation der Wurzel, Band 1 bis 3 der Enzyklopädie der math. Wiss.

¹²⁾ Pohlhausen, Eigenschwingungen statisch bestimmter Fachwerke.

¹³⁾ Funk, Bemerkungen zur praktischen Berechnung des kleinsten Eigenwertes. 1931.

¹⁴⁾ Hohenemser, Die Methoden zur angenäherten Lösung von Eigenwertproblemen in der Elastokinetik. 1932.

¹⁵⁾ Pöschl, Über eine neue angenäherte Berechnung der Rahmenträger. 1914.

2. Kapitel: Näherungsberechnung.

Als wesentliche Annahme für diese Näherungsberechnung wurde bereits die Vernachlässigung der Formänderung der Deckenscheibe bei horizontalem Lastangriff angegeben. Entsprechend dem zur Behandlung gestellten Problem erhalten die Deckenscheiben stets eine gleichmäßig verteilte Belastung q und zwar ist diese für die Scheibe y z. B. je lfdm

$$q_y = w (h_y + h_{y+1})^{1/2}$$

mit w dem spezifischen Winddruck je m^2 Ansichtsfläche.

Für die Entwicklung der Näherungsberechnung denken wir uns zunächst nur die Scheibe y mit q_y belastet, alle anderen seien unbelastet. Außerdem seien alle Scheiben mit Ausnahme der Scheibe y in jedem Felde in der Mitte durch einen Vertikalschnitt in $n + 1$ Teile getrennt. Bei horizontalem Lastangriff auf die y te Scheibe ist diese durch jeden Stockwerksrahmen elastisch gestützt. Bei dieser Belastung wird im allgemeinen sowohl eine Verschiebung wie eine Verdrehung der betrachteten Deckenscheibe y aus ihrer Ruhelage aber in ihrer Ebene eintreten. Außerdem werden die Schnittstellen der $m - 1$ zerschnittenen Scheiben im allgemeinen gegenseitige Verschiebungen erfahren. Daher müßten an all diesen Stellen nach den bekannten Regeln der Statik gleich große und entgegengesetzt wirkende Kräfte und Momente angebracht werden, um die im statisch unbestimmten System nicht möglichen Verschiebungen rückgängig zu machen. Diese Kräfte und Momente würden dann selbstverständlich auch die Stockwerksrahmen in ihrer Verformung und Beanspruchung beeinflussen. Es wird an späterer Stelle aber gezeigt werden, daß diese gegenseitigen Verschiebungen der Schnittpunkte stets Null sind, wenn für die stockwerkweise Veränderung der Trägheitsmomente der Rahmenstiele die noch abzuleitenden Beziehungen gelten. Dann sind auch die statisch unbestimmten Kräfte und Momente gleich Null und das Kräftespiel wird in einfacher Weise zu ermitteln sein.

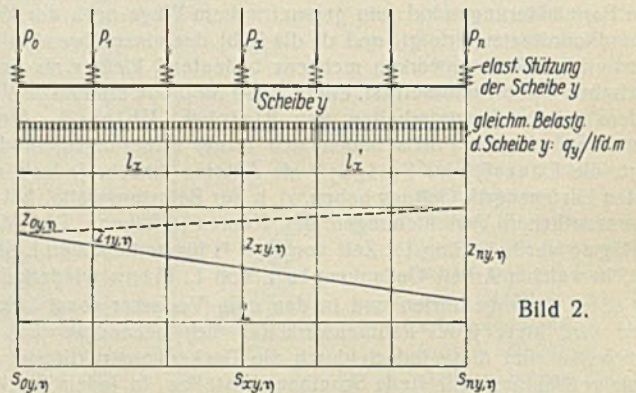


Bild 2.

Wir betrachten nun die Scheibe y für sich allein. Hat das Gebäude n Fensterachsen bzw. Felder, so ist diese Deckenscheibe durch die Stockwerksrahmen $n + 1$ mal elastisch gestützt. Jeder der Stockwerksrahmen wird einen noch zu ermittelnden Anteil dieser bei Winddruck stets gleichmäßig verteilten Last übernehmen. In Bild 2 ist ein Grundriß dargestellt, wobei die Scheibe durch eine dicke Linie angedeutet und die $n + 1$ fache elastische Stützung durch spiralfederförmige Lagerung schematisch dargestellt ist.

In jedem Stützpunkt $0 \dots x \dots n$ der Scheibe y tritt durch die gleichmäßige Belastung dieser Scheibe y eine Reaktionskraft $P_{0y,\eta} \dots P_{xy,\eta} \dots P_{ny,\eta}$ auf. Die Verschiebung jedes elastischen Stützpunktes (Knotenpunkt) bei obiger Belastung sei mit $z_{0y,\eta} \dots z_{xy,\eta} \dots z_{ny,\eta}$ bezeichnet. $s_{0y,\eta} \dots s_{xy,\eta} \dots s_{ny,\eta}$ sei die Verschiebung des Stockwerksrahmens $0 \dots x \dots n$ in der Höhe y bei Belastung mit je einer Einzellast von einer Tonne in der Höhe y (y), wenn jeder Rahmen unbehindert verformen könnte.

Nun gilt, wie man sofort einsieht,

$$(4) \begin{cases} z_{0y,\eta} = P_{0y,\eta} s_{0y,\eta} \\ \vdots \\ z_{xy,\eta} = P_{xy,\eta} s_{xy,\eta} \\ \vdots \\ z_{ny,\eta} = P_{ny,\eta} s_{ny,\eta} \end{cases}$$

Da die Formveränderungen der Deckenscheibe vernachlässigt werden, sind die $z_{xy,\eta}$ als lineare Funktionen von $z_{0y,\eta}$ und $z_{ny,\eta}$ darstellbar.

$$(5) \begin{cases} z_{1y,\eta} = z_{0y,\eta} \cdot \frac{l'_1}{l} + z_{ny,\eta} \cdot \frac{l_1}{l} = z_{0y,\eta} - \frac{l_1}{l} \cdot z_{0y,\eta} + \frac{l_1}{l} \cdot z_{ny,\eta} \\ \vdots \\ z_{xy,\eta} = z_{0y,\eta} - \frac{l_x}{l} \cdot z_{0y,\eta} + \frac{l_x}{l} \cdot z_{ny,\eta} \\ \vdots \\ z_{y-1x,\eta} = z_{0y,\eta} - \frac{l_{n-1}}{l} \cdot z_{0y,\eta} + \frac{l_{n-1}}{l} \cdot z_{ny,\eta} \end{cases}$$

Nun führen wir mit

$$(6) \quad r_{xy, y} = \frac{1}{s_{xy, y}}$$

den Rahmenwiderstand ein. $r_{xy, y}$ stellt den Kraftaufwand dar, der erforderlich ist, um die Verschiebung $z_{xy, y} = 1$ cm zu erzielen. Aus Gl. (4) folgt mit (5) u. (6)

$$(7) \quad \begin{cases} P_{0y, y} = z_{0y, y} \cdot \frac{1}{s_{0y, y}} = r_{0y, y} \cdot z_{0y, y} \\ \vdots \\ P_{xy, y} = z_{xy, y} \cdot \frac{1}{s_{xy, y}} = r_{xy, y} \left[z_{0y, y} - \frac{l_x}{l} \cdot z_{0y, y} + \frac{l_x}{l} \cdot z_{ny, y} \right] \\ \vdots \\ P_{ny, y} = z_{ny, y} \cdot \frac{1}{s_{ny, y}} = r_{ny, y} \cdot z_{ny, y} \end{cases}$$

Somit sind alle Größen durch $z_{0y, y}$ und $z_{ny, y}$ darstellbar. Zur Bestimmung von $z_{0y, y}$ und $z_{ny, y}$ stehen zwei Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung. Erstens

$$(8) \quad \sum_{x=0}^n P_{xy, y} + q_y L = 0.$$

Und weiter muß das Moment aller Kräfte, bezogen auf einen beliebigen Punkt, gleich Null sein. Als Momentenbezugspunkt den Koordinatenursprung gewählt, ergibt

$$(9) \quad \sum_{x=0}^n P_{xy, y} l_x + 1/2 q_y L^2 = 0.$$

In die Gl. (8) u. (9) die Beziehungen (7) eingeführt, ergeben

$$\begin{aligned} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \left[z_{0y, y} - \frac{l_x}{l} \cdot z_{0y, y} + \frac{l_x}{l} \cdot z_{ny, y} \right] &= -q_y L \\ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \left[z_{0y, y} - \frac{l_x}{l} \cdot z_{0y, y} + \frac{l_x}{l} \cdot z_{ny, y} \right] l_x &= -1/2 q_y L^2, \end{aligned}$$

und zusammengefaßt

$$(10) \quad \begin{cases} z_{0y, y} \left\{ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} \right\} + z_{ny, y} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} + q_y L = 0 \\ z_{0y, y} \left\{ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} \right\} + z_{ny, y} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} + 1/2 q_y L^2 = 0; \end{cases}$$

aus (10) folgt

$$z_{0y, y} = \frac{\sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} + q_y \cdot L}{\sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} - 1/2 q_y \cdot L^2}$$

$$\begin{cases} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} & \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} \\ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} & \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} \end{cases}$$

und

$$z_{ny, y} = \frac{q_y \cdot L \left\{ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} \right\} + 1/2 q_y \cdot L^2 \left\{ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} \right\}}{\sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} - 1/2 q_y \cdot L^2}$$

$$\begin{cases} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} & \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x}{l} \\ \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} & \sum_{x=0}^n r_{xy, y} \cdot \frac{l_x^2}{l} \end{cases}$$

Die Determinanten entwickelt, ergeben nach Umformung

$$(11) \quad \begin{cases} z_{0y, y} = q_y L \cdot \frac{1/2 L \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x^2}{\sum_{x=0}^n r_{xy, y} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x^2 - \left(\sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x \right)^2} \\ \text{und} \\ z_{ny, y} = q_y L \cdot \frac{3/2 L \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x^2 - 1/2 L^2 \sum_{x=0}^n r_{xy, y}}{\sum_{x=0}^n r_{xy, y} \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x^2 - \left(\sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x \right)^2} \end{cases}$$

Somit sind alle $P_{xy, y}$ als Funktionen der $r_{xy, y}$ darstellbar. Mit $P_{xy, y}$ ist der Lastanteil bekannt, den die einzelnen Stützpunkte übernehmen.

Da die Deckenscheibe y keine Deformationen erleidet, so sieht man leicht ein, daß die gegenseitigen Verschiebungen der n Schnittstellen der $m-1$ Deckenscheiben gleich Null sind, wenn die n Schnittstellen jeder dieser Scheiben auch nach der Verschiebung und Verdrehung der Scheibe y auf einer Geraden liegen. Der Neigungswinkel dieser Geraden zur x -Richtung kann sich geschoßweise beliebig ändern. Aus dieser Bedingung soll nun die Bestimmungsgleichung für die geschoßweise Änderung der Trägheitsmomente der Rahmenstiele abgeleitet werden, die — für die Praxis wenigstens angenähert — gelten muß, damit die statisch unbestimmten Kräfte und Momente gleich Null sind. Dann sind die vorermittelten Bestimmungsgleichungen für $P_{xy, y}$ und $z_{xy, y}$ bereits die gesuchten Beziehungen.

Es gilt

$$\begin{aligned} z_{xy, y} &= z_{0y, y} + c_y l_x && \text{für die Scheibe } y \text{ und} \\ z_{x\bar{y}, y} &= z_{0y, y} + c_y l_x && \text{für die Scheibe } \bar{y}. \end{aligned}$$

Mithin gilt auch

$$(12) \quad \frac{z_{x\bar{y}, y} - z_{0y, y}}{z_{xy, y} - z_{0y, y}} = \frac{c_y}{c_y} = c_{y\bar{y}}$$

mit den Gl. (4), (5), (6) u. (7) ist

$$\begin{aligned} z_{xy, y} - z_{0y, y} &= \frac{l_x}{l} (z_{ny, y} - z_{0y, y}) \\ z_{x\bar{y}, y} &= P_{xy, y} \cdot s_{xy, y} = z_{xy, y} \cdot \frac{s_{x\bar{y}, y}}{s_{xy, y}} \\ &= \frac{s_{x\bar{y}, y}}{s_{xy, y}} \left(z_{0y, y} - \frac{l_x}{l} \cdot z_{0y, y} + \frac{l_x}{l} \cdot z_{ny, y} \right) \\ z_{x\bar{y}, y} - z_{0y, y} &= \frac{l_x}{l} [z_{ny, y} - z_{0y, y}] \frac{s_{x\bar{y}, y}}{s_{xy, y}} \\ &\quad + z_{0y, y} \left[\frac{s_{x\bar{y}, y}}{s_{xy, y}} - \frac{s_{0y, y}}{s_{0y, y}} \right]. \end{aligned}$$

Diese Beziehungen in (12) eingeführt ergeben

$$\frac{l_x}{l} [z_{ny, y} - z_{0y, y}] \frac{s_{x\bar{y}, y}}{s_{xy, y}} + z_{0y, y} \left(\frac{s_{x\bar{y}, y}}{s_{xy, y}} - \frac{s_{0y, y}}{s_{0y, y}} \right) = c_{y\bar{y}} \frac{l_x}{l} [z_{ny, y} - z_{0y, y}]$$

und umgeformt

$$\frac{r_{xy, y}}{r_{x\bar{y}, y}} + \left[\frac{r_{xy, y}}{r_{x\bar{y}, y}} - \frac{r_{0y, y}}{r_{0y, y}} \right] \frac{z_{0y, y}}{z_{ny, y} - z_{0y, y}} \cdot \frac{l}{l_x} = c_{y\bar{y}}$$

Mit Berücksichtigung der Gl. (11) erhält man

$$(13) \quad \frac{r_{xy, y}}{r_{x\bar{y}, y}} + \left[\frac{r_{xy, y}}{r_{x\bar{y}, y}} - \frac{r_{0y, y}}{r_{0y, y}} \right] \frac{1/2 L \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - \sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x^2}{\sum_{x=0}^n r_{xy, y} l_x - 1/2 L \sum_{x=0}^n r_{xy, y}} \cdot \frac{1}{l_x} = c_{y\bar{y}}$$

gültig für $x = 0, 1 \dots n$.

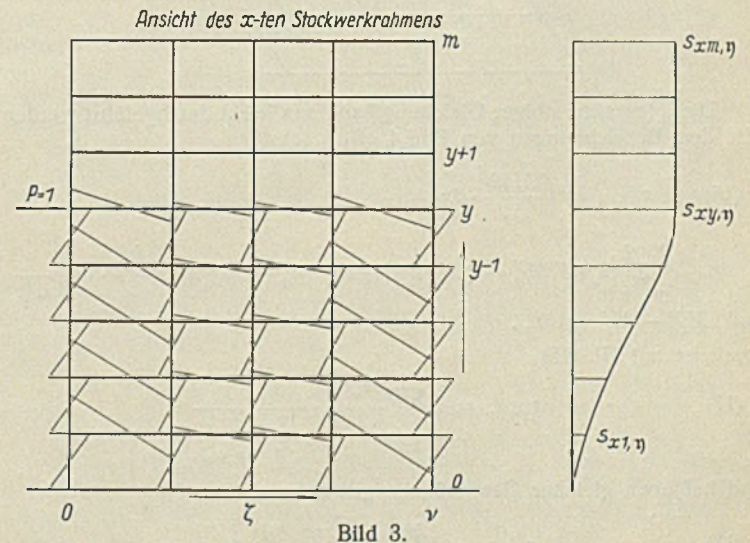


Bild 3.

Gl. (13) stellt die gesuchte Bestimmungsgleichung zunächst noch als Funktion von $r_{xy, y}$ dar. Der nächste Schritt ist daher die Ermittlung von einfachen Beziehungen für $r_{xy, y}$. In Bild 3 ist im Querschnitt des Mehrgeschoßbaues der x -te Stockwerksrahmen in der Ansicht dargestellt. Nach Gl. (6) ist $r_{xy, y} = 1/s_{xy, y}$, und $s_{xy, y}$ ist die Biegelinie der Stiele des Stockwerksrahmens x in den Knotenpunkten y , wenn eine Einzelast $P = 1^l$ im Knoten y (η) angreift (vgl. Bild 3). Zunächst gilt angenähert,

daß die Rahmenkonstruktion oberhalb des Angriffspunktes der Last keine Biegemomente erhält und ohne wesentlichen Einfluß für den Wert $s_{xy, \eta}$ ist. Es gilt

$$1 s_{xy, \eta} = \int \frac{M^2}{EJ} \cdot ds = \int \frac{M \mathfrak{M}}{EJ} \cdot ds,$$

wobei \mathfrak{M} das Moment im statisch bestimmten System und M das Moment im statisch unbestimmten System des Stockwerksrahmens ist. Ein zweckmäßig gewähltes statisch bestimmtes Grundsystem für die Berechnung eines einzelnen Stockwerksrahmens wird gewonnen, wenn in Mitte jedes Feldes durch je einen Vertikalschnitt sämtliche Riegel durchschnitten werden. In diesem Grundsystem treten bei der Belastung mit $P=1t$ nur im ersten Rahmenstiel Biegemomente auf.

$$(14) \quad \mathfrak{M}_y = 1(\bar{h}_{xy} - y).$$

Daher sind für diese Berechnung auch die im statisch unbestimmten System auftretenden Biegemomente nur vom ersten Rahmenstiel von Interesse. Ihre Ermittlung kann mit verschiedener großer Genauigkeit erfolgen. Hier sei zunächst eine in der Praxis gern angewandte Näherung angeführt und begründet, die recht gute Resultate ergibt.

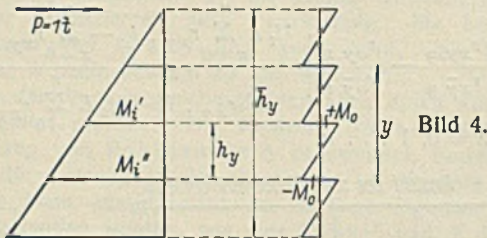
Werden die Verkürzungen der Riegel infolge Normalkräfte vernachlässigt, was wohl stets zulässig ist, und sind die Riegel gegenüber den Stielen genügend steif, so sind die Verschiebungen aller Rahmenstiele in gleicher Höhe ebenfalls untereinander gleich. Streng gilt dies wohl nur dann, wenn das Verhältnis der Steifigkeitszahlen gleich Null ist, aber der für die üblichen Verhältnisse gemachte Fehler beträgt nur wenige

Prozente. Gleiche Formänderung ist aber nur dann möglich, wenn $\frac{M_{xy, \zeta}}{J_{xy, \zeta}}$ für jeden der ζ Rahmenstiele gleich ist. Ferner ist $M_{xy, \zeta} = \bar{H}_{xy, \zeta} \bar{h}_y$, wenn $\bar{H}_{xy, \zeta}$ die Querkraft des ζ -ten Rahmenstieles und \bar{h}_y der Abstand vom jeweiligen Momentennullpunkt ist. Weiter gilt noch, daß der Momentennullpunkt aller ζ Stiele je Geschoß in gleicher Höhe liegt, wenn obige Annahmen zu Recht bestehen. Somit muß auch $\frac{H_{xy, \zeta}}{J_{xy, \zeta}}$ für alle ζ Rahmenstiele gleich sein. Da aus Gleichgewichtsgründen für den vorliegenden Belastungsfall noch $\sum H_{xy, \zeta} = 1$ sein muß, gilt bei obigen

Annahmen streng, daß die horizontale Kraft sich im Verhältnis der Trägheitsmomente auf die Rahmenstiele aufteilt. Als weitere übliche Näherung wird nun noch angenommen, daß der Momentennullpunkt stets in halber Geschoßhöhe liegt.

Dann gilt für den ersten Rahmenstiel des Rahmens x

$$(15) \quad M_{xy, o} = \frac{H_{xy, o} h_y}{2} = \frac{J_{xy, o}}{\sum J_{xy, \zeta}} \cdot \frac{h_y}{2}.$$



Die Integration obiger Gleichung kann nun leicht durchgeführt werden. Mit den Bezeichnungen von Bild 4 gilt

$$(16) \quad s_{xy, \eta} = \int_0^{\eta} \frac{M \mathfrak{M}}{EJ} \cdot ds = \sum_{y=0}^{y=\eta} (2 M_i'' M_o^y - 2 M_i' M_o^y + M_i' M_o^y - M_i'' M_o^y) \frac{h_y}{6} \cdot \frac{1}{E J_{xy, o}}$$

und $M_i'' - M_i' = 1 h_y$, somit ist mit Gl. (15)

$$(17) \quad s_{xy, \eta} = \sum_{y=0}^{y=\eta} \frac{h_y^3}{12 E} \cdot \frac{1}{\sum J_{xy, \zeta}}$$

und bei etwa gleicher Geschoßhöhe gilt dann

$$(18) \quad s_{xy, \eta} = \frac{h^3}{12 E} \sum_{y=0}^{y=\eta} \frac{1}{\sum J_{xy, \zeta}}$$

$s_{xy, \eta}$ ist für sämtliche Rahmen $x=0 \dots n$ zu ermitteln, wobei bei einer praktischen Anwendung wohl meistens mehrere der Rahmen untereinander gleich sein werden, so daß Gl. (17) bzw. (18) nur einige Male angewandt werden muß. Mit $s_{xy, \eta}$ ist $r_{xy, \eta}$ und somit sind auch alle Reaktionskräfte $P_{xy, \eta}$ gemäß Gl. (7) und (11) bekannt.

Die Gl. (18) in Verbindung mit Gl. (6) in Gl. (13) eingeführt, ergibt die Bestimmungsgleichung, daß die statisch unbestimmten Größen gleich Null sind, mit

$$(19) \quad \frac{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}}{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}} + \frac{1}{l_x} \left(\frac{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}}{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}} - \frac{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{o y, \zeta}}{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{o y, \zeta}} \right) - \frac{1/2 L \sum_{x=0}^n l_x \sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta} - \sum_{x=0}^n l_x^2 \sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}}{\sum_{x=0}^n l_x \sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta} - 1/2 L \sum_{x=0}^n \sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}} = c_{y, \bar{y}},$$

gültig für $x=0, 1 \dots n$.

Jeder Stockwerksrahmen kann willkürlich verschieden sein, nur die geschoßweise Änderung der Trägheitsmomente seiner Stiele muß — wenigstens angenähert — der Gl. (19) genügen, damit die vorermittelte Bestimmungsgleichung für $P_{xy, \eta}$ und $z_{xy, \eta}$ bereits die gesuchten Beziehungen sind.

Bisher war die Beschränkung eingeführt, daß nur die y -te Deckenscheibe eine gleichmäßige Belastung erhält. Durch Superposition ergibt sich jedoch ohne weiteres der tatsächlich vorliegende Belastungsfall, daß alle Deckenscheiben gleichzeitig eine Gleichlast erhalten. Es müßte also der vorbeschriebene Rechnungsgang für jedes Geschoß wiederholt werden. Da aber einerseits die Gl. (19) kaum stets genau erfüllt sein wird und außerdem ein Fehler von wenigen Prozenten für die Praxis auch ohne größeren Belang ist, wird noch nachstehende Annahme in der Regel gelten dürfen. Die Gl. (19) ist streng erfüllt, wenn bereits der erste Quotient dieser Gleichung einen von x unabhängigen Wert für $x=0, 1 \dots n$ ergibt, da dann der zweite Summand der Gl. (19) gleich Null ist. Dies bedeutet allerdings eine wesentliche Einschränkung für $J_{xy, \zeta}$. Der erste

Quotient ist aber nach Gl. (13) das Verhältnis von $\frac{s_{xy, \eta}}{s_{xy, \bar{y}}}$. Ist aber dieses

Verhältnis für je zwei beliebige Deckenscheiben konstant (unabhängig von x), dann ist, wie man aus den vor abgeleiteten Gleichungen ersieht, $P_{xy, \eta} = P_{xy, \bar{y}}$, da zur Ermittlung von $P_{xy, \eta}$ nicht die absoluten Werte $s_{xy, \eta}$ zueinander erforderlich sind, sondern nur die Verhältniszahlen der $s_{xy, \eta}$ zueinander maßgebend sind. Würde also die Beziehung

$$\frac{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}}{\sum_{y=0}^y \sum_{\zeta=0}^v J_{xy, \zeta}} = c_{y, \bar{y}}$$

gelten, so genügt es, die $P_{xy, \eta}$ für eine beliebige Deckenscheibe zu ermitteln, und für die Superposition des tatsächlichen Belastungsfalles gilt dann

$$P_{xy, \eta} = P_{xy, \bar{y}}.$$

Für die Praxis kann diese Annahme als Näherung fast stets gewählt werden. Wenn die Ermittlung der $P_{xy, \eta}$ für eine mittlere Deckenscheibe etwa $y=m/2$ erfolgt, so übersteigt der dadurch gemachte Fehler, wie eine Nachrechnung ergab, selten 5 bis 8 Prozent.

Zusammenfassend kann für die Näherungsberechnung gesagt werden, daß abweichend von der bisherigen Berechnungsweise die einzelnen Stockwerksrahmen nicht den Winddruck entsprechend der zustehenden Gebäudeansichtsfläche aufzunehmen haben, sondern entsprechend der elastischen Stützung der starren Deckenscheiben eine Kraft $P_{xy, \eta}$. Wird mit $W=q_y L$ z. B. der gesamte Winddruck des y -ten Geschosses bezeichnet, so stellt $P_{xy, \eta}$ einen bestimmten Prozentsatz dieser Kraft W dar. Im gleichen Verhältnis kann dann in den übrigen Geschossen — bei genäherter Geltung obiger Einschränkung für $J_{xy, \zeta}$ — der Winddruck auf die einzelnen Stockwerksrahmen aufgeteilt werden, und für die Belastung mit $P_{xy, \eta}$ sind die einzelnen Stockwerksrahmen nach einer der in der Einleitung genannten Methode zu berechnen.

Es beschränkt sich daher die ganze Arbeit auf die Ermittlung der $P_{xy, \eta}$ für etwa $y=m/2$. Dementsprechend sind zunächst mit Hilfe der Gl. (17) bzw. (18) die Verschiebungen $s_{xy, \eta}$ zu ermitteln, und hierauf folgen bereits mit Gl. (7) u. (11) die gesuchten Größen $P_{xy, \eta}$, so daß der Mehraufwand an Arbeit ein minimaler ist und dennoch wesentlich richtigere Resultate erzielt werden können.

INHALT: Die Verstärkung der Stößenseebrücke in Berlin-Charlottenburg. — Über die Aufnahme der Windkräfte durch die Tragkonstruktion von Mehrgeschoßbauten.

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.