

UMBAU VON BRÜCKEN ANLÄSSLICH DER ELEKTRISIERUNG DER STRECKE AUGSBURG—NÜRNBERG.

Von Reichsbahn-Amtmann Hugo Wittenzellner, Augsburg.

In zielbewußtem Ausbau der Reichsbahnstrecken für den elektrischen Betrieb wurde von der DRG i. J. 1933, nach Fertigstellung der Strecke München—Stuttgart, die Fortsetzung der Elektrisierung auf der zweigleisigen Strecke Augsburg—Nürnberg, als neues Glied der Süd-Nord-Verbindung München—Berlin, angeordnet (Abb. 1).



Abb. 1. Übersichtskarte.

in den letzten 10 Jahren größtenteils auf genügende Tragfähigkeit umgebaut worden. Die Brücken der Mittelstrecke Donauwörth—Treuchtlingen genügten ohnedies, da diese Teilstrecke erst i. J. 1905 zur Abkürzung der Linie Augsburg—Nürnberg gebaut worden ist. Infolgedessen waren bei den Bahnbrücken in der Hauptsache nur Änderungen dort erforderlich, wo Linienverbesserungen oder die Herstellung eines Gleisabstandes von 4,0 m durchgeführt wurden. Diese Änderungen waren einfacher Natur.

Lediglich an der Altmühlbrücke bei Gstadt, km 1,491 Treuchtlingen—Nürnberg, war die Auswechslung der Überbauten im Gleis Treuchtlingen—Nürnberg notwendig geworden. Diese aus dem Jahre 1869 stammenden eingleisigen Fachwerk-Überbauten wären zwar rechnermäßig noch genügend tragfähig gewesen, jedoch waren die Überbauten konstruktiv sehr mangelhaft ausgebildet, so daß es nicht vertretbar erschien, diese Überbauten mit den großen Geschwindigkeiten, die nunmehr in Aussicht standen, zu befahren. Es wurde daher deren Ersatz durch vollwandige, dem Lastenzug N entsprechende Überbauten angeordnet.

Die Altmühlbrücke bei Gstadt hatte bisher vier Öffnungen von je 30,5 m Stützweite. Durch die in den letzten Jahren durchgeführte Korrektur der Altmühl und dem hierdurch verbesserten Abfluß der Hochwasser ergab sich die Möglichkeit, eine Öffnung der Brücke auf Seite Treuchtlingen aufzulassen. Die neue Brücke hat daher nur mehr drei Öffnungen (Abb. 2). Von den im Gleis Nürn-

berg—Treuchtlingen liegenden eingleisigen Fachwerküberbauten, die i. J. 1892 eingelegt wurden und vollständig den erhöhten Anforderungen genügen, wurde hierdurch ein Überbau verfügbar. Es war zunächst gedacht, diesen Überbau im nebenliegenden Gleis wieder zu verwenden, aber die nähere Ausarbeitung des Entwurfes hat ergeben, daß dies auf der stark befahrenen Strecke große Schwierigkeiten ergeben würde und hierdurch auch keine Wirtschaftlichkeit mehr zu erzielen war. Es wurde daher hierauf verzichtet, wodurch der Umbau sich wesentlich vereinfachte.

Die neuen Überbauten im Gleis Treuchtlingen—Nürnberg wurden als Vollwandträger mit unmittelbarer Schwellenlagerung auf dem Obergurt ausgeführt. Zur Erzielung einer besseren Lastverteilung auf dem zweiten Widerlager wurden die Auflagerpunkte etwas zurückverlegt. Hierdurch erhielten die beiden Außenöffnungen je 30,8 m Stützweite, während die Mittelöffnung mit 30,5 m beibehalten wurde. Die drei Überbauten wurden mit gleichem Querschnitt ausgeführt. Die Hauptträger liegen in einem Abstand von 2 m und haben eine Wandblechhöhe von 2,80 m; die Bauhöhe beträgt hiernach 3,22 m. Im Ober- und Untergurt liegen waagerechte Verspannungen, außerdem sind noch senkrechte Zwischenquerrahmen angeordnet. Auf der Außenseite liegt ein Fußweg auf Konsolen. Die Berechnung erfolgte für Lastenzug N; als Material wurde St 37.12 verwendet. Der Brückenoberbau wurde nach dem bekannten bayerischen Regelplan ausgeführt; die Schwellen sind hiernach längsbeweglich gelagert. Die Schienenstöße des Oberbaues mit Leitschienen wurden geschweißt. Das Gesamtgewicht der Überbauten samt Lager und einseitigem Fußweg beträgt 250 t, d. i. 2,7 t/lfd. m. Die Anstrichflächen 2462 m² d. i. rd. 10 m²/t.

Die Umbauarbeiten wurden in folgender Weise durchgeführt: Zunächst wurden die Überbauten des umzubauenen Gleises Treuchtlingen—Nürnberg um 400 mm nach außen verschoben und damit eine bessere Trennung des Arbeitsgleises vom Betriebsgleis erreicht. Um den eingleisigen Betrieb auf die geringste Zeit zu beschränken, wurden die neuen Überbauten außerhalb des Bahnkörpers auf einem Montagegerüst, das zugleich bis unter die abzubrechenden Überbauten reichte, zusammengesetzt. Zur Anfuhr der

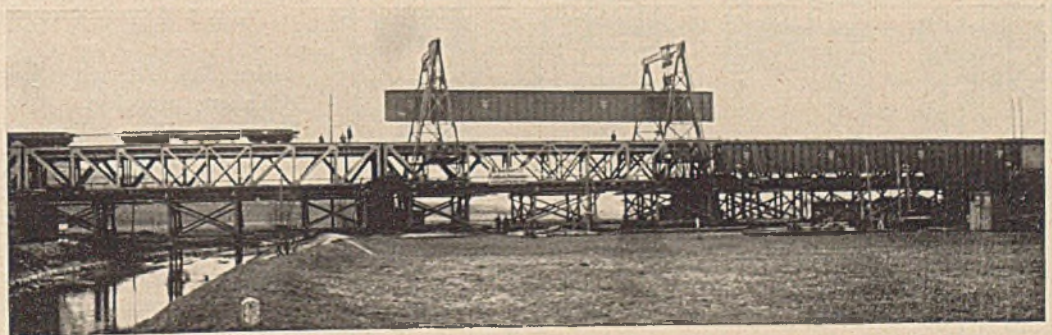
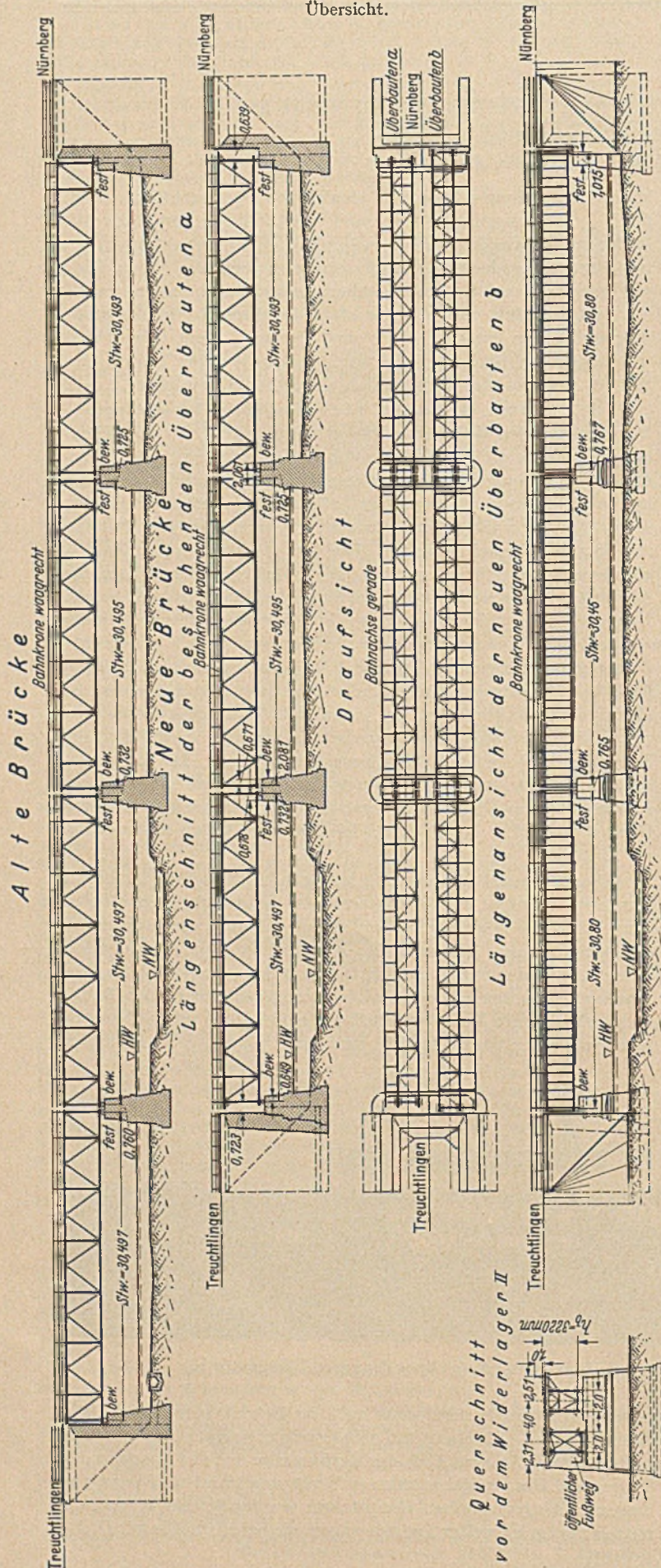


Abb. 3. Altmühlbrücke bei Gstadt. Aufstellung der neuen Überbauten b.

neuen Überbauteile diente das noch im Betrieb befindliche Gleis Treuchtlingen—Nürnberg, auf dem jeweils etwa zweistündige Zugs-pausen für das An- und Abfahren der Bauzüge und das Absetzen der Träger und Konstruktionsteile zur Verfügung standen. Die 31,5 m langen und 2,95 m hohen Hauptträger wurden jeweils im ganzen mittels zwei gekuppelter Tiefladewagen, die behelfsmäßig mit Dreh-

schemeln ausgerüstet waren, angeliefert und durch die beiden auf der Rüstung fahrbar angeordneten Portalkrane, die das Gleis Treuchtlingen—Nürnberg und den Neubau überspannten, abge-
Abb. 2. Altmühlbrücke bei Gstadt, km 1,491 Treuchtlingen—Nürnberg. Übersicht.



hoben (Abb. 3). Nach Anlieferung des gesamten Neubaumaterials wurde der Betrieb auf dem Gleis Treuchtlingen—Nürnberg eingestellt, die alten Überbauten abgebrochen und verschrottet. Nunmehr konnten die Maurerarbeiten in Angriff genommen werden. Pfeiler I wurde als neues Widerlager umgebaut (Abb. 4), die beiden

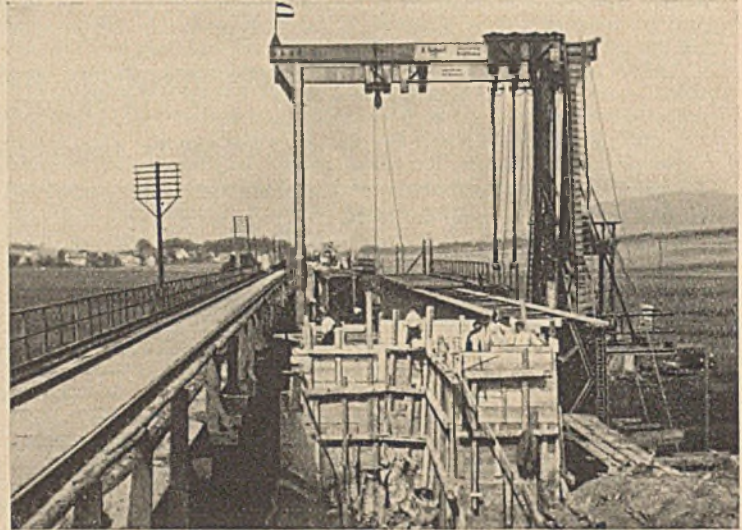


Abb. 4. Altmühlbrücke bei Gstadt. Ausbau von Pfeiler I als Widerlager.

anderen Pfeiler erhielten neue Pfeilerköpfe in Eisenbeton. Das zweite Widerlager erhielt ebenfalls eine stark bewehrte Auflagerbank unter Zurücksetzung der neuen Kammermauer. Gleichzeitig wurde die entbehrliche erste Öffnung eingefüllt. Nach Fertigstellung der nebeneinanderlaufenden Arbeiten wurden die neuen Überbauten eingeschoben und gleich in der endgültigen Lage in 4 m Abstand vom Nachbargleis abgesetzt (Abb. 5). Nach Anschluß des

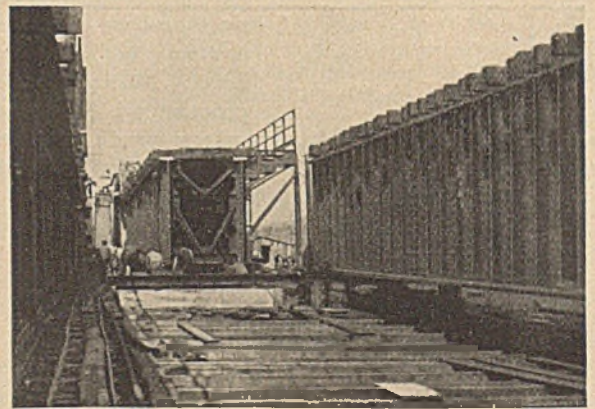


Abb. 5. Altmühlbrücke bei Gstadt. Ein Überbau eingeschoben.

Gleises wurde der eingleisige Betrieb auf das Gleis Treuchtlingen—Nürnberg umgelegt. Anschließend konnten nunmehr im Gleis Nürnberg—Treuchtlingen die entsprechenden Arbeiten, Ausbau des Pfeilers I als Widerlager, Abbruch des alten Überbaues der Öffnung I und Auffüllen des Dammes an dieser Stelle ausgeführt werden. Die Kammermauer des zweiten Widerlagers mußte auch hier erneuert werden und wurde hierbei für allenfallsigen späteren Umbau der Überbauten dieses Gleises gleichzeitig in die Flucht der Kammermauer des Nachbargleises gestellt. Die alten Überbauträger erhielten zur Überbrückung des so entstandenen Zwischenraumes kleine Konsolen.

Die Stahlbauarbeiten wurden im September 1933 an die Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Stahlhoch- und Brückenbau in Aschaffenburg, übertragen. Mitte Februar 1934 wurde die Baustellenarbeit begonnen, am 22. 5. 34 konnte die Probelastung vorgenommen werden. Ende Juni 1934 waren alle Arbeiten, die in einwandfreier Weise und ohne wesentlichen Unfall durchgeführt wurden, beendet (Abb. 6). Die Gesamtleitung der Arbeiten oblag der RBD Nürn-

berg, die örtliche Leitung hatte das BA Nürnberg 2. Die Planherstellung und Prüfung erfolgte im Zusammenarbeiten mit dem Brückendezernat des RZA München.



Abb. 6. Altmühlbrücke bei Gstadt. Fertige Brücke.

II. Änderungen an Wegüberführungen.

Wesentlich umfangreicher als an den Bahnbrücken waren die Abänderungsarbeiten an den über die Bahn führenden Verkehrswegen. Da die meisten dieser Bauwerke nur mit der bisher vorgeschriebenen Lichthöhe von 4,80 m über Schienenoberkante ausgeführt waren, wurde es nunmehr notwendig, diese Höhe zur einwandfreien Durchführung der Fahrleitungen auf mindestens 5,25 m zu vergrößern. Der einfachste Weg hierfür war fast durchwegs die Hebung der Überführungen, da bei dem flachen Gelände des größeren Teiles der Strecke eine Senkung des Gleises eine Verschlechterung der Linienführung bedeutet hätte und außerdem diese Arbeiten bei dem starken Verkehr äußerst hinderlich und kostspielig gewesen wären. Demgegenüber war die Hebung der Überbauten und die damit in gewissem Sinne verbundene ungünstigere Gestaltung der Zufahrtsrampen noch tragbar.

Außer den noch im Gebiet des Bahnhofumbaus Augsburg—Oberhausen liegenden Überwerfungsbauwerken wird die Bahnlinie Augsburg—Donauwörth—Treuchtlingen—Nürnberg von 38 Wegüberführungen, davon 30 im Bezirk der RBD Augsburg und 8 im Bezirk der RBD Nürnberg, sowie von drei Bahnüberführungen im Bezirk der RBD Nürnberg gekreuzt, zu denen im Vershubbahnhof Nürnberg noch eine große Straßenbrücke, die Katzwangerstraßenüberführung, kommt. Die Überbauten der Überführungen sind teils offene Walzträger, teils Walzträger in Beton; zwölf Überbauten waren gewölbt, mit ein oder drei Öffnungen. Auf der neueren Teilstrecke Donauwörth—Treuchtlingen sind die meisten Überführungen in Eisenbeton hergestellt. Die drei Bahnüberführungen haben Überbauten mit einbetonierten Walzträgern.

Die Wegüberführungen mit offenen oder einbetonierten Walzträgerüberbauten über einer Öffnung konnten im allgemeinen in einfacher Weise mittels Holzböcken und Druckwasserpressen gehoben werden. Nach Aufbetonieren der Auflager und Anschütten der Rampen waren diese Brücken bald wieder befahrbar.

Bei der noch im Bereich der Station Nordendorf liegenden Staatsstraßenüberführung bei km 25,990 Augsburg—Donauwörth mit einem Überbau aus einbetonierten

Walzträgern über zwei Öffnungen von 10,5 m und 5,5 m Stützweite war außer der Hebung auch noch die Versetzung der Stütze notwendig, um eine Linienverbesserung durchführen zu können. Dies machte die Ausbildung der bisher als Gerbergelenkträger ausgeführten Überlagrträger zu durchlaufenden Balken notwendig, was durch feste Verlaschung der bisherigen Gelenke erreicht wurde. Nach Durchführung dieser Arbeit und Hebung der ganzen Konstruktion wurde eine neue Stütze 4,5 m westlich der bisherigen eingebaut, worauf die vorhandene Stütze entfernt werden konnte. Auf diese Weise wurden auch hier die Arbeiten ohne Betriebsstörung durchgeführt.

Bei drei Wegüberführungen mit offenen Walzträgerüberbauten und je drei Öffnungen der Teilstrecke Treuchtlingen—Nürnberg war die Lichtweite zwischen den beiden Pfeilern nicht mehr genügend. Es war daher notwendig, neben den bestehenden Pfeilern neue zu errichten und den Überbau des Mittelfeldes ganz zu erneuern. Die im Mittelfeld gewonnenen Träger wurden zur Verstärkung der Seitenöffnungen zwischen die vorhandenen Träger eingelegt und wurde so in zweckmäßigster Weise gleichzeitig die notwendige Verstärkung der Überbauten erreicht.

Schwieriger gestaltete sich die Abänderung der zwölf gewölbten Überbauten. Die Lichtweite der Hauptöffnungen dieser Überführungen betrug zwar meist 10,8 m, doch war infolge der Gewölbeform weder eine Vergrößerung der Lichthöhe noch des Gleisabstandes möglich. Daher mußten die Gewölbe beseitigt werden. Diese wurden s. Zt. nach dem System Melan hergestellt, bei dem als tragende Stahleinlagen gebogene I-Träger, 15 cm hoch in 50 cm Abstand, verwendet wurden. Die Träger waren mit Schrauben verbunden und vollständig einbetoniert. Die Scheitelstärke des so erhaltenen Gewölbes betrug nur 20 cm. Diese Gewölbe machten einen sehr leichten und doch sicheren Eindruck. Da eine Hebung der Gewölbe nicht möglich war, mußten sie abgebrochen werden.

Als Ersatz hierfür wurden Überbauten mit einbetonierten Walzträgern ausgeführt. Zu deren Auflagerung mußten neue Widerlager erstellt werden, die einen Abstand von 10 m erhielten, so daß die Stützweite der Träger 10,8 m beträgt (Abb. 7). Das Mauerwerk dieser Widerlager wurde mit

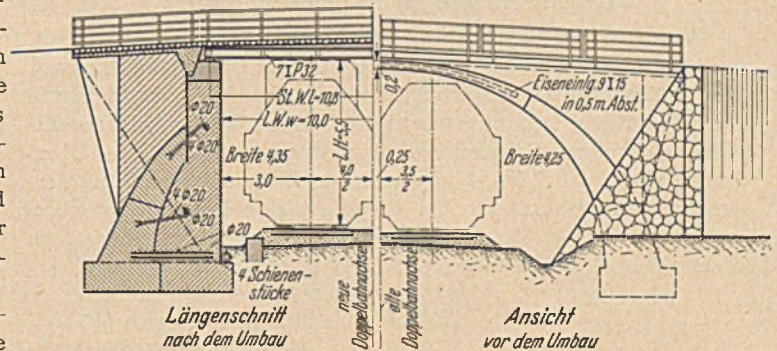


Abb. 7. Umbau gewölbter Wegüberführungen.

dem stehen gebliebenen Gewölbemauerwerk in Verbund gebracht und durch Einlegen von Ankern nochmals besonders gesichert. Nachdem die neuen Widerlager bis unter das Gewölbe geführt waren, konnte an den Abbruch des letzteren gegangen werden. Dieser wurde mit aller Sorgfalt unter Verwendung einer Schutzdecke über den Gleisen, um den Betrieb in keiner Weise zu stören oder zu gefährden, durchgeführt. Anschließend folgte die Fertigstellung der Widerlager und die Aufmauerung der Flügel (Abb. 8). Bei den Überführungen mit drei Öffnungen wurden die beiden Pfeiler in ähnlicher Weise in Widerlager für die Mittelöffnungen umgebaut; die seitlichen gewölbten Öffnungen wurden als Sparbögen beibehalten. Das Einbringen und Ausbetonieren der neuen Tragkonstruktion machte keine Schwierigkeiten mehr. Es gelang bei all diesen Umbauten trotz Rücksichtnahme auf wirtschaftlichste Ausführung ganz ansprechende Bildwirkungen zu erzielen (Abb. 9).

Die auf der neueren Linie Donauwörth—Treuchtlingen vorhandenen bemerkenswerten Wegüberführungen in Eisenbeton

liegen glücklicherweise so günstig zu den Bahnanlagen, daß Änderungen weder für die Lichthöhe noch die Lichtweite notwendig wurden (Abb. 10 u. 11). Die Bauweise dieser Überführungen wäre ebenso ungünstig gewesen für eine Abänderung der Überbauten,



Abb. 8. Umgebaute Wegüberführung (früher gewölbt).

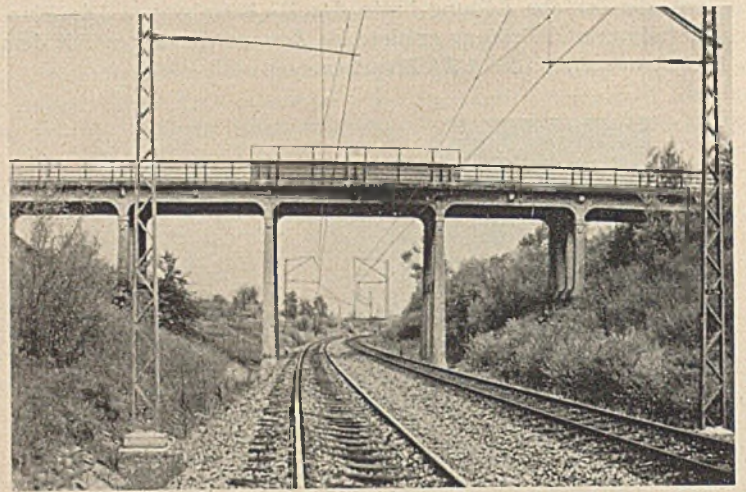


Abb. 10. Wegüberführung in Eisenbeton.

wie die mit 1 : 150 durchlaufende Steigung der Bahn für eine Absenkung der Gleise.

Walzträgern wurden nach Entfernung der Gleise samt Bettung die Trägerenden über den Widerlagern vollständig freigelegt (Abb. 13). Hierbei zeigte sich, daß der ohne weitere Eiseneinlagen zwischen

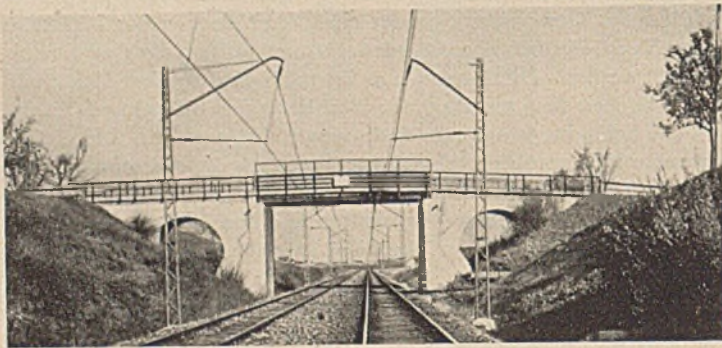


Abb. 9. Umgebaute Wegüberführung (Mittelöffnung früher gewölbt).

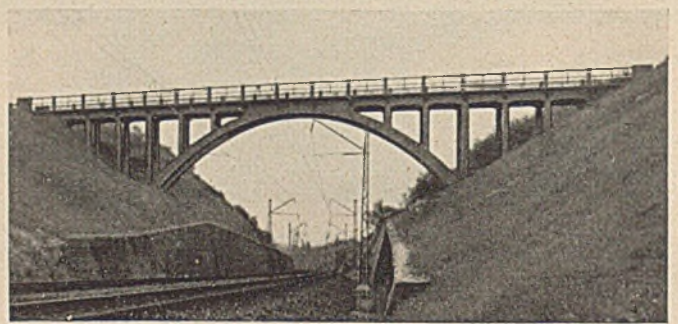


Abb. 11. Wegüberführung in Eisenbeton.

III. Änderungen an Bahnüberführungen.

Zwischen den Bahnstationen Reichelsdorf und Nürnberg Hpt. wird die Bahnlinie an drei Stellen von anderen Bahnlinien gekreuzt. Bei der Kreuzung der Güterbahn von Nürnberg Vbf nach Stein und Fürth konnten die darunter durchführenden Hauptgleise Treuchtlingen—Nürnberg abgesenkt werden; dagegen war bei der Überwerfungsbrücke bei km 54,409 und der Kreuzung der Ortsgütergleise mit der Hauptbahn bei km 58,585 eine Hebung der Überbauten notwendig. An beiden Bauwerken liegen die Gleisachsen in sehr flachen Winkeln, 14° und 17°, zueinander (Abb. 12).

den Trägern eingebrachte Beton in sehr gutem Zustande war und fest an den Trägern haftete. Die freigelegten Träger wurden nun mit einem quer darüber gelegten Träger I P 30 durch je vier Schrauben fest verbunden und an diesem die Hebezeuge angesetzt (Abb. 14). Bei km 54,409 wurden für jedes Widerlager neun Druckwasser-Hebebocke von je 25 t Tragfähigkeit verwendet und diese von zwei Druckwasserpumpen durch Rohrleitungen gespeist. Die Rohrleitungen waren mit Absperrhähnen versehen, damit das Vorcilen eines Hebebockes durch Abdrosseln vermieden werden konnte. Die Hubträger I P 30, sowie die Hebebocke wurden nicht voll aus-

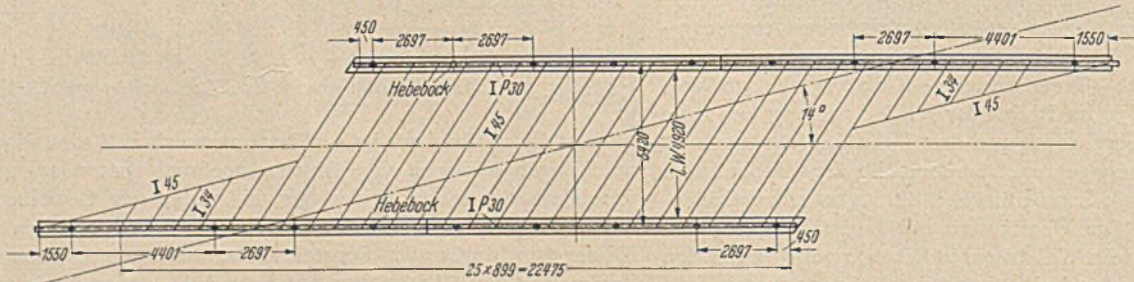


Abb. 12. Hebung der Bahnüberführung in km 54,409 Treuchtlingen—Nürnberg. Draufsicht.

Wegen der geringen Lichtweite der Überführungen war die übliche Hebung von unten bei voller Aufrechterhaltung des Betriebes nicht möglich. Die MAN, Werk Nürnberg, der die Hebearbeiten übertragen wurden, schlug daher vor, die Überbauten über den Auflagern von oben zu heben, wodurch eine Einschränkung des Betriebes möglichst vermieden wurde. Bei der Überwerfungsbrücke wurde zeitweise eingeleisiger Betrieb eingeführt; bei der Überführung der Gütergleise war eine vollständige Sperrung des Betriebes der überführten Gleise auf die notwendige längere Zeitdauer, infolge anderweitiger Gleisanschlüsse verhältnismäßig leicht möglich.

Zur Hebung der Überbauten aus einbetonierten

genutzt, um Durchbiegungen und Rißbildungen im Beton zu vermeiden. Nach jeweils 12 cm Hebung wurden die Hebebocke umgesetzt. Zur Stapelung dienten genau geschnittene Hartholzklötze. Der ganze Überbau von rd. 180 t konnte so in rd. 10 Stunden gleichmäßig auf die erforderliche Höhe von 75 cm gebracht werden, ohne daß irgendwelche Risse oder Abbröckelungen des Beton auftraten. Nach Beendigung der Hebung wurden je drei Träger zusammen mit bereits vorbereiteten Unterlagskonstruktionen unterbaut und die Träger mit ihren alten Auflagerplatten wieder ordnungsgemäß darauf gelagert (Abb. 15). Einbetonieren der Trägerunterlagen und der Trägerenden, sowie Neuabdichten des ganzen Überbaues vollendeten die Hebearbeiten (Abb. 16). Die anschließenden Gleis-

rampen sowie die Aufmauerungen der Flügel und Böschungsmauern waren in der Zwischenzeit hergestellt worden, so daß nach Auffüllung der Bettung und Verlegen der Gleise der Betrieb wieder aufgenommen werden konnte.

Die Brücke bei km 58,585 wurde in gleicher Weise um 60 cm gehoben. Hier betrug das zu hebende Gewicht 280 t. Verwendet wurden für jedes Widerlager acht Heheböcke, die von zwei Pumpen gespeist wurden.



Abb. 13. Hebung der Bahnüberführung in km 54,403 Treuchtlingen—Nürnberg. Freilegung der Trägerenden.



Abb. 14. Hebung der Bahnüberführung in km 54,409 Treuchtlingen—Nürnberg. Ansicht des Hubträgers.

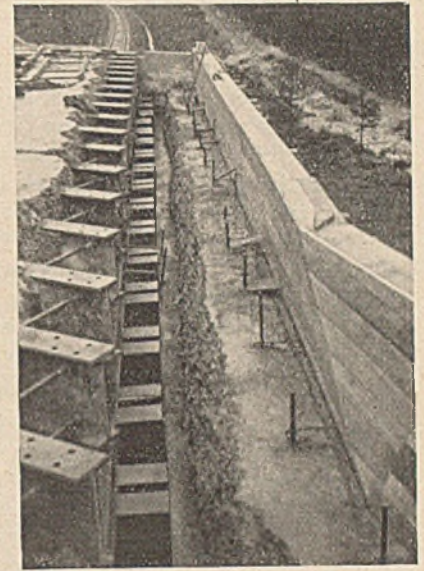


Abb. 16. Hebung der Bahnüberführung in km 54,409 Treuchtlingen—Nürnberg. Wiederherstellung der Überbauten.

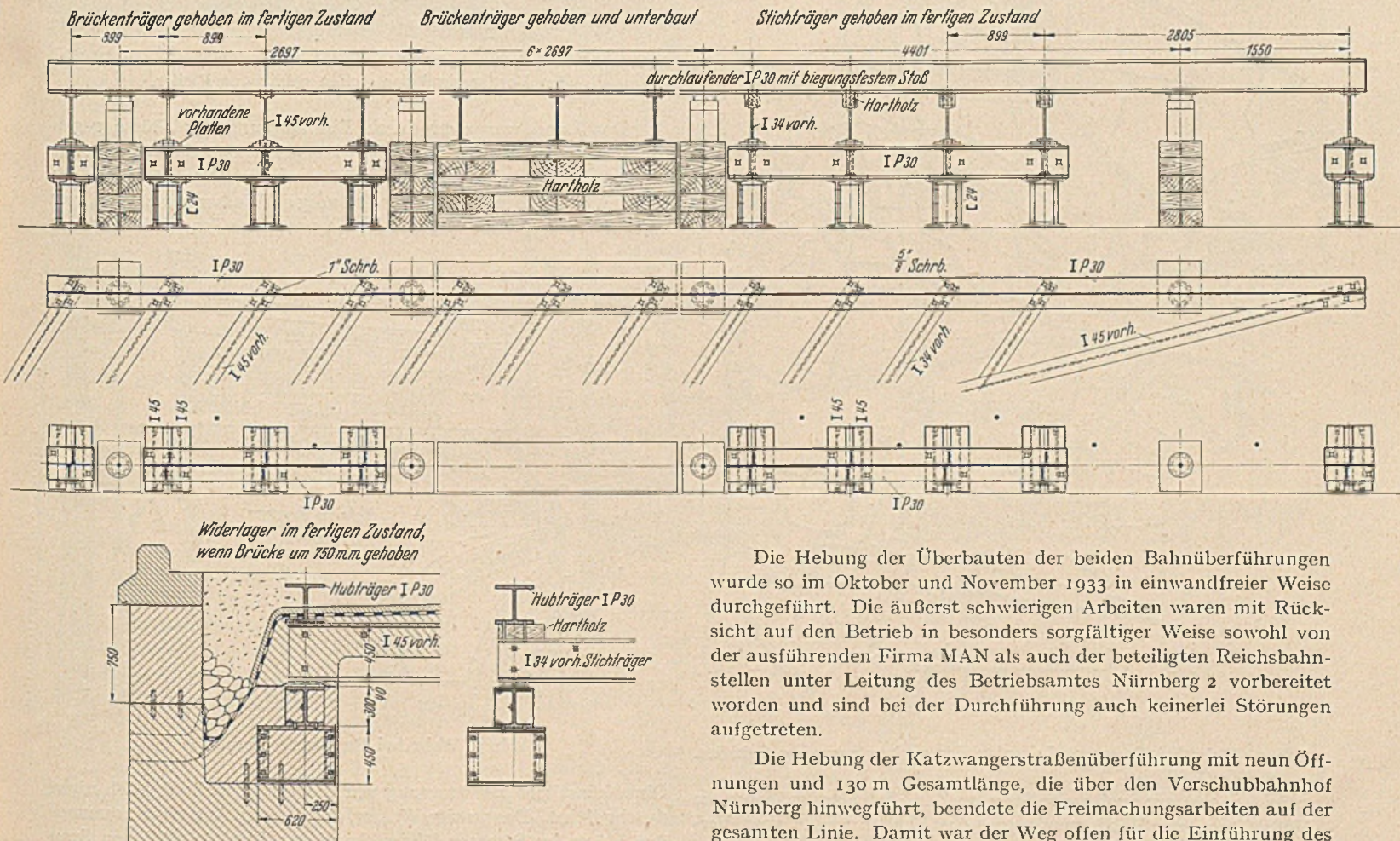


Abb. 15. Hebung der Bahnüberführung in km 54,409 Treuchtlingen—Nürnberg. Hubkonstruktion und Trägerunterbauten.

Die Hebung der Überbauten der beiden Bahnüberführungen wurde so im Oktober und November 1933 in einwandfreier Weise durchgeführt. Die äußerst schwierigen Arbeiten waren mit Rücksicht auf den Betrieb in besonders sorgfältiger Weise sowohl von der ausführenden Firma MAN als auch der beteiligten Reichsbahnstellen unter Leitung des Betriebsamtes Nürnberg 2 vorbereitet worden und sind bei der Durchführung auch keinerlei Störungen aufgetreten.

Die Hebung der Katzwangerstraßenüberführung mit neun Öffnungen und 130 m Gesamtlänge, die über den Verschubbahnhof Nürnberg hinwegführt, beendete die Freimachungsarbeiten auf der gesamten Linie. Damit war der Weg offen für die Einführung des neuzeitlichen elektrischen Schnellverkehrs nach Nürnberg als Auftakt zur Jahrhundertfeier der Eisenbahn i. J. 1935.

STAUWEHR BEI RAVENNA.

Von Gotthard Escher in Mailand.

Übersicht: Es wird ein zur Bewässerung dienendes Wehr beschrieben, das außerordentliche Maßnahmen zur Sicherung der Gründung gegen Auskolkung erforderte.

Die Niederung zwischen Ravenna und dem Meer, heute ein 7—8 km breiter Streifen, ist erst in jüngster Zeit angeschwemmtes Land. Noch zu Beginn unserer Zeitrechnung war Ravenna eine Seestadt, die aber schon im ausgehenden Mittelalter viel von ihrer einstigen Bedeutung verloren hatte und später immer größerem Verfall entgegenging. Im Altertum auf einer Lagune gelegen, im 19. Jahrhundert in einer von Fiebrdünsten heimgesuchten Ebene, das war die traurige Entwicklung Ravennas. Die Entholzung des Appennins brachte eine immer mehr zunehmende Verwilderung der Flüsse mit sich; selbst deren Eindämmung konnte das anliegende Land nicht überall vor Überschwemmung und Versumpfung schützen. Nicht bloß der Küstenstrich hatte darunter

schwemmung. Bei Hochwasser werden durch Dämme abgegrenzte Landstriche unter Wasser gesetzt, das stehen bleibt bis die Sinkstoffe sich gesetzt haben, worauf das Wasser wieder abgelassen wird. Wenn auch die einzelne Überschwemmung nur eine geringe Auffüllung bringt, so wird doch im Verlaufe vieler Jahre, man rechnet mehrfach mit 50 Jahren, das Land so weit gehoben werden, daß es dem Sumpf entzogen ist. Zwischen den letzten Hochwässern des Frühjahrs und dem ersten Anschwellen der Flüsse durch die Oktoberregen läßt sich das Land bebauen. Die Unterwassersetzung kann für den Reisbau günstig ausgenutzt werden.

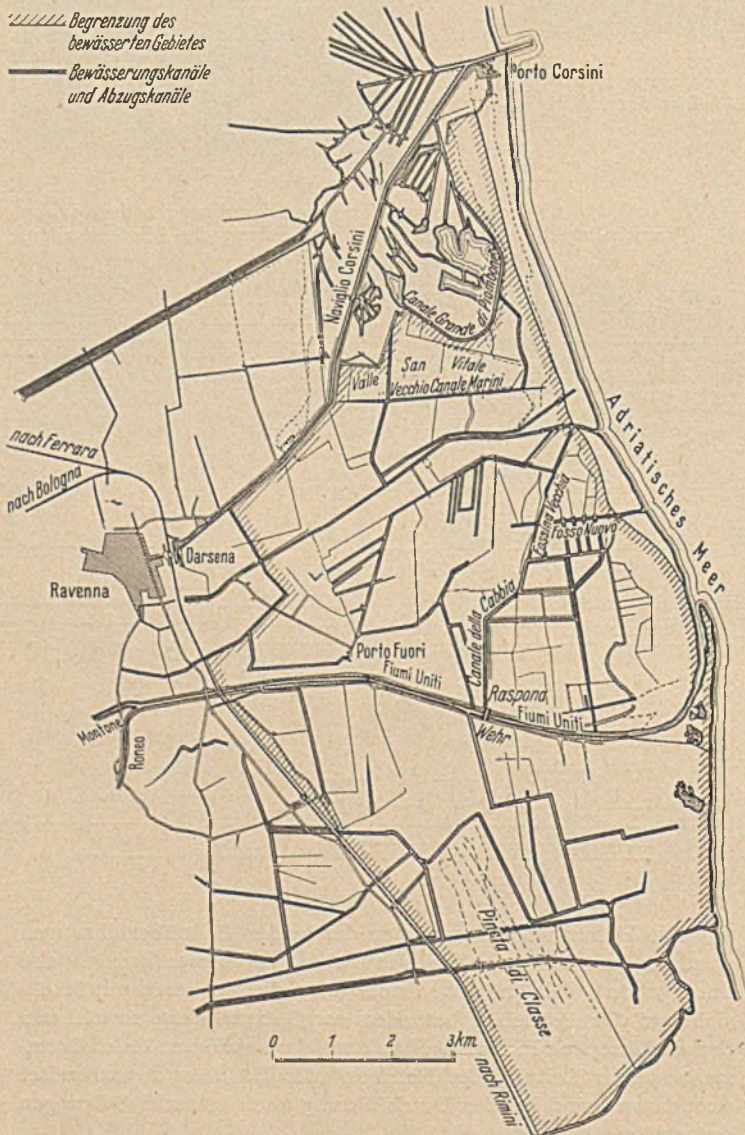


Abb. 1. Wehr bei Ravenna. Lageplan des zu bewässernden Gebietes.

zu leiden, sondern auch weite Strecken des Hinterlandes. Über die Maßnahmen zur Wiedergewinnung des Landes wurde vom Verfasser an anderer Stelle berichtet ¹.

Die Urbarmachung des Landes zwischen Ravenna und dem Meer geschieht in eigenartiger Weise, durch Regelung der An-

¹ Vgl. Bautechn. 6 (1928) S. 535 und 12 (1935) S. 220; Beton u. Eisen 32 (1933) S. 153; Bauing. 16 (1935) S. 101 u. 132. Siehe Ferner den Bericht von Vieser, Bautechn. 11 (1933) S. 243 und de Thierry, Bauing. 15 (1934) S. 61.

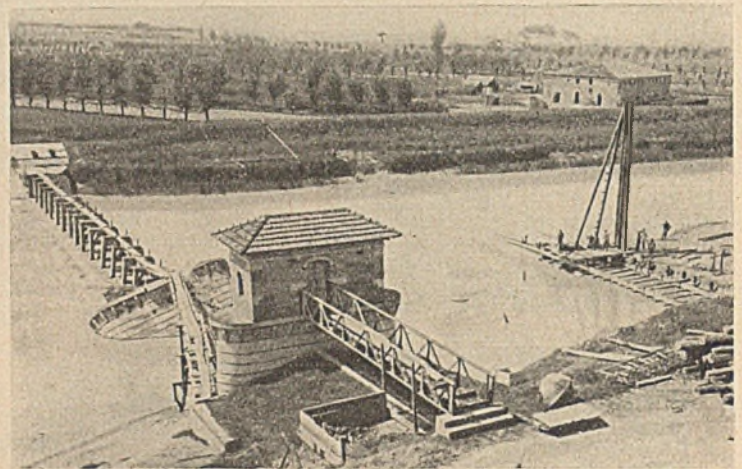


Abb. 2. Wehr bei Ravenna. Überreste des alten eingestürzten Wehrs. Im Vordergrund der stehen gebliebene Pfeiler.

Das Land war zwar durch Eindämmung der Flüsse gegen Hochwasser geschützt und das künstlich eingeleitete Wasser konnte auch durch geeignete Kanäle wieder abgeleitet werden; dagegen fehlte es im Sommer vollständig an Wasser zur Berieselung der Felder, so daß die Kulturen stark unter der Trockenheit litten.

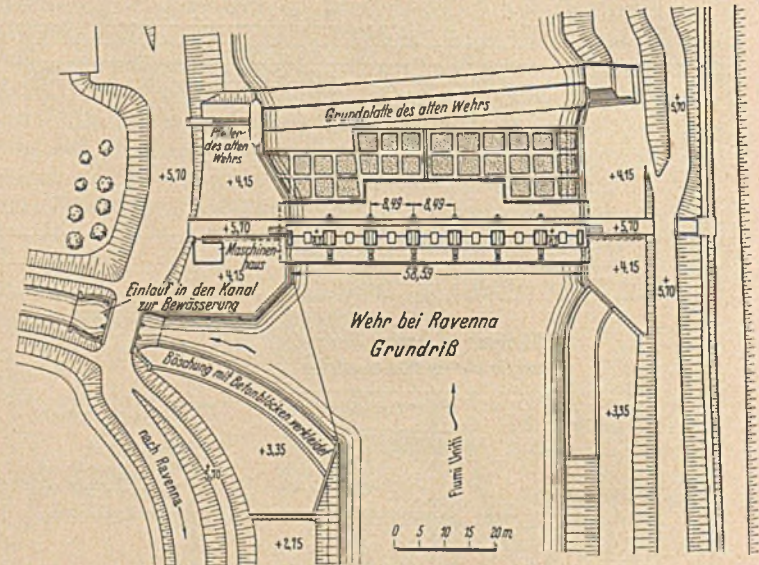


Abb. 3. Wehr bei Ravenna. Grundriß.

Ohne künstliche Bewässerung war die Urbarmachung noch nicht durchgeführt. Das wenige Wasser, das die vom Appennin kommenden Flüsse im Sommer führen, kann nur durch künstlichen Stau zur Bewässerung verwendet werden. Der Fluß, der bei Ravenna vorbeifließt, hat den Namen „Fiumi Uniti“, d. h. „Vereinigte Flüsse“, weil er durch Vereinigung des Montone und des Ronco entstanden ist. Die Regelung geschah in der ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts, mitten durch lagunenartige Sümpfe hindurch, dort wo zur Zeit des Kaisers Augustus ein Kriegshafen lag.

Im Jahre 1907 wurde etwa 2 km oberhalb der Mündung, bei dem Raspona genannten Hof ein Wehr gebaut, das aber den Erwartungen nicht entsprach. Ein neues Wehr, 1916 an Stelle des alten gebaut, war als Nadelwehr auf 16 Böcken in Eisenbeton eingerichtet. Am linken Ufer war ein etwa 12 m breiter Grundablaß vorgesehen mit einem lotrechten eisernen Hubtor. Die zur Bedienung bestimmte Einrichtung war in den beiden Aufbauten der Pfeiler zu beiden Seiten des Grundablasses untergebracht. Die Gründung bestand aus einer etwa 7 m breiten Eisenbetonplatte, die von Pfählen getragen und von einer 6 m tiefen Spundwand aus Eisenbetonbohlen umfaßt war. Auch diese Ausführung hielt nicht stand. Bei einem Hochwasser im Oktober 1928 wurde die Gründung des rechten Pfeilers neben dem Grundablaß unterspült, so daß er umsank. Ebenso wurden die ihm zunächst stehenden Böcke unterspült, die zwar nicht umfielen aber sich senkten und aus dem Lot kamen. Es scheint, daß das unter der Schütze des Grundablasses durchströmende Wasser die Unterkolkung herbeigeführt hat; denn kurz nach dem Einsturz gemachte Messungen wurden im Flußbett, auf der linken Seite, bis 8 m tiefe Kolke festgestellt. Von der Wucht des Hochwassers macht man sich einen Begriff, wenn man bedenkt, daß der Fluß innerhalb drei Stunden seine Wassermenge von 50 m³ auf 2000 m³ steigern kann.

Nach diesem Unfall dauerte es längere Zeit bis man wieder an einen Neubau des Wehres dachte. Die Grundbesitzer drängten zwar, weil sie durch den Wassermangel im Sommer stark geschädigt waren; die technischen Berater aber zweifelten, ob unter den gegebenen Verhältnissen eine sichere Gründung überhaupt möglich sei. Die Verhandlungen und die Bearbeitung der Entwürfe zogen sich wieder vier Jahre hin. Erst als der Staat bedeutende Mittel zur Verfügung stellte, konnte an die Verwirklichung gedacht werden.

Im Frühjahr 1933 begann der Bau und das neue Werk konnte am 28. Oktober 1935 eingeweiht werden.

Das neue Wehr wurde etwa 25 m oberhalb des alten angelegt, um die durch Kolke vertiefte Zone des Flußbettes zu vermeiden. Man wählte auch eine andere Anordnung, nämlich sieben um eine waagrechte, unten liegende Achse sich drehende Klappen zwischen schmalen Pfeilern aus Eisenbeton angebracht bilden den Verschluss, der einen Anstau des Wassers um 4 m über dem niedrigsten Wasserspiegel ermöglicht. Die einzelnen Öffnungen sind unabhängig voneinander; jede kann als Überlauf verwendet werden. Da das über die Klappen stürzende Wasser von einer stark verbreiterten Grundplatte aufgefangen wird, kann jede beschleunigte Bewegung des Wassers auf unbe-

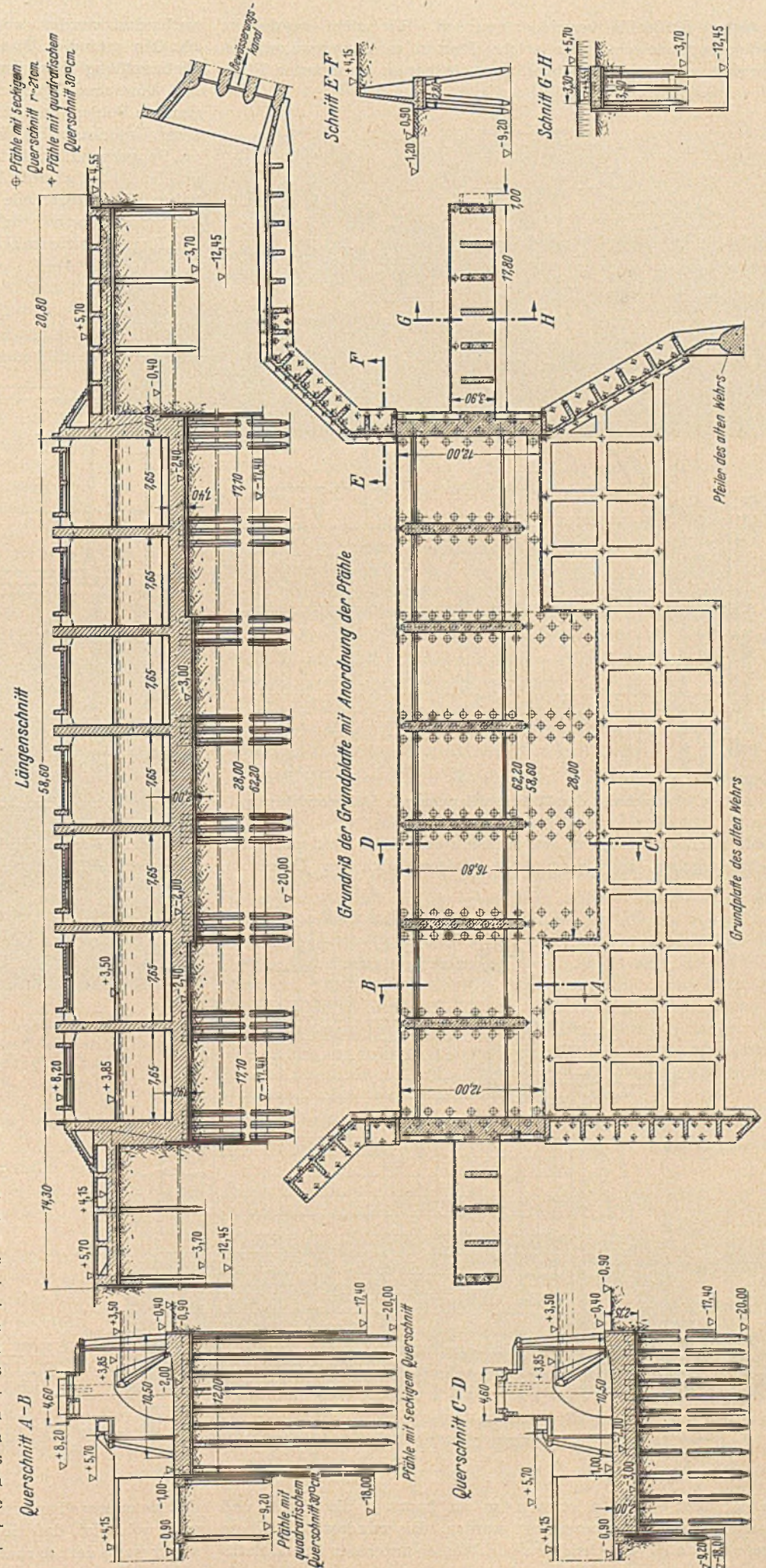


Abb. 4. Wehr bei Ravenna. Übersichtszeichnung.

festigter Flußsohle vermieden werden. Trotzdem wurde die Gründung mit einer für solche Bauten ganz ungewöhnlichen Sorgfalt ausgeführt. Bohrproben, die bis zu 29 m unter Fluß-

verhindert werden, zunächst um Verluste bei der im Sommer ohnein geringen Wassermenge zu vermeiden, dann um jeder Untersperlung schon im Keim zu begegnen.

Die Grundplatte wurde durch eine Spundwand aus 17 m langen eisernen Bohlen, Bauart Hoesch Profil 3 A, vollständig umschlossen, deren Unterkante bis Kote $-17,40$ reicht. Seitlich verlängert sich die Spundwand, am linken Ufer um 18, am rechten Ufer um 12 m um den Abschluß noch bis unter die Dämme zu führen. Auch hier haben die Spundwände eine gesamte Tiefe von 17 m, reichen mit der Spitze aber nur bis zur Kote $-12,45$ m. Das ganze Gewicht der Platte samt dem Aufbau der Pfeiler und dem auf der Platte

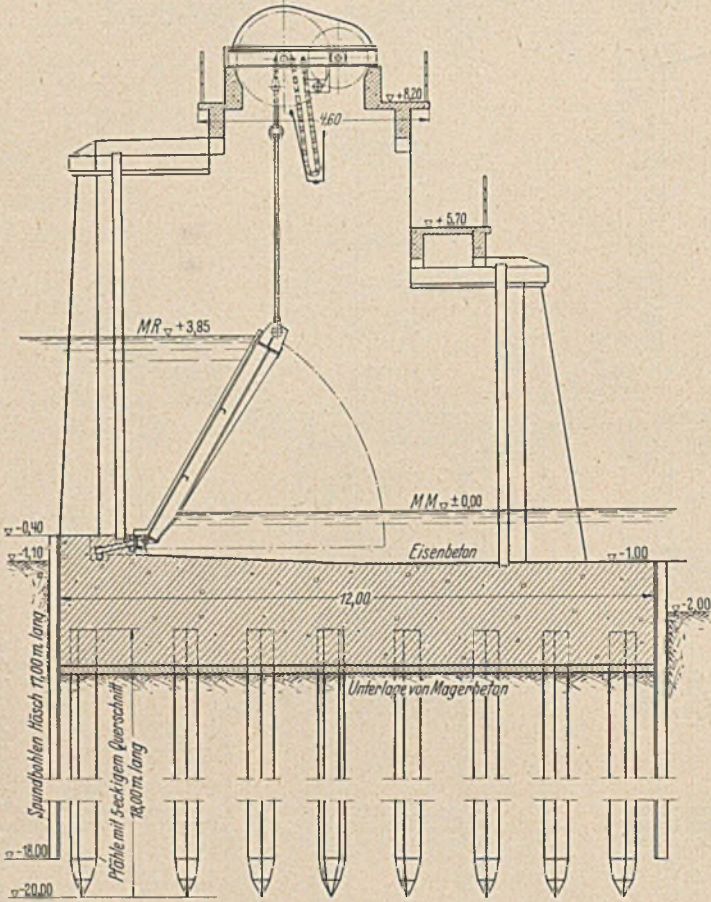


Abb. 5. Querschnitt des Wehrs. Klappen mit Hebevorrichtung.

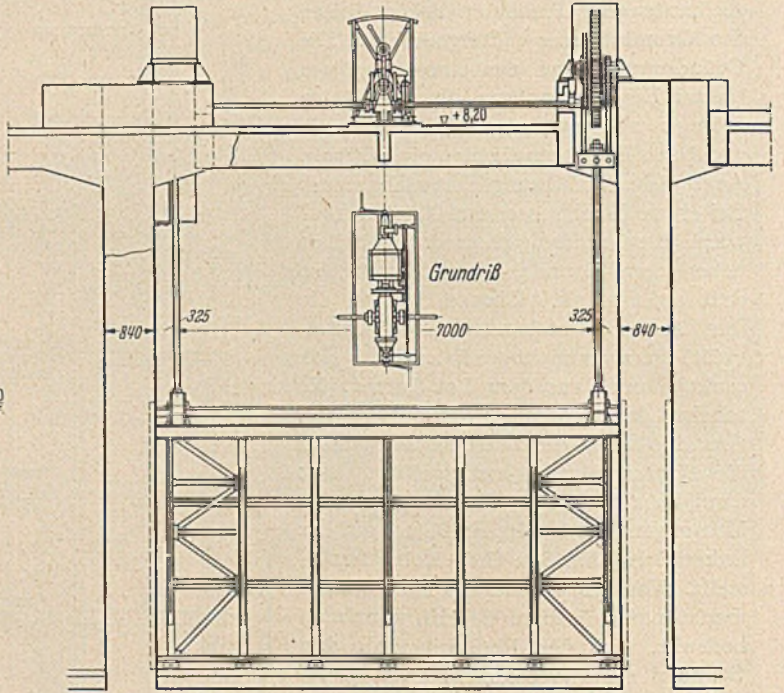


Abb. 6. Ansicht der Klappen mit Hebevorrichtung.

sohle reichten, hatten in den obersten Schichten Sand mit wenig Lehm ergeben, in tieferer Lage steigerte sich der Gehalt an

lastenden Wasser wird von einem Pfahlrost aus 18 m langen Eisenbeton-Pfählen getragen. Die Pfähle wurden dabei so verteilt,

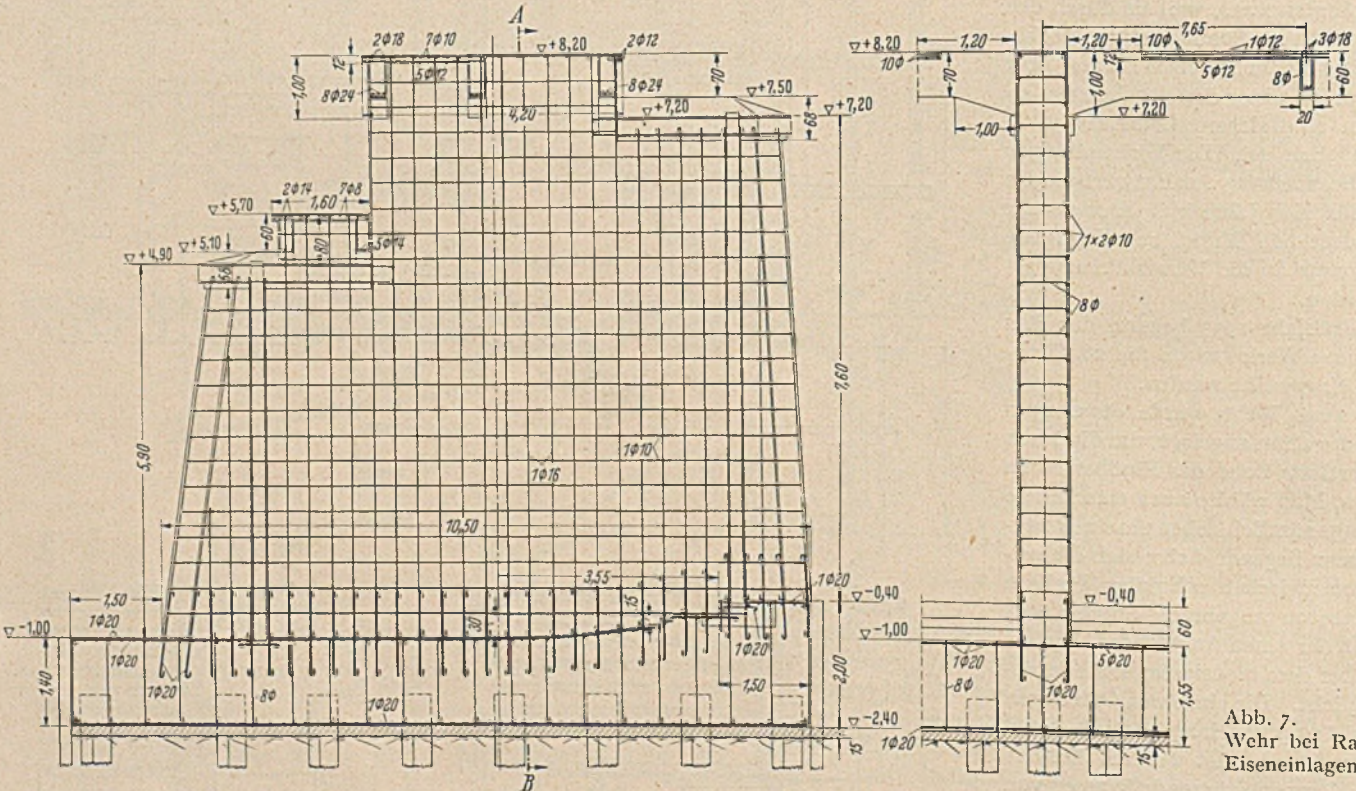


Abb. 7.
Wehr bei Ravenna.
Eiseneinlagen der Pfeiler.

Lehm; aber erst von etwa 15 m an kann er als dicht und wasserundurchlässig bezeichnet werden. Bis mindestens in diese Tiefe mußte ein Durchsickern von Wasser unter der Grundplatte

daß sie unmittelbar unter den Pfeilern stehen, während die Platte so bewehrt ist, daß sie von einer Pfahlgruppe zur andern trägt, selbst wenn dem darunterliegenden Boden keinerlei Belastung zu-

gemutet werden kann. Trotzdem bei einer so tiefreichenden eisernen Spundwand jegliche Unterspülung ausgeschlossen sein dürfte, wurde für die Pfähle die Annahme gemacht, daß sie bis auf 8 m Tiefe freigelegt sein konnten, bzw. daß erst von genannter Tiefe an der Boden als tragfähig angesehen werden könne. Die Pfahlspitzen erreichen die Kote -20 m, gehen also noch etwas tiefer als die Spundwände. Als höchste Belastung eines Pfahles wurden 50 t zugelassen, die allerdings auch im ungünstigsten Falle nicht erreicht werden. Mit Rücksicht auf die große Rammtiefe und die laut Voraussetzung anzunehmende freie Länge konnte nur ein vorher betonierter Pfahl den Anforderungen gerecht werden. Es wurde der Pfahl der bekannten Züblinschen Bauart mit fünfeckigem Querschnitt mit 21 cm Halbmesser des einbeschriebenen Kreises gewählt.

Bei Bemessung der Ausdehnung der Grundplatte ging man von der Überlegung aus, daß sie die ganze Wucht des über das Wehr stürzenden Wassers aufzunehmen habe. Da die Absicht besteht, in der Regel die drei mittleren Öffnungen als Überlauf zu verwenden und da infolgedessen dort eine stärkere Strömung zu erwarten ist, gab man dem mittleren Teil der Platte eine Breite von 16,80 m, während man sich in

haben eine lichte Weite von 7,65 m. Sie werden von einer Brücke zur Bedienung der Klappen überspannt und außerdem durch einen dem öffentlichen Verkehr dienenden Verbindungssteg. Die Bewegung der eisernen Klappen kann von Hand geschehen, wobei

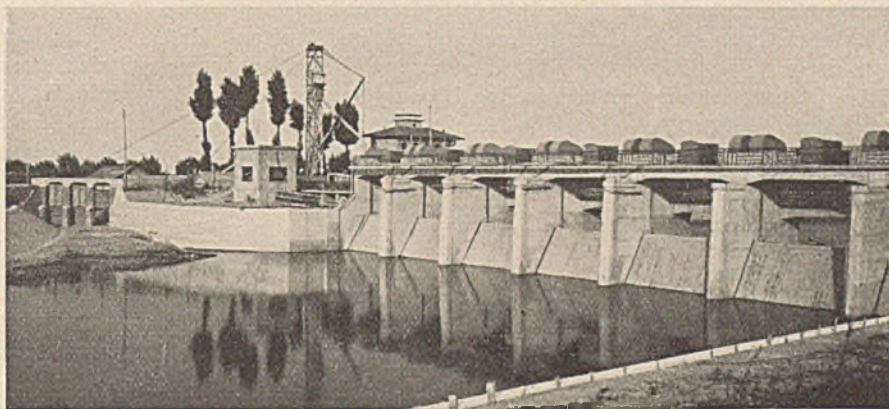


Abb. 9. Fertiges Bauwerk, von Oberstrom gesehen; links sieht man den Einlauf in den Abwässerungskanal.

zwei Mann zum Aufrichten etwa $2\frac{1}{2}$ Stunden brauchen, oder durch elektrischen Antrieb mit einem 16 PS-Motor.

Jede Öffnung hat ihren eigenen Antrieb. Die Kraft wird durch einen 50 PS-Dieselmotor geschaffen, der mit entsprechender Dynamo-Maschine gekuppelt ist. Die Anlage ist in einem besonderen Raum auf dem linken Ufer untergebracht, von wo aus auch die Bedienung der einzelnen Klappen erfolgen kann. Gleichzeitig können zwei Klappen bewegt werden.

In die Pfeiler sind je zwei Nuten eingelassen worden, um bei etwa notwendig werdenden Auswechslungen an den Klappen einen Abschluß mit Dammbalken herstellen zu können.

Die Ufer sind durch Stützmauern geschützt, welche auf der Unterseite bis zu den stehengebliebenen Widerlagern des alten Wehrs reichen. Oberhalb des Wehrs geht die Ufermauer bis zum Einlauf in den Bewässerungskanal.

Als Bauzeit waren $2\frac{1}{2}$ Jahre vorgesehen; man mußte daher mit mehreren Hochwasser rechnen. Um jeweils dem Wasser den nötigen Durchfluß zu lassen, geschah die Ausführung in zwei Abschnitten. Die Gründung mußte im Trockenem erfolgen. Als niedrigster Wasserstand kam die Kote 0 in Betracht, da das Meer nur etwa 2 km entfernt ist. Die Baugrube wurde bis zur Mitte des Flusses durch eine auf $7\frac{1}{2}$ m langen eisernen Spundbohlen Bauart Hoesch wasserdicht abgeschlossen mit Oberkante auf Kote 11,60; die Grube war dadurch allerdings nicht gegen das höchste Hochwasser geschützt, da man damit rechnete, in außerordentlichen Fällen sie unter Wasser setzen zu lassen.

Die Gründung des ersten Bauabschnittes und die Hochführung der Pfeiler geschah ohne Zwischenfall im Sommer 1933. Im darauf-

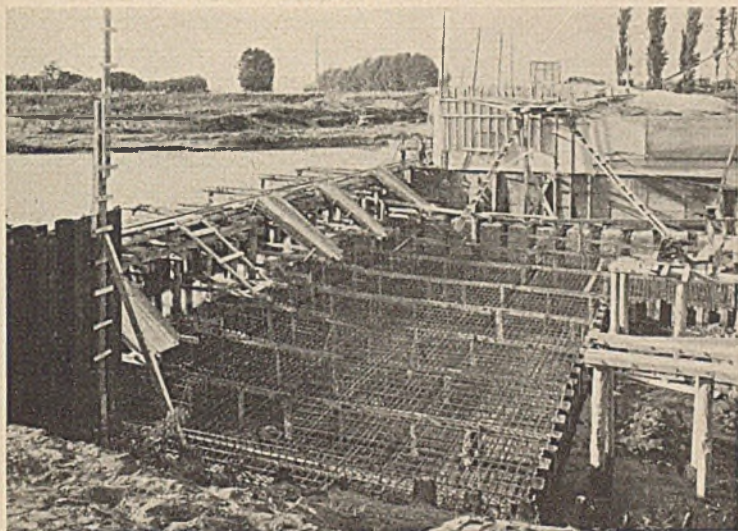


Abb. 8. Herstellung der Grundplatte des zweiten Bauabschnitts. Im Hintergrund die schon hochgeführte Konstruktion des 1. Abschnitts. Man sieht die zur Sicherung der Platte eingerammte Spundwand aus eisernen Spundbohlen.

den äußeren Feldern mit 12 m begnügte. Man gab der Platte im mittleren Teil eine Mindeststärke von 2 m, in den äußeren Feldern 1,4 m. Am Auflager der Klappen wurde die Platte am Einlauf um 60 cm erhöht; dadurch entsteht eine Schwelle, welche das Wasser selbst bei niedrigstem Stande um 50 cm anstaut.

Unterhalb der Platte ist das Flußbett noch weiter befestigt worden durch ein Netz von 80 cm breiten und 1 m hohen Trägern im Abstand von etwa 4 m. Diese Träger werden durch 8 m lange Eisenbeton-Pfähle gestützt; die Räume zwischen den Trägern wurden durch unbewehrten Beton ausgefüllt. Dieser verlängerte Schutz der Sohle erstreckt sich bis an die Grundplatte des alten Wehrs, so daß das überfließende Wasser einen Weg von über 25 m auf befestigter Sohle zurücklegen kann bis es wieder die ursprüngliche Geschwindigkeit angenommen hat.

Der Aufbau des Wehrs besteht aus den beiden Widerlagern und sechs Zwischenpfeilern von 84 cm Stärke. Die Öffnungen

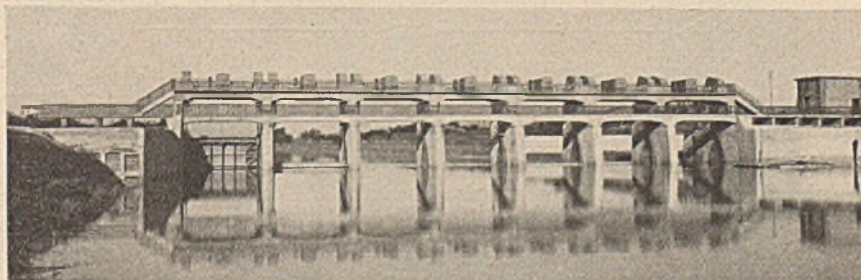


Abb. 10. Fertiges Bauwerk von Unterstrom gesehen. Die Schützen der äußersten Öffnung sind rechts hochgezogen.

folgenden Winter wurde die als Fangedamm dienende Spundwand gezogen und für den zweiten Bauabschnitt gerammt. Man hatte auch schon von der endgültigen Spundwand etwa 17 Meter gerammt, als im Februar 1934 ein außergewöhnliches Hochwasser

kam, das nicht mehr zwischen den schon fertigen Pfeilern des ersten Abschnittes abfließen konnte. Die Baugrube des zweiten Abschnittes wurde nicht nur ganz unter Wasser gesetzt, sondern auch unterspült, so daß die flüßaufwärts liegende Wand des Fangedamms einstürzte. Die durch Böcke des alten Wehrs gestützte untere Wand blieb stehen. Auf die schon fertige Gründung des ersten Abschnittes hatte dieser Unfall keinen Einfluß. Der Umstand, daß von der zweiten Hälfte der einfassenden Spundwand schon ein Stück gerammt war, verhinderte eine Unterspülung an der nicht geschützten Nahtstelle der beiden Abschnitte. Nur die unterhalb des Wehrs liegende Sohlenbefestigung des ersten Abschnittes erlitt einige unbedeutende Unterspülungen. Nach dem Hochwasser gemachte Messungen ergaben bis zu 8 m tief gehende Kolke. Hatte

man vor Inangriffnahme des Baues meinen können, daß die vom staatlichen Bauamt verlangte Tiefe der Gründung viel zu weit ginge, so zeigten die Folgen der Überschwemmung, daß die Anordnungen durchaus berechtigt waren.

Die Baukosten betragen einschließlich maschineller Einrichtung etwa 4 Millionen Lire.

Der Entwurf wurde nach Angaben des Bauamtes durch die Società Costruzioni & Fondazioni in Mailand bearbeitet, welche auch die Ausführung übernahm. Die Klappen wurden von der Firma Cerettie Tanfani in Mailand geliefert, die elektrischen Einrichtungen durch die Firma Tecnomasio Italiano Brown & Boveri in Mailand.

ÜBERFÜHRUNG DER REICHAUTOBAHN ÜBER DEN VORBAHNHOF LEHRTE.

Von Regbm. a. D. K. v. Scanzoni, OBK Hannover.

Die Reichsautobahn Hannover-Berlin kreuzt nördlich Lehrte die umfangreichen Gleisanlagen der Reichsbahnstrecke Hannover-Hamburg. Der Einbau von Zwischenstützen konnte aus betriebstechnischen Gründen nicht gestattet werden, so ergab sich ein bemerkenswertes Bauwerk von etwa 55 m Stützweite, das einer kurzen Besprechung wert erscheinen dürfte.

Der allgemeine Grundsatz, die Autobahn auf kurzen Brücken mit möglichst uneingeschränktem Querschnitt und mit verdeckt

600 mm Breite und 88 mm Gesamtdicke aufweisen. Die Knickaussteifung des Stegbleches erfolgt durch senkrechte und waagerechte Steifen. Als Hauptsteifen sind die Querträgeranschlußstellen ausgebildet. Die senkrechten Zwischensteifen sind zu beiden Seiten des Stegbleches angebracht, die waagerechten nur auf der Innenseite. Knickkräfte aus den Hauptträgerobergurten werden von den zu Halbportalen ausgebildeten Querträgern aufgenommen.

Das Fahrhängerippe wird von Längs- und Querträgern gebildet. Die Längsträger, aus I 38 bestehend, haben einen gegenseitigen Abstand von 1,85 m und liegen unmittelbar auf den Querträgerobergurten. Sie sind durchlaufend ausgebildet und werden über den Querträgern durch Winkel seitlich gehalten. Die Abstände der Querträger betragen in der Fahrbahnachse gemessen in den Endfeldern 4,85 m und in den übrigen Feldern 5,6 m. Die Querträger sind geschweißt, während alle Baustellenstöße genietet sind. Infolge der einseitigen Fahrbahnquerneigung sind die Querträger trapezförmig ausgebildet. Für die Gurtplatten der Querträger ist Wulstflachstahl verwendet. Zur Aufnahme der Windkräfte ist jeder Überbau mit einem Windverband versehen, der unter den Längsträgern angeordnet ist. Die Windverbandstreben sind an den Längsträgern gegen Ausknicken gehalten. Die Verbindung ist jedoch so ausgeführt, daß sich eine Dehnung der Streben ohne Beeinflussung der Längsträger auswirken kann.

Die Brücke liegt in einem Ausrundungsbogen von 16 500 m; damit entfällt die Möglichkeit einer wirksamen Oberflächenlängsentwässerung. Das Niederschlagswasser wird daher durch 35 mm hohe, in den Schrammbordkanten eingelassene Schlitzlöcher von je 500 mm Länge, zunächst in muldenartige Vertiefungen unter den Schrammborden abgeleitet, die ihrerseits durch Ab-

fallstützen in Abständen von etwa 5 m in Ablaufrinnen aus liegenden U-Eisen entwässern. Da die Fahrbahnplatte ein genügendes Quergefälle von 1,5% besitzt und die Betonmulden durch abnehmbare Deckel bequem zu reinigen sind, ist so auf einfache Weise für eine wirksame Entwässerung gesorgt.

Die Fahrhängerippe besteht aus einer 21 cm starken Eisenbetondecke, die über die Längsträger durchlaufend gespannt ist. Die Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung elastisch nachgiebiger Stützpunkte.

Die Abdichtung der Tragdecke setzt sich aus zwei Asphaltmastixschichten zusammen, von denen die untere mit 5 mm Stärke und 40% Bitumengehalt die eigentliche Dichtungsschicht ist,

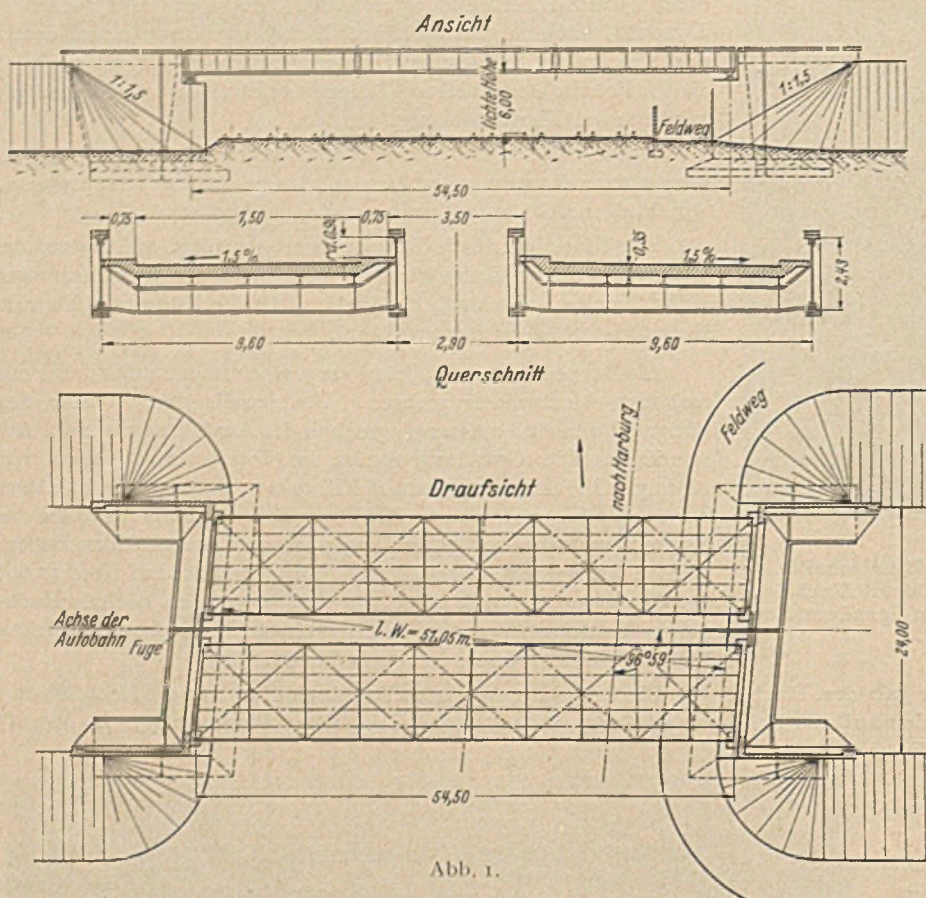


Abb. 1.

liegender Tragkonstruktion (Deckbrücke) zu überführen, ließ sich hier nicht durchführen. In diesem Falle wäre eine Höherlegung der Anschlußdämme um etwa 1 m nötig geworden, was unvermeidbare Mehrkosten und für die engbebaute Gegend eine unschöne Dammentwicklung mit sich gebracht hätte. So entstanden zwei nebeneinanderliegende, vollkommen achsgleiche Überbauten, die als vollwandige Trogbriicken ausgebildet sind und mit kühnem Sprung die weite Öffnung schließen.

Die Hauptabmessungen der Brücke gehen aus dem Querschnitt und Grundriß hervor. Die Hauptträger sind genietete Blechträger von 2,43 m Stegblechhöhe und 12 mm Blechstärke, die Gurtwinkel L 180 · 180 · 16 und in Feldmitte je 6 Lamellen von

während die obere von 20 mm Stärke und nur 18—20% Bitumen- gehalt die Schutzschicht an Stelle des sonst üblichen 5 cm starken Schutzbetons darstellt. Zwischen beiden Schichten befindet sich

schlenlage aus Baustahlgewebe und mit 350 kg/m^3 Zement her- gestellt ist. Die Querfugen wurden in Abständen von 5 m aus- gebildet.

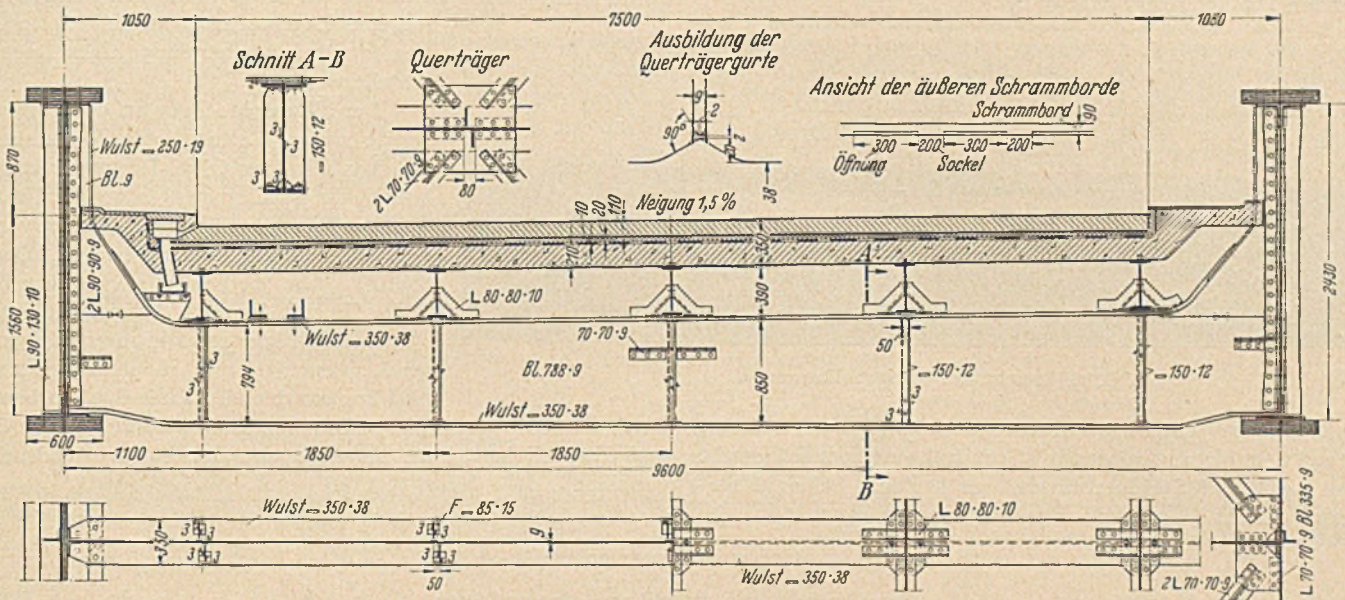


Abb. 2. Normaler Querträger.

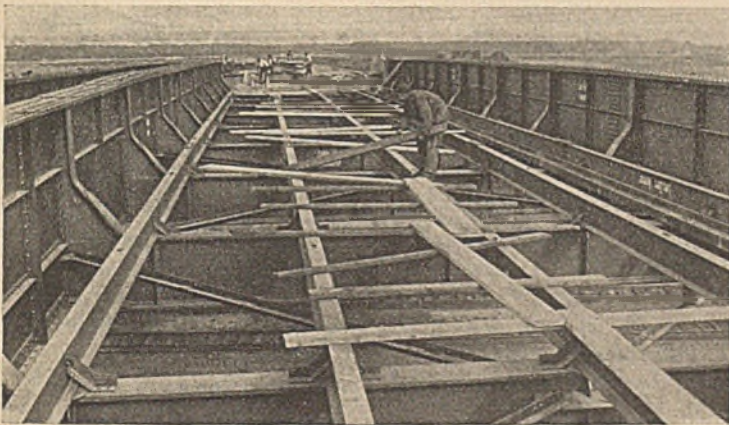


Abb. 3. Blick in den Brückentrog.

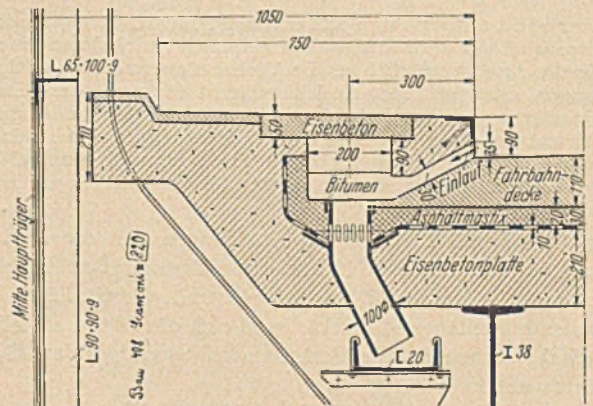


Abb. 5. Äußerer Schrammbord.

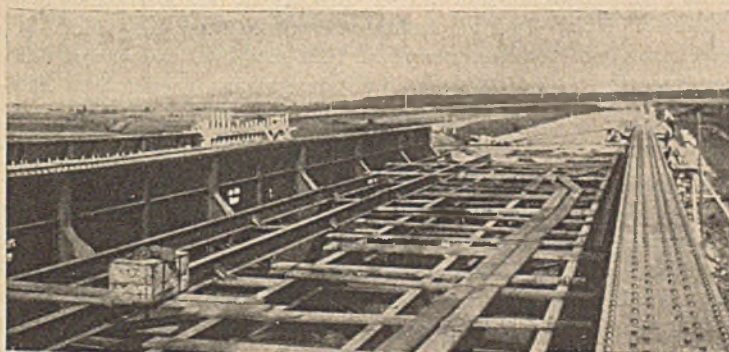


Abb. 4. Aufsicht auf die Brücke.

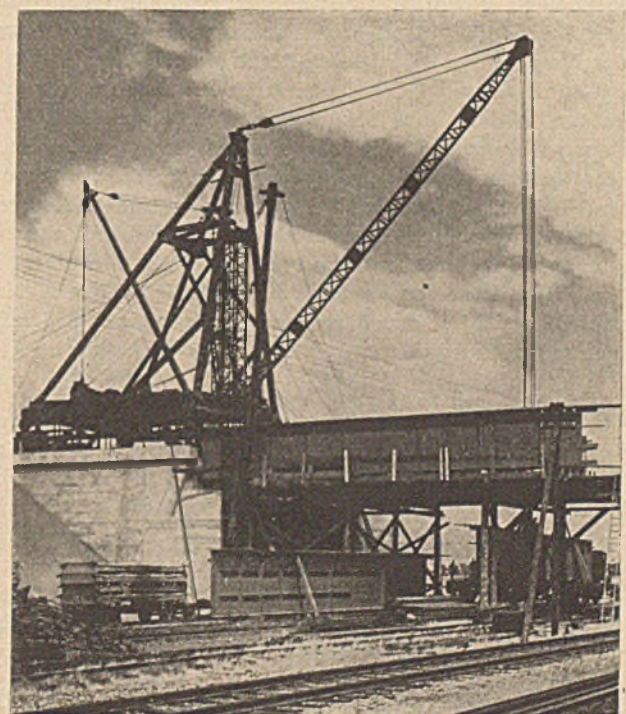


Abb. 6. Aufstellung des Stahlüberbaus.

noch eine Lage 625er Wollfilzpappe. Es sind Versuche im Gange, mit dem Ziel, diese Zwischenlage in Zukunft fortzulassen. Diese Dichtungsart hat sich bei verschiedenen Ausführungen der OBK Hannover, im Winter aufgebracht und im Sommer ungeschützt der Sonnenbestrahlung ausgesetzt, gut bewährt. Sie ist geeignet, Ersparnisse an Bauhöhe, Eigengewicht und devisenpflichtigen Baustoffen zu bringen. Es ist nur wichtig, daß die Füllerstoffe des Bitumenmörtels in geeigneter Weise zusammengesetzt sind und dem ganzen genügende Elastizität verleihen.

Unmittelbar über der Mastixschutzschicht liegt die eigentliche Fahrbahndecke, die als 13 cm starke Betonplatte mit einer Zwi-

Die Widerlager und Flügel sind als Schwergewichtsmauern mit leichter Bewehrung an den Rückseiten ausgeführt.

Als Belastungsannahmen wurden die Regellasten der Brückenklasse I nach Din 1072 zugrunde gelegt.



Abb. 7. Ansicht des fertigen Bauwerks.

Das Gesamtgewicht der Stahlüberbauten beträgt 391 t, davon sind rd. 246 t Stahl 52. Auf den m²-Grundriß umgerechnet, ergibt dies etwa 340 kg/m² Stahlverbrauch, was bei dem Schlankheitsverhältnis von 1:21 als günstig angesehen werden kann.

Die Hauptträger wurden in je drei gleichlangen Stücken angeliefert. Der Zusammenbau erfolgte auf einem Gerüst, das jeweils nur für einen Überbau erstellt wurde. Der zuerst fertige Überbau wurde mittels Rollbahnen, die auf den Widerlagern liefen, seitlich in seine Lage verschoben, der zweite Überbau konnte in seiner endgültigen Lage aufgestellt werden.

Der allgemeine Entwurf des Bauwerkes wurde unter Leitung des Verfassers im Brückenbüro der OBK Hannover ausgearbeitet, die stählernen Überbauten wurden von der Firma Louis Eilers, Hannover, berechnet, geliefert und aufgestellt. Der betontechnische Teil wurde von der Firma Wilh. Scheidt, Herford (Westf.), ausgeführt.

Diese Brücke zeigt in ihrer ruhigen und geschlossenen Form, in ihrer gestrafften und kraftstrotzenden Linie das Streben, den

Reichsautobahnen und ihren Brücken einen besonderen, der Größe und Einmaligkeit ihrer Aufgabe entsprechenden Ausdruck zu verleihen.

ALPENTUNNEL FÜR KRAFTWAGEN.

Von Eduard Gruner und Georg Gruner, Ingenieure, Basel.

Übersicht: Der St. Gotthardtunnel für Kraftwagen soll den Zusammenschluß der nord- und südeuropäischen Autobahnen durch das Hindernis der Alpen ermöglichen. Da Verbrennungsmotoren giftige Abgase erzeugen, muß ein Autotunnel künstlich belüftet werden. Dies hat durch Querlüftung zu geschehen, wie sie für den Holland-Tunnel in New York entwickelt wurde. Der St. Gotthardpaß ist durch seine zentrale Lage und Topographie für einen Straßentunnel günstig. Diese Route wird dadurch auch für den Kraftwagen zum Rückgrat zentral-europäischen Verkehrs.

Der St. Gotthardtunnel für Kraftwagen soll die deutschen Reichsautobahnen mit den italienischen Autostraßen verbinden. Die Fernverkehrsstraßen Deutschlands und Oberitaliens bilden zwei unzusammenhängende Netze, weil sich die Alpen als Hindernis dazwischen erheben. Der Verkehr wird jedoch vor dem Gebirge nicht Halt machen.

Die alten Paßstraßen des Julier 2288 m, Gotthard 2111 m und Simplon 2009 m sind vom Oktober bis Juni eingeschneit. Ein Schneebruch mit rotierenden Schleudern ist nur in lawinenfreiem Gelände möglich; er wird beispielsweise seit zwei Jahren am Julierpaß versucht. Durch plötzlich auftretende Schneeverwehungen kann der Verkehr jedoch stets unterbrochen werden. Die St. Gotthard- und Simplon-Paßstraßen treffen außerdem auf große Lawinenzüge, weshalb ihre Befahrung während zwei Dritteln des Jahres ausgeschlossen ist. Dort werden die Kraftwagen auf die Eisenbahn verladen und durch deren Tunnel befördert. Schneebruch und Bahnverladung sind Behelfslösungen und ungenügend. Der Alpenübergang einer Fernverkehrsstraße muß bei zentraler Lage ganzjährig befahrbar sein und größtmögliche Sicherheit bieten. Der Verkehr kann den Gefahren des winterlichen Hochgebirges in 2000 m Höhe nicht ausgesetzt werden, sondern muß im Straßentunnel darunter durchgeführt werden.

Die zentrale Lage.

Der St. Gotthard ist seit seiner Erschließung im 13. Jahrhundert ein verkehrspolitischer Knotenpunkt. Die 1882 eröffnete Bahn ist die Transitlinie zwischen Nordsee und Mittelmeer. Eine Fernverkehrsstraße über diesen Alpenpaß wird die kürzeste Verbindung zwischen Süddeutschland vom Rheintal bis Bayern mit der Poebene und Riviera. Die Vorzüge dieser Route sind durch die nach Norden und Süden gleichmäßig ansteigenden Talfurchen der Reuß und des Tessin gegeben. Außerdem sammeln sich einzig im Gotthard die parallelen Ketten der Alpen in einem Massiv.

Die ganzjährige Befahrung.

Goeschenen 1109 m und Airolo 1145 m sind das ganze Jahr auf der Straße zu erreichen. Die Schoellenenschlucht dagegen ist

wegen Vereisung und das Val Tremola wegen Lawinen im Winter nicht wegsam. Die Fernverkehrsstraße durch den St. Gotthard muß darum in 1200 m Höhe in einem Tunnel durch das Gebirge geführt werden.

Die Verkehrssicherheit.

Im Straßentunnel muß eine rege Belüftung gewährleistet sein. Die Motoren der Kraftwagen erzeugen bei mangelhafter Oxydation Kohlenmonoxyd. Dieses Gas verbindet sich mit den roten Blutkörperchen unseres Organismus, was vorübergehende Gesundheitsstörungen verursacht.

Darum ist man geneigt zu fordern, daß die Qualitäten der Tunnelatmosphäre derjenigen im Freien gleichkomme. Hierfür würden jedoch die Kosten der Belüftung ungeheuer. Erstmals wurde diese Frage für den Bau des Hollandtunnels in New York (1919—1927) geprüft, was durch Versuche geschah.

Dort wurde erkannt, daß eine Tunnellüftung aus zwei Gründen nicht so umfangreich sein müsse. Erstens ist der Aufenthalt der Reisenden unter Tag beschränkt. Zweitens geschieht die Anreicherung von Kohlenmonoxyd im Blut langsam. Sie wächst mit der eingatmeten Luftmenge und mit deren Gaskonzentration. Die Lufterneuerung im Tunnel muß also nur so weit gehen, daß jeder Reisende bei 3—6facher Sicherheit keine Beschwerden empfindet.

Die Geologie.

Im Gotthardmassiv sind die geologischen Verhältnisse für den Tunnelbau günstig. Die Alpenfalten stehen hier in nach oben offenem Fächer, weshalb die Felstemperatur relativ niedrig bleibt. Zum größten Teil werden die Granite des Aare und Gotthardmassivs durchfahren. Dazwischen, unterhalb des Urserentales liegt eine Jura- und eine permocarbonische Falte. Im Gotthardmassiv keilt eine herzynische Falte aus. Die südliche Strecke liegt in metamorpher Trias der Bedrettomulde (Abb. 1).

Das Gebirge ist standfest. Die maximale Gesteintemperatur ergibt sich bei einer geothermischen Höhenstufe von 200 m und einer geothermischen Tiefenstufe von 30 m, sowie sinngemäßen Abzügen in durchfeuchtetem und Zuschlägen in kompaktem Fels, zu 35° C, bei einer größten Überlagerung von 900 m.

Einige Quellen werden in den Kontaktzonen der Urseren- und Guspismulde erwartet.

Das Trasse.

Das Trasse eines Straßentunnels soll bei gestreckter Axe Orten geringer Überlagerung folgen, dann die Luftschächte, welche höchstens 3000 m Abstand haben, wenig tief sein. Für ihre

Mündung über Tag sind lawinsichere Orte in nicht zu windgeschützter Lage zu wählen. Felsköpfe sind hierzu geeignet, weil alsdann die großartige Gebirgsnatur durch diese Einbauten keine Einbuße erleidet (Abb. 2).

Diese Anforderungen erfüllen sich zwischen Göschenen und Airolo. Ein Tunnel in 1200 m Höhe bei 15,1 km Länge kann in schwacher Krümmung dem Reuß- und Tremolatal folgen. Die sechs Luftschächte haben Längen von 178 m bis 735 m. Sie münden in der Nähe der Paßstraße. Vor Sicht können sie, mit einer Ausnahme im Rodontboden, gedeckt werden.

Von Göschenen bis zur Sprengi-Brücke ist die für Winterverkehr umgebaute Kantonsstraße zu benutzen. Dort liegt die Einfahrtsstation und das Portal in 1200 m Höhe. Die Nordrampe hat 3,56‰ Steigung bis zum Kulminationspunkt 1224,60 m bei Schacht No. 3 Matelli und die Südrampe 3‰. Vom Portal bis unterhalb des Dorfes Airolo ist eine neue Straße zu erstellen.

für Verkehrsspitzen von 150 und später von 500 Wagen in der Stunde bemessen. Nach einer Analyse von sechs charakteristischen Stichtagen wird folgende Dauerbefahrung im Jahr erwartet:

Stunden	Fahrzeuge im ersten Betriebsjahr	Fahrzeuge im zwanzigsten Betriebsjahr
5260	31 600	94 800
2630	47 400	142 200
860	25 800	77 400
10	1 500	5 000
1 Jahr	106 300	319 400

Zum kommerziellen Verkehr sind für den Tunneldienst 6‰ Fahrten zugerechnet.

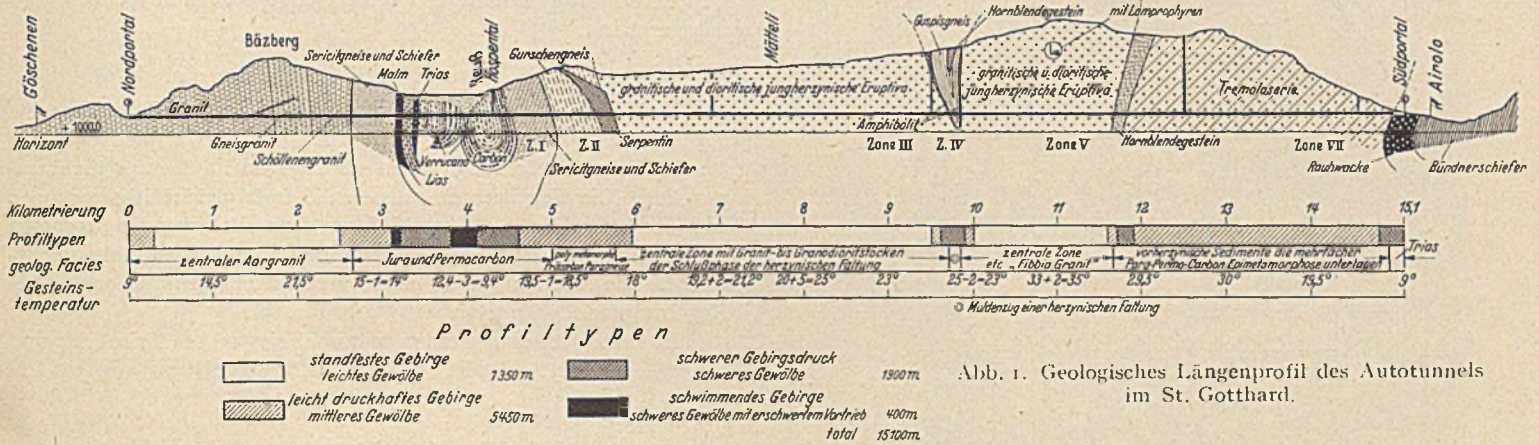
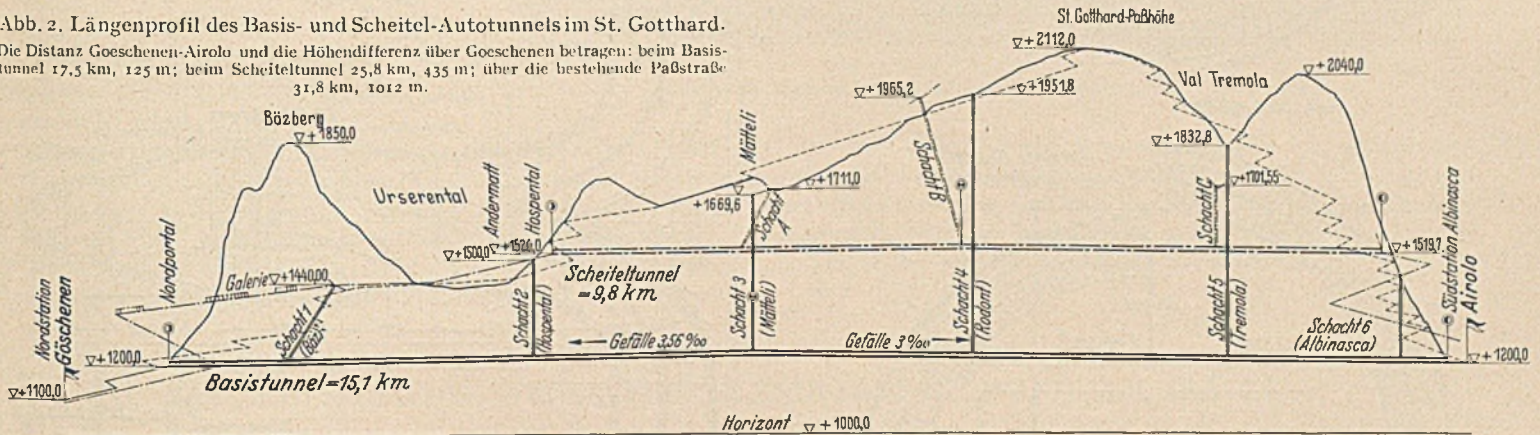


Abb. 1. Geologisches Längenprofil des Autotunnels im St. Gotthard.

Abb. 2. Längenprofil des Basis- und Scheitel-Autotunnels im St. Gotthard. Die Distanz Göschenen-Airolo und die Höhendifferenz über Göschenen betragen: beim Basis-tunnel 17,5 km, 125 m; beim Scheiteltunnel 25,8 km, 435 m; über die bestehende Paßstraße 31,8 km, 1012 m.



Dieses Trasse kürzt die Paßstraße um 14,8 km ab und senkt den Kulminationspunkt um 888 m.

Zwischen Hospenthal und Albinasca wurde als Variante in 1500 m Höhe ein 9,8 km langer Tunnel untersucht. Er ist von gerader Achse und hat drei Luftschächte. Als Zufahrt müßte in der Schoellenen die Straße neu erbaut und in Galerien verlegt werden. Im Urserental und im Bedrettal wären auch alljährlich teure Schneeräumungsarbeiten erforderlich. Die Wegverkürzung beträgt nur noch 6 km und die eingesparte Steigung 588 m. Mit der Tiefenlage wächst der Wert der Bauten. Der Vergleich fällt somit zugunsten des unteren Tunnels aus.

Die Befahrung.

Ein neuer Verkehrsweg bildet neuen Verkehr. Über den Gotthardpaß fahren im Sommer etwa 24 000 Kraftwagen und 12 500 werden durch den Bahntunnel befördert. Ein Straßentunnel wäre dagegen eine Pforte in den Alpen, die den Verkehr sammelt und zusätzlichen Verkehr verursacht. Die künftige Befahrung wird darum in keinem Verhältnis zur heutigen stehen.

Für die Jahresfrequenz wurden im ersten Betriebsjahre 100 000 Wagen, also ein dreifaches der heutigen Befahrung und im zwanzigsten 300 000 angenommen. Die Belüftung wird im ersten Ausbau

Die Belüftung.

Zur Belüftung eines Straßentunnels kann das Querlüftungs-, Halbquerlüftungs- oder Längslüftungssystem angewandt werden.

Beim Querlüftungssystem wird die Luft in kurzen Abständen dem Verkehrsraum abgegeben und ebenso abgesogen. Die Abgase werden durch diesen Luftzug, ihren eigenen Auftrieb in der Luft und die Turbulenz hinter den Wagen nach der Decke getragen und aus dem Verkehrsraum entfernt. Das Querprofil enthält in der Sohle einen Frischluftkanal und im Scheitel einen Abluftkanal. Diese Kanäle münden in die Ventilationsstationen, welche durch Schächte den Luftwechsel über Tag ermöglichen. Der zusätzliche Ausbruch der Luftkanalisation bringt eine Verteuerung der Baukosten, die jedoch durch die Betriebssicherheit gerechtfertigt ist. Das System der Querlüftung ist bei stark befahrenen oder langen Straßentunneln zweckmäßig. Es wurde für den Hollandtunnel in New York entwickelt und hat sich seither an fünf Straßentunneln bewährt.

Beim Halbquerlüftungssystem wird die Frischluft ebenfalls längs der Fahrbahn ausgegeben. Die Abluft fließt dagegen im Verkehrsraum ab. Dieses System wurde einzig im vierspurigen Mersey-Tunnel in Liverpool angewendet.

Die Längslüftung vollzieht sich im Verkehrsraum. Beim Ein-

bahnverkehr soll der Luftstrom der Verkehrsrichtung folgen. Sind beim gemischten Verkehr mehrere Speisepunkte vorhanden, so wird der Wagen bald mit, bald gegen den Wetterzug fahren. Der Luftzug soll aus hygienischen Gründen 4 m/sec nicht übersteigen, bei Bränden ist er gefährlich. Das Längslüftungssystem eignet sich für kürzere Tunnel, oder als Behelfslösung bei Tunnelumbauten. Derart wird der Liberty Tunnel in Pittsburgh belüftet.

Länge und Bedeutung des Gotthard-Straßentunnels rechtfertigen die Wahl der Querlüftung. Der maximale Frischluftbedarf ist 181 l/sec/m Tunnel im ersten und 72 l/sec/m Tunnel im definitiven Ausbau. Der Verkehr von 500 Wagen in der Stunde oder ein Fünftel der absolut größten Belastung einer zweispurigen Straße wird dadurch ermöglicht.

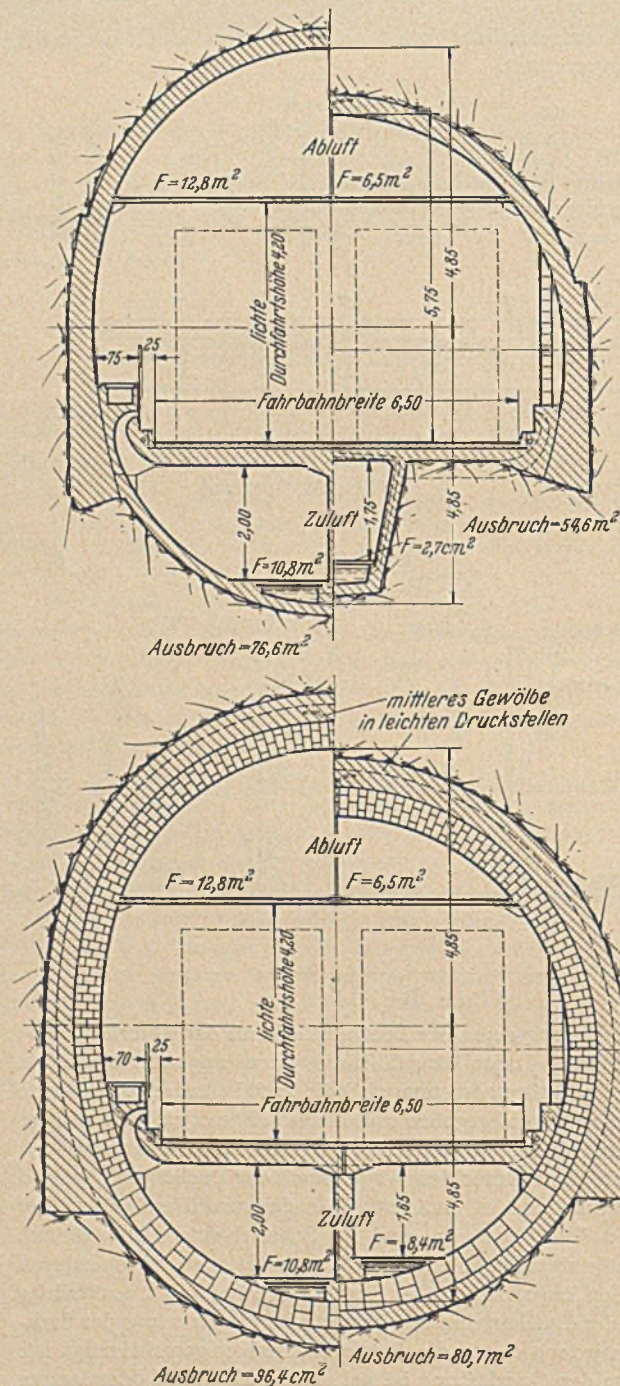


Abb. 3. Normalprofil und Druckprofile des belüfteten Autotunnel, links beim Schacht, rechts am Abschnittsende.

Das Tunnelprofil.

Frischluftkanal, Verkehrsraum und Abluftkanal sind von einem elliptischen Gewölbe umschlossen. Seine Stärke entspricht dem Gebirgsdruck und mißt 100—35 cm. In druckfreiem Gebirge fällt das Sohlgewölbe weg (Abb. 3).

Der Verkehrsraum ist 4,20 m hoch und 6,50 m breit. Er um-

schließt die Profile von zwei sich kreuzenden Fahrzeugen, sowie Schlingerstreifen, da der Fahrer sich von den Wandungen fernhält. Die Eisenbetonkonstruktion der Fahrbahn kann Wagen von 2 x 15 t Gewicht tragen. Ein Dienstweg von 70 cm Breite ist in 1 m Höhe über der Straße untergebracht. Für Stark- und Schwachstromleitungen sind Kanäle eingebaut. Hinter den Schrammborden liegen Wasserleitungen zu Reinigungszwecken. Die Straße soll vergossenes Granitpflaster erhalten und weist zur Entwässerung ein Gefälle von 1% nach der Mitte auf.

Die Frischluftkanäle vermindern ihren Querschnitt von 10,8 m² beim Speisepunkt auf 2,8 m² beim Abschnittsende entsprechend der Luftmenge und die Abluftkanäle von 12,8 m² auf 6,5 m². Die größte Luftgeschwindigkeit beträgt beim Vollausbau 10 m/sec. Um den Reibungswert niedrig zu halten, müssen die Wandungen auch im standfesten Gebirge verkleidet werden. Das Tunnelgerinne wird durch Betonplatten abgedeckt, damit die Luft, welche infolge der Drucksteigerung feuchtigkeitsuntersättigt ist, kein Wasser aufnehmen kann.

Die Ventilationsstation.

Die Ventilatorenstationen sind wechselweise links und rechts der Fahrbahn angeordnet. Sie können jederzeit erreicht werden. An der Schachtmündung wären sie dagegen im Winter nicht zugänglich. Die Ventilatoren müssen die Luft gleichzeitig ansaugen und stoßen. Für die verschiedenartigen Belastungen kommen Schraub ventilatoren mit beweglichen Laufradschaufeln in Betracht. Sie werden durch einen vertikalachsigen Motor mittels Kegelradgetriebe angetrieben (Abb. 4 u. 5).

Im ersten Ausbau werden maximal 280 m³/sec Frischluft und 310 m³/sec Abluft gefördert mit einer Motorenleistung von 500 PS.

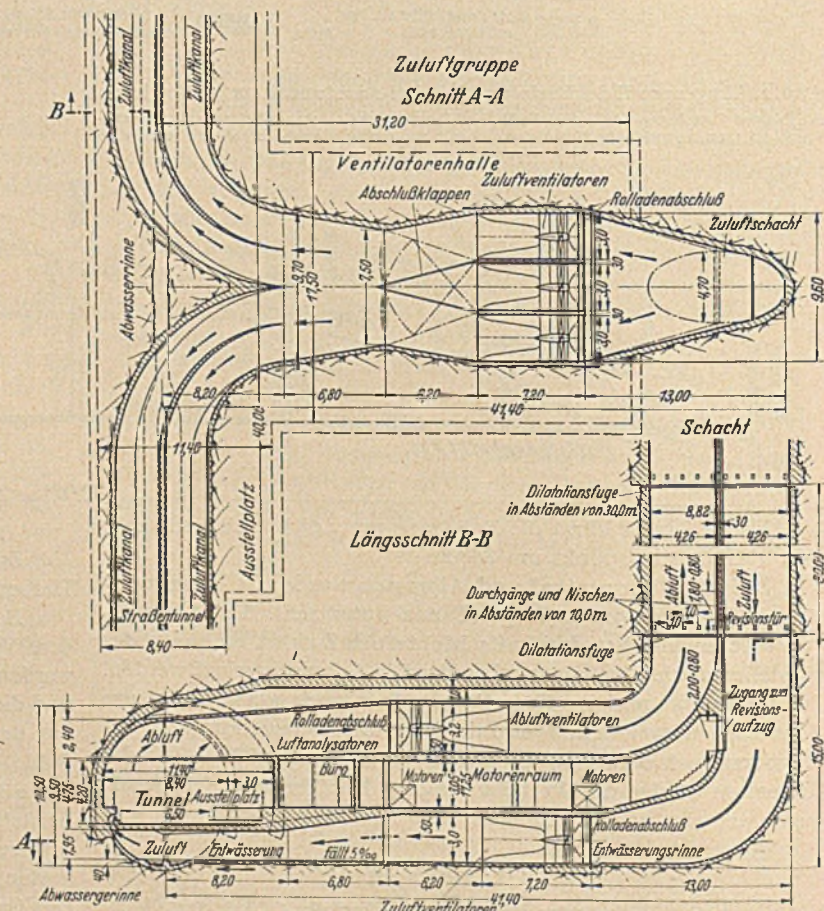


Abb. 4. Längsschnitt einer der sechs Ventilationsanlagen und Horizontalschnitt ihrer Zuluftgruppe.

Im definitiven Ausbau mißt die Frischluftförderung 1100 m³/sec und die Abluft 1250 m³/sec mittelst einer Motorenleistung von 13 000 PS. Jede Station soll anfangs mit je zwei Aggregaten ausgerüstet werden. Davon sind 50% Reserve. Beim definitiven Ausbau kommen je drei Aggregate zur Aufstellung, davon sind 30% Reserve. Der Tiefbau soll gleich endgültig erstellt werden.

Die Ventilatorenstation enthält bei den Diensträumen auch einen Raum für Luftanalytoren. Dem Betrieb dient ein Abstellplatz von 40×3 m und ein Warteraum.

Finanzplan wie bei einem industriellen Unternehmen aufzustellen, denn dieses Bauwerk schafft volkswirtschaftliche Werte, die nicht in Zahlen gefaßt werden können.

Die Luftschächte.

Frisch- und Abluftschacht sind in einem elliptischen Profil angeordnet und nach aerodynamischen Gesichtspunkten bemessen. Ihre Länge ist:

- 1. Báz 600 m
- 2. Hospenthal 284 m
- 3. Mätteli 455 m
- 4. Rodont 735 m
- 5. Tremola 652 m
- 6. Albinasca 178 m

Die Betonverkleidung wird alle 30 m im Gebirge abgestützt und durch eine Dilatationsfuge getrennt. Beim Vollausbau beträgt die Luftgeschwindigkeit 16 m/sec. Die Mündungen über Tag sind trichterförmig erweitert. Im Frischluftschacht ist ein Revisionsaufzug untergebracht.

Baukosten.

Die Baukosten betragen einschließlich der Ventilation 80 Millionen Frs. S. oder 5300.— Frs. S./m. Die Massen sind für Ausbruch 1 220 000 m³, Beton- und Mauerwerk 324 000 m³ und Eisenbeton 75 000 m³.

Betriebskosten und Einnahmen.

Die Lohn- und Betriebskosten betragen 300 000.— Frs. S./Jahr, es werden 1,5 Millionen kWh/Jahr benötigt.

Die Straße ist ein Privatweg, wofür eine Durchfahrtsgebühr verlangt werden kann. Die Frequenz von 100 000 Wagen im Jahr wird bei einer mittleren Gebühr von 20.— Fr. für die Durchfahrt 2 Millionen Frs. S. einbringen, bei 300 000 Wagen 6 Millionen Frs. S. Dementsprechend stehen für Verzinsung und Amortisation 2—7% des Anlagekapitals zur Verfügung. Es ist nicht gerechtfertigt, einen

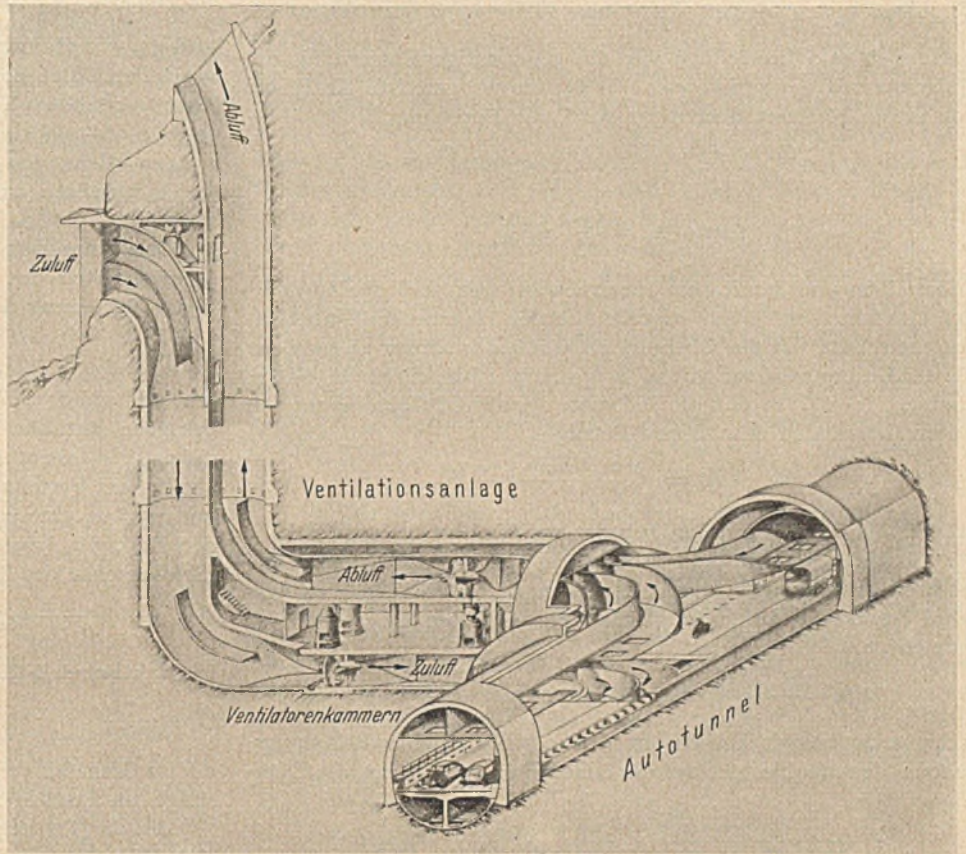


Abb. 5. Stereometrie der Ventilationseinrichtung des Autotunnel.

Der St. Gotthard-Straßentunnel ermöglicht dem Kraftwagen, das ganze Jahr unabhängig von zeitraubender Bahnverladung und unbekümmert um die Gefahren des Hochgebirges, die Alpen zu durchqueren. Sein Bau bietet 50 000 000 Arbeitsstunden. Er wird zum Träger des zentraleuropäischen Fernverkehrs.

DIE BEMESSUNG DES STEGBLECHES IM ENDFELD VOLLWANDIGER TRÄGER.

Von Prof. Dr. Ing. Ernst Chwalla, Brünn.*

1. Die Beanspruchung des Stegbleches.

Wir untersuchen das Endfeld eines Vollwandträgers, dessen Nutzbelastung durch einen Rost von Fahrbahnträgern übertragen wird und dessen Eigengewicht durch eine Reihe von Einzelkräften ersetzt werden möge, die an den Anschlußorten der Querträger wirksam sind. Die Querkraft Q des Trägers ist dann konstant und beträgt $Q = A - P_1$ (Abb. 1 a), während das Biegemoment durch die Beziehung $M_x = Q \cdot x$ festgelegt wird und linear von

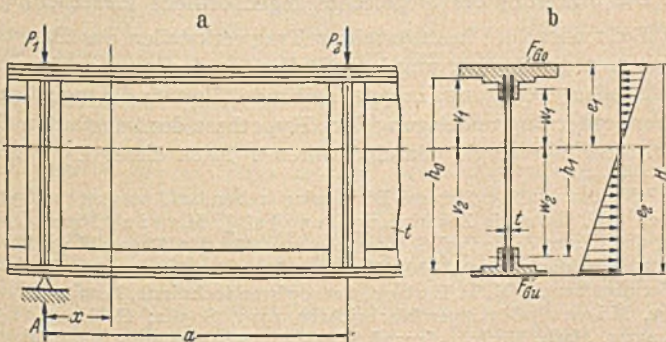


Abb. 1. Endfeld eines Vollwandträgers; Querschnitt und Biegespannungsverteilung.

Null auf den Endwert $M = Q \cdot a$ anwächst. Der Querschnitt des Trägers ist im untersuchten Endfeld aus den beiden Gurtflächen F_{Go} , F_{Gu} und der Stegfläche $F_{St} = t \cdot h_0$ zusammengesetzt (Abb. 1 b); er besitzt eine waagerechte Trägheitshauptachse, deren Randentfernungen v_1 und $v_2 = h_0 - v_1$ mit Hilfe der Gleichung

$$(1) \quad S_{Go} - S_{Gu} - t \cdot h_0 \frac{v_2 - v_1}{2} = 0$$

bestimmt werden können, wobei S_{Go} und S_{Gu} die statischen Momente der Flächen F_{Go} und F_{Gu} bezüglich der gesuchten Hauptachse vorstellen. Ist die Lage der Hauptachse ermittelt, dann können wir das Hauptträgheitsmoment J des Trägerquerschnittes berechnen und die Biegespannungen σ festlegen, die im Rahmen der technischen Biegungslehre über die Trägerhöhe H linear verteilt sind¹ und in einem Feldquerschnitt x die Randwerte

$$(2) \quad \max \sigma = + \frac{x}{a} \cdot \frac{M c_2}{J} \quad \text{bzw.} \quad \min \sigma = - \frac{x}{a} \cdot \frac{M c_1}{J}$$

* Meinem verehrten Lehrer, Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Hartmann in Wien, zum 60. Geburtstag in Dankbarkeit gewidmet.

¹ Die lineare Verteilung der Biegespannungen im Steg vollwandiger Träger ist experimentell wiederholt bestätigt worden (vgl. etwa I. Zillinger, Stahlbau 7 [1934] S. 201). P. Fillunger (Sitzgsber. Akad. Wiss. Wien, II a, 127 [1918] S. 1987) hat die elementare Biegungstheorie

besitzen. Fassen wir nun die in einem solchen Querschnitt von den beiden Gurtungen übertragenen Biegespannungen zu den resultierenden Gurtkräften

$$(3) \quad G_o = \frac{x}{a} \cdot \frac{M}{J} \cdot S_{Go} = \frac{Q \cdot x}{J} \cdot S_{Go} \quad \text{bzw.} \quad G_u = \frac{Q \cdot x}{J} \cdot S_{Gu}$$

zusammen und bezeichnen wir die gegenseitige Entfernung der Halsniete mit e , dann können wir für die waagerechte Kraft, die von einem Halsniet übertragen wird, die Beziehung

$$(4) \quad \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{N}_o &= \frac{Q(x+e)}{J} \cdot S_{Go} - \frac{Q \cdot x}{J} \cdot S_{Go} = \frac{Q \cdot e}{J} \cdot S_{Go} \\ \text{bzw.} \quad \mathfrak{N}_u &= \frac{Q \cdot e}{J} \cdot S_{Gu} \end{aligned} \right.$$

anschreiben und damit zum Ausdruck bringen, daß der Zuwachs der Gurtkraft an jedem Nietort mit der Halsnietkraft übereinstimmen muß. Ist der Obergurt in Endfeld kräftiger ausgebildet als der Untergurt, dann gilt $v_2 > v_1$ und mit Rücksicht auf Gl. (1) auch $S_{Go} > S_{Gu}$, so daß die Halsniete der oberen Gurtung um den unter Umständen erheblichen Betrag

$$(5) \quad \mathfrak{N}_o - \mathfrak{N}_u = \frac{Q \cdot e}{J} \cdot \frac{t \cdot h_o (v_2 - v_1)}{2}$$

stärker als die der unteren belastet werden.

Ersetzen wir nun die waagerechten Halsnietkräfte, wie es der unseren Ausführungen zugrunde liegenden technischen Biegelehre entspricht, durch die gleichmäßig verteilten Scherkräfte der Intensität

$$(6) \quad \tau_o t = \frac{\mathfrak{N}_o}{e} = \frac{Q}{J} \cdot S_{Go} \quad \text{bzw.} \quad \tau_u t = \frac{Q}{J} \cdot S_{Gu}$$

dann gelangen wir auf das in Abb. 2 a dargestellte Belastungsschema des Stegbleches, das die Scherkräfte $\tau_o t$ und $\tau_u t$, die Quer-

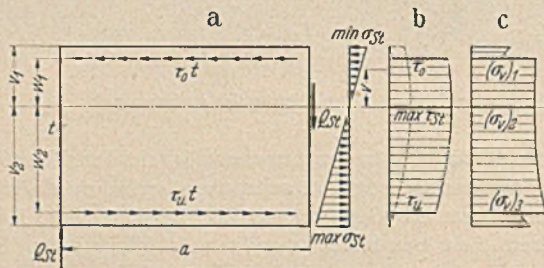


Abb. 2. Belastung des Stegbleches; Verteilung der Schubspannungen und der „Vergleichsspannungen“.

kräfte Q_{St} und die im rechten Endquerschnitt wirksame Normalspannungsverteilung mit den Randwerten

$$(7) \quad \max \sigma_{St} = + \frac{M \cdot v_2}{J} \quad \text{und} \quad \min \sigma_{St} = - \frac{M \cdot v_1}{J}$$

enthält. Das auf die Biegespannungs-Nulllinie bezogene Moment der Scherkräfte $\tau_o t$, $\tau_u t$ beträgt in einem Feldquerschnitt x offenbar

$$(8) \quad M_r = \tau_o t x \cdot w_1 + \tau_u t x \cdot w_2 = \frac{Q \cdot x}{J} (w_1 S_{Go} + w_2 S_{Gu})$$

und das auf dieselbe Achse bezogene Moment der Stegblech-Biegespannungen ist

$$(9) \quad M_{St} = \frac{Q \cdot x}{J} \left(\frac{t v_1^3}{3} + \frac{t v_2^3}{3} \right),$$

so daß wir für den von den Halsnieten und dem Steg übernommenen Anteil des örtlichen Biegemomentes $M_x = Q \cdot x$ die Beziehung

$$(10) \quad (M_r + M_{St})_x = \alpha \cdot Q \cdot x = \alpha \cdot M_x$$

und für den vom Stegblech übertragenen Anteil der Feldquerkraft Q die Beziehung

$$(11) \quad Q_{St} = \frac{1}{x} (M_r + M_{St})_x = \alpha \cdot Q$$

erhalten, wobei

$$(12) \quad \alpha = \frac{1}{J} \left[w_1 \cdot S_{Go} + w_2 \cdot S_{Gu} + \frac{t}{3} (v_1^3 + v_2^3) \right]$$

des genieteten Trägers und K. G i r k m a n n (Stahlbau 6 [1933] S. 98) die des geschweißten Blechträgers ausgebaut.

bedeutet. Würden die Halsnietrißlinien mit den Schwerachsen der beiden Gurtungen zusammenfallen, dann würden wir für α mit Rücksicht auf $S_{Go} = w_1 \cdot F_{Go}$ und $S_{Gu} = w_2 \cdot F_{Gu}$ die einfache

Formel $\alpha = \frac{1}{J} [J - (J_{Go} + J_{Gu})]$ gewinnen, in der die Größen J_{Go} und J_{Gu} die Hauptträgheitsmomente der beiden Gurtquerschnitte vorstellen. Bei hohen Trägern ist die Größe $(J_{Go} + J_{Gu})$ sehr klein gegenüber J , so daß α nur unbedeutend kleiner als Eins (etwa 0,97—0,99) wird; die Feldquerkraft Q des Trägers wird dann nahezu allein vom Stegblech und das örtliche Biegemoment $M_x = Q \cdot x$ nahezu zur Gänze vom Steg und den Halsnieten übertragen.

Die Querkraft Q_{St} ist die Resultierende der in den einzelnen Querschnitten des Stegbleches wirksamen Schubspannungen τ_{St} , deren Verteilung durch die vom Orte x unabhängige Beziehung

$$(13) \quad \tau_{St} = \frac{Q}{J \cdot t} \cdot S_v$$

bestimmt wird; S_v bedeutet hierbei das auf die Trägerhauptachse bezogene statische Moment des außerhalb der waagerechten Geraden „ $v = \text{const}$ “ befindlichen Teiles des Trägerquerschnittes. Der Verlauf der Verteilungslinie $\tau_{St} = f(v)$ weist an den Stellen $v = w_1$ und $v = w_2$ eine sprungweise Änderung der Schubspannung um den Betrag τ_o bzw. τ_u auf (Abb. 2 b) und besitzt am Orte $v = 0$ (Schwerachse des Trägers) eine Extremstelle mit der Ordinate

$$(14) \quad \max \tau_{St} = \frac{Q}{J \cdot t} \left(S_{Go} + \frac{t v_1^2}{2} \right) = c \cdot \frac{Q}{t \cdot h_o};$$

in praktischen Fällen ist der Beiwert

$$(15) \quad c = \frac{h_o}{J} \left(S_{Go} + \frac{t v_1^2}{2} \right),$$

der im Grenzfall verschwindender Gurtung bis auf $\max c = 1,5$ ansteigt, im Endfeld meist zwischen 1,1 und 1,3 gelegen.

Ist der Trägerquerschnitt symmetrisch ausgebildet, dann gilt $F_{Go} = F_{Gu}$, $v_1 = v_2 = h_o/2$, $w_1 = w_2 = h_1/2$, $S_{Go} = S_{Gu} = S_G$ und daher $\tau_o = \tau_u = \tau = Q \cdot S_G / J t$. Der von den Halsnieten und dem Stegblech übernommene Momentenanteil $(M_r + M_{St})_x = \alpha \cdot M_x$ sowie der vom Stegblech übertragene Querkräftenanteil $Q_{St} = \alpha \cdot Q$ wird hier durch den Beiwert

$$(16) \quad \alpha = \frac{1}{J} \left[h_1 S_G + \frac{t h_o^3}{12} \right]$$

bestimmt, für den wir einfach $\alpha = \frac{1}{J} [J - 2 J_G]$ schreiben könnten,

wenn die Halsnietrißlinien mit den Gurtschwerachsen zusammenfallen würden; da das Hauptträgheitsmoment J_G des einzelnen Gurtquerschnittes F_G bei hohen Trägern sehr klein ist gegenüber J , ist α auch hier meist zwischen 0,97 und 0,99 gelegen. Die Schubspannungen τ_{St} sind symmetrisch über die Stegblechhöhe h_o verteilt und erreichen in der Trägerachse den Extremwert

$$(17) \quad \max \tau_{St} = \frac{Q}{J \cdot t} \left(S_G + \frac{t h_o^2}{8} \right) = c \cdot \frac{Q}{t h_o},$$

wobei

$$(18) \quad c = \frac{h_o}{J} \left(S_G + \frac{t h_o^2}{8} \right)$$

in den meisten praktischen Fällen $c \approx 1,1 - 1,3$ beträgt.

2. Die Sicherung des Stegbleches gegen örtliche Plastizierung.

Bei mehrachsiger beanspruchten Tragwerksteilen aus Baustahl pflegt man die Bestimmung jener Stellen, an denen unter einer anwachsenden Belastung zuerst bleibende Formänderungen entstehen, unter Zugrundelegung der „Hypothese der konstanten Gestaltsänderungsenergie“ durchzuführen². Nach dieser Hypothese

² Von den zahlreichen zur Diskussion stehenden Anstrengungshypothesen (vgl. dazu die Zusammenstellung bei J. M a r i n, Proc. Amer. Soc. Civ. Engr. 61 [1935] S. 851) kommen für den Baustahl praktisch nur zwei in die engere Wahl: die Hypothese der konstanten Gestaltsänderungsenergie (M. T. H u b e r, Czasopismo techniczne, Lemberg 1904; R. v. M i s e s, Göttinger Nachrichten 1913, S. 582; H. H e n c k y, Z. angew. Math. Mech. 4 [1924] S. 323; F. S c h l e i c h e r, Bauing. 9 [1928] S. 253) und die Hypothese der größten Schubspannung (J. G u e s t, Philos. Mag. 50 [1900] S. 69; O. M o h r, Z. VDI 44 [1900]

wird die Plastizitätsgrenze im zweiachsig beanspruchten Stegblech zuerst in jenen Elementen erreicht, in denen die gedachte „Vergleichsspannung“

$$(19) \quad \sigma_v = \sqrt{\sigma_{St}^2 + 3 \tau_{St}^2}$$

zuerst den Nennwert σ_F der Fließgrenze (d. i. die Fließgrenze beim einachsigen, statischen Zugversuch) annimmt. In Abb. 2 c ist der Verlauf dieser Vergleichsspannung für einen Querschnitt mit relativ großen Biegespannungen dargestellt worden. Wir ersehen daraus, daß σ_v in der Umgebung der Halsnietrißlinien am größten ist, daß aber der Wert $(\sigma_v)_2$, der in der Trägerachse (Biegespannungs-Nulllinie) auftritt, nur unbedeutend kleiner als der Extremwert ist; sind die Biegespannungen verhältnismäßig klein, dann wird $(\sigma_v)_2$ größer als $(\sigma_v)_1$ und $(\sigma_v)_3$. Längs der Trägerachse gilt $\sigma_{St} = 0$, so daß die Vergleichsspannung

$$(20) \quad (\sigma_v)_2 = \max \tau_{St} \cdot \sqrt{3} = \frac{c \cdot Q \cdot \sqrt{3}}{t \cdot I_{00}}$$

beträgt und die Plastizitätsgrenze erreicht wird, wenn

$$(21) \quad \frac{Q}{t h_0} = \frac{\sigma_F}{c \sqrt{3}} \approx \frac{\sigma_{zul}}{c}$$

ist; für Q ist hierbei, wenn wir eine örtliche Plastizierung unter der Gebrauchsbelastung vermeiden wollen, die größte im Endfeld unter der Nutzlast und dem Eigengewicht auftretende Querkraft einzuführen³. Würden wir an Stelle der Hypothese der konstanten Gestaltsänderungsenergie die Mohr'sche Schubspannungshypothese oder die Hypothese von S a n d e l als maßgebend ansehen, dann würden wir für die Vergleichsspannung die Beziehung

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_{St}^2 + 4 \tau_{St}^2} \text{ bzw. } \sigma_v = \sqrt{\sigma_{St}^2 + 2,87 \tau_{St}^2}$$

erhalten.

Da die Vergleichsspannung $(\sigma_v)_2$ nur von $\max \tau_{St}$ abhängig ist, kann ihre Reduktion nur durch eine Verminderung der Schubspannung im Stegblech, also nur durch eine Vergrößerung des Stegblechquerschnittes oder durch die Anordnung einer veränderlichen Trägerhöhe erzielt werden; im letztgenannten Fall wird das Stegblech durch die schrägliegenden, an der Aufnahme der Feldquerkraft beteiligten Gurtungen wirkungsvoll entlastet. Die Vergleichs-

S. 1524). Der ersteren liegt die Annahme zugrunde, daß bleibende Formänderungen dann in Erscheinung treten, wenn die örtlich aufgespeicherte, auf die Volumseinheit bezogene Gestaltsänderungsenergie den Festwert $\sigma_F^2/6G$ erreicht, wobei σ_F den Nennwert der Fließgrenze und G den Gleitmodul bedeutet; nach der Schubspannungshypothese setzt hingegen die örtliche Plastizierung ein, wenn die größte Schubspannung den Wert $\sigma_F/2$ annimmt. Die den beiden Hypothesen zugeordneten Vergleichsspannungen sind nur geringfügig unterschieden; der größte Unterschied tritt bei reiner Schubbelastung auf und beträgt 15,5%. A. E i c h i n g e r konnte zeigen (vgl. M. R o ß und A. E i c h i n g e r, Diskussionsbericht Nr. 14, 1926, und Nr. 34, 1929 der Eidg. Mat. Prfgs. Anstalt in Zürich), daß die erstgenannte Hypothese aus der zweiten unter Wahrung des Grundgedankens von O. M o h r entwickelt werden kann, wenn wir an Stelle der größten Schubspannung die „resultierende Schiebung“ als Anstrengungsmaß in die Rechnung einführen; die so erweiterte Schubspannungshypothese deckt sich dann in den Ergebnissen mit der Hypothese der konstanten Gestaltsänderungsenergie. Auch eine von G. D. S a n d e l (Schweiz. Bauztg. 95 [1930] S. 355) entwickelte Formänderungshypothese führt auf ähnliche Ergebnisse.

³ I n g e L y s e und H. J. G o d f r e y (Proc. Amer. Soc. Civ. Engr. 60 [1934] S. 185) haben Biegeversuche mit gewalzten und geschweißten Vollwandträgern durchgeführt, deren Stegdicke $t = h/40 - h/70$ betrug und genügend groß war, um einen Stabilitätswechsel vor Erreichen der Schubfließgrenze auszuschließen. Die Lastanordnung wurde so gewählt, daß die Gurtspannungen selbst an der Traggrenze der Balken noch unterhalb der Fließspannung σ_F blieben. Die Last-Durchbiegungs-Kurve bog von der Geraden unter einer Belastung ab, der eine Stegspannung $\tau_{St} = 0,453 - 0,556 \cdot \sigma_F$ zugeordnet war (die Schubfließgrenze des Stegmaterials betrug $\sigma_F = 0,506 - 0,569 \cdot \sigma_F$); die Durchbiegungen wuchsen nunmehr relativ stark an, bis die Traggrenze, die je nach der Stegdicke 20–50% oberhalb der eben erwähnten „Fließlast“ lag, erreicht wurde. — Die Versuche zeigen deutlich, daß für den Eintritt der Plastizierung die „Vergleichsspannung“ σ_v maßgebend ist und daß der übliche Spannungsnachweis $\max \sigma \leq \sigma_{zul}$ und $\max \tau \leq 0,8 \sigma_{zul}$ durchaus nicht ausreicht, um im Steg eines Vollwandträgers eine Fließsicherheit zu gewährleisten, wie sie etwa in einem ungeschwächten Zugstab vorhanden ist. In Stegblechfeldern, in denen $\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul}$ einigermaßen ausgenützt ist und auch die Normalspannung relativ große Werte erreicht (Endfelder einfacher Balken mit abgestuften Gurtplatten, Nachbarfelder der Mittelstützen von Durchlaufbalken, Stützenfüße, kurze Rostträger u. ä.), wird σ_v erheblich größer als σ_{zul} und demgemäß die Fließsicherheitszahl — ähnlich wie bei Fach-

spannungen $(\sigma_v)_1$ und $(\sigma_v)_3$ können auch durch Verkleinerung der Biegespannungen σ_{St} herabgesetzt werden; in vielen praktischen Fällen wird die zugelassene Biegespannung im Endfeld des Trägers aus konstruktiven Gründen nicht voll ausgenutzt, so daß für σ_{St} Werte erhalten werden, die wesentlich kleiner als σ_{zul} sind.

Neben der Frage der Vermeidung örtlicher Plastizierungen (und der im weiteren nicht näher behandelten Frage der Vermeidung unzulässiger Pressungen in den Lochwänden der Halsnieten) ist die Frage der S t a b i l i t ä t s s i c h e r u n g von grundlegender Bedeutung für die Bemessung der Stegblechstärke. Um dauernde Überanstrengungen des Trägers und seiner Nietverbindungen zu vermeiden, müssen wir ein Ausbeulen des Stegbleches unter der Gebrauchsbelastung mit Sicherheit ausschließen. Bei den ausgeführten Vollwandträgern unterliegt das Verhältnis der Stegblechstärke zur gesamten Stegblechhöhe verhältnismäßig großen, durch die Verschiedenheit der Aussteifungen bedingten Schwankungen; wir finden hier Werte⁴, die kleiner als 3‰ sind (stark ausgesteifte Stegbleche weitgespannter Vollwandträger), bis zu Werten von etwa 10‰ bei den Blechträgern kleiner Stützweite und bis zu Werten von mehr als 30‰ bei den kleineren Walzträgern.

3. Die Idealisierung der Lagerung und der Belastung.

Im Rahmen der nachfolgenden Untersuchungen wird das Stegblech als homogene, isotrope, vollkommen ebene und verhältnismäßig dünne Rechteckplatte aufgefaßt, die an allen vier Rändern einspannungsfrei gelagert ist. Die Plattenlänge wird mit a , die Plattenhöhe mit h , die Plattendicke mit t und die Plattensteifigkeit mit $D = E t^3/12 (1 - \mu^2)$ bezeichnet, wobei E den Modul und μ die Querdehnungszahl des Baustahls vorstellt. Die Platte soll das Stegblech im Endfeld eines Vollwandträgers mit symmetrischem Querschnitt ersetzen und wird daher durch

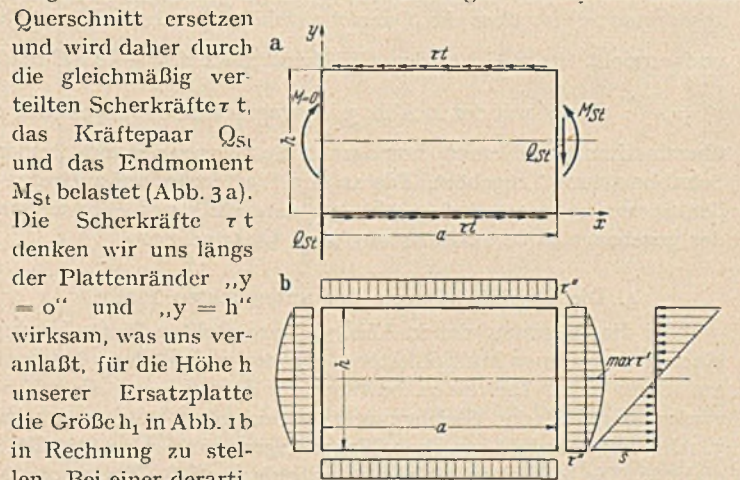


Abb. 3. Idealisierung der Belastung für die Stabilitätsuntersuchung; Verteilung der Spannungen an den Plattenrändern.

als Randlinie im Sinne unserer Entwicklung den geometrischen Ort jener Punkte der ausgebeulten Plattenmittelfläche anzusehen haben, in denen die der Rechnung zugrunde gelegten R a n d b e d i n g u n g e n (die das Verschwinden der Ausbiegung und der Krümmung fordern) zumindest näherungsweise befriedigt werden; es muß daher dem entwerfenden Ingenieur überlassen bleiben, in jedem Einzelfall die Höhe h der Ersatzplatte so zu wählen, daß beiden Forderungen durchschnittlich am besten entsprochen wird.

Zur Festlegung der auf das Stegblech einwirkenden Belastung wollen wir zwei Kenngrößen, die Biegerandspannung $s \equiv -\min \sigma_{St}$ und die für den vorhandenen kombinierten Schub- und Biege-

werken mit größeren Nebenspannungen — wesentlich kleiner als σ_F/σ_{zul} . Die Abweichung ist, wie auch F. S c h l e i c h e r wiederholt betonte, durch die getrennte Behandlung der Normal- und Schubspannungen, vor allem aber durch die Festsetzung von $\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul}$ bedingt, da dieser Beziehung die Fließbeziehung $\tau_F = 0,50 \sigma_F - 0,58 \sigma_F$ gegenübersteht.

⁴ Vgl. etwa die Zusammenstellung bei L. K a r n e r, Abhandlgn. Int. Ver. Brücken- u. Hochbau, 1. Bd., Zürich 1932, S. 297.

spannungszustand kennzeichnende „Kombinationsziffer“ $\gamma \equiv \frac{M_r}{M_{St}}$ in die Rechnung einführen. Die Größe s gewinnen wir für einen gegebenen Belastungsfall aus der Beziehung

$$(22) \quad s = \frac{M}{J} \cdot v_1 = \frac{M}{J} \cdot \frac{h}{2}$$

und die Kombinationsziffer γ erhalten wir für eine gegebene Querschnittsausbildung gemäß Gl. (8) und (9) aus der Beziehung

$$(23) \quad \gamma = \frac{w_1 S_{G0} + w_2 S_{G1}}{(v_1^2 + v_2^2) \cdot t/3}$$

die nach Einführung von $w_1 = w_2 = v_1 = v_2 = h/2$ die Form

$$(24) \quad \gamma = \frac{12 \cdot S_G}{t h^2}$$

annimmt, wobei S_G das auf die Biegespannungs-Nulllinie bezogene statische Moment des oberen oder unteren Gurtquerschnittes bedeutet; bei praktischen Ausführungen ist die Kombinationsziffer γ im Endfeld meist zwischen 1 und 2 gelegen. Durch die beiden Kenngrößen s und γ wird der ebene Spannungszustand in unserer Ersatzplatte eindeutig festgelegt. Führen wir die Zugspannung als positive Normalspannung ein und versehen wir die Schubspannung mit einem positiven Vorzeichen, wenn sie, bezogen auf den Übertragungsquerschnitt einer positiven Normalspannung, in Richtung der positiven Koordinatenachse wirksam ist, dann erhalten wir für die Spannungskomponenten an einer Stelle x, y der Plattenmittelfläche die Beziehungen

$$(25) \quad \sigma_x = +s \left(1 - \frac{2y}{h}\right) \cdot \frac{x}{a}, \quad \sigma_y = 0, \quad \tau_{xy} = -s \cdot \frac{y(h-y)}{a h} - s \cdot \frac{\gamma h}{6a}$$

Die Schubspannung ist vom Querschnittsort x unabhängig und setzt sich aus den beiden Anteilen $\tau' = s \cdot \frac{y(h-y)}{a h}$ und $\tau'' = s \cdot \frac{\gamma h}{6a}$ zusammen; τ' ist über die Querschnittshöhe parabolisch verteilt und erreicht für $y = h/2$ den Größtwert $\max \tau' = \frac{s h}{4a}$, während $\tau'' = \frac{2\gamma}{3} \cdot \max \tau'$ mit der in Abb. 3 a angegebenen Randspannung τ übereinstimmt und einem homogenen Spannungszustand „reiner Schubbelastung“ zugehört. Die an den Plattenrändern auftretenden Spannungswerte sind in Abb. 3 b dargestellt und entsprechen der gegebenen äußeren Belastung M_{St}, Q_{St} und τt .

4. Die Stabilitätstheorie der untersuchten Platte.

Ist die Belastung der in Abb. 3 a dargestellten Platte bis auf einen gemeinsamen Multiplikator ν gegeben und wächst ν langsam an, dann wird für einen bestimmten Wert $\nu = \nu_k$ die „Verzweigungsstelle“ des Gleichgewichts erreicht, an welcher der im 3. Abschnitt geschilderte ebene Spannungszustand seine Stabilität einbüßt. Die Platte beginnt hier auszubeulen und die Plattenmittelfläche nimmt die Form der „Wölbfläche“ $w = f(x, y)$ an, die den in Geltung stehenden Lagerungsbedingungen unterworfen ist. Um auch in jenen Fällen auf der Seite der Sicherheit zu bleiben, in denen das Stegblech des Nachbarfeldes unter dieser ν_k -fachen Belastung nahe an seine eigene Beulgrenze oder die einsäumende Gurtung an die Plastizitätsgrenze gelangt, haben wir eine einspannungsfreie Festhaltung der Platte längs ihrer vier Ränder vorausgesetzt; wir müssen daher von der Wölbfläche an den Rändern $y = 0$ und $y = h$ die Erfüllung von $w = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$ und an den Rändern $x = 0$ und $x = a$ die Erfüllung von $w = \frac{\partial w}{\partial x^2} = 0$ verlangen (Naviersche Randbedingungen). Da wir die Stabilitätsgrenze als solche suchen, dürfen wir uns der linearisierten Differentialbeziehungen der Plattentheorie bedienen; die der Stabilitätsgrenze zugeordnete Wölbfläche $w = f(x, y)$ ist dann bis auf einen gemeinsamen Faktor (den wir uns an der Verzweigungsstelle unendlich klein zu denken haben) eindeutig bestimmbar.

Wir wollen die Stabilitätsgrenze mit Hilfe des Energiekriteriums ⁵ festlegen und haben daher die gesamte potentielle Energie

⁵ Das Energiekriterium der Stabilitätsgrenze dünner Platten wurde von G. H. B r y a n (Proc. Cambr. Phil. Soc. 6 (1888) S. 199 und 286) entwickelt und im Rahmen zweier Abhandlungen (Proc. London Math. Soc.

E der ausgebeult gedachten Platte zu berechnen und ihre erste Variation gleich Null zu setzen. Im Ausdruck für E ist nur der Anteil

$$(26) \quad \left\{ \begin{aligned} & \Delta E = D \cdot \iint_a^h \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - (1 - \mu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right. \right. \\ & \left. \left. - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \cdot \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy + s \cdot \iint_a^h \left\{ \frac{t}{2} \left(1 - \frac{2y}{h} \right) \cdot \frac{x}{a} \cdot \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right. \\ & \left. - \frac{t \cdot y (h - y)}{a h} \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \cdot \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\gamma h t}{6 a} \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \cdot \frac{\partial w}{\partial y} \right\} dx dy \end{aligned} \right.$$

von der Ausbeulform $w = f(x, y)$ abhängig und daher der Variation zugänglich; der unter dem ersten Doppelintegral auftretende, von $(1 - \mu)$ abhängige Term liefert mit Rücksicht auf die in Geltung stehenden Randbedingungen keinen Beitrag zur Variation, so daß die Querdehnungszahl μ bloß die Größe der Plattensteifigkeit D zu beeinflussen vermag ⁶. Zur Lösung des Variationsproblems $\delta(\Delta E) = 0$ approximieren wir die Wölbfunktion $w = f(x, y)$ im Sinne des R i t z schen Verfahrens durch das trigonometrische Polynom

$$(27) \quad w = \sum_{n=1}^{n=i} \sum_{m=1}^{m=j} A_{n,m} \cdot \sin \frac{n \pi x}{a} \cdot \sin \frac{m \pi y}{h}$$

das die angegebenen Lagerungsbedingungen an allen vier Rändern erfüllt und dessen Beiwerte $A_{n,m}$ aus den gewöhnlichen Extremumforderungen $\frac{\partial(\Delta E)}{\partial A_{n,m}} = 0$ ableitbar sind. Wir gelangen auf

diese Weise auf ein System linearer, homogener Gleichungen für die Beiwerte $A_{n,m}$, das nur dann eine von der Nulllösung verschiedene Lösung zuläßt, wenn seine Koeffizienten-Determinante Δ verschwindet; „ $\Delta = 0$ “ stellt somit die gesuchte Bedingung für das Erreichen von Stabilitätsgrenzen vor und wird „Beulbedingung“ genannt ⁷.

Wir wollen uns im weiteren auf den Fall $i = j = 3$ beschränken und haben demgemäß im Lösungsansatz Gl. (27) neun Summenglieder mit den neun unbekanntenen Beiwerten $A_{11}, A_{12}, A_{21}, A_{22}, A_{13},$

22 (1891) S. 54, und 25 (1894) S. 141) zur Lösung von Stabilitätsaufgaben der Rechteck- und der Kreisplatte verwendet. B r y a n führte für das Energiekriterium an Stelle der von uns verwendeten Beziehung $\delta(\Delta E) = 0$ das gleichwertige Paar von Bedingungsgleichungen $\Delta E = 0, D = \text{Max ein}$, das unabhängig von B r y a n auch von S t. T i m o s h e n k o (Über die Stabilität elastischer Systeme, Kiew 1910; Ann. Ponts Chaus., S. IX [1913] Teil III—V; Eisenbau 12 [1921] S. 147) als Energiekriterium der Stabilitätsgrenze formuliert und zur Lösung einer großen Zahl praktisch wichtiger Stabilitätsprobleme verwendet wurde.— Bei diesen Anwendungen sind zwei Varianten des Lösungsverfahrens zu unterscheiden: Ist der Verlauf der tiefsten Stabilitätsgrenze zugeordneten Ausbeulform $w = f(x, y)$ in seinen wesentlichen Eigenschaften unmittelbar angebar, dann kann die Zusatzforderung $D = \text{Max}$ in erster Annäherung unberücksichtigt bleiben und einfach $\Delta E = 0$ als Kriterium Verwendung finden (Variante I); ist jedoch der maßgebende Wölbflächenverlauf von vornherein nicht mit Sicherheit festlegbar oder werden größere Ansprüche an die Lösungsschärfe gestellt, dann kann die Zusatzforderung $D = \text{Max}$ in Analogie zum Verfahren von W. R i t z (Crelles Journal Math. 135 [1909] S. 1) in der Weise berücksichtigt werden, daß die Wölbfunktion durch eine Funktionenfolge approximiert und die Serie der auftretenden Beiwerte durch gewöhnliche Extremumsbestimmungen festgelegt wird (Variante II). H. R e i ß n e r (Z. angew. Math. Mech. 5 [1925] S. 475) hat die Ableitung des Energiekriteriums in anschaulicher Weise mathematisch exakt durchgeführt und den schon von B r y a n skizzierten Übergang auf die Differentialgleichung der unendlich wenig ausgebeulten Platte allgemein (unter Berücksichtigung von Rand- und Volumkräften) vollzogen.

⁶ Vgl. dazu F. S c h l e i c h e r: Stahlbau 8 (1935) S. 49.

⁷ Legen wir der Problemlösung nicht das Energiekriterium sondern die Differentialgleichung der unendlich wenig ausgebeulten Platte zugrunde, dann gelangen wir, wenn wir diese Differentialgleichung mit Hilfe unseres Näherungsansatzes Gl. 27 integrieren, auf ein System linearer, homogener Gleichungen für die $A_{n,m}$, das mit dem oben erwähnten, aus dem Variationsproblem entwickelten übereinstimmt (St. B e r g m a n n und H. R e i ß n e r: Z. Flugtechn. Motorluftsch. 23 [1932] S. 8). Würden wir die Differentialgleichung unter Beachtung der vorgeschriebenen Randbedingungen streng lösen, dann würden wir exakte Werte für die Serie der Stabilitätsgrenzen erhalten; für die gleichmäßig gedrückte Platte, die im Stahlbau als Stegblech vollwandiger Druckstäbe vorkommt, wurde diese Lösung in allgemeiner Fassung von E. C h w a l l a (Ing.-Arch. 5 [1934] S. 54) angegeben.

A_{31} , A_{23} , A_{32} und A_{33} in Rücksicht zu ziehen. Im Rahmen dieses Ansatzes kommen alle Teilflächen zur Geltung, die an der Gestaltung der maßgebenden Wölbfläche $w = f(x, y)$ für Platten mit dem Seitenverhältnis $0,5 \leq a/h \leq 2,0$ hervorragend beteiligt sind, so daß wir von den im nachfolgenden entwickelten Lösungen eine ausreichend scharfe Annäherung an die exakte Problemlösung erwarten dürfen. Eine Aufspaltung der allgemeinen Beulbedingung in zwei voneinander unabhängige Teilbedingungen ist nicht möglich, da der im 3. Abschnitt geschilderte ebene Spannungszustand keine Symmetrie aufweist.

Führen wir den neungliedrigen Ansatz Gl. (27) in die Gl. (26) ein, dann gelangen wir nach Durchführung der Integrationen auf ein Polynom mit 31 von Null verschiedenen Gliedern. Die partielle Ableitung dieses Polynoms nach den einzelnen Beiwerten A_{11} bis A_{33} führt zu dem oben erwähnten System linearer, homogener Gleichungen, das mit Verwendung der Hilfsgrößen $\beta = a/h$ und $\kappa = \frac{\pi^2 D}{8a^2 t s}$ in der Form

$$\begin{aligned}
 & \kappa (1 + \beta^2)^2 \cdot A_{11} + \frac{2}{9 \pi^2} \cdot A_{12} + \left(\frac{160}{81 \pi^4} + \frac{16}{9} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) \cdot A_{22} = 0 \\
 & \kappa (1 + 4 \beta^2)^2 \cdot A_{12} + \frac{2}{9 \pi^2} \cdot A_{11} + \frac{6}{25 \pi^2} \cdot A_{13} - \left(\frac{480}{81 \pi^4} \right. \\
 & \quad \left. + \frac{16}{9} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{21} + \left(\frac{1696}{375 \pi^4} + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{23} = 0 \\
 & \kappa (4 + \beta^2)^2 \cdot A_{21} + \frac{8}{9 \pi^2} \cdot A_{22} - \left(\frac{480}{81 \pi^4} + \frac{16}{9} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{12} + \\
 & \quad + \left(\frac{1056}{675 \pi^4} + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{32} = 0 \\
 & \kappa (4 + 4 \beta^2)^2 \cdot A_{22} + \frac{8}{9 \pi^2} \cdot A_{21} + \frac{24}{25 \pi^2} \cdot A_{23} + \left(\frac{160}{81 \pi^4} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{16}{9} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{11} - \left(\frac{8544}{675 \pi^4} + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{31} - \left(\frac{9248}{375 \pi^4} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{13} + \left(\frac{3744}{625 \pi^4} + \frac{144}{25} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{33} = 0 \\
 (28) \quad & \kappa (1 + 9 \beta^2)^2 \cdot A_{13} + \frac{6}{25 \pi^2} \cdot A_{12} - \left(\frac{9248}{375 \pi^4} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{22} = 0 \\
 & \kappa (9 + \beta^2)^2 \cdot A_{31} + \frac{2}{\pi^2} \cdot A_{32} - \left(\frac{8544}{675 \pi^4} + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) \cdot A_{22} = 0 \\
 & \kappa (4 + 9 \beta^2)^2 \cdot A_{23} + \frac{24}{25 \pi^2} \cdot A_{22} + \left(\frac{1696}{375 \pi^4} + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{12} \\
 & \quad - \left(\frac{11232}{625 \pi^4} + \frac{144}{25} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{32} = 0 \\
 & \kappa (9 + 4 \beta^2)^2 \cdot A_{32} + \frac{2}{\pi^2} \cdot A_{31} + \frac{54}{25 \pi^2} \cdot A_{33} + \left(\frac{1056}{675 \pi^4} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{16}{5} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{21} - \left(\frac{11232}{625 \pi^4} + \frac{144}{25} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) \cdot A_{23} = 0 \\
 & \kappa (9 + 9 \beta^2)^2 \cdot A_{33} + \frac{54}{25 \pi^2} \cdot A_{32} + \left(\frac{3744}{625 \pi^4} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{144}{25} \cdot \frac{\gamma}{6 \pi^2} \right) A_{22} = 0
 \end{aligned}$$

angeschrieben werden kann. Setzen wir die Koeffizienten-Determinante Δ dieses Gleichungssystems gleich Null und ermitteln wir aus der so erhaltenen Beulbedingung die größte Wurzel $\max \kappa \equiv \kappa_k$, dann können wir die kleinste und daher praktisch maßgebende kritische Biegeandspannung

$$(29) \quad s_k = \frac{D \pi^2}{8a^2 t \kappa_k} = \frac{\pi^2}{8 \beta^2 \kappa_k} \cdot \frac{D}{h^2 t}$$

berechnen und die den kritischen Gleichgewichtszustand kennzeichnenden Größen

$$(30) \quad \begin{cases} \max \tau'_k = \frac{s_k}{4\beta}, \quad \tau'' = \frac{\gamma}{6\beta} \cdot s_k, \quad (M_{St})_k = \frac{t h^2}{6} \cdot s_k, \\ (M_r)_k = t a h \tau'_k = \gamma \cdot (M_{St})_k, \quad (Q_{St})_k = \frac{1 + \gamma}{\beta h} (M_{St})_k, \\ M_k = \frac{1 + \gamma}{\alpha} (M_{St})_k \quad \text{und} \quad Q_k = \frac{1}{\alpha} (Q_{St})_k \text{ festlegen.} \end{cases}$$

Der Stabilitätsgrenze ist eine bestimmte Ausbeulform $w = f(x, y)$ zugeordnet, die nur bis auf einen gemeinsamen Faktor ermittelt werden kann. Wir dürfen daher einen der Beiwerte beliebig (z. B. $A_{11} = 1$ cm) wählen und können dann aus dem Gleichungssystem (28) nach Einführung von κ_k alle übrigen Beiwerte berechnen und zur Festlegung der Wölbfläche (Gl. (27)) verwenden.

Ist die Kombinationsziffer $\gamma = 0$, dann gilt $M_r = 0$ und $\tau'' = 0$, so daß die Platte bloß durch das Endmoment M_{St} und die Querkkräfte $Q_{St} = M_{St}/a$ belastet wird; die diesem Grenzfall zugeordnete Beulbedingung wird erhalten, indem wir im Gleichungssystem (28) $\gamma = 0$ setzen und das Verschwinden der so erhaltenen „reduzierten“ Koeffizienten-Determinante $\Delta_1 = 0$ verlangen. Wächst die Kombinationsziffer unbeschränkt an, dann gelangen wir zum Grenzfall $\gamma \rightarrow \infty$, für den sich $s = \tau' = 0$ ergibt. Der ebene Spannungszustand ist hier ein homogener Schubspannungszustand und das Stabilitätsproblem, auf das wir hier gelangen, ist das in der Literatur schon behandelte Problem der „reinen Schubbeulung“⁸. Um die diesem Grenzfall zugeordnete Beulbedingung aus dem Gleichungssystem (28) abzuleiten, multiplizieren wir alle Zeilen dieses Systems mit $\frac{6\pi^2}{\gamma}$, führen die neue Hilfsgröße $\lambda = \frac{\pi^4 D}{8 M_r} = \frac{\pi^4 D}{8 a h \tau t}$ ein und schreiben demgemäß $\frac{6\pi^2}{\gamma} \cdot \kappa = \frac{\pi^4 D}{8 \beta^2 a h \tau t} = \frac{\lambda}{\beta^2}$. Im Grenzfall $\gamma \rightarrow \infty$ erhalten wir dann das Gleichungssystem

$$(31) \quad \begin{cases} \lambda \left(\frac{1}{\beta} + \beta \right)^2 \cdot A_{11} + \frac{16}{9} A_{22} = 0 \\ \lambda \left(\frac{1}{\beta} + 4\beta \right)^2 \cdot A_{12} - \frac{16}{9} A_{21} + \frac{16}{5} A_{23} = 0 \\ \lambda \left(\frac{4}{\beta} + \beta \right)^2 \cdot A_{21} - \frac{16}{9} A_{12} + \frac{16}{5} A_{32} = 0 \\ \lambda \left(\frac{4}{\beta} + 4\beta \right)^2 \cdot A_{22} + \frac{16}{9} A_{11} - \frac{16}{5} A_{13} - \frac{16}{5} A_{31} + \frac{144}{25} A_{33} = 0 \\ \lambda \left(\frac{1}{\beta} + 9\beta \right)^2 \cdot A_{13} - \frac{16}{5} A_{22} = 0 \\ \lambda \left(\frac{9}{\beta} + \beta \right)^2 \cdot A_{31} - \frac{16}{5} A_{22} = 0 \\ \lambda \left(\frac{4}{\beta} + 9\beta \right)^2 \cdot A_{23} + \frac{16}{5} A_{12} - \frac{144}{25} A_{32} = 0 \\ \lambda \left(\frac{9}{\beta} + 4\beta \right)^2 \cdot A_{32} + \frac{16}{5} A_{21} - \frac{144}{25} A_{23} = 0 \\ \lambda \left(\frac{9}{\beta} + 9\beta \right)^2 \cdot A_{33} + \frac{144}{25} A_{22} = 0, \end{cases}$$

das, wie wir erkennen, in zwei voneinander unabhängige Teilsysteme zerfällt, von denen das erste nur die $A_{n,m}$ mit gerader und das zweite nur die $A_{n,m}$ mit ungerader Indexsumme enthält. Die Koeffizientendeterminante Δ_2 des ersten dieser beiden Teilsysteme liefert die praktisch maßgebende Beulbedingung $\Delta_2 = 0$, deren größte Wurzel mit λ_k bezeichnet sei und auf die kritische, an der

⁸ Die Theorie der „reinen Schubbeulung“ wurde zuerst von St. Timoshenko (Abhandlgn. Inst. d. Wegebauing., St. Petersburg, 89 [1915] S. 23; Eisenbau 12 [1921] S. 147) behandelt. Für den unendlich langen Plattenstreifen haben R. V. Southwell und S. W. Skan (Proc. Roy. Soc. London 105, A [1924] S. 582) eine sehr gute Näherungslösung angegeben, die von E. Seydel (Ing.-Arch. 4 [1933] S. 169) eine noch weitere Zuschärfung erfuhr. Seydel hat auch für die quadratische Platte eine sehr genaue Näherungslösung entwickelt, während St. Bergmann und H. Reibner (Z. Flugtechn. Motorluftsch. 23 [1932] S. 6) die kritische Schubspannung für Rechteckplatten verschiedener Seitenverhältnisse mit praktisch ausreichender Schärfe ermittelten. — Bedeutet c die kleinere und d die größere der beiden Rechteckseiten, dann können wir die an der Stabilitätsgrenze auftretende Schubspannung mit Hilfe der Faustformel

$$\tau_k \equiv \tau'_k = \left[13,165 + 9,885 \left(\frac{c}{d} \right)^2 \right] \cdot \frac{4 D}{c^2 t}$$

bestimmen; in den Grenzfällen $c/d = 0$ und $c/d = 1$ liefert diese Formel die scharfen Lösungswerte von Seydel und für dazwischen liegende Seitenverhältnisse werden Beulspannungen erhalten, die den von Seydel angegebenen, durch Extrapolation gefundenen Werten angenähert entsprechen. — Durch eine starre Einspannung der Plattenränder wird die Beulspannung um durchschnittlich 70% erhöht (vgl. H. L. Cox: Aeron. Res. Comm. and Mem., London 1933, Rep. Nr. 1553).

tiefsten Stabilitätsgrenze auftretende Schubspannung

$$(32) \quad \tau_k \equiv \tau'_k = \frac{\pi^4 D}{8 a h t \lambda_k^3}$$

führt.

5. Die Sicherung des Stegbleches gegen einen Stabilitätswechsel.

Die im 2. Abschnitt durchgeführten Untersuchungen, die die Sicherung des Stegbleches gegen örtliche Plastizierung zum Ziele hatten, werden in ihren Ergebnissen durch eine allfällige Aussteifung des Stegbleches nicht beeinflusst, da der maßgebende Größtwert der „Vergleichsspannung“ auch in ausgesteiften Endfeldern am Ort des zweiten Querträgers auftritt. Hingegen müssen wir beim Nachweis der Beulsicherheit auf derartige Aussteifungen Rücksicht nehmen, da die Steifen, sofern sie über eine ausreichende seitliche Biegesteifigkeit verfügen⁹, die Ausbildung einer Knotenlinie in der Wölbfläche $w = f(x, y)$ des ausbeulenden Stegbleches erzwingen und auf diese Weise das Stegblech in eine Anzahl kleinerer Felder unterteilen. Sind daher im Endfeld kräftige, lotrechte Steifen angeordnet, dann bezieht sich unsere Stabilitätsuntersuchung sinngemäß auf das erste der so erhaltenen Stegblechfelder; die Größe a legt dann nicht den Querträgerort, sondern den Ort der ersten Steife fest.

Um den Nachweis der Beulsicherheit auf Grund der im 4. Abschnitt entwickelten Stabilitätstheorie zu führen, müssen wir zuerst die im Endfeld unter der Gebrauchsbelastung (Eigengewicht und Nutzlast) auftretende größte Querkraft bestimmen und daraus das im Querschnitt $x = a$ wirksame Größtmoment $M = Q \cdot a$ berechnen; dann haben wir das Seitenverhältnis $\beta = a/h$, die Kombinationsziffer γ gemäß Gl. (23) bzw. (24) und die Plattensteifigkeit $D = \frac{2100 \cdot t^3}{12(1 - 0,3^2)} = 192,3 t^3$ zu ermitteln und auf Grund dieser Kennziffern die größte Wurzel λ_k der Beulbedingung „ $\Delta = 0$ “ aufzusuchen. Ist die kritische Biegerandspannung $s_k = \frac{\pi^2 D}{8 \beta^2 \lambda_k^3 h^2 t}$, die wir mit Hilfe von λ_k erhalten, ν_k -mal so groß als die unter der Gebrauchsbelastung auftretende, aus Gl. (22) berechnete Biegerandspannung s , dann ist (sofern die Stabilitätsgrenze noch innerhalb des elastischen Spannungsbereiches erreicht wird) der theoretische Nachweis einer ν_k -fachen Beulsicherheit erbracht.

Bei der Festsetzung der vorzuschreibenden Sicherheitszahl ν_k , die sich auf das Erreichen der „Verzweigungsstelle“ des Gleichgewichts und damit auf den Stabilitätswechsel des untersuchten Spannungszustandes bezieht, ist ganz allgemein eine Unterteilung der „Stabilitätsprobleme mit Gleichgewichtsverzweigung“ in zwei Gruppen A und B zu empfehlen. In den der Problemgruppe A zugeordneten Fällen bedeutet das Instabilwerden des Spannungszustandes — zumindest näherungsweise — auch das Erschöpfen der Tragfähigkeit, so daß die Zahl ν_k nur unbedeutend kleiner als die statische Tragsicherheitszahl des untersuchten Bauelementes ist und daher so festgesetzt werden muß, daß sie der statischen Tragsicherheitszahl ν_{\max} des Tragwerkes ungefähr entspricht; zu dieser Gruppe gehören bei Stahltragwerken wohl sämtliche Knickprobleme, eine Reihe von Kippproblemen und von den Beulproblemen alle jene, bei denen eine Verwölbung ohne merkliche Dehnung der Plattenmittelfläche möglich ist, bei denen also das Ausbeulen an-

⁹ Das erforderliche Mindest-Trägheitsmoment J_{erf}^* , das der Querschnitt einer lotrechten Steife besitzen muß, um bei „reiner Schubbeulung“ eine Knotenlinie der Wölbfläche zu erzwingen, kann mit Hilfe der Faustformel $J_{\text{erf}}^* = 0,137 \left[\frac{15}{16} \left(\frac{h}{c} \right)^4 + \frac{3}{2} \left(\frac{h}{c} \right)^2 \right] \cdot t^3 h$ ermittelt werden,

in welcher c die gegenseitige Entfernung der Steifen bedeutet. Die so erhaltenen Werte stimmen mit den für vier spezielle Seitenverhältnisse von St. Timoshenko (Eisenbau 12 [1921] S. 147; Miscell. Papers pres. Amer. Soc. Mech. Engr.-Meetings 1933, Nr. 3; Engng. 138 [1934] S. 207) auf Grund theoretischer Untersuchungen empfohlenen Werten ausreichend überein und entsprechen im übrigen den durch Interpolation (F. Schleichner, Bauing. 15 [1934] S. 508) gewonnenen Resultaten. Bei einseitig angeordneten Steifen ist der Bestimmung des vorhandenen Wertes J^* ein ideeller Querschnitt zugrunde zu legen, der durch einen zusätzlichen Stegblechstreifen von bestimmter Breite gekennzeichnet ist; über die Ermittlung dieser „mittragenden Breite“ wird der Verf. an anderer Stelle berichten.

genähert nach „abwickelbaren Flächen“ erfolgen kann (Platten mit einem oder mehreren freien Rändern!). Demgegenüber umfaßt die Problemgruppe B alle jene Fälle, in denen oberhalb der Stabilitätsgrenze ein neuer Tragzustand zur Ausbildung gelangt, so daß der Stabilitätswechsel auch nicht angenähert Anlaß zu einem „Zusammenbruch“ (zu einem beschleunigten Anwachsen der Ausbiegungen bei konstanter Last) geben kann. Zu dieser Gruppe gehören einige Kippprobleme und von den Beulproblemen alle jene, bei denen eine Verwölbung ohne erhebliche Dehnung der Mittelfläche ausgeschlossen ist (umfangsgelagerte Platten!); die Sicherheitszahl ν_k muß zwar, um örtliche Überanstrengungen des Werkstoffes und der Verbindungsmittel auszuschließen, auch hier größer als Eins sein, darf aber fraglos kleiner als im früheren Fall gewählt werden.

Das Beulproblem des Stegbleches gehört mit Rücksicht auf die Einsäumung der Stegblechränder durch biegesteife Gurtungen und Steifen zur Problemgruppe B, so daß wir die Beulsicherheitszahl ν_k kleiner als die übliche Knicksicherheitszahl ansetzen dürfen; hingegen muß die statische Tragsicherheitszahl des Stegbleches, um die erstrebenswerte „Homogenität der Sicherheit“ zu erreichen, der Tragsicherheitszahl der übrigen Bauteile und damit der statischen Tragsicherheitszahl ν_{\max} des ganzen Tragwerkes angepaßt sein¹⁰. Ist nun die Belastung des Stegbleches bis auf einen gemeinsamen Multiplikator ν gegeben und ist das Ausbeulen des Stegbleches mit Rücksicht auf die mangelhafte Erfüllung der idealisierenden Voraussetzungen der Stabilitätstheorie schon bei Werten ν zu erwarten, die zwischen Eins und ν_{\max} gelegen sind, dann darf dieser Stabilitätswechsel bei einem einwandfrei ausgebildeten Vollwandträger nicht etwa zu einer Erschöpfung des Tragvermögens führen, sondern nur eine entsprechende Umlagerung des Spannungsfeldes zur Folge haben („Tragzustand II“)¹¹. Es ist in solchen Fällen zu empfehlen, diese (bloß im Rahmen der gedachten Sicherheitsreserve $1 < \nu \leq \nu_{\max}$ zu gewärtigende) Spannungsumlagerung durch bewährte konstruktive Maßnahmen zu erleichtern; zu diesen Maßnahmen gehört vor allem die richtige Anordnung und Bemessung der lotrechten Stegblechsteifen, die innerhalb des Tragzustandes II die Rolle gedrückter „Fachwerkvertikalen“ zu übernehmen haben und dieser Rolle nur gewachsen sind, wenn sie über einen ausreichenden Knickwiderstand verfügen.

6. Die Lösung des Stabilitätsproblems für die Fälle $a/h = 0,5$ und $1,0$.

Wählen wir für das Seitenverhältnis der in Abb. 3a dargestellten Platte die Zahl $\frac{a}{h} = 0,5$ und für die Kombinationsziffer die Größen $\gamma = 0$ und $9,0$, dann erhalten wir aus der im 4. Abschnitt ent-

¹⁰ Durch einfache Überlegungen, die den Fließwiderstand des Zuggurtes und den Knickwiderstand des Druckgurtes betreffen, gelangt man bei vollwandigen Brückentragwerken günstigstenfalls auf $\nu_{\max} \approx 1,9$. Das statische Tragvermögen wird praktisch durch das seitliche Ausweichen der Druckgurtung erschöpft, wie auch die Biegeversuche mit einzelnen Trägern zeigten (vgl. etwa F. Schüle, Schweiz. Bauztg. 43 [1904] S. 243; La Motte Grover, Engng. News-Rec. 115 [1935] S. 392); zur experimentellen Überprüfung der Zahl ν_{\max} sind Versuche mit ganzen Brückenmodellen oder mit durch Windverbände gekoppelten Trägerpaaren (vgl. dazu J. Brink, Z. OcIAV 43 [1891] S. 99) erforderlich.

¹¹ Der „Tragzustand II“ ist für die Bemessung der Blechwandträger des Flugzeugbaues von großer Bedeutung und wurde daher hier eingehend untersucht (H. Wagner, Jb. wiss. Ges. Luftf. 1928, S. 113 und Z. Flugtechn. Motorluftsch. 20 [1929] S. 200; vgl. ferner die zusammenfassenden Berichte von H. L. Cox, Aeron. Res. Comm. Rep. and Mem., 1553, London 1933 und von O. S. Heck und H. Ebner, Luftf.-Forschg. 11 [1935] S. 211). — Bei geschweißten Vollwandträgern geben die senkrecht zur Trägerachse laufenden Anschlußnähte der lotrechten Steifen zu örtlichen Spannungskonzentrationen Anlaß, was die Aufstellung von Ausbildungsvorschriften (vgl. Stahlbau-Kalender 1936 S. 415) erforderlich machte und F. Wansleben (Stahlbau 8 [1935] S. 110) zu dem Vorschlag veranlaßte, die Stegblechaussteifung innerhalb der Kraftangriffsorte ausschließlich mit Längsteifen durchzuführen; da dann mit einem „Tragzustand II“ wohl kaum mehr gerechnet werden kann, muß diese Längsaussteifung ausreichen, um das Ausbeulen des Stegbleches vor Erreichung der Traggrenze des Balkens verläßlich auszuschließen. Über die Theorie der Längsteifen im Fall der Biegebeulung wird der Verf. an anderer Stelle berichten.

wickelten Beulbedingung die Eigenwerte $\kappa_k = 0,01749$ bzw. $0,068991$, so daß sich an der Stabilitätsgrenze für die größte Biege-
randspannung $s_k = 282,15 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $71,53 \frac{D}{h^2 t}$, für den Scheitel-
wert der parabolischen Schubspannungsverteilung $\max \tau'_k = 141,08 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $35,76 \frac{D}{h^2 t}$ und für die gleichmäßig verteilte Schub-
spannung $\tau'_k = 0$ bzw. $214,58 \frac{D}{h^2 t}$ ergibt. Das vom Stegblech über-
nommene Moment beträgt daher $M_{St} = 47,03 \cdot D$ bzw. $11,92 \cdot D$,
während für das von den Halsnieten übertragene Moment $M_r = 0$
bzw. $107,28 \cdot D$ und für die vom Stegblech übertragene Querkraft
 $Q_{St} = 94,06 \frac{D}{h}$ bzw. $238,40 \frac{D}{h}$ gefunden wird; das im kritischen Zu-
stand (unmittelbar vor dem Ausbeulen des Stegbleches) auf den
Träger im Querschnitt $x = a$ einwirkende Biegemoment besitzt somit
die Größe $M_k = 47,03 \frac{D}{\alpha}$ bzw. $119,20 \frac{D}{\alpha}$ und die in diesem Zu-
stand vorhandene Feldquerkraft beträgt $Q_k = 94,06 \frac{D}{\alpha h}$ bzw.
 $238,40 \frac{D}{\alpha h}$, wobei α bei hohen Trägern (vgl. den 1. Abschnitt) nur
unbedeutend kleiner als Eins und für $\gamma = 0$ gleich Eins wird.

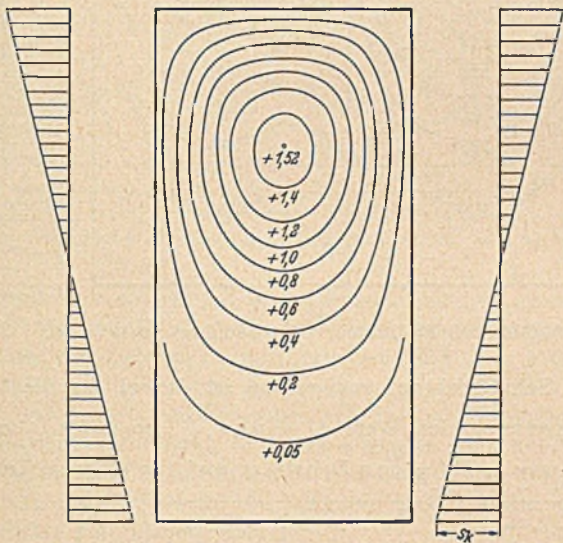


Abb. 4. Wölbfläche bei „reiner Biegebeulung“; $a/h = 0,5$.

Die diesen beiden Stabilitätsgrenzen zugeordneten Wölbflächen $w = f(x, y)$ sind in Abb. 5 und 6 in Form von Schichtenplänen dargestellt worden; die Kotierung dieser Pläne ist, wie schon vermerkt wurde, nur bis auf einen gemeinsamen, unendlich klein zu denkenden Faktor bestimmt. Im Fall $\gamma = 0$ sind die Halsnietkräfte gleich Null, so daß die Platte nur durch das linear abklingende Moment M_{St} und die Querkraft Q_{St} belastet wird und die Beulbedingung $\Delta_1 = 0$ maßgebend ist. Die in Abb. 5 wiedergegebene Wölbfläche ist mit Rücksicht auf den erheblichen Einfluß der parabolisch verteilten Schubspannungen und die Beschränkung der größeren Biegedruckspannungen auf den Bereich in der rechten, oberen Ecke wesentlich von der Wölbfläche unterschieden, die im Fall $M_{St} = \text{const}$, $Q_{St} = 0$ erhalten wird und in Abb. 4 dargestellt ist; die diesem Sonderfall der „reinen Biegebeulung“¹² zugeord-

¹² Das Stabilitätsproblem der „reinen Biegebeulung“ wurde von J. Bubnoff (Theorie des Schiffbaues, St. Petersburg 1912) und St. Timoshenko (Theorie der Elastizität, St. Petersburg 1916; Eisenbau 12 [1921] S. 147) und O. Stein (Stahlbau 7 [1934] S. 57) untersucht. Timoshenko erhielt für die im kritischen Zustand auftretenden Biegerandspannungen in den Fällen $a/h = 0,4, 0,5, 0,6, 0,667, 0,75, 0,8, 0,9, 1,0$ und $1,5$ der Reihe nach $s_k = 287,2, 252,7, 237,9, 235,9, 237,9, 240,8, 252,7, 252,7$ und $237,9 \cdot D/h^2 t$. K. Nölke (Bauing. 17 [1936] H. 13/14) hat das Problem für den Fall starr eingespannter Längsränder gelöst und erhielt für $a/h = 0,3, 0,35, 0,4, 0,45, 0,48, 0,5, 0,6$ und $0,7$ der Reihe nach die kritischen Randspannungswerte $s_k = 463,9, 425,4, 402,7, 392,8, 391,8, 392,8, 412,5$ und $452,0 D/h^2 t$. Das Beulproblem bei „Druck oder Zug und Biegung“ wurde im Fall einspannungs-frei gelagerter Ränder von Timoshenko (l. c.) und im Fall eingespannter Längsränder von Nölke der Lösung zugeführt.

neten kritischen Werte betragen, wenn wir die Lösung von Timoshenko noch etwas zuschärfen, $s_k = 252,06 \frac{D}{h^2 t}$, $\tau'_k = \tau'_k = 0$ und daher $(M_{St})_k = 42,01 \cdot D$. Im Fall $\gamma = 9,0$ (Abb. 6) ist der Einfluß, den die Biegespannungen auf die Stabilitätsgrenze nehmen, schon sehr klein gegenüber dem der Schubspannungen (vgl. dazu auch Abb. 12). Die „Biegedruckbeule“ in der rechten, oberen Ecke ist verschwunden und die „Schubbeule“, die längs der Zugdiagonale des Feldes erstreckt ist und schon in Abb. 5 deutlich

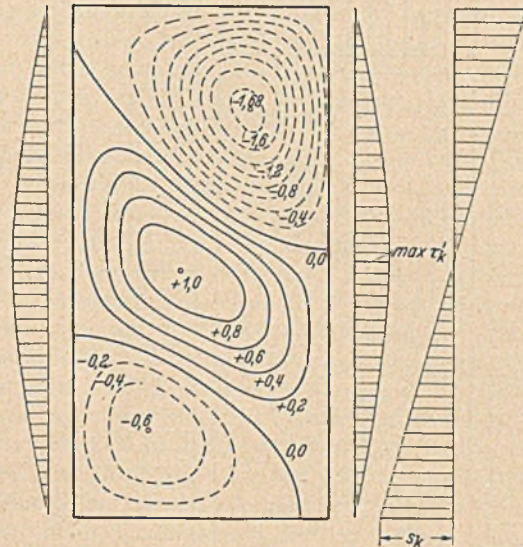


Abb. 5. Wölbfläche im Endfeld; $a/h = 0,5$ und $M_r = 0$.

ausgeprägt war, tritt sehr stark hervor; diese Schubbeule ist ein wenig nach der Biegedruckseite hin verschoben, was auf den Einfluß der Biegespannungen zurückzuführen ist. Im Grenzfall $\gamma = \infty$

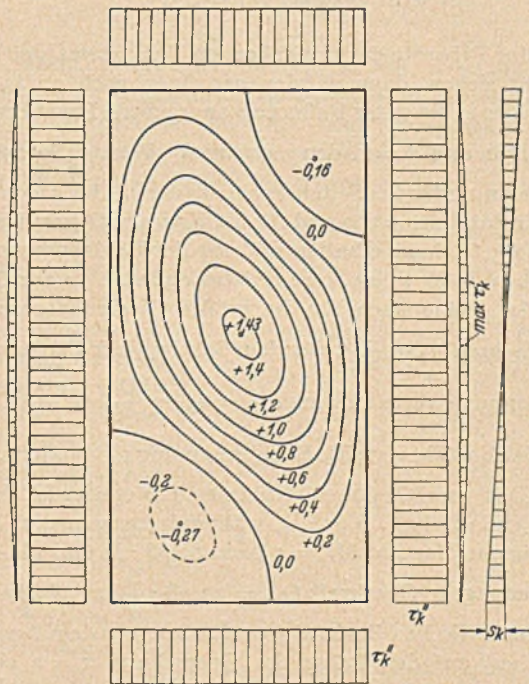


Abb. 6. Wölbfläche im Endfeld; $a/h = 0,5$ und $M_r = 9,0 \cdot M_{St}$.

($M_{St} = 0$) ist die Schubbeule, wie Abb. 7 zeigt, allein ausgebildet. In diesem Fall „reiner Schubbeulung“ ist die Beulbedingung „ $\Delta_2 = 0$ “ maßgebend, die das Verschwinden der Koeffizienten-Determinante des Gleichungssystems (31) fordert und auf die Beulspannung $\tau'_k = 265,6 \frac{D}{h^2 t}$ führt; es gilt hier $s_k = 0$, $\tau'_k = 0$, $M_{St} = 0$, $M_r = 132,8 \cdot D$, so daß wir für das vom Träger unmittelbar vor dem Ausbeulen des Stegbleches am Ort $x = a$ übernommene Biegemoment den Wert $M_k = 132,8 \cdot \frac{D}{\alpha}$ und für

die in diesem kritischen Zustand übertragene Feldquerkraft den Wert $Q_k = 265,6 \frac{D}{\alpha h}$ erhalten. Der dieser Stabilitätsgrenze zugeordnete, aus dem Gleichungssystem (31) abgeleitete Schichtenplan (Abb. 7) wurde schon von E. Seydel ermittelt und ist in der Abhandlung von St. Bergmann und H. Reißner⁸ veröffentlicht; er konnte daher unmittelbar von dort übernommen werden. Würden wir bei der Bestimmung der Beulspannung τ_k'' mehr

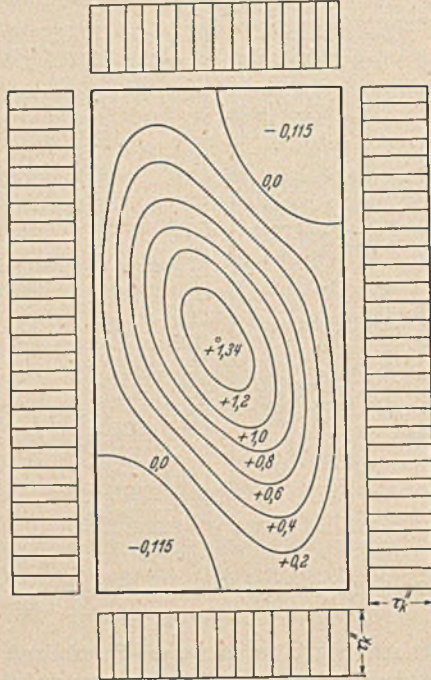


Abb. 7. Wölbfläche bei „reiner Schubbeulung“ (nach E. Seydel); $a/h = 0,5$.

spannungen auf den Bereich in der rechten, oberen Ecke wieder wesentlich von der Wölbfläche unterschieden, die im Fall der „reinen Biegebeulung“ ($M_{St} = \text{const}, Q_{St} = 0$) erhalten wird¹² und in Abb. 8 dargestellt ist; für den kritischen Zustand gilt in diesem Sonderfall, wenn wir die Lösung von Timoshenko wieder ein wenig zuschärfen, $s_k = 252,06 \frac{D}{h^2 t}$, $\tau_k' = 0$, $\tau_k'' = 0$ und daher $(M_{St})_k = 42,01 \cdot D$. Im Fall $\gamma = 9,0$ (Abb. 10) ist der Einfluß, den die Biegespannungen auf die Stabilitätsgrenze nehmen, von bedeutungsloser Kleinheit gegenüber dem Einfluß der Schubspannungen (vgl. dazu auch Abb. 12). Die Wölbfläche ist demgemäß nur ganz unbedeutend von der Wölbfläche unterschieden, die im Grenzfall $\gamma = \infty$ ($M_{St} = 0$) zur Ausbildung gelangt und in Abb. 11 dargestellt ist. Die Beulbedingung $\Delta_2 = 0$, die in diesem Fall

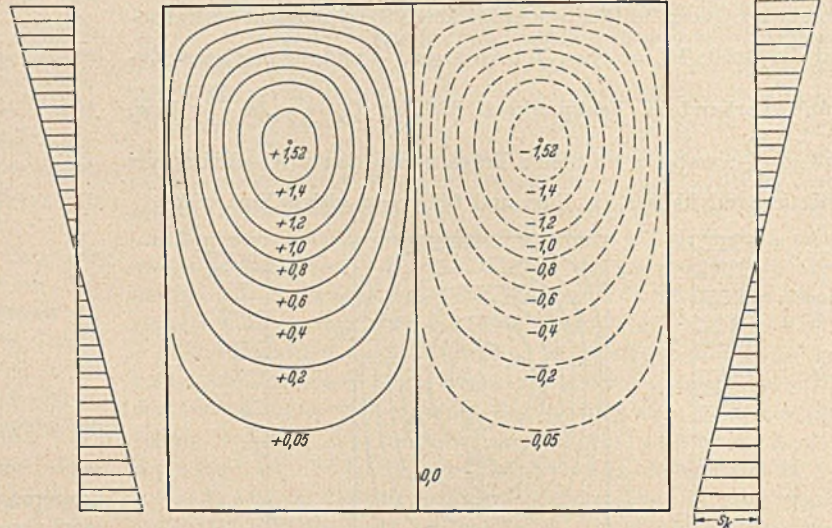


Abb. 8. Wölbfläche bei „reiner Biegebeulung“; $a/h = 1,0$.

als die fünf Beiwerte des maßgebenden Teilsystems der Gl. (31) in Rücksicht ziehen, dann würden wir einen noch etwas kleineren Wert erhalten; die unter Fußnote 8 angegebene Faustformel liefert mit $c = h/2$ und $d = h$ den „strengen“ Wert $\tau_k'' = 250,2 \frac{D}{h^2 t}$.

Wählen wir für das Seitenverhältnis der in Abb. 3 a dargestellten Platte die Zahl $a/h = 1,0$ und für die Kombinationsziffer den Wert $\gamma = 0$ und $9,0$, dann erhalten wir aus der Beulbedingung die Lösung $\alpha_k = 0,004675$ bzw. $0,022878$, so daß sich an der Stabilitätsgrenze der Reihe nach für die größte Biegerandspannung $s_k = 263,89 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $53,93 \frac{D}{h^2 t}$, für den Scheitelwert der parabolischen Schubspannungsverteilung $\max \tau_k' = 65,97 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $13,48 \frac{D}{h^2 t}$ und für die gleichmäßig verteilte Schubspannung $\tau_k'' = 0$ bzw. $80,88 \frac{D}{h^2 t}$ ergibt. Das vom Stegblech übertragene Moment ist dann gleich $M_{St} = 43,98 \cdot D$ bzw. $8,99 \cdot D$, während das von den Halsnieten übernommene Moment $M_r = 0$ bzw. $80,88 \cdot D$ und die vom Stegblech übertragene Querkraft $Q_{St} = 43,98 \cdot \frac{D}{h}$ bzw. $89,87 \frac{D}{h}$ beträgt; für das im kritischen Zustand (unmittelbar vor dem Ausbeulen des Stegbleches) auf den Träger im Querschnitt $x = a$ einwirkende Biegemoment wird daher $M_k = 43,98 \cdot \frac{D}{\alpha}$ bzw. $89,87 \cdot \frac{D}{\alpha}$ und für die in diesem Zustand vorhandene Feldquerkraft wird $Q_k = 43,98 \cdot \frac{D}{\alpha h}$ bzw. $89,87 \cdot \frac{D}{\alpha h}$ gefunden, wobei α im Grenzfall $\gamma = 0$ wieder gleich Eins ist.

Die diesen beiden Stabilitätsgrenzen zugeordneten Wölbflächen $w = f(x, y)$ sind in Abb. 9 und 10 dargestellt worden. Im Fall $\gamma = 0$ sind die Halsnietkräfte gleich Null, so daß die Platte nur durch das linear abnehmende Moment M_{St} und die Querkraft Q_{St} belastet wird. Die in Abb. 9 wiedergegebene Ausbeulfläche ist mit Rücksicht auf den großen Einfluß der parabolisch verteilten Schubspannungen und die Beschränkung der größeren Biegedruck-

„reiner Schubbeulung“ maßgebend ist, liefert für die kritische Schubspannung den Wert $\tau_k'' = 93,0 \frac{D}{h^2 t}$, so daß $s_k = 0$, $\max \tau = 0$, $M_{St} = 0$, $M_r = 93,0 D$ beträgt und für die vom Träger un-

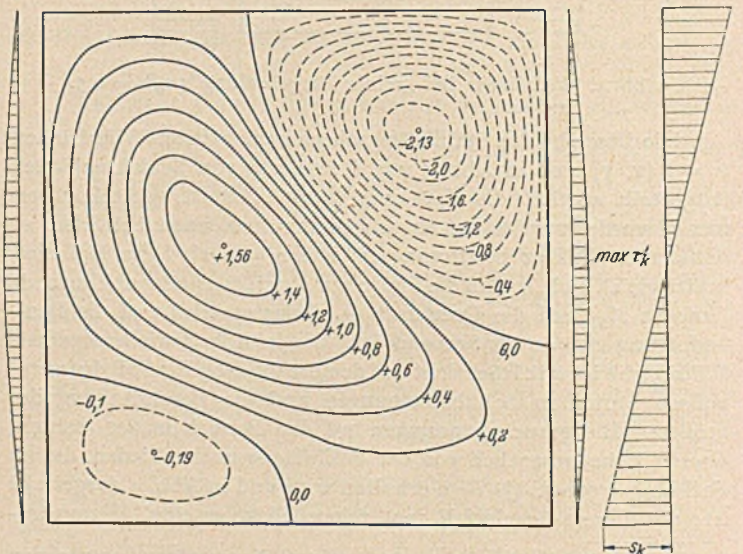


Abb. 9. Wölbfläche im Endfeld; $a/h = 1,0$ und $M_r = 0$.

mittelbar vor dem Ausbeulen des Stegbleches übernommenen Schnittgrößen $M_k = 93,0 \cdot \frac{D}{\alpha}$ und $Q_k = 93,0 \cdot \frac{D}{\alpha h}$ erhalten wird. Der dieser Stabilitätsgrenze zugeordnete, mit Hilfe des Gleichungssystems (31) bestimmte Schichtenplan (Abb. 11) wurde schon von E. Seydel in seiner angeführten Abhandlung⁸ veröffentlicht und konnte daher unmittelbar von dort übernommen werden. Würden wir bei der Bestimmung der Beulspannung mehr als die fünf Beiwerte des maßgebenden Teilsystems von Gl. (31) in Rücksicht ziehen, dann würden wir für τ_k'' einen noch etwas kleineren Wert er-

halten; die unter Fußnote 8 angegebene Faustformel liefert für die quadratische Platte den von E. Seydel abgeleiteten „strengen“ Lösungswert $\tau_k'' = 92,2 \frac{D}{h^2 t}$.

Die vom Träger am Ort $x = a$ unmittelbar vor dem Ausbeulen des Stegbleches übernommenen Schnittgrößen M_k und Q_k sind, wie wir aus den gefundenen Lösungen ersehen, um so größer, je größer die Kombinationsziffer γ ist. Für die Platte mit dem Seiten-

im Endfeld auf eine Interpolation angewiesen sind; auch der in praktischen Fällen zu erwartende Wölbflächenverlauf kann aus den Wölbformen Abb. 5, 6 bzw. Abb. 9, 10 durch Zwischenschaltung angenähert abgeleitet werden.

7. Die übliche Näherungsuntersuchung.

Besitzt das Stegblech in halber Höhe einen waagerechten Stoß und wird die Stoßlasche zu einer waagerechten Stegblechsteife ausgestaltet, dann können wir die Stabilitätsuntersuchung in erster Annäherung auf das Feld der Länge a und der Höhe $h/2$ beschränken und gelangen damit auf das Beulproblem einer umfangsgelagerten Rechteckplatte, die durch Schubspannungen und durch dreieckförmig verteilte, von x linear abhängige Druckspannungen beansprucht ist. Ersetzen wir diesen Spannungszustand näherungsweise durch den homogenen Spannungszustand gleichmäßig verteilter Schub- und Druckspannungen, dann können wir uns der einfachen Lösung bedienen, die für dieses Beulproblem entwickelt worden ist¹³. Besitzt das Stegblech im Endfeld keine waagerechte Aussteifung, dann bleiben wir bei der Bemessung jedenfalls auf der Seite der Sicherheit, wenn wir an Stelle des linear abklingenden Biegemomentes mit dem Größtwert M_{St} ein konstantes Biegemoment $M = M_{St}$ und an Stelle der ungleichmäßig verteilten Schubspannung mit dem Scheitelwert ($\tau'' + \max \tau'$) die gleichmäßig verteilte Schubspannung ($\tau'' + \max \tau'$) in Rechnung stellen. Wir gelangen auf diese Weise zum Beulproblem der „reinen Biegung und des reinen Schubes“, das gleichfalls schon der Lösung zugeführt worden ist¹⁴. Wir können diese Lösung in recht übersichtlicher Weise darstellen, wenn wir außer den kritischen Wertepaaren τ_k, s_k noch die Beulspannung τ_{ko} und die Beulspannung s_{ko} ermitteln, die für die untersuchte Rechteckplatte im gedachten Fall „reiner Schubbeulung“ bzw. „reiner Biegebeulung“ in Geltung steht. Die Verhältniszahlen

$\frac{\tau_k}{\tau_{ko}}, \frac{s_k}{s_{ko}}$ legen dann die Koordinaten eines Punktes der Kurve

$$\frac{s_k}{s_{ko}} = f\left(\frac{\tau_k}{\tau_{ko}}\right)$$

fest, die einem bestimmten Parameter a/h zugehört und die Problemlösung für sämtliche Kombinationen von τ und s enthält. Da ein Vorzeichenwechsel der Biege- oder Schubspannung keinen Einfluß auf die Lage der Stabilitätsgrenze nehmen kann, muß diese Kurve symmetrisch zu beiden Koordinatenachsen verlaufen und

daher die Koordinatenachsen an den Orten $\frac{\tau_k}{\tau_{ko}} = 1$ bzw. $\frac{s_k}{s_{ko}} = 1$

rechtwinklig schneiden. In Abb. 12 ist die von Timoshenko¹⁴

angegebene Lösung für das Seitenverhältnis $a/h = 0,5$ und $1,0$ in dieser Weise dargestellt worden. Werden auch die von Stein¹⁴ entwickelten Lösungen auf diese Form gebracht und hierbei die ihnen zum Teil anhaftenden Unschärfen berücksichtigt, dann werden auch hier Kurven erhalten, die durchwegs innerhalb des in Abb. 12 gestrichelt gezeichneten Zwickels gelegen sind. Approximieren wir alle diese Lösungskurven durch den Kreisbogen mit

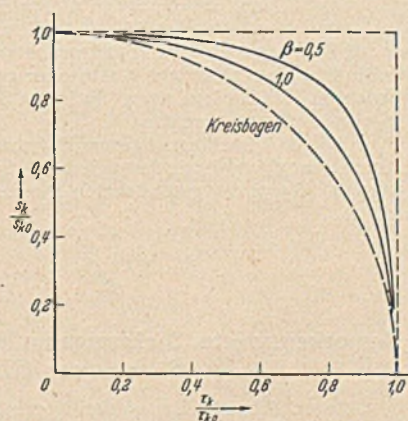


Abb. 12. Gegenseitige Abhängigkeit der Beulspannungen bei „reiner Biegung und reiner Schubbelastung“.

¹³ Das Beulproblem der auf „reinen Druck und reinen Schub“ beanspruchten Rechteckplatte wurde von H. Wagner (Jb. wiss. Ges. Luftf. 1928, S. 113) untersucht; F. Wansleben (Stahlbau 8 [1935] S. 110) hat eine einfache Näherungsformel für den unendlich langen Plattenstreifen angegeben.

¹⁴ Das Beulproblem der auf „reine Biegung und reinen Schub“ beanspruchten Rechteckplatte wurde von St. Timoshenko (Miscell. Papers pres. Amer. Soc. Mech. Engr.-Meetings 1933, Paper Nr. 3; Engng.

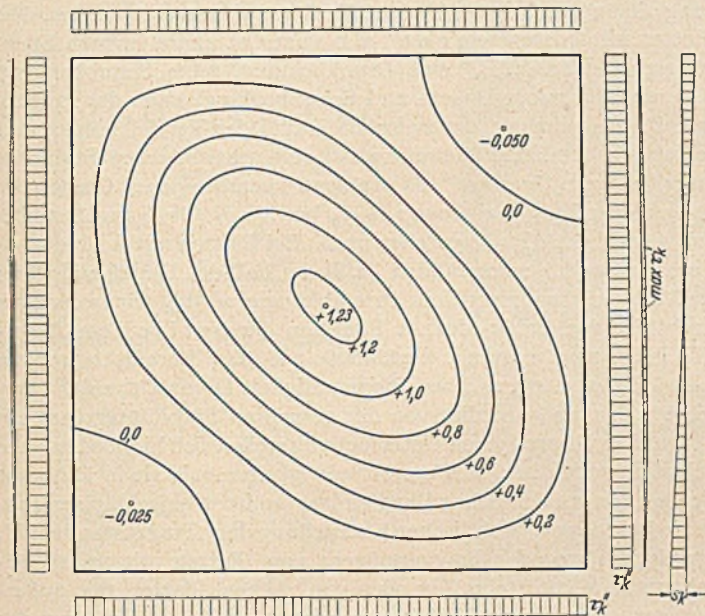


Abb. 10. Wölbfläche im Endfeld; $a/h = 1,0$ und $M_r = 9,0 \cdot M_{St}$.

verhältnis $a/h = 0,5$ wurden, wenn wir vom Fall der „reinen Biegebeulung“ absehen, für die kritischen Biegemomente größere Werte als bei der quadratischen Platte erhalten, und zwar beträgt der Unterschied im Fall $\gamma = 0, 9,0$ und ∞ der Reihe nach 6,94%, 32,64% und 42,80%; die kritischen Feldquerkräfte werden aus M_k mit Hilfe der Beziehung $Q_k = M_k/\beta h$ abgeleitet und sind daher für die Platte mit dem Seitenverhältnis $a/h = 0,5$ um die angegebenen Prozentsätze größer als die doppelten der bei der quadratischen Platte gefundenen Werte.

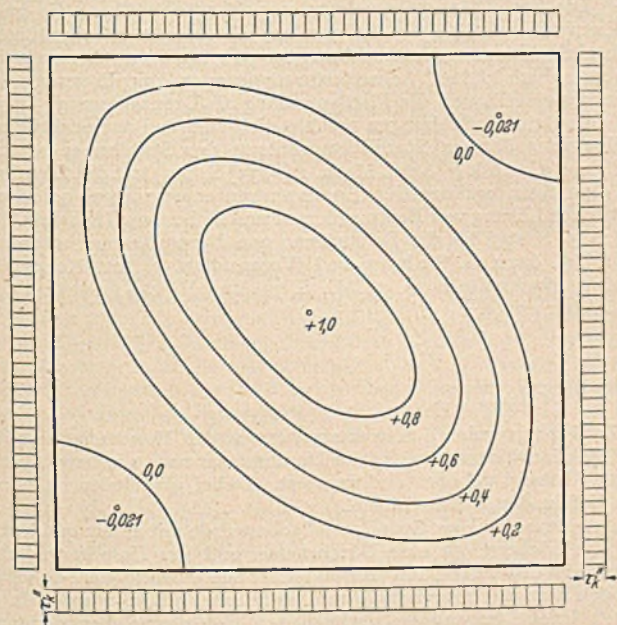


Abb. 11. Wölbfläche bei „reiner Schubbeulung“ (nach E. Seydel); $a/h = 1,0$.

Die Kombinationsziffer γ ist bei praktischen Ausführungen, wie schon vermerkt wurde, im Endfeld meist zwischen 1 und 2 gelegen, so daß wir, solange wir bloß die Lösung für die Fälle $\gamma = 0$ und $\gamma = 9$ kennen, bei der Abschätzung der Stabilitätsverhältnisse

dem Radius „Eins“, dann bleiben wir in allen Fällen auf der Seite der Sicherheit. Wir haben dann bloß die unter der ν_k -fachen Gebrauchslast auftretenden Spannungen τ , s , sowie die gedachten Beulspannungen τ_{ko} , s_{ko} zu berechnen; liegt der Punkt, der durch das Koordinatenpaar $\frac{\tau}{\tau_{ko}}$, $\frac{s}{s_{ko}}$ bestimmt wird, auf oder unterhalb der Kreis-

linie in Abb. 12, ist also $\frac{s}{s_{ko}} \leq \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_{ko}}\right)^2}$, dann ist die gewünschte ν_k -fache Beulsicherheit sicher gewährleistet¹⁵.

Wir wollen nun die Ergebnisse, die dieses Näherungsverfahren für die kritische Belastung des Stegbleches im untersuchten Endfeld liefert, mit dem im 6. Abschnitt entwickelten strengen Lösungen vergleichen. Die bei reiner Schub- bzw. Biegebeulung in Geltung stehenden Spannungswerte betragen bei der Platte mit dem Seitenverhältnis $a/h = 0,5$ $\tau_{ko} = 250,2 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $s_{ko} = 252,06 \frac{D}{h^2 t}$ und bei der quadratischen Platte $\tau_{ko} = 92,2 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $s_{ko} = 252,06 \frac{D}{h^2 t}$; mit Hilfe dieser Werte haben wir die Verhältniszahlen

$$\frac{\tau}{\tau_{ko}} = \frac{\max \tau'_k + \tau''_k}{\tau_{ko}}$$

zu berechnen, die zugeordneten Näherungswerte

$$\frac{s}{s_{ko}} = \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_{ko}}\right)^2}$$

zu ermitteln und die damit festgelegte Biege- und Schubspannung dem strengen, im 6. Abschnitt angegebenen Wert s_k gegenüberzustellen. Ist die Kombinationsziffer $\gamma = 0$, dann erhalten wir auf diese Weise für $a/h = 0,5$ den Wert $s = 208,0 \frac{D}{h^2 t}$ an Stelle von $s_k = 282,15 \frac{D}{h^2 t}$ und im Fall $a/h = 1,0$ den Wert $s = 176,0 \frac{D}{h^2 t}$ an Stelle von $s = 263,89 \frac{D}{h^2 t}$. Beträgt die Kombinationsziffer $\gamma = 9$, was bei Endfeldern praktisch nicht mehr vorkommt, dann ist $(\max \tau'_k + \tau''_k)$ größer als τ_{ko} , so daß nach der Näherungstheorie das Ausbeulen selbst bei $s = 0$ nicht vermieden werden könnte; diesem Ergebnis stehen für $a/h = 0,5$ bzw. $1,0$ die strengen Werte $s_k = 71,53 \frac{D}{h^2 t}$ bzw. $53,93 \frac{D}{h^2 t}$ gegenüber. Würden wir in den beiden letztgenannten Fällen an Stelle des Größtwertes $(\max \tau'_k + \tau''_k)$ die „Durchschnittswerte“ $(0,712 \cdot \max \tau'_k + \tau''_k)$ bzw. $(0,684 \cdot \max \tau'_k + \tau''_k)$ in die Näherungsrechnung einführen, dann

¹³ [1934] S. 207) und O. Stein (Stahlbau 7 [1934] S. 57) einer praktisch ausreichend scharfen Näherungslösung zugeführt. Das Beulproblem der auf Biegung und Schub beanspruchten Platte, das bei der Bemessung der Bindebleche stählerner Maste oder gegliederter Druckstäbe auftritt, wurde von K. Girkman (Stahlbau 8 [1935] S. 189) theoretisch und experimentell untersucht.

¹⁵ Dieser Vorschlag ist einem Referat des Verfassers vom Jahre 1934 entnommen; unabhängig davon hat sich auch F. Schleicher (Bauing. 15 [1934] S. 509) der geschilderten Darstellungsweise der Problemlösung bedient.

würden wir $s = s_k$ in Übereinstimmung mit der strengen Lösung erhalten.

Liegt die an der Stabilitätsgrenze vorhandene größte Vergleichsspannung $(\sigma_V)_k$ oberhalb der Elastizitätsgrenze, dann liegt der Fall der „unelastischen Beulung“ vor; die im Ausdruck für die Plattensteifigkeit D auftretende konstante Größe $E/(1 - \mu^2)$ muß hier durch die veränderliche (von der örtlichen, an der Stabilitätsgrenze in Geltung stehenden Vergleichsspannung abhängigen) Größe T , den „Beulmodul“, ersetzt werden. Bei Platten mit homogenen, also vom Ort unabhängigen Spannungszuständen (z. B. reine Druckbeulung, reine Schubbeulung, Kombination reiner Druck- und Schubbeulung) kann der funktionale Zusammenhang, der zwischen T und der Vergleichsspannung besteht, in ähnlicher Weise wie bei der „unelastischen Stabknickung“ festgelegt werden¹⁶, da wir hier einwandfrei jenen Grenzspannungszustand $[\sigma_k = \sigma_F$ bzw. $\tau_k = \tau_F$ bzw. $(\sigma_V)_k = \sigma_F]$ angeben können, für den sich $T = 0$ ergeben muß. Bei Platten mit inhomogenen Spannungszuständen (z. B. im Fall der Biegebeulung) ist die Vergleichsspannung vom Orte abhängig, so daß wir (sofern wir auch hier den Beulmodul als Funktion der örtlichen Vergleichsspannung einführen) auf das Stabilitätsproblem einer Platte gelangen, deren Biegesteifigkeit D von Ort zu Ort verschieden ist und überdies von der gesuchten Stabilitätsgrenze abhängt. Der theoretischen Untersuchung stellen sich hier bedeutende Schwierigkeiten in den Weg, Schwierigkeiten, wie sie in ähnlicher Größe auch bei der Behandlung einiger anderer einschlägiger Probleme [wie der elastostatischen Klarstellung des „Tragzustandes II“, der Feststellung des Tragvermögens von Platten mit primär gekrümmter Mittelfläche^{17 18} oder von ebenen Platten mit außermittiger, parallel zur Mittelebene wirkender Belastung, oder der Untersuchung des Tragverhaltens endlich stark ausgebeulter Platten¹⁹] auftreten. In allen diesen Fällen sind wir bei unseren Bemühungen, dem entwerfenden Ingenieur einige gesicherte Anhaltspunkte für die Abschätzung des Tragverhaltens und Tragvermögens zu liefern, zur Zeit wohl noch ganz auf den Versuch angewiesen.

¹⁶ Vgl. E. Chwalla (Ber. II. Int. Tagg. Brückenbau in Wien 1928, S. 321 und Ing.-Arch. 5 [1934] S. 65); F. Schleicher (Schlußber. I. Int. Kongr. Brückenbau in Paris 1932, S. 129 und Bauing. 15 [1934] S. 510); M. Rösch u. A. Eichinger (Schlußber. I. Int. Kongr. Brückenbau in Paris 1932, S. 144).

¹⁷ Vgl. dazu F. Schleicher, Abhdlgn. Int. Ver. Brückenbau, 1. Bd., Zürich 1932, S. 433.

¹⁸ Die Stabilitätsuntersuchung von Baustahlstäben, die im Sinne des Entwurfs mittig gedrückt werden, pflegt man zweckmäßigerweise durch eine Spannungsuntersuchung zu ergänzen, bei welcher eine „unvermeidlich kleine“ Achsenkrümmung oder Angriffsexzentrizität in Rechnung gestellt und die Fließspannung als Grenzspannung angesehen wird. Ähnliche Bestrebungen machen sich auch bei der praktischen Behandlung der übrigen Stabilitätsprobleme des Stahlbaues bemerkbar; St. Timoshenko (Appl. Mech. 1 [1933] S. 173) hat die Zweckmäßigkeit derartiger ergänzender Spannungsuntersuchungen bei der baupraktischen Lösung von Beulproblemen und F. Stüssi (Schweiz. Bauztg. 105 [1935] S. 123) bei der Behandlung von Kippaufgaben unterstrichen.

¹⁹ Vgl. dazu G. Schradel (Verhandlgn. 3. Int. Kongr. Techn. Mech. in Stockholm 1930, 3. Bd., S. 73) und H. Borowicka (Diss. T. H. Wien, 1936).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bemerkenswerte Dichtungsmaßnahmen für die Norris-Staumauer (U.S.A.).

Gelegentlich des Baues der Norris-Staumauer im Flußgebiet des Tennessee (USA) wurden kürzlich außerordentlich interessante Dichtungsarbeiten durchgeführt, die durch die Dolomitformation des Gründungsfelsens bedingt waren. Eingehende geologische und bodentechnische Untersuchungen hatten ergeben, daß bis auf eine Tiefe von etwa 9–10 m unter der Oberfläche die Kalkbänke von feinen mit Lehm oder Ton ausgefüllten Klüften durchzogen waren, so daß ohne besondere Dichtungsmaßnahmen die Wasserdichtigkeit der Norris-Talsperre stark in Frage gestellt worden wäre.

Nach „Engineering News Record“ 115 (1935) S. 699–701, bediente man sich zur Dichtung des Baugrundes der systematischen Zementinjektion und zwar in einem Umfange und in Verbindung mit Kontrollmaßnahmen, wie es bisher noch nicht bekannt geworden ist. Das Schema des Injektionsplanes ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Zunächst wurden 6 m wasserseitig vor der Mauerachse eine Reihe von Injektionslöchern von 15 cm Durchmesser und 9 m bzw. 15 m Tiefe in 6 m Abstand gebohrt und injiziert. Dabei ging jedes sechste Loch 15 m tief in den Felsen hinein.

Der übrige Teil der Gründungsfläche wurde mit einem quadratischen Netz von Löchern von 4 cm Durchmesser und 9 m Tiefe in 3 m Abstand in der Weise bearbeitet, daß man zunächst mit A bezeichnete quadratische Gruppen von Löchern bohrte und injizierte. Dann wurden in einem zweiten Injektionsgang die verbliebenen Hohlräume durch kreuzartige mit B bezeichnete Lochgruppen gedichtet, deren Löcher, um eine größere Wirksamkeit zu erzielen, auf 12 m Tiefe in den Felsen heruntergingen.

Bei der Injektion ging man in der Weise vor, daß, sobald eine Gruppe von Löchern gebohrt war, Wasser unter hohem Druck in diese eingepreßt wurde, um das Lehm- und Tonmaterial aus den Spalten herauszuwaschen. Durch Absperren bald dieses bald jenes Loches und durch Umkehrung der Durchströmungsrichtung gelang es sehr schnell, den Schmutz aus den Spalten zu entfernen, was äußerlich durch Verschwinden der

Trübung des austretenden Wassers in Erscheinung trat. Die einzelnen Löcher verschlangen je nach der Klüftigkeit des Felsens bis zu 200 Sack Zement.

Recht bemerkenswert war das Prüfverfahren für die Güte der Injektion. Zu diesem Zwecke wurden zunächst in den Mittelpunkt der ursprünglichen Lochgruppen (s. Abb. 1), d. h. in 12 m Abstand, Löcher

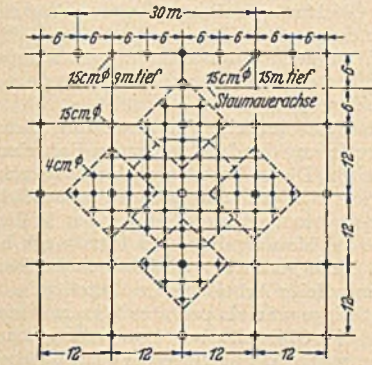


Abb. 1.
Felsinjektionsplan. Norris-Staumauer.

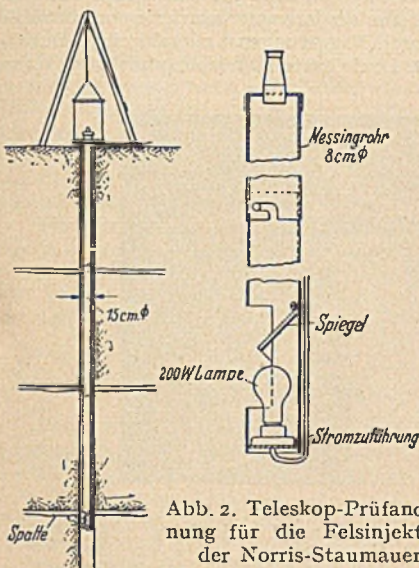


Abb. 2. Teleskop-Prüfanordnung für die Felsinjektion der Norris-Staumauer.



Abb. 3.
Teleskop-Prüfanordnung im Betrieb.

In den Fällen seiner Anwendung im Zementbetonbau ist festzustellen, daß Bitumen durchwegs in Ergänzung zum Zementbeton und nicht als Ersatz für diesen gebraucht wird.

Über die bautechnische Durchführung der Isolierung haben sich in den beteiligten Kreisen immer wieder Diskussionen angespannt, die zur Aufklärung der Fehler, die früher gelegentlich gemacht worden sind, geführt haben. Stets waren es die schwierigeren Fälle der Isolierung, aus denen man am besten lernen konnte und bei denen man auch am genauesten die gemachten Erfahrungen für die Durchführung der Arbeiten zu beobachten Gelegenheit hatte.

Es liegt in der Eigenart der bituminösen Massen, daß ihnen selbst in der Bauwerkskonstruktion keine eigenen tragenden Aufgaben zugemutet werden sollen. Das Bitumen ist ein zäher Stoff, der in seinem Verhalten mehr einer Flüssigkeit ähnelt als einem festen Stoff. Auch in der Verbindung mit Mineralien, Geweben, Fasern und anderen Stoffen, die ihm strukturell eine gewisse Festigkeit, ein Skelett verleihen, behält es immer noch die Eigenschaft der festen Flüssigkeit bei. Es ist deshalb in allen Fällen der Anwendung darauf zu achten, daß die Bitumenmassen besonders in dickeren Schichten an vertikalen Wänden in ihrer Lage fest gestützt werden. Im Tunnelbau und einigen anderen Fällen der Anwendung ist hierauf gelegentlich nicht die notwendige Sorgfalt gelegt worden. Das Ergebnis war, daß die hergestellten Abdichtungen ins Rutschen kamen und abbrachen.

Die stützenden Betonschutzschichten sind deshalb bald nach Aufbringen der Bitumenisolerlage vorzubauen. Hier ergibt sich noch eine Folgerung für die Anordnung und Stärkenbemessung der Vorbauwerksteile. Diese Bauwerksteile sind in ihrer Stärke so zu dimensionieren, daß sie die Zug- und Schubbelastungen, die auf sie wirksam werden, in sich selbst aufnehmen können und nicht auf die Isolierschichten übertragen.

Bei reinen Außenmauerdichtungen, wo weiter keine großen Bauwerkslasten auf die Isolierung drücken, genügt als Gegendruck, um die bituminöse Schutzschicht in ihrer Lage zu halten, der angestampfte Erdboden. Bei schräg geneigten Flächen, wo die Last der aufliegenden Masse jedoch eine Zugspannung auf die Isolierschicht ausübt, sind fest aufliegende und sich selbst tragende Über- oder Unterbauten vorzusehen.

In dem Falle der Isolierung von Außenflächen, z. B. bei Grundmauerisierungen, ist auf die feste Verbindung der Grundmauer mit dem Betonmauerwerk besondere Sorgfalt zu verwenden. Diese wird erreicht durch Anstrich der äußeren Betonschicht mit einer dünnflüssigen und leicht in die Poren eindringenden Bitumen-Leichtölmischung. Darauf wird dann die Isolierung — entweder mehrfach untereinander verklebte Isolerbahnen (Pappe und Gewebe) oder eine Gußasphaltschicht von 0,5—2 cm Stärke — aufgebracht. Kombinationen zwischen den beiden Materialien werden in letzter Zeit häufiger namentlich für waagerechte Isolierungen verwandt, z. B. in Kellern, auf Balkonen, Terrassen, Dächern usw., wo man einerseits die höheren Zugbeanspruchungsmöglichkeiten der Bitumengewebebahnen und andererseits die überlegenen mechanischen Eigenschaften der Gußasphaltemassen auszunutzen sucht. Zu gleicher Zeit läßt sich eine Verbilligung der Bauausführung erreichen, da der Gußasphalt nicht nur als Sperrschicht wirksam ist, sondern auch als Bodenbelag ausgenutzt werden kann.

Viele interessante Beispiele der Grundmauer- und Kellergewölbeisolation sind in den letzten Jahren durchgeführt worden, bei denen geeignete Bitumenemulsionen in Vermischung mit Zementbetongemischen verwandt worden sind. Diese Materialzusammensetzung dürfte in der weiteren Entwicklung der Bauwerksisolation noch eine größere Bedeutung gewinnen. Die Art der Verarbeitung der Bitumenemulsionszementgemische bedeutet für den Zementverarbeiter keine grundsätzliche Umstellung seiner Technik. Er hat auch hierfür Zement mit Sand zu vermischen. Nachdem er, um das Gemisch anzufeuchten, etwas Wasser zugesetzt hat, gibt er im passenden Verhältnis Bitumenemulsion hinzu. Die Verarbeitungstechnik wird dadurch keine andere. Die Emulsion läßt sich im normalen Betonmischer leicht mit den übrigen Mischungsanteilen vermischen und das Ganze wie normaler Zementmörtel verarbeiten. Als bewährtes Mischungsverhältnis kommt ein Teil Zement auf 3—4 Teile Sand und Zusatz von so viel Emulsion in Frage, daß die Gesamtmischung etwa 10—15 Teile Bitumen auf 100 Teile Mineral enthält. In Kilogramm sind dies auf 20 Gewichtsteile Zement und (beim Verhältnis 1:4) 80 Gewichtsteile Sand rund 20—30 l/kg Bitumenemulsion. Der Mengenzusatz an Emulsion in diesen gegebenen Grenzen richtet sich nach dem Zweck der Arbeiten. Bitumenreichere Mischungen sind bei Ausführung von dünneren Schichten vorzuziehen. Die Leichtigkeit der Handhabung solcher Mischungen dürfte für ihre weitere Verwendung ein größerer Anreiz sein.

Die Bedeutung der Bitumenzementbetongemische wurde bis heute oft noch nicht richtig erkannt. Dies beruhte sicherlich mit darauf, daß der Zement im Bitumenmaterial weniger den Bundesgenossen bei gemeinsamen zu lösenden Aufgaben als vielmehr den Wettbewerber sah. Es gibt aber viele Bauaufgaben, bei denen nur die gleichzeitige Verwendung beider Baustoffe dauernden Erfolg bringen kann.

Dr. T e m m e, Berlin.

Stahlschalung.

Bei der Einschalung von Beton- und Eisenbetonbauwerken kann oft erheblich an Bauholz und damit an Volksvermögen gespart werden, wenn in geeigneten Fällen statt der üblichen Holzschalung stählerne

mit 15 cm Durchmesser gebohrt, um in diese ein Teleskoprohr gemäß Abb. 2 einsetzen zu können. Das Teleskoprohr war unten mit einer 100 W-Lampe und einem darüber liegenden Spiegel unter 45° ausgerüstet, während oben ein Teleskop mit vierfacher Vergrößerung aufgesetzt war. Im Bereich von Lampe und Spiegel war ein Fenster angeordnet, um die Besichtigung der Spalten vornehmen zu können. Das Rohr war an der Innenseite oberhalb des Spiegels mit schwarzer Farbe, unterhalb mit Aluminiumfarbe bestrichen, einerseits um Reflektionen zu vermeiden und andererseits, um die Lichtwirkung zu erhöhen. Das ganze Rohr war in einem A-Bock, vertikal verschieblich, aufgehängt, so daß die gesamte Lochberandung mit Leichtigkeit besichtigt werden konnte. Abb. 3 zeigt ein solches Teleskoprohr im Betrieb.

Die beim Bau der Norris-Staumauer erstmalig benutzte Injektionsprüfanordnung stellt einen außerordentlichen Fortschritt dar, da sie eine unmittelbare Beurteilung der Güte von Zementinjektionsarbeiten wie auch von künstlichen Verfestigungen des Baugrundes gestattet. Im Falle der Norris-Staumauer war es möglich, die vollständige Schließung der freigelegten Spalten durch die eingepreßte Zementbrühe festzustellen und damit die Güte der Dichtungsmaßnahmen zu beurteilen, lange bevor eine Füllung des Staubeckens in den Bereich der Möglichkeit gerückt war.

F. T ö l k e, Karlsruhe.

Die Verwendung von Bitumen im Betonbau.

Die fortschreitende Bautechnik stellt den Baufachmann im Hoch- und Tiefbau immer wieder vor neue Aufgaben und Probleme, für deren einwandfreie Lösung das Bitumen ihm in der einen oder anderen Form als Binde-, Klebe- und Isoliermittel gelegen kommt. Insbesondere handelt es sich dabei um den Schutz der Bauwerke bzw. von Bauwerksteilen gegen eindringendes und Zerstörung verursachendes Wasser. Auf diesem Gebiete des Bautenschutzes ist Bitumen einer der hauptsächlich angewandten Baustoffe. In der Bauzone unter der Erde kommt sogar kein anderes Material als Wettbewerber mit ihm in Frage.

In den letzten zwei Jahrzehnten wurde eine Reihe bitumenhaltiger Bauschutzstoffe erprobt, die eingeteilt werden können in Dichtungsanstriche, Abdichtungen mit Dichtungsbahnen und solche mit Bitumenmineralgemischen (Gußasphalt, Mastix, Emulsions-Zementsandgemisch).

Dauerschalung verwendet wird. Daß an Holz, auch wenn es nicht aus dem Ausland eingeführt wird, gespart werden muß, geht schon aus der Tatsache hervor, daß der Nachwuchs auf die Dauer wohl kaum mit dem jetzigen Holzbedarf Schritt halten kann; zudem kommen dauernd neue Verwendungsgebiete für Holz, namentlich in der chemischen Industrie, hinzu.

Es kann nun nicht jede Holzschalung etwa durch Stahlschalung ersetzt werden. Nur die Praxis kann zeigen wo Stahlschalung zweckmäßig ist. Das wird der Fall sein, wenn die Bauformen in größerem Umfange einander ähnlich sind, so daß die Eigenschaft der Stahlschalung, recht oft verwendet werden zu können, auch wirklich ausgenutzt wird. Auch kommt es darauf an, daß die Bauwerke möglichst einfache Formen aufweisen.

Es sei hier ein Vergleich mit Hochbauformen gezogen. Während früher die Formgebung in Profilierung aufging, kam man bei Zweckbauten von selbst zu glatten Formen und einheitlichen Fluchten. Ebenso wird sich immer mehr die zweckmäßige Form durchsetzen, auch mit Rücksicht auf die möglichst wirtschaftliche Schalung. Ferner wird sich eine gewisse Typisierung als zweckmäßig erweisen. Es sei nur an die Siedlungsbauten erinnert, wo es ohne Zweifel das Richtige ist, nach wenigen Typen Hunderte von Wohnungen zu errichten. Aber auch bei Brückenbauten wird man zu einfachen Typen übergehen, um nicht immer wieder die mühsame Entwurfs- und Berechnungsarbeit wiederholen zu müssen.

Sobald aber die Form vereinfacht ist und Typen geschaffen sind, die oftmals zur Anwendung kommen, ist der Weg für eine rationelle Dauerschalung offen. Es ist auch bekannt, daß Stahlschalungen Vorteile für die damit ausgeführten Bauwerke mit sich bringen. Dies gilt in zweifacher Hinsicht.

Einmal wird der in Stahlschalungen hergestellte Beton und Eisenbeton in der Randzone besonders hart und dicht, die Außenfläche ist aber auch ganz ungewöhnlich glatt und wetterbeständig. Der Beton hat vielfach bereits die Eigenschaften, die er bei der alten Schalungsmethode erst durch einen Verputz, Glattstrich oder Torkretbewurf erhalten würde. Es werden also dann die etwa notwendigen zusätzlichen Aufwendungen für eine besondere Behandlung der Außenfläche der Beton- und Eisenbetonkörper vermieden.

Sodann wirkt sich Stahlschalung günstig für das Aussehen der Baukörper aus. Die Oberflächen werden bemerkenswert eben, glatt und einheitlich. Es sind nur wenig Fugen vorhanden und diese sind außerdem sehr schmal, so daß sie sich wenig abheben. Zudem ist die Möglichkeit gegeben, durch besondere Maßnahmen selbst die letzten Spuren der Fugen zu vermeiden, so daß das Monolithbauwerk auch äußerlich als solches erscheint.

Für die Verwendung der Stahlschalung haben sich in der Praxis bereits gewisse Grundsätze herausgebildet, die ihre Anwendung erleichtern. Ein Hauptgrundsatz ist der, möglichst Normaltafeln zu benutzen, die immer wiederkehren. Weiter wird sie dadurch erleichtert, daß die Stahlschalung von der Lieferfirma (Firma Stahlschalung L u c h t e r h a n d & Co., G. m. b. H., Neustadt/Haardt) auch leihweise abgegeben wird. Die Stahlschalung kommt dabei in der Regel trotz der oben erwähnten Vorteile nicht teurer als gute Holzschalung.

Es sei weiter darauf hingewiesen, daß gekrümmte Flächen mit Stahlschalung ebenso gut wie ebene eingeschalt werden können. Wenn die Krümmungen nicht allzu scharf sind, können die Normaltafeln nicht nur für die bestellte Krümmung geliefert, sondern später für andere Fälle umgebogen oder auch wieder in die Ebene zurückgebogen werden. Bei mehrfach gekrümmten und gewalnten Flächen ist Stahlschalung oft ganz besonders zweckmäßig, weil sich das Stahlblech, wenn es nur an genügend vielen Punkten festgehalten wird, von selbst den mathematischen Krümmungsflächen anpaßt. Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, daß Stahlschalungen in der Regel nicht als Tafeln allein angewendet werden, sondern daß meistens noch ein Stahlgerippe hinzukommt, das aus Horizontalträgern oder aus Horizontal- und Vertikalträgern besteht. Die wie bei Holzschalung notwendigen Verankerungen können sehr leicht angeordnet werden.

Stahlschalungen sind bei einer großen Anzahl von neuerdings erstellten Bauwerken verwendet worden, so z. B. bei der Zillierbachtalsperre im Harz, den Senkkasten für den Hafenbau Funchal/Madeira, den Schleusenbauten Allerbüttel-Sülfeld am Mittellandkanal und bei Bernburg im Zug der Saalekanalisierung. Wölbedecken an der Untergrundbahn Berlin, Reichsautobahnbrücken im Bereich der OBK Halle/Sa. Getreidesilos in Heilbronn und Hamburg u. dgl. mehr.

Es ist schon darauf hingewiesen worden, daß besondere Dichtungsschichten bei dem in Stahlschalung hergestellten Beton nicht mehr notwendig sind. Bei dem oben erwähnten Silo in Hamburg war ursprünglich ein Edelputz vorgesehen; auf denselben konnte aber verzichtet werden, die Außenfläche des Bauwerks wird nur einen einfachen, im Spritzverfahren aufgetragenen Anstrich erhalten. Bei der Kanalisation in Düsseldorf war ursprünglich ein 1 cm starker Glattstrich in Aussicht genommen. Im Hinblick auf die guten Eigenschaften des Betons, der in Stahlschalung hergestellt ist, konnte aber von dem Glattstrich abgesehen werden. In beiden Fällen wurden allein dadurch schon bedeutende Ersparnisse erzielt und außerdem Bauwerke hervorgebracht, die in ästhetischer Hinsicht volle Befriedigung gewähren. Baurat Schuler.

Flußbauten in Amerika.

Die Vereinigten Staaten werden von einem einzigen großen Flußsystem durchzogen, dem Mississippi, der mit seinen größten Zuflüssen, dem Missouri und Ohio, nahezu das ganze Staatsgebiet bestreicht. Der Riesenfluß mit seiner über hundert Jahre alten, bedeutenden Schifffahrt hat die Entwicklung des ganzen Landes maßgeblich beeinflusst. Der Ohio erschließt die Kohlen- und Ölfelder von Pennsylvania, Virginia, Ohio, Kentucky, Illinois und Tennessee. Sein Tal ist ein großer Werkplatz, der seinesgleichen in der Welt sucht; der Lauf dieses Stromes stellt die Zufahrt vom stark bevölkerten Nordost und von Europa her nach dem Westen und Südwesten dar.

Erst 1907 begann die schiffahrtstechnische Ausgestaltung dieses Flußsystems und zwar mit einer Vertiefung der durchgehenden Fahrwinne auf 2,75 m von Pittsburgh bis Cairo. Diese Arbeit wurde 1929 fertiggestellt. Vorher wies der Fluß viele Schwellen und Untiefen auf, die bei NW. nur etwa 1 m Wassertiefe hatten. Einige Zeit vor der Vollen- dung der Arbeiten am Ohio wurde der Monongahela von Pittsburgh bis zu den Kohlenfeldern auf 2,10 m Tiefe gebracht. Kohlen- und Eisen- industrie waren bei der Finanzierung dieser Arbeiten stark beteiligt.

Etwa 25 Jahre vor dem Weltkriege war als privates Unternehmen bereits ein Umgehungs kanal um die Ohiofälle bei Louisville gebaut worden. Auch diese Anlagen gingen später in staatliche Verwaltung über. Desgleichen wurde der Cumberland auf 1,85 m vertieft und die gleichen Arbeiten am Tennessee in Gang gebracht, der auf 2,75 m vertieft werden soll. Mit dem Aufwand großer Mittel wurde im Mississippi von der Mündung des Ohio bis St. Louis eine Niederwasserfahrwinne von ebenfalls 2,75 m hergestellt und zwar durch Baggerungen und zahlreiche Durchstiche (s. Abb. 1). Oberhalb St. Louis hatte man sich zunächst mit 2 m

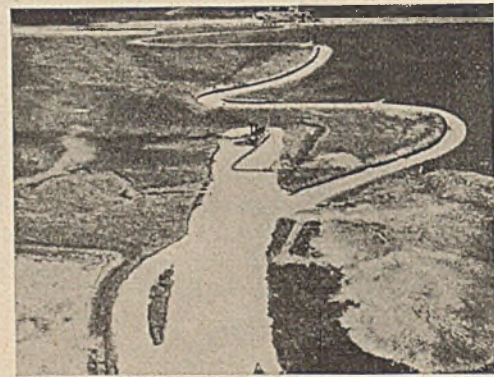


Abb. 1. Ausbaggerung eines Durchstichs.

Fahrwasser begnügt. Nunmehr sollen dort durch die Anlage von Schleusen und Dämme ebenfalls 2,75 m erzielt werden. Mit riesigem Geldaufwand wurde und wird schließlich noch der Missouri auf mehrere 100 Meilen Länge von der Mündung aufwärts für 1,85 m Wassertiefe ausgebaut.

Auf Grund ausgedehnter Versuche, die in den Jahren 1929—1934 in Anlehnung an ähnliche wissenschaftliche Forschungen in Deutschland angestellt wurden, kam jetzt der Plan zur Annahme, oberhalb der Mündung des Yellowstone im Missouri einen Staudamm von ganz ungewöhnlichen Abmessungen zu erbauen und zwar zum Zwecke des Hochwasserschutzes, der Kraftgewinnung und der Wasserabgabe in trockenen Zeiten. Es handelt sich hierbei um den sog. Fort-Peck-Damm, über den von Unterzeichnetem vor einiger Zeit im „Bauingenieur“ berichtet wurde¹. Die Illinois-Wasserstraße vermittelt die Verbindung des Mississippi-Fluß-Systems mit den großen Seen. Zu ihrem Ausbau haben die Stadt Chicago 70 Mill. \$, der Staat Illinois und die Regierung 10 Mill. \$ beigetragen. Die enormen Kosten waren nicht zuletzt bedingt durch den erforderlich werdenden Neubau einer großen Zahl von Eisenbahn- und Straßenbrücken.

Am unteren Mississippi hängt mit der Kanalisation ein anderes Problem von gleicher Bedeutung eng zusammen, nämlich der Hochwasserschutz. Erst vor kurzem überflutete das Hochwasser dieses Stromes ein fruchtbares Gebiet von annähernd 80 000 km², größtenteils mit Baumwolle bepflanzt. Die früher allenthalben von den örtlichen Behörden ergriffenen Schutzmaßnahmen konnten keinen durchgreifenden Erfolg bringen, so daß die Regierung der USA. sich auch dieses Problems annahm. Der aufgestellte Generalplan umfaßt zweierlei Schutzmaßnahmen und zwar erstens Dämme gegen normale Hochwässer und zweitens die Ermöglichung des Abflusses außergewöhnlicher Hochwässer in besondere Abflurrinnen außerhalb des eigentlichen Flußbettes. Bei allen diesen Anlagen muß natürlich weitgehend auf den Charakter aller Nebenflüsse und auf das zeitliche Zusammentreffen der von diesen herangebrachten Hochwasserwellen Rücksicht genommen werden. Einen Begriff von den abzufördernden Wassermengen geben nachstehende Zahlen. Es sind beispielsweise in der Gegend der Mündung des Red-River rd. 85 000 m³/sec abzuführen. Da das Flußbett aber bei New-

¹ Bauing. 16 (1935), S. 362.

Orleans nur 36 000 m³ aufnehmen kann, müssen 50 000 m³ anderwärts abgeführt werden. Nach dem Projekt der Regierung sollen rd. 45 000 m³ durch Ableitung bei Morgan-City in die See geleitet werden. Von dem verbleibenden Anteil, müssen vor New-Orleans nochmals 7000 m³ aus dem Fluß herausgenommen werden; dies geschieht durch einen Auslaß nach dem Ponchartrain-See etwa 45 km oberhalb der Stadt. Dieses in der Ausführung begriffene Gesamtprojekt soll bis 1938 mit einem Kostenaufwand von 330 Mill. \$ durchgeführt werden. Es wurde in allen Kreisen viel besprochen und auch vielfach angegriffen. Vor allem taucht immer wieder der bereits 100 Jahre alte Gedanke auf, die Hochwassermengen in großen Becken aufzuspeichern, um die bekannten Vorteile (Hochwasserschutz, Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse bei Niedrigwasser, Kraftgewinnung usw.) zugleich zu gewinnen. Man hat jedoch berechnet, daß die Schaffung der erforderlichen Speicherbecken zu einer ausreichenden Regulierung des unteren Mississippi einen Aufwand von 2 Milliarden \$ erfordern würde.

Bei der Aufzählung der großen Flußbauten in den Vereinigten Staaten dürfen bei den zahlreichen Fluß- und Kanalbauten zur Verbesserung der Zufahrten zu den zahlreichen Seehäfen vor allem zwei Anlagen nicht vergessen werden; die Verbindung der großen Seen (Erie-Ontario-See usw.) durch einen Kanal mit 7,30 m Wassertiefe und die Umgehung der Niagara-Fälle durch den Wellington-Kanal. Schließlich sei noch des Ausbaues der Häfen Erwähnung getan, die alle, ausgenommen in San Francisco, auf Grund der natürlichen Anlagen einem modernen Schiffsverkehr nicht genügen würden, wenn nicht durch die neueren Methoden des Molenbaues, der Baggerung bis zu beträchtlichen Tiefen und der Fellsprengung unter Wasser Abhilfe geschaffen werden konnte. Mit enormen Kosten wurde der Ausbau der Häfen an der Ost- und Westküste betrieben, wobei die verschiedensten technischen Probleme zu bewältigen und nicht geringe Schwierigkeiten zu überwinden waren. Als Resultat der mit äußerster Energie betriebenen Ausbaurbeiten weist Amerika heute eine große Zahl erstklassiger Seehäfen auf. Daneben wurde auch dem Ausbau der Flußhäfen große Aufmerksamkeit geschenkt und schließlich an den großen Seen rd. 100 Häfen geschaffen, von denen einzelne einen jährlichen Umschlag bis zu 50 Mill. t aufweisen.

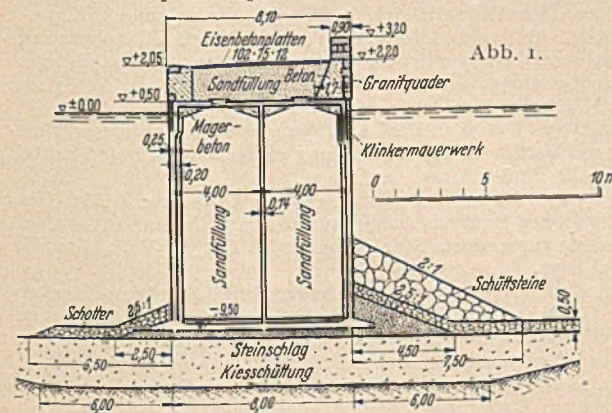
Der kurze Überblick über die amerikanischen Fluß- und Hafengebäude sollte zeigen, daß dieses Land, insbesondere im Flußbau, an die großen Probleme teilweise erst in jüngster Zeit herangegangen ist, sie dann aber in großzügigster Weise einer baldigen Lösung zugeführt hat und noch zuführt. (Nach Civil-Engineering 5 [1935], S. 613.)

Dr.-Ing. K. Pfl e t s c h i n g e r, Berlin.

Ein neuer Wellenbrecher in Aarhus.

Im ersten Bauabschnitt der geplanten großzügigen Erweiterung des Handelshafens Aarhus (Dänemark) wird zur Zeit ein schwerer Wellenbrecher hergestellt. Er umfaßt seeseitig mit nahezu 850 m Länge das neue Becken zum Lösen feuergefährlicher Flüssigkeiten und den künftigen großen Vorhafen mit Wendeplatz von 400 m Durchmesser. Gleichzeitig sind einige kürzere Hafentore im Bau.

Die Ausführung erfolgt auf einem Unterbau aus Eisenbetonsenk-kästen von 16 m Länge, 8—9 m Breite und je nach der Sohlenlage 10 bis 12 m Höhe mit Sandfüllung (Abb. 1). Bemerkenswert ist die dünnwandige, aber sorgfältige Ausbildung der Senkkästen, die durch Zwischenwände ausgesteift sind und mittels Nut und Feder ineinander greifen. Das Mischungsverhältnis des Eisenbetons beträgt 1 : 2 : 3; die Spannungen im Beton bzw. Eisen, 50 und 1200 kg/cm², sind für einen Bau am offenen Wasser verhältnismäßig hoch. Der unvermeidliche Zwischenraum wird mit Steinsplitt ausgefüllt, die Abdichtung durch Zementmörtel 1 : 1



in Leinenbeuteln in besonderen Falzen bewirkt (Abb. 2). Um eine vollkommene Füllung der Kästen zu gewährleisten, werden die oberen Zwickel unter der Decke mit Magerbeton ausgestampft. Den Überbau bilden zwei kräftige Brustmauern aus Stampfbeton mit Granitquaderverkleidung; dazwischen liegt eine Sandschüttung mit Abdeckung durch Eisenbetonplatten.

Die Bodenverhältnisse der Hafensohle sind für eine derartige, empfindliche Bauausführung nicht günstig; außerdem wechselt die Wassertiefe zwischen 12 und 18,6 m. Daher mußte eine Rinne bis auf den tragfähigen Baugrund gebaggert und mit Sand ausgefüllt werden. Das

Absetzen der Senkkästen erfolgt wegen der unvermeidlichen Setzungen mit 10—50 cm Überhöhung auf eine gut abgeglichene, etwa 35 cm starke Steinschlagschicht. Die Eisenbetonsenk-kästen werden bis zur Höhe von 6,50 m an Land auf einer Hellinganlage gestampft, nach ausreichender Erhärtung zu Wasser gelassen und schwimmend hochbetoniert, bevor sie an endgültiger Stelle abgesenkt werden können. (Nach „Ingeniören“, 50 [1935] S. 1, 71.)

Dipl.-Ing. Kurt F ö r s t e r, Hannover.

Klebekasten für Wiederherstellungsarbeiten am Trockendock in Dakar (Senegal).

Der Verschluß des Trockendocks in Dakar besteht aus einem Schwimmtor, das in Nuten im Mauerwerk der Sohle und der Seitenwände eingesetzt werden kann. Die Nuten haben eine Tiefe von 0,50 m; ihre Seitenflächen, gegen die sich das Tor stützt, sind in Hausteinen von je 1 m Seitenlänge und 0,50 m Tiefe ausgeführt. Für die Besichtigung

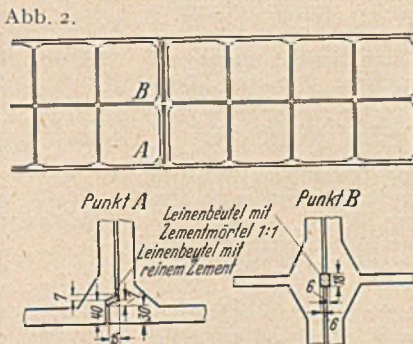
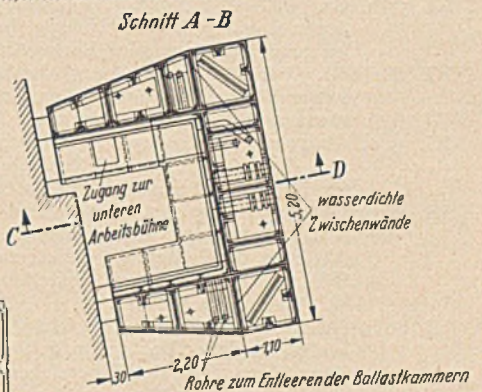
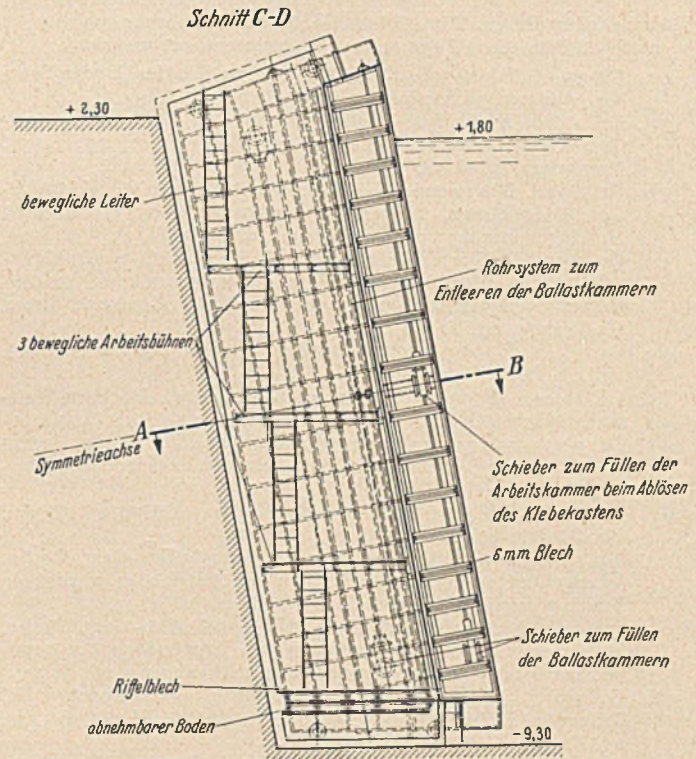


Abb. 1. Längs- und Querschnitt durch den Klebekasten.

Abb. 2. Kantenseil zum Abdichten (evtl. durch einen Taucher anzubringen)

und Ausbesserung dieser Werksteine in den Seitenwänden wurde ein Klebekasten beschafft, über den nachstehend einige Angaben mitgeteilt sind.

Der Querschnitt des Klebekastens ist U-förmig mit verschiedenen langen Schenkeln. Die Hauptbestandteile des Kastens sind drei Kammern für Wasserballast, drei Arbeitsbühnen und die zum Füllen bzw. Leeren erforderlichen Rohrleitungen und Schieber. Um den Kasten für beide 6 : 1 geneigte Dockwände verwenden zu können, ist er symmetrisch zur Achse XY (Abb. 1). Am unteren Ende ruht der Kasten auf einem abnehmbaren Wagen, der zugleich den unteren Boden bildet.

Das Tragwerk besteht aus 18 vollwandigen Halbrahmen in Abständen von 0,60 bis 0,90 m, die durch Pfosten miteinander verbunden sind. Auf die Rahmengurte und Pfosten ist die 6 mm starke Außenhaut aufgenietet. Zur Abdichtung gegen Dockwände und Sohle sind Holzleisten angebracht, die in einer Nut eine Rolle aus Hanf und Werg tragen (Abb. 2). Der Befestigung der Rolle dient ein darüber gezogener Streifen aus Segeltuch, der an die Seitenflächen der Holzleiste angenagelt ist. Die Metallteile des Kastens tragen einen Anstrich von Bleimennige und doppelten Unterwasseranstrich. Das Tragwerk wurde in Frankreich gebaut und in sieben Teilen nach Dakar transportiert, wo der Zusammenbau erfolgte.

Bei Benutzung wird der Klebekasten von einem 60 t-Schwimmkran

zu Wasser und schwimmend an die Verwendungsstelle gebracht. Dort werden die Ballastkammern mit Wasser gefüllt. Der Kasten sinkt dann mit dem Ende, das den schweren Boden trägt, ein, während er mit Hilfe des Schwimmkrans am oberen Ende gehalten und in die richtige Lage gebracht wird. Nachdem er gegen die Schleusenwände gedrückt ist, wird die Arbeitskammer durch eine Pumpe mit 300 m³ Stundenleistung leer gepumpt. Für die Trockenhaltung der Arbeitskammer genügt eine Pumpe mit 20 m³ Stundenleistung.

Das Gewicht des Klebekastens beträgt 53 t; die Herstellungskosten belaufen sich auf 230 598 Fr. (Aus „Travaux“, Oktober 1935.)

Dipl.-Ing. R. B a r b r é, Hannover.

PATENTBERICHTE.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 6. Februar 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 35. Sch 106 306. Dipl.-Ing. Bruno Schäfer, Berlin-Steglitz. Starrer, wasserloser Gasbehälter. 18. II. 35.
- Kl. 5 a, Gr. 40/10. H 143 192. Haniel u. Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Ausbruchschieber für Tiefbohrlöcher. 25. III. 35. Rumänien 12. V. 34.
- Kl. 5 b, Gr. 41/10. M 130 040. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Fahrbares Tagebaugerät zur gesonderten Hereingewinnung von Zwischenmitteln. 13. II. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 9/01. A 76 017. Hermann Artelt, Beuthen O.-S. Im Querschnitt vier- oder vieleckiger Streckenausbau mit in Streckenrichtung gelegten aneinanderliegenden Rund- oder Kanthölzern als Verzug. 13. V. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 167 949. Karl Brieden, Bochum. Grubenstempel. 13. XII. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. W 95 199. Heinrich Wendschoff, Bochum-Weitmar. Nachstellbarer Teleskop-Grubenstempel. 18. X. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 9/20. Sch 103 354. Georg Heinrich Schieferstein, Berlin-Charlottenburg. Gerät zum Verdichten von Boden oder Schüttgut. 6. II. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 11/60. K 136 834. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Straßenbau-Schalungsschiene. 9. II. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 5/01. O 21 655. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Überprüfungsrichtung für den im Antrieb angeordneten Zungenverschluß ferngestellter Weichen. 7. II. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 38. O 21 679. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Schaltung für die Überwachung von Ersatz-Signalen handbedienter oder selbsttätiger Blockeinrichtungen. 16. II. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. Sch 99 277. Otto Schneider, Reichenbach i. V. Tragende Hohlbauplatte aus Holz; Zus. z. Pat. 596 408. 25. X. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. K 132 721. Nicolaus Hinrich Kogge, Rhade, Kr. Zegen i. H. Bolzenverbindung, insbesondere von Teilen zerlegbarer Baracken oder Baugerüste. 16. XI. 33.
- Kl. 37 e, Gr. 9/03. A 62 303. Georg Abraham, Berlin-Friedenau. Zusammenlegbare Schalungsform zur Herstellung von Hohlräumen in Decken und Wänden. 12. I. 31.
- Kl. 37 e, Gr. 11/05. B 162 625. Bauunternehmung A. u. H. Hilgers Akt.-Ges., M.-Gladbach. Zusammenlegbares Schalungsgerüst für Beton- und Eisenbetonkanalbauten. 3. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. D 70 737. Dewey and Almy Chemical Company, North Cambridge, Massachusetts, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. G. Lotterhos, Frankfurt a. M., u. Dr. M. Eule, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Mörtel. 16. VII. 35. V. St. Amerika 5. XII. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 19/03. C 50 143. Colloidal Colours Limited, Ynystowyn, Wales, England; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verfahren zum Überziehen von Schiefer, Beton, Backstein u. dgl. Stoffen. 29. I. 35. Großbritannien 30. I. und 16. VII. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/13. K 129 827. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Seitendichtung für einen unter die Stauanlage absenkbaren Wehrrkörper. 15. IV. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. D 70 650. Dortmund-Hoerder Hüttenverein Akt.-Ges., Dortmund. Pfahlhaube für Stahlpfähle; Zus. z. Pat. 605 778. 3. VII. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 4. D 70 483. „Delmag“ Deutsche Elektromaschinen- & Motoren-Bau-Akt.-Ges., Eßlingen a. N. Nach Art einer Verbrennungskraftmaschine betriebene Ramme. 6. VI. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. O 20 418. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Bagger zur gleichmäßigen Abdeckung der Oberfläche von schichtweise angeschütteten Müllböschungen. 9. II. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. O 20 023. Katadyn A.-G., Glarus, Schweiz, und Gesellschaft für Lindes Eismaschinen A.-G., Wiesbaden; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Mayer, Pat.-Anw., Berlin-Pankow. Verfahren zur Verhinderung und Beseitigung von Algenansatz an Berieesungskühlern u. dgl. 16. VIII. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 2. B 160 798. Land Bayern, vertreten durch das Bayerische Landesamt für Wasserversorgung, München. Abschaltvorrichtung für Speisepumpen von Flüssigkeitsbehältern. 8. V. 33.
- Kl. 85 d, Gr. 12. P 76 499. Fa. Polte, Magdeburg. Schutzhaube für Wasserpfosten. 9. V. 33.
- Kl. 85 d, Gr. 12. P 70 465. Franz Pascher, Nierenhof-Ruhr. Wasserpfostenkappe mit einlegbarem Deckel. 13. XII. 34.
- Kl. 85 d, Gr. 14. E 43 254. Eisenberger Metallwarenfabrik G. m. b. H., Eisenberg, Thür. Vorrichtung zur Sicherung von Hauswasserleitungen gegen Zurücksaugen von Schmutzwasser. 12. IX. 32.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 13. Februar 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 37. T 43 006. Dr. Alfred Thiel, Marburg, Lahn. Sicherheitsvorrichtung für Trockengasbehälter. 22. II. 33.
- Kl. 5 a, Gr. 25/20. R 92 725. Clarence E. Reed, Wichita, Sedgwick, Kansas, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Tiefbohrer mit Räumerschneidrollen. 26. II. 35. V. St. Amerika 5. III. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/01. Sch 96 512. Franz Schlüter, Hoch-, Tief- und Bergbau G. m. b. H., Dortmund. Grubenausbau aus Gewölbekeilsteinen. 8. I. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. G 90 012. Gelsenkirchener Bergwerks-Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Laschenverbindung für Ausbaueisen im bogenförmigen oder ringförmigen Grubenausbau. 18. III. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 166 381. Karl Bohn, Beuthen O.-S. Aus mehreren zu einer Säule verbundenen Profileisen bestehender Grubenstempel. 2. VIII. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 27/02. L 82 849. Maurice Henri Lemaire, Paris; Vertr.: H. Licht u. Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Auf dem Streckengleis fahrbare Maschine zur Beseitigung der Gleisbettung. 5. I. 33. Frankreich 11. VIII. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 7/01. G 86 056. Felix Grassi, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Riese, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Schallsollierende Wand, Decke o. dgl. 26. VII. 33. Belgien 4. IV. 33.
- Kl. 42 b, Gr. 23/01. Sch 106 425. Gerrit Schotte, Rotterdam; Vertr.: Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Anreibgerät für Bleche, Profileisen u. dgl. 1. III. 35. Niederlande 8. X. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 49. W 87 619. Hermann Walter, Berlin. Rüttelmaschine mit einer Nachverdichtungsvorrichtung zum Herstellen von eisenerbwehrten Betonhohlkörpern; Zus. z. Anm. W 87 121. 1. XII. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. J 51 785. Karl Adolf Jaudas u. Alfred Kaiser, Hamburg. Verfahren zur Herstellung eines Schnellabbindemittels für alle Zementarten. 27. II. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 3/13. K 131 316. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Antriebsvorrichtung für eine auf Walzenwehren angeordnete Stauklappe. 29. VIII. 33. V. St. Amerika 9. XI. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 4/02. M 122 329. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Verfahren und Einrichtung zum Abschluß von Stollenmündungen bei Stauanlagen mittels eines absenkbaren Notverschlußkörpers. 29. XII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 137 155. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Zusammengesetztes Z-förmiges Spundwandisen. 7. III. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 1/06. G 85 317. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. In einem Seilzug zwischen zwei Kabeltürmen eingescherter, auf einem Fahrwerk verfahrbarer Großraumkübel. 15. IV. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 121 487. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Fahrgestell für schwere, auf Gleisen verfahrbare Geräte, wie Bagger, Absetzer o. dgl. 24. X. 32.