

DER BAUINGENIEUR

25. Jahrgang

1950

Die Neugestaltung des Bauingenieurwesens

Von Dr.-Ing. Hans F. Löffler

Die Neugestaltung des Bauingenieurwesens ist eine Aufgabe, die sich dem Bauingenieur als ein zentrales Problem stellt. In der Vergangenheit war das Bauingenieurwesen eine weitgehend abgeschlossene Disziplin, die sich auf die Konstruktion von Bauwerken beschränkte. Heute ist es eine offene Disziplin, die sich mit allen Fragen der Bauwirtschaft auseinandersetzen muß. Die Neugestaltung des Bauingenieurwesens ist eine Aufgabe, die sich dem Bauingenieur als ein zentrales Problem stellt. In der Vergangenheit war das Bauingenieurwesen eine weitgehend abgeschlossene Disziplin, die sich auf die Konstruktion von Bauwerken beschränkte. Heute ist es eine offene Disziplin, die sich mit allen Fragen der Bauwirtschaft auseinandersetzen muß.



DER BAUINGENIEUR

25. Jahrgang

1950/Heft 9

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

Die Neugestaltung der Heilbronner Eisenbahnanlagen.

Von Dr.-Ing. habil. K. Leibbrand, Stuttgart, Dozent an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Die Planung von Gleisanlagen innerhalb der Städte muß zwei ganz verschiedene Bedingungen erfüllen: Sie muß den Gesetzen der Eisenbahntechnik entsprechen und sich gleichzeitig in den städtebaulichen Rahmen einfügen. Es ist jedoch keineswegs so, daß das eine das andere ausschließt. Es besteht auch kein Grund, die Eisenbahnanlagen in ihrer heutigen, vielfach städtebaulich unbefriedigenden Gestalt einfach als gegeben in die Zukunftsplanungen zu übernehmen und sich mit ihren Mängeln stillschweigend abzufinden. Vielmehr können durch Zusammenarbeit des Eisenbahningenieurs und des Städtebauers Lösungen gefunden werden, die allen Anforderungen gerecht werden.

Die Eisenbahn selbst kann die Gelegenheit zur Verbesserung ihrer Anlagen in den zerstörten Stadtgebieten nicht ungenutzt vorübergehen lassen. 70 Jahre lang hat sich unser Eisenbahnnetz stürmisch entwickelt. Seit 1914 ist dann aber ein fast völliger Stillstand eingetreten, der nun endlich wieder überwunden werden muß. Die großen Bahnhöfe liegen heute meist noch genau so, wie sie vor 40 oder 60 Jahren angeordnet wurden. Der erste Weltkrieg, Inflation, Arbeitslosigkeit, einseitige Begünstigung von Rüstung und Straßenbau, schließlich der zweite Weltkrieg verhinderten bis jetzt die Umsetzung der inzwischen erzielten technischen Fortschritte in die Praxis.

Die Aufgabe.

Außer solchen allgemeinen Erwägungen führten in Heilbronn besonders schwierige örtliche Verhältnisse zu einer eingehenden Bearbeitung der Bahnanlagen.

Mitten im Stadtgebiet liegt als undurchdringlicher Riegel der Rangierbahnhof, der den Stadtkern von dem wichtigsten Vorort, Böckingen, trennt. Er verwehrt diesem Vorort den Zugang zu den Grünanlagen der Theresienwiese und verdirbt durch die starke Rauchentwicklung die Luft in den Wohngebieten der Stadt. Der Rangierbahnhof Heilbronn genügt den Anforderungen des Eisenbahnbetriebs schon lang nicht mehr, so daß in absehbarer Zeit ohnehin eine Entscheidung über Umbau oder Neubau gefällt werden muß. Wenn er wegverlegt wird, so steigt der Wert Böckingens als westlicher, also klimatisch günstiger Vorstadt Heilbronn außerordentlich. Gleichzeitig können die Verkehrswege für Fußgänger, Fahrzeuge und Straßenbahn wesentlich verkürzt und in ihrer Linienführung begradigt werden. Der Rangierbahnhof kann so durch eine neuzeitliche, wirtschaftlich arbeitende Anlage ersetzt werden, während bei einem Umbau nur ein Teil der Mängel beseitigt werden kann und die Betriebsabwicklung längere Zeit gestört wird. Die wirtschaftliche Seite der Frage ist grade heute von größter Bedeutung, denn es wäre unverantwortlich, angesichts der furchtbaren Wohnungsnot in der verwüsteten Stadt unsere geringe Baukapazität, die den Wiederaufbau erst in vielen Jahren bewältigen wird, für reine „Schönheitsreparaturen“ zu vergeuden, statt sie für notwendige und produktive Aufgaben einzusetzen.

Ein weiteres Problem ist zu lösen, wenn der Neckarkanal bis Stuttgart fortgesetzt wird. Die wichtige Ausfallstraße nach Westen, die zugleich den Stadtkern mit Böckingen verbindet, muß den Bahnkörper in den kurzen, schmalen Abschnitt zwischen dem Rangierbahnhof und dem Hauptbahnhof kreuzen, also grade dort, wo künftig der Kanal die Bahnanlagen schneidet. Wenn sich Kanal, Eisenbahn und Straße fast in einem Punkt treffen, ergeben

sich dreistöckige Entwicklungen mit hohen Zufahrtrampen. Es muß versucht werden, diesen Knoten aufzulösen. Je weiter die beiden Bahnhöfe auseinanderrücken und je schmaler die Gleisanlage wird, desto eleganter kann die städtebauliche Lösung werden.

Ähnliches gilt für die Kreuzung mit dem alten Neckar. Hier sind außerdem die schienengleichen Übergänge der wichtigen Straßenzüge über die Hauptgleise der Schnellzugstrecke nach Neckarsulm—Heidelberg/Würzburg zu beseitigen. Gleichzeitig ist das unübersichtliche Gleissystem des Industriegeländes in eine klare Form zu bringen, die eine Erweiterung der Industriebetriebe und des Hafens zuläßt.

Ferner wurde daran gedacht, die Bottwartalbahn bei Sontheim auf das andere Neckarufer hinüberzuführen, um das enge Hufeisen um die Stadt zu sprengen. Mit Rücksicht auf die wichtigen Industrieanschlüsse im Südteil der Stadt und auf das Hochwasserprofil des Neckars mußte diese Absicht aufgegeben werden. Vielleicht kann die schmalspurige Bottwartalbahn in eine Überlandstraßenbahn mit Dieselantrieb umgewandelt werden. Sie würde dadurch ihren Charakter als Eisenbahn verlieren.

Das Gleissystem.

Grundsätzlich sind die Verkehrsanlagen — Hauptpersonenbahnhof und Ortsgüterbahnhof — möglichst nah an den Schwerpunkt der Stadt heranzurücken, um Reisenden und Verkehrtreibenden unnötige Wege zu ersparen. Alle übrigen Einrichtungen, die nur für die innere Betriebsabwicklung der Eisenbahn gebraucht werden — Abstellbahnhof für die Personenzüge, Verschiebebahnhof für die Güterzüge, sowie Bahnbetriebswerk für die Behandlung

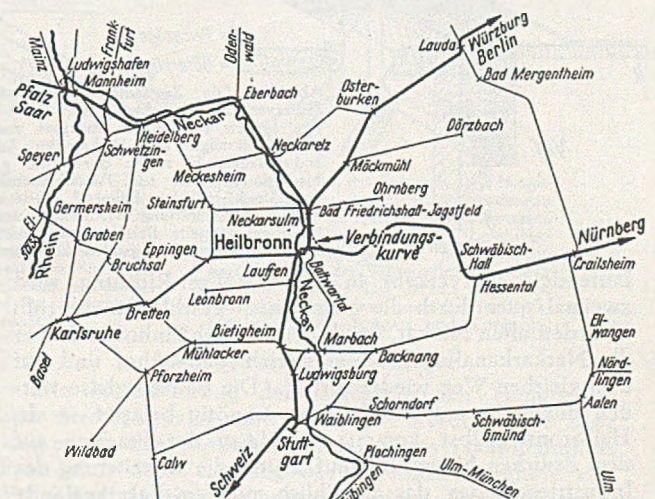


Abb. 1. Heilbronn liegt an der Kreuzung der Strecken Berlin—Stuttgart—Zürich—Italien und Böhmen—Nürnberg—Pfalz—Saar—Frankreich. Die Eppinger Linie hat nur lokale Bedeutung. Der Güterverkehr von Ost nach West durchfährt in Heilbronn eine Spitzkehre, kreuzt den Neckar zweimal und belastet den Hauptbahnhof unnötig.

der Lokomotiven —, müssen genau wie Schlotindustrien draußen vor den Toren der Stadt Platz finden.

In Heilbronn liegen jetzt sämtliche genannten Anlagen mitten im Stadtgebiet. Hier muß der Hebel für die Neugestaltung der Eisenbahnanlagen angesetzt werden.

Die Anordnung der Gleisanlagen wird in erster Linie durch die Verkehrsstruktur des Knotenpunkts bestimmt.

Aus den vorhandenen und den in Zukunft erwarteten Verkehrsströmen ist dasjenige Gleissystem abzuleiten, das die besten betrieblichen Eigenschaften mit den geringsten Baukosten verbindet.

Bei oberflächlicher Betrachtung liegt Heilbronn im Eisenbahnnetz an der Kreuzung der Nord-Süd-Strecke durch das Neckartal mit einer Ost-West-Linie Nürnberg—Karlsruhe. Tatsächlich läuft der durchgehende Verkehr von Nürnberg nach Karlsruhe aber weiter südlich über Bietigheim, der Personenverkehr zum größten Teil mit Schnellzügen sogar über Stuttgart. Die Strecke von Heilbronn über Eppingen nach Karlsruhe hat also nur örtliche Bedeutung. Sie wird nicht von Schnellzügen befahren und hat fast überhaupt keinen Güterverkehr.

Richtig gesehen ist Heilbronn der Kreuzungspunkt der Strecke Berlin—Würzburg—Stuttgart—Schweiz—Italien (1938 zwischen Würzburg und Stuttgart sieben Schnellzug- und drei durchlaufende Ferngüterzugverbindungen) und der Strecke Tschechoslowakei—Nürnberg—Mannheim—Pfalz—Saar—Frankreich (nur ein Schnellzug-, aber ebenfalls drei durchgehende Güterzugpaare). Diese Strecke Nürnberg—Heilbronn—Mannheim ist im Reichsgüterkursbuch als zusammenhängende Linie bezeichnet. Für sie ist Heilbronn ein Kopfbahnhof mit allen seinen Nachteilen.

Für den schwachen durchlaufenden Reiseverkehr ist die Kopflage erträglich. Im Gegensatz zum Personenverkehr ist aber der Güterverkehr Richtung Osten besonders stark. Er wird durch den Kopfbahnhof sehr behindert. Ein Blick auf die Landkarte zeigt sofort die Zweckmäßigkeit einer Verbindungskurve für den Güterverkehr. Noch deutlicher wird diese Notwendigkeit bei Betrachtung der Bahnanlagen innerhalb der Stadt. Der starke durch-

das ganze Tal. Diese überflüssige Belastung kann durch die Verbindungskurve beseitigt werden.

Auch nach dem Bau der Kurve muß der Verschiebebahnhof Heilbronn in den starken Ost-West-Verkehr eingeschaltet bleiben. Er ist das Herz des Güterverkehrs für das ganze württembergische Unterland. Alle Güterzüge müssen diesen Bahnhof anlaufen, um der Industrie häufige Beförderungsmöglichkeiten zu geben. Der Bahnhof muß deshalb wieder in die Mitte des Kreuzes der Ost-West- und der Nord-Süd-Strecke, also nach Norden, verschoben werden. Das ist die eisenbahnbetrieblich und verkehrsmäßig richtige Lage.

Aus bautechnischen Gründen muß der Bahnhof die gleiche Gefällsrichtung erhalten wie das Neckartal. Seine Hauptarbeitsrichtung ist in den Skizzen durch einen breiten Pfeil gekennzeichnet. In dieser Richtung müssen die Güterzüge auf dem Weg über Einfahrgruppe, Ablaufberg, Ordnungsgruppen (Richtungs- und Stationsgruppe) und Ausfahrgruppe zerlegt und neu gebildet werden. Jede Einfahrt in der Gegenrichtung stört den Arbeitstakt und setzt die Leistung der Gesamtanlage merklich herab. Die Skizzen zeigen, daß bei dem bestehenden Rangierbahnhof die meisten Güterzüge „falsch“ einfahren. Nach der Verlegung des Verschiebebahnhofs an die vorgeschlagene Stelle fahren aber nur noch die Züge aus Richtung Neckarsulm „gegen den Strich“ ein. Bei unveränderten Abmessungen der Gleise steigt die Leistungsfähigkeit allein schon dadurch erheblich.

Aber auch für die Anordnung des Hauptbahnhofs ist die Lage des Verschiebebahnhofs von größter Bedeutung, weil die Güterzüge ihn durchfahren müssen. Das jetzige

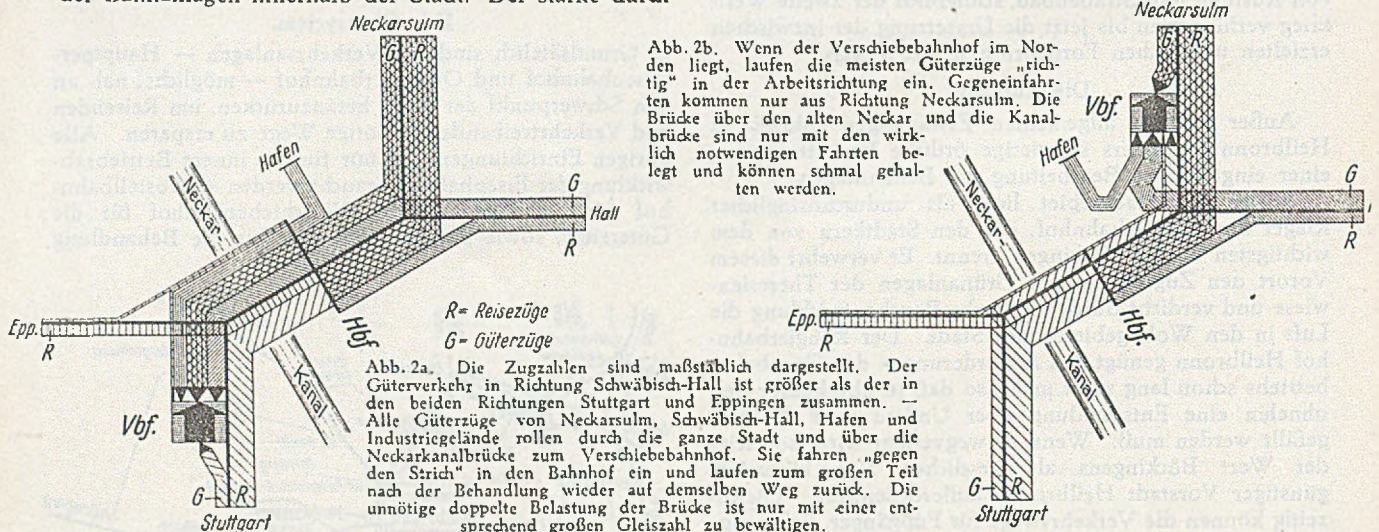


Abb. 2b. Wenn der Verschiebebahnhof im Norden liegt, laufen die meisten Güterzüge „richtig“ in der Arbeitsrichtung ein. Gegeneinfahrten kommen nur aus Richtung Neckarsulm. Die Brücke über den alten Neckar und die Kanalbrücke sind nur mit den wirklich notwendigen Fahrten belegt und können schmal gehalten werden.

Abb. 2a. Die Zugzahlen sind maßstäblich dargestellt. Der Güterverkehr in Richtung Schwäbisch-Hall ist größer als der in den beiden Richtungen Stuttgart und Eppingen zusammen. — Alle Güterzüge von Neckarsulm, Schwäbisch-Hall, Hafen und Industriegelände rollen durch die ganze Stadt und über die Neckarkanalbrücke zum Verschiebebahnhof. Sie fahren „gegen den Strich“ in den Bahnhof ein und laufen zum großen Teil nach der Behandlung wieder auf demselben Weg zurück. Die unnötige doppelte Belastung der Brücke ist nur mit einer entsprechenden großen Gleiszahl zu bewältigen.

laufende Güterverkehr in der Ost-West-Richtung wird zweimal quer durch die ganze Stadt geschleppt. Er rollt über den alten Neckar, durch den Hauptbahnhof und über die Neckarkanalbrücke zum Verschiebebahnhof und auf dem gleichen Weg wieder zurück. Die Betriebsgleise werden durch diesen Verkehr ganz unnötig belastet. — In Heilbronn selbst kommt die Masse der Frachten auf dem östlichen Neckarufer auf. Durch die Erweiterung des Industriegeländes, das allmählich mit dem Fabrikgelände der Stadt Neckarsulm zusammenwachsen wird, und durch den Bau des Industriehafens wird die Verkehrsbedeutung des Ostufers noch größer werden. Alle diese Frachten müssen mit Überführungsfahrten auf teilweise recht große Entfernung (bis zu 6 km) von der Ostseite des Neckartals über den Fluß und den Kanal auf die Westseite gebracht werden. Dadurch werden die Brücken noch weiter belastet. Die stärkere Belastung bedeutet aber, daß eine größere Zahl von Gleisen notwendig ist. Der ganze Bahnkörper mit den teuren, langen Brücken und Unterführungen wird sehr breit und legt sich als Sperre quer durch

Gleissystem des Hauptbahnhofs entspricht der Verteilung der Verkehrsströme im Reiseverkehr nicht. Im Sommer 1938 verkehrten an Reisezügen

auf der Nord-Süd-Strecke: (Würzburg)—Neckarsulm—

• Stuttgart 16 durchlaufende Zugpaare,

auf der Ost-West-Strecke: (Heidelberg)—Neckarsulm—

Schwäbisch-Hall 2 durchlaufende Zugpaare. Aus Richtung Neckarsulm endeten 20 Zugpaare, aus den anderen drei Richtungen je 10—12 Paare. Für diese Belegung ist der bestehende Hauptbahnhof unzureichend entwickelt. Nach dem Gleisplan ist er als Berührungsbahnhof zweier durchgehender Linien Neckarsulm—Eppingen und Schwäbisch-Hall—Stuttgart anzusprechen. In diesen beiden Verkehrsbeziehungen gibt es aber keinen einzigen durchlaufenden Zug. Andererseits mußten sogar die Fernschnellzüge Berlin—Zürich in Heilbronn über eine enge Weichenverbindung von der einen Linie auf die andere übergehen. Das System muß deshalb abgeändert und der wirklichen Verkehrsstruktur angepaßt werden. Für den Personenverkehr handelt es sich in Heilbronn um

eine durchgehende Nord-Süd-Strecke und zwei endende Linien von Osten und Westen, von denen die eine (Eppingen) überhaupt keinen, die andere (Hall) nur einen ganz geringen Übergangsverkehr aufweist.

Maßgebend für die Ausbildung des Gleissystems sind betriebliche Gesichtspunkte. Die Fahrwege der Züge sollen sich möglichst wenig kreuzen. Bisher gibt es im Knotenpunkt Heilbronn ungewöhnlich viele schienen-gleiche Kreuzungen. Sie können durch eine andere Anordnung der Streckengleise und der Bahnhofsteile zum großen Teil beseitigt oder durch Bauwerke in schienenfreie Kreuzungen verwandelt werden.

Die Entwicklungslänge vom Westende des Hauptbahnhofs, der zwischen der Neckarkanalbrücke und der Brücke über den alten Neckar unverrückbar eingezwängt ist, bis zur Gabelung der Stuttgarter und der Eppinger Strecke ist so kurz, daß eine Überwerfung von Gleisen an dieser Seite des Bahnhofs ausgeschlossen ist. Damit liegen die Hauptbahn und die Eppinger Linie fest. Der Abstellbahnhof muß auf der Seite der Eppinger Gleise liegen. Die Reisezüge von Schwäbisch-Hall müssen deshalb auf ihrem Weg zum Abstellbahnhof die Hauptstrecke auf der Ostseite mit einem Bauwerk kreuzen. Dies kann bei der Einführung der freien Strecke in den Hauptbahnhof oder bei der Verbindung zwischen dem Hauptbahnhof und dem Abstellbahnhof geschehen. Städtebaulich ist letzteres

schiebebahnhof auch bei Überwerfung der Einfahrt von Schwäbisch-Hall gleich bleibt, bei der Nordlage aber auf 5 zurückgeht. Die Kreuzungspunkte sind aber nicht gleichwertig. Es ist vielmehr zu berücksichtigen, mit wie vielen Zugfahrten die betreffende Kreuzung belastet ist. Die Wertigkeit der Kreuzungen, die aus den Zugzahlen ermittelt ist, beträgt jetzt rund 25 500. Wenn die Südlage des Verschiebebahnhofs beibehalten wird, sinkt sie auf 20 200. Bei der vorgeschlagenen Lösung geht sie aber auf 4800 zurück. Für die Kreuzung von Reisezugfahrwegen allein lauten die entsprechenden Ziffern 8500, 6500 und 1100. Für die Reisezüge geht also die Belastung der Fahrstraßenkreuzungen im Knotenpunkt auf $\frac{1}{8}$ zurück. Das gewählte Gleissystem ergibt bei der Umgestaltung der Bahnanlagen die glatteste, das heißt billigste und unfallsicherste Betriebsabwicklung. Künftig sind die Gleise der Hauptstrecke, die Gütergleise und die Verbindungsgleise zum Abstellbahnhof richtungsweise geordnet. Die endenden Linien sind auf beiden Seiten außen daneben gelegt und je eingleisig an den Abstellbahnhof angeschlossen. Die städtebaulich erwünschte Nordlage des Verschiebebahnhofs ist demnach auch vom Standpunkt des Eisenbahnbetriebs die richtige, und zwar sowohl im Gesamtnetz der Eisenbahn als auch in der Durchbildung des Knotenpunktsystems.

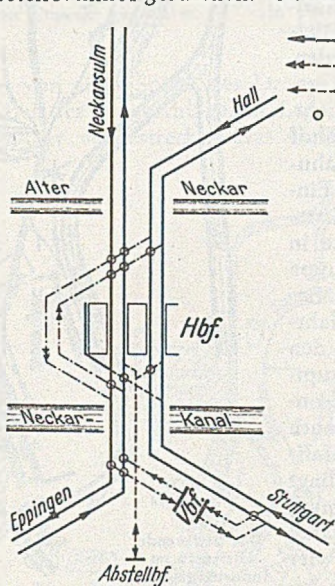


Abb. 3a. Jetziges System: Im Hauptbahnhof berühren sich zwei Linien: Neckarsulm-Eppingen und Schwäbisch-Hall-Stuttgart. Die Fernschnellzüge Berlin-Zürich müssen über enge Weichen von der einen Linie auf die andere übergehen. Das System enthält 12 Fahrwegkreuzungen.

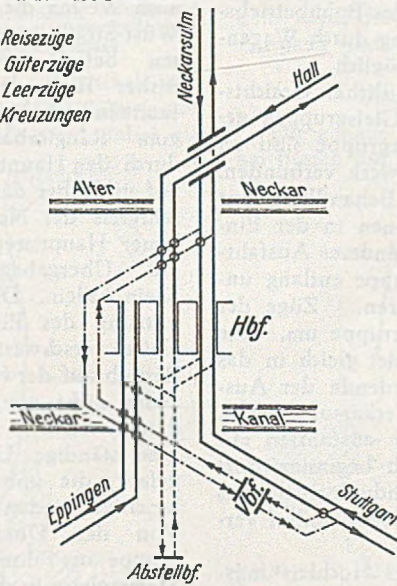


Abb. 3b. Verbessertes System: Das Gleissystem spiegelt die wirkliche Bedeutung der Personenzugstrecken wider. Die Hauptstrecke Neckarsulm-Stuttgart läuft durch, die beiden anderen Linien enden hier. Trotz der schienenfreien Kreuzung der Schwäbisch-Haller Strecke am Nordende ist aber die Zahl der Kreuzungen mit 12 unverändert.

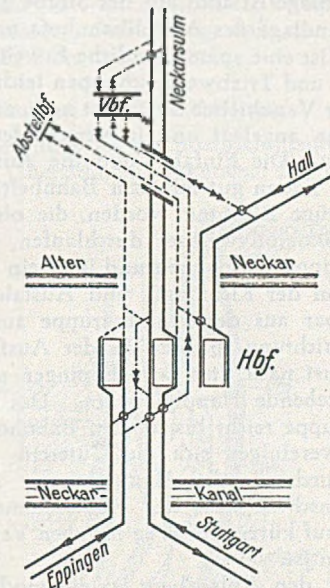


Abb. 3c. System des Entwurfs: Die Hauptstrecke liegt in der Mitte, die endenden Linien außen an beiden Seiten daneben. Durch die Verlegung des Verschiebe- und des Abstellbahnhofs nach Norden geht die Zahl der Fahrstraßenkreuzungen auf fünf zurück. Die Brücke über den Neckarkanal trägt nur noch die vier Streckengleise nach Stuttgart und Eppingen.

viel vorteilhafter, weil dabei die häßliche dreistöckige Entwicklung in nächster Nähe der Altstadt an der Neckarbrücke vermieden wird (unten der alte Fluß, 1. Stockwerk Fernverkehrsstraße, 2. Stockwerk Hauptstrecke nach Neckarsulm, 3. Stockwerk Strecke nach Schwäbisch-Hall). Die Überwerfung kann ziemlich weit nach Norden aus der Stadt hinausgerückt werden. Auch werden die Baukosten herabgesetzt, wenn die sonst während des Betriebs nötige Hebung der Strecke nach Schwäbisch-Hall um fast 7 m wegfällt.

Die Wahl des Gleissystems wirkt sich auf die Stadtplanung sehr stark aus. Glücklicherweise ist hier die städtebaulich günstigste Anordnung zugleich die betrieblich beste. Ohne auf Einzelheiten der durchgeführten Betriebsuntersuchung einzugehen, soll nur darauf hingewiesen werden, daß die Zahl der Fahrwegkreuzungen der Reisezüge, die jetzt 12 beträgt, bei der Südlage des Ver-

Anordnung der Gleisanlagen.

Die Linienführung der durchgehenden Hauptgleise aller Strecken kann stark verbessert werden. Die enge Kurve vor der westlichen Einfahrt des Hauptbahnhofs kann nach der Verlegung des Verschiebebahnhofs von 390 m Radius auf 600 m gebracht werden. Der Halbmesser des scharfen Knicks in der Gleisentwicklung des Ostkopfs wird von nur 312 m auf 1000 m vergrößert. Die beiden Bögen der Hauptstrecke am Sülmertor und am Wartberg mit Radien von 650 m und 1700 m werden zu einem durchlaufenden Bogen von 2500 m zusammengefaßt. Auch die weiter nördlich liegenden Bögen werden abgeflacht. Dadurch erhält die Hauptbahn eine sehr zügige und für Schnelltriebwagen geeignete Trasse. Triebwagen können dann den ganzen Abschnitt von 10 km nördlich bis 10 km südlich der Stadt durchgehend mit 110 km/h befahren, während bisher im Stadtbereich nur 40 km/h zulässig sind.

Auch die Einführung von Schwäbisch-Hall wird verbessert. Der engste Bogen der ganzen Strecke liegt jetzt am Sülmer Tor. Er wird von 450 auf 750 m Halbmesser erweitert. Die durch die Zerstörungen gegebene einmalige Gelegenheit zur Verbesserung der Linienführung innerhalb des Stadtgebiets muß wahrgenommen werden.

Durch die Vergrößerung des Halbmessers der Hauptbahn nördlich des Sülmer Tors wird die Strecke um bis zu 75 m nach Osten verschoben. Dadurch wird der Platz für die südlichste Abstellgruppe gewonnen. Das ist nötig, um den Abstellbahnhof so nah wie möglich an den Hauptbahnhof heranzurücken und die verlorenen Betriebskosten für die Überführung der Leerzüge niedrig zu halten. Die Entfernung von der Bahnsteiganlage bis zu der ersten Abstellgruppe beträgt 1300 m. In der Darstellung sind die 4 Abstellharfen nach den vier von Heilbronn ausstrahlenden Richtungen bezeichnet. Die Verwendung der Gruppen in dieser Weise ist nicht bindend, sondern kann wechseln. Die Größe der 4 Harfen entspricht jedoch ungefähr den Bedürfnissen für die einzelnen Richtungen.

Das Bahnbetriebswerk ist gedrungen entwickelt, um es noch südlich der Karl-Wüst-Straße unterbringen zu können. Es dient für Reise- und Güterzuglokomotiven. Ein Ausgleich von Lokomotivleistungen ist leicht möglich. Wartung und Unterhaltung der Maschinen werden billiger. Die Anlage ist auch auf der Straße gut zu erreichen. Bei der Randlage des Abstellbahnhofs und des Bahnbetriebswerks ist eine spätere seitliche Erweiterung durch Wagenhallen und Triebwagenschuppen leicht möglich.

Der Verschiebebahnhof ist nach neuzeitlichen Gesichtspunkten angelegt und in verschiedene Gleisgruppen gegliedert. Die Einfahr- und die Ausfahrgruppe sind an beiden Enden gut mit dem Bahnbetriebswerk verbunden. Güterzüge Richtung Norden, die ohne Behandlung nur mit Lokomotivwechsel durchlaufen, können in der Einfahrgruppe umspannen und über ein besonderes Ausfahrgeleis an der Richtungs- und Ausfahrgruppe entlang unmittelbar aus der Einfahrgruppe ausfahren. Züge der Gegenrichtung spannen in der Ausfahrgruppe um. Die Ausfahrt nach Stuttgart-Eppingen mündet gleich in das durchgehende Hauptgeleis ein. Das Nordende der Ausfahrgruppe reicht bis an den Bahnhof Neckarsulm heran. Dort vereinigen sich die Güterein- und -ausfahrten mit den durchgehenden Hauptgleisen. Auch beginnen dort die Anschlußgleise der Neckarsulmer Industrie, so daß diese auf kürzestem Weg mit dem Verschiebebahnhof verbunden ist.

Für den Ablaufberg ist ein modernes Hochleistungsprofil und die Ausrüstung mit vier Gleisbremsen vorgesehen. Der Ablaufkopf ist so gelegt, daß die Höhe der Karl-Wüst-Straßenbrücke unverändert beibehalten werden kann. Die Leistung der Anlage dürfte nach dem Entwurf doppelt so hoch liegen wie bei dem bestehenden Rangierbahnhof.

Die 3 großen Gleisharfen, die Einfahr-, die Richtungs- und die Ausfahrgruppe sind ebenso wie die einzelnen Gruppen des Abstellbahnhofs an die sanft geschwungene Linienführung der Hauptbahn angeschmiegt, so daß das Gelände gut ausgenützt wird.

Die Verbindungskurve nach Schwäbisch-Hall ist nur eingleisig. Sie ist eigentlich eine in die Länge gezogene Kreuzung zwischen den Gütergleisen von und nach Schwäbisch-Hall, die hier vom Rechts- in den Linksbetrieb übergehen. Bei der Kürze des eingleisigen Abschnitts wird die Leistungsfähigkeit der Verbindung nur wenig kleiner als die einer zweigleisigen Kurve und reicht für die Zugbelegung voll aus. Auch aus städtebaulichen Gründen ist die Kurve kurz und schmal gehalten, um die von Gleisen eingeschlossene und dadurch entwertete Fläche klein zu halten. Der von der Kurve durchschnitene Baublock an der Neckarsulmer Straße ist so weitgehend zerstört, daß auf ihn keine Rücksicht genommen zu werden braucht.

Der Verschiebebahnhof ist nicht nur das Herz des Eisenbahnnetzes im großen, sondern ist auch der Schwerpunkt aller örtlichen Güteranlagen. An ihn sind über ein Ringgleis mit einzelnen Übergabegruppen das Industriegebiet, der Ortsgüterbahnhof und die Hafenbecken angeschlossen. Die Wagen für die Privatgleisanschlüsse der Industrie werden in der Übergabegruppe nachgeordnet und laufen von dort aus über die verschiedenen Stammgleise den Betrieben zu. Die frisch beladenen oder entladenen Wagen laufen über den südlichen Teil des Rings ungeordnet wieder in den Verschiebebahnhof zurück. In ähnlicher Weise werden auch der Ortsgüterbahnhof und der Kanalhafen bedient. Die für den Ring vorgesehenen beiden Neckarbrücken liegen unmittelbar neben den geplanten Straßenbrücken. Das Ringgleis kann mit besonderem Überbau oder — mit Rücksicht auf den schwachen Verkehr — mit Rillenschienen in der Fahrbahn der Straßenbrücken überführt werden.

Die Industriestammgleise werden an das Ringgleis angebunden und so verlegt, daß die beiden wichtigen Straßenzüge, von Norden nach Süden die Austraße, von Osten nach Westen die Karl-Wüst-Straße, von Gleisen befreit werden. Bisher läuft der gesamte Industrieverkehr vom Rangierbahnhof durch den Hauptbahnhof und über das Einfahrgeleis der Neckarsulmer Hauptstrecke in die Übergabegruppe Klein-Aulein. Die Benutzung des Einfahrgeleises erschwert den Betrieb auf der Hauptbahn nicht nur, sondern bedeutet auch eine ständige Unfallgefahr, die unbedingt beseitigt werden muß. Von der Übergabegruppe aus führen vier Stammgleise in das Industriegebiet hinein, die mit den Weichen der abzweigenden Anschlüsse fast überall in der Straße liegen. Alle Rangierbewegungen spielen sich auf den Straßen ab und stören den Fahrzeugverkehr in sehr unangenehmer Weise. Die Gleisanlagen sind nach und nach entstanden, indem für jeden neuen Betrieb die Verbindung zu einem der Stammgleise, die das Rückgrat des Netzes bilden, auf dem kürzesten und billigsten Weg hergestellt wurde. Die Anschlüsse wurden wahllos an das Gerippe der Stammgleise angehängt, so daß die Bedienung immer wieder wechselnd teils mit ziehender, teils mit schiebender Lokomotive erfolgen muß. Das Stammgleis in der Austraße liegt besonders ungünstig, denn es ist nur mit einer Sägebewegung zu erreichen. Die Bedienung der dortigen Anschlüsse ist besonders zeitraubend und umständlich.

Allmählich sollen die Anschlüsse von den jetzigen Stammgleisen auf den Straßen abgehängt und an die neuen Stammgleise am Rand des Geländes und im Innern der Baublöcke angebunden werden. Schritt für Schritt können dann die Straßen von Gleisen und Weichen befreit werden. Bei der vorgeschlagenen Anordnung können die Gleisanschlüsse schneller und billiger bedient werden, als es heute möglich ist.

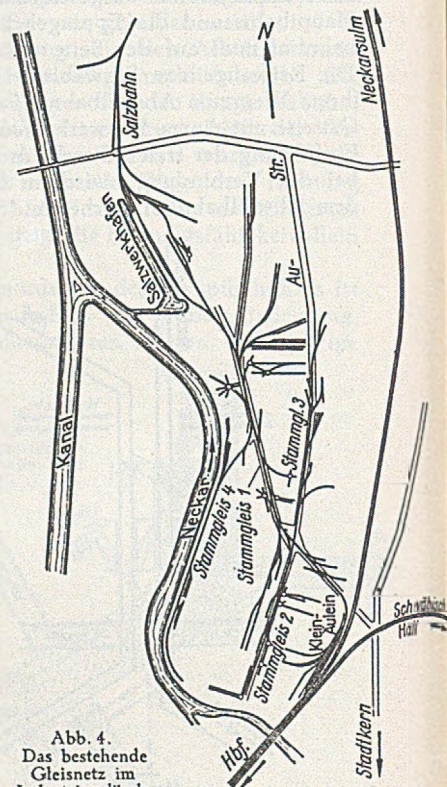


Abb. 4.
Das bestehende
Gleisnetz im
Industriegebiet.

Das uneinheitlich bebaute Dreieck nördlich des Hauptbahnhofs muß im Zusammenhang mit der Neugestaltung der Bahnanlagen und der Wiederaufbauplanung bereinigt werden. Hier wird der Ortsgüterbahnhof mit Güterschuppen und Ladestraßen untergebracht. Seine Gleise

städtebauliche und verkehrstechnische Wünsche. Bei einer normalen Lage des Hauptbahnhofs in der Talmulde parallel zum Fluß oder Neckartal hätte der Bahnhof je einen Eingang vom Stadtkern und von Böckingen aus. Die Hauptstrecke von Norden nach Süden wechselt aber in Heilbronn die Talseite und kreuzt die beiden Wasserläufe stumpfwinklig. Der Raum zwischen den Wasserstraßen ist so beengt, daß der Bahnhof nach keiner Seite verschoben werden kann. Bisher lag das Empfangsgebäude in der Mitte der Bahnsteiganlage. Dort ballte sich der gesamte Verkehr zusammen. Bei der von Herrn Baudirektor G o n s e r vorgeschlagenen Lage bleiben die beiden Verkehrsströme von der Stadt und von Böckingen getrennt. Durch das Vorziehen des Empfangsgebäudes gegen den Stadtkern wird die Entfernung dorthin nicht nur optisch, sondern auch tatsächlich verkürzt. Die Reisenden brauchen bis zum nächstgelegenen Punkt der Bahnsteige volle 200 m Weg weniger zurückzulegen. Der zweite Eingang am anderen Ende der Bahnsteiganlage bringt den Böckinger Reisenden die gleiche Erleichterung. Der Verkehr nach dem nördlichen Dreieck ist so gering, daß ein weiterer Ausgang nach dieser Seite unnötig ist.

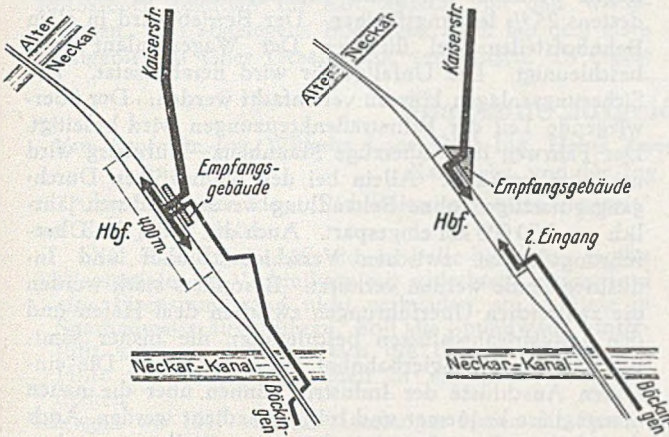


Abb. 5a. Bei der seitherigen Anordnung des Empfangsgebäudes ballt sich der ganze Verkehr von der Kaiserstraße und von Böckingen an einer Stelle zusammen. Die Reisenden machen bis zu den Bahnsteigen Umwege von 200 m.

Abb. 5b. Bei der vorgeschlagenen Anordnung erreichen die Reisenden von beiden Seiten die Züge auf dem kürzesten Weg. Das Empfangsgebäude mit dem Haupteingang liegt auf der Stadtseite, ein zweiter Eingang befindet sich am entgegengesetzten Ende der Bahnsteiganlage.



Abb. 5c. In der Normal-lage wäre der Hauptbahnhof parallel zum Neckarkanal angeordnet. Dann wären zwei Eingänge von der Altstadt und von Böckingen her ganz selbstverständlich.

müssen von einer Spitze des Dreiecks aus entwickelt werden. Bei der vorgeschlagenen Lage sind die Gleise von Norden her vorgestreckt. Das Gelände wird dabei gut

Auswirkungen der Neugestaltung.

Die genaue Anordnung des Eisenbahnknotenpunkts ist am besten auf der Übersicht zu erkennen. Bei der Ver-

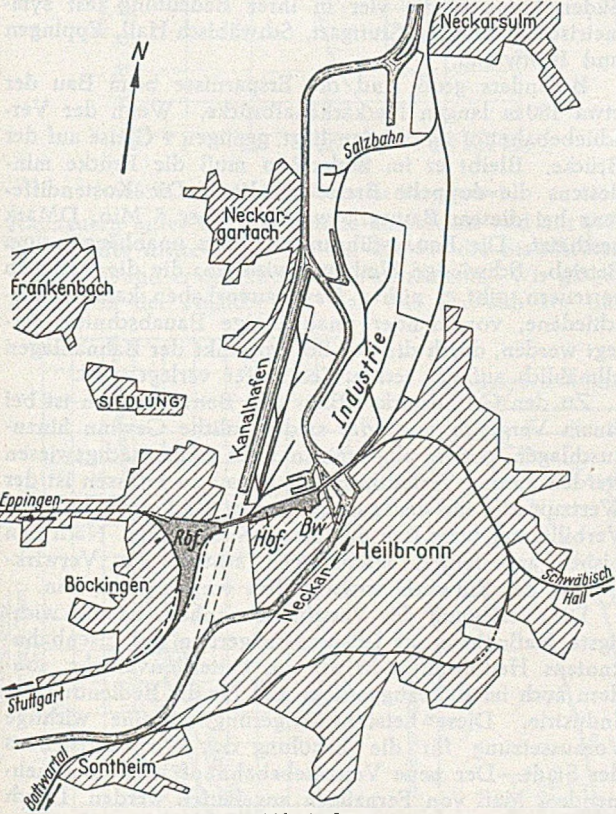


Abb. 6. Jetzt.

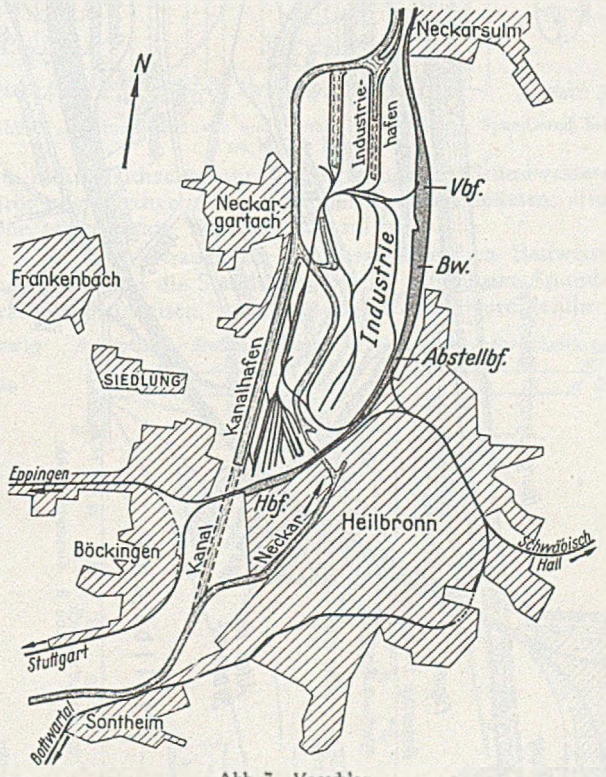
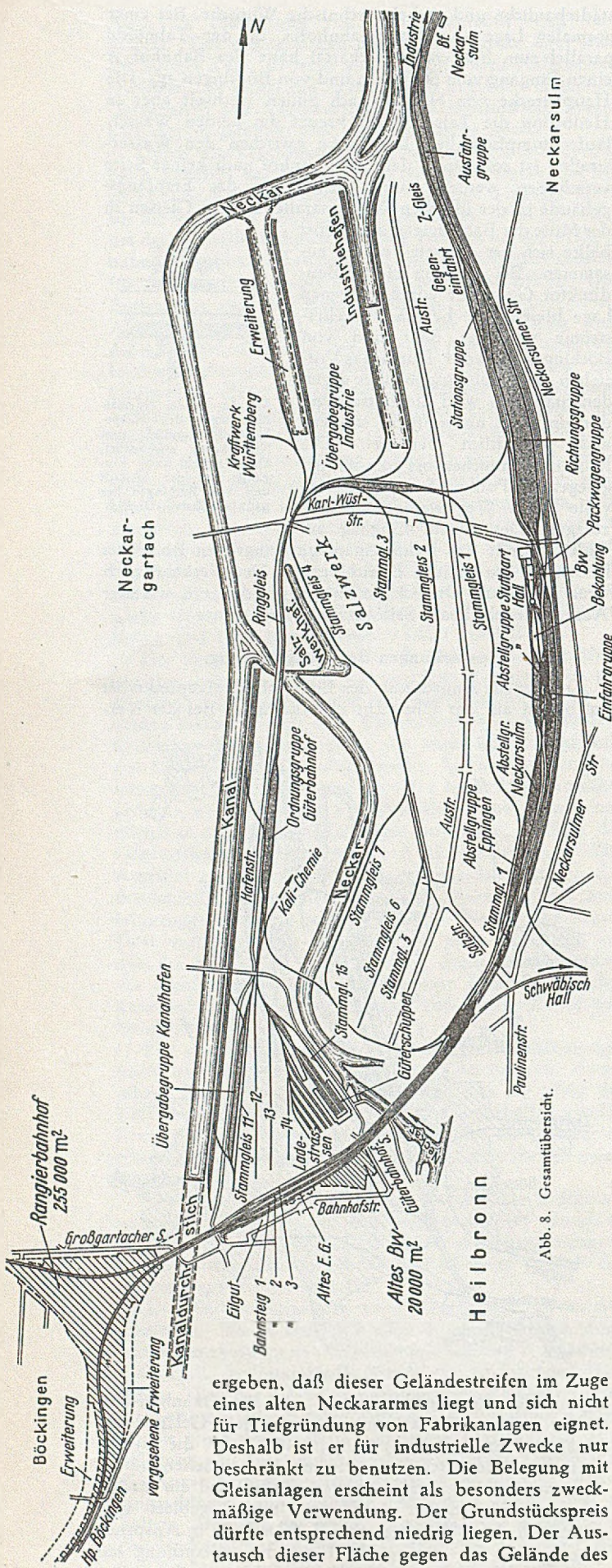


Abb. 7. Vorschlag.

ausgenützt. Der Güterbahnhof bleibt von der Wohnstadt durch den Bahnkörper der Hauptstrecke getrennt. Die Entfernung von der Stadt bis zum Ortsgüterbahnhof verkürzt sich gegenüber der seitherigen Anordnung um rund 300 m.

Der Hauptbahnhof behält seine alte, recht günstige Lage zur Stadt. Auch seine Gleisanlagen sind unbaureif. Bei der Anordnung des Empfangsgebäudes ergänzen sich

legung des Verschiebebahnhofs und des Bahnbetriebswerks werden 275 000 m² hochwertiges Gelände in günstiger Lage frei. Über weitere 100 000 m², die für Erweiterungen des alten Rangierbahnhofs vorgesehen waren, kann anderweitig verfügt werden. Dafür wird ein langer, schmaler Streifen am Rand des Industriegebiets weit außerhalb der Bebauung mit 375 000 m² neu in Anspruch genommen. Die geologische Baugrunduntersuchung hat



Rangierbahnhof wird einen Überschuss ergeben, der zur Deckung der Baukosten für die Durchführung der Verlegung herangezogen werden kann.

In der Betriebsabwicklung werden sich laufende Ersparnisse ergeben, die ebenfalls einen Teil der Baukosten tragen werden. Der ganze Knotenpunkt wird um mindestens 25 % leistungsfähiger. Der Betrieb wird in allen Bahnhofsteilen viel flüssiger. Der Wagenumlauf wird beschleunigt. Die Unfallgefahr wird herabgesetzt. Die Sicherungsanlagen können vereinfacht werden. Der überwiegende Teil der Fahrstraßenkreuzungen wird beseitigt. Der Fahrweg der Güterzüge Mannheim—Nürnberg wird um 6 km verkürzt. Allein bei den planmäßigen Durchgangsgüterzügen ohne Behandlung werden dadurch jährlich rund 30 000 km eingespart. Auch die Wege der Überführungsfahrten zwischen Verschiebebahnhof und Industriegelände werden verkürzt. Besonders stark werden die zahlreichen Überführungen zwischen dem Hafen und den Industrieanschlüssen beschleunigt, die bisher sämtlich über den Rangierbahnhof laufen mußten. Die einzelnen Anschlüsse der Industrie können über die neuen Stammgleise bequemer und billiger bedient werden. Auch die Neckarsulmer Industrie kann unmittelbar von dem neuen Verschiebebahnhof aus versorgt werden.

Die höhere Leistung und die günstigere Lage im Netz werden eine wirtschaftliche Zusammenfassung der Zugbildungs- und Rangieraufgaben der Bahnhöfe Heilbronn, Neckarsulm und Bad Friedrichshall—Jagstfeld ermöglichen, so daß der neue Verschiebebahnhof für den Güterverkehr ein Knotenpunkt mit acht einmündenden Strecken wird. Von Norden sind es die vier Richtungen Würzburg, Heidelberg, Steinsfurt und Ohrnberg, von Süden kommen die vier in ihrer Bedeutung fast symmetrischen Strecken Stuttgart, Schwäbisch-Hall, Eppingen und Bottwartal.

Besonders groß sind die Ersparnisse beim Bau der etwa 180 m langen Neckarkanalbrücke. Wenn der Verschiebebahnhof im Norden liegt, genügen 4 Gleise auf der Brücke. Bleibt er im Süden, so muß die Brücke mindestens die doppelte Breite erhalten. Die Kostendifferenz bei diesem Bauwerk wird auf über 5 Mio. DMark geschätzt. Die Bauausführung ist ganz unabhängig vom Betrieb. Schwierige Umbauprovisorien, die die Arbeiten verteuern, gibt es nicht. Das Bauvorhaben kann in verschiedene, voneinander unabhängige Bauabschnitte zerlegt werden, durch die der Schwerpunkt der Bahnanlagen allmählich auf das rechte Neckarufer verlegt wird.

Zu den Grundstücks-, Bau- und Betriebskosten ist bei einem Vergleich noch der städtebauliche Gewinn hinzuzuschlagen, der im allgemeinen nicht genau nachgewiesen werden kann. Verhältnismäßig genau zu erfassen ist der Wertzuwachs für den ganzen Vorort Böckingen und die Verbilligung beim Bau der neuen Straßenzüge. Nach den bisher angestellten Schätzungen scheint die Verwirklichung des Entwurfs wirtschaftlich vertretbar zu sein.

Die Verlegung des Verschiebebahnhofs ist die wichtigste Maßnahme zur Leistungssteigerung des Eisenbahnknotens Heilbronn nicht nur im Güterfernverkehr, sondern auch im Reisezugverkehr und für die Bedienung der Industrie. Diese Leistungssteigerung ist eine wichtige Voraussetzung für die Erholung des Wirtschaftslebens der Stadt. Der neue Verschiebebahnhof wird in zunehmendem Maß von Fernzügen angelaufen werden. Durch die besseren Verbindungen wird die Wettbewerbsfähigkeit der Heilbronner Industrie wachsen. Neuen Industriezweigen wird ein Anreiz zur Ansiedlung gegeben.

Während das Industriegebiet jetzt durch den Neckar von den Hafenanlagen und dem Rangierbahnhof getrennt ist, wird es künftig mit Schiene und Wasserstraße in der denkbar besten Form verbunden sein. Es liegt dann eingebettet zwischen den Verkehrsbändern der beiden großen Verkehrsträger und ist in der Mitte von einem

ergeben, daß dieser Geländestreifen im Zuge eines alten Neckararmes liegt und sich nicht für Tiefgründung von Fabrikanlagen eignet. Deshalb ist er für industrielle Zwecke nur beschränkt zu benutzen. Die Belegung mit Gleisanlagen erscheint als besonders zweckmäßige Verwendung. Der Grundstückspreis dürfte entsprechend niedrig liegen. Der Austausch dieser Fläche gegen das Gelände des

leistungsfähigen Straßenkreuz durchzogen, das ausschließlich dem Fahrzeugverkehr dient.

Die harmonische Zusammenfassung von Industrie und Verkehr ist für die Stadtplanung sehr erwünscht. Fabriken, Häfen und Bahnanlagen bilden dann einen geschlossenen Stadtteil für sich, abseits von den Wohngebieten. Das abgelegene Böckingen kann mit dem alten Stadtgebiet zu einer Gesamtstadt verwachsen. Es ergibt

sich der außerordentlich günstige Fall, daß sehr vorteilhafte städtebauliche Auswirkungen sozusagen als Nebenprodukte eines streng ingenieurmäßigen Eisenbahntwurfs anfallen. Die Wünsche des Stadtplaners können vom Eisenbahningenieur vollkommen erfüllt werden. Die Neugestaltung der Bahnanlagen gibt der Stadt Heilbronn die Möglichkeit zu äußerst wertvollen städtebaulichen Verbesserungen.

Sparsame aufgelöste Spundwände.

Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Loos, Dipl.-Ing. Heinz Zweck, beide Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau Karlsruhe, und Dr.-Ing. Herbert Breth, Belgrad.

Ausgehend von den „Richtlinien zur Eisensparnis“ aus dem Jahre 1940

„XII. Kaianlagen: Läßt sich im Falle besonders großer Wassertiefen in Verbindung mit schlechtem Untergrund eine Eisenspundwand nicht vermeiden, so ist diese in Sparbauweise auszuführen. Soll die Spundwand hinterfüllt werden, so lassen sich die oberen Schlitzte mit Hilfe von Betonformsteinen in einfacher Weise abdecken“

schlugen wir 1947 vor, im Hamburger Hafen die Spundwände von wiederherzustellenden oder zu verstärkenden

hinter der im Boden eingespannten Wand durch seitliche Ausbreitung der Kraftlinien und Gleitkörper (im Grundriß gesehen) auch zwischen den Bohlen und Bohlen gezwungen wird, so daß die Standsicherheit einer solchen aufgelockerten Bohlenreihe nur wenig geringer sein wird als die einer gleich tief gerammten, geschlossenen Spundwand. Dieser Gedanke ist an sich nicht neu, da bereits Krey [1] darauf hingewiesen hat, daß eine Pfahlreihe den gleichen Erdwiderstand wie eine durchgehende Wand auslöst, ohne allerdings daraus praktische Folgerungen zu ziehen oder Vorschläge zu machen. Der Einsparungsvorschlag beschränkt sich naturgemäß auf Spundwände.

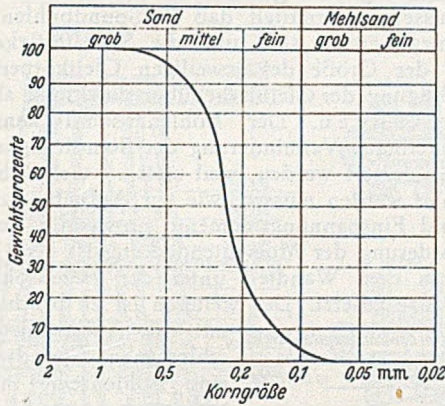


Abb. 1. Kornverteilungskurve des Versuchssandes.

Kaimauern unter der Hafensohle aufzulösen und nur jede zweite oder dritte Bohle bis auf die für die Standsicherheit der Wand erforderliche Tiefe zu rammen. Wir gingen dabei von der Ansicht aus, daß das Erdreich vor und

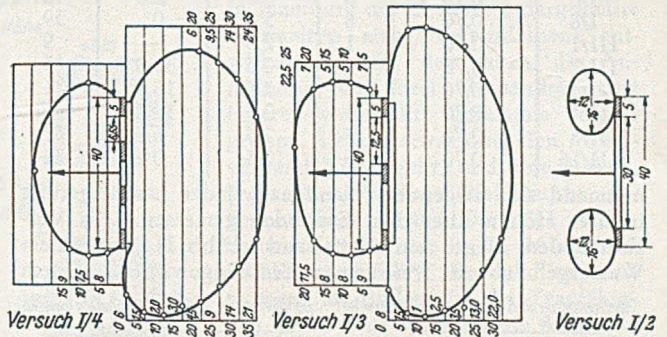


Abb. 3. Aufbruchflächen vor und hinter der aufgelösten Spundwand bei 5 cm breiten Bohlen.

die nicht gleichzeitig zur Verringerung der Grundwasserströmung durchgehend tief gerammt werden müssen, also eine wasserdichte Wand bilden sollen.

Um das Vertrauen zu der vorgeschlagenen Bauweise zu stärken und die Standsicherheit der aufgelösten Spundwand nachzuweisen, wurden Modellversuche durchgeführt,

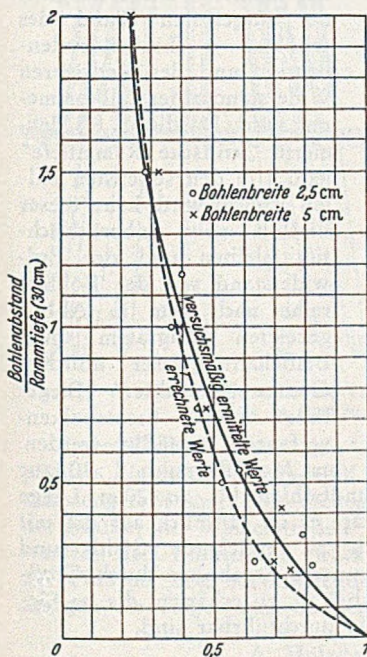


Abb. 2. Standfestigkeit einer horizontal belasteten aufgelösten Spundwand, bezogen auf die einer gleich tief gerammten geschlossenen Wand.

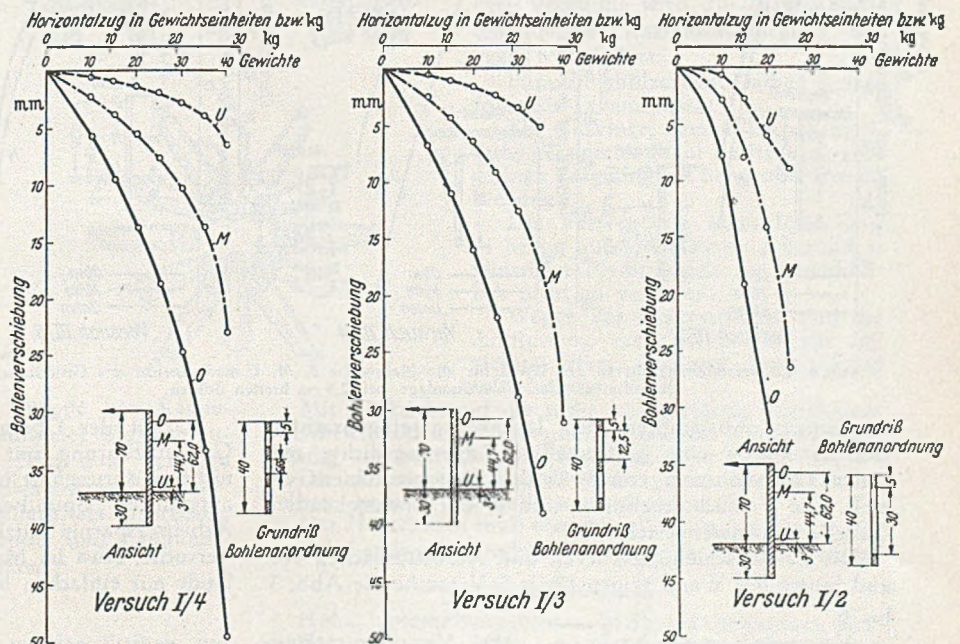


Abb. 4. Lastverschiebungskurven der Wand für die Meßpunkte O, M, U und Ansicht des Grundrisses und Querschnittes der Versuchsanlage bei 5 cm breiten Bohlen.

deren Ergebnisse nachstehend bekanntgegeben werden. Die Anwendung im großen und die Beobachtung des praktischen Erfolges wären aus technischen und wirtschaftlichen Gründen erwünscht.

Versuchsordnung. Die Versuche wurden im Modellmaßstab 1 : 10 in einem Sandkasten durchgeführt, dessen Abmessungen so groß gewählt waren, daß die Gleitkörper sich unbehindert ausdehnen konnten. Die Spundwand bzw. Bohlenreihe setzte sich aus 2,5 oder 5 cm breiten Bohlen zusammen, die 5 cm stark und 1 m lang waren. Bohlenabstand und -zahl wurden variiert. Die Versuchswand wurde jeweils 30 cm tief senkrecht in den Boden eingebaut und 70 cm über der Sandoberfläche waagrecht gezogen. Die Zugkraft wurde stufenweise um 5,5 kg bis zum Umkippen der Wand bzw. bis zum Bodenaufruch gesteigert und die Wandbewegung der zu-

Tabelle 1.

Versuchsnummer	Angriffspunkt der Kraft m über der Sandoberfläche	Anzahl der Bohlen	Bohlenbreite cm	Bohlenabstand cm	Grenzlast kg
I/2	0,70	2	5,0	30,0	15
I/3	0,70	3	5,0	12,5	28
I/4	0,70	4	5,0	6,65	29
I/6	0,70	6	5,0	2,0	40
I/8	0,70	8	5,0	0	39
III/1	0,70	1	2,5	—	9
III/2	0,70	2	2,5	35,0	15
III/3	0,70	3	2,5	16,25	21
III/4	0,70	4	2,5	10,0	30
III/5	0,70	5	2,5	6,6	31
III/16	0,70	16	2,5	0	38

nehmend sich neigenden Wand nach jeder Laststeigerung in drei Höhen über dem Erdboden gemessen. Als Versuchsboden diente ein Mittelsand (Abb.1) mit einem Wassergehalt von 3% seines Trockengewichtes. Durch

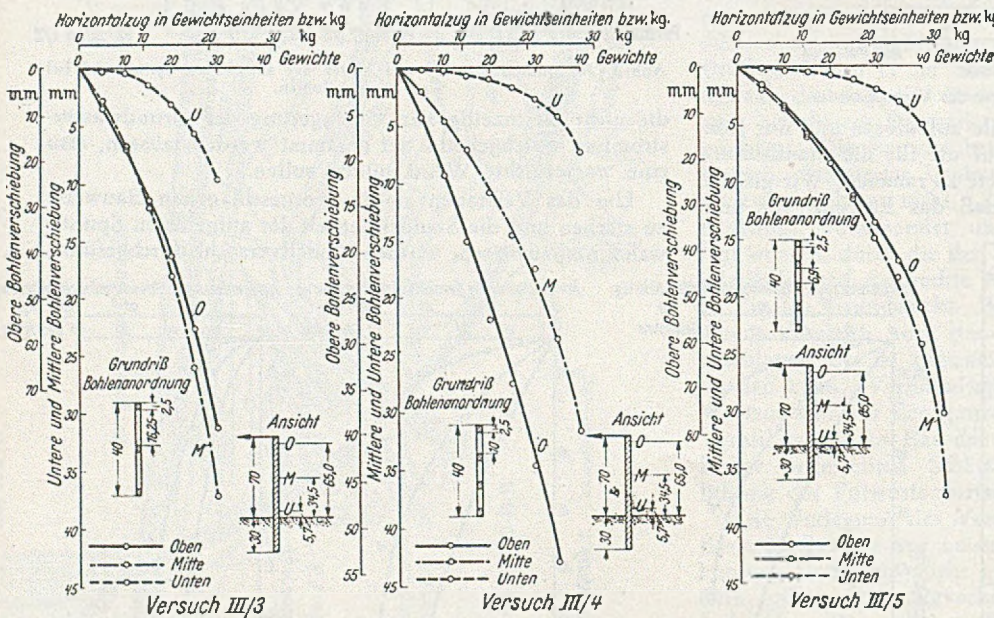


Abb. 6. Lastverschiebungskurven der Wand für die Meßpunkte O, M, U und Ansicht des Grundrisses und Querschnittes der Versuchsanlage bei 2,5 cm breiten Bohlen.

sorgfältiges Abstampfen des lagenweise eingebrachten Bodens wurde eine gleichmäßige Lagerumdichte mit einem Porenvolumen von 39% des Gesamtvolumens erzielt. Die Versuchsergebnisse sind in der obenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Die Lastverschiebungskurven und Aufbruchflächen vor und hinter der Wand zeigen für je 3 Versuche die Abb. 3 bis 6.

Versuchsergebnisse. Die Versuche zeigen, daß die Tragfähigkeit einer Bohlenreihe bei Verwendung der handelsüblichen Spundbohlen nahezu unabhängig von

der Bohlenbreite ist. Von maßgebendem Einfluß sind Bohlenabstand und Rammtiefe bzw. das Verhältnis des Bohlenabstandes zur Rammtiefe. Die Standfestigkeit einer Bohlenreihe nimmt mit wachsendem Bohlenabstand zunächst wenig, dann mehr ab und kann, bezogen

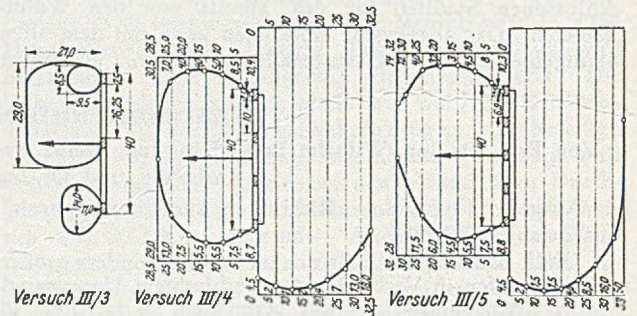


Abb. 5. Aufbruchflächen vor und hinter der aufgelösten Spundwand bei 2,5 cm breiten Bohlen.

auf die Standfestigkeit einer durchgehend gleich tief gerammten Wand, aus dem Diagramm in Abb.2 abgelesen werden. Die Versuchsergebnisse stimmen mit den errechneten Standfestigkeiten gut überein. Diese wurden unter der Voraussetzung ermittelt, daß die Spundbohlen wie im Modell biegesteif sind und die Standfestigkeit proportional der Größe des jeweiligen Gleitkörpers unter Berücksichtigung der Gleitflächenüberschneidung abnimmt.

Folgerungen. Der Bohlenabstand kann aber trotz der geringen Verminderung der Standfestigkeit nicht beliebig gesteigert werden, weil stets so viel Bohlen tiefer gerammt werden müssen, wie zur Aufnahme der Biege- und Einspannungsmomente notwendig sind. Mit dieser Forderung der Momentendeckung ist dem Bohlenabstand, in dem Wandteil unter der Hafensohle, eine obere Grenze gesetzt. Des weiteren ist zu beachten, daß

mit der Auflösung der geschlossenen Spundwand in eine Bohlenreihe mit Zwischenraum nicht nur die Wandbewegungen zunehmen (vgl. Abb. 4 und 6), sondern darüber hinaus der Einspannungsgrad der Wand infolge der kleineren Biegesteifigkeit der aufgelösten Wand, des erhöhten Einheitsboden-druckes und der niedrigeren Widerstandsziffer vollkommener wird. Da die in [2] definierte „kritische Rammtiefe“ jedoch in den seltensten Fällen erreicht wird, kann dieser Einfluß meist unberücksichtigt bleiben und der Erdwiderstand vor der Bohlenreihe nach dem in Abb.2 gezeigten Diagramm unter Beibehaltung der üblichen Grenzwertverfahren (Biegelinien- oder Ersatzbalkenverfahren) ermäßigt werden.

Damit der Übergang vom Modellversuch 1 : 10 zur Großausführung mit Spundbohlen bis zu 20 m Länge nicht zu sprunghaft ist, wäre es im Hinblick auf die mit aufgelösten Spundwänden zu erzielende Stahl- und Arbeitersparnis nützlich, unsere Ergebnisse durch Großversuche, etwa im Maßstab 1 : 3, zu erhärten, die im Gelände mit einfachen Mitteln durchführbar sind.

Literatur.

1. Krey : Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, V. Aufl. Berlin 1936 S. 213.
2. W. Loos u. H. Breth : Der Bauingenieur 24 (1949), S. 264-275.

Grundlagen und Theorie des Stahlfederdalbens.

Von Oberbaurat H. Wedekind, Hamburg.

Übersicht.

Aus einer Betrachtung der Holzdalben und der bisher ausgeführten Stahldalbenformen werden die Erkenntnisse gewonnen, die für den Bau neuzeitlicher Stahldalben maßgebend sind. Wegen der gegenüber den Holzpfählen viel steiferen Stahlpfähle muß bei letzteren jede Behinderung der Durchbiegung vermieden werden. Beim Stahlfederdalben (D. R. Patente angemeldet) geht man noch einen Schritt weiter, indem durch Anordnung von Spielräumen dafür gesorgt wird, daß die Pfähle des Dalbens erst nacheinander zur Wirkung kommen, womit die größte Weichheit und zugleich das Maximum an Arbeitsvermögen erzielt wird. Dalben können nicht auf Grund von Lastannahmen dimensioniert werden, das Maß gibt allein die Erfahrung im praktischen Betrieb. Wohl aber können Tragfähigkeit und Durchbiegung, bzw. das Arbeitsvermögen eines Stahlfederdalbens in Übereinstimmung gebracht werden mit den entsprechenden Werten eines bewährten Holzdalbentyps.

Der rechnerische Vergleich zeigt die hohe Überlegenheit der neuen Konstruktion.

gelegten Kette zusammengehaltenen lotrechten Pfählen. Wegen der geringen Tragfähigkeit derartiger Pfahlbündel mußte diese Form mit zunehmender Schiffsgröße verlassen werden; an ihre Stelle trat der verzimmerte Dalben mit schräggestellten Pfählen (Abb. 1), bei dem durch die Verbände eine gewisse Bockwirkung eintritt. Letztere ist abhängig von der Größe der Eckmomente, die an der Verbindungsstelle zwischen Pfahl und Verband aufgenommen werden können. Da es trotz Verwendung schwerer Balken als Verbandshölzer und kräftiger Bolzen sowie selbst bei sauberster Arbeit nicht möglich ist, eine starre Verbindung herzustellen und weil weiter durch die bald eintretende Fäulnis die ursprünglich festen Verbände gelockert werden, ist die Bockwirkung ziemlich problematisch (Abb. 2).

Aber gerade die Nachgiebigkeit der Pfahlanschlüsse ist in Verbindung mit der hohen Elastizität des Holzes der Hauptvorteil hölzerner Dalben, denn sie können die Schiffsstöße mit ausgezeichneter Weichheit aufnehmen.

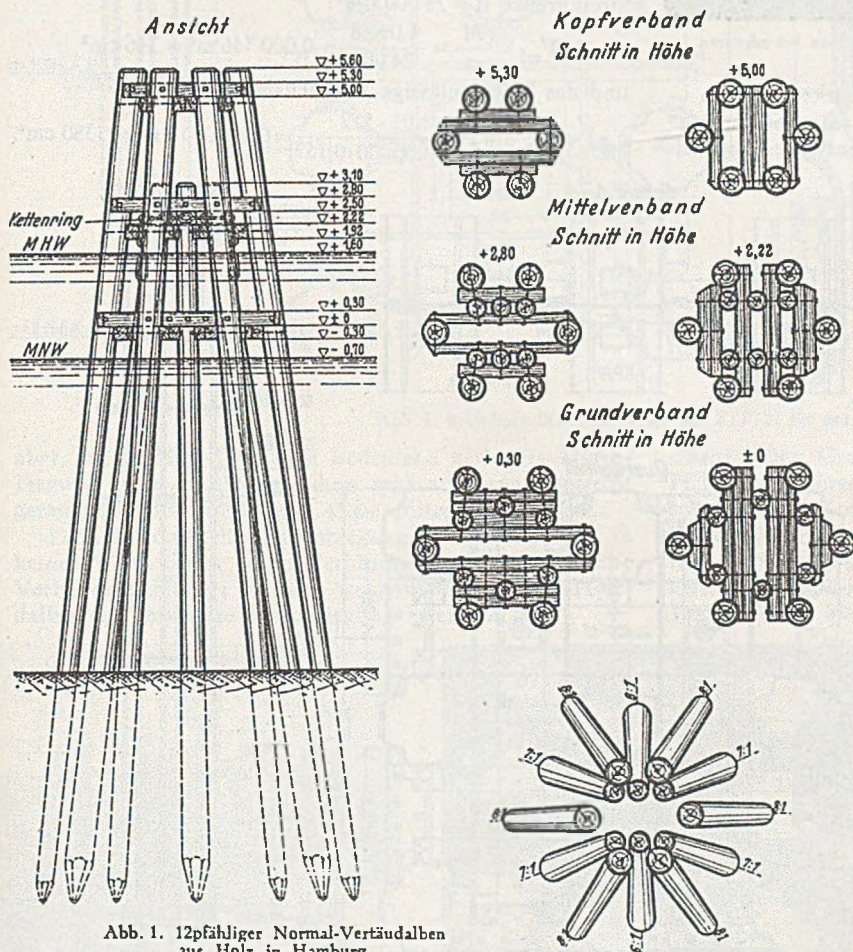


Abb. 1. 12pfähliger Normal-Vertäudalben aus Holz in Hamburg.

Einen Dalben nennt man eine Gruppe von Ramm-pfählen, die durch Verbände zu gemeinsamer Wirkung zusammengefaßt sind. Sie dienen in Häfen zum Vertäuen der Schiffe, auf Wasserstraßen zur Begrenzung des Fahrwassers, dem Schutz von Brückenpfeilern, als Eisbrecher, zur Führung von schwimmenden Docks und Landungsanlagen, ferner gewissen Sonderzwecken.

A. Holzdalben.

Seit dem Beginn des Hafenausbaus wurden Dalben aus Holz gebaut, zunächst in einfachster Form als Pfahlbündel aus dicht beieinander stehenden und mit einer herum-

Aus jahrzehntelanger Erfahrung ist in Hamburg der in Abb. 1 dargestellte Normaltyp eines Vertäudalbens entwickelt worden, der durch die Anordnung von drei Verbänden, eine innere walddrecht gerammte Pfahlgruppe, die nur etwas über den Mittelverband hinausgeht, und eine äußere, zopfrecht gerammte Pfahlgruppe gekennzeichnet wird. Derartige Holzdalben werden mit 8, 12, 16 und 24 Pfählen ausgeführt. Da das Einspannmoment im Boden für die Tragfähigkeit jedes Einzelpfahles wie auch des ganzen Dalbens maßgebend ist, bedeutet die walddrechte Rammung eine wesentliche Erhöhung der Höchstlast. Die zopfrechte Rammung der Außen-gruppe ist indessen notwendig, um oben genügend Querschnitt gegen Fäulnis und für die Verzimierung der Verbände zu behalten. — Durch die drei Verbände wird die Tragfähigkeit erhöht, die Gesamtdurchbiegung dagegen vermindert.

Für die hölzernen Dalben gelten folgende Erkenntnisse:

Ein einzelner, namentlich ein zopfrecht gerammter Pfahl besitzt eine sehr geringe Tragfähigkeit bei großer Durchbiegung.

Die Verwendung eines losen und in bezug auf Durchbiegung besonders günstigen Pfahlbündels ist wirtschaftlich nicht zu vertreten.

Wegen der Holzersparnis wird die Anordnung von Verbänden zur Erzielung einer gewissen Bockwirkung erforderlich.

Mit Rücksicht auf die nicht völlig starren Anschlüsse zwischen Pfahl und Verband sind mehrere Verbände notwendig, um ausreichende Tragfähigkeit zu erreichen.

Die Durchbiegefähigkeit eines verzimmerten Holzdalbens ist in jedem Falle ausreichend groß.

Der Holzdalben muß also mit allen zur Verfügung stehenden handwerksgerechten Mitteln steif gemacht werden.

B. Stahldalben.

Hohe Unterhaltungskosten, geringe Lebensdauer, steigende Löhne und Holzpreise ließen schon seit längeren Jahren den Gedanken aufkommen, das Holz der Dalben durch Stahl zu ersetzen. Stahlbeton kommt für diese

Zwecke wegen seiner mangelhaften elastischen Eigenschaften und der Gefahr der Rissebildung nicht in Frage.

Da theoretische Untersuchungen über die Funktion der Dalben nicht vorlagen — die Form der Holzdalben ist

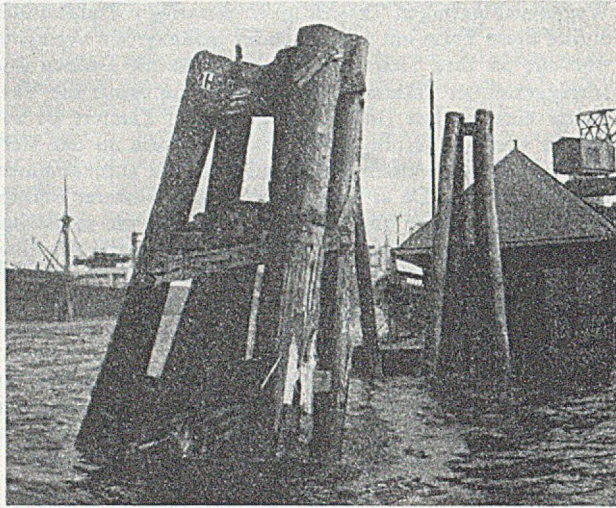


Abb. 2. Nachgiebigkeit der Verbände hölzerner Dalben bei schweren Stößen.

allein aus der praktischen Erfahrung entwickelt worden — und die in der Anfangszeit für die „statische Berechnung“ der Stahldalben gewählten Annahmen entweder von fal-

völlig schubfest und damit für den praktischen Gebrauch unbrauchbar wurden, wie es durch zahlreiche schwere Schäden an derartigen Dalben bewiesen wird.

Man muß berücksichtigen, daß Stahlfähle wegen der Rostgefahr und der Knicksicherheit beim Rammen in ihren Abmessungen nicht so gewählt werden können, daß sie gleiche Tragfähigkeit und gleiche Durchbiegung besitzen, wie der zu ersetzende einzelne Holzpfahl. So hat z. B. ein zopfrecht gerammter hölzerner Pfahl von 45 cm Mittendurchmesser und 40 cm Durchmesser an der Einspannungsstelle ein

$$J = 0,001\,255\text{ m}^4, W = 0,006\,29\text{ m}^3,$$

mit $E = 900\,000\text{ t/m}^2$ und $\sigma = 1330\text{ t/m}^2$ (Holz unter Wasser, Bruchlast des trockenen Holzes Güteklasse III mit 200 kg/cm^2 angenommen). Es ergibt sich z. B. bei einer statischen Höhe $h = 8\text{ m}$

$$\text{die Tragfähigkeit: } P_{zul} = \frac{W \cdot \sigma}{h} = \frac{0,006\,29 \cdot 1330}{8} = 1,04\text{ t},$$

$$\text{die Durchbiegung: } f = \frac{P \cdot h^3}{3 E J} = \frac{1,04 \cdot 512}{3 \cdot 900\,000 \cdot 0,001\,255} = 0,157\text{ m}.$$

Will man einen solchen Holzpfahl durch einen Pfahl aus St 37 ersetzen, so ist mit $E = 21\,000\,000\text{ t/m}^2$ und einer Streckgrenze $\sigma = 24\,000\text{ t/m}^2$

$$W_{erf} = \frac{M}{\sigma} = \frac{1,04 \cdot 8}{24\,000} = 0,000\,346\text{ m}^3 = 346\text{ cm}^3$$

und das höchstzulässige Trägheitsmoment:

$$\max J = \frac{P \cdot h^3}{3 E \cdot f} = \frac{1,04 \cdot 512}{3 \cdot 21\,000\,000 \cdot 0,157} = 0,000\,0538\text{ m}^4 = 5380\text{ cm}^4.$$

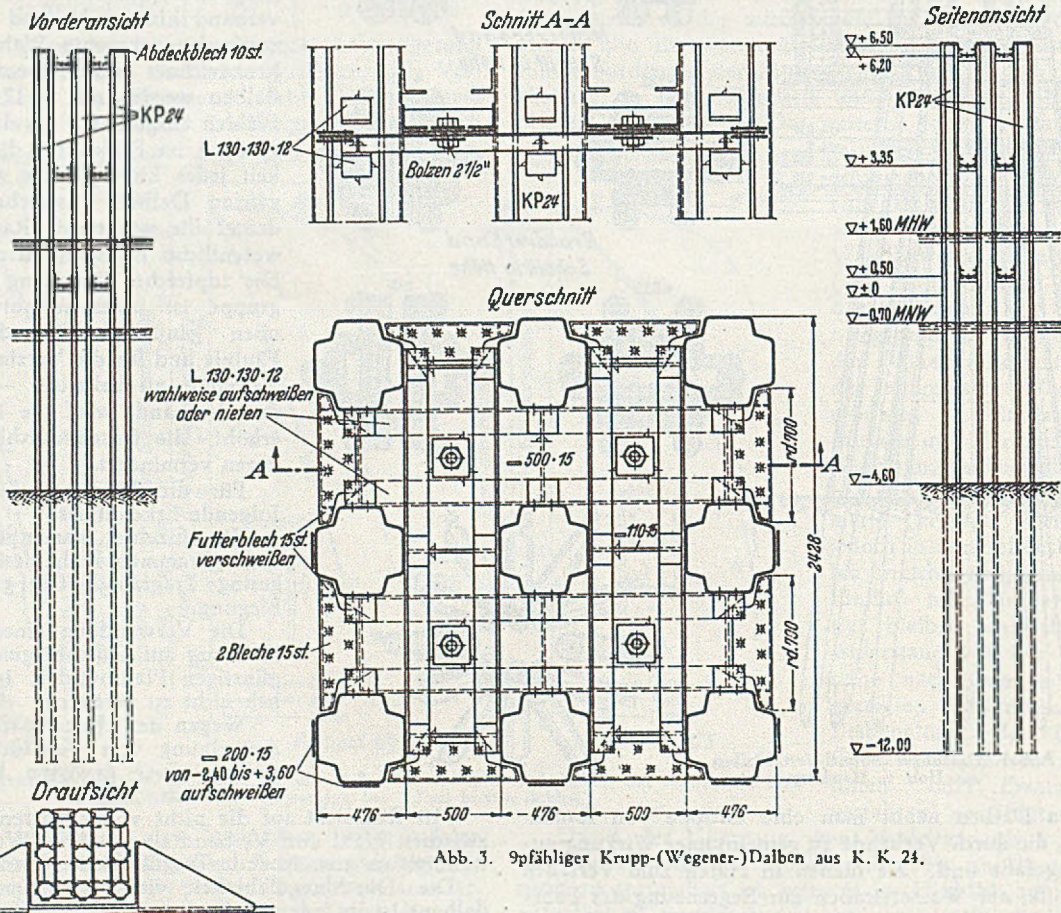


Abb. 3. 9pfähliger Krupp-(Wegener-)Dalben aus K. K. 24.

schen Voraussetzungen ausgingen oder wesentliche praktische Erfordernisse außer acht ließen, z. B. eine möglichst große Durchbiegefähigkeit, so nimmt es nicht wunder, daß die ersten Ausführungen sich eng an das Vorbild der Holzdalben anschlossen. So wurden meist dreifache Verbände fest durch Nietung oder Verschraubung mit den Stahlpfählen verbunden, mit dem Erfolg, daß die Dalben

Die wegen ihres billigen Tonnenpreises für Dalben zur Verwendung kommenden Spezial-Stahlpfähle (nahtlose Rohre sind zu teuer) haben in der schwächsten Ausführung folgende statischen Werte:

$$\begin{aligned} \text{Krupp K. P. 22 } W_x &= 489\text{ cm}^3, J_x = 4890\text{ cm}^4, \\ W_y &= 554\text{ cm}^3, J_y = 8040\text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Larssen L. P. 1 $W_x = 600 \text{ cm}^3$, $J_x = 7850 \text{ cm}^4$,
 $W_y = 860 \text{ cm}^3$, $J_y = 18\,600 \text{ cm}^4$.

Peiner
Stahlpfahl $W_x = W_y = 800 \text{ cm}^3$, $J_x = J_y = 10\,300 \text{ cm}^4$.

Ein Vergleich der Werte ergibt, daß bereits die schwächsten Spezial-Stahlpfähle eine viel größere Tragfähigkeit,

hinderte, gleichzeitige Durchbiegung aller Pfähle durch Anordnung biegsamer Horizontalbleche geringer Stärke zwischen den Einzelpfählen zu erreichen. Wegen der Gefahr der Faltung und Überbeanspruchung hat sich diese Konstruktion aber nicht durchsetzen können.

Erst die von Krupp herausgebrachte Konstruktion von Wegener, Abb. 3, brachte einen erheblichen Fort-

Vorderansicht einer Dalbe

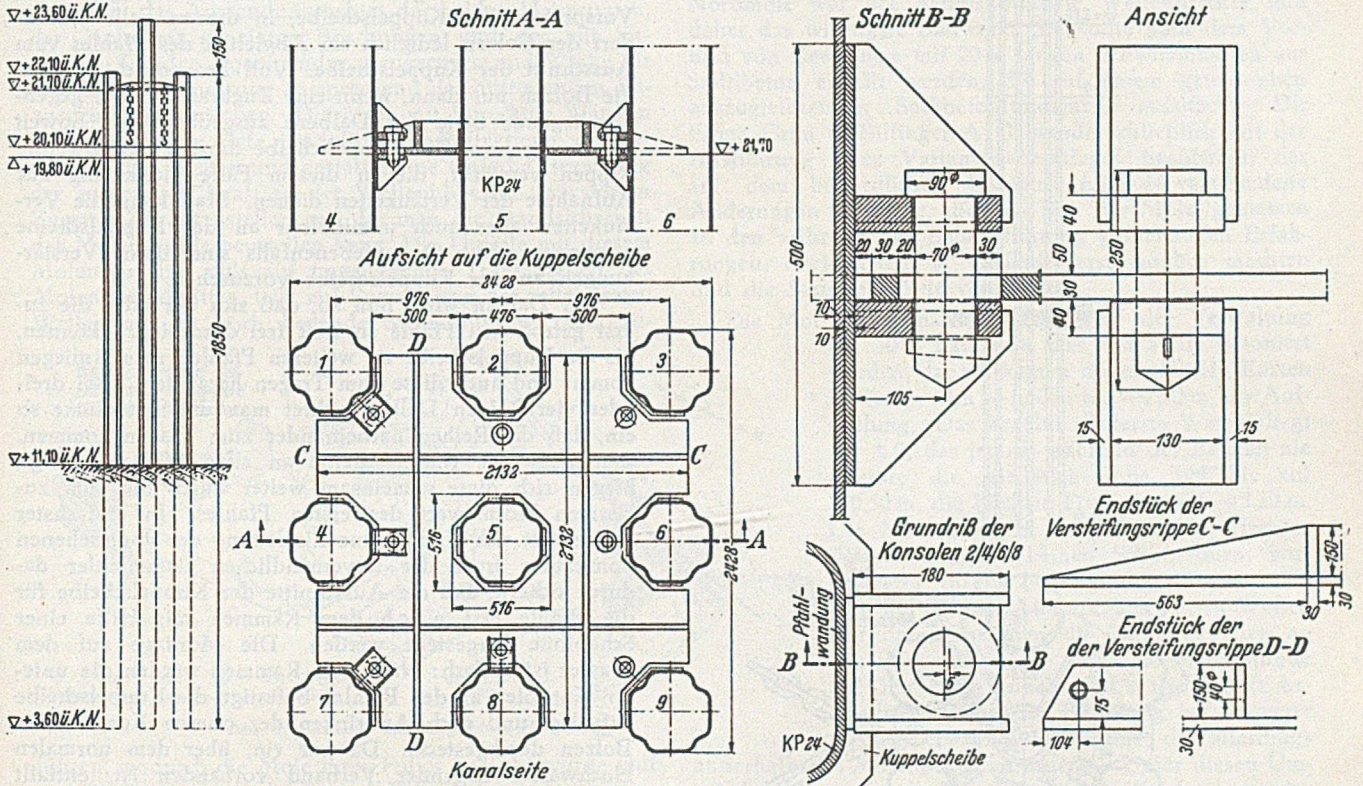


Abb. 4. 9pfähliger Stahlfederdalben aus K. P. 24 für den Nordostseekanal.

aber, bei gleicher Last, eine bedeutend geringere Durchbiegung besitzen als die schon sehr schweren zopfrecht geramten Holzpfähle von 45 cm Mittendurchmesser.

Deshalb darf die Durchbiegung der Stahlpfähle in keiner Weise durch starre Verbindungen oder mehrfache Verbände gehindert werden, wenn man eine den Holzdalben gleichwertige Durchbiegung erreichen will.

schrift. Der Grundgedanke ist der, daß zwischen die Pfähle in mehreren Verbänden eine in sich bewegliche scherenartige Konstruktion lose eingelegt wird, die den Einzelpfählen ein beachtliches Maß an Durchbiegungsfreiheit läßt. Wegen der unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Rammung lassen sich aber die mehrfachen Verbände aus Walzprofilen nicht ohne Zwangungen und

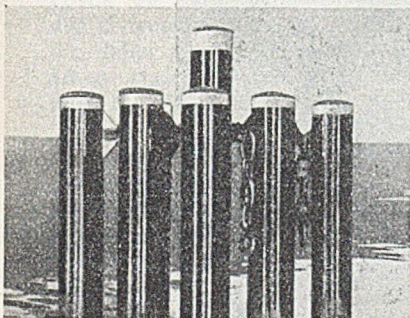


Abb. 5. 9pfähliger Stahlfederdalben aus K. P. 24 im Nordostseekanal.

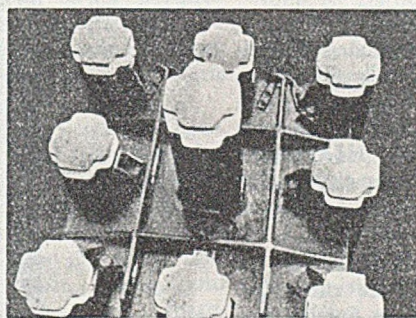


Abb. 6. Draufsicht auf die Kuppelscheibe zum Dalben Abb. 5 (die Pfahlköpfe sind mit einem Betonpfropfen verschlossen).

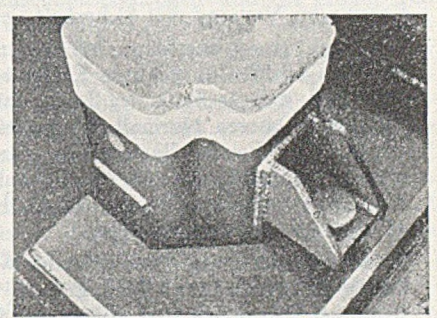


Abb. 7. Befestigung eines Pfahles des Dalbens Abb. 5 an der Kuppelscheibe mit Spielraum.

Der Stahldalben steht also, material- und profilbedingt, im diametralen Gegensatz zum Holzdalben. Diese Erkenntnis hat sich erst nach und nach durchsetzen können. Um ihr Rechnung zu tragen, versuchte man zunächst, die Verbände der Stahlpfähle in Holz auszuführen, um ähnlich wie bei den hölzernen Dalben eine gewisse Beweglichkeit zu sichern; diese Ausführungsart ist indessen wegen der hohen Unterhaltungskosten und der nicht materialgerechten Konstruktion wenig zweckmäßig. Der nächste Schritt war der, eine weniger be-

Klemmungen einbringen, außerdem verhindert die Scherenwirkung eine völlig freie Durchbiegung der von der Schere gefaßten Einzelpfähle.

Die Starrheit der Stahlpfähle erfordert bei gleichzeitigem Wirken bereits sehr erhebliche Kräfte, um den Dalben in Bewegung zu setzen, oder mit anderen Worten: An einem derartigen, mit allen Pfählen gleichzeitig wirkenden Dalben liegen die Schiffe sehr hart. Man vgl. Z. VDI. 90 (1948) S. 274 und Bauingenieur 24 (1949) S. 36.

C. Stahlfederdalben.

Das Bestreben mußte also dahin gehen, die volle Durchbiegungsfreiheit der Einzelpfähle zu wahren. Die Stahlpfähle dürfen erst nacheinander in Wirksamkeit

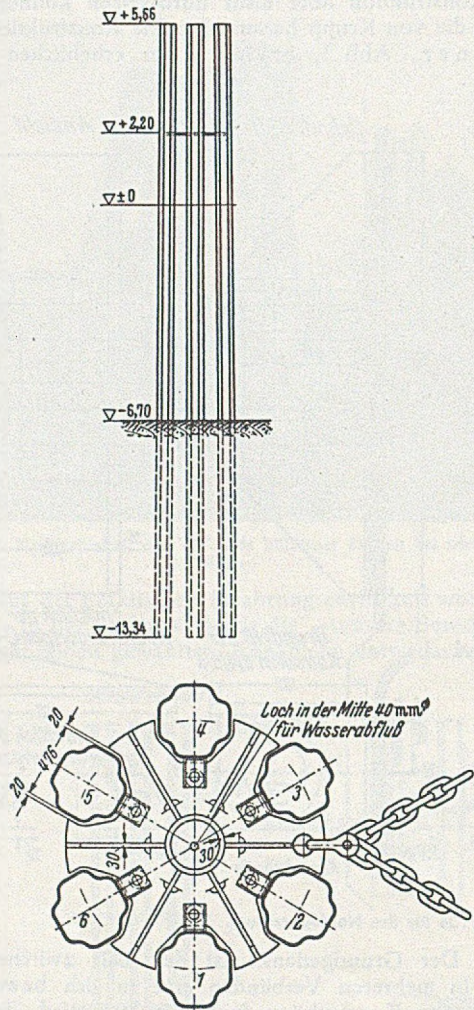


Abb. 8. 6pfähliger Vertäudalben aus K. P. 24 für Fischereihafen Hamburg-Altona mit leicht geneigten Pfählen. (Entwurf.)

treten, je nach der vom Schiff ausgeübten Kraft, und müssen so miteinander verbunden werden, daß Zwängungen im Verband mit Sicherheit vermieden werden.

Dabei ist zu beachten, daß die im normalen Betrieb von den Schiffen ausgeübten Kräfte verhältnismäßig klein sind und daß es in erster Linie darauf ankommt, den Dalben für diesen Normalbetrieb geeignet, d. h. weich zu machen. Schwere Beanspruchungen mit Höchstlasten müssen selbstverständlich auch aufgenommen werden können, es wäre aber falsch, die Dalben nur nach diesen Höchstlasten zu konstruieren.

Das Prinzip des Nacheinander-Wirksamwerdens der Pfähle (Federwirkung) bedingt, das sich die zuerst getroffenen Pfähle bis zur zulässigen Grenze durchbiegen können, während die übrigen Pfähle eine geringere Durchbiegung erleiden und somit auch nur eine geringere Kraft aufnehmen als die zuerst getroffenen. Die Federwirkung kann also nur durch eine gewisse Einbuße an Gesamttragfähigkeit erreicht werden, genau so, wie bei einer Wagenfeder oder einem Eisenbahnpuffer, die viel leichter ausfallen könnten, wenn sie nur nach der Tragfähigkeit dimensioniert würden, aber dennoch unbrauchbar wären.

In Anwendung dieser Grundgedanken hat der Verfasser den „Stahlfederdalben“ entwickelt (Abb. 4 bis 9), der dadurch gekennzeichnet ist, daß zwischen den Pfählen eine einzige Kuppelscheibe mit Spielraum gelagert ist,

in die die Pfähle mit einem Bolzen eingehängt werden. Der kräftig ausgeführte Verbindungsbolzen wird von einer oberen und unteren, am Pfahl angeschweißten oder angeschraubten Konsole getragen (Abb. 4 und 7). Die untere Konsole dient gleichzeitig als Auflager für die Kuppelscheibe. Das Bolzenloch in der Kuppelscheibe wird so groß gemacht, daß der Bolzen bei Druck auf den Pfahl niemals zum Anliegen kommen kann. Auch bei seitlichem Druck legt sich der Pfahl zunächst gegen die Vorsprünge der Kuppelscheibe, in diesem Falle verhindert der Bolzen lediglich ein Abgleiten des Pfahles vom Ausschnitt der Kuppelscheibe. Voll beansprucht werden die Bolzen nur dann, wenn eine Zugkraft auf die gegenüberliegende Seite des Dalbens ausgeübt wird. Soweit notwendig, wird die Kuppelscheibe durch aufgeschweißte Rippen verstärkt, die in diesem Falle gleichzeitig zur Aufnahme der Vertäuketten dienen. Man kann die Vertäuketten aber auch unmittelbar an der Kuppelscheibe anbringen (Abb. 8), gegebenenfalls sind dann Verstärkungen an der Kuppelscheibe vorzusehen.

Der Dalben wirkt nun so, daß sich der oder die zuerst getroffenen Pfähle so weit frei durchbiegen können, bis die Kuppelscheibe an weiteren Pfählen zum Anliegen kommt und auch diese zum Tragen heranzieht. Bei drei- oder vierreihigen Dalben richtet man die Spielräume so ein, daß die Reihen nacheinander zum Tragen kommen. Erst wenn die Kuppelscheibe an allen Pfählen anliegt, biegen sich diese gemeinsam weiter durch bis zum zulässigen Höchstwert des ersten Pfahles. In einfachster Weise läßt sich eine genaue Einhaltung der vorgesehenen Spielräume trotz der unvermeidlichen Rammfehler dadurch sichern, daß die Ausschnitte der Kuppelscheibe für die Pfähle erst nach dem Rammen mit Hilfe einer Schablone hergestellt werden. Die Montage auf dem Wasser ist einfach: Nach dem Rammen werden die unteren Konsolen an den Pfählen befestigt, die Kuppelscheibe aufgelegt und nach Anbringen der oberen Konsole der Bolzen durchgesteckt. Da nur ein, über dem normalen Hochwasser liegender Verband vorhanden ist, entfällt die teure und schwierige Tidarbeit. Diese Lage der Kuppelscheibe ist auch für Überwachung und Unterhaltung günstig.

Falls wegen großer und langanhaltender Wasserstandsunterschiede an Strömen Vertäuvorrichtungen in verschiedenen Höhen notwendig werden, läßt sich das

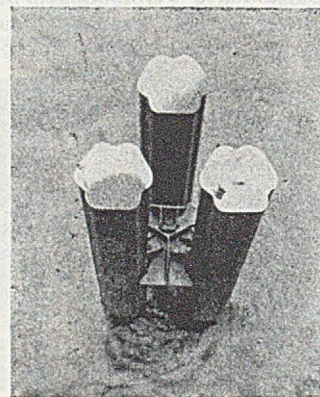


Abb. 9. 3pfählige Stahlfederdalben aus K. P. 23 als Schutzdalben für die Pfeiler eines Brückensteiges in Hamburg-Billstedt.

ohne Beeinträchtigung der Federwirkung durch Anordnung mehrerer Kuppelscheiben mit verschiedenen Spielräumen erreichen.

Wegen des verhältnismäßig geringen Materialverbrauches und der einfachen Arbeit liegen die Kosten des Stahlfederdalbens unter denen der bisherigen Ausführungsarten. Weiter ist die leichte Austauschbarkeit einzelner beschädigter Pfähle und die einfache Lösung des Verbandes unter Wasser bei übergerannten Dalben zu beachten.

(Schluß folgt.)

Molenbauten im Fischereihafen von Póvoa de Varzim (Portugal).

Von Dipl.-Ing. Karl Dahlbokum, in Firma Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.

Allgemeine Angaben über das Bauvorhaben.

Ein immer wieder erörterter Gegenstand der jüngsten Schifffahrtskongresse, besonders des von Brüssel, war die Frage des zweckmäßigen Molenprofils. Anhand der an ausgeführten Bauwerken gesammelten Erfahrungen ist es gelungen, das Anwendungsgebiet der beiden Haupttypen, der Mole mit geneigten Böschungen und der mit lotrechten Wänden, voneinander abzugrenzen und Winke für die richtige Bemessung entsprechend der auftretenden Beanspruchung zu geben. Die Mole mit lotrechten Wänden in ausreichender Tiefe ermöglicht das Reflektieren der ankommenden Wellen und gestattet eine einfache Beziehung der ausgeübten Kraft zu der Wellenhöhe im ungestörten Zustand 2 h aufzustellen, mit der man die Standsicherheit des Molenprofils beurteilen kann. Die Unfälle mit diesem Molentyp sind teils auf ungenügende Tragfähigkeit des Molenquerschnittes, teils auf Sogwirkung der reflektierten Wellen auf zu hoch liegende Steinschüttung zurückzu-

langen Anlegemole nebst kleineren Arbeiten aus (Abb. 1). Zugrunde lag ein behördliches Projekt, das außer diesen Arbeiten noch eine spätere Verlängerung der Nordmole, eine etwa 600 m lange Mole im Süden sowie Anlegekais, Rampen und Felsaushub im Hafenninnern vorsah. Die Nordmole war der hauptsächlichste Wellenbrecher und daher das wichtigste Bauwerk. Sie sollte nach dem Vorbild von Zeebrügge mit 20 m langen Schwimmkästen aus Stahlbeton erstellt werden, die auf einem genau eben auszugleichenden Sackbetonfundament aufsitzen. Die Firma Grün & Bilfinger A. G. wurde schließlich mit der Ausführung ihres Variantenvorschlags beauftragt, der auf dem behördlichen Entwurf fußend verschiedene Änderungen einführte, die den Bau der Mole, gemessen an den während der Bauausführung gesammelten Erfahrungen, erleichterten, ja vielleicht erst möglich machten und die Standfestigkeit verbürgten.

Die Mole sollte nach dem Entwurf der Verwaltung auf 50 m Länge an Ort und Stelle betoniert werden, danach kamen die erwähnten Kästen in Tiefen von $-1,50$ m bis $-7,50$ m zur Aufstellung. Das absolut niederste Wasser liegt auf ± 0 , das jedoch während der Bauzeit nie eintraf; die niederste Ebbe fiel bis auf $+0,50$ m, die höchste Flut stieg auf $+5,10$ m. Die Mole steht in verhältnismäßig flachem Wasser und hat keinen Schutz durch vorgelagerte Inseln oder geringe Tiefen. Sie liegt am offenen Atlantik, aus dessen Weiten fast ununterbrochen die Dünungswellen an das Ufer rollten, oft innerhalb einer Stunde auf 3 m Höhe zunehmend. Die größte beobachtete Höhe der Brandung bei schwerer See lag etwa bei 9 m Höhe, die allerdings

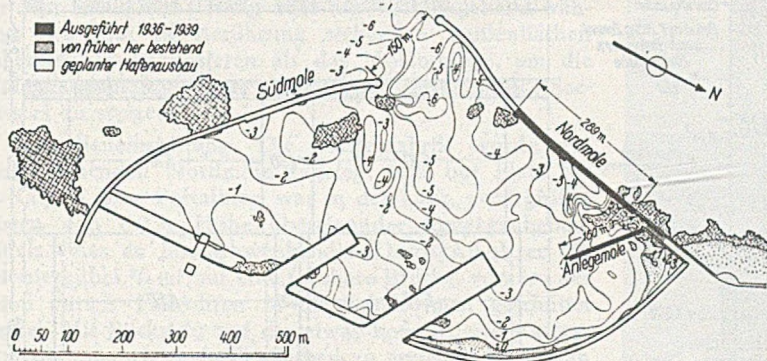


Abb. 1. Geplante und ausgeführte Hafenanlagen.

führen, wodurch die Mole ihres Fußes beraubt wurde und seewärts umkippte. Auch sind Fälle bekannt geworden, wo ein Molenquerschnitt zwar kippsicher, aber nicht genügend gleitsicher war und deshalb verschoben wurde. Diese Unfälle besagen nichts gegen das Molenprofil mit lotrechten Wänden, das im Gegenteil infolge seiner geringen Massen und mehr ingenieurmäßigen Konstruktion in allen seiner Wirkungsweise entsprechenden Verhältnissen die Wahl des Hafenaubers auf sich ziehen wird. Diese Fragen standen beim Bau des Fischereihafens von Póvoa de Varzim, ein Städtchen etwa 30 km nördlich der Hafenstadt Porto in Portugal, zur Erörterung, und die dabei gewählte Lösung dürfte daher auch die deutschen Hafenaubers interessieren. Man vgl. die Karte Abb. 1 in Bauingenieur 24 (1949) S. 8.

Zur Entstehungsgeschichte des Hafens ist zu sagen, daß man für die einstweilen im benachbarten Seehafen von Porto, Leixões, stationierte Fischereiflotte einen besonderen, nur der Fischerei dienenden kleineren Hafen wünschte. Die Wahl fiel dabei auf Póvoa de Varzim, weil hier eine schwache Buchtenbildung die sonst sehr ungünstigen Verhältnisse der nördlichen, flachen und klippenreichen Küste etwas besserte. Aus dem vergangenen Jahrhundert stand noch der Ansatz zu einer Mole, die man in die Planung einbezog. Außerdem lebte hier eine zahlreiche notleidende Fischereibebevölkerung, die jahraus, jahrein infolge des unbeständigen Charakters von Meer und Brandung Verluste an Menschenleben hatte und im Winter fast völlig von ihrem Erwerb abgeschnitten war. Sie sollte in den modernen Fischfang mit motorgetriebenen Fischkuttern eingeschaltet werden.

Im Jahre 1935 schrieb die portugiesische Regierung unter ihrem Ministerpräsidenten, Oliveira Salazar, und ihrem Minister der öffentlichen Arbeiten, Duarte Pacheco, den Bau der 425 m langen Nordmole und der 160 m

außerhalb des Molenbereiches auftrat. Unter diesen Umständen konnten zunächst Zweifel auftreten, ob der Molentyp mit lotrechten Wänden überhaupt angezeigt ist, da die Voraussetzungen für ein Reflektieren der Wellen nicht gegeben sind, sondern man das Auftreten von Brechern befürchten mußte. Bei einer lotrechten Wand entlädt sich die Energie einer brechenden Welle fast plötzlich und übt einen konzentrierten Stoß auf begrenzte Flächen aus; beim geböschten Profil dagegen läuft die Welle auf, ihre Energieverwandlung ist zeitlich auseinandergezogen und ein großer Teil der Energie wird durch die Wasserwirbel verzehrt. Rechtfertigen ließ sich der Molentyp mit lotrechten Wänden nur aus den Beobachtungen, daß die Wellen kaum beeinflusst durch die jeweilige Windrichtung, aus Nord-Nordwest unter einem Winkel auf die Mole trafen, so daß immer nur ein kurzes Molenstück unter dem Aufprall der Woge stand. Durch gute Verbindung der einzelnen Molenabschnitte konnte dann die ausgeübte Kraft auf die Nachbarabschnitte des getroffenen Abschnittes übertragen und die Standfestigkeit dadurch erhöht werden. Weiter ist der Untergrund Granit, der zwar vielfach stark verwittert angetroffen wurde, aber im Vergleich zu Steinschüttungen eine ungleich widerstandsfähigere Basis für die Aufstellung der Kästen abgibt. Gelang es also, zwischen Kästen und Felssohle ein ebenso festes Fundament zu legen, so durfte man auf eine Bewährung des lotrechten Molentyps auch bei Auftreten von Brechern hoffen.

Schließlich war die Frage des Zuwasserbringens der Kästen zu überlegen. Eine tiefe Stelle in der Nähe des Ufers gab es nicht. Der der Ausschreibung beigegebene Lageplan gab zwar in etwa 100 m Entfernung vom Strand die Niveaulinie -3 an, die Bucht war jedoch voll großer und kleiner Klippen, teils unterseeisch, teils sichtbar, so

daß es schon ein Risiko war, mit bis 3,5 m tief gehenden Kästen zwischen den Klippen zu navigieren. Für die Herstellung der großen Kästen nach dem Verwaltungsentwurf kam nach näheren Untersuchungen nur eine Helling in Frage, die ziemlich lang wurde und dann noch in geringen Tiefen endigte. War ein Kasten einmal von der Helling abgelaufen, so gehörte er dem feuchten Element und blieb dem Risiko einer plötzlich eintretenden Verschlechterung des Seeganges ausgesetzt.

Die Variante brachte folgende Änderungen:

1. Die 20 m langen Kästen werden durch kleinere, 6,50 m lange ohne Boden ersetzt. Diese sind leichter zu versetzen, gestatten ein rascheres Arbeiten, vermindern das Risiko und gewähren durch Serienherstellung Unabhängigkeit in den Dispositionen. Sie passen sich dem Untergrund besser an als die 20 m langen Kästen und vermindern dadurch die Massen der Kastenfundamente.

Durch die monolitische Verbindung des Molenkörpers mit dem Felsuntergrund tritt also eine Verbesserung der statischen Verhältnisse ein.

3. Die Kästen werden unter Wasser mit Beton gefüllt, da ein zellenweises Trockenlegen bei Kästen ohne Böden nicht mehr möglich ist. Diese schnellere Arbeitsweise, die noch durch große Stundenleistung der Mischmaschinen und große Klappkübel von 2 m³ Inhalt beschleunigt wird, gestattet es, einen Kasten unmittelbar nach dem Versetzen bis zum Eintreffen der nächsten Flut genügend schwer zu machen; die Erfahrungen haben gezeigt, daß ein leerer Kasten, womöglich noch mit Boden auf Sackbeton, nicht einmal einer normalen Flut hätte widerstehen können.

4. Die Kästen werden in einem gewissen Abstand (etwa 0,70 m) voneinander versetzt, da sattes Anliegen bei der vorhandenen Dünnung unmöglich ist und zu Zer-

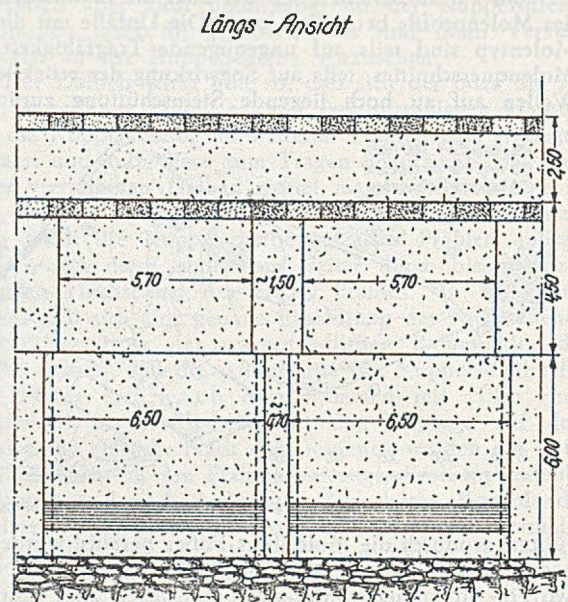
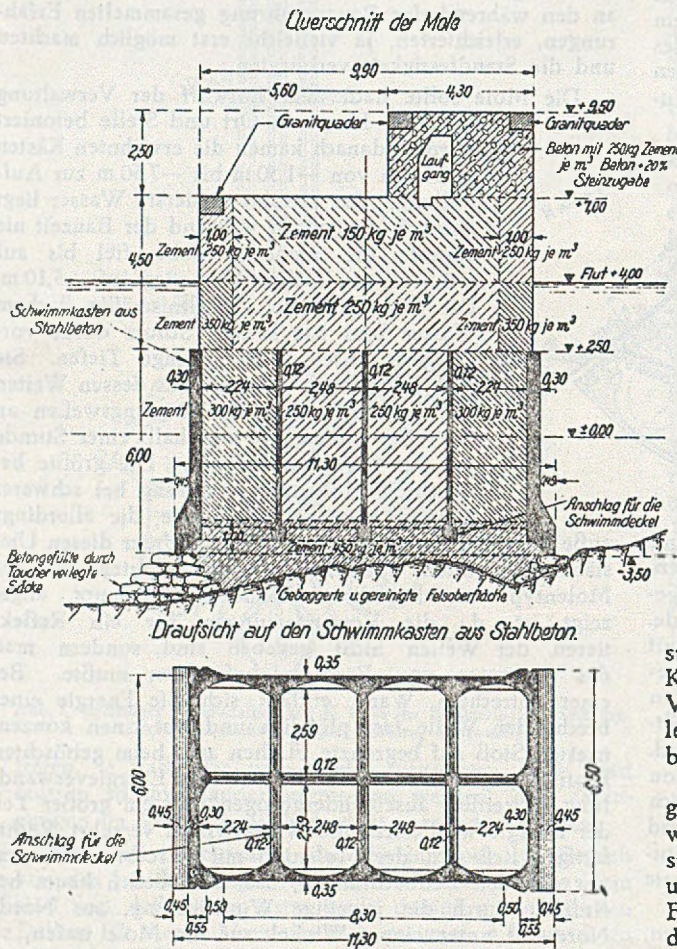


Abb. 2. Querschnitt und Konstruktion der Nordmole.

2. Da manche Molen infolge ungenügenden Gleitwiderstandes auf ihrer Unterlage versagt haben, wird der Molenkörper unmittelbar auf dem Felsen aufbetoniert. Die Kästen haben deshalb keinen festen Boden und werden für den Transport zur Mole durch abnehmbare Deckel schwimmfähig gemacht. Sackbeton wird nur an den Kastenrändern für die Aufstellung des Kastens notwendig, innerhalb ist er durch Schüttbeton ersetzt. Die Taucherarbeit wird dadurch wesentlich herabgesetzt.

Von dieser verbesserten Gründung ist nicht nur ein großer Widerstand gegen Verschieben zu erwarten, sondern auch eine größere Kippsicherheit, da eine plötzliche Erhöhung des Auftriebes unter dem Molenkörper bei Aufprallen einer Welle im Schüttbeton nicht auftreten kann, während sich der Auftrieb durch ein Hohlräume enthaltendes, nicht überall satt am Kästenboden anliegendes Sackbetonfundament augenblicklich fortpflanzt.

störungen der Stahlbetonkästen führt. Die Form der Kästen muß einen guten Abschluß dieser Fuge und eine Verzahnung bieten. Die Herstellung in einzelnen Pfeilern oder Blöcken erspart schwierige Paßarbeiten und beschleunigt den Bau.

5. Die Stahlbetonkästen haben bereits infolge ihrer geringeren Abmessungen größere Festigkeit als die verwaltungsseitig vorgesehenen. Die spannungsfreie Aufstellung durch Fortfall des Bodens sowie die gewölbte und gedrungene Formgebung erhöhen weiterhin die Festigkeit, schließen Rissebildung aus und gewährleisten die Haltbarkeit des Stahlbetons im Seewasser.

6. Für das Zuwasserbringen der Kästen wird ein im Besitz der Firma befindlicher Portalkran von 12,5 m Spurweite und 200 t Tragfähigkeit eingesetzt. Unter Ausnützung der örtlichen Verhältnisse und der Anlegemole, sowie eines Auftrages auf 7000 m³ Felsausbruch im Wasser ließ sich ein Hafenbecken schaffen, in dem die Kästen sicher zu Wasser gelassen werden konnten, bei aufkommendem Seegang Zuflucht fanden und den Anschluß an ausreichende Wassertiefen weiter außerhalb gewannen.

Abb. 2 zeigt den ausgeführten Molenquerschnitt mit dem Schüttbetonfundament zwischen Sackbetoneinfassung, darüber die bis 6,0 m hohen Schwimmkästen, die auf Kote +2,5 reichen, 1,0 m höher als die Verwaltung vorgesehen hatte. Diese Plattform fiel bei ruhiger See während der Ebbe für 3-4 Stunden trocken, auf ihr wurden dann schwere eiserne Schalungskästen fluchtgerecht aufgesetzt und im Trockenem mit Beton gefüllt. Die Absätze in Höhe der Kastenoberkante gestatteten, Aufstellungs-

fehler der Kästen auszugleichen. Eine 4,30 m breite Schutzmauer von Kote +7,0 bis +9,5 m schließt die Nordmole auf der Nordseite ab und enthält den Bedienungsgang zu dem auf dem Molenkopf vorgesehenen Leuchtturm. Die Bauwerkskanten sind mit Granitquadern verkleidet. Die angegebenen Zementzugaben zeigen das Bestreben, die



Abb. 3. Blick über die Baustelle mit Kastenfabrik, Portalkran für 200 t Hub, im Hintergrund die Nordmole mit Kran, links die Anlegemole mit Bauhafen.

dem Strand zu wurde das Becken durch einen gemauerten Fangedamm eingeschlossen, der teils auf den Klippen aufgesetzt, teils mittels eines schwimmenden, zerlegbaren, hölzernen Schalungskasten gegründet wurde. Den abgesetzten Kasten füllte man mit Steinen, dichtete ihn außenherum und goß die Schüttung mit Mörtel mittels eingesteckter Rohre 2" o aus. Die eigenartige Bauweise ist durch die Gezeiten, Wellen und die Unmöglichkeit, Hebezeuge anzusetzen, bedingt. Es ergaben sich ziemliche Schwierigkeiten durch den Seegang, da ein großer Teil der Arbeit in den Winter fiel, und durch die Verwitterung des Granites, die zu Unterwaschungen der Mauer und Wassereinbrüchen führte. Im Schutze dieser Bauwerke wurde das Becken auf Kote -2 ausgehoben. Die hierbei freigelegte Anlegemole machte auf dem verwitterten, bis 3,5 m Höhe freistehenden Granit Sorgen für ihre Standfestigkeit. Auf Innenseite wurde daher eine Bruchsteinmauer davorgesetzt und der Zwischenraum mit Magerbeton verfüllt. Die Verbreiterung auf 7,5 m machte die Mole standfest und entzog den anstehenden Granit weiterer Zersetzung.

mit dem Seewasser ständig oder nur vorübergehend während der Flut in Berührung stehenden Außenflächen zementreicher zu dosieren als das Molennere, um die Widerstandskraft gegen chemische Angriffe des Seewassers zu steigern.

Baustelleneinrichtung. Die Kastenfabrik wurde auf der bestehenden Nordmole angelegt und bot Platz für 20 Kästen. Der Portalkran war in der Lage, zwei größte Kästen von 6,0 m Höhe übereinander hinwegzuheben. Mittels eines an ihm schwenkenden Derricks hob er die Betonierkübel $\frac{3}{4} m^3$ auf eine fahrbare Brücke, von wo der Beton mittels Fallrohren in die Schalformen geschüttet wurde. Mit Rücksicht auf die etwas komplizierte Kastenform und um glatte Außenflächen zu erzielen, hatte man eiserne Schalung für zwei Kästen beschafft. Um den Stahlbeton gegen das Seewasser möglichst dicht zu machen, verarbeitete man den in der Korngröße sorgfältig abgestuften, steif plastischen Beton mit Innenrüttlern, Fabrikat Ingersoll. Die Betondeckung der Eisen beträgt 4 cm. Durch die große Vorratshaltung hatten die Kästen bis zum Versetzen ein Alter von mehreren Monaten.

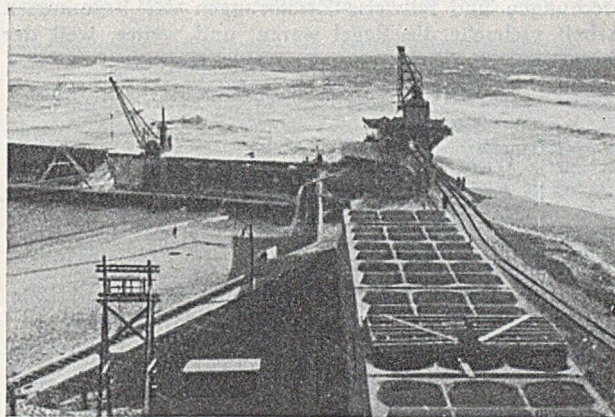


Abb. 5. Blick auf Absetzbecken am Ende der Kastenfabrik und Bauhafen während des Felsausbruches im Trockenem.

Von den übrigen Einrichtungen ist noch die Betonieranlage zu nennen mit zwei Mischern zu 1500 l Inhalt mit Bunkern von je $50 m^3$ Inhalt. Auf einer Rampe fuhr die $3 m^3$ -Loren mit dem Zuschlag am Seil über die Bunker. Geladen wurde anfänglich mit dem Bagger, später von Hand. Die erreichte Stundenleistung beider Maschinen betrug $54 m^3$ Beton pro Stunde. Diese im Verhältnis zu der gesamten Betonmenge von $30\ 000 m^3$ reichlich scheinende Installation war trotzdem gerechtfertigt, da für das Füllen der Kästen nur wenig Zeit zur Verfügung stand, von dem rechtzeitigen Füllen aber der Erfolg der Arbeit abhing.

Dichten Beton herzustellen macht in Küstengebieten bekanntlich Schwierigkeiten, da natürlicher, gut abgestufter Zuschlag meist nicht vorhanden ist. Man mischte zwei einförmige Sande, feinen Dünsand und gröberen Sand vom Strande und erhielt einen Sand mit nur 30% Hohlraum, allerdings nur bis 3 mm Korngröße. Aus vielen kleinen Steinbrüchen wurden Bruchsteine aus Granit mit Lastwagen angefahren und auf der Baustelle maschinell zu Schotter gebrochen. Die Lücke zwischen Sand und Schotter wurde durch eine geringe Zugabe von ausge-siebtem Flußkies teilweise ausgeglichen, der Korn von 7 bis 22 mm enthielt. Für den Beton der Kästen wurde Schotter bis 40 mm Korngröße verwandt, für den übrigen Massenbeton bis 75 mm. Der bei der Schottererzeugung anfallende Brechsand wurde hälftig mit Natursand gemischt und in dem aufgehenden Beton verarbeitet, wo der schlechte Einfluß des Brechsandes durch die intensive Innenrüttlung mit schweren Ingersoll-Vibratoren ausgeglichen wurde. Für Unterwasserbeton kam nur Natur-Mischsand in Frage wegen des geringen Wasseranspruches

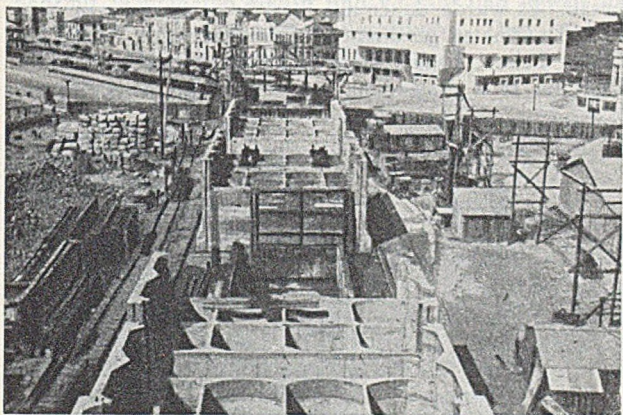


Abb. 4. Blick auf die fertiggestellten Schwimmkästen aus Stahlbeton.

Eine am Ende der bestehenden Mole seitlich vorhandene Rampe wurde in ein durch Mauern ringsum geschütztes Absetzbecken verwandelt; über den seitlichen Ausgang fuhr der Portalkran auf schweren Peiner-Trägern, die auf Pfeilern aufgelagert waren. Das Hafenbecken von etwa 80 m Länge und 30 m Breite ist auf der Seeseite durch die ursprünglich 5 m breite Anlegemole begrenzt, deren erste Hälfte im 1. Baujahr beschleunigt mittels eines schweren, dreiseitigen Schalungskastens in Abschnitten von 5 m Länge an Ort und Stelle betoniert wurde. Ihre Gründungstiefe fiel dabei von +1,5 auf -1,5 m. Nach

und der besseren plastischen Konsistenz des damit hergestellten Betons. Trotzdem keine stetige Kornabstufung vorhanden war, zeigte der Beton mit dieser in vielen Versuchen gefundenen Ausfallkörnung gute Festigkeiten von 230 kg/cm^2 bei 150 kg/m^3 Zementzugabe bis 390 kg/cm^2 bei 450 kg/m^3 Zementzugabe nach 28 Tagen, woran allerdings die Verarbeitung wesentlichen Anteil hat. Wasserdurchlässigkeitsversuche an 3—4 Wochen alten, mit Natursand angemachten Würfeln zeigten bei 20 kg/cm^2 Druck von zwei Stunden Dauer keinen Wasserdurchtritt, während Brechsand sich wesentlich ungünstiger verhielt. Als Zement wurde das portugiesische Fabrikat Liz verwendet, bei dem im Gegensatz zu Erfahrungen an anderen Portland-Zementen eine regelmäßige Festigkeitsabnahme von 20% beobachtet wurde, wenn er mit Salzwasser angemacht wurde.

Arbeiten an der Nordmole. Die Vorbereitung der Felssohle für das Aufstellen der Kästen gestaltete sich deshalb so schwierig, weil die Pausen in dem fast ständigen Seegang sehr kurz waren und es selten gelang, das Sackbetonfundament in einem Zuge herzustellen, Unterbrechungen und teilweise Zerstörungen der begonnenen Arbeit vielmehr die Regel waren, und weiter, weil der Felsboden eine geradezu bizarre Oberfläche aufwies

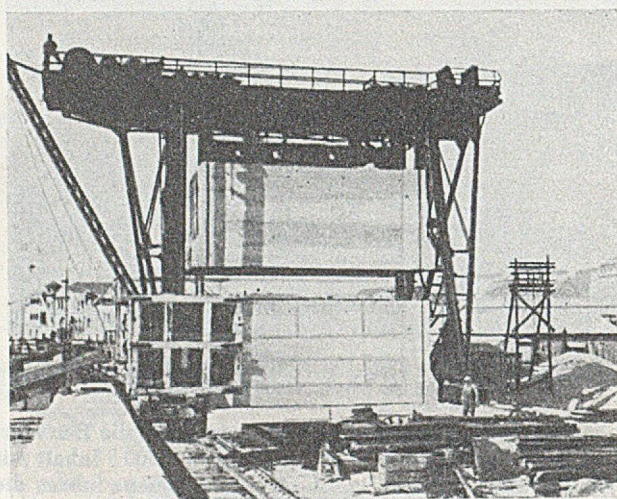


Abb. 6. Der Portalkran hebt 6 m hohe Schwimmkästen von 200 t Gewicht übereinander weg.

außerdem stellenweise erheblich verwittert war und zeitraubende Baggerung verlangte. Die Taucherarbeit war infolge der geringen Wassertiefen nur bei Dünungen bis $2 \text{ h} = 1,0 \text{ m}$ möglich, während in Wassertiefen über 10 m bekanntlich die Einflüsse des Seegangs rasch abnehmen. Die Tabelle gibt die Anzahl der guten Arbeitstage an, d. s. Tage, an denen die Taucher an der Nordmole arbeiten und Kästen versetzt werden konnten, und die Anzahl der hergestellten Blöcke.

Jahr	Gute Arbeitstage	% des Jahres	Versetzte Blöcke
1937	112 Tage	30,6 %	17
1938	54 "	14,8 %	11
1939	50 "	13,7 %	10

Ein Block von rd. 7 m Länge in Molenrichtung gemessen wurde demnach in etwa 5 Tagen fertiggestellt, das eigentliche Kastenversetzen und Betonieren des Blockes bis Kote +7,0 m nahm hiervon bei normalem Verlauf etwa 40 Stunden in Anspruch. Bei der geringen Arbeitsmöglichkeit hat nur die großzügige Baustelleneinrichtung und die dadurch gegebene Schlagkraft zum Erfolg geführt.

Um das Maß der Taucherarbeit zu kennzeichnen, sei erwähnt, daß auf einem Kastengrundriß von etwa 70 m^2 bereits Höhenunterschiede in der Felslage bis 3 m auf-

traten, die teils durch Sprengen und Baggern, teils durch Sackbeton auszugleichen waren. Anfängliche Versuche, das Bohren der Sprenglöcher ohne Taucher durch eine Hammerbohrmaschine auszuführen, die an einer schweren, von oben bedienten Bohrsäule arbeitete, schlugen fehl,

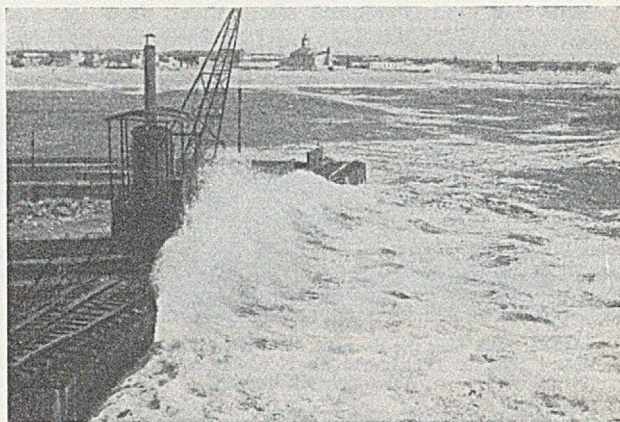


Abb. 7. Bauhafen während der Herstellung im Seegang.

weil der Bohrer sich auf der unregelmäßigen Felsoberfläche schlecht senkrecht ansetzen ließ und weil die Bohrlochanten bei dem überwiegend schlechten Fels abbrachen und den Bohrer festkeilten. Die Taucher suchten dagegen die passenden Stellen zum Ansetzen der Bohrer aus und richteten sich nach den angetroffenen Verhältnissen, was beim mechanischen Bohren von außerhalb des Wassers her nicht möglich ist. Gebohrt wurde mit dem Ingersoll S 49 ohne besondere Luftableitung; 2 Taucher hielten einen Hammer, Bohrerlängen von 0,5, 1,0 und 1,5 m sorgten für bequeme Handhabung. Öfteres Ein- und Ausfahren verhinderte das Steckenbleiben; ein fertiges Bohrloch wurde wegen des Gerölles und Sandes sofort mit einem Holzstopfen verschlossen.

Gesprengt wurden 3 bis 6 Löcher gleichzeitig bei Besetzungen bis 2,5 kg Dynamit pro Bohrloch. Mit Zündmaschinen ergaben sich bei den parallel geschalteten Zündern bei größeren Serien mitunter Fehlschüsse einzelner Bohrlöcher, weil der Zündstrom zu geringe Stromstärke besaß. Es wurde daher mit Starkstrom über einen Kurzschlußautomaten geschossen. Das Sprenggut, Geröll und faulen Felsen, baggerte ein elektrischer Drehkran für 4 t Last bei 15 m Ausladung aus, eine Sicherheitsauslösung

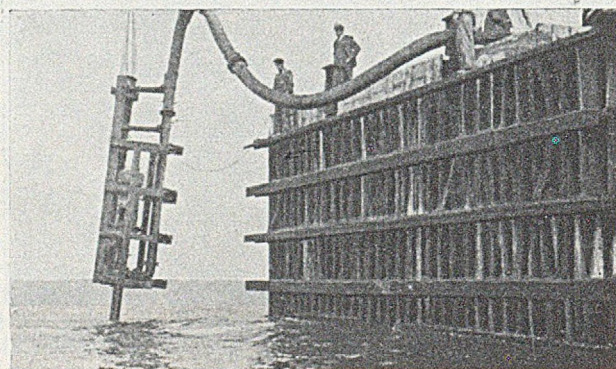


Abb. 8. Reinigen der Felsoberfläche an der Nordmole mit Spülpumpe und Taucher.

schaltete das Hubwerk bei Festgreifen des Greifers am Felsen automatisch ab. Die Beseitigung des Restes — Sand, Schlamm, Geröll — versuchte man zunächst mit Mampumpen, die aber wegen der verhältnismäßig geringen Eintauchtiefe und der wechselnden Höhen bei Flut und bei Ebbe einen schlechten Wirkungsgrad hatten. Besseren Erfolg hatte man mit einer Schlammpumpe von Ritz & Schweitzer, die mittels eines besonders geformten

Kreisels arbeitete und sich bei Verstopfung automatisch abschaltete. Die Pumpe mit Motor (lotrechte Anordnung) war zum Schutz gegen Anschläge bei der Wellenbewegung in einem Käfig untergebracht und hing am Kran, der Motor durfte dabei nicht eintauchen. Der Taucher führte den Saugschlauch über die zu reinigende Fläche, der Druckschlauch mit dem abgeführten Material hing am Schließseil des Kranes. Auf diese Weise hatte man eine

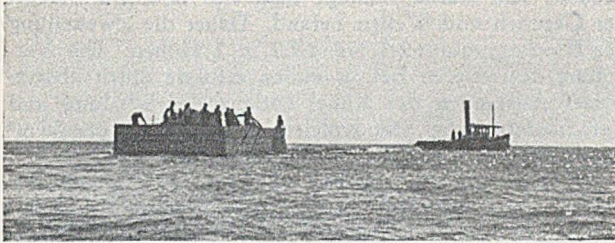


Abb. 9. Abschleppen eines Schwimmkastens zur Nordmole

bewegliche Einrichtung, die den Weisungen des Tauchers leicht folgen konnte. Das gepumpte Material wurde in etwa 15 m Entfernung auf der Nordseite der Mole ins Meer gespült, wo die Wellenbewegung es weiter landwärts beförderte. Verstopfungen durch Gesteinsbrocken, mehr noch durch Tang, kamen andauernd vor und setzten die Leistung herab. Allgemein darf man bei Felsreinigung keine großen Leistungen erwarten, da zwar jede Pumpe da wo sie angesetzt wird kräftig einwirkt, die Spülwirkung hört aber außerhalb der Saugstelle rasch auf. Das in dünner Lage auf dem Fels zerstreute, nicht schwebende Material läuft nicht von selbst herbei, sondern man muß die Fläche in zeitraubender Weise mit dem Saugschlauch abfahren. Je Block von 70 m² Fläche wurden je nach Verhältnissen 20 bis 75 m³ Fels (Festmasse) ausgeräumt.

Trotz dieser Einebnung wurden noch Sackbetonwände bis 2 m Höhe erforderlich. Hierfür war den Tauchern Kastenumriß und Höhenkote in dem durch Zementauswaschungen völlig undurchsichtigen Wasser anzugeben. Oben auf der Mole wurde ein auskragender Peilrahmen in Form des Kastenumrisses befestigt, an dem 2 schwere Lote mit Seil und Rollen liefen, die auf die gewünschte Höhe eingestellt wurden. 1200 l fassende Jutesäcke wurden mit ½ m³ Beton gefüllt und vernäht und mittels der erwähnten 2 m³ Klappkübel eingebracht. Dies besorgte der Kran nach Weisung des Tauchers.

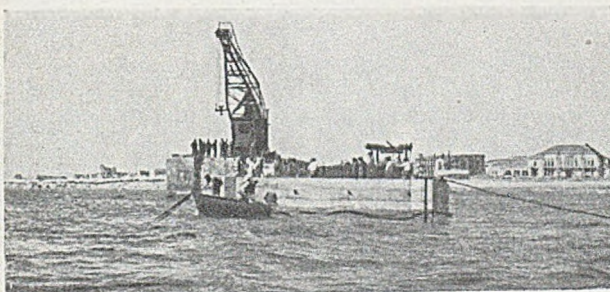


Abb. 10. Ausbringen der Verankerungsseile.

Die kleineren Löcher und die endgültige Ebene füllte man mit 30 bis 40 l Beton fassenden Säcken aus, die in Bündeln von 6 bis 10 Säcken durch den Kran am Strick abgelassen wurden. Der Taucher löste den Bund und packte die Säcke nach dem Lot. Bei dieser Arbeit hatte der Kran vollauf zu tun, 2 Taucher mit Säcken zu versorgen. Die Fundamente konnten so auf maximal 10 cm Genauigkeit in der Höhe hergestellt werden. Der Beton war beim Versetzen der Kästen vielfach erst wenige Stunden alt, so daß die Schneide sich noch eindrückte und dadurch selbst dichtete. Geleistet wurden bis 100 m³ Sackbeton pro Block. Die Wände wurden unter der Schneide mit 1 m Breite gebaut und verbreiterten sich nach unten

beiderseits unter 45°. Nach den Vertragsunterlagen konnte man mit einer mittleren Höhe des Fundamentes unter den Kästen von 32 cm rechnen, das sich etwa hälftig aus Sackbeton außen und Schüttbeton innen zusammensetzte; in Wirklichkeit betrug die mittlere Höhe 80 cm mit 62 % Anteil an Sackbeton und 38 % an Schüttbeton. Dabei hat die Variante noch den Vorteil einer wesentlich besseren Anpassung an den unregelmäßigen Fels.

Die größten Kästen hatten bei 3,50 m Tiefgang nur mehr eine metazentrische Höhe von 30 cm und reagierten sehr kräftig gegen die Dünungswellen. Bei Flut wurden sie im Schlepp von einem 115-PS-Dampfer bei halber Kraft zur Nordmole gebracht und nach 4 Richtungen verankert. Zwei Festpunkte lagen zu beiden Seiten und vorab der Mole, bestehend aus je 2 gekuppelten Ankern von 1,5 t Gewicht. Eine Kette ø 20 mm führte zu einer Boje, an die das ¾"-Seil von den Kästen aus hingebraucht und festgemacht wurde. 2 Winden mit je 5 t Zugkraft standen auf dem Kasten, der sich so selbst manövrierte. Mittels zweier gleicher Winden auf der Mole wurde der Kasten dann bei Ebbe unter den Bereich des Kranes gezogen, der dann auf Nordseite ein schweres 36-mm-Seil

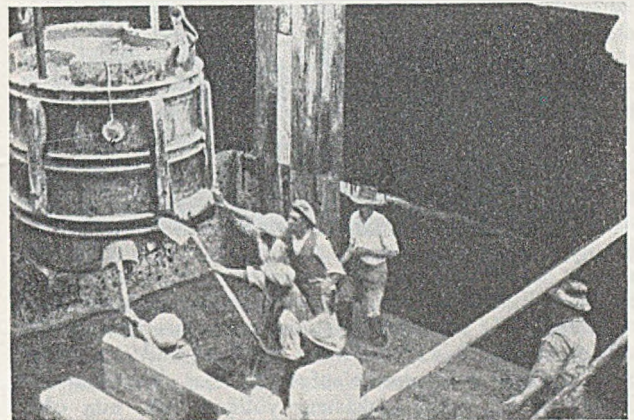


Abb. 11. Betonieren eines Abschnittes der Nordmole mit 2-m³-Kübeln.

zum Kasten herübergab, das zu einer 20-t-Winde mit 8 Mann Bedienung führte. Diese stand auf der Schutzmauer in etwa 100 m Abstand vom Molenkopf und besorgte hauptsächlich das Heranziehen des Kastens auf der Seite des Wellenangriffes gegen eine Lehre aus 4 Balken 25×25 cm (Gewicht 4 t), die mittels aufgesetzter Knaggen den vorhergehenden feststehenden und den neuen schwimmenden Kästen umfaßte. Gleichzeitig wirkte sie wie ein Fender stoßdämpfend.

Das Ausbringen der Seile besorgten 2 landesübliche wendige Fischerkähne mit je 4 Mann Besatzung, die bei den beengten Platzverhältnissen zwischen Mole, Kasten, Seilen und Bojen geschickt manövrierten und viele Handreichungen bei der Seilführung über den Fender leisteten. Die fehlende Schleppkraft der Boote glich man dadurch aus, daß man erst Hanftaue an den Bojen befestigte, darauf die Drahtseile auf dem Schwimmkasten holte und sich mittels der Hanftaue zu den Bojen zurückzog. Das Versetzen der Kästen mußte bei Ebbe erfolgen, da ihre Oberkante nur auf +2,5 lag. Zwischen dem Kasten-transport und dem Versetzen fielen daher stets einige Stunden Wartezeit an.

Durch Öffnen von 6 Schiebern ø 300 mm, die versenkt in den Schwimmdeckeln angeordnet waren, setzte man den Kasten in ½ bis 1½ Minuten auf Grund. Es folgte der Abbau von Deckeln und Einrichtung, wobei in etwa 2½ Stunden 8 Deckel, 30 Trägerstücke unter Wasser, 30 Holzstempel, 24 Träger über Wasser, 6 Schiebergestänge, 2 Winden mit Podest, 2 Führungsrollenpaare für die Verankerungsseile, 1 Podest von 5 t Gewicht, 1 Pumpe mit Motor und Saugschlauch entfernt wurden. Die Deckel paßten mit 2 cm Spielraum ringsum in den Zellenquer-

schnitt und waren gegen in den Wänden durchgesteckte Träger abgestützt. Der Spielraum wurde mit teergetränktem nicht gedrehtem Flachs auskalfatert. Mit einer durch den Kran bedienten Unterwasser-Freifallramme von 500 kg wurden die Deckel gelöst. Mittels 32 Kettenaufhängungen, 16 Seilstrops, 30 Drahtseilen zum Entfernen der Trägerauflager war die Arbeit des Deckelausbaues über Wasser verlegt, und trotz der Kompliziertheit der Deckelbefestigung haben sich keine Anstände ergeben.

Während des Abbaues legten die Taucher außen betongefüllte Säcke vor die Kastenschneide, um den Kasten zu dichten. Bis zum Überschlagen der Flut über den Kasten gelang es, bis etwa 1 m über Kastenunterkante zu betonieren, womit der Kasten genügend gesichert war. In der

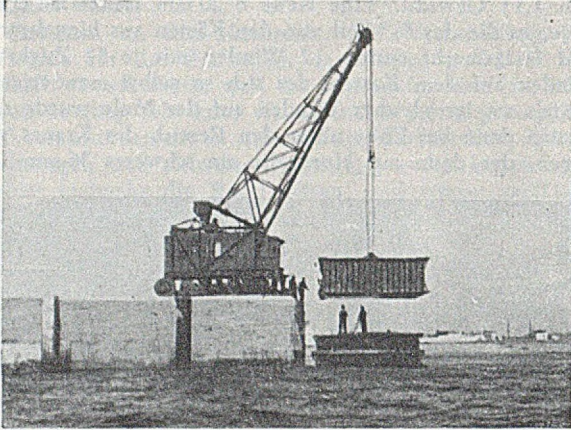


Abb. 12. Aufsetzen eines 2 m hohen stählernen Schalungskastens bei Ebbe.

nächsten Ebbe wurde er vollständig gefüllt. Anschließend wurde ein 8,3 t schwerer Schalungskasten aus Stahl (9,90 × 5,70 m Grundriß, 2,00 m Höhe) montiert und in der folgenden Ebbe fluchtgerecht aufgesetzt. Das Aufsetzen und Füllen des 2. Schalungskastens vollzog sich nun ohne Unterbrechung durch die Flut.

Eine Vorfahrbrücke wurde hinten auf dem alten Block und vorne auf Stahlsäulen, die bis zu dem Stahlbetonkasten reichten und mit der Schalung zugleich aufgesetzt waren, aufgelagert und gestattete das sofortige Vorfahren des Kranes zur Arbeit im nächsten Block, ohne auf das Erhärten des frischen Betons warten zu müssen.

Der Beton wurde auf 1000er-Spur in 2 m³ Klappkübeln in Zügen von je 4 Wagen angefahren. Die Kübel waren rund mit schwach konischer Erweiterung nach unten und Deckeln unter 45°. Der Kran bediente sie mit 4 Seilen — Hub- und Schließseile — wie einen Greifer. Sie haben sehr gut, auch unter Wasser, gearbeitet, trotzdem eine laufende Reinigung während des Betonierens wegen der gebotenen Eile der Arbeit nicht stattfand. Beim Betonieren unter Wasser ohne Verarbeitung des Betons erreichte man durchschnittliche Leistungen von 25 Kranspielen in der Stunde zu 2 m³ = 50 m³/Std. Dies ergibt 1 m Steighöhe. Das rasche Steigen des Betons und das Einbringen in großen Chargen von 2 m³ war der hauptsächlichste Schutz des frischen Betons gegen die Angriffe der über den Kasten schlagenden See bei Flut. Man richtete es außerdem so ein, daß der Kasten zur Ebbe bereits gefüllt war, so daß der Beton bis zum Überschlagen der See 2 bis 3 Stunden angezogen hatte. Die erste teilweise Füllung hatte einen Schutz durch das überlagernde Wasserpelster in den Zellen. Das Ergebnis dieser Unterwasserbetonierung war überraschend gut trotz der schweren Belastungsprobe, die oft durch aufkommenden starken Seegang eintrat.

Die Fugen zwischen den Blöcken von durchschnittlich 70 cm Weite schalte man seitlich mit nach Maß geschnittenen Bohlwänden von 2 × 5 cm Stärke ein, die in die Nuten der Kästen eingerammt wurden. Den Fuß dichtete

man durch innen vorgelegte Betonsäcke. Den Beton brachte man mit dem stehenden Rohr ein. Da in dem schmalen Raum sehr viel Reibung entstand, ersetzte man den Schotter durch rolligen Flußkies und erreichte dadurch ein ausreichendes Fließen des Betons auf 5 m Breite beiderseits des Rohres.

Beim aufgehenden Beton galt das Gesetz, daß Aufstellung der Schalung und Füllung in einer einzigen Ebbe beendet sein mußte, solange man sich noch im Bereich der Gezeiten und Wellen befand. Daher die Zweiteilung des Blockes von +2,5 bis +7,0 in 2 Höhen. Die Verteilung des fetteren Betons außen erfolgte durch absatzweises Auskippen der Kübel entlang der Schalung und Verschaufeln. Die Stundenleistung betrug 32 bis 36 m³ Beton.

Die Schutzmauer auf der Nordmole ebenso wie der aufgehende Beton der viel kleineren Anlegemole gestatteten keine Aufteilung in fetten Beton außen und mageren Beton innen. Man sparte Zement durch Einbringen von 20 % des Gesamtvolumens in Form von Bruchsteinen von 10 bis 20 kg Gewicht. Die Steine wurden lagenweise ausgeschüttet, in den untenliegenden Beton gestampft und mit Beton überdeckt, worauf eine neue Lage Steine folgte. Das Verfahren hat sich in Deutschland bekanntlich als nicht wirtschaftlich herausgestellt, in Ländern mit niedrigeren Löhnen ist es jedoch durchaus tragbar, besonders bei Molenbeton, an dessen Festigkeit zwar keine großen Ansprüche gestellt werden, bei dem jedoch zementarme Mischungen wegen der Einwirkung des Salzwassers nicht zugelassen werden können. Die erreichte niedrige Stundenleistung von 24 m³ vertrug sich bei geringeren Massen gut mit den Forderungen des Bauens in den Gezeiten.

Die ersten 70 m Mole mußten mangels Tiefe ohne Schwimmkästen gebaut werden. Man brachte Beton zunächst innerhalb von dreieitigen Schalungskästen ein, die am jeweiligen Molenkopf festgeschnallt und außen durch einen Wall von 6 t schweren Betonblöcken gegen die auflaufende See geschützt wurden. Bei größerer Tiefe bis -1,5 m stellte man auf dem Molenkopf 40 t schwere Stahlbetonkästen her, die von einer fahrbaren Brücke aufgenommen, 6 m seewärts befördert und auf ein Sackbetonfundament abgesetzt wurden. Diese Brücke war eigens zu

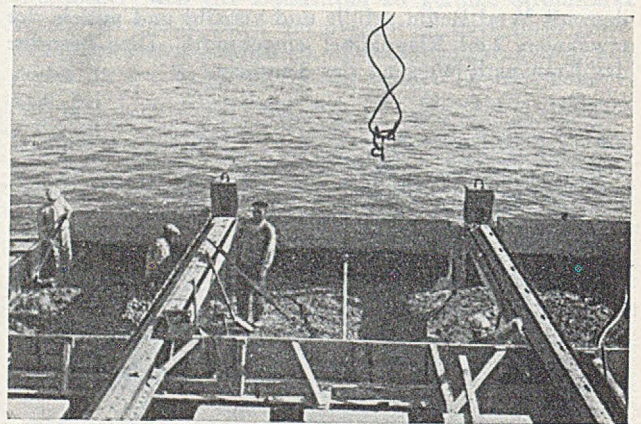


Abb. 13. Verlängerung des Kranhakens auf einer Brücke in den neuen Betonierblock.

dem Zwecke erbaut worden, das Absetzen der Schwimmkästen nicht im schwimmenden, sondern hängenden Zustand vorzunehmen, weil man befürchtete, die Kästen beim Fluten aus der Gewalt zu verlieren und die Aufstellung zu ungenau zu erhalten. Das Gerät wurde dabei am Molenkopf auf breite Füße abgespindelt und konnte in dieser festen, auskragenden Stellung das Gewicht des 200 t schweren Kastens aufnehmen. Das Versetzen ließ sich durch Anheben und Wiederablassen des Kastens so oft wiederholen, bis die Genauigkeit genügte. Außerdem konnten die Schwimmdeckel unter dem Kasten hindurch

ausgebaut werden, was eine einfachere Anordnung ergab. Das Anhängen der in jeder Richtung schaukelnden Kästen an das feststehende Gerät mit den schweren Aufhänge-traversen und dem ungefügten Geschirr war jedoch ein gefährliches Manöver. Der Abbau der Deckel und Einrichtung nahm 2 bis 3 Stunden in Anspruch, währenddessen der Kasten an dem Gerät hing, hin- und hergehend im Seegang. Aufkommende stärkere Dünung führte zu harten Belastungsproben für Gerät und Kasten. Nach Verlust

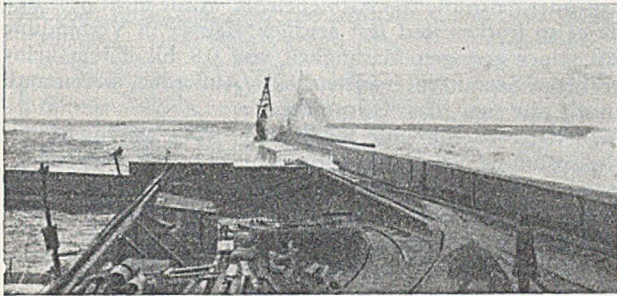


Abb. 14. Nordmole im Seegang.

des Gerätes war man gezwungen, das Absetzen aus dem schwimmenden Zustand durch Fluten vorzunehmen. Mittels der beschriebenen Lehre gelang es, alle Kästen ohne Verlust zu versetzen, ohne daß man den Spielraum von beiderseits 25 cm in Höhe Oberkante Kasten voll auszunutzen brauchte.

Die Anlegemole besitzt in der 2. Hälfte ebenfalls quer-gestellte Schwimmkästen von 4,50×7,50 m Querschnitt, zwischen denen 6 m lange Abschnitte mittels in Nuten ein-gestellter Schalung betoniert wurden.

Über dem Hafenbau waltete kein guter Stern. Mit dem Vorrücken der Nordmole begann sofort die Versandung des Hafenbeckens und das Wandern des Strandes gegen die Anlegemole und darüber hinaus. Wo einstmal ein

Becken mit 6 m Wassertiefe bei Flut war, ist heute nur Sand. Die Regierung entschloß sich daher im Jahre 1939, den Bau der Nordmole bei rd. 300 m Länge einzustellen, wobei auch die Tatsache eine Rolle spielte, daß von dieser Länge an der Felsuntergrund überall mit feinem grauem Sand überdeckt war, der einer Freilegung der Felssohle wahrscheinlich unüberwindliche Hindernisse bereitet hätte. Man vgl. hierzu auch E. S c h u l t z e : Bauingenieur 24, (1949) S. 8.

Statt der geplanten Verlängerung der Nordmole über die vertraglich übernommene Länge hinaus war damit eine erhebliche Verkürzung eingetreten. Die umfangreiche Baustelleneinrichtung stand in keinem wirtschaftlich tragbaren Verhältnis mehr zu der Zahl der 32 versetzten Schwimmkästen. Von der baupraktischen Seite aus gesehen, muß daher der Hafenerbauer vor Festlegung eines Molentypes beachten, daß die Verwendung von Schwimmkästen, aus denen meistens die Molen mit senkrechten Wänden zusammengesetzt sind, eine große Einrichtung verlangt und damit eine gewisse Starrheit in die Bauausführung bringt, die bei Molen mit geneigten Böschungen in Blockbauweise nicht in dem Maße vorhanden ist.

In allen Fällen, wo man Dispositionsänderungen der Bauausführung erwägen muß oder wo eine ziemlich lange Anfangsstrecke wegen zu geringer Wassertiefe für Schwimmkästen nicht in Frage kommt, verdient die Blockbauweise wegen ihrer leichteren Anpassungsfähigkeit und ihrer einfacheren Bauvorgänge den Vorzug.

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit des ausgeführten Molenprofils ist die Bewährungsprobe nunmehr nach zehn Jahren unverschrten Bestandes gegeben; in dieser Zeit fielen keinerlei Unterhaltungsarbeiten an der Mole an. Im Gegensatz hierzu verlangen die sonstigen Molen an der portugiesischen Küste, die besonders im Winter schweren Südweststürmen ausgesetzt sind, dauernde Unterhaltungsarbeiten, sowohl an den Blockschüttungen unterhalb des Wasserspiegels, als des Molenkörpers über Wasser.

Messungen über die Setzungen des Untergrundes unter einem hochbelasteten Bauwerk.

Von Dr.-Ing. Heinz Muhs, Berlin (Degebo).

Einleitung.

Im Herbst 1941 wurde die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) gebeten, zu den Gründungsverhältnissen eines in Berlin-Schöneberg geplanten Luftschutzbunkers Stellung zu nehmen. Der Bunker sollte eine Platten Gründung von 3,75 m Stärke in einer 3,75 m tief unter Gelände liegenden sandigen Lehmschicht erhalten, bei der es sich zum Teil um eine alte Aufschüttung handelte. Die Frage ging dahin, ob eine Belastung dieses Materials mit 3,5 kg/cm² zulässig sei. Da die an den Ecken der Baugrube niedergebrachten vier Bohrungen bis in 10 m Tiefe zu flach waren, um eine ausreichende Beurteilung des Untergrundes zu gewähren, wurde zunächst in Anlehnung an DIN 1054 § 3, Ziffer 2 eine Bohrung bis in 28 m Tiefe ($\approx 1,6$ Bauwerksbreite) ausgeführt. Sie ergab in Übereinstimmung mit den früheren Bohrungen unter der vorgesehenen Gründungsohle nur noch geringe Mächtigkeit und nahezu horizontalen Verlauf der Lehmschicht; die Untersuchung ließ auch eine verhältnismäßig feste Beschaffenheit erkennen. Da unter dem Lehm Mittel- und Feinsande in größerer Mächtigkeit (rd. 8 m) anstanden, wurde die vorgesehene Bodenpressung von 3,5 kg/cm² als zulässig bezeichnet.

Zu diesem Zeitpunkt wurde darauf hingewiesen, daß die vorgesehene Gründung einen hohen Betonverbrauch

(65 m³/m) besäße, und es wurde angeregt, mit der zulässigen Bodenpressung über die sonst üblichen Belastungen hinauszugehen. Begründet wurde dies damit, daß zur Erfüllung der baupolizeilichen Forderungen hinsichtlich der Bodenpressung beim Bau von Massivbauwerken ein außergewöhnlich hoher Massenanteil in die Fundamente ginge. Die normalen Vorschriften wären aber für die üblichen, verhältnismäßig dünnwandigen und feingliedrigen Bauweisen bestimmt. Das Verhalten von starren Baukörpern gegenüber Setzungen wäre günstiger und solle daher einmal praktisch erprobt werden. Als Ziel sollte gelten, eine sparsame Gründung mit einer Bodenpressung von etwa 6 kg/cm² zu erproben und die sich dabei einstellenden Setzungen bis zu einem gewissen Ausmaß in Kauf zu nehmen.

In Verfolg dieser Anregung wurden fünf verschiedene Vorschläge für die Gründung ausgearbeitet und die Degebo aufgefordert, zu der Frage der höchstmöglichen Belastung des Bodens bzw. der Höhe der bei den einzelnen Vorschlägen zu erwartenden Setzungen Stellung zu nehmen. In dem daraufhin erstatteten Gutachten wurde eine Bankettgründung mit einer Bankettbreite von 2,70 m für die Außenwände und eine Mittellängswand bei einer Einbindetiefe der Fundamente von 4,65 m als die zweckmäßigste bezeichnet (Abb. 1). Der Betonverbrauch ging

hierbei von 65 m³/m auf 35 m³/m zurück. Die Bodenpressung betrug nach der statischen Berechnung 5,8 kg/cm² und war bei der großen Gründungstiefe und der in dieser Tiefe liegenden tragfähigen Mittel- und Feinsandschicht gemäß den in Frage kommenden Kriterien („kritische Randspannung“ nach Fröhlich [1] und „Bruchbelastung“ [2]) zulässig. Die unter der Sandschicht in rd. 13 m Tiefe angetroffenen bindigen Ablagerungen (Abb. 2) waren von einer solchen Beschaffenheit und hatten von der Gründungssohle einen solchen Abstand, daß sie bei der Beurteilung der von der Bauleitung aufgeworfenen Frage „extremer einseitiger Setzungen“ zu Bedenken keinen Anlaß zu geben brauchten.

Die Bauleitung entschloß sich, den Bunker gemäß Abb. 1 zu gründen. Die Setzungen sollten gemessen und das Verhalten des Bauwerkes geprüft werden. Die Degebo

der Baugrube Reste alter Kellergewölbe angetroffen. Die Gewölbe wurden beseitigt. Der zwischen ihnen liegende lockere, alte Bauschutt wurde entfernt und ebenso wie die Gewölbe selbst durch eine lagenweise eingebrachte und verdichtete Schüttung von Sand und Kies ersetzt. Dies war im allgemeinen bis in eine Tiefe von 1,6 m unter Baugrubensohle notwendig. Nur dort, wo der Bauschutt in noch größere Tiefen hinabreichte, mußte mit dem Aushub und der Sand- und Kiesschüttung entsprechend tiefer gegangen werden. Unter dem lockeren Bauschutt noch liegender geschütteter Geschiebelehm wurde nicht beseitigt, da er so trocken und fest erschien, daß er in Verbindung mit seiner geringen Mächtigkeit von 0,9 bis 1,3 m keine größeren Setzungen erwarten ließ. Außerdem wären auch durch die um das entsprechende Maß tiefer zu führende Sand- und Kiesschüttung Setzungen verursacht worden. Ebenso wurde ein unter der nördlichen Giebelwand befindliches altes Fundament im Boden gelassen. Die grundrißmäßige Gliederung der Baugrube in den Teil mit natürlichem, gewachsenem Sandboden, z. T. unter einer dünnen Lehmdecke von nur rd. 0,25 m Stärke, in den zweiten Teil mit der Sand- und Kiesschüttung bis in 6,25 m Tiefe, in den dritten Teil mit der Schüttung bis in 6,65 m Tiefe und in den Teil mit dem alten Fundament ist aus Abb. 3 ersichtlich.

Grundriß und Querschnitt der Fundamente gehen aus Abb. 1 hervor. Das Fundament der Außenwände wurde ebenso wie das der Mittelwand ohne Dehnungsfuge ausgeführt. Das Fundament der Mittelwand war jedoch mit dem der Außenwand nicht verbunden. Die Vorbauten für die Eingänge wurden verschieden gegründet. Auf der einen Seite des Bauwerkes wurden sie als Kragträger an die Außen-

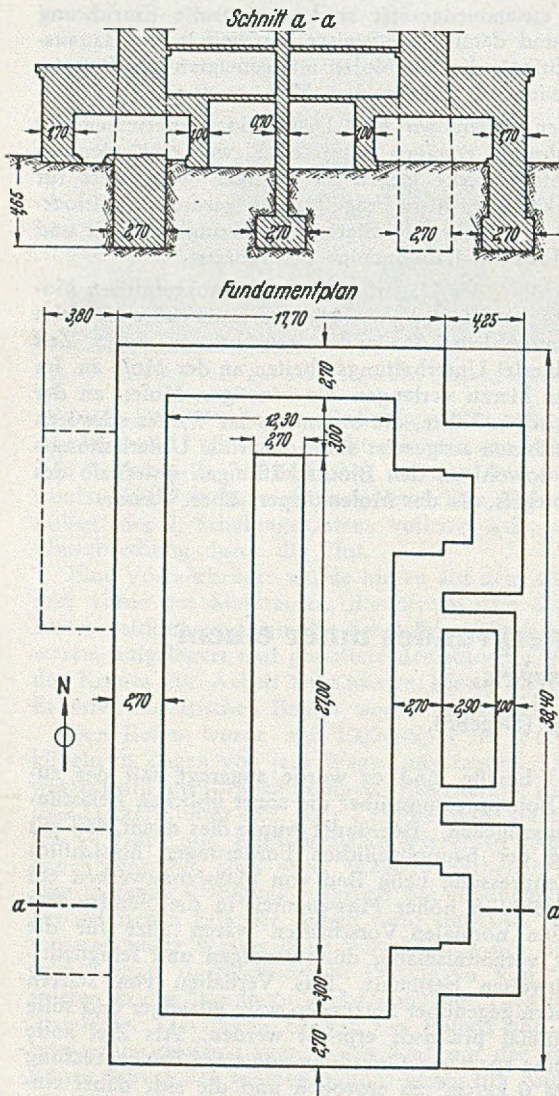


Abb. 1. Querschnitt und Fundamentplan des Bauwerkes.

würde mit dem Entwurf und Einbau der Meßapparatur sowie der Durchführung der Messungen beauftragt. Gleichzeitig sollten alle für die spätere Deutung wertvollen Bodenkennziffern festgestellt und etwaige bei der Ausführung der Baugrube sich noch ergebende Besonderheiten gesammelt werden. Nachstehend wird über das Ergebnis dieser Untersuchungen berichtet.

Gründungsarbeiten.

Beim Aushub der Baugrube für die 4,65 m tiefen Fundamente wurden in dieser Tiefe im nördlichen Teil

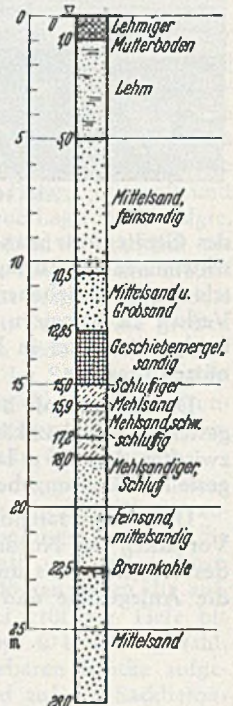


Abb. 2. Bohrprofil.

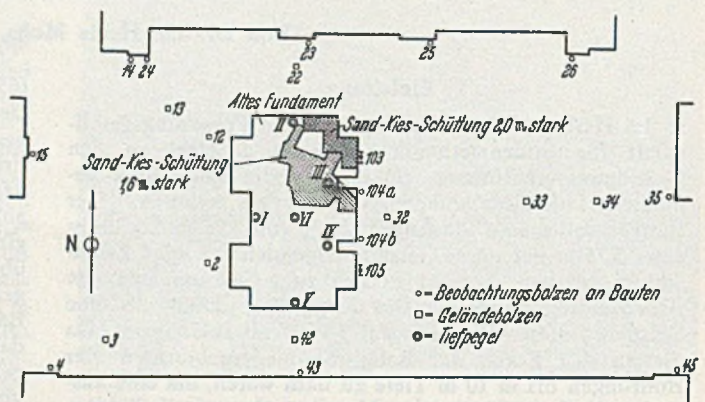


Abb. 3. Lageplan des Bauwerkes und der Meßpunkte.

wände angehängt; auf der anderen erhielten sie ein eigenes Fundament und wurden von der Außenwand durch eine Dehnungsfuge getrennt. Die Bauausführung lag in Händen der Firma Habermann & Guckes, Berlin.

Bodenuntersuchungen.

Der allgemeine Aufbau des Untergrundes geht aus Abb. 2 hervor. Hiernach stand unter der Gründungssohle im Bereich dieses Bohrloches eine sonst fehlende schwache Lehmschicht und dann bis in rd. 13 m Tiefe

unter Gelände Sand in einer Mächtigkeit von rd. 8 m an, worauf eine rd. 2 m starke Geschiebemergelschicht folgte. Hierunter lag in einer Mächtigkeit von 3 m Mehlsand und Schluff und dann von 18 m Tiefe unter Gelände ab Sand verschiedener Körnung. Das Grundwasser wurde nicht angetroffen.

Die Untersuchung der Sandschicht zeigte, daß es sich der Kornverteilung nach bis zur Tiefe von 10,5 m um

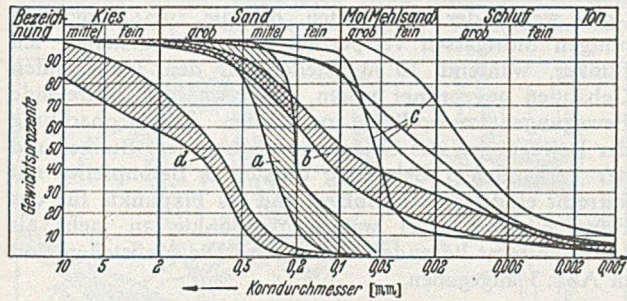


Abb. 4. Kornverteilungskurven.

feinsandigen Mittelsand handelte (Abb. 4, Kurvenband a). Bei den unmittelbar aus der Gründungssohle entnommenen Proben wurde ein Porenvolumen n (Verhältnis des Porenraumes zum Gesamtraum) von 40% festgestellt, während sich die im Laboratorium bei losem Einfüllen bzw. bei Einrütteln und gleichzeitigem Einschlämmen erreichbaren Porenvolumen der lockersten (n_0) und dichtesten (n_d) Lagerung bei 45% bzw. bei 33% ergaben. Die aus diesen Werten gebildeten Größen

$$D_v = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} \cdot 100,$$

die das Verhältnis der natürlich vorhandenen Verdichtung zu der überhaupt erreichbaren Verdichtung darstellen (Verdichtungsverhältnis D_v), lagen im Mittel bei 41%. Sie kennzeichnen eine verhältnismäßig dichte Lagerung, die im Berliner Sandboden nur selten festgestellt wird; sie ist als „mittelfest“ zu bezeichnen.

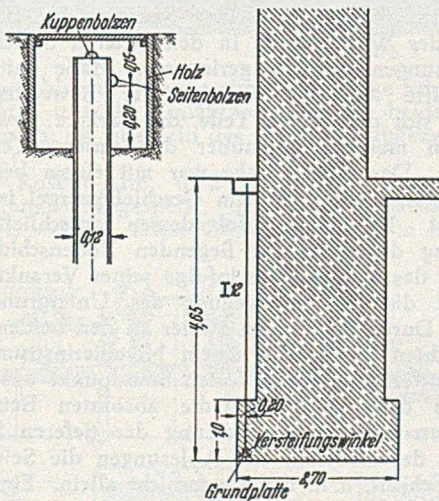


Abb. 5. Anordnung der Meßpunkte am Fundament.

Die Untersuchung des unter dem Sand liegenden Geschiebemergels ergab, daß er ziemlich sandig entwickelt war (Abb. 4, Kurvenband b). Der Gehalt an Schluff und Ton, d. h. der Korngrößen $< 0,02$ mm, die vor allem die plastischen Eigenschaften eines Bodens bedingen, machte nur 15 bis 30% des Trockengewichtes aus. Auch der an einer ungestörten Probe festgestellte natürliche Wassergehalt war sehr niedrig und betrug nur 7,5% des Trockengewichtes. Die Probe war dadurch so bröcklig, daß ein Einbau in den Kompressionsapparat zur Feststellung der

Zusammendrückbarkeit nicht möglich war. Es ist aber bekannt, daß selbst derart feste Geschiebemergelböden sich stärker setzen als Sand von normaler Lagerungsdichte.

Die unter dem Geschiebemergel liegende Mehlsand- und Schluffschicht wechselte in ihrer Kornverteilung ziemlich stark (Abb. 4, Kurven c). Mit Ausnahme der untersten 0,8 m war der Schluffgehalt gering. Auch lag die Schicht schon in so großer Tiefe (10–13 m unter Gründungssohle), daß sie bei der Belastung der 2,7 m breiten Bankettfundamente keine nennenswerte Zusatzbelastung mehr erhielt. Eine genauere Untersuchung erübrigte sich deshalb. Ebenso verhielt es sich mit der darunter folgenden zweiten Sandschicht.

Um so mehr Aufmerksamkeit erforderte die im nördlichen Teil eingebrachte Sand- und Kiesschüttung. Dem Kornaufbau nach (Abb. 4, Kurvenband d) handelte es sich um ein Gemisch von Mittelsand, Grobsand, Feinkies und Mittelkies, das wegen seiner großen Ungleichförmigkeit an sich gut verdichtungsfähig ist, was auch aus dem niedrigen Porenvolumen für die dichteste Lagerung von

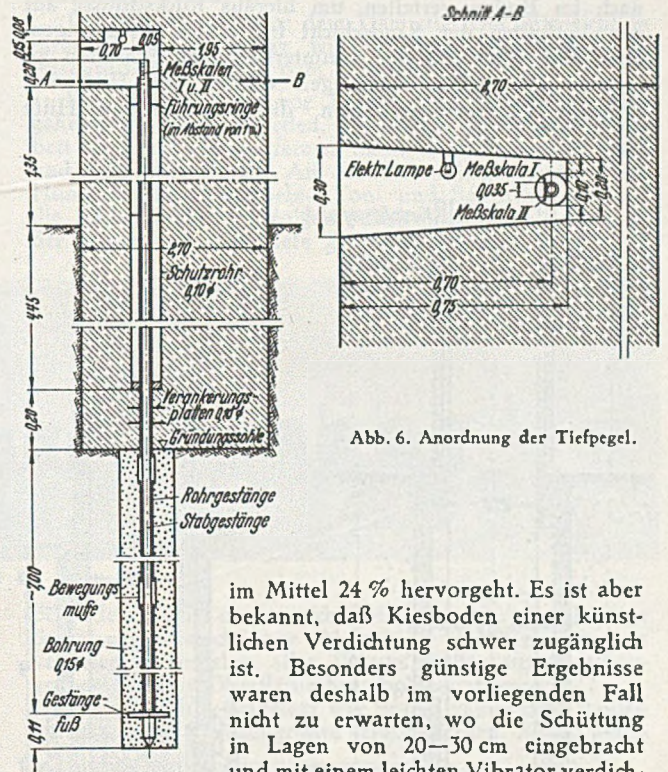


Abb. 6. Anordnung der Tiefpegel.

im Mittel 24% hervorgeht. Es ist aber bekannt, daß Kiesboden einer künstlichen Verdichtung schwer zugänglich ist. Besonders günstige Ergebnisse waren deshalb im vorliegenden Fall nicht zu erwarten, wo die Schüttung in Lagen von 20–30 cm eingebracht und mit einem leichten Vibrator verdichtet wurde. Zwar wurde das Material gleichzeitig auch noch durch einen Wasserstrahl bespritzt, der aber viel zu schwach war, als daß von einem „Einschlämmen“ gesprochen werden könnte. Im Gegenteil muß angenommen werden, daß infolge von Kapillarkwirkungen des absickernden Wassers die Einrüttelfähigkeit des trockenen Sand-Kies-Gemisches eher beeinträchtigt wurde.

Die bei der Untersuchung von 10 ungestörten Proben ermittelten Porenvolumen in natürlicher Lagerung schwankten zwischen 32,9 und 36,1%, was beweist, daß die Schüttung bzw. die Verdichtung einigermaßen gleichmäßig ausgeführt wurde. Der Mittelwert lag bei 34,3%. Die lockerste Lagerung wurde im Mittel bei 39,2% und die dichteste Lagerung im Mittel bei 24,1% festgestellt. Die zugehörigen D_v -Werte ergaben sich hiermit zwischen 22,8 und 39,4%, im Mittel bei 32,8%. In einem anderen Fall wurde bei Verdichtung mit einem 500-kg-Delmag-Frosch ein mittleres Verdichtungsverhältnis von 35,3% erzielt. Die durch sie gekennzeichnete Lage ist als locker bis mittelfest zu bezeichnen.

Die unter der Sand- und Kiesschüttung liegende alte Geschiebelehm-schüttung hatte einen Gehalt an Schluff und Ton von weniger als 20 % und glich im übrigen dem Kurvenband *b* auf Abb. 4. Das Material war demzufolge wenig plastisch. Einige mit ungestörten Proben durchgeführte Kompressionsversuche ließen eine nur geringe Zusammendrückbarkeit erkennen, die auch aus dem niedrigen natürlichen Wassergehalt von 10,9 bis 12,3 % zu erwarten war. Die sich zwischen den Laststufen von 1 und 8 kg/cm² der Verdichtungslinie ergebende mittlere Steifeiziffer *E*, die dem Elastizitätsmodul der festen Stoffe entspricht, jedoch keine Konstante, sondern eine in erster Linie von der Belastung *p* abhängige Größe ist, besaß einen Wert von rd. 70 p.

Durchführung der Setzungsmessungen.

Die Setzungsmessungen wurden in zwei Richtungen ausgedehnt. Einerseits sollte die Setzung des Bauwerkes selbst gemessen werden, andererseits sollte ermittelt werden, in welcher Weise die Setzungen sich der Tiefe nach im Boden verteilen, um hieraus Rückschlüsse auf das Verhalten der Sandschicht bei hohen Belastungen, aber auch über das der darunterliegenden Schichten zu ziehen. Die ersten Messungen wurden mit Hilfe der üblichen Beobachtungsbolzen, die letzteren mit Hilfe

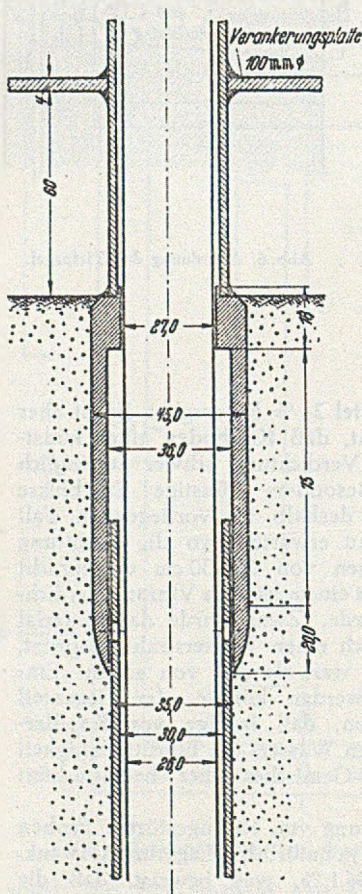


Abb. 7. Verankerung des Rohrgestänges im Fundament.

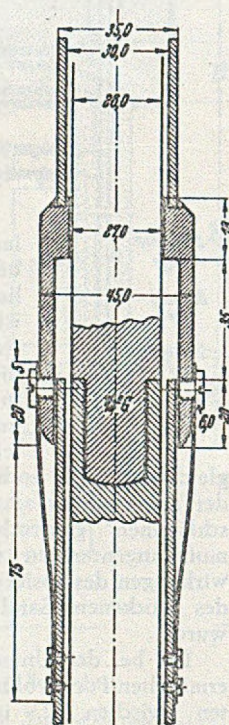


Abb. 8. Dehnungsmuffe.

besonders hergestellter Pegel durchgeführt. Es wird deshalb im folgenden zwischen „Bolzenmessungen“ und „Pegelmessungen“ unterschieden. Da von vornherein erwartet wurde, daß die Setzungsbeträge nur gering sein würden, und da sich bei Messungen ähnlicher Art wiederholt gezeigt hatte, daß mit einwandfreien Ergebnissen deshalb nur dann gerechnet werden durfte, wenn die

Messungen mit äußerster Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit unter Beachtung der auftretenden Fehlerquellen durch eine mit derartigen Untersuchungen vertraute Stelle vorgenommen werden [3], wurde zur Durchführung der Messungen das Institut für Vermessungskunde der Techn. Hochschule Berlin (Leiter: Prof. Dr. B r e n n e c k e) hinzugezogen.

Für die Bolzenmessungen wurde ein Programm entworfen, das insgesamt 25 Meßstellen umfaßte. Hiervon lagen wegen der Bauarbeiten, die die zum Nivellieren nötigen Sichtgassen versperrten, nur 4 Meßstellen am Bunker, während 10 Meßstellen an den umliegenden Gebäuden angeordnet waren, um etwa hier auftretende Bewegungen kontrollieren zu können. Zur Beobachtung der Bewegungen des Geländes zwischen dem Bunker und der vorhandenen Bebauung dienten 9 Betonpfeiler mit aufrecht eingelassenen Bolzen und als Fixpunkte für das Feinnivellement zwei weitere Meßpunkte an mehr als 150 m entfernt liegenden Gebäuden. Die Meßstellen sind in Abb. 3 angegeben.

Bei den Meßstellen 103 und 105 waren die Bolzen auf senkrecht stehenden I-Trägern aufgeschweißt. Letztere waren mittels einer Grundplatte in der Sohle der Bankette verankert (Abb. 5). Es sollte auf diese Weise die Gesamtschichtung des Bauwerkes erfaßt werden, da ja durch die Bolzenmessungen nur die Setzungen gemessen werden konnten, die auftraten, nachdem die Fundamente über das Gelände hinausragten und die Bolzen eingesetzt waren.

Zur Ausschaltung von groben Meßfehlern und zur Erhöhung der Meßgenauigkeit wurden an allen Meßstellen — mit Ausnahme der zur Beobachtung der Geländesetzungen — jeweils zwei Bolzen in einer Entfernung von nur wenigen Dezimetern angebracht.

Die Pegelmessungen wurden an den im Lageplan (Abb. 3) angegebenen Meßstellen I—VI vorgenommen. Hierbei wurde im Prinzip so vorgegangen (Abb. 6), daß in einem durch besondere Muffen längsbeweglichen Rohr, das im Bauwerk durch zwei Platten verankert war, ein zweites Rohr reibungslos geführt wurde. Die Längsbeweglichkeit des äußeren Rohres war notwendig, um zu verhindern, daß es bei einer Setzung des Bauwerkes infolge des Widerstandes in den unteren Schichten, die die Setzungen nur in geringerem Maße mitmachten, Druckkräfte aufnahm. Infolge der Bewegungsmuffen konnten sich die oberen Teile, die stärkere Bewegungen ausführen mußten, gegenüber den unteren Teilen frei bewegen. Das innere Rohr war mit einem besonderen Gestängefuß dicht über dem Geschiebemergel im Boden verankert. Es zeigte infolgedessen ausschließlich die Bewegung der unter ihr liegenden Bodenschichten an, während das äußere Rohr infolge seiner Verankerung im Bauwerk die Gesamtbewegung des Untergrundes mitmachte. Durch Beobachten zweier an den beiden Rohren angebrachten Skalen mit einem Nivellierinstrument von einem entfernt liegenden festen Standpunkt aus ergaben sich aus den Ablesungen die absoluten Beträge der Gesamtschichtung und der Setzung der tieferen Schichten und aus der Differenz der Ablesungen die Setzung der oberen Schicht, d. h. der Sandschicht allein. Einzelheiten gehen aus Abb. 7 und 8 hervor.

Die Messungen waren in der Weise vorgesehen, daß möglichst nahe vor den Betonierungsarbeiten jedes Bauabschnittes und möglichst dicht danach nivelliert wurde. Es sollten hierdurch die Setzungen in Abhängigkeit von der jeweiligen Belastung erfaßt werden. Da sich wegen der Kriegsverhältnisse die Bauarbeiten sehr verzögerten und sich bis in den Herbst des Jahres 1943 hinein ausdehnten, wo Fachkräfte für wissenschaftliche Untersuchungen nur noch in sehr geringem Umfang freigestellt wurden, war es aber nicht immer möglich, die Messungen in diesem Umfang auszuführen. (Schluß folgt.)

Kurze Technische Berichte.

Neues Stauwehr im Nildelta.

Die beiden Mündungsarme Damiette und Rosette des Nils sind seit 1875 durch das Mougel-Stauwehr abgeschlossen. Es liegt 23 km nördlich Kairo und 242 km vom Meere entfernt an der Grenze zwischen dem von Felsenklippen eingeschlossenen Nilbett und dem Flachland des Deltas. Dieses alte Bauwerk, namentlich seine Gründung, erfüllte nicht mehr seine Aufgabe. Um seine Standfähigkeit nicht zu gefährden, konnte das vor-

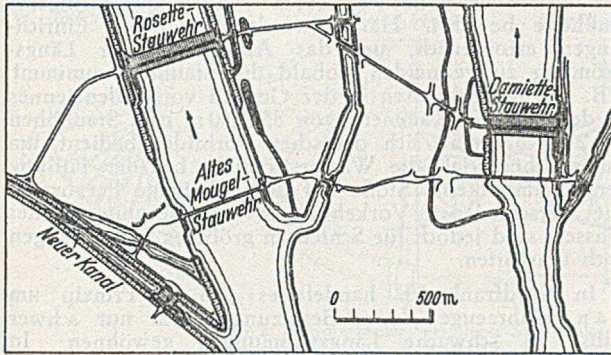


Abb. 1. Lageplan der alten und des neuen Stauwehres.

gesehene Stauziel nicht eingehalten werden, und es ging auch viel Wasser verloren. Man entschloß sich daher, ein neues Stauwerk etwa 800 m unterhalb anzulegen.

Die Stauwehre in den beiden Nilarmen haben eine Stauhöhe von 3,8 m; neben jedem Stauwehr liegt eine

und 70 cm langen, sauber bearbeiteten Granitblöcken abgedeckt. Gegen Unterspülung ist die Stauanlage durch vier parallel verlaufende Schürzen geschützt. Die mittleren Schürzen bestehen aus je zwei Stahlpundwänden in 1,50 m Abstand; der Zwischenraum ist ausgebaggert und mit Beton ausgefüllt worden. (Abb. 3.)

Die Verlängerung der Bettung ist stromauf und stromab mit einer 50 cm dicken Kalksteinschicht abgedeckt, auf der fertig versetzte Betonblöcke (1,50 · 1,20 · 1,00 m groß) liegen. Eine niedrige Quermauer, auf von Spundwänden eingefassten Betongrundmauern gegründet, schließt das flache Tosbecken ab.

Die Pfeiler haben Stromlinienform. In ihren Seitenwänden befinden sich drei Rinnen: die mittlere zur Aufnahme der Führungen für das Gleitschütz, die beiden anderen zur Aufnahme von Dammbalken. Die Pfeiler bestehen aus einer Schale von Granitmauerwerk, die mit Beton hinterfüllt ist. Die 8 m überspannenden Gewölbe zwischen den Pfeilern sind 9,5 m breit, sie tragen eine 6,2 m breite Straße mit je 1,5 m breiten Fußwegen. Zur Bewegung der Schütze läuft auf der Stauanlage ein Portalkran. (Abb. 4.)

Die Stauwand unter dem Damiette-Arm entspricht in ihrer Gesamtanordnung wie in ihren Einzelheiten im wesentlichen der über dem Rosette-Arm.

Der Baugrund ist vor Beginn der Bauarbeiten eingehend untersucht worden. Er besteht unter dem Flußbett bis 7 m Tiefe aus feinem Sand, dann in groben Sand und Kies übergehend. An den Ufern liegen unter einer Humusschicht abwechselnd Ton- und Sandschichten, auf die Schlammschichten folgen. Schließlich findet sich wieder feiner, mit der Tiefe gröber werdender Sand. Als

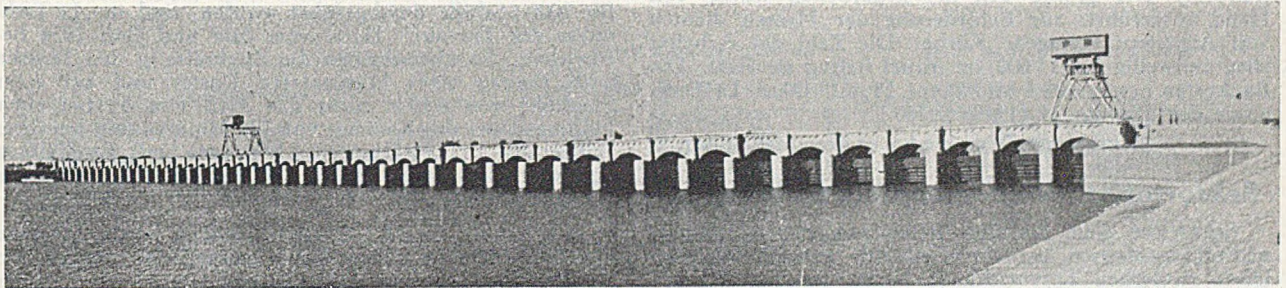


Abb. 2. Gesamtansicht des Rosette-Stauwehres.

Schiffahrtsschleuse, über die eine Drehbrücke führt. Außerdem waren u. a. die Einlaufbauwerke der beiden Kanäle zu erneuern, die oberhalb des Stauwehres abzweigend sind. (Abb. 1.)

Der Rosette-Arm wird durch eine Stauwand mit 46 Öffnungen abgesperrt, die durch Gleitschütze geschlossen werden. Diese Öffnungen sind 8 m im Lichten

besonders lästig erwies sich beim Bau der fast flüssige Schlamm. Versuche zur Absenkung des Grundwassers verliefen ergebnislos, alles Wasser mußte aus den Baugruben von der Oberfläche her abgepumpt werden.

Als die Sohle freigelegt war, traten zahlreiche Quellen auf, die durch Steinzeugrohre gefaßt wurden. Ein Sammel-

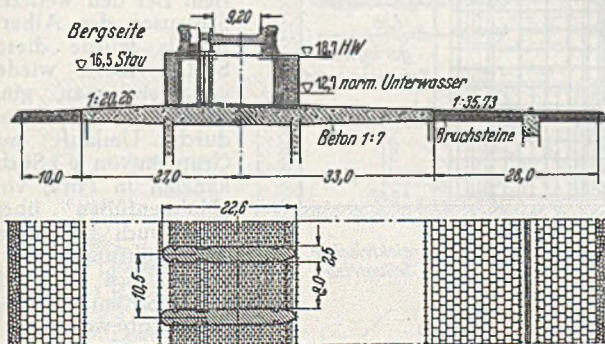


Abb. 3. Querschnitt und Teilgrundriß der Stauwehre.

weit; die Pfeiler sind 2,5 m breit, woraus sich die Länge des ganzen Bauwerks zu 483 m ergibt. (Abb. 2.)

Der Bestand eines solchen Bauwerks hängt im wesentlichen von der Widerstandsfähigkeit seiner Gründungen ab. Die Stauanlage ruht deshalb in ihrer ganzen Ausdehnung auf einer 1 m dicken Betonplatte. In den Öffnungen ist diese Sohle mit 60 cm hohen, 50 cm breiten

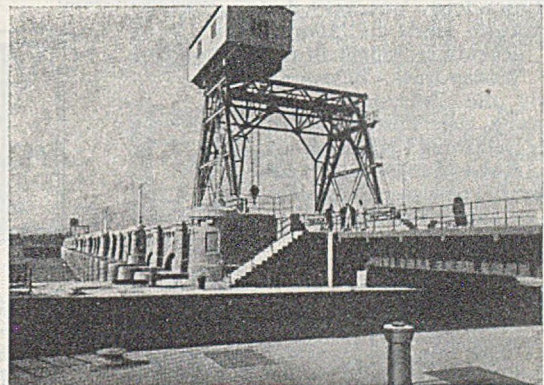


Abb. 4. Ansicht des Stauwehres mit dem Portalkran.

netz führte das Wasser nach den Pumpensümpfen, die offen gehalten wurden, bis die letzte Betonschicht des Betts eingebaut war. Durch 60 cm weite Stahlrohre wurden diese ausgepumpt, und dann wurde Zement eingepreßt; dabei wurden 903 t Zement verbraucht.

Bei Bau des Stauwehres mußten 1,6 Mio m³ Massen gewonnen, 15 800 t Stahlpundwände gerammt, 380 000 m³

Beton eingebaut werden; dazu kamen noch das Granitmauerwerk, die fertig verlegten Betonblöcke und die Kalksteine. Die einzelnen Baustellen wurden durch Dämme abgeschlossen, für die die Baustoffe zu Wasser angefordert wurden. Der Granit kam aus dem 1085 km entfernten Assuan. Die Baustelle erhielt Anschluß an das Staatsbahnnetz; die Gleise erreichten eine Länge von 30 km; man arbeitete mit 600-mm-Feldbahngleisen. Der

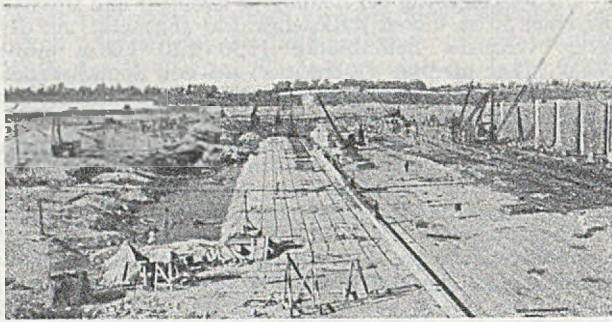


Abb. 5. Ansicht der Baustelle.

Unternehmer stellte einen Riesenpark von Maschinen und Geräten aller Art, so zwei Eimerkettenbagger mit 1500 m³ Tagesleistung, Schwimmkräne, 15 Dampf- und 8 Diesellokomotiven, 8 Rammen, 35 Betonmischmaschinen usw.

Die Bauzeit betrug drei Jahre (1936 bis 1939). Wegen der Hochwasser- und Abflußverhältnisse im Nil kann nur in den Monaten Januar bis Juli im Flußbett gearbeitet werden. Die Arbeiten begannen jedes Jahr damit, daß die Baustelle für das betreffende Jahr, deren Fläche bis 16,5 ha betrug, durch Erddämme eingefast wurde, die zum Teil durch Spundwände geschützt werden mußten. (Abb. 5.) Der größte Teil der Erdarbeiten wurde von Hand ausgeführt: zur Beförderung der Massen dienten von Arbeitern getragene Körbe. Die Zahl der Arbeiter stieg zeitweilig auf 13 600, im Mittel betrug sie 7600. Die Baukosten betragen 2,4 Mio ägypt. Pfund. [Nach La Technique des Travaux 24 (1948) S. 160.]

Friedrich W e r n e k e , Kempfenhausen.

Sektortore in Binnenschiffahrtsschleusen.

Sektortore sind für eine Reihe von neuen Binnenschiffahrtsschleusen in Nordfrankreich gewählt worden. Diese modernen Torverschlüsse bieten mancherlei Interessantes, so daß sich eine Besprechung lohnt.

I. Es sind schon mehrere Ausführungen von Sektortoren bekannt, so z. B. die 1923 fertiggestellte Schleuse von Skanstell bei Stockholm oder eine derartige Ausführung bei Chicago; Sektortore sind auch in Florida im Bau. Besondere Vorzüge der Sektortore sind die Stabilität gegenüber Umkehrung der Wasserdruck-Belastung sowie die Zulässigkeit der Öffnung der Tore während ihrer Belastung. Hiernach ist ihr Anwendungsgebiet zunächst bei gewissen Seeschleusen zu suchen. So ist ihr Ein-

bau in Frankreich für die Schleusen von Dieppe (Abb. 1) und St. Malo (Abb. 2) in Aussicht genommen. Nach den Erfahrungen im Hafen von Dünkirchen ist es unmöglich, Schiebetore unter Last zu bewegen. Auch spielen die Einflüsse des Seeganges eine Rolle, die sich auf die Bewegungsverrichtungen, auch bei Stemmtoren, ungünstig auswirken. Sektortore sind den Stemmtoren auch insofern überlegen, als hier die Gefahr wesentlich herabgemindert ist, daß Störungen durch Fremdkörper auftreten.

Besondere Bedeutung haben die Vorrichtungen zur Speisung der Schleusen, insbesondere für die Binnenschiffahrt. Kurze Umläufe bei den Häuptern haben sich nur für Schleusen mittlerer Abmessungen und geringerer Stauhöhe bewährt. Häufig wurden besondere Einrichtungen erforderlich, um das Anwachsen der Längsströmung zu vermeiden, sobald die Stauhöhe zunimmt, z. B. bei den Schleusen in der Gegend von Valenciennes an der Schelde (Kammern von 85·7,50 m und Stauhöhen rd. 2 m) hat man sich deutscher Vorbilder bedient, um zu erreichen, daß die Wasserströmung bei der Füllung der Kammer keine Stöße auf die Fahrzeuge hervorruft. Die verschiedenen Vorkehrungen zur Beruhigung des Wassers sind jedoch für Schleusen größerer Abmessungen noch umstritten.

In Nordfrankreich handelt es sich im Prinzip um Kanalfahrzeuge, deren Besatzungen sich nur schwer selbst an schwache Längsströmungen gewöhnen. In Deutschland und den Niederlanden sind die Schiffsbesatzungen eher gewöhnt, in Flüssen Schiffahrt zu treiben und sich den Einwirkungen der Strömung und starker Wasserbewegung anzupassen. Auch verfügen ihre Fahrzeuge über die dazu notwendige Ausrüstung an Takelage. Modellversuche, die im Hinblick auf die Beruhigungseinrichtungen (verschiedene Anordnungen von Rosten und Stoßbalken) der Schleusen des Albert-Kanals für 2000 t-Schiffe durchgeführt wurden, sind in „La Technique des Travaux“ Hefte vom Mai und Juni 1934 beschrieben. So überschritten die Zugkräfte in den Trossen nach Einbau eines horizontalen Rostes und bei einer Stauhöhe von 4,40 m nicht das Maß von 3 t bei einer Füllungsdauer der Kammer von 7¼ Minuten und bei ihrer Entleerung in 5¼ Minuten. Lösungen mit Stoßbalken ergaben starke Strudelbildung und Bewegungen der Wasseroberfläche.

Auf Grund dieser Versuchsergebnisse ist die Schleuse von Wijnegem im Albert-Kanal ausgerüstet worden, die Zwillingskammern von 136·16 m und eine kleine Kammer von 55·7,50 m bei einer Stauhöhe von 5,70 m aufweist. Es zeigte sich, daß die Erfahrungen im Betriebe mit den Ergebnissen der Modellversuche nur unvollkommen übereinstimmen, die Zugkräfte in den Ankertauen waren höher, als es die Versuche erwarten ließen. Bei den weiteren Schleusen des Albert-Kanals wurde dieses System daher wieder verlassen, man ging wieder zur Speisung durch Umläufe mit Gruppen von je 3 Stichkanälen in Form von „Hahnenfüßen“ über. Aber auch bei dieser Ausführungsweise zeigten sich noch störende Strömungen und Wellenbewegungen während des Füllvorganges. Es war notwendig, Verbesserungen bei den Zylinderschützen zwecks Verhinderung der Ansaugung von Luft und eine teilweise Verbauung der Ausmündun-

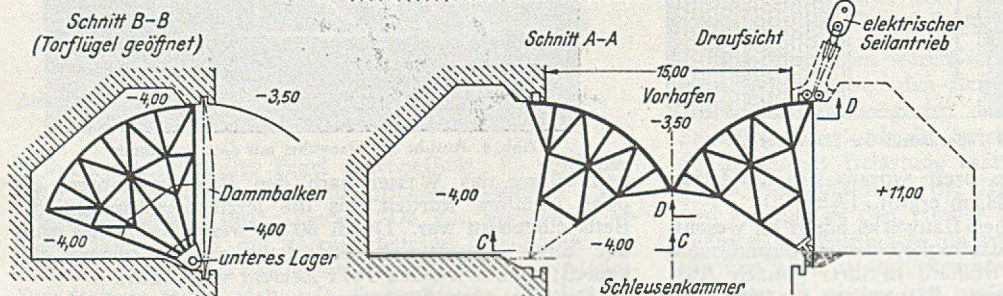


Abb. 1. Sektortore der Seeschleuse Dieppe.

gungen der Wasseroberfläche.

gen einzelner Stichkanäle bis zur halben Höhe durchzuführen. Damit war allerdings eine Verlängerung der Dauer der Füllung bzw. Entleerung der Kammer ver-

mit mehr als 7 m Gefälle wirtschaftlich sein können. Wenn solche trotzdem kürzlich bei der Wiederherstellung der Schleuse Jeu de Mail bei Dünkirchen angewandt wurden, so nur deshalb, weil hier die Zeit für weitere Studien und Versuche nicht vorhanden war.

Auch die bei den Schleusen von Wijnegem gemachten Erfahrungen mit den der Wasserberuhigung dienenden Einbauten mahnen zur Vorsicht. Dabei ist in Rücksicht zu ziehen, daß die Kanäle von Nordfrankreich stark besucht sind und auch einen beträchtlichen Verkehr von Fahrzeugen, besonders hölzernen, die teilweise veraltet sind, aufweisen. Derartige Fahrzeuge sind nicht instande, nennenswerte Stöße zu ertragen.

Nach den obigen Ausführungen kam man zu dem Schluß, daß sich Sektortore auf Grund vorangehender Modellversuche so ausbilden lassen, daß sie für Schleusen der Binnenschifffahrt mit kleinen oder mittleren Stauhöhen, so wie sie zur Zeit in Nordfrankreich errichtet werden müssen, besonders geeignet sind. Zunächst sollen folgende Schleusen mit derartigen Toren ausgerüstet werden: Schleuse Flandres bei St. Omer (Kammer 113,70 · 12 m, mit Zwischenhaupt, d. h. 2 Kammerabschnitte

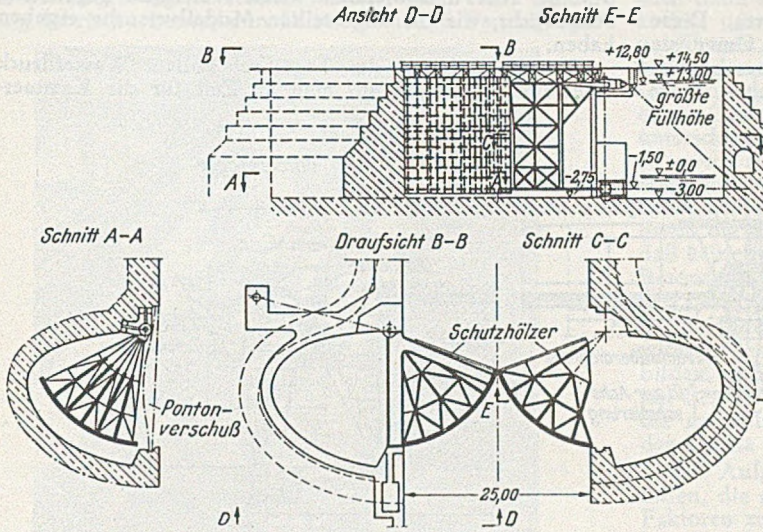


Abb. 2. Sektortore der Seeschleuse Saint-Malo.

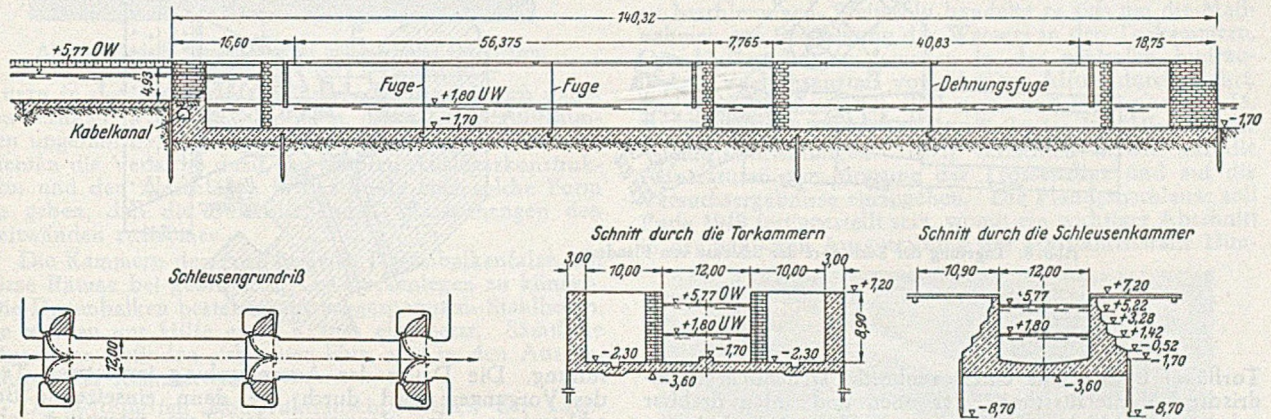


Abb. 3. Schleuse von Flandres. Übersicht.

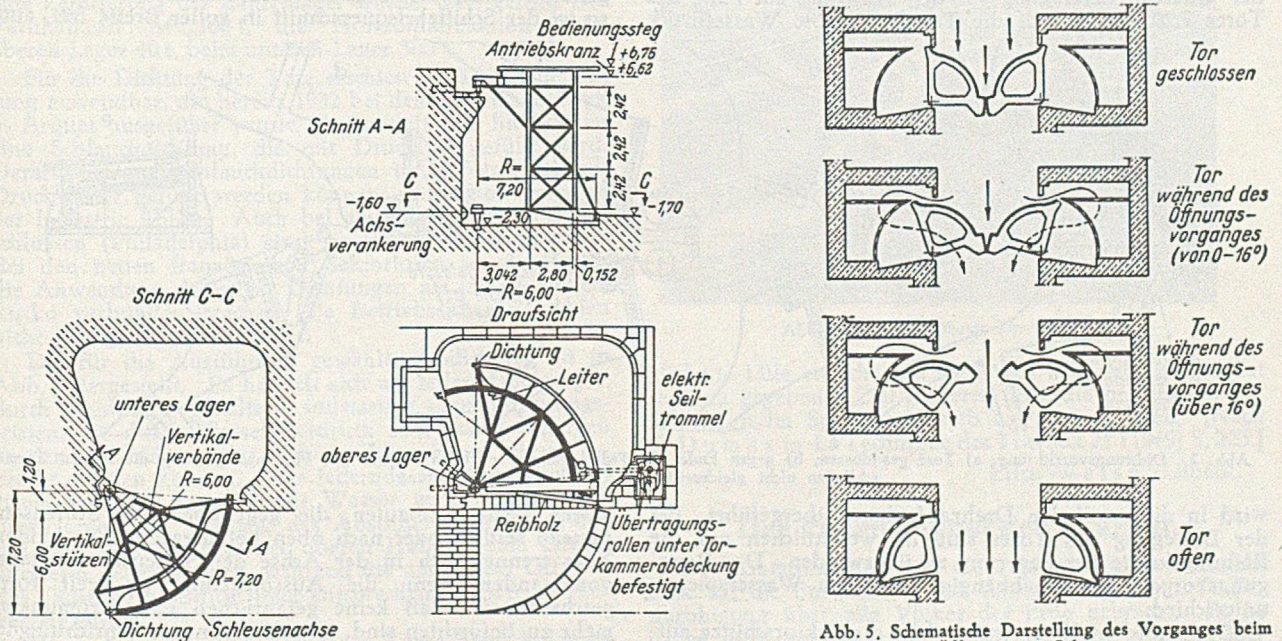


Abb. 4. Sektortore der Schleuse von Flandres.

Abb. 5. Schematische Darstellung des Vorganges beim Öffnen eines Sektortores.

bunden. Auch hierbei handelte es sich also nur um Notbehelfe.

Aus verschiedenen Studien (vgl. besonders Annales des Travaux publics de Belgique vom August 1932) geht hervor, daß Umläufe mit Stichkanälen nur für Schleusen

von 45,03 m und 60,91 m Länge. Normale Stauhöhe 3,97 m, größte Stauhöhe 4,57 m). Schleuse von Don am Kanal der oberen Deule als Bestandteil der künftigen Verbindung Schelde—Seine (Kammer 138,40 · 12 m, nutzbare Kammerabschnitte 45 bzw. 85 m, Stauhöhe 2,82 m).

Für diese Bauvorhaben wurden systematische Modellversuche eingeleitet. Nach Fertigstellung der Schleuse von Flandres sollen sich Versuche in wahrer Größe anschließen.

II. Sektortore für die Schleuse von Flandres. Diese Schleuse ersetzt 2 bestehende Schleusen bei St. Omer, sie erhält 3 Torpaare (Abb. 3). Der Schleusendempel ist oberhalb der Torkammer des Oberhauptes gelegen. Jeder

Entleerung der Schleuse geht so vor sich, daß eine zur Achse symmetrische Bewegung des Wassers eingeleitet und beibehalten wird, wobei sich die lebendige Kraft des die Tore umspülenden Wassers merklich gegenseitig abschwächt, wie die angestellten Modellversuche ergeben haben.

Da die Öffnung der Tore bei vollem Wasserdruck eingeleitet wird, gewinnt man an Zeit für die Kammer-

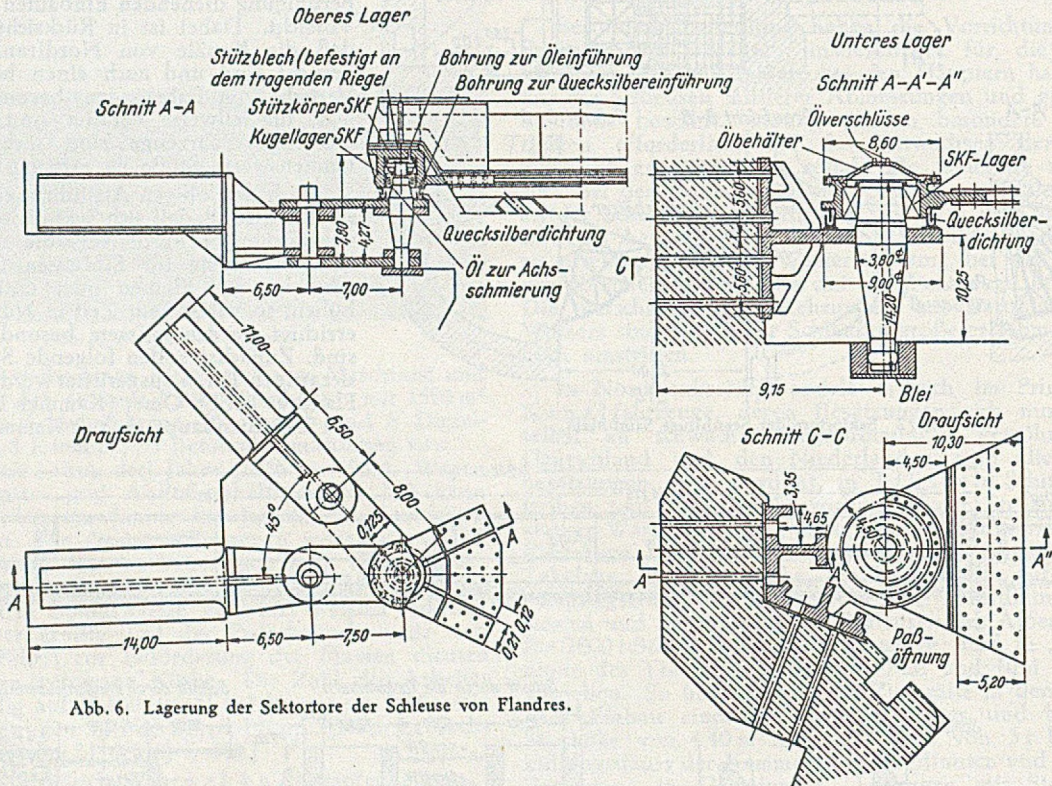


Abb. 6. Lagerung der Sektortore der Schleuse von Flandres.

Torflügel besteht aus einem senkrecht stehendem zylindrischen Mantelausschnitt, der oben und unten drehbar gelagert ist (Abb. 4). Halbmesser der Tore 6 m, derjenige der unteren Auskragung für den Anschlag am Fuße des Tores 7,20 m. Der auf die Tore ausgeübte Wasserdruck

füllung. Die Dauer der Ausspiegelung im letzten Teil des Vorganges wird durch die dann einsetzende Beschleunigung der Bewegung der Tore wesentlich abgekürzt. Sind die Tore in ihre Kammern eingefahren, so ist der Schiffsquerschnitt in voller Breite frei, auch

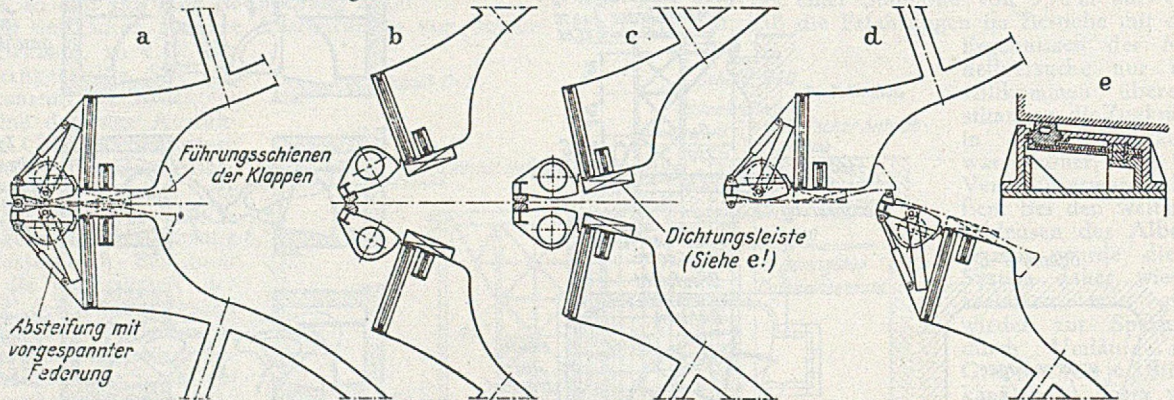


Abb. 7. Dichtungsvorrichtung. a) Tore geschlossen, b) gegen Ende des Füllvorganges, c) beim Beginn des Füllvorganges, d) die beiden Tore schließen nicht gleichzeitig, e) Einzelheiten der Dichtung.

wird in die vertikalen Drehzapfenlager übergeführt. Bei der Bewegung des Tores sind im wesentlichen nur die Reibungskräfte der Lagerung zu überwinden. Der Bewegungsvorgang ist unabhängig von dem Wasserspiegelunterschied.

Die seitlichen Kammern, welche die Sektorschütze aufnehmen, dienen gleichzeitig zur Füllung bzw. Entleerung der Kammer (Abb. 5). Bei Einleitung der Öffnungsbewegung gelangt das Wasser vorwiegend auf dem Wege durch diese Torkammern in die Schleusen-kammer, wobei es Gitterroste durchströmt, die der Wasserberuhigung dienen. Mit fortschreitender Öffnung entwickelt sich der axiale Zufluß zur Schleusen-kammer. Die Füllung oder

stören keine Einbauten, die gegenüber dem Schleusen-plateau seitlich oder nach oben herausragen. Die beiden Tore trennen sich in der Achse der Schleuse erst dann voneinander, wenn die Ausspiegelung so weit fortgeschritten ist, daß keine gefährlichen Längsströmungen mehr zu befürchten sind. Durch besondere Einrichtungen wird erreicht, daß Heck bzw. Bug der Schiffe nicht überflutet wird. Die Öffnungsweise der Tore ist abhängig von den Abmessungen und der Stauhöhe der Schleuse, damit sich die von den Haltevorrichtungen der Fahrzeuge aufzunehmenden Kräfte in erträglicher Höhe halten. Zur Erkundung dieser Abhängigkeiten dienten Modellversuche, und zwar auf der Grundlage, daß eine Steige-

geschwindigkeit von 1,20 m/min. bei den Haltevorrichtungen eines Fahrzeuges von 1350 t eine Zugkraft von höchstens 2,5 t hervorrufen darf und daß diese Zahl auch bei der Entleerung nicht überschritten wird. Diese Forderung führte zu besonderen Leitwänden und Beruhigungs-

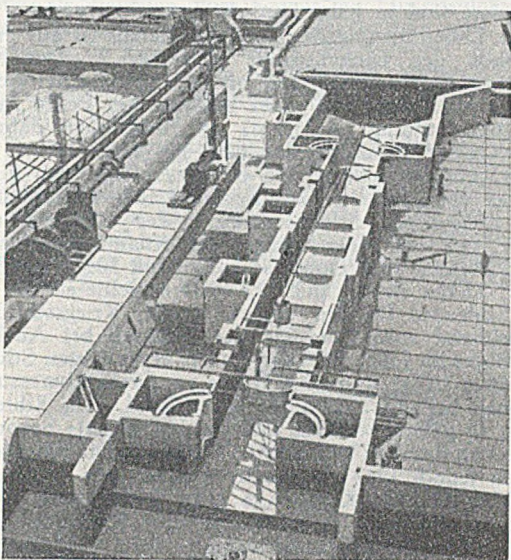


Abb. 8. Modell. Gesamtübersicht mit geöffneten Sektortoren.

gittern in den Kammern der Tore. Es handelt sich dabei um vertikale Wände in Stahlbeton, deren Durchlaßöffnungen ungefähr 60 % der Oberfläche ausmachen. Weiterhin dienten die Versuche dazu, der unteren Auslegerkonstruktion und den Anschlägen in der Sohle eine solche Form zu geben, daß die durchfließenden Wassermengen den Leitwänden zuströmen.

Die Kammern der Tore besitzen Dammbalkenfalze, um diese Räume bei geöffnetem Tor trockenlegen zu können. Die Dammbalken bestehen aus vorgespanntem Stahlbeton, sie werden mit Hilfe eines Kranes eingesetzt. Sämtliche Maschinen befinden sich unter Flur, also in den Aussparungen der Kammerwände.

Die wichtigsten Konstruktionseinzelheiten der Lagerung und der Dichtungen sind in Abb. 6 dargestellt. Auf gute Zentrierung der Zapfenlager wurde Wert gelegt. Die Vertikalkraft ist 100 t, die Horizontalreaktion beim oberen Lager 40 t, beim unteren Lager 300 t.

Für die Dichtung der Tore erschien zunächst eine Lösung anwendbar, die bereits 1932 bei dem Schiffshebewerk in Arques ausgeführt wurde. Es handelt sich hierbei um eine Schlauchdichtung, die mit Druckluft gefüllt wird. Derartige Gummischlauchdichtungen in U-Form, die mit Druckwasser gefüllt werden können, sind schon lange in der Industrie üblich. Auch bei amerikanischen Dockverschlüssen (Philadelphia) sind sie mit Erfolg angewandt. Bei den neuen französischen Sektortoren wurde jedoch die Anwendung derartiger Dichtungen als mit zu hohem Risiko verbunden erachtet, die Betriebssicherheit schien nicht genügend gewährleistet.

Die für die Ausführung gewählte Abdichtung ist in Abb. 7 dargestellt. Es handelt sich um federnd befestigte, durch Stahlfinger gehaltene wulstartige Gummidichtungsleisten, die durch Wasserüberdruck zum satten Anliegen an den Anschlägen oder auch zur Lösung von diesen gebracht werden können. Das federnde Dichtungsband ist 20 cm breit, es trennt 2 mit Wasser gefüllte Kammern, deren eine beim Vorgang des Abschlusses der Dichtung mit dem Wasserspiegel der oberen Haltung zum Druckausgleich gebracht wird, während die andere bei Öffnung der Dichtung künstlich unter entsprechend höheren Druck gesetzt wird.

Die zwischen den sich öffnenden Toren beim Anlaufen der Bewegung erforderliche „bedingte“ Abdichtung erfolgt durch bewegliche Klappen. Hierdurch soll in erster Linie vermieden werden, daß die Endigungen der Fahrzeuge überflutet werden. Sie soll solange wirksam bleiben, bis die Stauhöhe nur noch rd. 1 m beträgt. Es handelt sich hier um pneumatische Dichtungen, die im ge-

schlossenen Zustande der Tore eine absolute Abdichtung gewährleisten. Im weiteren Verlauf der Öffnungsbewegung ist die völlige Abdichtung nicht mehr notwendig, auch dann soll jedoch zunächst ein nennenswerter Axialzufluß unterbunden sein. Diese Klappe bleibt solange geschlossen, bis der durch die Endfluchten der Torflügel beschriebene Winkel etwa 16° ausmacht, eine Zahl, die sehr von der Öffnungsweise der Tore abhängt. Sobald dieser Zustand erreicht ist, und damit der Wasserspiegelunterschied auf etwa 1 m heruntergegangen ist, geben die Klappen automatisch mit der Drehung der Tore den Durchfluß frei. In diesem Augenblicke wirken die Zuflüsse beiderseits um die sich öffnenden Tore und zugleich durch die axiale Durchflußöffnung so günstig zusammen, daß keine gefährlichen Strömungen mehr auftreten können. Besondere Führungen zwingen die Klappen beim Schließen der Tore wieder in ihre Anfangsstellung.

Auf Grund der Modellversuche erschien es besonders wichtig, den Bewegungsmechanismus der Tore so auszubilden, daß die Bewegung zeitlich genau und außerdem mit Beschleunigung vor sich geht. Nähere Angaben über die maschinellen Einrichtungen für den Antrieb sind in der Quelle zu finden.

III. Aufgabe der Modellversuche war es im wesentlichen, die für die Öffnungsweise der Tore maßgeblichen Faktoren zu studieren, die Bewegung der Tore unter vollem Staudruck einzuleiten und sie bei Erreichung eines Wasserspiegelunterschiedes von nur noch 1 m möglichst zu beschleunigen. Weiterhin handelte es sich um die Maßnahmen zur Beruhigung des Wassers in den Torkammern. Die Untersuchungen wurden in der zentralen hydraulischen Versuchsanstalt von Maisons-Alfort durchgeführt. Der Modellmaßstab für die Längen und Höhen war 1 : 15. Die Abb. 8 u. 9 zeigen einzelne Teile des Modells und der Versuchseinrichtungen. Wir verzichten darauf, auf die Apparaturen zur Messung der Trossenzüge und auf die Versuchsergebnisse einzugehen. Die Flandernschleuse soll Ende 1949 fertiggestellt sein, womit ein wichtiger Abschnitt in der baulichen Ausgestaltung der Schiffsstraße Dün-

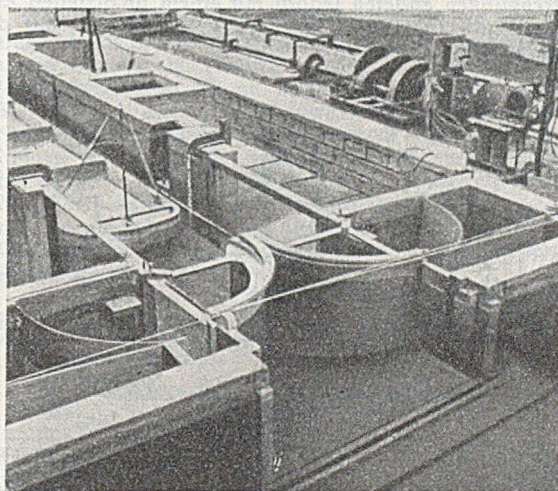


Abb. 9. Modell. Oberes Tor geschlossen.

kirchen—Lille erreicht sein wird. Es wird sehr interessant sein, zu gegebener Zeit Näheres über die praktischen Erfahrungen im Schleusenbetrieb usw. zu erfahren. [Nach F. D u m a s in La Technique des Travaux 25 (1949) S. 223.]

Erich Weise, Lübeck.

Der Panamakanal der Zukunft.

Die Atomforschung und die Auswertung ihrer Ergebnisse für die Entwicklung von Kriegswaffen hat tiefe Beunruhigung über alle Völker der Erde gebracht. Es ist daher nicht verwunderlich, daß Ingenieure sich mit der Frage befassen, wie lebenswichtige Bauwerke gegen Angriffe mit Atomwaffen geschützt werden können oder wie sie zu gestalten seien, um sie gegen diese modernen Waffen möglichst unverwundbar zu machen. Unter diesen Gesichtspunkten haben sich nordamerikanische Ingenieure eingehend mit Planungen für einen neuen Panamakanal

befaßt, denn dieses Bauwerk ist gerade in Kriegszeiten für die USA. von lebenswichtiger Bedeutung. Welches Gewicht den Untersuchungen und planerischen Arbeiten zur Lösung dieses Problems von der American Society of Civil Engineers beigemessen wird, zeigt die Tatsache, daß sie ein ganzes Heft ihrer „Proceedings“ diesem Thema widmet (Vol. 74, April 1948, Nr. 4. Man vgl. ferner die Diskussion dazu Juni 1948 bis März 1949). Aus dieser umfangreichen Abhandlung seien hier die wichtigsten Untersuchungen und Schlußfolgerungen wiedergegeben.

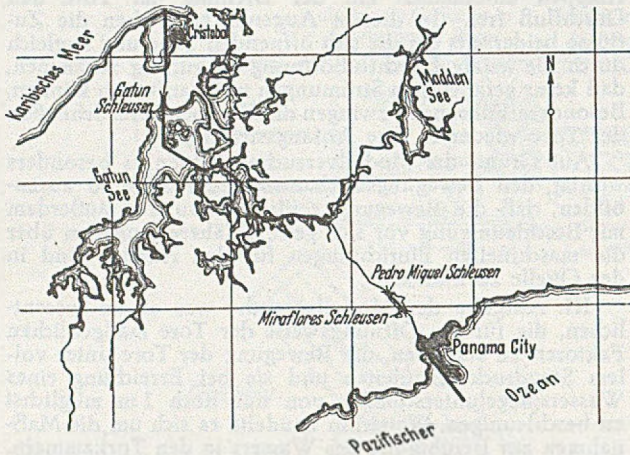


Abb. 1. Lageplan des Panamakanals.

Zunächst ein kurzer Rückblick auf die Baugeschichte. Im Jahre 1882 begann die erste französische Kanalgesellschaft mit dem Bau eines offenen, d. h. schleusenlosen Kanals durch die Landenge der beiden Amerika. Nach Jahren der Arbeit mit wachsenden Schwierigkeiten und schwindenden Geldmitteln entschlossen sich die Franzosen zum Weiterbau als billigeren Schleusenkanal. Die französischen Anstrengungen endeten jedoch mit einem finanziellen Zusammenbruch und der Übertragung aller Rechte auf die Vereinigten Staaten.

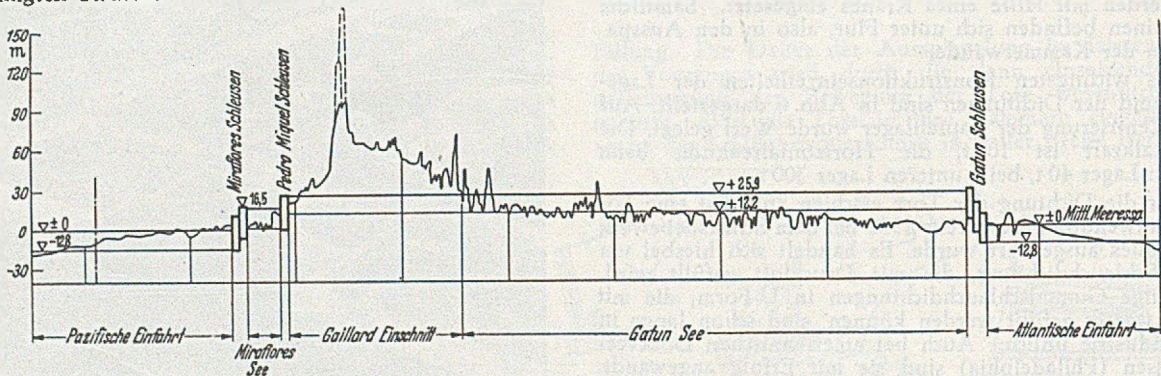


Abb. 2. Längsschnitt des Panamakanals.

Auch in den USA. stritt man sich über die zu wählende Bauart. Die Entscheidung fiel zugunsten eines Schleusenkanals, weil er billiger und schneller herzustellen war als ein offener Kanal. Dieser Entschluß wurde in einer Zeit gefaßt, als man noch keine Zeitzünderbomben, ferngelenkte Geschosse und Atombomben kannte. Der Kanal wurde 1914 eröffnet.

Während des letzten Krieges drückte der nordamerikanische Kongreß eindringlich seine Befürchtungen für die unzureichende Sicherheit des Kanals aus und beschloß das Gesetz Nr. 280, das von Präsident Truman am 28. Dezember 1945 gebilligt wurde, und das folgendes besagte:

Senat und Repräsentantenhaus ermächtigen und erlauben dem Gouverneur des Panamakanals, unter der Aufsicht des Kriegsministeriums die Frage zu untersuchen, durch welche Maßnahmen und unter welchem Kostenaufwand der Kanal für größere Leistungsfähigkeit und Sicherheit umgebaut werden könne, um künftigen Anforderungen des Verkehrs und der nationalen Verteidigung zu entsprechen. Es sei auch dabei zu untersuchen, ob eine andere Stelle für einen Kanal geeigneter sei und ob es andere und bessere Mittel gäbe, Schiffe durch die Land-

enge zu bringen. Der Bericht des Gouverneurs solle über das Kriegsministerium und den Präsidenten spätestens am 31. Dezember 1947 dem Kongreß vorgelegt werden.

Die auf Grund dieses Gesetzes von einem großen Stab von Ingenieuren durchgeführten Untersuchungen und ihre Ergebnisse sind in jeder Hinsicht bemerkenswert.

Die Linienführung des heutigen Kanals ist aus Abb. 1 ersichtlich, den Längenschnitt zeigt Abb. 2. Der Kanal steigt vom Pazifischen Ozean mit zwei gekuppelten Schleusen bei Miraflores und einer Schleuse bei Pedro Miguel zur Scheitelhaltung (+ 25,9 m) an, durchquert dann im tiefen Gaillardeinschnitt das hier bis über 100 m hohe Culebragebirge, benutzt den durch Aufstau des Flusses Chagres entstandenen Gatunsee und fällt schließlich mit einer dreistufigen Schleusstreppe, der Gatunschleusen-Gruppe, auf den Meeresspiegel des Atlantischen Ozeans. Alle Schleusen sind Doppelschleusen mit 304 m nutzbarer Länge, 33,5 m Breite und 12,2 m Drempeltiefe. Da man diese Schleusen für den Verkehr großer Kriegsschiffe als unzureichend ansah, ordnete der Kongreß bei Ausbruch des Krieges im Jahre 1939 den Bau je einer dritten Schleuse von 366 m Länge und 43 m Breite an. Diese Abmessungen hielt man für alle Zeiten für ausreichend. Die Schleusen sollten so gebaut werden, daß sie den damals bekannten schwersten Bomben widerstehen konnten. Die Bauarbeiten wurden jedoch 1942 eingestellt, weil erkannt wurde, daß die Schleusen bis Kriegsende nicht fertiggestellt werden konnten, und weil Arbeitskräfte und Baustoffe anderweitig dringender gebraucht wurden. Nur die Erdarbeiten für die dritten Schleusen der Miraflores- und Gatun-Gruppe sind fertig geworden, mit den Erdarbeiten für die dritte Pedro-Miguel-Schleuse und mit den Betonierungsarbeiten für alle Schleusen ist noch nicht begonnen worden.

Der Schiffsverkehr im Kanal ist seit seiner Eröffnung stetig angestiegen, abgesehen von einigen zeitweiligen rückläufigen Erscheinungen in Kriegs- und Krisenzeiten, wie die Tabelle zeigt. Bisher haben mehr als 200 000 Schiffsdurchfahrten stattgefunden. Während der Kriegsjahre 1941 bis 1945 hätten, wenn der Kanal nicht vorhanden gewesen wäre, schätzungsweise 1,5 Milliarden Dollar für Schiffstransporte mehr aufgewandt werden müssen. Es wird vermutet, daß der Kanal vom Jahre 1960

ab für die Bewältigung des zu erwartenden Verkehrs an verkehrsreichen Tagen nicht mehr genügend leistungsfähig sein wird.

Jahr	Verkehr in Mio. t	Anzahl der Schiffe einschl. Kriegsfahrzeuge
1915	3	1 500
1920	8	3 200
1925	22	6 000
1930	27	7 500
1935	26	6 800
1940	26	7 800
1945	10	10 000
1947	20	7 000

Die heutigen Schleusen werden vermutlich hinsichtlich ihrer Abmessungen für alle Handelschiffe bis zum Ende des zwanzigsten Jahrhunderts ausreichen, mit Ausnahme der Schiffe der Quenklasse, die aber den Kanal nicht durchfahren und voraussichtlich auch künftig nicht benutzen

werden. Aber die Leistungsfähigkeit des Kanals wird erheblich eingeschränkt durch den Umstand, daß einzelne Schleusen zeitweilig für die Ausführung von Reparaturen außer Betrieb genommen werden müssen. In solchen Zeiten ist die Leistungsfähigkeit des ganzen Kanals nicht größer als diejenige eines Kanals mit Einzelschleusen. Zuweilen herrschen während der Regenzeiten vom Mai bis Dezember im Gaillardeinschnitt dichte Nebel, so daß der Schiffsverkehr auf dieser Strecke nach Mitternacht eingestellt werden muß. Darunter leidet ebenfalls die Leistungsfähigkeit des Kanals.

Wenn man berücksichtigt, daß Handelsschiffe den Kanal oft nur mit Teilladungen oder in Ballast durchfahren, werden für die Beförderung von rund 88 Mio. t Gütern, die man für das Jahr 2000 erwartet, 13 000 Schiffsdurchfahrten zu rechnen sein. An besonders verkehrsreichen Tagen würden dann 70 Schiffe durchzuschleusen sein. Dazu wären bei den heutigen Abmessungen der Schleusen

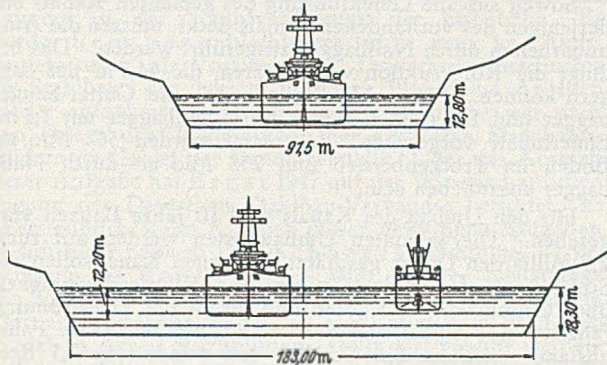


Abb. 3. Querschnitte des vorhandenen und des geplanten Kanals.

46 Schleusungen im Zeitraum von 24 Stunden erforderlich. Wenn Schleusen von rund 460 m Länge und 60 m Breite, wie sie z. Zt. von der Kriegsmarine empfohlen werden, gebaut würden, könnten 70 Schiffsdurchfahrten mit 29 Schleusungen bewältigt werden.

Den Anforderungen des bis zum Ende des zwanzigsten Jahrhunderts zu erwartenden Verkehrs könnte am billigsten genügt werden, wenn die Schleusen nicht für längere Zeit zu Überholungszwecken gesperrt zu werden brauchten und wenn der Verkehr auch bei Nebel aufrechterhalten werden könnte. Die Außerbetriebnahme der Schleusen könnte vermieden werden, wenn man Ausrüstungs- und Ersatzteile der Schleusentore zum schnellen Auswechseln vorgehalten, und wenn man Schleusen- und Ersatztore, die in wenigen Stunden aus- und wieder eingeschwommen werden können, bauen würde. So könnte die Leistungsfähigkeit des Kanals auf 65 Schiffsdurchfahrten täglich gesteigert werden. Wenn es dann noch gelingt, den Schiffsverkehr auch bei auftretendem Nebel durch Lenkung mit Hilfe von elektrischen Sichtgeräten (Radaranlagen) aufrechtzuerhalten, so daß ein 24stündiger Betrieb durchgeführt werden kann, würde die Leistungsfähigkeit des Kanals sich weiter steigern und auf 70 Schiffsdurchfahrten täglich bringen lassen. Die Kosten für diese allein im Interesse des Verkehrs notwendigen Maßnahmen würden 129 Mio. Dollar betragen. Jeder weitere Aufwand von Geldmitteln läßt sich nur durch die Erfordernisse der nationalen Verteidigung rechtfertigen.

Wenn die Schleusen, die sich in keiner Weise gegen die modernen Angriffswaffen eines Luftkrieges oder ferngesteuerte Waffen sichern lassen, zerstört werden, ergiebt sich das Wasser aus den Kanalhaltungen in die See und der Kanal läuft leer. Man muß also einen Kanal planen, dessen Betriebseinrichtungen nicht zerstört werden können. Aus Gründen der nationalen Sicherheit kann nach dem Ergebnis der eingehenden Untersuchungen daher nur ein offener Seekanal in Frage kommen.

Für den Entwurf eines offenen Seekanals wurden acht verschiedene Linienführungen genau untersucht, wobei sich ergab, daß die bisherige Linienführung am besten beibehalten wird. Sie erfordert die geringsten Kosten und bietet den Vorteil, daß die vorhandenen Verteidigungswerke und der Sitz der Verwaltung unverändert bleiben können. Der neue offene Kanal kann entweder durch Absenken des Wasserspiegels im vorhandenen Kanal auf den Meeresspiegel oder durch einen Parallelkanal geschaffen werden.

Letzterer müßte auf der Strecke durch den Gatunsee durch einen Damm, der aus dem Aushubboden aufgespült werden könnte, vom alten Kanal getrennt werden. Der Bau eines Parallelkanals würde aber 800 Mio. Dollar mehr kosten als die Umwandlung des alten Kanals, und es gibt keinen Grund, der eine solche Mehraufwendung rechtfertigen würde.

Bei der Umwandlung des vorhandenen Kanals muß auf einigen Strecken ein neues Kanalbett ausgehoben werden, weil sonst der Verkehr während der Umbauzeit gesperrt werden müßte. Dadurch kann der Kanal um 5,2 Meilen verkürzt werden. Die Aushubarbeiten für die Neubauarbeiten können zum großen Teil im Trockenen ausgeführt werden.

Da im vorhandenen Kanal Begegnungen großer Schiffe schwierig sind, soll der offene Seekanal einen bedeutend größeren Querschnitt erhalten. Die Abmessungen dieses Querschnitts wurden auf Grund der Ergebnisse von Modellversuchen bestimmt. Auch Fahrwiderstandsversuche mit selbstfahrenden Schiffsmodellen wurden durchgeführt. Eine Gegenüberstellung des vorhandenen und des geplanten Kanalquerschnitts zeigt Abb. 3. Die Wassertiefe im neuen Kanal soll 18,3 m und die Fahrwasserbreite, in 12,2 m Wassertiefe gemessen, soll 183 m betragen. Das Maß für die Sohlentiefe entspricht der Erkenntnis, daß die Manövrierfähigkeit der Schiffe bei zu geringer Wassertiefe stark beeinträchtigt wird; es reicht aus, um den Schiffen eine Fahrgeschwindigkeit bis zu 10 Sm/Std. zu ermöglichen, wie durch die Modellversuche festgestellt wurde. Die gewählte Fahrwasserbreite genügt für Begegnungen eines Frachtschiffes vom Liberty-Typ mit einem größten Handels- oder Kriegsschiff. Es wird selten vorkommen, daß sich gerade zwei größte Handels- oder Kriegsschiffe begegnen, so daß diese Fälle besonders geregelt werden können, wie es auch im heutigen Kanal geschieht. Als Fahrwasserbreite soll nur der Abstand der beiderseitigen 12,2-m-Tiefenlinien der Uferböschungen gerechnet werden, weil man erwartet, so daß diese Fälle besonders geregelt werden können. In den Krümmungen soll der Kanalquerschnitt erweitert werden.

Der Tidehub an der Küste des Pazifischen Ozeans beträgt bis zu 6,10 m, an der Küste der Karibischen See dagegen nur 0,60 m. Daher würden im Kanal Strömungsgeschwindigkeiten bis zu 2,25 m/sec. auftreten, wenn der Kanal nicht durch Sperrbauwerke abgeschlossen würde. Sollten diese Sperrbauwerke einmal durch Kriegshandlungen zerstört werden, könnten die meisten Schiffe auch bei stärkster Tideströmung verkehren, Schiffe mit schwacher Maschinenkraft aber müßten Schlepperhilfe in Anspruch nehmen oder warten, bis die Tidewasserstände in beiden Ozeanen annähernd ausgeglichen und die Strömungen gering sind.

Zur Regelung der Tideströmungen würde der Bau einer Seekammerschleuse in der Nähe der Ausmün-

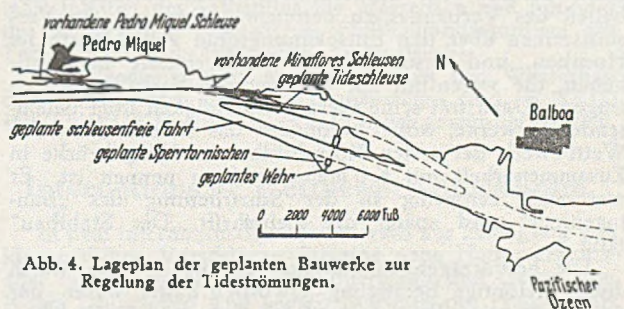


Abb. 4. Lageplan der geplanten Bauwerke zur Regelung der Tideströmungen.

dung des Kanals in den Pazifischen Ozean genügen. Im Falle ihrer Zerstörung würde der Kanal gesperrt sein, bis die Trümmer beseitigt wären. Eine so lange Sperrung würde aber unerträglich sein. Deshalb müssen die Bauwerke für die Strömungsregelung so ausgeführt werden, daß im Falle ihrer Beschädigung sofort eine freie Durchfahrt zur Verfügung steht.

Die in Aussicht genommene Lösung zeigt Abb. 4. Neben einer neuen Schleusenanlage, die bei der heutigen Mirafloresschleuse geplant ist, soll eine schleusenfreie Durchfahrt geschaffen werden, die durch ein einfaches Schieberor zeitweilig abgeschlossen werden kann. Neben dem Sperrtor ist ein Wehr vorgesehen, das geöffnet werden kann, wenn das Tor geschlossen ist. Dadurch kann der

Wasserspiegel im Kanal gehoben oder gesenkt und die Öffnungszeit des Tores verlängert werden. Durch die Schleusen können die Schiffe zu jeder Zeit und bei jedem Wasserspiegelunterschied fahren. Wenn das Sperrtor und Wehr zerstört werden, können ihre Trümmer sehr schnell beseitigt und der Kanal kann als völlig offener Seekanal befahren werden.

Die Anordnung des Sperrtores schafft die Möglichkeit, dem Schiffsverkehr bis zum Eintritt der als zulässig erachteten höchsten Strömungsgeschwindigkeit im Kanal die freie Durchfahrt zu gestatten. Die folgende Zusammenstellung zeigt die Abhängigkeit der täglichen Öffnungszeiten des Tores von der zugelassenen Strömungsgeschwindigkeit und dem Unterschied der Tidehöhen in den beiden Ozeanen.

Zugelassene Strömungsgeschwindigkeit im Kanal m/sec	Tägliche Öffnungszeiten in Stunden (freie Durchfahrtszeiten) bei Tidewasserspiegel-Unterschieden in beiden Ozeanen von				
	1,83 m	3,05 m	3,96 m	4,88 m	6,10 m
0,50	8,5	4,5	3,5	2,9	2,3
1,00	20,2	9,7	7,2	6,0	4,9
1,50	24,0	24,0	14,9	11,6	9,1
2,00	24,0	24,0	24,0	24,0	19,8
2,25	24,0	24,0	24,0	24,0	24,0

Voraussichtlich werden sich im künftigen Kanal Strömungsgeschwindigkeiten bis zu 1,00 m/sec als erträglich herausstellen. Dann kann also je nach den Tidewasserspiegel-Unterschieden die freie Durchfahrt mindestens rd. 5 Stunden und höchstens rd. 20 Stunden täglich geöffnet werden.

Beim Umbau des Kanals wird man den Böschungsverhältnissen im Gaillardeinschnitt sehr viel mehr Aufmerksamkeit zuwenden, als es beim Bau des vorhandenen Kanals geschehen ist. Seinerzeit sind die Böschungen ohne Rücksicht auf die Beschaffenheit des anstehenden Bodens überall in sehr steiler Neigung angelegt worden. Bekanntlich traten dann umfangreiche Rutschungen ein, und die abgerutschten Bodenmassen mußten wiederholt besei-

tigt werden. Auf Grund eingehender bereits durchgeführter bodenphysikalischer Untersuchungen sollen die künftigen Böschungen so flach angelegt werden, daß sich Rutschungen nicht mehr ereignen können.

Schwierig zu entscheiden war die Frage, ob der Kanalwasserspiegel stufenweise oder in einem Zuge abgesenkt werden soll. Das erstgenannte Verfahren bedingt den Umbau der vorhandenen Schleusen und die Tieferlegung ihrer oberen Häupter. Da dadurch der Verkehr stark beeinträchtigt wird, ist der zweite Weg in Aussicht genommen worden, zumal die Kosten bei diesem Verfahren niedriger sind. Um ein vorzeitiges Ausströmen des Wassers aus der oberen Kanalhaltung zu verhindern, müssen während der Ausführungszeit der Bagger- und Aushubarbeiten einige Geländesperren stehen bleiben. Um sie zu durchstechen und den Wasserspiegel des heutigen Kanals abzusenken, wird eine Verkehrssperre von nur 7 Tagen notwendig sein.

Soweit sich die Linienführung des geplanten Kanals mit derjenigen des vorhandenen Kanals deckt, müssen die Aushubarbeiten durch Naßbagger ausgeführt werden. Das bedingt die Konstruktion von Geräten, die 44,5 m tief baggern können. Für weiche Bodenarten sind Cutter-Saugbagger und für feste Böden Eimerkettenbagger mit 1,5 m³ Eimerinhalt vorgesehen. Insgesamt werden 562 Mio. m³ Boden im Trockenbetrieb und 238 Mio. m³ durch Naßbagger auszuheben sein.

Für den Umbau des Kanals sind 10 Jahre Bauzeit vorgesehen. Die gesamten Umbaukosten werden auf rund 2,5 Milliarden Dollar geschätzt. Im neuen Kanal sollen die Schiffe mit der Tideströmung eine Fahrgeschwindigkeit über Grund von 12 Knoten und gegen die Tideströmung fahrend eine solche von 6 Knoten einhalten. Der Fahrabstand zwischen den Schiffen soll mindestens 1,5 Seemeilen betragen. Unter der Annahme, daß die Tideschleuse 16 Stunden täglich betrieben wird und 8 Stunden täglich die freie Durchfahrt benutzt werden kann, wird die Leistungsfähigkeit des Kanals bei täglich 116 Schiffsdurchfahrten liegen. Die Durchfahrtszeit wird 4 1/2 Stunden betragen, während eine Fahrt durch den heutigen Kanal 8 Stunden dauert.

Dr.-Ing. Bernhard Kressner, Hamburg.

Verschiedenes.

Prof. W. Rein 70 Jahre alt.

Am 19. Sept. 1950 vollendet Herr Prof. Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Rein in Tübingen in völliger Frische sein 70. Lebensjahr. Nach Beendigung des Studiums und Tätigkeit in der Industrie wurde er in den Deutschen Stahlbau-Verband berufen, um die technisch-wissenschaftlichen Arbeiten des Verbandes zu betreuen. Hier sind die Versuchsreihen über den Einspannungsgrad von Trägern im Hochbau, und besonders die Knickversuche hervorzuheben, die wesentlich zur Klärung der Verhältnisse beitrugen. Dazu trat seine literarische Tätigkeit über bedeutende Bauwerke, wobei besonders das Referat über den Wettbewerb der ersten Köln-Mülheimer Hängebrücke in Zusammenarbeit mit Kommerell zu nennen ist. Er war auch zeitweilig in der Schriftleitung des „Bauingenieur“ und später der Zeitschrift „Der Stahlbau“ tätig.

Die hervorragenden Fähigkeiten, die er sich durch diese vielseitige Betätigung erworben hatte, waren der Anlaß für seine Berufung auf den Lehrstuhl für Stahlbau und Industriebau an der Techn. Hochschule Breslau. Hier führte er als langjähriger Rektor einen harten Kampf um die Selbständigkeit der Techn. Hochschule, die seinerzeit der Universität als technische Fakultät angegliedert werden sollte. Sein besonderes Augenmerk galt auch der Zusammenarbeit des Ingenieurs mit dem Architekten.

Ich glaube im Namen aller seiner ehemaligen Schüler sprechen zu dürfen, wenn ich ihm zu seinem 70. Geburtstag mit unseren Glückwünschen den Dank für seine selbstlose Förderung ausspreche, die er allen unterschiedlos auch über das Studium hinaus angedeihen ließ. Möge ihm seine alte Tatkraft weiterhin noch viele Jahre bei dem Aufbau eines neuen Wirkungskreises zur Seite stehen, für den der in Kürze erscheinende, zusammen mit Herrn

Prof. Schächterle verfaßte Bericht über den Wettbewerb der neuen Köln-Mülheimer Brücke ein verheißungsvoller Auftakt ist.

Dr.-Ing. Georg Schmidt, Sprockhövel.

Ministerialrat Eugen Ernst 60 Jahre alt.

Ministerialrat Eugen Ernst im Bundesverkehrsministerium, Hauptverwaltung der Bundesbahn, vollendete am 11. 8. 1950 sein 60. Lebensjahr. Er ist seit mehr als 30 Jahren mit der Entwicklung des konstruktiven Ingenieurbauwesens und namentlich der des Stahlbaues in führender Stellung verbunden.

Ernst war schon von Hause aus — sein Vater war Oberbaurat — für seinen späteren Beruf als Bauingenieur prädestiniert und hat bereits mit 21 Jahren das Diplomexamen an der

Technischen Hochschule Stuttgart bestanden. 1912 bis 1913 Ableistung der militärischen Dienstpflicht, anschließend von 1914 bis 1918 als Reserveoffizier unter Waffen. Trotz dieses fast 7 Jahre ausfüllenden Militärdienstes konnte er 1921 die große Staatsprüfung ablegen und ging zur Eisenbahn. 1921 zur Eisenbahndirektion Stuttgart und ein Jahr später



als Regierungsbaumeister zur Hauptverwaltung der Eisenbahn in Berlin.

Hier führte ihn das Schicksal mit Schaper zusammen, der ihn 1925 in die Hauptverwaltung der Eisenbahn holte. Damit war Ernst endgültig dem konstruktiven Ingenieurbau verschrieben. Die Bearbeitung der Vorschriften für Berechnung, Durchbildung und Herstellung von Stahlbrücken, die Durchführung der großen Ideenwettbewerbe: Ludwigshafen — Mannheim — Speyer und die Aufstellung von Musterentwürfen für genietete Eisenbahnbrücken sind besondere Leistungen des Jubilars. Vorübergehend kam er als Dezernent zur OBR, Frankfurt a. Main, wo er u. a. die Herstellung der Musterentwürfe für Autobahnbrücken aus Stahl und Beton bearbeitete. Bereits 1937 aber wurde er Brückenduzernent der Eisenbahndirektion Berlin und stand in enger Zusammenarbeit mit Schaper bis zu dessen Tod im Jahre 1942. Ernst übernahm dann dessen Amt als Referent in der Hauptverwaltung der Eisenbahn. Er wurde Schapers Nachfolger nicht nur im Amte, sondern auch als Vorsitzender des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, der bereits im Jahre 1946 seine Arbeiten wieder aufnehmen konnte. Die Hauptaufgabe war nach dem Kriege der Wiederaufbau der zerstörten Eisenbahnbrücken im Gebiet der Bundesrepublik. Über das Ausmaß dieser Aufgabe hat Ernst 1947 auf der Wissenschaftlichen Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes berichtet. Es ist erstaunlich, wenn E. neben diesen gewaltigen Aufgaben es sich nicht nehmen ließ, Schapers Nachfolger — gemeinsam mit Brückner — auch bei der Neuauflage von Schapers „Stählerne Brücken“ zu werden. Außer einem eisernen Pflichteifer gehört viel Liebe zum Fach dazu, sich so viel an Arbeit aufzubürden. Doch darf gehofft werden, daß der Jubilare, der sich bester Gesundheit und eines herzhaften schwäbischen Gemütes erfreut, mit allem fertig wird. — Wir jedenfalls wünschen ihm noch recht viele Jahre ungetrübtter Gesundheit, angefüllt mit befriedigender Arbeit und beglückendem Erfolg.

A. Dörnen, Dortmund-Derne.

Hermann Maier-Leibnitz 65 Jahre alt.

Dr.-Ing. Hermann Maier-Leibnitz, o. Professor für konstruktiven Ingenieurbau und Statik der Baukonstruktionen an der Techn. Hochschule Stuttgart feierte am 18. Juni 1950 die 65. Wiederkehr seines Geburtstages. M.-L. wurde 1885 in Schorndorf geboren. Seine Studienjahre führten ihn an die Techn. Hochschule Stuttgart, an der er später als Forscher und Lehrer wirken sollte, und nach Danzig zu Prof. Krohn. Nach Beendigung seiner akademischen Lehrjahre war er zunächst in Stuttgart bei Prof. Weyrauch tätig. Nach Abschluß seiner Regierungsbaumeisterausbildung im Eisenbahnwesen trat er 1908 in die Maschinenfabrik Eßlingen ein, in der er bis 1919, zuletzt als Abteilungsleiter und Vorstandsmitglied, wirkte. Während dieser Zeit entstand auch seine Dissertation über die „Berechnung beliebig gestalteter einfachiger und mehrfachiger Rahmen“. Im Jahre 1919 übernahm er die Professur für konstruktiven Ingenieurbau und Statik der Baukonstruktionen an der Techn. Hochschule Stuttgart. Sein weiteres berufliches Schaffen als Forscher, Lehrer, entwerfender und beratender Ingenieur ist durch eine erstaunliche Vielseitigkeit und Gründlichkeit gekennzeichnet. Als Zusammenfassung seiner praktischen Erfahrungen auf dem Gebiete des Stahlbaues erschien 1932 sein Buch über Industriebau, das als Standardwerk auch im Ausland starke Beachtung fand. Von seinen Veröffentlichungen in Fachzeitschriften sind seine Versuche an I-Trägern zu erwähnen, die als Grundlage für das „Traglast-Verfahren“ neue Wege für Bemessung und Konstruktion aufzeigten. Ferner sei auf seine Versuche an Druckstäben hingewiesen, die eine Weiterführung der Arbeiten von Müller-Breslau und Engesser darstellen. Besondere Beachtung fanden seine Versuche an Verbundträgern, die ihn zum Wegbereiter einer Bauweise machten, die heute im Brennpunkt der Weiterentwicklung des Stahlbaues steht. In derselben Richtung liegen auch seine aufschlußreichen neueren Versuche an „Verbundträgerplatten“. Von seinen zahlreichen sonstigen Veröffentlichungen sind die 1948 erschienenen „Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen I“, deren II. Teil demnächst erscheint, und die Bearbeitungen der Abschnitte Holzkonstruktionen und Stahlkonstruktionen in der „Hütte“ Bd. III, 26. Auflage, hervorzuheben.

Das umfassende Wissen und die fortschrittliche Einstellung von Maier-Leibnitz machten ihn zu einem zuverlässigen und anregenden Berater für Baubehörden und Bauindustrie, der bei zahlreichen Bauvorhaben zur Mitarbeit herangezogen wurde. Es sei an dieser Stelle nur auf die Holzkonstruktion der Schwabenhalle in Stuttgart hingewiesen. Sein Bestreben, mit der stetigen Entwicklung der Bautechnik Schritt zu halten und sein weit über die Grenzen Deutschlands hinaus ausgedehnter Bekanntheit- und Freundeskreis hatten zahlreiche Einladungen und Studienreisen ins Ausland zur Folge, von denen er stets mit einer Fülle von Anregungen zurückkehrte.

Das Bild von M.-L. als Forscher und Hochschullehrer wäre unvollständig, wenn darin nur die fachlichen Linien zum Ausdruck kommen würden, die ihm zwar einen Ehrenplatz in der deutschen Technik sichern, als Erklärung für die Anhänglichkeit und Verehrung seiner ehemaligen Hörer und Schüler sowie das Vertrauen und die persönliche Hochachtung seiner Fachkollegen aber noch nicht ausreichen. Wer Maier-Leibnitz kennengelernt hat, bewundert an ihm vor allem die Harmonie seiner Persönlichkeit und schätzt ihn als stets hilfsbereiten und liebenswürdigen Kollegen, der nicht nur mit dem prüfenden Blick des Ingenieurs, sondern auch mit den alles Schöne aufnehmenden Sinnen eines Kunstkenner durch das Leben geht.

B. Fritz, Karlsruhe.

Die Technische Hochschule Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig.

feierte am 2. Juli den Tag, in dem vor 205 Jahren die Vorlesungen am Collegium Carolinum, aus dem die Techn. Hochschule Braunschweig hervorging, aufgenommen wurden. Das 200jährige Jubiläum konnte 1945 aus verständlichen Gründen nicht begangen werden. Bei der Feier trat der Wunsch hervor, mit allen ehemaligen Studierenden unserer Hochschule die Verbindung wiederaufzunehmen. Alle ehemaligen Studierenden werden gebeten, ihre volle Anschrift und augenblickliche Stellung mitzuteilen an: Sekretariat der Techn. Hochschule zu (20 b) Braunschweig, Mühlenpfordstr. 307.

Theodor Rehbock †.

Am 17. 8. 1950 verschied im Alter von 86 Jahren Herr Geheimrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Theodor Rehbock, ehemals Inhaber des Lehrstuhls für Wasserbau und Gründer des weltbekannt gewordenen Flußbaulaboratoriums der Techn. Hochschule Fridericiana in Karlsruhe.

Die Verdienste von Rehbock um den Wasserbau und insbesondere um das Versuchswesen sind im BAUINGENIEUR 15 (1934) S. 99 ausführlich gewürdigt worden.

Internationaler Wettbewerb Stockholm.

In dem internationalen Wettbewerb zur Erlangung von ideenmäßigen Vorschlägen für eine neue Hauptverkehrsader in Stockholm zwischen Södermalm und Östermalm/Norra Djurgården sind gemäß Beschluß des Preisgerichts folgende Entwürfe preisgekrönt worden:

Erster Preis (20 000,— Kronen): Dipl.-Ing. Per Olow Klevermark und Arch. David Helledén, Stockholm.

Zweiter Preis (16 000,— Kronen): Hochtief A.-G. Essen in Zusammenarbeit mit Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Max-Erich Feuchtinger, Ulm, Reg.-Bmstr. a. D. Rudolf Lauterwald, Essen, und Arch. Peter-Friedrich Schneider, Köln-Essen.

Dritter Preis (14 000,— Kronen): Arch. Gösta H:son Aberg, Arch. Jan Dahlstedt und Ing. Bengt Lindberg, Stockholm.

Vierter Preis (8000,— Kronen): Zwölf Verfasser, nämlich Dipl.-Ing. Otto Bojesen, Dipl.-Ing. Ernst Bosrup,

Arch. Lars Bryde, Arch. Georg Carlsson, Arch. Tor Engloo, Dipl.-Ing. Bertil Hagström, Arch. Sune Lindström, Arch. Lars Malm, Arch. Harald Mjöberg, Arch. Willem de Moor, Prof. Erling Reinius und Arch. Koll Aström, Vattenbyggnadsbyrån, Stockholm.

Das Preisgericht beschloß ferner, folgende sechs Entwürfe für je 3500,— Kronen anzukaufen:

Die Verfasser dieser Entwürfe sind folgende:

1. J. Gollnow u. Sohn in Zusammenarbeit mit Arch. Prof. Bruno Paul, Höxter, Stadtbaurat a. D. Dr. Gerhard Krebs und Firma Aktiebolaget Armerad Betong, Malmö.
2. Ingenieurbüro Karl Fritsch u. Co., Heidelberg, Ing. Ludwig Schmitt, Arch. Paul Trautvetter, Arch. Hans Hottinger.
3. W. H. Schaad, dipl. Arch., E. T. H., E. Jauch, dipl. Arch., E. T. H., A. Stöckli, dipl. Arch., W. Kramis, dipl. Ing., Luzern.
4. Dortmunder Union Brückenbau-Aktiengesellschaft, Dortmund, in Zusammenarbeit mit Arch. Prof. Peter Grund, Düsseldorf und Darmstadt u. Arch. Reg.-Bmstr. a. D. Karl Haberäcker, Iserlohn.
5. Arch. Alf Byden, Stockholm, Ing. Walter Duschinsky, Arch. Abel Sorenson in Zusammenarbeit mit Ing. D. B. Steinman, New-York.
6. Gebrüder Gruner und Arch. Otto Senn, Basel.

Der Wettbewerb wurde am 1. Februar 1948 ausgeschrieben. Bei Ablauf der Wettbewerbsfrist am 1. April 1949 waren 196 Entwürfe eingereicht worden, davon 50 Tunnelvorschläge, 4 kombinierte Brücken- und Tunnelvorschläge sowie 142 Brückenvorschläge. Unter den Entwürfen waren 3 Brückenvorschläge und ein Tunnelvorschlag außer Wettbewerb eingeliefert. Das gesamte Wettbewerbsmaterial bestand aus 3450 Zeichnungen, 640 Perspektivbildern und 1960 Seiten Erläuterungsberichten. Die sorgfältige allseitige Prüfung dieses umfangreichen Materials beanspruchte im Hinblick auf die Schwierigkeit der den Wettbewerbern gestellten Aufgabe begreiflicherweise erhebliche Zeit.

Der Vorschlag, den die Mehrheit der Preisrichter mit dem ersten Preis belohnt hat, sieht eine Brücke vom Osthang des Asöbergs über den östlichen Strand der Insel Beckholmen zum Berghang zwischen Skansens „dansbana“ und Djurgårdsvägen vor. Von hier verläuft die Verkehrsader weiter in einem Tunnel unter dem Skansenberg und unter Djurgårdsbrunnsviken. Unter Nobelparken verzweigt sich die Verkehrsstraße teils zum Strandvägen und teils zur Oxenstiernsgatan. Radfahr- und Gehwege sind bereits vor dem südlichen Tunnelmund nach dem Djurgårdsvägen hin abgezweigt worden. Die Straßenbahn verläßt den Haupttunnel unter dem Skansenberg in einem besonderen Tunnel mit Ausgang gegenüber Godthem, um beim Denkmal Karl XV. mit den bestehenden Djurgårdslinien verbunden zu werden. Wahlweise wird die Straßenbahn auf demselben Wege wie der Kraftwagenverkehr in den Strandvägen östlich der Djurgårdsbrücke geleitet.

Die Brücke über den Saltsjön ist als Hängebrücke mit einer Mittelöffnung von 440 m und den beiden Außenöffnungen von je 167 m bei einer lichten Höhe von 42 m über dem mittleren Wasserspiegel ausgebildet.

Nach Auffassung des Preisgerichts weist der Entwurf eine Reihe von Vorzügen in verkehrstechnischer Hinsicht auf. Die Anschlüsse an den Strandvägen und Valhallavägen sind gut gelöst. Der Verkehrsknotenpunkt auf Södermalm liegt vorteilhaft im Terrain. Die Verkehrsader paßt sich außerdem in schonender Weise dem Landschaftsbild besonders über Södra Djurgården an.

Der Vorschlag des zweiten Preisträgers sieht einen Tunnel unter dem Saltsjön mit Anschlüssen zur Katarina Bangata, Folkungagatan und Värmdövägen vor. Der Verkehrsweg wird im Tunnel bis zum Valhallavägen mit Rampenanschluß zum Strandvägen geführt. Radfahr- und

Gehverkehr verläßt den Tunnel beim Djurgårdsslätten. Auch unter dem Danvikskanal ist ein Tunnel für Kraftwagenverkehr mit Sickla als Endpunkt vorgeschlagen.

Das Preisgericht vertritt die Ansicht, daß der Entwurf in verkehrstechnischer Hinsicht gut durchstudiert ist und das Stadtbild im großen gesehen ungestört läßt. Die Gesamtkosten einschließlich des Kapitalwertes der jährlichen Betriebskosten wurden zu 231,7 Mill. Kronen berechnet, während sich diese Kosten bei dem mit dem ersten Preis belohnten Entwurf auf 138,6 Mill. Kronen belaufen.

Der dritte Preisträger hat eine Hängebrücke über den Saltsjön zwischen Fäfången und Södra Djurgården vorgeschlagen. Nördlich des Djurgårdsvägen verläuft der Verkehrsweg längs der östlichen Begrenzung von Skansen zum Djurgårdsbrunnsviken bei Framnäs und kreuzt diesen auf Brücke zum Nobelparken. Dadurch, daß der Verkehrsweg in zwei Stockwerken ausgebildet ist, das untere für die Straßenbahn, Radfahrer und Fußgänger und das obere für Kraftwagenverkehr, ist der Eingriff in den Djurgården geringer als bei anderen ähnlichen Entwürfen. Die Strandumrisse auf Beckholmen und auf der Nordseite von Djurgården sind teilweise umgeformt, wodurch die Möglichkeit, die Brücken in ansprechender Weise in das Landschaftsbild einzupassen, erhöht wurde. Die Baukosten dieses Entwurfs sind zu 108,5 Mill. Kronen berechnet worden.

Der vierte Preis wurde einem Vorschlag zuerkannt, der in gewisser Hinsicht von den übrigen Vorschlägen abweicht. Von der Gegend bei der Sofia kyrka wird der Verkehrsweg im Tunnel zu dem Gebiet zwischen Kastellholmen und Skeppsholmen geleitet, wo er sich in eine längs des nördlichen Strandes von Skeppsholmen und Blasieholmen zum Stadtzentrum gerichtete Straße und in einen zum Nobelparken und Valhallavägen laufenden Verkehrsweg verzweigt. Letzterer Zweig kreuzt zunächst den Auslauf von Nybroviken zum Saltsjön mittels Brücke, läuft sodann in offenem Einschnitt an der Südostseite des Nordiska Muséet vorbei und geht schließlich über eine den Djurgårdsbrunnsviken überspannende neue Brücke. Das Preisgericht hat diesen Entwurf mit seiner westlichen Tunnelstraße als eine neue interessante Idee angesehen. Der Entwurf enthält Vorzüge hinsichtlich der Ausbildung der Anschlüsse auf der Södermalmseite und zeigt sich entwicklungsfähig bezüglich der nördlichen Zufahrtswege. Die direkte Anschlussstrecke zum Stadtzentrum bedeutet wahrscheinlich eine etwas größere Verkehrsbelastung auf dem Nybroplan als bei den Entwürfen, die einen Anschluß der Verkehrsader an den östlichen Strandvägen vorsehen.

Die vorgeschlagene Verfüllung des Wasserabschnitts zwischen Skeppsholmen und Kastellholmen ebenso wie die Art der Führung der Straße über Lejonslätten, Nobelparken und andere empfindliche Gebiete bringt jedoch wesentliche Mängel mit Bezug auf das Stadtbild mit sich. Der Kostenaufwand für die Durchführung dieses Entwurfs ist zu 147,3 Mill. Kronen berechnet worden.

Das Preisgericht hat aus folgenden Mitgliedern bestanden:

Bürgerrat Helge Berglund, Vorsitzender,
Professor Sir Patrick Abercrombie (London),
Architekt Hakon Ahlberg,
Direktor Dipl.-Ing. Anders Ahlén,
Straßenbaudirektor David Anger,
Professor Anker Engelund (Kopenhagen),
Bürgerrat Harald Göransson,
Stadtkämmerer Hans von Heland,
Dr. phil. Yngve Larsson,
Stadtplandirektor Sven Markelius,
Stadtarchitekt Gunnar Wetterling.

Das Urteil des Preisgerichts war nicht einstimmig insofern, als Herr Stadtarchitekt Wetterling den mit dem zweiten Preis ausgezeichneten Entwurf an erste Stelle und Herr Stadtkämmerer von Heland diesen Entwurf an dritte Stelle und den mit dem dritten Preis ausgezeichneten Entwurf an zweite Stelle gerückt sehen wollte.

Sämtliche eingereichten programmäßigen Entwürfe werden am 1. Oktober d. J. auf die Dauer von 14 Tagen in den S:t Eriksmässhallarna, Stockholm, öffentlich ausgestellt.

Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau*.

1. Entwurf — Juli 1950.

Vorwort.

Im Straßenbrückenbau hat man schon seit längerer Zeit oft Stahlbetonplatten für die Ausbildung der Fahrbahntafel verwendet. Diese wurden zunächst ohne besondere Verbundmittel auf die Stahlkonstruktion aufbetoniert und mit Fugen versehen, damit Stahlkonstruktion und Stahlbetonplatte unabhängig voneinander arbeiten konnten. Durchbiegungsmessungen haben jedoch stets gezeigt, daß dies nur unvollkommen erreicht wird, und daß die Stahlbetonplatte schon allein infolge Reibung und Haftung an den Spannungen der Stahlkonstruktion teilnimmt. Im letzten Jahrzehnt und insbesondere in den letzten Jahren hat man deshalb den umgekehrten Weg eingeschlagen, nämlich das doch nicht ganz vermeidbare Zusammenwirken beider Bauglieder durch zusätzliche Verbundmittel in vollem Umfange sicherzustellen.

Während des Krieges sind in der Schweiz und den USA. zu diesem Zweck wissenschaftliche Versuche durchgeführt. Obgleich diese Entwicklung in Deutschland durch die Kriegsanforderungen gehemmt wurde, hat Herr Prof. Maier-Leibnitz im Jahre 1941 für Verbundkonstruktionen im Hochbau an der Technischen Hochschule Stuttgart Versuche durchgeführt, die für die Verbundbauweise noch heute von Bedeutung sind.

Durch die schubfeste Verbindung von Stahlträger und Stahlbetonplatte wird eine sehr steife und meist auch wirtschaftliche „Verbundkonstruktion“ geschaffen, da die hohe Druckfestigkeit der Stahlbetonplatte für die stählerne Tragkonstruktion mit ausgenutzt wird. Im Zusammenhang damit treten viele neue Probleme auf, zu deren Klärung im April 1949 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbau der „Unterausschuß Verbundträger“ gebildet wurde, der ein umfangreiches Versuchsprogramm in Angriff nahm und der zusammen mit dem Deutschen Stahlbauverband zwei Verbundträger-Tagungen in Hannover durchführte, in denen die neue Bauweise durch theoretische Vorträge und Erfahrungsaustausch gefördert wurde.

Die Tatsache, daß auch namhafte Vertreter des Stahlbetonbaues in anerkennenswerter Weise sich zu reger Mitarbeit bereit fanden, war für die Arbeiten von großer Bedeutung, da in den Verbundbauten beide Bauweisen zu einheitlichen Bauwerken verbunden werden und deshalb die für beide Bauteile

charakteristischen Eigenschaften aufeinander abgestimmt werden müssen. Da sich vielfach gänzlich neuartige Probleme ergaben, für deren Lösung es im Bauwesen an Beispielen und Erfahrungen fehlte, war es bisher lediglich den technischen Kenntnissen, dem konstruktiven Gefühl und dem Verantwortungsbewußtsein der jeweils beteiligten Ingenieure überlassen, damit fertig zu werden. Dies führte zwangsläufig zu einer gewissen Unsicherheit und hatte zur Folge, daß bei Ausschreibungen die Angebote für Verbundbauten nicht auf einheitlicher Grundlage beruhten. Es wurde deshalb von vielen Seiten der Wunsch an den Unterausschuß herangetragen, möglichst bald Richtlinien für Verbundbauten aufzustellen. Da die zur Klärung anstehenden Probleme im Verbundbau zahlreicher und verwickelter als im Stahlbetonbau oder Stahlbau je für sich sind, ist die Aufstellung endgültiger, durch Erfahrungen, Versuche und Theorie untermauerter Richtlinien eine Aufgabe, die Jahre erfordern wird. Zum Vergleich möge gesagt werden, daß an den „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile“ 8 Jahre gearbeitet wurde. Der „Unterausschuß Verbundträger“ hat deshalb, dem Wunsche vieler Fachleute Rechnung tragend, zunächst die im folgenden abgedruckten „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ aufgestellt. Sie sind nicht als voll ausgereifte, endgültige Vorschrift anzusehen, sondern sollen eine fühlbare Lücke so gut wie möglich ausfüllen und es den Ingenieuren der Bauindustrie und der Verwaltung erleichtern, zweckmäßige, dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken in Verbundbauweise zu errichten. Die „Vorläufigen Richtlinien“ gelten zunächst nur für den Straßenbrückenbau, sie sollen jedoch in Kürze auch auf den Hochbau und Eisenbahnbrückenbau ausgedehnt werden.

Die Aufstellung der „Vorläufigen Richtlinien“ in so kurzer Zeit war nur möglich durch die intensive Mitarbeit aller Mitglieder und Gäste des „Unterausschusses Verbundträger“. Ich möchte es als Obmann dieses Ausschusses nicht versäumen, allen Beteiligten, insbesondere den Herren Prof. Dr.-Ing. Fritz, Prof. Dr.-Ing. Rüschi, Dr.-Ing. Fröhlich und Dr.-Ing. Leonhardt für ihre sehr wertvolle Arbeit an diesen „Vorläufigen Richtlinien“ zu danken.

Dr.-Ing. W. Klingenberg.

Inhalt.

<p>Vorbemerkung</p> <p>1. Begriffsfestlegung und Geltungsbereich</p> <p>1.1 Allgemeines</p> <p>1.2 Verbundträger ohne Vorspannung</p> <p>1.3 Verbundträger mit vorgespannter Stahlbetonplatte</p> <p>1.31 Begriff der Vorspannung</p> <p>1.32 Vorspannglieder</p> <p>1.33 Erzeugung der Vorspannung</p> <p>1.331 Vorspannung ohne Vorspannglieder</p> <p>1.332 Vorspannung durch Vorspannglieder</p> <p>1.34 Vorspannverfahren für Verbundträger bei Verwendung von Vorspanngliedern</p> <p>2. Einheitliche Bezeichnung</p> <p>3. Baustoffe und ihr Gütenachweis</p> <p>3.1 Stahl</p> <p>3.2 Beton</p> <p>3.21 Betongüten</p> <p>3.22 Nachbehandlung des Betons</p> <p>3.23 Zeitpunkt des Absenkens und Vorspannens</p>	<p>4. Grundsätze für die hauliche Durchbildung</p> <p>4.1 Allgemeines</p> <p>4.2 Fahrbahnplatte</p> <p>4.3 Querschnittsbildung der Stahlträger</p> <p>4.4 Verbundmittel</p> <p>4.41 Allgemeines</p> <p>4.42 Dübel</p> <p>4.43 Verbundstäbe</p> <p>5. Berechnungsgrundlagen</p> <p>5.1 Allgemeine Vorschriften</p> <p>5.2 Elastizitätsmaße</p> <p>5.3 Mitwirkung des Betons in der Zugzone</p> <p>5.4 Schwinden und Kriechen</p> <p>5.5 Temperaturunterschiede</p> <p>5.6 Schwingbeiwerte</p> <p>5.7 Mitwirkende Plattenbreite</p> <p>5.8 Lastquerverteilung</p> <p>5.9 Erforderliche Nachweise</p>	<p>6. Gebrauchslast</p> <p>6.1 Begriffsfestlegung</p> <p>6.2 Zusammenstellung ungünstigster Beanspruchungen</p> <p>6.21 Montagezustände und ständige Teilbelastungen</p> <p>6.22 Zustand unmittelbar nach Herstellung des Verbundes</p> <p>6.23 Zustand nach Beendigung des Kriechens und Schwindens</p> <p>6.24 Ermäßigung bei Einschluß der Spannungen aus Temperatur</p> <p>7. Rissesicherheit</p> <p>8. Nachweis der Bruchsicherheit</p> <p>9. Hinweise für die Bemessung einzelner Bauteile</p> <p>9.1 Fahrbahnplatte</p> <p>9.2 Verbundsicherung</p> <p>9.21 Allgemeines</p> <p>9.22 Dübel</p> <p>9.23 Verbundstäbe</p> <p>10. Zulässige Spannungen</p> <p>Anhang I</p>
---	--	---

* Als Sonderdruck vom Springer-Verlag zu beziehen. Einzelpreis 2,— DM., ab 10 Exemplare 1,75 DM., ab 50 Exemplare 1,50 DM

Vorbemerkung.

Verbundträger unterscheiden sich von gewöhnlichen Stahlträgern mit darauf liegender Betonplatte durch eine bewußte schubfeste Verbindung der beiden Bauteile zur Sicherstellung gemeinsamer Tragwirkung. Dabei ergibt sich der Vorteil, daß beide Baustoffe entsprechend ihren Eigenschaften beansprucht werden, da dem Stahl vorwiegend Zugkräfte und dem Beton Druckkräfte zugewiesen werden. Entwurf und Ausführung von Verbundkonstruktionen erfordern eine gründliche Kenntnis und Erfahrung im Stahlbeton- und Stahlbau. Es dürfen nur solche Unternehmer damit betraut werden, die Gewähr für zuverlässige Bemessung und Ausführung bieten. Mit Rücksicht auf die Eigenart der Verbundtragwerke, bei denen die beiden Bau-

stoffe Stahl und Stahlbeton zu gemeinsamer Wirkung verbunden werden, ist auf eine enge und verantwortungsbewußte Zusammenarbeit der Stahlbau- und Stahlbetonbau-Firmen besonderer Wert zu legen. Es empfiehlt sich, die Haftung der beteiligten Firmen für einwandfreie Durchbildung und Ausführung gegenüber dem Bauherrn vor der Auftragserteilung vertraglich zu regeln. Die verantwortliche Leitung auf der Baustelle darf nur einem mit der Herstellung von Verbundkonstruktionen vertrauten Bauingenieur übertragen werden. Er oder sein Vertreter muß während der Herstellung des Verbundbauwerkes auf der Baustelle stets anwesend sein.

1. Begriffsfestlegung und Geltungsbereich.

1.1 Allgemeines. Bei Verbundträgern werden die Stahlträger und die Stahlbetonplatten durch besondere Konstruktionsteile (Verbundmittel) zur gemeinsamen Aufnahme der Schnittgrößen verbunden. Man unterscheidet Verbund-Vollwandträger und Verbund-Fachwerkträger.

Bei Verbundkonstruktionen sind zwei Arten des Verbundes zu unterscheiden:

a) Verbund zwischen Stahlträger und Stahlbetonplatte durch besondere Verbundmittel,

b) Verbund zwischen den in der Stahlbetonplatte liegenden Stahleinlagen und dem sie umgebenden Beton durch Haftung.

Stahlkonstruktionen, bei denen die Verbindung mit einer Stahlbetonplatte nur auf der natürlichen Haftung vom Beton am Stahl in der Berührungsfläche und auf der dübelartigen Wirkung von Nietköpfen beruht, gelten nicht als Verbundträger.

Auf Betonplatten mit vollständig einbetonierten Stahlträgern sind diese Richtlinien nicht anzuwenden.

1.2 Verbundträger ohne Vorspannung. Verbundkonstruktionen ohne Vorspannung sind dadurch gekennzeichnet, daß in ihrer Stahlbetonplatte weder vor noch nach deren Verbindung mit der Stahlkonstruktion gewollte Eigenspannungszustände (Druck-Vorspannungen) geschaffen werden.

Eine Verbundwirkung für die gesamten ständigen Lasten darf nur dann angenommen werden, wenn in der Stahlkonstruktion weder vor noch unmittelbar nach dem Betonieren der Stahlbetonplatte nennenswerte Biegespannungen entstehen. Unterstützungsgerüste dürfen in solchen Fällen erst nach ausreichender Erhärtung der Stahlbetonplatte entfernt werden (vgl. 3.23).

Die von der Stahlkonstruktion vor dem Bestehen der Verbundwirkung allein aufzunehmenden Biegespannungen und Schubspannungen aus ständigen Lasten werden, um sie von den künstlich herbeigeführten Vorspannungen zu unterscheiden, als „Vorbelastungsspannungen“ bezeichnet. Diese entstehen z. B. dann, wenn der Stahlträger vor dem Betonieren der Platte überhaupt nicht oder nur an wenigen Stellen oder nur zur Aufnahme einer Teillast unterstützt wird.

1.3 Verbundträger mit vorgespannter Stahlbetonplatte.

1.31 Begriff der Vorspannung. Verbundträger mit vorgespannter Stahlbetonplatte sind dadurch gekennzeichnet, daß in ihnen

nach Abzug aller sonstigen durch Haupt- und Zusatzlasten hervorgerufenen Spannungszustände noch gewollte Eigenspannungen übrig bleiben, die als Vorspannungen bezeichnet werden. Durch die Schaffung von Druckvorspannungen für die Betonplatte, die sich den im Gebrauchszustand entstehenden Haupt- und Zusatzspannungen überlagern, soll erreicht werden, daß in der Stahlbetonplatte in der Trägerichtung keine oder nur unschädliche Zugspannungen auftreten und somit unter den Gebrauchslasten im Betonquerschnitt mit Sicherheit hieraus keine Haarrisse entstehen.

Volle Vorspannung liegt vor, wenn durch Vorspannen der Stahlbetonplatte ein späteres Auftreten von Beton-Zugspannungen in der Trägerichtung verhütet wird.

Ein Vorspannen, das nur das spätere Entstehen von Haarrissen verhütet, aber unter festgesetzten Größtwerten liegende Beton-Zugspannungen noch erwarten läßt, wird als beschränkte Vorspannung bezeichnet.

Liegt die vorzuspannende Stahlbetonplatte in der Verbundträger-Zugzone, so wird diese nach dem Vorspannen als vorgedrückte Zugzone bezeichnet.

1.32 Vorspannglieder. Als Vorspannglieder werden Zugglieder bezeichnet, die zur Erzeugung der Vorspannung angeordnet werden.

1.33 Erzeugung der Vorspannung.

1.331 Vorspannung ohne Vorspannglieder. Eine Vorspannung ohne Vorspannglieder ist durch geeignete Montagemaßnahmen, z. B. Stahlträger-Hebungen und Verbundträger-Senkungen oder durch zweckmäßige Teil-Vorbelastungen zu erreichen. Es läßt sich durch diese Maßnahmen in der Verbundträger-Zugzone aber in der Regel nur eine beschränkte Vorspannung erzielen.

1.332 Vorspannung durch Vorspannglieder. Als Vorspannglieder werden in der Regel hochwertige Stahlstäbe oder Stahlseile verwendet. Sie können entweder innerhalb oder außerhalb des Betonquerschnitts angeordnet werden.

Man unterscheidet je nach Vorhandensein eines Haftungs-Verbundes an den Spanngliedern: Vorspannung ohne Haftungs-Verbund, Vorspannung mit sofortigem Haftungs-Verbund und Vorspannung mit nachträglich hergestelltem Haftungs-Verbund.

a) Bei Vorspannung ohne Haftungs-Verbund liegen die Spannglieder außerhalb oder ohne Verbund innerhalb des Betonquerschnittes der vorzuspannenden Platte. Bei hängewerkartiger Anordnung der Vorspannglieder kann ein wesentlicher Teil der ständigen Lasten durch die Vorspannglieder getragen werden.

b) Bei Vorspannung mit sofortigem Haftungs-Verbund werden die Vorspannglieder i. d. R. vor dem Einbringen des Betons im Spannbett gespannt, dann einbetoniert, so daß beim Umsetzen der Vorspannkkräfte auf den Beton ein wirksamer Haftungs-Verbund besteht.

c) Bei Vorspannung mit nachträglichem Haftungs-Verbund wird der erhärtete Beton durch im Beton gleitende Spannglieder vorgespannt. Die Vorspannglieder sind dabei durch geeignete Umhüllungen gegen ein vor dem Spannen unerwünschtes Anhaften am Beton zu schützen, oder nach dem Erhärten des Betons in vorbereitete Kanäle einzuführen. Der spätere Haftungs-Verbund wird dann durch nachträgliches Auspressen der verbliebenen Hohlräume mit geeignetem Zementmörtel hergestellt.

1.34 Vorspannverfahren für Verbundträger bei Verwendung von Vorspanngliedern. Man unterscheidet je nach dem Zeitpunkt des Vorspannens und der Herstellung des Verbundes zwischen Stahlträger und Betonplatte:

- a) Vorspannen der Stahlbetonplatte vor der Herstellung einer Verbundwirkung zwischen Stahlträger und Betonplatte.
- b) Vorspannen der Stahlbetonplatte nach Herstellung der Verbundwirkung zwischen Stahlträger und Betonplatte.

2. Einheitliche Bezeichnungen.

Für die Bezeichnung in den Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen gelten, soweit nicht in den folgenden Angaben anders festgelegt:

- DIN 1044 — Einheitliche Bezeichnung im Stahlbetonbau und
- DIN 1350 — Zeichen für Festigkeitsberechnungen.

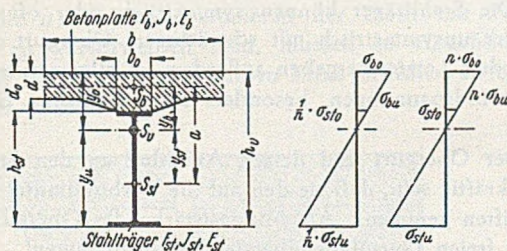


Abb. 1.

- E_b = Elastizitätsmodul des Betons
- E_e = Elastizitätsmodul des Stahles
- $n = \frac{E_e}{E_b}$ = Verhältnis der Elastizitätsmoduli
- ϵ_s = unbehindertes Endschwindmaß
- $\varphi = \frac{\text{Kriechdehnung}}{\text{elast. Dehnung}}$ = Kriechzahl
- k = Beiwert für das Erhärtungsalter des Betons beim Aufbringen der Belastung (vgl. DIN 4227, Ziffer 8)
- F_b = Querschnitt der mitwirkenden Betonplatte
- F_{st} = Querschnitt des mit ihr verbundenen Stahlträgers
- F_e = Querschnitt der Stahlbetonbewehrung
- F_{e_v} = Querschnitt der Vorspannglieder
- F_v = Verbundquerschnitt:
Bezogen auf Beton: $F_{vb} = F_b + n(F_{st} + F_e)$
Bezogen auf Stahl: $F_{vst} = F_{st} + F_e + \frac{1}{n} \cdot F_b$
- J_b = Trägheitsmoment des mitwirkenden Betonquerschnittes, bezogen auf seine Schwerachse
- J_{st} = Trägheitsmoment des Stahlträgers, bezogen auf seine Schwerachse
- J_v = Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes:
Bezogen auf Beton: $J_{vb} = J_b + n \cdot J_{st} + F_{vb} \cdot y_b \cdot y_{st}$
Bezogen auf Stahl: $J_{vst} = J_{st} + \frac{1}{n} \cdot J_b + F_{vst} \cdot y_b \cdot y_{st}$

- σ_b = Spannung im Beton
- σ_{st} = Spannung im Stahlträger
- σ_e = Spannung im Betonstahl
- σ_{e_v} = Spannung im Vorspannstahl
- τ = Schubspannung des Stahlträgers
- τ_0 = Schubspannung des Betons
- τ_1 = Haftspannung zwischen Beton und Stahl
- d = Dicke der Betonplatte
- d_0 = Gesamthöhe des Betonquerschnittes
- b = mitwirkende Plattenbreite
- b_r = Rippenbreite in der Berührungsfuge zwischen Stahlträger und aufgestellter Betonplatte
- h_{st} = Stahlträgerhöhe
- h_v = Gesamthöhe des Verbundquerschnittes
- a = Abstand der Schwerpunkte Betonplatte (S_b) und Stahlträger (S_{st})
- y = Abstand einer Faser von der Schwerachse
- y_b = Abstand der Schwerpunkte Betonplatte (S_b) und Verbundträger (S_v)
- y_{st} = Abstand der Schwerpunkte Stahlträger (S_{st}) und Verbundträger (S_v)
- y_o und y_u = Randabstände von der Schwerachse des Verbundquerschnittes (S_v)

3. Baustoffe und ihr Gütenachweis.

- 3.1 Stahl. Für die Stahlkonstruktion gilt DIN 1073, für Vorspannglieder DIN 4227 und für nicht vorgespannte Bewehrungen der Stahlbetonplatte DIN 1045.
- 3.2 Beton. Für Beton sind maßgebend DIN 1045, DIN 1048, DIN 1075 sowie DIN 4227.
- 3.21 Betongüten. Im Straßenbrückenbau ist für die Betonfahrbahnplatte mindestens die Betongüte B 300, bei unmittelbar befahrener Betonplatte B 370¹ oder B 400¹ vorzusehen.
- 3.22 Nachbehandlung des Betons. Durch sorgfältige Nachbehandlung des frischen, erhärtenden Betons wird die Festigkeit erhöht. Der Beton ist deshalb in der ersten Zeit nach dem Einbringen gegen Hitze (Sonnenstrahlen), Wind (Austrocknen), Kälte (Frost), strömendes Wasser (Regen), chemische Angriffe und Erschütterungen (Befahren) zu schützen. Mit Rücksicht auf das Schwinden und Kriechen ist der Beton die ersten 14 Tage dauernd feucht zu halten, Beton mit Z 325 und Z 425 sowie Beton mit Vorspannung noch länger. Betonplatten, die später unmittelbar befahren werden, sind nach der Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken (ABB¹, Abschnitt D, 6) zu behandeln.
- 3.23 Zeitpunkt des Absenkens und Vorspannens. Der Beton der Fahrbahnplatte darf im allgemeinen erst dann eine Beanspruchung erhalten, wenn seine Festigkeit mindestens 80% der Würfel Festigkeit W 28 erreicht hat (vgl. DIN 4227 Ziffer 5.1). Der Zeitpunkt des Ausschalens, Absenkens (vgl. 1.2) oder der Erzeugung von Vorspannungen (vgl. 1.33) ist entsprechend dieser erforderlichen Mindestfestigkeit zu wählen. Besteht die Gefahr, daß vor Erreichen dieser Festigkeit Schwindrisse entstehen, so empfiehlt sich ein Absenken oder Vorspannen in zwei oder mehr Stufen, wobei die ersten Stufen möglichst knapp zu bemessen sind, jedoch so, daß Schwindrisse vermieden werden.

4. Grundsätze für die bauliche Durchbildung.

- 4.1 Allgemeines.
- 4.11 Es ist oft zweckmäßig und wirtschaftlich, durch besondere Maßnahmen (z. B. Behelfsstützen, spätere Stützensenkungen)

¹ Nach den gültigen Straßenbauvorschriften (TV Beton 1949 für Landstraßen und ABB für Autobahnen).

dafür zu sorgen, daß der Beton nach dem Erhärten schon aus Eigengewicht Druckspannungen erhält.

4.2 Fahrbahnplatte.

4.21 Als Mindestdicke der Fahrbahnplatte sollen die in Tabelle 1 aufgeführten Werte nicht unterschritten werden.

Tabelle 1. Mindestdicke der Fahrbahnplatte.

Brückenklassen	Betongüten	
	B 300, B 370, B 400	B 450, B 600
60, 45 und 30 ¹ (IA u. I) ²	≥ 20 cm	≥ 18 cm
12 ¹ (II) ²	≥ 18 cm	≥ 16 cm
6 u. 3 ¹ (III) ²	≥ 16 cm	≥ 14 cm

¹ Einteilung der Klassen, vorgesehen im Neu-Entwurf DIN 1072.
² Klassen nach bisher gültiger Vorschrift DIN 1072.

Es ist oft ratsam, die Platte einige Zentimeter stärker zu machen als in der Tabelle angegeben, oder sie zum mindesten über den mittleren Längsträgern durch flache Aufstelzungen zu verstärken, um die Zugspannungen in der Querrichtung klein zu halten und Risse über den Längsträgern zu vermeiden.

4.22 Die Fahrbahn kann, wenn die Zugspannungen im Beton die festgelegten Spannungen (vgl. 7) nicht überschreiten, als unmittelbar befahrene Betonplatte ausgebildet werden. In diesem Falle reicht eine Vergrößerung der Überdeckung der oberen Stahleinlagen als Verschleißschicht um 1–2 cm Beton, die statisch nicht in Rechnung zu stellen und in den Werten der Tabelle 1 nicht eingeschlossen ist, aus. Die weitere konstruktive Ausbildung ist im Sinne von DIN 1075 Ziff. 4.13 (Anhang 1) vorzusehen.

4.23 Großflächige Verbindungen zwischen Stahl und Beton (z. B. durchgehendes Fahrbahnblech) sind zu vermeiden, weil dort infolge der Schwindbehinderung erhöhte Rissegefahr für den Beton entsteht.

4.24 Soweit keine feste Verbindung zwischen der Oberfläche von Stahlteilen und der Betonfahrbahnplatte hergestellt wird, ist ein Zwischenraum zu lassen, der den Anstrich der Stahl oberfläche noch gestattet. Bei Vorspannverfahren, bei denen der Beton auf dem Stahl gleitet, sind besondere Vorsichtsmaßnahmen gegen Rostbildung in der Berührungsfuge zu treffen.

4.25 Liegt die Platte unmittelbar auf den Querträgern oder Querverbänden auf, so sind die negativen Plattenmomente über ihnen zu berücksichtigen.

4.26 Die Platte kann mit oder ohne Aufstelzung (Voute) auf den Trägern angeordnet werden.

Kleine Aufstelzungen der Betonplatte sind nach Möglichkeit flacher als 1 : 3 abzuschragen.

Hohe Aufstelzungen sind nach 9.12 zu untersuchen.

4.27 Das Endfeld der Platte ist so zu bewehren, daß es als waagerechte Endscheibe wirken kann, um die aus Schwinden und Temperaturunterschieden entstehenden Kräfte auf die Verbundmittel im Endbereich zu übertragen und um die mittragende Breite der Betonplatte als Trägerobergurt möglichst bis in die Endbereiche sicherzustellen. Hierbei ist insbesondere der Aufnahme der in der Platte vorhandenen Schub- und Hauptzugspannungen Rechnung zu tragen.

4.28 Die Bewehrung für negative Momente ist auf die in Ziffer 5.4 festgelegte mittragende Plattenbreite zu verteilen und entsprechend DIN 1045 ausreichend in der gedrückten Zone der Platte zu verankern, wenn sie nicht vorher abgebogen und auf dem Trägerobergurt festgeschweißt werden kann. Bei breiteren Platten ist die restliche Plattenbreite zusätzlich mit dem halben Querschnitt zu bewehren.

4.29 Bei Stahlbetonplatten, die vor Herstellung des Verbundes eine Druckvorspannung erhalten, ist dafür zu sorgen, daß die vorübergehend erforderliche Verschieblichkeit der Platte nicht durch ein Anhaften des Betons am Stahlträger in Frage gestellt wird (vgl. Ziffer 4.24), und daß sich die Vorspannung in den Vorspanngliedern wie auch in der Betonplatte ausreichend gleichmäßig verteilt. Die Verluste der Vorspannkraft durch Reibung beim Spannen sind zu beachten. Falls infolge zu starker Reibung eine zu ungleichmäßige Verteilung zu erwarten ist, ist von beiden Seiten vorzuspannen.

4.3 Querschnittausbildung der Stahlträger.

4.31 Die Stahlträger können symmetrisch oder oft wirtschaftlicher unsymmetrisch mit schwächerem Obergurt ausgebildet werden. Letztere ergeben außerdem im allgemeinen geringere Schwindspannungen, besonders beim einfachen Balken.

4.32 Der Obergurt und dessen Anschluß an den Steg müssen so kräftig sein, daß sie den auf die Verbundmittel wirkenden Kräften genügen. Als Mindeststärke des Obergurtes ist $1/10$ des freien Gurtplattenüberstandes anzunehmen.

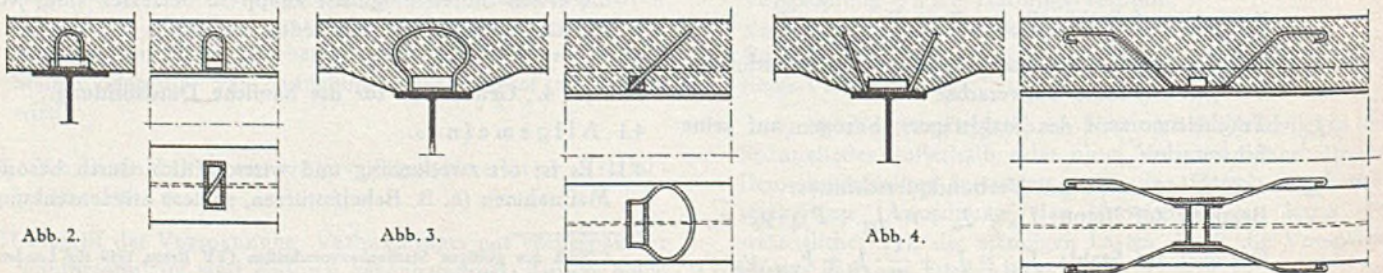
4.4 Verbundmittel.

4.41 Allgemeines.

4.411 Geeignete Verbundmittel sind in den Bildern 2–6 dargestellt.

4.412 Dichter gesetzte kleinflächige Verbundmittel sind weit auseinanderliegenden, großflächigen Verbundmitteln vorzuziehen. Ihr Abstand sollte im allgemeinen die 2–3fache Betonplattendicke nicht überschreiten.

4.413 Bei Platten ohne oder mit nur geringen Aufstelzungen werden zweckmäßig Dübel in Verbindung mit schrägen oder rechtwinklig stehenden Verbundstäben verwendet, um die in



der Berührungsfuge und in der Stahlbetonplatte auftretenden schiefen Hauptzugspannungen aufzunehmen (Abb. 2 und 3). Bei hohen Aufstellungen sind schräge Verbundstäbe nach Art der Schubbewehrung im Stahlbetonbau vorzuziehen (Abb. 5 und 6).

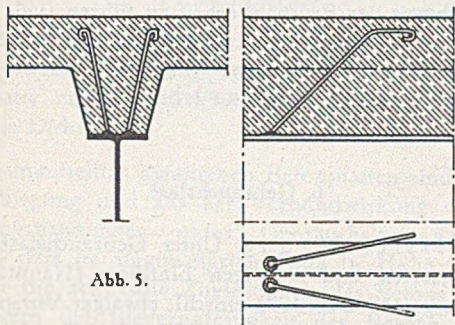


Abb. 5.

4.414 Im Bereich wechselnder Schubkrafttrichtung stehen bei Verwendung von Dübeln rechtwinklige oder nach beiden Seiten schräge Verbundstäbe zur Wahl (Abb. 2 und 4). Werden nur Verbundstäbe angeordnet, so ist die wechselnde Richtung der Schubkraft durch Anordnung von nach beiden Richtungen geeigneten Verbundstäben zu berücksichtigen.

Dies ist auch in den Endbereichen für die Schubkräfte aus Schwinden und Temperatur zu beachten.

4.42 Dübel.

4.421 Die Dübel können je nach ihrer Ausbildung durch Niete oder mehrlagige Schweißnähte mit dem Stahlträger verbunden werden.

4.422 Dübel, die nach dem Betonieren der Platte mit dem Stahlträger zu verschweißen sind, müssen so ausgebildet werden, daß durch das Anschweißen keine örtlichen Betonzerstörungen entstehen.

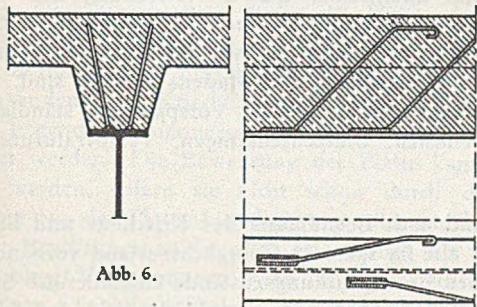


Abb. 6.

4.423 Dübelformen mit großem Widerstandsmoment der Anschlußschweißnaht gegen das Kippmoment haben den Vorteil, daß sie durch die Verringerung der Biegebeanspruchung einen kleineren Schweißnahtquerschnitt ergeben, erschweren aber u. U. die Anordnung der unteren Plattenbewehrung.

4.424 Biegesteife Dübel mit geringen Eigenverformungen sind biegsameren Dübelformen vorzuziehen.

4.425 Dübel mit Keilwirkung, z.B. rechtwinklig und symmetrisch zur Stegblechene aufgeschweißte Winkelstücke, sind zu vermeiden.

4.426 Die Dübel sind zweckmäßig so biegesteif auszubilden, daß die Betonpressung als gleichmäßig übertragen angenommen werden kann (vgl. 9.226).

4.427 Bei Verbundträgern mit Schwell- oder Wechselbeanspruchung sind Quernähte für den Dübelanschluß möglichst zu vermeiden. Durchgehende Längsnähte oder Rundumnähte sind zu bevorzugen (Abb. 2).

4.43 Verbundstäbe.

4.431 Verbundstäbe wirken vorwiegend auf Zug und werden zweckmäßig mit 45° Neigung angeordnet.

4.432 Verbundstäbe sind in ausreichender Länge mit horizontalen Abbiegungen und Haken nach DIN 1045 oder mit geschlossenen Schleifen im Beton zu verankern.

4.433 Verbundstäbe können stumpf auf den Obergurt aufgeschweißet werden (Abb. 5); werden Verbundstäbe parallel zum Obergurt angeschweißet, so ist die Schweißnaht um die Aufbiegungsstelle herumzuführen (Abb. 6).

4.434 Werden Verbundstäbe am Dübel befestigt, so sind sie so anzuschweißen, daß die Anschlußkraft dem Kippmoment des Dübels möglichst entgegenwirkt.

5. Berechnungsgrundlagen.

5.1 Allgemeine Vorschriften. Bei der Berechnung von Verbundträgern sind bei Straßenbrücken folgende allgemeine Vorschriften maßgebend:

Belastungsannahmen für Straßenbrücken	DIN 1072
Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken	DIN 1073
Berechnungsgrundlagen für geschweißte vollwandige stählerne Straßenbrücken	DIN 4101
Berechnungsgrundlagen für massive Brücken	DIN 1075
Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile	DIN 4227
Knick- und Beulvorschrift	DIN 4114

5.2 Elastizitätsmaße.

5.21 Stahl. Elastizitätsmodul des Stab- und Formstahls (gewalzt oder gewalzt und vergütet) ist mit 2 100 000 kg/cm² anzunehmen. Für Drähte, Kabel und Spiralseile vgl. DIN 4227.

5.22 Beton. Die federnden Formänderungen des Betons können mit einem für Druck und Zug gleich großen Elastizitätsmodul des Betons nach Tabelle 2 berechnet werden. Dabei ist unter E_b ein Mittelwert für den unter Gebrauchslast auftretenden Spannungsbereich zu verstehen.

Tabelle 2. Elastizitätsmodul des Betons.

Betongüte	Elastizitätsmodul E_b kg/cm ²
B 300	340 000
B 370 u. B 400	370 000
B 450	400 000
B 600	435 000

5.23 Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_b}$. Bei der Ermittlung der Querschnittsgrößen F_v und J_v des Verbundträgers ist entweder der Querschnitt des Stahlträgers mit seinem n -fachen Wert oder der Querschnitt der Betonplatte mit seinem $\frac{1}{n}$ -fachen Wert einzusetzen. Auf dem ersten Weg erhält man $F_{v\epsilon}$ und $J_{v\epsilon}$, auf dem zweiten Weg F_{vst} und J_{vst} .

Das Verhältnis n der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton ergibt sich aus Tabelle 3.

Tabelle 3. Verhältniszahl n bzw. $\frac{1}{n}$

Betongüte	n	$\frac{1}{n}$
B 300	6,2	0,16
B 370 u. B 400	5,7	0,18
B 450	5,2	0,19
B 600	4,8	0,21

Verhältniszahl n für Drähte, Kabel und Spiralseile vgl. DIN 4227 Tafel IV.

5.3 **Mitwirkung des Betons in der Zugzone.** Bei allen Berechnungen, mit Ausnahme des Nachweises der Bruchsicherheit nach 8, ist zunächst die Mitwirkung des Betons auf Zug anzunehmen (Zustand I). Dies gilt insbesondere bei der Ermittlung der Formänderungen und der statisch unbestimmten Größen und ist ferner erforderlich zur Beurteilung der Rissegefahr.

Bei Verbundquerschnitten, deren äußere Betonfaser auf Druck beansprucht wird und bei denen die Nulllinie im Betonquerschnitt liegt, darf der Einfachheit halber auch für die Bemessung nach Zustand I gerechnet werden, wenn die größte Betonzugspannung nicht größer als $\frac{1}{4}$ der im gleichen Querschnitt auftretenden größten Betondruckspannung ist.

In allen übrigen Fällen darf für die Bemessung von Verbundträgern der Beton in der Zugzone nicht als mitwirkend angenommen werden; es ist vielmehr nach Zustand II zu rechnen. Die aus konstruktiven Gründen im Zugbereich des Betonquerschnittes vorhandene Bewehrung darf bei der Ermittlung des wirksamen Trägheitsmomentes mitberücksichtigt werden, wenn sie ausreichend verankert und die Übertragung der Schubkräfte gewährleistet ist. Diese Bewehrung des Betonquerschnittes in der Zugzone sollte mindestens 1% des auf Zug beanspruchten Betonquerschnittes ausmachen und möglichst so stark sein, daß sie die Zugspannungen, die unter Gebrauchslast nach Zustand I auftreten würden, unter Einhaltung der in DIN 4227, Tafel VIII, Zeile 46—48, genannten Spannungen aufnehmen kann.

5.4 **Schwinden und Kriechen.** Bei der Berechnung der in Verbundträgern auftretenden und nachzuweisenden Schwindspannungen ist das bei unbehindertem Schwinden zu erwartende Endschwindmaß zugrunde zu legen. Dieses beträgt nach DIN 4227 bei sofortigem Verbund 0,25 mm/m, bei späterem Verbund ist DIN 4227 sinngemäß anzuwenden.

Für alle Lastfälle, die ständig vorhandene Beanspruchungen des Betonquerschnittes zur Folge haben, wie z. B. ständige Lasten, Stützensenkungen (einmalige wie auch stufenweise), Vorspannung und Schwinden, sind die Spannungsumlagerungen, die durch das Kriechen des Betons ausgelöst werden, getrennt zu erfassen. Dabei ist zu unterscheiden zwischen gleichbleibenden Dauerlasten (z. B. ständige Lasten) und veränderlichen Dauerlasten (z. B. Schwinden)². Die Kriechzahlen sind nach DIN 4227 anzunehmen. Siehe hierzu auch 6.23.

5.5 **Temperaturunterschiede.** Es ist mit einem Temperaturunterschied von $\pm 15^\circ\text{C}$ zwischen Stahlträgern und Stahlbetonplatte zu rechnen, wobei innerhalb jedes Querschnittsteiles eine gleichmäßige Temperaturverteilung anzunehmen ist. Besteht auf Grund der örtlichen Verhältnisse außerdem die Möglichkeit, daß ein Stahlträger, teilweise oder ganz, starker Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist, so ist der Unterschied um $5\text{--}10^\circ\text{C}$ zu erhöhen.

5.6 **Schwingbeiwerte.** Die Schwingbeiwerte sind bei der Berechnung der Stahlbetonplatte nach DIN 1075, für die Berechnung des aus Stahlträger und mitwirkender Stahlbetonplatte bestehenden Verbundträgers nach DIN 1073 zu wählen.

5.7 **Mitwirkende Plattenbreite.** Die mitwirkende Breite der Stahlbetonplatte ist nach DIN 1075 anzusetzen.

5.8 **Lastquerverteilung.** Die lastverteilende Wirkung der Betonplatte kann berücksichtigt werden (vgl. 9.11).

5.9 Erforderliche Nachweise.

5.91 In jedem Falle ist der Nachweis der Einhaltung der zulässigen Spannungen unter Gebrauchslast (vgl. 6) erforderlich.

5.92 Bei Verbundkonstruktionen ist im allgemeinen zusätzlich der Nachweis der Bruchsicherheit zu führen (vgl. 8).

5.93 Bei unmittelbar befahrenen Betonplatten ist der Nachweis der Rissesicherheit gemäß 7 zu erbringen.

6. Gebrauchslast.

6.1 **Begriffsfestlegung.** Unter Gebrauchslast sind alle Belastungsarten und sonstigen Einflüsse (Haupt- und Zusatzlasten gemäß DIN 1072 einschl. etwaiger Vorspannkkräfte) zu verstehen, denen ein Bauwerk während seiner Ausführung und bei der späteren Benutzung ausgesetzt sein kann.

6.2 **Zusammenstellung ungünstigster Beanspruchungen.** Alle spannungserzeugenden Einflüsse sind im allgemeinen einzeln zu untersuchen und in Beachtung der zeitlichen Reihenfolge zusammenzustellen. In der Regel müssen bei der Ermittlung der ungünstigsten Spannungen folgende Belastungszustände und Zeitpunkte berücksichtigt werden:

6.21 **Montagezustände und ständige Teilbelastungen.** Die für den Stahlträger während der einzelnen Montagezustände oder bei Anheben der Zwischenstützen entstehenden Spannungen sind, auch wenn sie nur vorübergehend auftreten, nachzuweisen und mit den entsprechenden zeitlich vorhandenen Spannungen aus ständigen Teillasten zusammenzustellen.

6.22 **Zustand unmittelbar nach Herstellung des Verbundes.** Es sind alle Spannungszustände in ungünstigster Zusammenstellung zu untersuchen, die vor dem Eintreten eines nennenswerten Kriechens oder Schwindens möglich sind. Dies sind in der Regel Spannungen aus Vorspannung, ständigen Lasten, Verkehrslasten, Stützensenkungen, Temperaturunterschieden usw.

6.23 **Zustand nach Beendigung des Kriechens und Schwindens.** Es sind alle im späteren Gebrauchszustand vorhandenen und möglichen Beanspruchungszustände einschließlich Spannungsumlagerung durch Kriechen und Schwinden in ungünstigster Zusammenstellung in Rechnung zu setzen.

Für freiaufliegende, nicht vorgespannte Verbundträger auf zwei Stützen bis zu 30 m Stützweite und für durchlaufende Verbundträger bis zu 7 m Stützweite kann unter Zugrundelegung der in Tabelle 4 Zeile 4 und 7 angegebenen zul. Stahlspannungen auf den Nachweis der Randspannungen aus Schwinden und Kriechen verzichtet werden.

Die zusätzliche Beanspruchung der Verbundmittel in den Endbereichen der Verbundträger aus Schwinden ist jedoch stets nachzuweisen.

6.24 **Ermäßigung bei Einschluß der Spannungen aus Temperatur.** Bei der Ermittlung der Höchstwerte der Randspannungen kann bei Einschluß der Spannungen aus Temperaturunterschied nach 5.5 eine ermäßigte Spannung aus Verkehrslast angesetzt werden, und zwar:

bei Stützweiten von 30 bis 40 m die 0,8-fachen und bei Stützweiten über 40 m die 0,6-fachen Spannungen aus Verkehrslast.

Die Summe der Spannungen aus Temperatur + ermäßigter Verkehrslast darf aber nicht geringer werden als die Summe der Spannungen aus voller Verkehrslast + halber Temperatur.

7. Rissesicherheit.

Es ist grundsätzlich zwischen unmittelbar befahrener und mit besonderer Dichtung und Belag versehener Betonfahrbahnplatte zu unterscheiden. Ein Asphaltbelag gilt dabei nicht als Dichtung.

Bei unmittelbar befahrenen Betonplatten sind die aus der Plattenbiegung und aus der Verbundwirkung entstehenden Betonzugspannungen unter Gebrauchslast nachzuweisen. Hierbei darf im ungünstigsten Falle in Höhe der Platten-Nullinie die zentrische Zugfestigkeit des Betons und in den Randfasern die Biegezugfestigkeit des Betons nicht überschritten werden (vgl. DIN 4227, Tafel VIII, Zeile 18 und 22).

Über die hierbei zu treffenden konstruktiven Maßnahmen vgl. 4.22.

8. Nachweis der Bruchsicherheit.

Unter der Wirkung der Vorspannung, des Schwindens und Kriechens des Betons usw. entstehen Eigenspannungszustände. Die Spannungen verhalten sich daher nicht mehr proportional der Belastung. Aus diesem Grunde kann die Sicherheit des Verbundtragwerkes nicht mehr allein durch eine Festlegung der zulässigen Spannungen unter Gebrauchslast bestimmt werden. Der Nachweis der Sicherheit erfolgt deshalb ferner dadurch, daß bei der ungünstigsten Zusammenstellung der Lastfälle: Hauptlasten einschließlich Vorspannung $+0,72 \cdot$ (ständige Last + Verkehrslast + Widerlagerverschiebung) und Haupt- und Zusatzlasten einschließlich Vorspannung $+0,5 \cdot$ (ständige Last + Verkehrslast + Widerlagerverschiebung + Zusatzlasten) keine Spannungen entstehen, die beim Stahl die Streckgrenze, beim Beton die Hälfte der Würfelzugfestigkeit W_{28} überschreiten. Dieser Nachweis ist sowohl für den Zeitpunkt vor Beginn sowie auch nach Beendigung des Schwindens und Kriechens zu erbringen. Der im Zugbereich liegende Betonquerschnitt darf hierbei nicht mitgerechnet werden. Die Bewehrung der Platte kann berücksichtigt werden, sofern sie nicht schon durch die Beanspruchung aus der Plattenbiegung ausgenutzt ist. Der Nachweis der Bruchsicherheit ist nicht erforderlich bei Verbundträgern ohne Vorspannung, wenn von den erhöhten zul. Spannungen (Tabelle 4 Zeile 2 und 5) kein Gebrauch gemacht wird.

Beim Nachweis der Bruchsicherheit von Verbundträgern mit vorgespannten Stahlbetonplatten ist zusätzlich DIN 4227 sinngemäß zu berücksichtigen.

Die Stabilität des Stahlträgers muß beim Nachweis der Bruchsicherheit gewährleistet sein.

9. Hinweise für die Bemessung einzelner Bauteile.

9.1 Fahrbahnplatte.

Sind keine lastverteilende Querträger oder Querverbände vorhanden, so ist die Beanspruchung der Stahlbetonplatte aus einer möglichen unterschiedlichen Durchbiegung der Stahlträger zu berücksichtigen. Eine dabei auftretende lastverteilende Wirkung auf die Hauptträger darf in Rechnung gestellt werden.

Die waagerechten Schubspannungen in den Aufstelzungen und in der Betonplatte sind unter Einhaltung der zulässigen

Werte (DIN 1075 und 4227) nachzuweisen. Dies ist nicht erforderlich bei kleinen, flachen Aufstelzungen gemäß 4.26.

9.2 Verbundsicherung.

9.21 Allgemeines.

Die Verbundmittel sind so zu bemessen und zu verteilen, daß die Schubkräfte aus Haupt- und Zusatzlasten einschließlich der Vorspannkräfte in ungünstigster Zusammenstellung auch in zeitlicher Hinsicht aufgenommen werden können. Wird der Verbund für die ständigen Lasten nicht oder nur teilweise in Anspruch genommen, so muß trotzdem im Gebrauchszustand mit Rücksicht auf die Bruchsicherheit die Schubkraft aus der Hälfte derjenigen ständigen Lasten, für die der Verbund nicht in Anspruch genommen wird, bei der Bemessung der Verbundmittel mitberücksichtigt werden.

Ist z. B. der Verbund für die gesamte ständige Last nicht berücksichtigt, so muß trotzdem bei der Berechnung der Verbundmittel der 0,5-fache Wert der Schubkraft, die sich aus der gesamten ständigen Last ergeben würde, mitangesetzt werden.

Ist für einzelne Verbundmittel, insbesondere in den Endbereichen der Verbundträger, der Einfluß aus Temperatur nach 5.5 sehr groß, so darf bei der Zusammenstellung der Schubkräfte ebenfalls mit der in 6.24 angegebenen Ermäßigung für die Schubkraftanteile gerechnet werden. Die natürliche Haftung zwischen Betonplatte und Stahlfläche ist bei der Berechnung der Verbundsicherung nicht in Ansatz zu bringen (vgl. 1.1).

9.22 Dübel.

Die Belastbarkeit eines Dübels wird durch die dem Beton an der Dübelstirnseite zumutbare Druckspannung (DIN 4227, 16.3), die durch sie im Dübel hervorgerufenen Spannungen und die von den Dübelanschlußnähten aufzunehmende Schweißnahtbeanspruchung bestimmt.

Bei der Berechnung und Bemessung der Anschlußnähte der Dübel ist sowohl die Querkraft als auch das Kippmoment zu berücksichtigen (vgl. DIN 4101).

Bei der Bemessung der Anschlußnähte rückverankerter Dübel ist die mittig oder außermittig angreifende schräge Zugkraft mit zu berücksichtigen (vgl. 9.232).

Die Dübelabstände sind nachzuweisen. Außerdem ist 4.412 zu beachten.

Bei steifen Dübeln kann von einer gleichmäßigen Verteilung der Betondruckspannung über die Dübelstirnfläche ausgegangen werden. Die Ausnutzung der hohen Betondruckspannung für den dreiachsigen Spannungszustand setzt eine entsprechende örtliche Bewehrung des Betons voraus.

Bei nicht sehr steifen Dübeln aus Profilstahl ist die zul. Pressung auf die Dübelstirnfläche entsprechend der Nachgiebigkeit einzelner Dübelstellen zu ermäßigen.

Sowohl die durch Temperaturunterschiede als auch die durch das Schwinden des Betons entstehenden, zur Trägermitte hinwirkenden Schubkräfte dürfen am Trägerende auf die innerhalb eines Bereiches b ($b \leq$ mitwirkende Plattenbreite bzw. $\leq l/10$) vorhandenen Verbundmittel verteilt werden. Für die anzuschließenden Kräfte kann dabei näherungsweise eine dreieckförmige Schubkraftverteilung angenommen werden mit dem Größtwert am Trägerende. Der

Inhalt dieser Fläche muß der gesamten Schubkraft aus Temperatur und Schwinden entsprechen.

9.229 Die Nietanschlüsse bzw. Schweißnähte, durch welche der Obergurt an das Stegblech angeschlossen ist, müssen die unter Ziffer 9.228 aufgeführten Schubkräfte aufnehmen können.

9.23 Verbundstäbe.

9.231 Die schrägen Verbundstäbe wirken vorwiegend auf Zug. Die Haftlänge muß mindestens $50d$ (d =Rundstahl-Ø) betragen. Die zulässigen Stahlspannungen sind entsprechend DIN 1045 zu wählen.

9.232 Die bei gleichzeitiger Anordnung von Dübeln und schrägen Verbundstäben zulässige aufzunehmende Dübelkraft berechnet sich zu:

$$D_{zul} = \sigma_{b\,zul} \cdot F_1 + \mu \cdot \sigma_{e\,zul} \cdot F_2 \cdot \cos \alpha$$

mit $\mu = 0,5$ für Haken und $\mu = 0,7$ für Schleifen

und F_1 = wirksame Dübelstirnfläche

F_2 = Querschnitt des Verbundstabes

α = Neigungswinkel des Verbundstabes gegen Trägerobergurt

$\sigma_{b\,zul}$ = zul. Betonpressung an der Dübelstirnseite

$\sigma_{e\,zul}$ = zul. Stahlspannung.

Der Lochleibungsdruck von Schleifen (Abb. 3) ist nachzuweisen (vgl. DIN 4227, 15.3). Ist bei Rundstählen aus St. 37 der Schleifendurchmesser $\geq 15d$ und die senkrecht zur Schleifenebene gemessene Betondeckung $\geq 5d$, so erübrigt sich ein Nachweis.

9.233 Bei Verbundsicherung durch schräge Verbundstäbe allein ist nach den Regeln der Schubbewehrung im Stahlbetonbau zu verfahren³.

10. Zulässige Spannungen.

10.1 Die zulässigen Betonspannungen sind aus DIN 1075 bzw. DIN 4227 zu entnehmen, dabei sind die Betongüten B 370 und B 400 der Betongüte B 300 gleichzusetzen.

Für die ohne besondere Vorspannglieder vorgespannte Stahlbetonplatte des Verbundquerschnittes (1.331) gelten eben-

³ Bautechnik 18 (1941) S. 265.

falls die in DIN 4227 festgelegten zulässigen Betonspannungen.

10.2 Die zulässigen Stahlspannungen sind in Tabelle 4 angegeben, die Streckgrenzen sind aus DIN 1073 zu entnehmen. Die in Tabelle 4 unter 2.1 und 3.1 vorgesehenen erhöhten Stahlspannungen sind dann nicht anzuwenden, wenn im Stahlträger unter den Gebrauchslasten entlastend wirkende Vorspannungen (z. B. durch Stahlträger-Hebungen und Verbundträger-Senkungen) berücksichtigt worden sind.

Tabelle 4. Zulässige Stahlspannungen unter Gebrauchslast (in kg/cm^2).

Beanspruchungsart	Anwendungsbereich	St 37	St 52	Zeile
Stahlträger- rand- spannungen unter Gebrauchs- last	1. Montagespannungen und Montagevorspannungen In Bauzuständen und Zeitpunkten vor dem Einwirken von Verkehrslasten	1850	2600	1
	2. Hauptlasten:			
	1. Bei Berücksichtigung von Kriechen u. Schwinden im Bereich der positiven Momente (beachte 10.2)	1600	2400	2
		1400	2100	3
	2. Im Bereich der negativen Momente			
	3. Für freiaufliegende, nicht vorgespannte Verbundträger auf zwei Stützen bis 30 m Stützweite sowie für durchlaufende Verbundträger bis zu 7,0 m Stützweite ohne Nachweis der Randspannungen aus Schwinden und Kriechen	1400	2100	4
	5. Haupt- und Zusatzlasten:			
1. Bei Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen im Bereich der positiven Momente (beachte 10.2)	1700	2500	5	
2. Im Bereich der negativen Momente	1600	2400	6	
3. Für freiaufliegende, nicht vorgespannte Verbundträger auf zwei Stützen bis 30 m Stützweite sowie für durchlaufende Verbundträger bis zu 7,0 m Stützweite ohne Nachweis der Randspannungen aus Schwinden und Kriechen	1600	2400	7	

Anhang 1

Aus Entwurf DIN 1075.

Auszug aus Punkt 4.13 — Unmittelbar befahrene Stahlbeton-Fahrbahnplatten.

Stahlbeton-Fahrbahnplatten von Straßenbrücken dürfen unmittelbar befahren werden, wenn ihr Beton den Richtlinien für Betonstraßen entspricht, also u. a. wenigstens die Güte B 400 aufweist. Werden die dort geforderten frostbeständigen und verschleißfesten Zuschläge nur in einer oberen Schicht verarbeitet, so ist diese mindestens 7 cm dick mit gleichem Zement- und ähnlichem Wassergehalt wie der übrige Beton frisch auf frisch einzubringen. Die Betondeckung der oberen Bewehrung soll mindestens 3 cm, das Quergefälle der Fahrbahn mindestens 1,5 % und die Längsentwässerung besonders günstig sein.

In der Oberfläche ist für erhöhte Rissesicherheit zu sorgen, indem oben durchweg mindestens eine kreuzweise Bewehrung bei Betonstahl I von $10 \text{ } \phi 8$, bei Betonstahl II von $10 \text{ } \phi 7$ und bei Betonstahl III und IV von $10 \text{ } \phi 6$ je Meter eingelegt wird. Darüber hinaus sind die oberen Bewehrungen für negative Momente der Platten bis 25 cm Dicke nur bis 1000 kg/cm^2 und für

negative Momente dickerer Platten oder Plattenbalken nur bis 1200 kg/cm^2 zu beanspruchen.

Bei Plattenbalken ist im Bereich der negativen Momente diejenige Bewehrung, die nicht zur Schubbewehrung nach unten abgebogen wird, auf die Plattenbreite zu verteilen, die als statisch mitwirkend in Rechnung gestellt wurde, und sorgfältig verteilt zu verankern. Ist nicht die ganze Plattenbreite als statisch mitwirkend in Rechnung gestellt, so ist im übrigen Teil der Platte die gleiche Bewehrung anzuordnen. Besonders wichtig ist diese Bewehrung auch an höher liegenden Bürgersteigen.

Die in Absatz 2 geforderte Mattenbewehrung darf auf die Bewehrung für negative Momente angerechnet werden.

An Arbeitsfugen ist besonders sorgfältig für einen dichten Anschluß des Betons zu sorgen (vgl. auch DIN 1045 § 9 Ziff. 4). Dabei ist 6.2 zu beachten. Die Arbeitsfugen sind nicht an Stellen zu legen, die an der Oberfläche der Fahrbahnplatte Zugspannungen erhalten. An den Enden der Platten und an den Bewegungsfugen sind kräftige und gut im Beton verankerte stählerne Kantenschutzwinkel anzuordnen (Bild 12 und 13).

