

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 27. Mai 1932

Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau eines Rheinstrandbades für Karlsruhe.

Von Dipl.-Ing. A. Wittinger, Stadtoberbaurat, Karlsruhe.

1. Das Gelände.

Das unmittelbar am heutigen Rheinlauf, außerhalb des alten Deichsystems gelegene Gelände bei Karlsruhe ist größtenteils mit üppig wachsendem Wald bestanden, der für intensive Bewirtschaftung schwer zugänglich ist und daher vielfach urwaldähnlichen Charakter zeigt. Diese Rheinwälder bieten in ihrer Unberührtheit und Einsamkeit in Verbindung mit den stillen Altwässern trotz verhältnismäßiger Nähe menschlicher Siedlungen eine Fülle großartiger Naturschönheiten; sie harren nur einer besseren Erschließung, um Volkserholungsstätten ersten Ranges zu werden.

Die Stadt Karlsruhe, deren Gemarkung heute auf etwa 4 km, in absehbarer Zeit nach weiteren Eingemeindungen auf 16 km Länge an den Rhein grenzt, hat bereits vor Jahren auch dieses Rheinufer in seinen Generalbebauungsplan einbezogen, um es neben der Ausnutzung für industrielle Zwecke (Hafen) soweit wie möglich in den Kranz seiner Grün- und Erholungsanlagen einzubinden.

Den Höhepunkt bildet die Insel Rappenwört. Hier finden sich in erheblicher Zahl noch vorgeschichtliche Grabstätten und Spuren römischer Siedlungen. Durch den Rheindurchstich (1817 bis 1821) wurde sie von der Pfalz abgetrennt und der heute zu Karlsruhe gehörigen Gemarkung Daxlanden zugeschlagen. Der ehemalige Rhein bildet heute noch ein allerdings schmales, jedoch fließendes Gewässer, das nach und nach ganz auflanden soll. Der Altrhein umfließt die Insel auf drei Seiten, ihre vierte Seite wird durch den neuen, korrigierten Rhein gebildet; das Ganze hat die Form eines Hufeisens, das längs des Rheins rd. 1000 m, quer dazu rd. 1600 m Ausdehnung und einen Flächeninhalt von rd. 130 ha besitzt. Außer einer verhältnismäßig geringen Ackerfläche unmittelbar am Rhein ist die ganze Insel mit Wald bedeckt, der üppiges, teilweise undurchdringliches Unterholz aufweist und die mannigfaltigsten Bäume und seltene Flora enthält. Ihre Fortsetzung findet diese Rheinlandschaft nach Süden in dem noch zu Karlsruhe gehörenden „Kastenwört“ und weiterhin in einer nur durch Altwasser unterbrochenen kilometerlangen Waldzone auf anderen Gemarkungen; nach Norden im „Großgrund“, der sich etwa 2 km lang bis zum Hafen hinzieht und als das natürliche Erweiterungsgebiet des Rappenwört angesehen werden kann.

Eine Geländewelle, die stellenweise die Höhe 8,0 a. P. erreicht, also nur wenig unter dem höchsten bekannten Hochwasser (8,6 a. P.) liegt, umzieht die Insel Rappenwört halbkreisförmig im Süden und Osten. Sie hält das von oben her strömende Hochwasser vom Innern der Insel ab, so daß diese nur bei stärksten Anschwellungen überströmt, sonst nur von unten, also vom Auslauf des Altrheins her, überstaut wird. Vorhandene Vertiefungen bilden aber nach Ablauf des Hochwassers stehende Tümpel, die nur langsam austrocknen und Brutstätten für Wassergetier, besonders die Stechmücken bilden (Abb. 2).

Diese Insel mit ihrer bevorzugten Landschaft, der staubfreien Luft, sollte nach dem Generalbebauungsplan für Karlsruhe und Umgebung als Naturpark und Strandbad ausgebaut, also dem Sport und der Erholung erschlossen werden.

2. Der Plan.

Den Kern der Anlagen bildet nach dem Entwurf ein für Massenbenutzung geeignetes, auch für Kinder und Nichtschwimmer ungefährliches Badebecken von etwa 430 m Länge und rd. 120 m größter Breite, das dauernd vom Rheinwasser durchflossen wird. Es soll durch Ausbaggern auf dem von Baumbestand freien, etwa 800 m am offenen Rhein sich hinziehenden Westgebiet der Insel Rappenwört künstlich hergestellt werden, so daß zwischen ihm und dem Rhein ein Strandgelände von etwa 40 m Breite verbleibt. Das anschließende (westliche) Ufer des Badebeckens ist 1:3 geneigt und mit Treppen versehen, die einen bequemen Zugang für Schwimmer zum Wasser bilden. Der eigentliche Badestrand jedoch liegt am Ostufer des Beckens, das mit Sand und feinem Kies belegt in der Steigung 1:18 allmählich unter Wasser taucht. Die unbefestigte, etwa 20 m breite tiefste Sohle des Beckens liegt 0 bis — 1,0 a. P., also 3 bis 4 m unter dem GNW des Rheins; bei einer Länge von rd. 430 m bietet es demnach auch bei niedrigen Wasserständen noch reichlich Schwimmgelegenheit. Zur dauernden Erneuerung des Badewassers ist das Becken durch reichlich bemessene Öffnungen am oberen und unteren Ende mit dem Rhein verbunden, die einem ständigen Wasserstrom Zutritt

und Austritt gestatten. Dadurch soll neben einer dauernden Abführung verschmutzten Badewassers vor allem auch dessen gleichmäßigere Erwärmung gewährleistet werden, indem das zufließende warme Rheinwasser auch die untersten Schichten kalten Grundwassers, dessen Spiegelschwankungen mit dem Rheinwasserstand etwa parallel gehen, dauernd umwälzt und verdrängt.

Das natürliche Gelände liegt beim Badebecken so hoch, daß es nur bei größerem Hochwasser überflutet wird. Daran durfte nichts Wesentliches geändert werden. Jedoch war der neue, zwischen Bayern und Baden vereinbarte, in rd. 200 m Entfernung vom Stromufer dem Rhein parallel laufende Hochwasserdamm in Verbindung mit den Strandanlagen auf der Insel herzustellen. Er gab Gelegenheit, an der Ostseite eine hochwasserfreie Terrasse anzulegen, auf der auch die erforderlichen Bauten

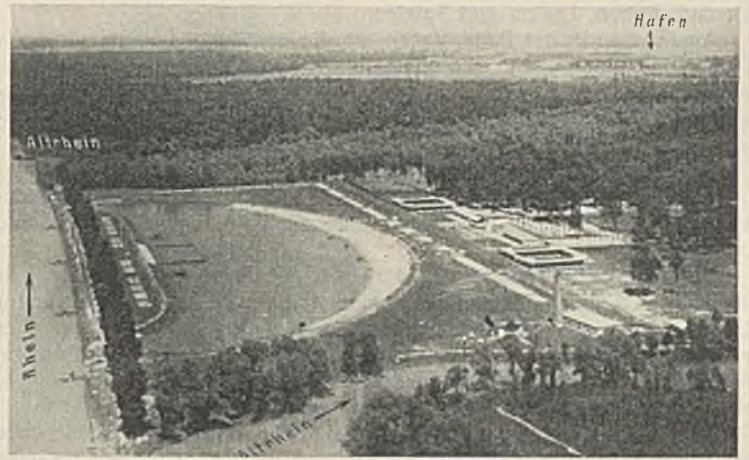


Abb. 1. Flugbild.

für den Badebetrieb errichtet werden können, bestehend aus symmetrisch zur Querachse des großzügigen Restaurants angeordneten Umkleidehallen, getrennt für beide Geschlechter, mit den erforderlichen Nebenräumen nebst Freiluftanlagen für Sport, Gymnastik, Turnen usw. Die Terrasse und die oberen Räume des Restaurants gewähren einen umfassenden Rundblick über die Badeanlagen und die umgebende Rheinlandschaft bis weit hinüber auf die Vogesen und die Hügel der Pfalz.

Das Ufergelände wurde Jahrzehnte hindurch bis vor kurzem durch eine Ziegelei auf Lehm ausgebeutet und daher in seiner Oberfläche auf einige Meter Tiefe stark zerrissen und zerwühlt. Eine Lehmgrube reichte sich an die andere, die dann größtenteils als Ablagerungsstätten für Abfallstoffe benutzt worden waren und sich langsam mit Schlamm und Schlick anfüllten, also sehr schlechten und ungleichmäßigen Baugrund abgeben (Abb. 2).

Das Rheinufer selbst ist auf der ganzen für die Karlsruher Bevölkerung in Betracht kommenden Rheinstrecke als Badestrand nur unvollkommen geeignet; die Böschung ist sehr steil, der brauchbare Strand schmal und die Schwimmbahn größtenteils durch den Einbau von Bühnen verbaut, ihre Benutzung also mit erheblichen Hindernissen und Gefahren verbunden. Trotzdem wurde der Rhein bei Karlsruhe in den letzten Jahren in steigendem Maße stark für Badezwecke in Anspruch genommen. Die wenig erfreulichen Zustände, die bei diesem „wildem“ Baden da und dort zu beobachten waren, und die jährlich zahlreich eintretenden Unglücksfälle gaben den Anstoß, die geplanten neuen Badeanlagen rasch herzustellen, zumal die dabei erforderlichen umfangreichen Erdarbeiten zur Beschäftigung zahlreicher Erwerbsloser Gelegenheit boten.

Um auch dem Bedürfnis nach Badegelegenheit im offenen Rhein in geeigneter Weise gerecht zu werden, hat man sich aber entschlossen, auf die Länge der Insel Rappenwört auch das offene Rheinufer in den Plan der Badeanlagen einzubeziehen, obgleich es, wie erwähnt, wegen der Bühnen, deren Krone auf 3,5 a. P., also über oder nahe an den Sommerwasserständen liegt, sich weniger zum Schwimmen eignet. Man sah vor, die Bühnenoberfläche mit möglichst glattem Pflaster zu belegen



Abb. 2. Geländegestaltung der Insel Rappenwört. Maßstab 1 : 20 000.

und die Schwimmstrecke entlang der Insel Rappenwört mit vier verankerten Schwimmstegen als Start- und Anlandepunkte zu versehen. Rings um das Becken geben ausgedehnte Rasen- und Sandflächen Gelegenheit zum Ruhen, Lagern und Spielen.

Am Südrande der Badeanlagen ist die erwähnte Ziegelei ebenfalls in den Plan einbezogen; der ehemalige Brennofen dient als Unterstellraum für Paddelboote und Geräte, seine Decke wird als Terrasse ausgebaut und im Zusammenhang mit einem nahebei eingerichteten Milch-ausschank benutzt.

Um die Gesamtanlage herum zieht sich weithin ein geschlossener Kranz von Wäldern, deren Farben in staubreier Luft und hellem Sonnenglanz ein Bild intimen Reizes und starker Wirkung geben (Flugbild Abb. 1).

Die Erschließung dieser Wälder und der in sie gebetteten stillen Altwasser bietet an sich wenig Schwierigkeiten; sie sind auch nicht für Massenverkehr geeignet und bestimmt, erschließen ihre Schönheit eher dem stillen, einsamen Wanderer, erfordern daher nur schmale Waldwege, die jedoch, um auch bei höheren Wasserständen benutzbar zu bleiben, möglichst hoch gelegt und instandgesetzt werden müssen.

Die Abgelegenheit dieser Erholungsmöglichkeiten, der Wälder wie insbesondere der für Massenbesuch bestimmten Badegelegenheit, setzen leistungsfähige Verkehrsanlagen aller Art voraus, die geeignet sein müssen für die stoßweise An- und Abbeförderung von größeren Menschenmassen.

Das Strandbad ist in Luftlinie etwa 8 km vom Mittelpunkte der Stadt Karlsruhe, 13 km von den Nachbarstädten Durlach und Ettlingen entfernt und noch 3 km vom nächstgelegenen Stadtteil Daxlanden. Mit diesem

nach den Badeanlagen quer durch die Insel fortführen zu können.

Leider durfte dieser Teil der Straße nicht höher als 7,0 a. P., also etwa Geländehöhe, gelegt werden, da bei höchsten Rheinschwellungen der Wasserabfluß über die Insel nicht behindert werden sollte. Sie wird also bei jedem über 7,0 a. P. hinausgehenden Hochwasser unbenutzbar, und mit ihr natürlich auch die Straßenbahn, die ebenfalls in Straßenhöhe liegt. Die Endschleife der Straßenbahn liegt in einem Rondell, das von den Badeanlagen rd. 300 m abgerückt ist und dadurch ausbaufähige Verkehrsverhältnisse ermöglicht. Unmittelbar hinter dem Baderestaurant und in dem anstoßenden Waldteil liegen die Parkplätze für Kraftfahrzeuge und Fahrräder, die nach vollem Ausbau der Verkehrsanlagen getrennte An- und Abfahrt erhalten werden.

Der Inselwald enthält im übrigen absichtlich nur wenige fahrbare Wege, um seine Ruhe und Schönheit nicht zu stören.

Der so entstandene und bisher größtenteils ausgeführte Entwurf der Badeanlagen ist in Abb. 4 dargestellt. Die Notwendigkeit, Erwerbslose zu beschäftigen, gab Gelegenheit, noch während seiner Entwicklung mit der Ausführung von Vor- und Teilarbeiten zu beginnen; besonders kam es darauf an, um die umfangreichen Arbeiten an den eigentlichen Badeanlagen überhaupt in Angriff nehmen zu können, vorerst für gute Zugangsmöglichkeiten zu sorgen.

8. Der Bau.

Bereits 1925 wurde daher die Hauptzugangstraße vom Stadtteil Daxlanden her in Angriff genommen. Das wichtigste Glied dieser Zufahrtsstraße bildete die Überbrückung des Altrheins. Die endgültige lichte Breite der Brücke zwischen den Brüstungen ist, wie die der Straße, zu 15 m vorgesehen, von denen vorläufig etwa 6 m hergestellt wurden. Ihre lichte Durchflußweite wurde von der Rheinbaubehörde auf 36 m festgesetzt; dieses Maß ergab sich aus der Forderung, daß der Abflußquerschnitt des Altrheins bei Hochwasser nicht oder wenigstens nicht wesentlich eingeschränkt werden sollte. Dies ist deswegen von einiger Bedeutung, weil kurz oberhalb der Brücke ein Niedrigwasser-gewässer — der sog. neue Federbach — in den Altrhein mündet, das bei seinem kleinen Gefälle auch durch einen nur unbedeutenden Rückstau so beeinflusst würde, daß gegebenenfalls die an ihm oberhalb liegenden Gemarkungen Grund zu Einspruch und Schadenersatzforderungen bekämen.

Als vorteilhafte Konstruktion erwies sich eine Dreigelenk-Bogenbrücke Bauart Melan. Der Bogen mußte sehr flach werden, er konnte nur das Pfeilverhältnis 1:10 erhalten, da man die Brückenfahrbahn nicht höher als 8,5 a. P. legen wollte.

Das linke Widerlager erforderte besondere Gründungsmaßnahmen, da der tragfähige Kies erst 3 bis 4 m unter Sohle des Altrheins ansteht. Gewählt wurden vier Brunnen von je 3,68 m Durchm. und eine Reihe Pfähle aus Forlenholz. Das rechte Widerlager konnte unter Wasserhaltung zwischen Spundwänden unmittelbar auf Kies aufgesetzt werden (Abb. 5). Die Gelenke sind in Stahlguß ausgeführt. Die Fahrbahn erhielt einen Belag aus Kleinpflaster. Ein Straßenbahngleis ist vorläufig seitlich eingebaut.

Die Bauarbeiten wurden durch die Karlsruher Firma Gustav Siegrist mit einer Unterbrechung von drei Monaten, die durch starkes Hochwasser bedingt war, im Jahre 1926

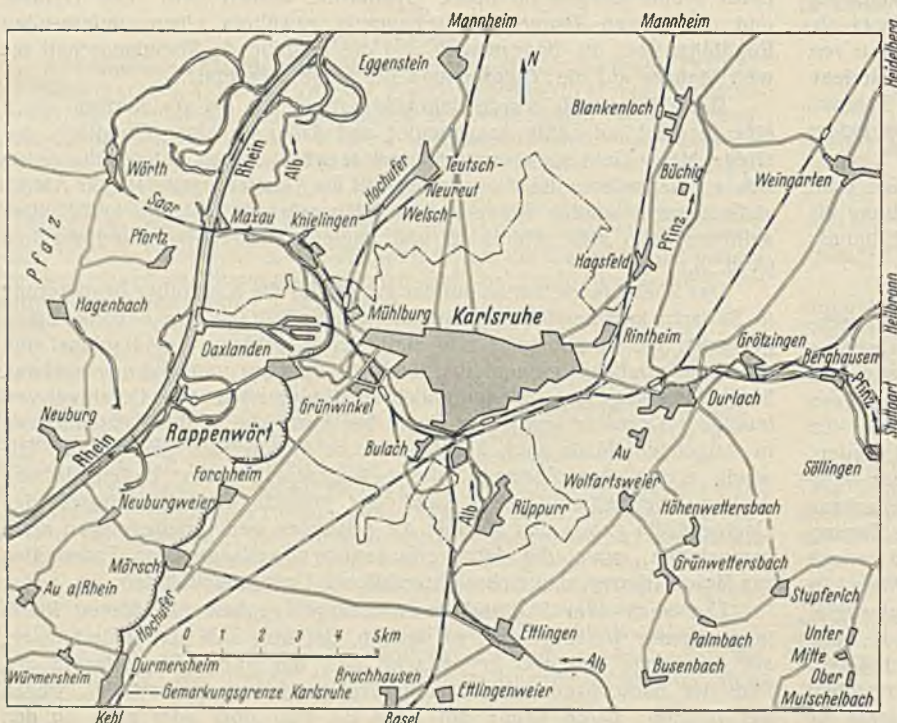


Abb. 3. Verkehrslage der Insel Rappenwört.

ohne Zwischenfall durchgeführt. Die Brücke hat bei dem heutigen Badebetriebe einen starken Stoßverkehr aufzunehmen, der in absehbarer Zeit ihre Verbreiterung auf 15 m erfordern wird.

Das stark zerrissene spätere Badegelande selbst mußte, um die Durchführung der umfangreichen Erdarbeiten unter Einsatz von Baumaschinen zu erleichtern oder gar erst zu ermöglichen, stellenweise erst eingeebnet werden. Auch dazu wurden Erwerbslose eingesetzt.

Die eigentlichen Bauarbeiten für die Badeanlagen und deren Verkehrsverbindungen konnten erst anfangs Dezember 1928 aufgenommen werden. Der tiefbauliche Teil wurde in der Hauptsache auf Grund eines öffentlichen Ausschreibens einer Arbeitsgemeinschaft übertragen, die mehrere Karlsruher Baufirmen umfaßte und unter Führung der Baufirma Gustav Stegrist, Karlsruhe, stand. Es handelte sich außer sonstigen kleineren Arbeiten um die Förderung von rd. 160 000 m³ Erdmaterial, die Herstellung von 1200 m³ Beton und Eisenbeton, 19 000 m² Straßenfahrbahn, 4 km Straßenbahngleis, 700 m Abwasserkanal, bei denen ebenfalls möglichst viele Erwerbslose zu beschäftigen waren. Um die Badezeit des warmen Jahres 1929 noch möglichst auszunutzen zu können, war die Vollendungsfrist auf 1. Juni 1929 gestellt.

Der endgültige Längs- und Querschnitt des Badebeckens ist in Abb. 6 dargestellt. Die verhältnismäßig große Tiefe bezweckte einerseits die Gewinnung der erforderlichen Auffüllmassen, andererseits die Schaffung von Raum für Sinkstoffe (Sand und Schlamm), die teils vom Rhein her eingeschwemmt, teils durch die Badebenutzung entstehen werden. Diese können sich auf der 4 bis 5 m unter Niederwasser liegenden Beckensohle absetzen, ohne daß sie von Badenden aufgewühlt werden und so lästig fallen können. Es schadete so auch nichts, wenn diese planmäßige Sohle nicht genau eben auf vorgeschriebener Tiefe — 1,0 a. P. lag. Der bisherige rege Badebetrieb zeigte, daß diese Überlegungen richtig waren. Auch aus dem Umstande, daß die Sohle nicht befestigt ist, haben sich bisher Belästigungen nicht ergeben.

Das vorher eingeebnete Gelände gestattete ohne weiteres die Verwendung von Trockenbaggern. Für den Beckenaushub wurde zuerst nur ein Eimerkettenbagger älterer Bauart von Orenstein & Koppel auf Glei verwendet. Er arbeitete sich in Längsschnitten von der rheinseitigen

Beckenwand her allmählich nach Osten vor. Das Erdmaterial fiel unmittelbar in die Förderwagen, die 1,5 m³ faßten und in Zügen von je etwa 20 Wagen durch Dampflokomotiven befördert wurden. Das Baggerplanum lag etwa auf Höhe 4,5 bis 5,0 a. P., während teilweise auf 9,0 a. P.

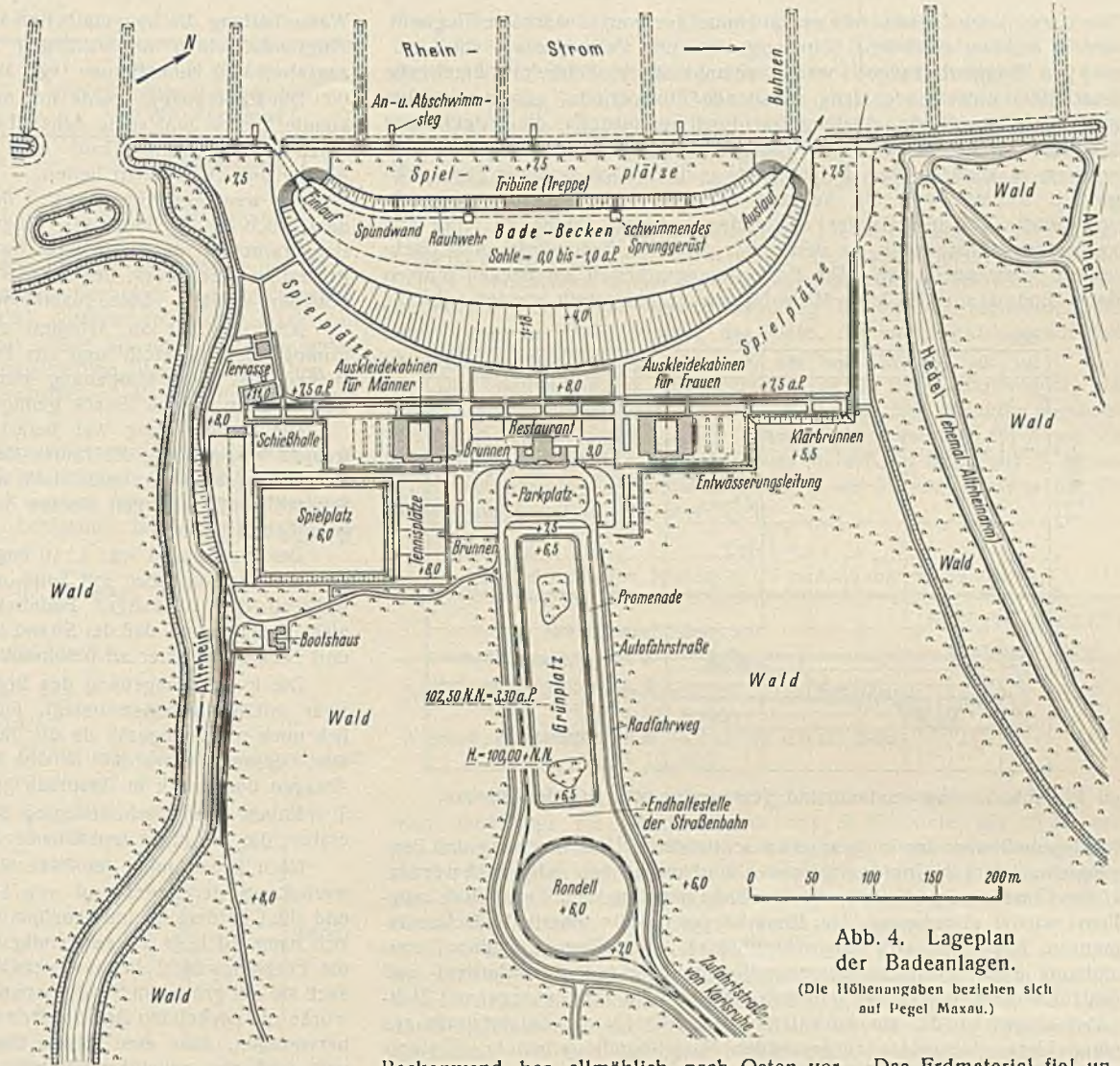


Abb. 4. Lageplan der Badeanlagen.
(Die Höhenangaben beziehen sich auf Pegel Maxau.)

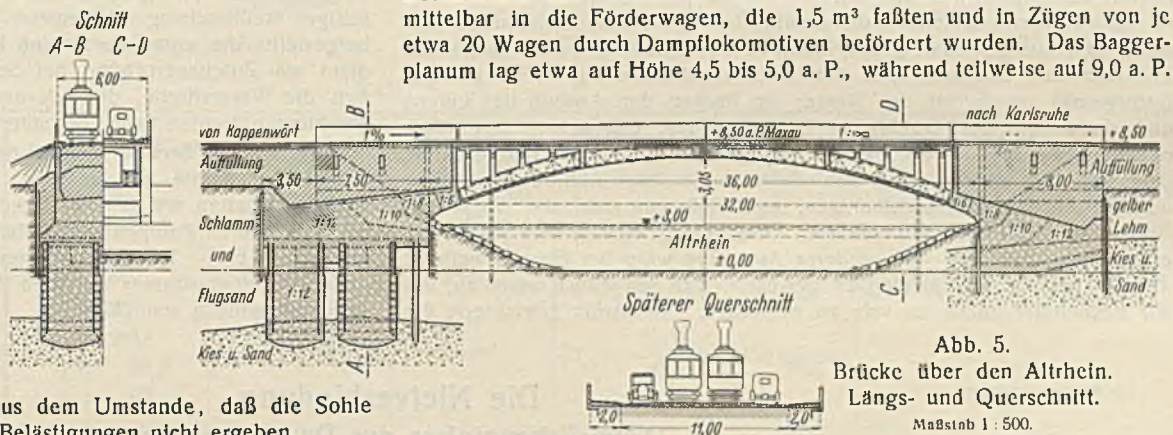


Abb. 5. Brücke über den Altrhein.
Längs- und Querschnitt.
Maßstab 1 : 500.

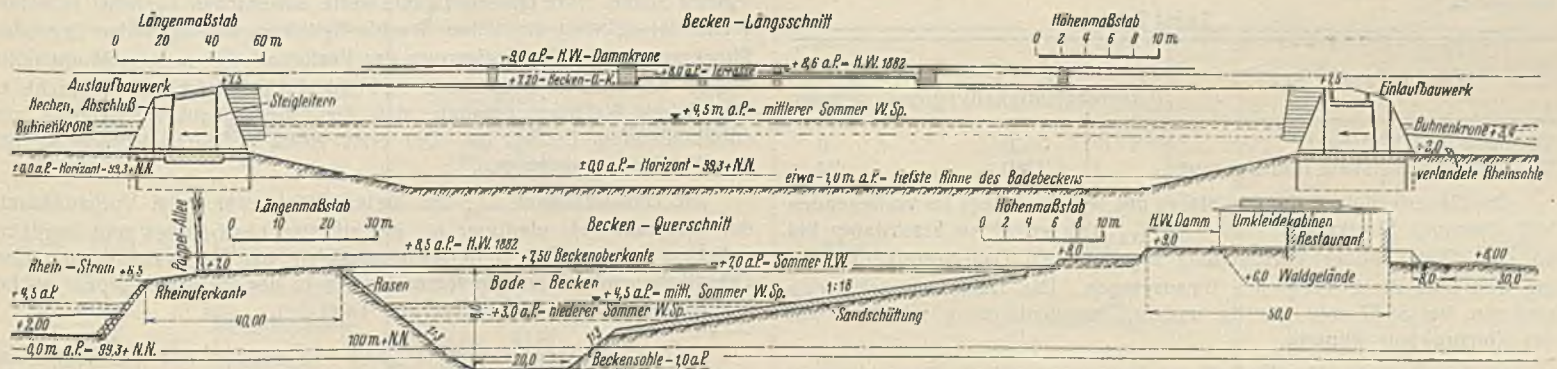


Abb. 6. Längs- und Querschnitt des Badebeckens.

Der nasse, stark fließende Lehm und eine unerwartet mächtige Flugsandschicht ergaben erhebliche Schwierigkeiten und Zeitverluste.

Die Baggerleistungen waren anfangs stark behindert durch die Ende 1928 einsetzende, lang anhaltende Frostperiode. Zwar versuchte man mit allen Mitteln, zuletzt sogar durch Sprengstoffe, die festgefrorene Erdecke zu lockern, um dadurch die noch ungefrorenen tieferen Schichten erfassen zu können; aber die Versuche mußten nach wenigen Tagen eingestellt werden, weil ein nennenswertes Ergebnis nicht erzielt wurde und Brüche an dem Bagger entstanden. Zudem waren zu jener Zeit keine Klippen vorhanden, an denen das gefrorene Erdmaterial ohne Nachteil zu verwenden war. Die Erdförderungsarbeiten am Becken mußten daher Ende Januar 1929 bis Mitte März ganz eingestellt werden (Abb. 7).

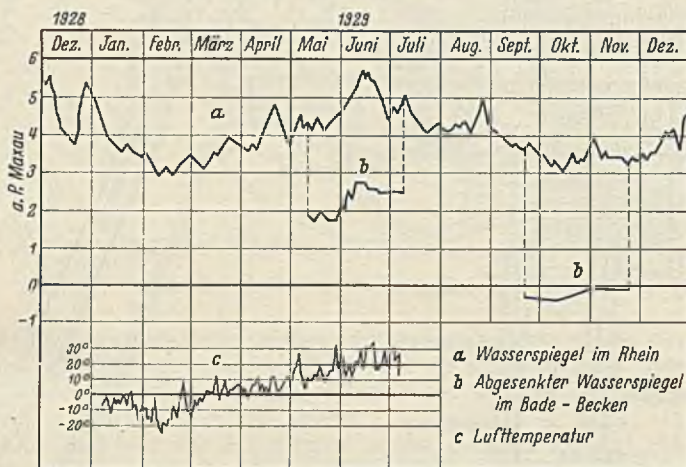


Abb. 7. Wasserstand und Temperatur während des Baues.

Naturgemäß war durch diese etwa achtwöchige Unterbrechung das Bauprogramm stark in Unordnung geraten und mußte neu aufgestellt werden. Unter Einsatz aller Mittel sollte versucht werden, den Zeitverlust möglichst wieder einzuholen. Der Eimerbagger leistete innerhalb 67 Arbeitstagen rd. 51 000 m³, also durchschnittlich rd. 760 m³/Tag. Zu seiner Unterstützung wurde noch ein Raupengreifbagger, der zuerst am Auslauf- und Einlaufbauwerk beschäftigt gewesen war, und ein Raupenbagger mit Ziehkübel eingesetzt, der am Aushub des Materials für die Zufahrtstraße aus einer hierzu besonders aufgemachten Materialgrube arbeitete. Ersterer leistete durchschnittlich 300, letzterer 450 m³/Arbeitstag.

Die Rheinwasserstände, die unmittelbar den Wasserstand im Becken durch den kiesigen Untergrund hindurch beeinflussten, waren im ganzen Frühjahr und Sommer 1929 hindurch verhältnismäßig recht günstig. Naturgemäß erschwerte das Wasser im Becken den Aushub des Lehms und des Flugsandes erheblich. Es kam hinzu, daß sich in der Lehmschicht etwa auf 2,0 bis 2,5 a. P. eine ganze Lage fossiler Baumstämme fand, die den Baggerbetrieb behinderten. Um hier Abhilfe zu schaffen und die Arbeiten zu beschleunigen, entschloß man sich, das Wasser im Becken durch Pumpen abzusenken. Dies gelang auch in dem aus Abb. 7 ersichtlichen Ausmaß. Ein weiteres Absenken wäre bei Einsatz weiterer Pumpen technisch wohl möglich gewesen; man sah jedoch davon ab, um die Beckenufer nicht zu sehr zu gefährden. Immerhin erleichterte die

Wasserhaltung die Baggerarbeiten erheblich und gestattete vor allem, die Flugsandschichten trocken zu legen und die Baumstämme von Hand auszugraben und zu entfernen (vgl. auch unten).

Der Eimerbagger wurde nur noch in kiesigem Material angesetzt und konnte am 10. Juni seine Arbeit beenden. Lehm und Flugsand wurden durch die erwähnten Greif- und Ziehbagger ausgehoben, die noch bis Anfang Juli zu arbeiten hatten.

Am westlichen Steilufer 1 : 3 des Beckens und an seinen Enden waren namentlich im Gebiete des Flugsandes und des Lehms während der Baggerarbeiten doch kleinere Rutschungen eingetreten, die mit eingekiestem Flechtwerk, dessen Fuß sich auf eine Holzspundwand stützte, gesichert wurden. Diese Maßnahmen haben sich bis heute gut bewährt.

Als Ende Juli die Arbeiten am Becken beendet waren, wurde die Pumparbeit eingestellt und der Badebetrieb aufgenommen. Das Badebecken und seine Umgebung war aber nur notdürftig so fertiggestellt, daß es eben seinem Zweck genügen konnte.

Die Steilböschung war berast und mit einigen Ein- und Aussteigertreppen ausgestattet; die Enden des Beckens hatten im Anschluß an die Verbindungsbauwerke zum Rhein abgetrepte Terrassen erhalten, die dem Schutze der Böschungen dienten und den Badenden Ruhe- und Aussteigelegenheit gaben.

Der Flachstrand war 1 : 10 angelegt und in seinen Lehm- und Flugsandpartien möglichst mit Sand und Kies belegt. Es erwies sich aber während des vorläufigen Badebetriebes bald, daß diese Überdeckung nicht genügte und daß der Strand zu steil, die Badelegenheit für Kinder und Nichtschwimmer zu beschränkt war.

Die in der Umgebung des Beckens vorgesehenen Rasenplätze waren zwar mit Mutterboden belegt, jedoch noch nicht verebnet und namentlich noch nicht eingesät, da die Jahreszeit hierfür zu weit vorgeschritten war. Immerhin wurden in den heißen Spätsommermonaten die neuen Anlagen doch stark in Anspruch genommen.

Neben den Erdarbeiten ging die Herstellung der sonstigen Bauwerke einher, die in Anlage und Einzelheiten einiger Beachtung wert erscheinen.

Nach Beendigung der Badezeit wurde wieder unter Einsatz von Erwerbslosen der Badestrand von 1 : 10 auf etwa 1 : 18 verflacht (Abb. 6) und die Überdeckung mit geeignetem Sandmaterial ergänzt. Dies erwies sich namentlich da als notwendig, wo Lehm den Untergrund bildet. Um die Flugsandschicht bei wechselnden Wasserständen zu schützen, wurde auch sie mit gröberem Sand überworfen. Der obere Rand dieser Böschung wurde mit stehenden Betonplatten eingefast, die nicht über das Gelände hervorragen, aber eine scharfe Trennung zwischen waagrechttem Saumweg und der geneigten Strandböschung ermöglichen. An der rheinseitigen Steilböschung des Beckens wurde eine 60 m lange Treppenanlage hergestellt, die unten durch eine Holzspundwand gesichert wurde. Sie dient als Zuschauertribüne bei Sportveranstaltungen im Becken, wozu sich die Wasserfläche, die erforderlichenfalls gegen den Rhein ganz abgeschlossen werden kann, besonders eignet.

Die um das Becken und auf der hochwasserfreien Terrasse gruppierte Rasenfläche wurde neu verebnet und eingesät. Auch bei diesen Ergänzungsarbeiten wurde das Becken, wie schon früher, während etwa 60 Tagen, durch Pumpen fast vollständig entleert, der Wasserspiegel also bis auf 0,0 bis -1,0 a. P. abgesenkt, während der Wasserstand des 40 m entfernten Rheinstromes zwischen 3,0 und 4,0 a. P. schwankte, also ausnehmend günstig war (Abb. 7). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Nietverbindung.

Neue Erkenntnisse aus Dauerversuchen.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 22.)

Die Ergebnisse der Pulsatorversuche mit einem Flußstahl St 37 (Streckgrenze 2550 kg/cm², Bruchfestigkeit 4115 kg/cm²) sind in Tafel 2 angegeben¹¹⁾.

Tafel 2.

Prüfkörper St 37	Dauerzugfestigkeit D_{zu} (Ursprungfestigkeit) kg/cm ²	Kerbwirkung
Vollstäbe mit Walzhaut	3000	0
Vollstäbe mit Walzhaut und Bohrung	2280	24

Die Dauerfestigkeit des Vollstabes mit Walzhaut liegt im vorliegenden Fall über der Streckgrenze bei 1,18 σ_{Su} , des gelochten Flachstabes bei 0,9 σ_{Su} . Unter hoher Vorspannung ergaben sich Dauerfestigkeitswerte, die weit über die Streckgrenze hinausgingen. Die Dauerfestigkeitswerte sind also bei St 37 sehr günstig und in Übereinstimmung mit dem, was der Konstrukteur wünscht.

¹¹⁾ Aus Barner, Der Einfluß von Bohrungen auf die Dauerfestigkeit von Stahlstäben, Diss., Stuttgart 1930.

Weniger günstige Ergebnisse lieferten die für die Vorversuche zur Verfügung gestellten harten Stähle mit höherem Kohlenstoffgehalt und legierte Stähle. Ihre Dauerfestigkeitswerte entsprachen zunächst in keiner Weise der höheren statischen Bruchfestigkeit σ_B und der höher liegenden Streckgrenze σ_S . Die Steigerung der Festigkeit war meist mit einer Zunahme der Kerbempfindlichkeit verbunden. Vergleichende Versuche an Stäben mit Walzhaut ergaben, daß die Oberflächenbeschaffenheit von entscheidendem Einfluß ist. Der erste Anriß beim Dauerbruch ist von der Walzhaut ausgegangen.

Die Dauerfestigkeit D_{zu} der harten Stähle war beim Vorhandensein der Walzhaut stets niedriger als bei allseitig bearbeiteten und sorgfältig polierten Stäben. Der Dauerfestigkeitsabfall war bei Stählen mit rauher Oberfläche und zahlreichen feinen Kerben in der Randzone größer als bei Stählen mit glatter Oberfläche, vgl. Tafel 3¹²⁾.

¹²⁾ Nach O. Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung von Niet- und Schweißverbindungen. Berlin 1931. VDI-Verlag.

Tafel 3.

Stahl A (St 52) mit glatter Oberfläche ohne Kerben	Stahl B (St 52) mit zahlreichen feinen Kerben in der Randzone
Zugfestigkeit $\sigma_B = 5590 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_B = 5340 \text{ kg/cm}^2$
Bruchdehnung $\varphi = 25,3\%$	$\varphi = 24,6\%$
Ursprungsfestigkeit $D_{zu} = 2300 \text{ kg/cm}^2$	$D_{zu} = 150 \text{ kg/cm}^2$

Die Dauerfestigkeitswerte D_{zu} , erkundet an Flachstäben mit Walzhaut und Bohrung aus Si-Stählen höherer Festigkeit und Streckgrenze, die den Abnahmevorschriften für St 52 entsprachen, waren nach den Versuchen Prof. Grafs zum Teil nicht höher als die bei einem guten St 37 unter gleichen Bedingungen festgestellten Werte. Inzwischen ist es gelungen, hochwertige Baustähle herzustellen, die den Anforderungen des Konstrukteurs besser entsprechen.

Prof. Graf hat 18 hochwertige Baustähle verschiedener Herkunft in der Pulsatormaschine geprüft und dabei folgende Verhältniszahlen gefunden: Gelochte Stäbe mit Walzhaut (Löcher mit geführten, frisch geschliffenen Spiralbohrern aufgebohrt, Lochkante mit Schleifscheibe abgegratet)

$$\frac{\text{Ursprungsfestigkeit } D_{zu}}{\text{stat. Bruchfestigkeit } \sigma_B} = 0,3 \text{ bis } 0,5,$$

$$\frac{\text{Ursprungsfestigkeit } D_{zu}}{\text{Streckgrenze } \sigma_S} = 0,4 \text{ bis } 0,8,$$

$$\frac{\text{Ursprungsfestigkeit gelochter Stab}}{\text{Ursprungsfestigkeit Vollstab}} = 0,56 \text{ bis } 0,66.$$

Eine deutliche Überlegenheit der Stähle mit höherer Festigkeit trat erst bei höheren Vorspannungen in Erscheinung.

Die Ergebnisse der gewöhnlichen Zerreißversuche sind hiernach für die Beurteilung eines Werkstoffs nicht ausreichend. Ein solches Verfahren kann zu falschen Schlüssen führen.

Bei den gelochten Stäben geht der erste Anriß im Dauerzugversuch vom seitlichen Lochrande aus, wo die Spannung einen Höchstwert erreicht. Durch Aufnietung von Platten auf den gelochten Stab aus St 37 entsprechend Abb. 29 konnte die Widerstandsfähigkeit gegen oftmals wiederholte Zugbelastung erheblich gesteigert werden (z. B. von 1800 kg/cm^2 auf 2300 kg/cm^2), was auf die Entlastung der Lochwand durch den

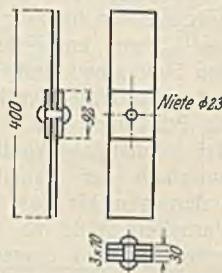


Abb. 29.

Gleitwiderstand infolge der Klemmwirkung der Nieten zurückzuführen ist. Bei Prüfkörpern gleicher Abmessungen aus St 52 und Nieten St 52 war eine gleich günstige Wirkung nicht festzustellen. Die Dauerfestigkeit D_{zu} eines Prüfkörpers aus St 52 ($\sigma_B = 5340 \text{ kg/cm}^2$) mit aufgenieteten Platten betrug nur 1700 kg/cm^2 gegenüber der Dauerfestigkeit des gelochten Stabes gleicher Beschaffenheit von 1790 kg/cm^2 . Eine Entlastung der Lochwand ist hiernach in diesem Falle durch die aufgenieteten Platten nicht eingetreten.

Bei einem Zugstoß mit dreireihiger Nietverbindung — Bleche und Laschen aus St 37, Niete St 34 — wurde die Dauerfestigkeit des gelochten Stabes überschritten, wobei die Zerstörung des Stabes außerhalb des Nietloches vor sich ging. Diese Feststellung beweist die außerordentliche Bedeutung der Klemmwirkung der Nieten, die im Gleitwiderstande zum Ausdruck kommt.

Der Gleitwiderstand, hervorgerufen durch die Klemmwirkung der Nieten, ist abhängig von der Ausführung der Nietung und vom Werkstoff der Nieten. Nach vergleichenden Untersuchungen von Prof. Graf war die Klemmkraft der Nieten aus St 52 kleiner als die der Nieten aus St 34, sowohl bei Nietung mit Prelufthammer als mit Presse, was aus der Zusammenstellung Tafel 4¹³⁾ hervorgeht.

Tafel 4. -
Klemmkraft von Nieten $\phi 20$ und 64 mm Klemmlänge.

Bleche und Nieten aus	St 37 (34)	St 52 (52)
	kg/mm ²	kg/mm ²
Nietung mit Presse (Pressendruck 30 000 kg, Nietzeit 4 bis 8 sek)	27,5	17,3
Nietung mit Lufthammer (4,2 at bis 4,8 at, Nietzeit 10 sek)	26,2	8,6

Auf Grund der ungünstigen Ergebnisse mit Nieten aus St 52 hat man neuerdings für Konstruktionen aus St 52 Nieten aus St 44 vorgeschrieben. Bei der Ausführung der Nietung ist darauf zu achten, daß der Nietenstift gestaucht wird. Es scheint mithin, daß Nieten höherer Festigkeit zur Erzielung eines größeren Gleitwiderstandes eines höheren Nietdrucks bedürfen. Derartige Versuche sind eingeleitet.

Bei mehrreihigen Nietverbindungen, z. B. Zugstoen von Blechen, die nach den heute gültigen Vorschriften berechnet und dem gewöhnlichen Zerreißversuch unterworfen werden, tritt der Bruch in der Regel durch Abreißen des Bleches in dem durch die Nietlöcher verschwächten Querschnitt bei den äußersten Nieten nach vorausgegangenem starken

¹³⁾ Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen. Berlin 1931, VDI-Verlag.

Tafel 5.

Prüfkörper		Werkstoff		Höchstlast		Verhältnis	
Bezeichnung	Abmessungen	Bleche	Nieten	Gewöhnlicher Zugversuch kg	Dauerzugversuch ¹⁾ kg	Dauerbruchlast stat. Bruchlast	Ursprungsfestigkeit Streckgrenze
A. 1. St 37 einreihige Nietung		St 37 $\sigma_B = 4010$ $\sigma_{Su} = 2685$ $\varphi = 28,2$ $\psi = 60$	St 34 $\sigma_B = 4750$ $H_n = 132$	25 900	16 300 $D_{zu} = \frac{P_{BD}}{F_n} = 2250 \text{ kg/cm}^2$	0,63	$\frac{2235}{2655} = 0,84$
A. 3. St 37 dreireihige Nietung		St 37 $\sigma_B = 3915$ $\sigma_{Su} = 2715$ $\varphi = 28,05$ $\psi = 66$	St 34 $\sigma_B = 4200$ $H_n = 117$	71 800	41 300 $D_{zu} = 2675 \text{ kg/cm}^2$	0,58	$\frac{2675}{2505} = 1,07$
A. 1. St Si einreihige Nietung		St Si $\sigma_B = 5910$ $\sigma_{Su} = 4190$ $\varphi = 23,6$ $\psi = 54$	St Si $\sigma_B = 5950$ $H_n = 165$	34 800	24 000 $D_{zu} = 3635 \text{ kg/cm}^2$	0,69	$\frac{3595}{4265} = 0,84$
A. 3. St Si dreireihige Nietung		St Si $\sigma_B = 6170$ $\sigma_{Su} = 4510$ $\varphi = 21,0$ $\psi = 51,5$	St Si $\sigma_B = 5600$ $H_n = 155$	94 000	41 300 $D_{zu} = 2665 \text{ kg/cm}^2$	0,44	$\frac{2455}{4675} = 0,53$

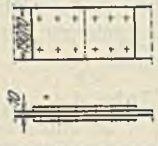
¹⁾ 2 bis 3 Lastwechsel/min. Stufenweise Steigerung der Belastung bis zum Dauerbruch.

Verformungen und Einschnürungen ein. Die aus der Bruchlast P_{Bg} errechnete Spannung $\sigma_B = \frac{P_{Bg}}{F_n}$ entspricht annähernd der Zugfestigkeit des Werkstoffs. Der Dauerzugversuch ergibt andere Brucherscheinungen. Die Zerstörung des Bleches geht vom seitlichen Lochrand der ersten Niete aus, beginnt mit einem Anriß (spröder Trennungsbruch), der sich allmählich vergrößert, bis der Restbruch unter den vom gewöhnlichen Zerreißversuch her bekannten Erscheinungen eintritt. Die Dauerbruchlast liegt wesentlich unter der statischen Bruchlast.

Spannungsspitzen auszugleichen, ist den harten Stählen in geringerem Maße eigen.

Durch oftmals wiederholte Belastung vermag sich die Nietverbindung auf den Belastungszustand einzuspielen. Auch in dieser Hinsicht sind die Nietverbindungen aus weichen Stählen denen aus harten Stählen überlegen. Um die mehrreihige Nietverbindung harter Stähle nachgiebiger zu machen, hat man Bleche aus St 52 mit Nieten St 34 verbunden und damit eine wesentliche Steigerung der Dauerfestigkeit D_{zu} und eine günstigere Ausnutzung des Werkstoffs erzielt (vgl. Tafel 6).

Tafel 6.

Prüfkörper		Werkstoff		Höchstlast		Verhältnis	
Bezeichnung	Abmessungen	Bleche	Niete	Gewöhnlicher Zugversuch kg	Dauerzugversuch ¹⁾ kg	Dauerbruchlast stat. Bruchlast	Ursprungsfestigkeit Streckgrenze
A. 3. St 52 dreireihige Nietung		St 52 $\sigma_B = 6265$ $\sigma_{Su} = 4000$ $\varphi = 17,8$ $\psi = 56$	St 52 $\sigma_B = 8250$ $H_n = 229$	102 800	40 300	0,39	$\frac{2695}{3985} = 0,68$
		St 52 $\sigma_B = 6260$ $\sigma_{Su} = 3920$ $\varphi = 20,4$ $\psi = 56$	St 34 $\sigma_B = 4400$ $H_n = 122$		48 300	0,47	$\frac{3220}{3920} = 0,82$

¹⁾ 2 bis 3 Lastwechsel/min.

Einige Ergebnisse vergleichender Versuche mit doppelaschigen Zugstößen (ein- und dreireihige Nietverbindungen), aus Baustählen verschiedener Güte und Herkunft hergestellt, sind in Tafel 5 (S. 291) zusammengestellt.

Mit den Bruchlasten beim Dauerversuch (P_{BD}) und beim gewöhnlichen Zugversuch (P_{Bg}) wurden die Vergleichszahlen $\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{stat. Bruchfestigkeit}}$ und $\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{Streckgrenze}}$ errechnet. Die Dauerfestigkeit der dreireihigen

Nietverbindung aus Blechen St 37 und Nieten St 34 betrug im Mittel 60% der im gewöhnlichen Zerreißversuch festgestellten statischen Bruchfestigkeit. Die Dauerversuche mit dreireihigen Nietverbindungen gleicher Abmessungen aus hochwertigen Stählen (Bleche und Niete St 52) ergaben ein Verhältnis

$$\frac{\text{Dauerfestigkeit } (D_{zu})}{\text{stat. Bruchfestigkeit } (\sigma_B)} = 0,40 \text{ bis } 0,45.$$

Die Tatsache, daß die im Dauerversuch festgestellten Dauerfestigkeitswerte unter den im gewöhnlichen Zugversuch festgestellten statischen Bruchfestigkeiten liegen, läßt sich dadurch erklären, daß bei allmählich und stetig ansteigender Belastung bis zum Bruch bei Werkstoffen mit plastischem Verhalten ein weitgehender Spannungsausgleich eintritt, die Wirkung der Spannungsspitze durch die Plastizität des zähen Werkstoffs teilweise oder ganz überwunden wird.

Bei oftmals wiederholter schwelender (in einer Richtung stetig ansteigender und nach einer Ruhepause wieder absinkender) Belastung bilden die Stellen örtlichen Spannungsanstiegs (z. B. der Spannungsspitzen am Lochrande) den Ausgangspunkt des Dauerbruchs. Das plastische Formänderungsvermögen bleibt gesetzmäßig auf kleine Stellen beschränkt, von denen die Kohäsionszerrüttung ausgeht. Ein Spannungsausgleich findet nur in beschränktem Maße statt. Die Kohäsionszerrüttung tritt deshalb beim Dauerzugversuch unter Beanspruchungen ein, die viel geringer sind als beim gewöhnlichen Zugversuch. Die verschiedenen Baustähle zeigen in dieser Hinsicht große Unterschiede. Die bisherigen Versuche bieten bestenfalls Vergleichsmöglichkeiten. Solange die Ursachen der Erscheinungen (Kerbempfindlichkeit, Oberflächenbeschaffenheit, Bearbeitung, Spannungsspitze im elastischen Bereich) nicht genügend geklärt sind, ist es nicht möglich, die gewonnenen Ergebnisse zu verallgemeinern.

Der zähe Flußstahl St 37 hat die wertvolle Eigenschaft, Spannungsspitzen auch bei dynamischer Beanspruchung weitgehend auszugleichen, was die Ergebnisse der Dauerversuche an gelochten Stäben beweisen. Er ist deshalb ein für Nietverbindungen geradezu idealer Werkstoff. Bei Stählen hoher Festigkeit und Streckgrenze beeinflußt ungünstige Oberflächenbeschaffenheit und hohe Kerbempfindlichkeit die Widerstandsfähigkeit der Nietverbindungen ungünstig.

Die Dauerversuche mit Nietverbindungen stehen in Einklang mit den von Prof. Graf an Stäben an harten Stählen mit Walzhaut und Bohrung gemachten Feststellungen. Die wertvolle Eigenschaft der weichen Stähle,

Über die sonstigen Beobachtungen bei den Dauerversuchen mit Nietverbindungen aus verschiedenen Baustählen ist zu bemerken: Das Gleiten begann schon bei sehr niedrigen Belastungen. So konnten Verschiebungen bis $\frac{1}{100}$ mm unter Belastungen, die einer Zugbeanspruchung im Blech von 500 kg/cm² entsprechen, festgestellt werden. Unter höheren Belastungen zeigten Prüfkörper aus St 52 (Niete St 52) größere Verschiebungen als Prüfkörper aus St 37 (Niete St 34) mit den gleichen Abmessungen. Bei oftmaliger Wiederholung der Lastwechsel auf Belastungsstufen unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze nahmen die bleibenden Formänderungen bis zum Erreichen des Ausgleichzustandes mit elastischem Verhalten stetig ab. Die Nietverbindung hat sich dann auf den Belastungszustand eingespielt. Die dabei aufgewandte mechanische Verfestigungsarbeit war bei Nietverbindungen aus weichen Stählen größer als bei formgleichen Nietverbindungen aus harten Stählen. Die Grenzwerte der durch Dauerversuche mit oftmals wiederholten, von Null ausgehenden Belastungen festgestellten elastischen Formänderungsarbeit waren bei den Zugstößen aus St 37, Niete St 34 annähernd halb so groß wie beim entsprechenden Vollstab.

Wie ist die Nietverbindung zu gestalten, damit die Dauerfestigkeit (D_{zu}) einen Größtwert erreicht oder, was gleichbedeutend ist, der Werkstoff am besten ausgenutzt wird?

Zur Beantwortung dieser Frage für Nietverbindungen aus Blechen St 37 und Nieten St 34 sollten zwei Versuchsreihen dienen, bei denen einmal der Bruch durch Überschreitung des Abscherwiderstandes, das andere Mal durch Überbeanspruchung der Lochwände herbeigeführt wurde. Die erste Versuchsreihe umfaßte einen Zugstoß dicker Bleche (130×23 mm) mit ein-, zwei-, drei- und vierreihiger Vernietung, die zweite Versuchsreihe einen Zugstoß dünner Bleche (200×10 mm) mit ein-, zwei-, drei- und vierreihiger Vernietung. In den Versuchsreihen entsprach jeweils die dreireihige Verbindung den Berechnungs- und Bemessungsvorschriften (BE und DIN 1073). Neben den Dauerzugversuchen wurden zum Vergleich gewöhnliche Zerreißversuche durchgeführt und die Eigenschaften der verwendeten Werkstoffe in üblicher Weise festgestellt.


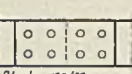
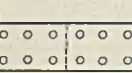

Die wichtigsten Ergebnisse der ersten Versuchsreihe sind in Tafel 7 (S. 293) zusammengestellt.

Die Dauerfestigkeiten lagen um rd. 33% unter den statischen Bruchlasten. Während beim gewöhnlichen Zugversuch die Niete der ein- und zweireihigen Nietverbindung abgesichert wurden, wurden beim Dauerversuch die Niete durch Axialzug- und Biegebungsbeanspruchungen zerstört. Bei der drei- und vierreihigen Nietverbindung ist, wie zu erwarten war, der Bruch im Blech von den Lochrändern der äußeren Niete ausgegangen. Die bezüglich der Nietscherfläche überdimensionierte vierreihige ergab beim Dauerversuch die gleiche Höchstlast wie die dreireihige. Aus den Ergebnissen der ersten Versuchsreihe darf der Schluß gezogen werden, daß die in der Stahlbaupraxis übliche Bemessung für St 37, Niete St 34 in Hinsicht auf die Scherbeanspruchung

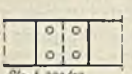
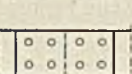
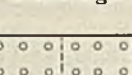
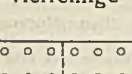
$$\tau = \frac{P}{2n \frac{\pi d^2}{4}} \leq 0,8 \sigma_{zul}$$

Verbindungen ergibt, bei denen die Dauerfestigkeit des gelochten Stabes voll ausgenutzt wird.

Tafel 7.

Nietverbindung $D_{1-4} Sa.$ Bleche und Laschen aus St 37, Niete aus St 34	Höchstlasten (Mittelwerte aus zwei Versuchen)		Dauerbruchlast stat. Bruchlast
	Gewöhnlicher Zugversuch kg	Dauerzugversuch kg	
einreihige  Bleche 124/23 Nietloch $\phi 17$	36 600 Bruch durch Abschneiden der Niete	24 400 Verbiegung der Laschen, Abreißen der Nietköpfe und Biegungsbruch der Niete im Schaft $\max \tau_D = 2595 \text{ kg/cm}^2$	0,67
zweireihige  Bleche 124/23 Nietloch $\phi 17$	68 000 Bruch durch Abschneiden und Kopf-abreißen der Niete	46 400 Verbiegung der Laschen, Abreißen der Nietköpfe und Bruch des Nietschaftes $\max \tau_D = 2485 \text{ kg/cm}^2$	0,68
dreireihige  Bleche 124/23 Nietloch $\phi 17$	87 900 Bruch des Bleches im verschwächten Querschnitt	57 500 Bruch im Blech, von den Nietlöchern ausgehend $D_{zu} = \frac{P_{DB}}{F_n} = 2680 \text{ kg/cm}^2$	0,65 _s
vierreihige  Bleche 124/23 Nietloch $\phi 17$	(87 900 Bruch des Bleches im verschwächten Querschnitt)	57 500 Anrisse im Blech, von den Nietlöchern ausgehend $D_{zu} = 2680 \text{ kg/cm}^2$	0,65 _s

Tafel 8.

Nietverbindung $D_{1-4} Ia.$ Bleche und Laschen aus St 37, Niete aus St 34	Höchstlasten (Mittelwerte aus zwei Versuchen)		Dauerbruchlast stat. Bruchlast
	Gewöhnlicher Zugversuch kg	Dauerzugversuch ¹⁾ kg	
einreihige  Blech 200/10 Nietloch $\phi 17$	31 000 Bruch durch Abschneiden der Niete	19 400 Bruch durch Reißen des Flacheisens $D_{zu} = \frac{P_{DB}}{F_n} = 1150 \text{ kg/cm}^2$	0,63
zweireihige  Blech 200/10 Nietloch $\phi 17$	63 750 Bruch durch Abschneiden der Niete	34 000 Bruch durch Reißen des Flacheisens $D_{zu} = 2010 \text{ kg/cm}^2$	0,53
dreireihige  Blech 200/10 Nietloch $\phi 17$	83 150 Bruch durch Reißen des Flacheisens	35 800 Bruch durch Reißen des Flacheisens $D_{zu} = 2090 \text{ kg/cm}^2$	0,43
vierreihige  Blech 200/10 Nietloch $\phi 17$		39 100 Bruch durch Reißen des Flacheisens $D_{zu} = 2280 \text{ kg/cm}^2$	

1) 30 bis 40 Lastwechsel/min.

Bei Überschreiten einer gewissen Grenze (für Niete St 34 $\tau = 2100 \text{ kg/cm}^2$) setzt ein starker Dauerfestigkeitsabfall ein. Dieser Grenzanstrengung entspricht bei 1,5 facher Sicherheit eine zulässige Scherspannung $\tau_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{zul}$.

Die wichtigsten Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe sind aus Tafel 8 zu ersehen.

Die Dauerprüfung ergab für die ganze Versuchsreihe die charakteristischen, von den Lochrändern der äußersten Niete ausgehenden Anrisse und den Bruch durch Abreißen der Bleche. Der Einfluß der Größe des Lochwanddrucks (gleichmäßig verteilt gerechnet) auf die Dauerfestigkeit der Nietverbindung geht aus Abb. 30 hervor, worin die rechnermäßigen

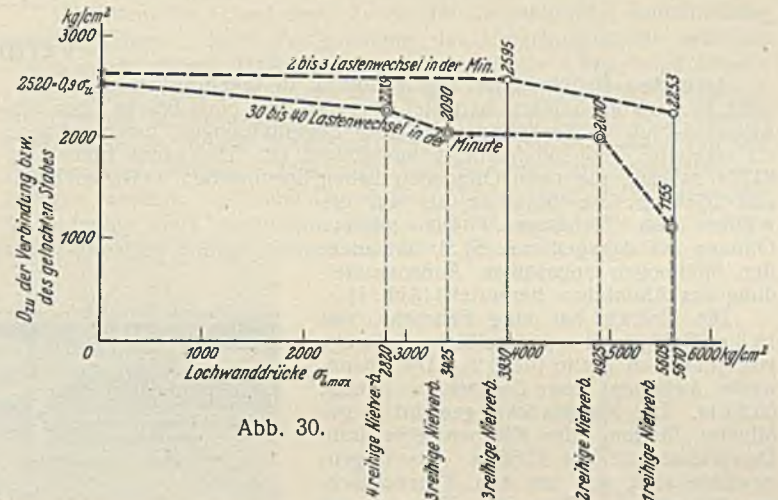


Abb. 30.

Lochwanddrücke als Abszissen die zugehörigen Dauerbruchfestigkeiten der Verbindungen als Ordinaten aufgetragen sind. Von der Ursprungsfestigkeit D_{zu} des gelochten Stabes ausgehend, zeigt sich ein ziemlich stetig verlaufender Dauerfestigkeitsabfall mit zunehmender Größe des Lochwanddrucks, der mit hohen Spannungsspitzen am Lochrand verbunden ist, bis nach Überschreitung einer gewissen Grenze (für St 37 $\sigma_l = 4800 \text{ kg/cm}^2$) die Kurve stark abfällt. Dieser Grenzanstrengung entspricht bei 1,5 facher Sicherheit eine zulässige Anstrengung $\sigma_{l,zul} = \frac{4800}{1,5} = 3200 \text{ kg/cm}^2$ oder rd. $2,3 \sigma_{zul}$.

In Abb. 8 sind noch Prüfergebnisse von den Vorversuchen eingetragen, bei denen die Zahl der Lastwechsel/min 2 bis 3 (gegenüber 30 bis 40 bei der Versuchsreihe 2) betrug und die Zahl der Laststufen größer war. Dabei wurde bei $\sigma_l = 1,5 \sigma_{zul}$ und $\tau = 0,8 \sigma_{zul}$ die volle Ausnutzung des Werkstoffs erreicht. Die Nennspannung $D_{zu} = \frac{P_{BD}}{F_n}$

lag sogar bei einer dreireihigen Nietverbindung mit 2675 kg/cm^2 über der Streckgrenze ($\sigma_{Su} = 2505 \text{ kg/cm}^2$). Hiernach ist anzunehmen, daß bei 30 bis 40 Lastwechseln/min die Nietverbindungen sich nicht vollständig auf den Belastungszustand einspielen können.

Um die Verhältnisse noch mehr zu klären, sind weitere Versuchsreihen in Vorbereitung, bei denen die Nietscherspannung τ zwischen 0,8 bis 1,0 und 1,2 σ und der Lochwanddruck σ_l in jeder Versuchsreihe zwischen 1,5 bis 2,0 und 2,5 σ wechselt.

Die Versuche sollen weiterhin auf Nietverbindungen aus hochwertigen Stählen ausgedehnt werden, deren Dauerzugfestigkeit (D_{zu}), festgestellt an Flachstäben mit Walzhaut und Bohrung, wesentlich höher liegt als bei St 37.

Weiterhin sind noch Versuche über den Einfluß der Schwingungsdauer erwünscht.

III. Zusammenfassung.

1. Die Ergebnisse der Dauerversuche mit Nietverbindungen aus Blechen St 37, Nieten St 34 stehen in Übereinstimmung mit den praktischen Erfahrungen. Die übliche Berechnung und Bemessung von Stabanschlüssen und Zugstößen ergibt Verbindungen, bei denen die Dauerfestigkeit des Werkstoffs voll ausgeschöpft werden kann. Die rechnermäßige Spannung $D_{zu} = \frac{P_{BD}}{F_n}$ (Nennspannung)¹⁴⁾ liegt nahe bei der Streckgrenze. Bei den

nach den heute gültigen Vorschriften (BE¹⁵⁾ und DIN 1073) berechneten und bemessenen Stahlbauteilen ist eine 1,4- bis 1,5 fache Sicherheit gegen Dauerbruch vorhanden. Für normale Konstruktionen genügt das bisherige Berechnungsverfahren, ergänzt durch Erfahrungsregeln für die bauliche

¹⁴⁾ Thum, Übersicht über die moderne Werkstoffkunde. Welche Mittel und Wege bietet sie dem Konstrukteur zur wirtschaftlichen Bemessung von Bauteilen? Vortrag auf der Versammlung des VDI am 10. Dezember 1931.

¹⁵⁾ Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

Durchbildung. In Fällen besonders sorgfältiger Ausführung und wenn die äußeren Einwirkungen und Einflüsse genau erfaßt werden können, dürfen die zulässigen Spannungen bis nahe an die Dauerfestigkeitsgrenze erhöht werden. (An älteren Bahnbrücken aus St 37, die im regelmäßigen Betriebe mit schweren Fahrzeugen befahren und bis zu 1700 kg/cm^2 beansprucht worden sind, haben sich keinerlei Schäden oder Nietlockerungen gezeigt.)

2. Bei harten Stählen höherer Festigkeit und Streckgrenze ist es möglich, durch entsprechende Gestaltung und Ausführung der Nietverbindung die am Flachstab mit Walzhaut und Bohrung festgestellte Dauerzugfestigkeit (Nennspannung D_{zu} im verschwächten Querschnitt) voll aus-

zunutzen. Diese liegt jedoch mehr oder weniger tief unter der im gewöhnlichen Zugversuch festgestellten Streckgrenze.

Um zuverlässige Berechnungsgrundlagen zu erhalten, ist die übliche Werkstoffprüfung durch Einführung der Dauerprüfung zu erweitern. Als Beurteilungs- und Vergleichsmaßstab für hochwertige Baustähle verschiedener Beschaffenheit und Herkunft, hinsichtlich der Kerbempfindlichkeit, der Einflüsse der Oberflächenbeschaffenheit und der konstruktiv bedingten Bohrungen, kommt für die Zwecke des Stahlbaues die an genormten Flachstäben mit Walzhaut und Bohrung im Dauerzugversuch festzustellende Ursprungsfestigkeit (Nennspannung D_{zu} im verschwächten Querschnitt) in Betracht.

Vermischtes.

Arlington-Brücke über den Potomac in Washington. Gén. Civ. 1932, Nr. 10 vom 5. März, berichtet über den Bau einer Brücke über den Arlington-Fluß in Washington mit neun Bogenöffnungen, deren mittlere als stählerne Doppelklappbrücke ausgebildet ist. Die ganze Brücke ist $642,50 \text{ m}$ lang, die neun Öffnungen haben Spannweiten zwischen $50,60$ und $56,08 \text{ m}$; sie bestehen bis auf die mittlere aus Steinbogen. Die mittlere Öffnung ist dagegen aus St 37 mit einer den Steinbogen angepaßten Außenverkleidung aus Aluminium hergestellt (Abb. 1).

Die Brücke hat eine Fahrbahn von $18,3 \text{ m}$ Breite und zwei seitliche Fußwege von je $4,18 \text{ m}$ Breite (Abb. 2). Die Spannweite zwischen den Drehachsen beträgt $65,83 \text{ m}$. Die Klappbrücke gewährt in geöffneter Stellung der Klappen eine freie Durchfahrbreite von $42,65 \text{ m}$. Die Gegengewichte sind, wie aus Abb. 2 ersichtlich, im rückwärtigen Teile der Klappen auf Achsen a frei drehbar eingehängt. Der Antrieb geschieht am äußeren Kranze des segmentförmigen Trägerteils durch einen Elektromotor. Die Träger der Klappen, deren Querschnitt aus Abb. 3 zu erkennen ist, liegen im Achsabstand von $20,12 \text{ m}$ etwa unter den Bordschwellen, so daß die Fußstege auf Kragarme zu liegen kommen.



Abb. 1.

den Kajeschuppen 15 und 17 und 36 Einziehkranen, die Kali-Umschlaganlage und die Erweiterung der Getreideanlage um mehr als das $1\frac{1}{2}$ -fache.

Technische Hochschule Danzig. Auf den durch das Ableben von Prof. R. Kohnke frei gewordenen Lehrstuhl für Eisenbeton und Statik der Hochbaukonstruktionen ist Dr.-Ing. Johannes Lührs berufen worden.

Patentschau.

Rauchschilddach für Eisenbahnüberbrückungen. (Kl. 19 d, Nr. 530657 vom 6. 8. 1929 von Wilhelm Linder in Köln-Mülheim.) Die Dielen a sind zwischen Holmen oder Rahmenhölzern b und Deckleisten c eingelegt, die durch Keile oder Bolzen d verbunden sind. Die Verbindung zwischen Diele und Rahmholz geschieht durch einen Zapfen f . Die Hölzer b sind in Hängeeisen e gelagert und durch Bolzen oder Keile g befestigt. Die Außenseite des Hängeeisens e geht in eine Kragrippe h mit einem Keilloche i über. Über die Kragrippe greift ein U-Eisen m , dessen beide Schenkel Löcher aufweisen, durch die ein Keil k getrieben wird. Auf dem Eisen m ist eine Hakenklammer n, n' drehbar angebracht, die den Flansch des Brückenträgers umfaßt. Über den Dielen ist ein wasserdichter Überzug p angeordnet.

Zwecks Anbringung des Schutzdaches werden zunächst die U-Eisen m der Hängeträger mittels der Hakenklammer an den Trägerflanschen angebracht. Hierauf werden die Rahmhölzer b mit den Dielen a und den Deckleisten c in die Hängeeisen e eingelegt, die Kragrippe zwischen die U-Eisenschkel eingeschoben und mit ihnen durch die Keile verbunden.

Personalmeldungen.

Preußen: Die Regierungsbauräte (W) Eilmann in Husum, dieser unter Versetzung an die Regierung in Aurich, und Dr.-Ing. Schinkel in Duisburg-Hamborn (beurl.) sind zu Oberregierungs- und -bauräten befördert worden.

Der Regierungsbaurat (W) Bruchmüller, Vorstand des Wasserbauamts Stralsund-West, ist an die Wasserbaudirektion in Stettin versetzt, der Regierungsbaurat (W) Schütz beim Wasserbauamt Stralsund-West zum Vorsteher dieses Wasserbauamts ernannt, der Regierungsbaumeister (W) Deichsel (beurl.) dem Wasserbauamt in Berlin überwiesen worden.

Der Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Kahle bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau und der Regierungsbaumeister (W) Theuerkauf beim Wasserbauamt in Meppen sind gestorben.

INHALT: Der Bau eines Rheinstrandbades für Karlsruhe. — Die Nietverbindung. — Vermischtes: Arlington-Brücke über den Potomac in Washington. — Gemeinsame Hauptversammlung des Hafenverbandes des Rheinstromgebietes und des Hafenverbandes der Elbe und der östlichen Wasserstraßen. — Hafenbaudirektor Hacker 25 Jahre im bremischen Staatsdienst. — Technische Hochschule Danzig. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

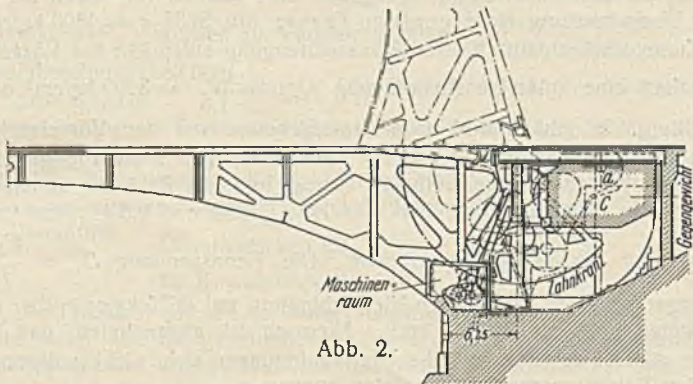


Abb. 2.



Abb. 3.

Die Fahrbahn besteht aus einer 17 cm hohen Eisenbetondecke; die Fußwege sind aus 9 cm dicken Betondecken gebildet.

Der Maschinenantrieb ist ausreichend, um die Brücke gegen einen Winddruck von 50 kg/m^2 aufzurichten und die Flügel in jeder beliebigen Lage bei einem Winddruck von 75 kg/m^2 zu halten. Die Maschinenanlage ist, wie aus Abb. 2 ersichtlich, über der Außenkante des Pfeilers angeordnet und durch eine Betonummantelung terrassenartig überdeckt. Die Antriebmotoren werden für gewöhnlich durch einen Dreiphasenstrom von 4000 V gespeist, während für den Fall des Versagens der Stromzufuhr eine Akkumulatorengruppe vorgesehen ist.

Diese nach Bauweise Strauß ausgeführte Doppelklappbrücke wurde von der Phoenix Bridge Co. ausgeführt. Die elektrischen Einrichtungen sind von MM. W. V. Pangborne and C. angelegt.

Die gemeinsame Hauptversammlung des Hafenverbandes des Rheinstromgebietes und des Hafenverbandes der Elbe und der östlichen Wasserstraßen wird am 25. Juni 1932 in Minden (Westf.) stattfinden. Der Hauptversammlung werden getrennte Mitglieder-Versammlungen der einzelnen Hafenverbände vorangehen. Die gemeinsame Hauptversammlung wird der Mittellandkanal beschäftigen. Es werden sprechen: Elbstrombaudirektor Dr. Zander, Magdeburg, über „Die Bauausführungen des Mittellandkanals von Peine bis Burg“ und Hafendirektor Etterich, Düsseldorf, über „Die verkehrswirtschaftliche Bedeutung des Mittellandkanals“.