DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang BERLIN, 15. Juli 1938 Heft 30

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Bauen bei den Reichsautobahnen.

Von Reichsbahn-Oberrat Kratz, Halle (Saale).

Als vor nunmehr hundert Jahren Friedrich List seinen genialen Plan eines Eisenbahnnetzes für ganz Deutschland entwickelte, scheiterte dieser Plan an der Kurzsichtigkeit der damaligen Kleinstaaterei. Heute haben wir in den Reichsautobahnen wiederum einen so genialen Plan für das ganze Reichsgebiet vor uns. Im Gegensatze zu damals wird er aber diesmal dank der einheitlichen Reichsführung zur Wirklichkeit. Es ist beinahe selbstverständlich, daß die Ausführung dieses Planes mit der gleichen Kühnheit durchgesetzt wird, wie sie dem großen Schöpfungsgedanken der Autobahn eigen ist.

Es wäre ein ganz unmöglicher Zustand, wenn das Bauen angesichts der großen Baueile in ermüdende Papierkorbarbeit oder in dicke Aktenbündel versinken würde. Daher ist eine wichtige Voraussetzung für rasches und großzügiges Schaffen, selbst sehr große Entwürfe nicht in umfänglichen schriftlichen Erörterungen spruchreif zu machen, sondern durch mündlichen Gedankenaustausch mit allen Beteiligten möglichst schnell abzuschließen. Das erfordert freilich Ingenieure von großer Sachkenntnis, rascher Entschlußfähigkeit und starkem Verantwortungsgefühl.

Wichtig ist ferner, daß auch die neuen Weggenossen des Ingenieurs, die Architekten, bei den Entwurfsarbeiten rechtzeitig zugezogen werden. Es ist als Fortschritt zu bezeichnen, daß diese beiden verwandten Fakultäten jetzt wieder zusammengeführt wurden, nachdem sie in den letzten Jahrzehnten sich kaum mehr umeinander kümmerten. Den Vorteil hiervon wird jeder haben. Der Ingenieur wird angeregt, mehr in gediegenen und ästhetisch befriedigenden Bauformen zu konstruieren, der Architekt hingegen lernt die Grundsätze der Statik und Wirtschaftlichkeit würdigen, die für den Ingenieur höchstes Gesetz bedeuten. So sind aus dem gegenseitigen Befruchten ihrer Gedankengänge bereits viele Bauwerke entstanden, die man ohne weiteres als Spitzenleistungen bezeichnen kann.

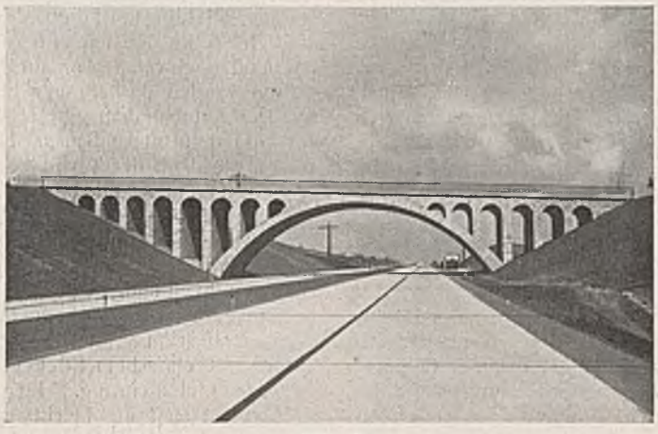


Abb. 1.

Die Abb. 1, 2 u. 3 dreier verschiedener Wölbbrücken zeigen das neuzeitliche Streben. Während in Abb. 1 eine Wölbbrücke, ganz aus Muschelkalk, durch ihre schöne Linienführung und durch fachgemäße Bearbeitung des Steinmaterials besonderen Eindruck macht, kommt bei der Eisenbetonbrücke in Abb. 2 durch die aufgelockerte Aufständerung der Fahrbahn etwas mehr der Ingenieur zur Geltung. Bei der Eisenbetonbrücke der Abb. 3 vereinigen sich schöne ästhetische Formgebung mit hohem Ingenieurkönnen zu befriedigender Lösung.

Beachtlichen Anteil am neuen Bauen bei der Reichsautobahn haben auch unsere Landschaftsberater. Diese Berufsgruppe ist aus Diplomgärtnern hervorgegangen und bildet eine völlige Neuerscheinung auf dem Gebiete des Ingenieurbauwesens. Ihnen obliegt die Gestaltung des Raumes längs der Autobahnen, um die Fahrt zu einem eindrucksvollen Erleben der deutschen Heimat zu machen. Einerseits werden Landschaftsräume, die sich all zu sehr ins Weite verlieren, durch Anpflanzung bodenständiger Bäume und Sträucher enger begrenzt, anderseits legt man Baumgruppen, Waldkulissen usw. nieder, um behinderte Ausblicke zu eröffnen. Dem seitlich der Autobahn Wandernden aber soll sich die Landschaft trotz Einfügung eines neuen Werkes der Ingenieurkunst zu einem harmonischen Bilde runden.

Ein charakteristisches Beispiel für die gestaltende Tätigkeit der Landschaftsberater sind die beiden Abb. 4 und 5. Abb. 4 ist eine Landschaft längs der Reichsautobahn zwischen Halle und Leipzig, die durch ihre Trostlosigkeit auffällt. Abb. 5 zeigt das Aussehen der gleichen Gegend in einigen Jahren, wenn die von den Landschaftsgestaltern bereits ausgeführten Anpflanzungen groß geworden sein werden.

Zu den weiteren Neuerscheinungen auf der Baustelle zählt auch der Bodenkundler, dessen Arbeitsfeld früher nur eine reine Laboratoriumsarbeit war. Man hat erkannt, daß unsere Erde nicht nur ein tragendes Bauelement ist, sondern ebenso Baustoff wie alle andern. Man hat gelernt, daß es nicht mehr genügt, ein Gutachten des Geologen herbeizuziehen und dann nach dem bloßen Augenschein die Eigenschaften der Massen zu beurteilen. Es bedarf vielmehr sehr gründlicher, physikalischer Untersuchungen ungestörter Bodenproben, um die jeweils richtigen Baumaßnahmen treffen zu können. Durch die Arbeit der Bodenkundler wird es ermöglicht, selbst bei weniger gutem Boden, vor dem man früher zurückschreckte, Bauten auszuführen, die den Regeln der Baukunst vollauf Genüge leisten, anderseits wird rechtzeitig vor gefährlichen Bauvorhaben gewarnt. Durch zusätzliche Einbauverfahren können nahezu alle vorkommenden Massen als Schüttgut benutzt werden. So wird das Aussetzen weniger guter Massen eingespart und der Massenverteilungsplan wirtschaftlicher. Die Frostgefährlichkeit, die man früher als etwas beinahe Unvermeidliches hinnahm und die für den Zustand der Straßen geradezu verhängnisvoll werden kann, wird jetzt mit Sicherheit vorausbestimmt und erfolgreich bekämpft. Die Unterlagen hierfür werden auf Grund der Erkenntnis der Gesetze für die Eisbildung durch Ermittlung der Kornverteilung und der Kapillarität einerseits und der Wasserverhältnisse anderseits geschaffen. Auch die

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

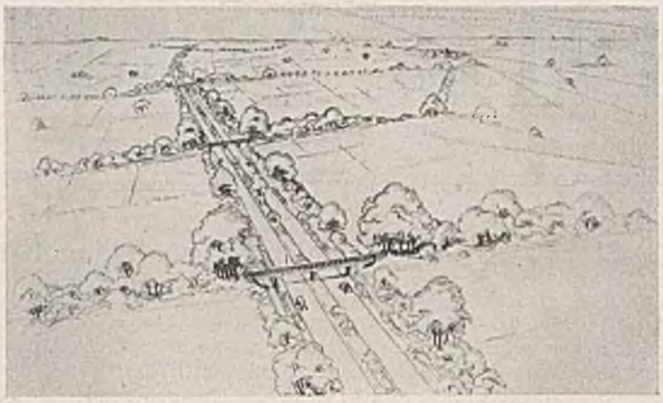


Abb. 5.

Setzungen der Brücken und Dämme, die unter dem Einfluß des Eigengewichtes und dynamischer Lasten zu erwarten sind, werden ebenso wie ihr zeitlicher Verlauf mit ziemlicher Genauigkeit vorausberechnet, zumindest bei allen größeren Bauwerken. Hier müssen auch die Untersuchungen auf Bodenkompression bei weichem Untergrunde und die baulichen Gegenmaßnahmen, z. B. Auflösung der Widerlager, erwähnt werden. Diesen Bodenuntersuchungen verdanken wir ferner, daß wir dem Moor durch die mit vollem Erfolg ausgeführten Moorsprengungen heute nicht mehr so machtlos gegenüberstehen wie früher. Auch gehört hierher das Verdichten der Dammschüttungen durch Großgeräte mit 2 bis 3 t schweren Stampfplatten in einer Weise, wie sie früher nicht gekannt war, und wie sie bei den kurzen Baufristen geradezu unerläßlich geworden ist. Alles das sind Erkenntnisse, die nicht nur für den Bestand der Bauwerke, sondern insbesondere auch für die gute Erhaltung der Fahrbahndecken von größter Wichtigkeit sind und deshalb nicht ohne Einfluß auf die bauliche Ausgestaltung bleiben.

Ohne das in den letzten Jahren entwickelte Verdichten der Dämme wäre es undenkbar, die Fahrbahndecken auf den frisch geschütteten Massen in so betriebsicherem Zustande zu erhalten, daß der Charakter der Autobahn als Schnellbahn erhalten bleibt. Voraussetzung ist freilich, daß die Verdichtung eine möglichst gleichmäßige ist, denn andernfalls würden größere ungleichmäßige Setzungen zu schwerer Behinderung des Schnellverkehrs führen. Betondecken haben — abgesehen von ihrer Ebenheit und Griffigkeit — den Decken auf Packlage gegenüber den Vorzug, daß sie lastenverteilend wirken, geringfügige ungleichmäßige Bodensetzungen überbrücken und dadurch eben bleiben. Gerade dieser Umstand ist wichtig für die schnellfahrenden Autos, die andernfalls bei Mulden- oder gar Stufenbildung in arge Schwingungen versetzt würden. Sollten aber doch solche Betonplatten absacken, dann können sie durch Unterpressen von Zementmörtel mühelos gehoben werden.

Die Herstellung der Betondecken setzt in erster Linie gründliche Kenntnis des Betonbaues voraus, zum anderen erfordert sie peinliche Einhaltung der Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken. Bezüglich der Materialauswahl, der Baustoffprüfung, der Aufbereitung und Verarbeitung des Betons, der Mischmaschinen, der Deckenfertiger usw. wurden große Fortschritte erzielt. Die Kenntnisse in der Einrichtung des Baubetriebes wurden wesentlich erweitert, so daß die Bauarbeiten wirtschaftlicher durchgeführt werden als früher. Auch die Erkenntnisse des Deckenaufbaues wurden vertieft; so wird z. B. der Eisenbewehrung der Straßendecke heute keine statische, sondern nur eine mechanische Wirkung zuerkannt. Sie soll der Erweiterung der Risse durch Schwund oder Planumsänderung entgegenwirken und dadurch die mechanische Zerstörung der Platte aufhalten. Die Zementindustrie versucht einen Zement herauszubringen, der neben größter Biegefestigkeit geringe Schwundneigung besitzt, so daß die Eisenbewehrung sich schließlich ganz erübrigt. Es sind jetzt bereits mehrfach Betondecken ohne Eiseneinlagen hergestellt worden, allerdings mit größerer Betondicke als sonst üblich. Zweifellos ist die Betondecke den nur in beschränktem Umfange angewendeten Pflasterdecke oder Schwarzdecken auf Packlage überlegen. Derartige Ausführungsweisen werden deshalb nur in besonders gelagerten Fällen bevorzugt.

Der Autobahnbau gibt reichlich Gelegenheit zu neuem Aufschwung des gesamten Brückenbaues. Im Stahlbau sind die vollwandigen Balkenträger, die dank der Tüchtigkeit unserer Statiker und Konstrukteure auf hohe Stufe entwickelt werden konnten, sehr häufig angewendete Bauformen. Bis zu Stützenweiten von über 100 m wurden Vollwandträger verwendet und damit Bauwerke geschaffen, die imposant und elegant zugleich wirken. Sie gehören zu den schönsten Ingenieurbauwerken, und viele von ihnen enthalten beachtliche Neuerungen. Für größere Stützweiten werden Fachwerkträger bevorzugt, weil sich durch diese Konstruktionen der Verbrauch an Stahl einschränken läßt. Die geradlinig durchlaufenden Träger mit einfachem Strebenzug geben nach heutigem Geschmack die schönste Linienführung. Eine bemerkenswerte Neuerung im Stahlbrückenbau sind die Leichtfahrbahnen, mit denen es gelungen ist, das Eigengewicht der Fahrbahntafel samt Deck- und Verschleißschicht bis auf etwa 30 % zu senken, nämlich von 1200 kg/m² auf etwa 350 kg/m². Besonderer Erwähnung bedürfen die Fortschritte in der Schweißtechnik. Heute wird das Schweißen bereits bei Straßenbrücken bis zu 100 m Stützweite ausgeführt.

Neben bautechnischer Vollkommenheit der Stahlbrücken wird großer Wert auf gute architektonische Wirkung gelegt. Besonders wichtig für den Gesamteindruck ist u. a. auch die Gestaltung der steinernen Pfeiler und der Stahlstützen, denen man deshalb besondere Sorgfalt angedeihen läßt. Auch hat man erkannt, daß Stahl und Naturstein besser zusammen passen als Stahl und Beton, und man hat die Schönheit guten Fugenschnittes und zünftiger Steinbearbeitung wieder schätzen gelernt.

Ein Beispiel hierfür ist das Bild des ersten Bauwerks der Kreuzung zweier Reichsautobahnen zwischen Halle und Leipzig (Abb. 6), das man in seiner Linienführung als besonders wohlgelungen bezeichnen kann.

Im Eisenbetonbrückenbau wurde die Wettbewerbsgrenze gegenüber Stahlbauten wesentlich erhöht durch Verbesserung der Baustoffe und durch geschickte Konstruktionen. Durch wiederholte Verwendung der Lehrgerüste in geeigneten Fällen wurde der Eisenbetonbau wirtschaftlicher gestaltet und so dem kühnen Freivorbau der Stahlbrücken ein wirksames Gegengewicht entgegengestellt. Ein vortreffliches Beispiel für die Fortschritte im Bau von Eisenbetonbrücken ist die Wölbbrücke über das Teufelstal bei Stadtroda unweit Jena (Abb. 7). Die Stützweite dieser

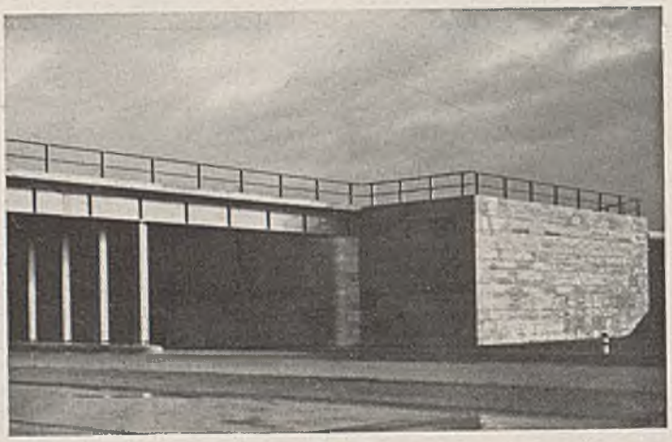


Abb. 6.

Abb. 7.

größten Eisenbetonwölbbrücke Deutschlands, die aus zwei getrennten Hälften besteht, beträgt 138 m bei rd. 58 m Scheitelhöhe über der Talsohle. Die Gesamtlänge der Brücke ist 270 m. Das Lehrgerüst (Abb. 8) war auf Rollenlagern so montiert, daß es nach Fertigstellung der einen Brückenhälfte seitlich verschoben werden konnte, um der Herstellung der anderen Brückenhälfte zu dienen.

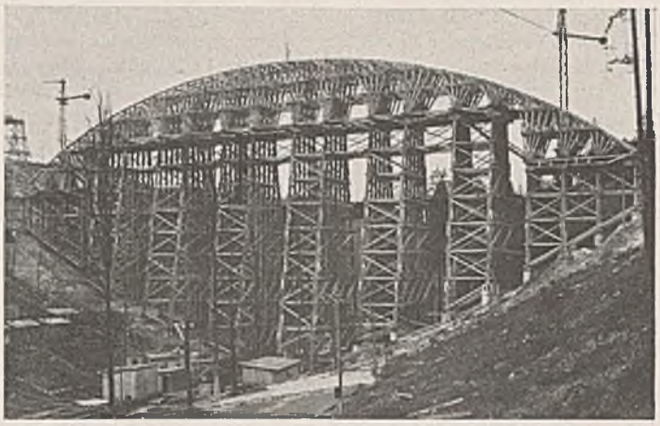


Abb. 8.

Auch Brückenbauwerke aus Naturstein werden jetzt in Abmessungen und Formschönheit gebaut, wie sie früher ungekannt waren. Als Beispiel sei in Abb. 9 die Saalebrücke bei Jena gezeigt, deren Ausführungsweise vom Führer selbst bestimmt wurde. Die Brücke ist rd. 700 m lang und hat bei einer größten Höhe von 21 m eine Neigung von 1 : 200. Alle Kämpfer liegen in einer Waagerechten und sind möglichst tief herabgezogen, um hierdurch und unter Anwendung größter Pfeilermaße einen wuchtigeren Eindruck zu erzielen, als dies hochliegende Kämpfer vermöchten. Die Gewölbe haben Kreisbogenform mit stetig abnehmenden Halbmessern.

Beim Autobahnbau bewegt sich alles Schaffen in Größenzahlen, die früher unbekannt waren. Hierbei ist es gleichgültig, ob es sich um die Baustoffe für Fahrbahndecken und Kunstbauten oder um Erd- und Felsarbeiten handelt. Das erfordert nicht nur die Anspannung aller Kräfte für die Beschaffung der Baustoffe, sondern äußert sich auch in sprunghafter Leistungssteigerung der Baumaschinen. Beides aber dient schließlich der Ankurbelung der gesamten Bauindustrie und ist so ein weiterer Erfolg des neuen Bauens bei der Reichsautobahn.

Nicht unerwähnt bleiben dürfen die Rückwirkungen, die die Autobahnen auf den Städtebau ausüben werden und insoweit neue Baugedanken auslösen. Die Hauptverkehrsstraßen der meisten unserer Städte, insbesondere unserer Großstädte, sind bereits jetzt überaus stark belastet. Durch die unaufhaltsam fortschreitende Motorisierung unseres Verkehrs

Abb. 9.

wird die Verkehrsdichte sicher zunehmen, besonders bei den Städten, die unmittelbaren Anschluß an die Reichsautobahn erhalten. Notwendigerweise werden die ohnehin schon stark befahrenen Hauptdurchgangsstraßen noch mehr belastet. Deshalb wird es wohl für manche dieser Städte unausbleiblich werden, rechtzeitig für Umgehungsstraßen zu sorgen, um wenigstens den Durchgangsverkehr von der Hauptstraße abzuleiten. Auch die Sorge für ausreichende Parkplätze wird sich mancherorts kaum aufschieben lassen. Daß sich die Einführung der Zubringerstraßen in das städtische Verkehrsnetz baukünstlerisch besonders schön entwickeln läßt, wird den Städtebauern ein willkommener Anreiz zu neugestaltendem Bauen sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung der Mittelweser.

Von Regierungs- und Baurat **Odenkirchen**, Hannover.

1. Vorgeschichte.

Bereits im Jahre 1899 hatten Preußen und Bremen einen Staatsvertrag geschlossen, in dem sich Bremen verpflichtete, die Weser von Minden bis Bremen zu kanalisieren. Als im Jahre 1905 die Durchführung des Mittellandkanals auf die Strecke bis Hannover beschränkt wurde, lehnte Bremen die frühere Verpflichtung ab. Man behalf sich dann mit Talsperren im oberen Quellgebiete der Weser, die in Trockenzeiten die Weser anreichern sollten. Aber weder diese Maßnahmen noch Stromregulierungsbauten konnten der Weser die Eigenschaften einer neuzeitlichen Wasserstraße geben. Im Mittel der Jahre 1919 bis 1921 z. B. konnte die Tragfähigkeit der Schiffe während sechs Monate nur mit 50% ausgenutzt werden. Die bisher erreichte Fahrwassertiefe von 1,4 m bei EMKIW. ab Minden mußte unbedingt auf 2,3 m erhöht werden, um das Ableichtern der Kanalschiffe in Minden, das etwa 600000 bis 800000 RM Kosten/Jahr entstehen läßt, zu vermeiden.

Dies war nur zu erreichen durch die Vollkanalisierung der Strecke von Minden bis Bremen, für die nach dem Aufbruch des Jahres 1933 endlich die ersten Mittel bewilligt wurden.

2. Zweck und Bedeutung.

a) Vollwertige Wasserstraße.

Die Hauptbedeutung der Kanalisierung der Mittelweser liegt darin, daß sie demnächst als vollwertige, für 1000-t-Schiffe jederzeit befahrbare Wasserstraße unser westliches Industriegebiet mit dem Seehafen Bremen und nach dem in Aussicht stehenden Ausbau des Hansakanal-Teilstücks rechts der Weser dann auch mit dem Hamburger Hafen verbindet. Ein starker Aufschwung des Wasserverkehrs wird die Folge sein, der sich nach Durchführung des Mittellandkanals nach der Elbe hin auch von dort her weiter beleben wird. Die jetzigen vorübergehenden Nachteile für die Schiffahrt, die in den Aufenthalten an den bestehenden Einzelschleusen Dörverden und Hemelingen bestehen, werden dann auch überwunden sein, da die Vollkanalisierung sie wettmacht.

b) Speisung.

Ein weiterer Vorteil der Kanalisierung der Mittelweser besteht in der Möglichkeit, die Speisungsfrage für den Mittellandkanal in guter Weise zu lösen, indem nunmehr mittels des Pumpwerks in Minden aus der bis Minden reichenden Haltung des Wehres bei Petershagen Wasser in größerer Menge und in besserer Verteilung als bisher in den Kanal gepumpt werden kann.

c) Abgabe von Wasser an die Landwirtschaft.

Liegt die Hauptbedeutung der Mittelweserkanalisierung auch auf verkehrswirtschaftlichem Gebiete, so kommt bei ihr auch die Landeskultur nicht zu kurz. Einmal wird es möglich sein, von den bei Minden in den Kanal gepumpten Wassermengen in trockenen Zeiten einen Teil an die Landwirtschaft abzugeben, um damit den notleidenden Bewässerungsgenossenschaften des Aue-, Hase- und Huntegebiets und anderen mehr, denen beim Bau des Kanals Wasser zu Bewässerungszwecken in Aussicht gestellt worden war, zu helfen. In derselben Weise kann an sämtlichen Staustufen Wasser zu Bewässerungszwecken aus der Mittelweser abgegeben und von da gegebenenfalls nach künstlicher Hebung auch auf größere Entfernung weitergeleitet werden.

d) Entwässerungsmöglichkeiten.

Ein weiterer Vorteil ist die Möglichkeit einer umfangreichen Entwässerung bereits jetzt zu tief liegender Gebiete durch Anlegung eines neuen bzw. Ausbau des vorhandenen Grabensystems und dessen Einführung in das Unterwasser der Staustufen. Eine derartige Anlage ist z. B. geplant bei der Staustufe Drakenburg. Die Anlage ist auf genossenschaftlicher Grundlage aufgebaut und in großen Abschnitten schon fertig.

e) Aufhöhungen.

Als nächsten Vorteil der Kanalisierung für die Landeskultur nenne ich die Möglichkeit, aus dem Aushubboden der Schleusenkanäle schon jetzt nasse Flächen aufzuhöhen und in die richtige Lage zum Stauspiegel zu bringen, so daß sie nach Errichtung der Staue bessere Erträge abgeben als vorher. Ich nenne hier die Aufhöhung der etwa 50 ha großen Aueniederung bei Lahde, Staustufe Petershagen. Auch bietet sich die Möglichkeit, den Boden auf Moorflächen zu bringen und diese damit der landwirtschaftlichen Bewirtschaftung erst zu erschließen, wie es im Balger Moor bei Staustufe Drakenburg geschehen ist.

Alles in allem werden durch die geplanten Anlagen die etwa entstehenden Verwässerungs- und Trockenschäden wirksam ausgeglichen und darüber hinaus noch wesentliche landeskulturelle Verbesserungen erzielt.

Hinzu kommt noch, daß auf Grund eines besonderen Gesetzes der Landausgleich im wesentlichen im Wege der Verkoppelung geschieht, so daß auch hier mancher Vorteil für die betroffenen Gemeinden herausspringt, der den Verlust durch Landabgabe zu mildern geeignet ist.

f) Kraftausnutzung.

Mit den landwirtschaftlichen Belangen hängt die Möglichkeit zusammen, an sämtlichen neuen Staustufen Kraftwerke anzulegen und damit insgesamt 170 Mill. kWh/Jahr elektrischer Arbeit zu erzeugen.

3. Die baulichen Maßnahmen.

Zwangspunkte für die Kanalisierung waren die bereits vorhandenen Staustufen Dörverden und Hemelingen. Die eingehende Entwurfsbearbeitung in den Jahren 1927/28 hat ergeben, daß fünf neue Staustufen erforderlich sind, und zwar

neu:	alt:
Petershagen	
Schlüsselburg	
Landesbergen	
Drakenburg	
	Dörverden
Langwedel	
	Hemelingen

(vgl. Abb. 1).

Die zu kanalisierende Strecke ist 156 km lang. Sie wird infolge Abschneidens der Weserschleifen durch die Durchstiche um insgesamt 24 km auf 132 km abgekürzt.

Das zu überwindende Gefälle zwischen der obersten Staustufe Petershagen und Hemelingen beträgt 37 — 4,5 = 32,5 m. Es wechselt an den einzelnen Staustufen zwischen 4,5 und 6,0 m, bezogen auf den hydrostatischen Stau (vgl. Abb. 2). Der Stauspiegel ist nach der vorhandenen Höhenlage der Ufer so festgesetzt worden, daß eintretende Verwässerungen mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln beseitigt und Trockenschäden auf ein Mindestmaß gebracht werden können.

An jeder Staustufe wird die vorhandene Weserschleife durch einen Durchstich abgeschnitten, der in Zukunft den Verkehr aufzunehmen hat.

Abb. 1. Lageplan der Staustufen.

Die Schleusenkanäle werden so ausgebildet, daß sich unter gewöhnlichen Verhältnissen zwei Schleppzüge gut begegnen können. Die Erfahrungen in Dörverden lassen es aber als richtig erscheinen, die Kanäle so einzurichten, daß auch bei abgelassenem Stau (Katastrophenfall od. dgl.) die Schiffahrt einschiffig bis zu einer dem EMKIW. entsprechenden Tauchtiefe von 1,4 m möglich ist. Hierbei soll dann unter dem Schiffsboden ein freier Raum von 0,2 m bleiben (vgl. Abb. 3).

Es hat sich nämlich herausgestellt, daß die Schiffer bei jahrelangem Fahren durch den Schleusenkanal die Fahrverhältnisse auf dem Wehrarm der Weser nicht mehr kennen und es daher vorziehen, bei abgelassenem Stau — wenn auch unter Erschwernissen — weiter durch den Schleusenkanal zu fahren.

Im Unterwasser liegt die Sohle 2,3 m unter NNW.

Die Querschnittsflächen der Oberkanäle sollen bei gehaltenem Stau wenigstens das fünffache des eingetauchten Schiffsquerschnitts, demnach also $5 \cdot (2{,}0 \cdot 9{,}0) = 90$ m² betragen. Das gleiche Maß gilt für die Unterkanäle bei EMKIW.

Bei NNW ermäßigt sich der Querschnitt auf $F = 4 \cdot (2{,}0 \cdot 9{,}0) = 72$ m².

Die wenigstens 350 m langen Vorhäfen sind für die normale Fahrt dreischiffig angelegt; bei niedergelegtem Stau sind sie zweischiffig.

An die im Oberwasser in der Mitte 0,3 m eingetiefte, im Unterwasser waagerechte Sohle setzt sich eine Böschung 1 : 4 und an diese eine Böschung 1 : 3 an. Die obere Böschung ist mit einer 0,3 m dicken Steinschüttung versehen, die im Oberwasser etwa 1,0 m unter Stauspiegel im Unterwasser, 1,0 m unter EMKIW. herabreicht.

Zur Bequemlichkeit der Schiffahrt und etwaiger Baggerbetriebe sind in Höhe von etwa 1,0 m über Stauspiegel im Oberwasser und etwa 1,5 m über GW im Unterwasser 2,0 m breite, mit Pollern besetzte Bermen angeordnet.

Von hier ab setzt sich die Böschung je nach den örtlichen Verhältnissen mit 1 : 3 bzw. 1 : 2 bis zum Gelände oder den Kanalseitendämmen fort.

Soweit die Hochwasserverhältnisse es zulassen bzw. es erforderlich machen, sind die Schleusenkanäle auf Sommerdeichhöhe oder volle Deichhöhe eingedeicht. Die Deiche haben eine Kronenbreite von 3,5 m und eine landseitige Böschung von 1 : 2 bzw. 1 : 2,5.

Auf ihrer ganzen Länge sind die Schleusenkanäle mit einer genügenden Anzahl von Pollern und Treppen ausgestattet, um das Festmachen der Schiffe zu unterstützen und dabei eine Beschädigung der Kanalteile zu vermeiden. Die Einfahrt in die Kanäle von oberstrom aus soll durch Molenwerke ähnlich der Dörverdener Anordnung, die sich bewährt hat, erleichtert werden. Diese Mole ist dreiteilig; sie hat zwei Öffnungen, durch die beim Einfahren des Schiffes das von diesem in den Kanal hineingestaute Wasser abfließen kann. Hierdurch wird die Fahrt des Schiffes bedeutend glatter.

Soweit die Schleusenkanäle das bestehende Verkehrsnetz durchschneiden, sorgen Brücken für dessen Wiederherstellung.

Die Widerlager der Brücken werden größtenteils in Beton errichtet. Vereinzelt bei schlechterem Untergrunde finden Peiner Bohlen Verwendung. Auch sind verschiedentlich Eisenbetonpfähle notwendig, um Anschluß an den guten Untergrund zu finden. Für die Überbauten ist als Baustoff Stahl gewählt worden. Als Tragwerke sind Langersche Balken, bei Stützweiten unter 60 m und bei den Brücken über die Schleusenhäupter und Wehre Blechbalken vorgesehen. Von der Schweißung wird Gebrauch gemacht, soweit die neuesten Erfahrungen dies zulassen. Den Anforderungen des Vierjahresplanes wird durch Ersatz der Buckelplatten durch Eisenbetonfahrbahnen Rechnung getragen.

Die fünf Schleppzugschleusen, die den Schiffsverkehr in den Schleusenkanälen vermitteln, haben eine Gesamtlänge von 350 m, so daß ein Schlepper mit vier Kähnen gleichzeitig geschleust werden kann. Stromab ist durch ein Mitteltor eine kleine Schleuse von 85 m Länge abgetrennt, die dem auch auf der Weser immer mehr aufkommenden Verkehr der Einzelfahrer Rechnung trägt.

Die Schleusen sind 12,5 m breit, so daß auch die zur Zeit noch verkehrenden Raddampfer mit 12,3 m größter Breite verkehren können. Der Oberdrempel liegt 0,5 m unter Kanalsohle, der Unterdrempel im Interesse der guten Einfahrt in die Schleuse 3,5 m unter NNW (vgl. Abb. 4).

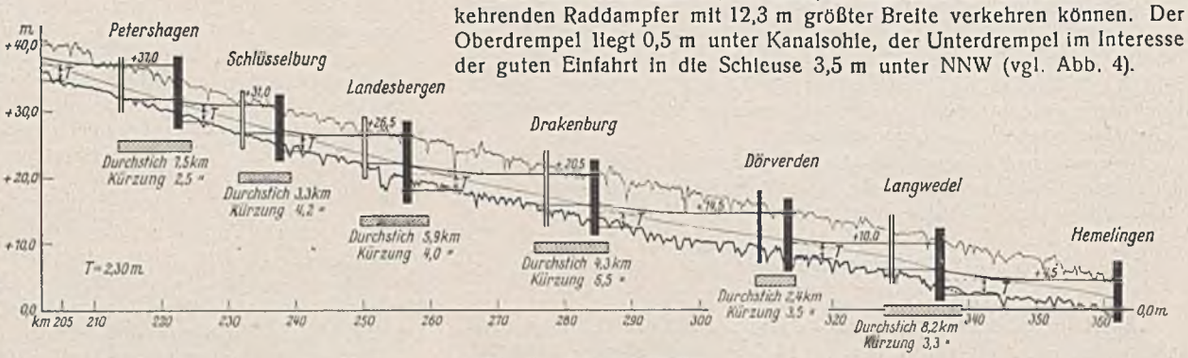


Abb. 2. Längenschnitt.

Als Verschlußeinrichtungen sind Stemmtore vorgesehen, die möglichst einfache Betriebsverhältnisse gestatten. Der vorgenannte Grundsatz gilt auch für alle übrigen Betriebsteile. Man hat sich daher auch nicht zu Torschützen entschließen können, die äußerst empfindlich gegen äußere Beschädigungen und Eisbildung sind; vielmehr ist man zu Umläufen in

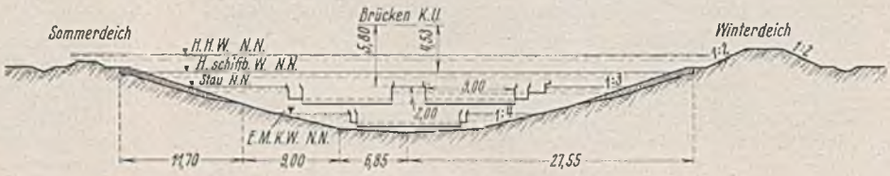


Abb. 3. Querschnitt eines Schleusenkanals.

den Häuptern zurückgekehrt, die durch Rollkeilschütze verschlossen werden.

Hierbei ist für das Oberhaupt die Anordnung der Schleuse Hameln gewählt mit Einlauf von der Tornische und Einführung des Schleusenwassers in drei durch Zwischenwände getrennte Kammern von der Sohle her. Die Einzelheiten der Anordnungen sind durch eingehende Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau zu Berlin geprüft und festgelegt worden.

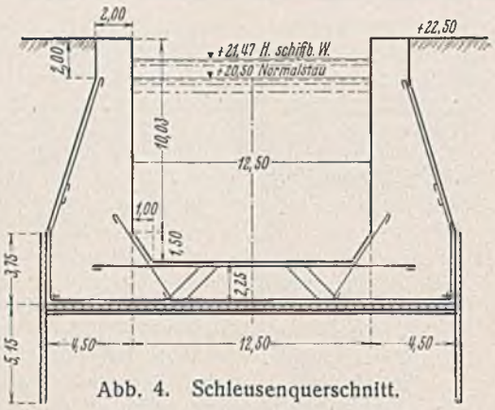


Abb. 4. Schleusenquerschnitt.

Bei einer größten Zuflußmenge von 60 m³/sek vom Oberhaupt her ergibt sich eine Füllzeit für die gesamte Schleuse bei Höchstgefälle von 13,25 min. Die Füllzeit geht für das am häufigsten vorkommende Gefälle von etwa 4,5 bis 4.65 m auf 10,5 min zurück. Die Entleerung dauert bei einem Abfluß von 40 m³/sek bei Höchstgefälle von 6 m rd. 16²/₃ min. Bei 5,5 m Gefälle und 60 m³/sek Höchstmenge geht die Entleerungszeit herunter auf 12 min. Die Große der Umläufe ist folgende:

Oberhaupt	$E = 5{,}1$ m²
Mittelhaupt	$E = 4{,}0$ „
Unterhaupt	$E = 5{,}98$ „

Die Modellversuche haben ein durchaus glattes Zu- und Abfließen des Wassers und ein ruhiges Liegen der Schiffe ergeben. Der Trossenzug steigt nicht über 1/700. Nach den bisherigen Untersuchungen über die Bodenverhältnisse ist für drei Schleusen ein Querschnitt mit biegungsfester Sohle gewählt worden. Es ist anzunehmen, daß dieser auch für die übrigen beiden gewählt werden wird.

Diese Anordnung setzt den angreifenden Kräften Masse entgegen und verhütet die Nachteile einer etwaigen Zerstörung der Sohle infolge Durchdringens von Wasser und Sand. Es kommt hinzu, daß Spundwandschleusen der jetzigen Eisenknappheit nicht genügend Rechnung tragen, während man die Eisenbewehrung der Betonquerschnitte durch Heraufsetzung der zulässigen Spannungen unter der Voraussetzung der Herstellung eines guten dichten Betons herabsetzen kann.

Die Möglichkeit, bei richtiger Wahl der Zuschlagstoffe einen praktisch dichten Beton zu erzielen, gestattet, auf die sehr umstrittene Verblendung zu verzichten.

Als Bindemittel zum Beton sind gewählt 250 kg Hochofenzement und 65 kg Traß (je m³ Beton). Bei wichtigeren Bauteilen oder da, wo nur Füllbeton benötigt wird, kann sich dieses Maß der Bindemittel entsprechend ändern.

Die Sohle und wichtigen Teile der Häupter erhalten Eiseneinlagen. Zur Vermeidung von Schwindspannungen wird die Schleusenmauer in Blöcke von 12 m Länge aufgeteilt.

Die Ausrüstung der Schleusen mit Spillen, Pollern, Haltekreuzen, Leitern und Kantenschutzeisen ist dem Interesse eines schnellen und sicheren Verkehrs angepaßt.

Die Wehre für die Weserkanalisierung werden als Schiffsdurchlässe ausgeführt, um gegebenenfalls die Schiffahrt bei Sperrung der Schleusen durch den Wehrarm durchführen zu können. Sie erhalten je nach der Größe des bei Hochwasser frei zu machenden Querschnitts zwei oder drei Öffnungen von 35 bis 40 m lichte Weite. Eine kleine Prahmschleuse an jedem Wehr gestattet das Durchschleusen von kleinen Kähnen, Flößen und Sportbooten. Fischpaß und Aalleiter sorgen für den ungehinderten Verkehr der Fische. — Bei der Aufstellung der Wehrentwürfe wird auf die Möglichkeit, später neben den Wehren Kraftwerke zu errichten, Rücksicht genommen.

Da sich der Wasserstand in den Staustrecken oberhalb der Wehre ändert, werden die bestehenden Deckwerke dort bis 0,75 m über den zukünftigen Stauspiegel bei EMKIW. erhöht. Auch findet hierbei eine weitgehende Regulierung der Ufer statt. Oberhalb der Einfahrten in die Schleusenkanäle werden Liegestellen für die auf Einfahrt wartenden Schleppzüge angelegt.

4. Kosten.

Nach dem Kostenanschlag vom 15. Januar 1934 betragen die Gesamtkosten

Staustufe	Petershagen	15,6 Mill. RM
„	Schlüsselburg	10,6 „ „
„	Landesbergen	14,1 „ „
„	Drakenburg	12,6 „ „
„	Langwedel	21,6 „ „
		74,5 Mill. RM.

Von dieser Summe sind in den Jahren 1933 bis 1937 zur Verfügung gestellt rd. 17,5 Mill. RM, so daß noch gebraucht werden 57 Mill. RM.

Zur Zeit ist der Stand der Hauptbauarbeiten folgender:

Bei Staustufe Drakenburg sind die Erdarbeiten bis auf einen kleinen Rest beendet. Die Schleuse wird demnächst ausgeschrieben. Die Arbeiten am Wehr sind im Gange.

Der Mittelpfeiler ist nahezu fertig.

Bei Staustufe Petershagen sind etwa 60 % der Erdarbeiten beendet. Die Wehrarbeiten stehen kurz vor der Inangriffnahme.

Bei Staustufe Langwedel sind die Erdarbeiten im Gange. Eine Deichverlegung und ein Teil des neuen Vorflutgrabens als Ersatz der alten Aller mit den zugehörigen Bauwerken sind fertig.

Bei den Staustufen Schlüsselburg und Landesbergen setzen die Bauarbeiten im Laufe dieses Jahres ein. Für die Fertigstellung der gesamten Arbeiten war der 1. April 1941 angesetzt. Arbeitermangel, Angestelltenmangel und Eisenknappheit bringen jedoch eine gewisse Verlangsamung der Arbeiten mit sich, so daß dieser Termin sich voraussichtlich hinausschieben wird.

Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 10/11.)

II. Teil.

Die Hypothese von Freyssinet, die im I. Teil dieser Abhandlung (Bautechn. 1938, Heft 10/11) ausführlich erläutert und begründet wurde, bringt erstmalig eine anschauliche Vorstellung über die Molekularkräfte und vor allem eine Beziehung für den Grenzfall des Verdampfungsgleichgewichts, also für die Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt der Luft. Dadurch, daß Freyssinet sie an der Hand großer physikalischer Modelle herleitet und schließlich durch einen Grenzübergang auf Poren mit einer Weite von nur mehreren Millionstel Millimetern anwendet, wird die Anschaulichkeit etwas erschwert. Man vermißt bestimmte Zahlenwerte für das Betonmaterial und vor allem Beziehungen zu den federnden (elastischen) und bleibenden Formänderungen. Während Freyssinet diese Lücken durch weitere, etwas geheimnisvolle Zusatzhypothesen zu schließen sucht, die nicht leicht darzustellen und zu veranschaulichen sind, wollen wir an der Hand einfacher, offensichtlicher Feststellungen bei unseren Betonversuchen durch Analogiebildung eine neue Alterungshypothese aufstellen und ihren ersten Teil als Steighöhenhypothese und ihren zweiten Teil als Dauerdehnungshypothese bezeichnen.

Unter Alterung verstehen wir die Veränderung des Baustoffgefüges mit der Zeit, insbesondere hinsichtlich seines elastischen und plastischen Verhaltens unter der Belastung. Im Gegensatze zu Freyssinet gehen wir dabei von versuchsmäßigen Feststellungen an Betonkörpern aus, die bei der Steighöhenhypothese mit dem physikalischen Modell der Kapillarröhre aus Glas verglichen werden. Für die Dauerdehnungshypothese gibt uns der analoge Fall der bekannten Dauerfestigkeitsversuche mit Betonkörpern ein anschauliches Bild über den Einfluß der Zeit hinsichtlich des Fließens oder Kriechens, wobei der Unterschied nur darin besteht, daß an Stelle der schwingenden Dauerbelastung eine gleichbleibende Dauerbelastung beim Kriechen wirkt. Auf Grund eines Gleichnisses[12]) können wir jeweils eine analytische Gleichung zwischen den Grundgrößen aufstellen und damit zahlenmäßige Beziehungen zwischen den gemessenen Werten des Schwind- oder Kriechmaßes, der Kapillarpressung und den Materialfestwerten finden. Durch die Versuchsergebnisse lassen sich diese Beziehungen veranschaulichen und begründen. Dabei ist es vor allem auch möglich, durch künftige neue Versuchsergebnisse diese Hypothese zu ergänzen und planmäßig weiter auszubauen.

Eine solche neue Hypothese erfüllt dann ihren Zweck, wenn sie uns einen Schritt in der Erkenntnis von physikalischen Zusammenhängen vorwärtsbringt, die wir heute noch nicht unmittelbar messen können (wie z. B. den elastischen und plastischen Anteil von Weg und Energie beim Schwinden und Kriechen), wenn sie zahlenmäßig verwendbare Rechnungswerte liefert und das Geheimnis dieser wenig erforschten molekularen Vorgänge etwas weiter lüftet. Sie kann so lange gebraucht werden, als sie nicht durch eine andere, bessere Hypothese auf Grund von Versuchen ersetzt wird.

[12]) Solche Analogien oder Gleichnisse, z. B. auf Grund übereinstimmender analytischer Funktionen bei verschiedener Deutung ihrer Veränderlichen, waren in der Mechanik wiederholt wertvoll, wie das Gleichnis zwischen Torsionsspannung und Seifenhaut von Prandtl, das hydrodynamische Gleichnis von A. Föppl und die zeichnerische Darstellung der Biegelinie von Mohr.

A. Die Vorstellung des Schwind- und Kriechvorganges.

I. Im Vergleich zu einem vollen, massiven Körper ist der Beton sowohl porig als auch fest, weshalb wir ihn als einen porig-festen Körper bezeichnen (anstatt wie Freyssinet als pseudofesten Körper). Für die Festigkeit ist die bekannte Prismenfestigkeit K maßgebend, die je nach der Schlankheit der Prismen 70 bis 80% der Würfelfestigkeit W_b beträgt[13]). Sie kennzeichnet die Festigkeit der Porenwände und ihren Widerstand gegen Schrumpfen beim Schwinden oder Kriechen. Bei den Poren sind zu unterscheiden die mit Luft gefüllten, trockenen Poren, die nach außen hin vollständig abgeschlossen sind, und die wassergefüllten Poren, die entweder noch Anmachewasser in geschlossenen Poren oder aber zusätzliches Wasser enthalten, das bei der Wasserlagerung (oder infolge von Regen oder Luftfeuchtigkeit) wieder aufgesaugt worden ist. Nur diese wassergefüllten Poren sind infolge der kapillaren Saugwirkung beim Schwinden oder Kriechen aktiv, also lebendig tätig, und verursachen die Verkürzung der Betonkörper. Wie beim Emporklettern eines Menschen in einem engen Rohr die Wände von dem Körpergewicht belastet werden, so übt das durch die Saugwirkung emporgehobene Wassergewicht eine Druckkraft auf die Porenwand aus.

II. Sorgt man dafür, daß im Versuchsraum der Betonkörper künstlich bis zur Erreichung völliger Gewichtskonstanz austrocknet, daß also auch das in den abgeschlossenen Poren befindliche Wasser möglichst verdunstet, und legt ihn dann in ein Wasserbad, so kann man die dabei aufgesaugte Wassermenge durch Wiegen messen. Als eine Kennziffer für die Kapillarwirkung darf daher das Verhältnis ω des bei dieser Wasserlagerung aufgesaugten Wasservolumens zum gesamten Volumen des Betonkörpers dienen oder aber auch das gleich große Verhältnis des gedachten, mit Wasser gefüllten Betonquerschnitts zum gesamten Körperquerschnitt. Wir nennen daher ω den Wasserporenanteil. Die mit Luft gefüllten Poren, soweit sie völlig nach außen abgeschlossen sind, haben somit keine Bedeutung für das Schwinden oder Kriechen.

III. Der Wasserporenanteil ω wird daher hauptsächlich von der Verarbeitungsweise des Betons beeinflußt und bei flüssig angemachtem Beton wesentlich größer als bei erdfeuchtem und weichem Beton sein. Auch können Füllstoffe, wie z. B. Ton, den Wasserporenanteil verringern. Endlich ist der Wasserbedarf des Betons bekanntlich sehr von der Art der Zuschlagstoffe (Steinmehl u. dgl.) abhängig. Das Schwind- oder Kriechmaß dieser porig-festen Körper hängt aber nicht nur von der lebendig tätigen Kapillarkraft und dem Wasserporenanteil ω ab, sondern vor allem auch von der Festigkeit der Porenwände oder ihrem Widerstande gegen Zusammendrückung, also von der Prismenfestigkeit K. Diese wird primär beeinflußt vom Zementgehalt, der Güte der Kornzusammensetzung und dem sogenannten Mörtelgehalt. Je größer diese Kennziffern sind, um so kleiner ist diese Preßbarkeit der Porenwände, um so kleiner werden aber auch gleichzeitig alle Porenhohlräume und damit auch die Werte ω. Zu einem großen Werte K einer Betonart gehört daher auch stets ein kleiner Wert ω und umgekehrt.

IV. Dieses Schrumpfen kann entweder Schwinden oder Kriechen sein, je nachdem auf den Betonkörper keine Auflast wirkt oder diese dauernd vorhanden ist. Bei unseren Baukörpern besteht diese dauernde Auflast, die die Pressung σ_Λ ausübt, nach dem Ausrüsten im Eigengewicht und sodann später in der gesamten ständigen Last.

Da Schwinden und Kriechen Zeichen einer Alterung sind, bei der sich das Porengefüge mit der Zeit ändert, ergibt sich ein Kraft-Weg-Zeit-Problem, also die Darstellung in einem dreiachsigen Koordinatensystem.

B. Inhalt unserer Alterungshypothese.

Sie besteht aus den beiden zunächst voneinander unabhängigen Teilen, der Steighöhenhypothese und der Dauerdehnungshypothese.

I. Unsere Steighöhenhypothese.

Die Tatsache, daß bei Betonprismen, die am Fuße im Wasser stehen, das Wasser bis zu einer Steighöhe H emporgesaugt wird[14]), die gemessen werden kann (Abb. 14), beweist ohne Zweifel, daß auch in unseren Betonkörpern solche Kapillarkräfte p_s wirken, die sich beim Heben des Wassers auf die Porenwände abstützen und damit molekulare Druckkräfte ausüben.

[13]) W. Gehler, Die Würfelfestigkeit und die Säulenfestigkeit als die Grundlage der Betonprüfung und die Sicherheit von Beton- und Eisenbetonbauten. Bauing. 1928, Heft 2 bis 4, Abb. 5b.

[14]) O. Graf, Heft 78 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 2. Teil, Versuche in Stuttgart, S. 45. Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.

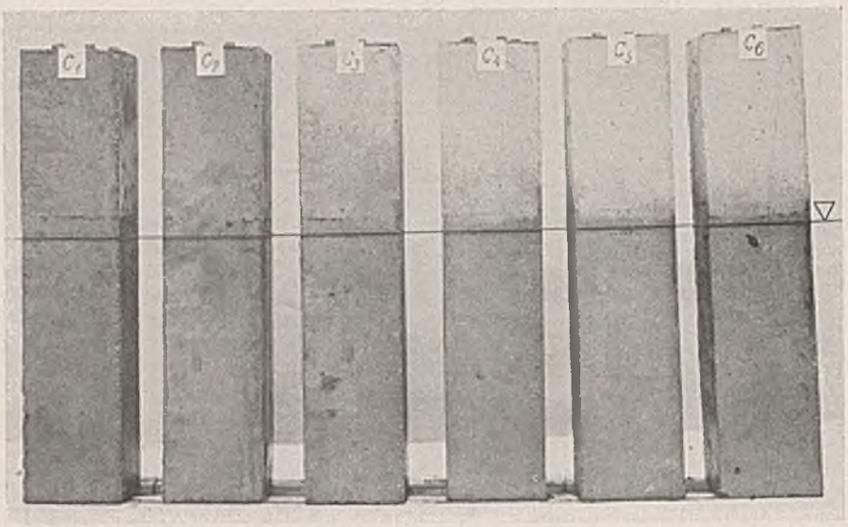
1. Das Gleichnis unserer Hypothese besteht hier im Vergleich der Steighöhe h beim physikalischen Modellversuch der Glasröhre nach Abb. 15a mit der Steighöhe H des Betonkörpers der Abb. 15b. Da nur die wassergefüllten Poren die aktiven Teile des Querschnitts sind, bestimmen sie allein (und nicht die trockenen Luftporen) die Steighöhe H. Der Anteil ω dieser wassergefüllten Poren am gesamten Körperquerschnitt ist im massiven Körper ohne Poren $\omega = 0$, dagegen im freien Glasrohr (Abb. 15a) $\omega = 1$ bei der Steighöhe h. Daher möge angenommen werden:

$$H = \omega h. \tag{39}$$

Dies ist die einzige Annahme, die unserer Hypothese zugrunde liegt. Unser Gleichnis besteht daher in folgendem:

a) in der bekannten physikalischen Grundlage der Kapillartheorie, wie sie bereits im ersten Teile bei Abb. 6 ausführlich erläutert wurde. (Der Vollständigkeit halber seien diese elementaren Beziehungen unabhängig hiervon nochmals hergeleitet.) Wird der Durchmesser D der zylindrischen Poren sehr klein, so geht der Meniskus in eine hängende Halbkugelfläche über, an deren Äquator vom Umfange πD die kapillare Druckkraft (Abb. 15a)

$$P_s' = \gamma (\pi D)$$



Zementgehalt: 189 219 250 296 367 413 kg/m³.

Abb. 14. Stuttgarter Versuche zur Bestimmung der Wasseraufnahme und der Steighöhen von Betonprismen.
(Heft 78 des D. Aussch. f. Eisenbeton, S. 45.)

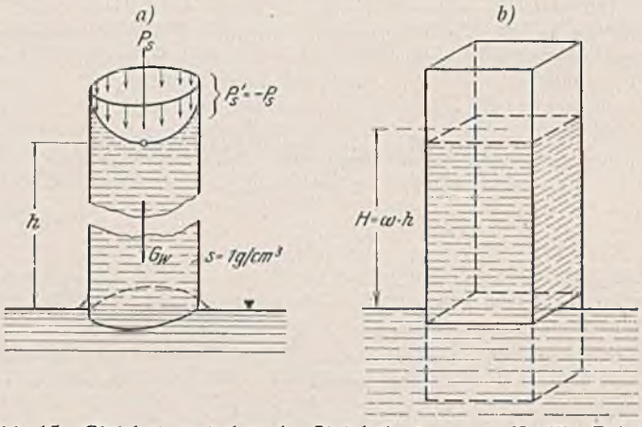


Abb. 15. Gleichnis zwischen der Steighöhe im engen Kapillar-Rohr *(a)* und im Betonprisma *(b)*.

wirkt. Von ihrer Gegenkraft $P_s = -P_s'$ wird das Wassergewicht innerhalb der Kapillare gehoben, also

$$G_w \approx h \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) s,$$

wenn s das spezifische Gewicht des Wassers bedeutet. Da die hebende Kraft gleich dem gehobenen Wassergewicht sein muß, so erhält man die Steighöhe aus $P_s' = G_w$

$$h = \frac{4\gamma}{D s} \text{ (in cm).} \tag{39a}$$

Nach der Laplaceschen Hyperbelgleichung (s. I. Teil, S. 145, Gl. 1) ist die Kapillarpressung p_s

$$p_s = \frac{\gamma}{r} = \frac{2\gamma}{D}, \text{ also}$$

$$p_s = \frac{h s}{2} \text{ (in kg/cm²)} \quad \text{oder} \quad h = \frac{2 p_s}{s} \text{ (in cm).} \tag{40a, b}$$

b) Da nach unserer Annahme anderseits bei dem im Wasser stehenden Betonprisma der Abb. 15b die gemessene Steighöhe

$$H = \omega h$$

ist, wobei H die am Betonkörper gemessene Steighöhe bedeutet und ω den ebenfalls gemessenen Wasserporenanteil, d. h. das Verhältnis des nach der Wasserlagerung im Betonkörper aufgesaugten Wasservolumens zum gesamten Betonkörpervolumen, so folgt dann, wenn $s = 1$ das spezifische Gewicht des Wassers bedeutet[15])

$$(41) \qquad p_s = \frac{h\,s}{2} = \frac{h \cdot 1}{2} = \frac{1}{2}\left(\frac{H}{\omega}\right).$$

Legt man, wie üblich, nach dem Vorbilde des Hookeschen Gesetzes als Spannungs-Dehnungs-Gesetz zugrunde

$$(42) \qquad \delta_s = \frac{p_s}{E_s} \quad \text{oder} \quad E_s = \frac{p_s}{\delta_s},$$

wobei δ_s das gemessene Schwindmaß am Ende des Schwindversuches (also z. B. nach drei Jahren) und E_s den sogenannten Schwindmodul bezeichnen, so findet man nach Gl. (41) u. (42) aus dem Steighöhenversuch mit dem Betonkörper diesen Modul E_H (in kg/cm²) zu

$$(43) \qquad E_H = E_s = \frac{p_s}{\delta_s} = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega} \cdot \frac{1}{\delta_s}.$$

2. Die Zahlenwerte dieser Versuchsgrößen werden folgendermaßen bestimmt:

a) der Wert ω durch Wiegen des Wassers, das in die künstlich ausgetrockneten Poren des Betonkörpers bei der Wasserlagerung wieder eingedrungen ist (Wasserporenanteil ω = Wasservolumen : gesamtes Körpervolumen),

b) die Steighöhe H durch den Steighöhenversuch (s. Abb. 14),

c) das Endschwindmaß δ_s (nach drei Jahren) durch den bekannten Schwindversuch.

Dabei müssen die Betonkörper dauernd im Klimaraum bei gleichbleibenden Werten der Temperatur ϑ und des Feuchtigkeitsgehaltes φ lagern.

Die bisher allerdings meist ohne Verwendung eines Klimaraumes gefundenen Zahlenwerte haben folgende Größenordnung[16]):

$$(44) \quad \left\{\begin{array}{l} \text{a) } \omega \text{ von 2 bis 14 \%, i. M. 7 \%} \\ \text{b) } H \text{ von 3 bis 40 cm, i. M. 13 cm} \\ \text{c) } \delta_A \text{ von } 30 \text{ bis } 40 \cdot 10^{-5} \end{array}\right\} \text{also i. M.} \quad h = \frac{H}{\omega} = \frac{13 \cdot 100}{7} = 186\,\text{cm}.$$

Für einwandfreien Kiessandbeton erhält man somit nach Gl. (41) unmittelbar die bisher unbekannte Kapillarkraft

$$(45\text{a}) \qquad p_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega} \cdot 1 \ (\text{in cm} \cdot \text{kg/cm}^3) = \frac{1}{2} \cdot 186 = 93\ \text{kg/cm}^2$$

und nach Gl. (42) den Schwindmodul

$$(45\text{b}) \qquad E_H = E_s = \frac{p_s}{\delta_s} = \frac{93}{35} \cdot 10^5 = 265\,000\ \text{kg/cm}^2.$$

3. Der Zusammenhang zwischen der Festigkeit und dem Wasserporenanteil (W-ω-Linien).

a) Die Ergebnisse der Stuttgarter Versuche[17]) 1933, Heft 71, sind in Abb. 16 aufgetragen, und zwar als Abszissen der durch Wiegen festgestellte Wasserporenanteil ω und als Ordinaten die Druckfestigkeit, die an Körpern von 10 cm Kantenlänge festgestellt wurde. Bekanntlich ist die Würfelfestigkeit W_{10} größer als der übliche Wert W_b, der am Würfel von 20 cm Kantenlänge bestimmt wird[18]), nämlich $W_{10} = 1{,}20\,W_b$. Die eingetragenen sechs Punkte der vier Linien A, B, C und B' gehören zu verschieden hohem Zementgehalt (wie z. B. für die Linie C unsere Abb. 14 erkennen läßt, mit C_1 bis C_6 wachsend, von 189 bis 413 kg/m³). Die vier Gruppen A, B, C und B' sind in Übersicht I erläutert.

Übersicht I.
Stuttgarter Versuche 1933.

Betongruppe	Zuschlagstoffe	Sieblinie nach den Bestimmungen	Mörtelgehalt
A	(Rheinsand + Rheinkies)	D	50 %
B	(Rheinsand + Rheinkies)	E	65 %
C	(Rheinsand + Rheinkies + Quetschsand und Splitt aus Kalkstein)	F	83 %
B'	wie bei C	E	65 %

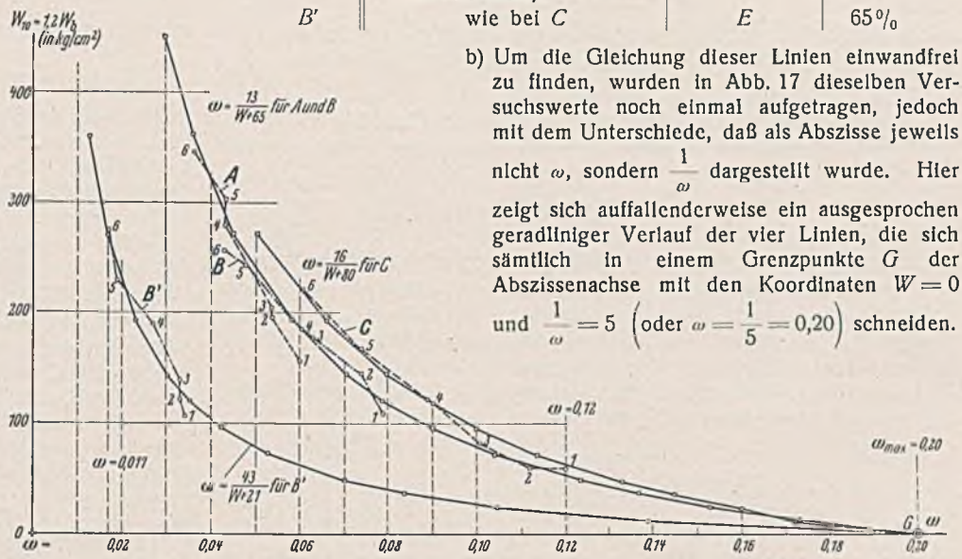


Abb. 16. Die Würfelfestigkeit-Wasserporenanteil-Linien (W_{10}-ω-Linien) auf Grund der Stuttgarter Versuche.
(Heft 71 des D. Aussch. f. Eisenbeton.)

b) Um die Gleichung dieser Linien einwandfrei zu finden, wurden in Abb. 17 dieselben Versuchswerte noch einmal aufgetragen, jedoch mit dem Unterschiede, daß als Abszisse jeweils nicht ω, sondern $\frac{1}{\omega}$ dargestellt wurde. Hier zeigt sich auffallenderweise ein ausgesprochen geradliniger Verlauf der vier Linien, die sich sämtlich in einem Grenzpunkte G der Abszissenachse mit den Koordinaten $W = 0$ und $\frac{1}{\omega} = 5$ $\left(\text{oder } \omega = \frac{1}{5} = 0{,}20\right)$ schneiden.

Damit sind diese Linien als gleichseitige Hyperbeln mit verschobenem Achsenkreuz erkannt. Die Linien A und B (für den normalen Kiesbeton) können durch eine einzige Gerade dargestellt werden.

c) Die sich hiernach ergebenden drei Gleichungen lauten in den beiden Darstellungen der Abb. 16 u. 17:

$$(46) \quad \left\{\begin{array}{lll} \text{I. Gruppe } A \text{ u. } B\text{:} & \frac{1}{\omega} = 5 + 0{,}064\,W_{10} & \text{oder } \omega = \frac{13}{W_b + 65} \\ \text{II. Gruppe } C\text{:} & \frac{1}{\omega} = 5 + 0{,}052\,W_{10} & \text{oder } \omega = \frac{16}{W_b + 80} \\ \text{III. Gruppe } B'\text{:} & \frac{1}{\omega} = 5 + 0{,}196\,W_{10} & \text{oder } \omega = \frac{43}{W_b + 21} \end{array}\right.$$

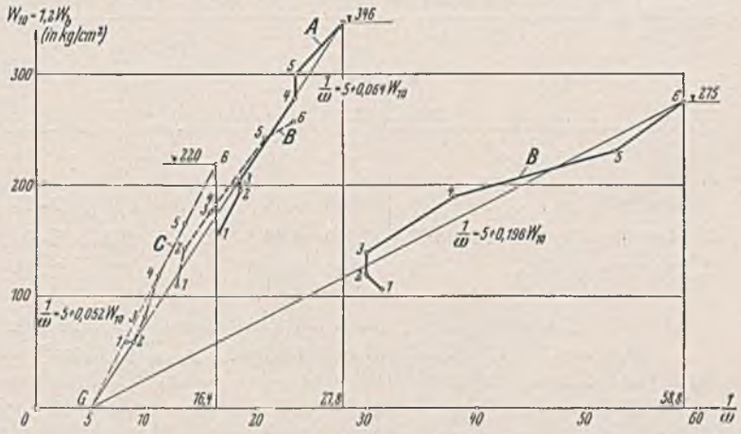


Abb. 17. Die W_{10}-$\frac{1}{\omega}$-Linien entsprechend Abb. 16.

Damit ist die oben unter A. III. erwartete Beziehung klar nachgewiesen, nach der die Betonfestigkeit W_b abnimmt, wenn der Wasserporenanteil ω wächst. Besonders bemerkenswert aber ist der äußerste Grenzpunkt G (in Abb. 16 u. 17). Bei den sehr verschiedenartigen vier Betongruppen kann hiernach ω_{max} höchstens 20 % betragen[19]), weil dann $W_b = 0$ wird.

[15]) Will man hier $s = 1$ einsetzen, so müssen die Dimensionen in Gl. (5) oder Gl. (39a) beachtet werden; $h = \frac{4\gamma}{D\,s}$ hat die Dimension $\frac{\text{mg/mm}}{\text{mm} \cdot \text{g/mm}^3} = 1/1000 \cdot \frac{\text{g/mm}}{\text{g/mm}^2}$, lautet also (in g und mm) $h = \frac{1}{1000} \cdot \frac{4\gamma}{D\,l}$ oder mit den Dimensionen $\frac{\text{kg/cm}}{1000 \cdot \frac{1}{1000}\ \text{kg/cm}^2} = 1\,\text{cm}$, also $h = \frac{4\gamma}{D\,s}$ (in kg und cm).

[16]) Heft 71 u. 87, O. Graf, Versuche über das Verhalten von Betonsäulen und Betonwürfeln bei oftmaligem Gefrieren und Auftauen. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn.

[17]) Fußnote 14.

[18]) Gehler, Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit usw. Bauing. 1928, Heft 2 bis 4, Abb. 8a.

[19]) Dies wurde schon früher von uns festgestellt, s. z. B. Gehler, Festigkeit, Elastizität und Schwinden. Referat auf dem Materialprüfungskongreß Zürich, 1931, S. 1118.

4. Der Zusammenhang zwischen der Festigkeit und der Steighöhe (die sogenannten W_b-H-Linien).

Wenn auch erst verhältnismäßig wenig Versuche vorliegen, bei denen die Steighöhe H in Betonkörpern gemessen wurde, so lassen diese Werte doch ebenfalls einen bestimmten Zusammenhang mit der Festigkeit erkennen, wobei die Schwierigkeit hinzukommt, daß bei lotrecht hergestellten Prismen die Festigkeit am Kopfe und am Fuße bekanntlich meist sehr verschieden ist (bis ± 10%). Bei der Zusammenstellung der Versuchswerte[20]) nach Heft 87 konnten wir für die 51 Betonprismen der in Übersicht II angegebenen acht Versuchsreihen als erste Annäherung dieser W_b-H-Linien die Gleichung finden:

$$H\,W_b = \text{konst} = P_H, \tag{47}$$

also ebenfalls eine gleichseitige Hyperbel mit einer neuen Porositätskennziffer P_H, die wir als Steigfähigkeit bezeichnen wollen.

Übersicht II.

Ermittlung der Werte $H\,W_b = P_H$ (Heft 87, S. 7 u. 8).

Reihe	Anzahl der Körper	Verarbeitungsweise	Kiessand + Zusätze	$H\,W_b = P_H$ (cm · kg/cm² = kg/cm)	
1	11	erdfeucht	Rheinkiessand	1970	i. M. = 2000
2	12	weich	Rheinkiessand	1870	
5	2	weich	Muschelkalk	2030	
3	10	flüssig	Rheinkiessand	3530	i. M. = 3000
4	3	flüssig	Rheinkiessand	2770	
7	3	flüssig	Rheinkiessand + Kalksteinmehl 3% + Basaltmehl 3%	3040	
6	7	flüssig	Rheinkiessand + 3% Ton	1520	i. M. = 1500
8	3	flüssig	Rheinkiessand + (3 + 6 + 9)% verschiedenem Ton	1360	

Hiernach hängt dieser Beiwert, der die Porosität, soweit sie für die Kapillarität von Bedeutung ist, kennzeichnet, und damit bei gegebener Festigkeit W_b auch die Steighöhe H primär von der Verarbeitungsweise ab. Während er für normalen Beton, erdfeucht oder weich angemacht (s. Reihe 1, 2 und 5), etwa $P_H = 2000$ kg/cm² beträgt, steigt er bei flüssiger Verarbeitungsweise (offenbar mit wachsender Porosität) auf etwa $P_H = 3000$ kg/cm². Anderseits sinkt er dann, wenn die Poren z. B. durch Zusatz von Ton zum Teil geschlossen werden, auf etwa $P_H = 1500$ kg/cm².

5. Zusammenfassung.

Man erhält somit auf Grund unserer Steighöhenhypothese über den inneren Zusammenhang aller dieser Werte beim Schwindversuch ein klares Bild, das den Einfluß der einzelnen Größen deutlich veranschaulicht (s. Übersicht III).

Übersicht III.

Zusammenfassung der Werte für die drei üblichen Betongüten.

Betonart	W_b kg/cm²	$P_H = W_b \cdot H$ kg/cm	ω	$H = \frac{P_H}{W_b}$ cm	$\frac{H}{\omega}$ cm	$2\,\delta_s \cdot 10^5$	$E_s = \frac{H}{\omega} \cdot \frac{1}{2\,\delta_s}$ kg/cm²	$p_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega}$ kg/cm²
1. Beton aus Quetschsand und Splitt, Mindestbeton . . .	120	3000	0,08	25,0	313	2 · 65	241 000	157
2. Normaler Beton . .	160	2000	0,06	12,5	209	2 · 40	261 000	105
3. Qualitätsbeton . .	225	2000	0,045	8,9	197	2 · 35	281 000	99

Für den „Mindestbeton" (nach den Bestimmungen) ergibt sich:

$$W_{b28} = 120 \text{ kg/cm}^2, \quad E_s = 240\,000 \text{ kg/cm}^2, \quad p_s = 160 \text{ kg/cm}^2,$$

also der kleinste Schwindmodul und die größte Kapillarpressung entsprechend dem größten Wasserporenanteil von $\omega = 0{,}08$ und der größten Steighöhe $H = 25$ cm, und umgekehrt für den Qualitätsbeton

$$W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2, \quad E_s = 280\,000 \text{ kg/cm}^2, \quad p_s = 100 \text{ kg/cm}^2$$

und $\omega = 0{,}045$, $H = 9$ cm. Dabei sind die Schwindmaße $\delta_s = 65$ bzw. $35 \cdot 10^{-5}$ den bekannten Versuchsergebnissen[21]) entsprechend eingesetzt worden.

6. Der Kriechvorgang.

Im Falle des Kriechens müssen die beiden Werte H und ω, also auch $\frac{H}{\omega}$ und das Kriechmaß f (an Stelle von δ_s), durch die entsprechenden Kriechversuche bestimmt werden. Der Kriechversuch unterscheidet sich bekanntlich von dem Schwindversuch lediglich dadurch, daß von einem gewissen Zeitpunkte t_A ab eine dauernde Auflast mit der Pressung σ_A wirkt.

Bisher sind Steighöhen H in Betonkörpern nur bei Schwindversuchen gemessen worden, aus denen wir nach Gl. (42) u. (43) die Kapillarkraft $p_s = \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega}$ unmittelbar ablesen und den Schwindmodul $E_s = p_s : \delta_s$ finden können. Sobald bei den Kriechversuchen nicht nur, wie bisher, das Kriechmaß f, sondern auch die Steighöhe H bestimmt sein werden, kann man entsprechend aus dem von uns angenommenen Kriechgesetz

$$f = \frac{p_k + \omega\,\sigma_A}{E_k} \tag{48}$$

den Kriechmodul

$$E_k = \frac{p_k + \omega\,\sigma_A}{f} = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_k}{\omega} \cdot \frac{1}{f} + \frac{\sigma_A \cdot \omega}{f} \tag{49}$$

finden, oder umgekehrt mit Hilfe der nach der Dauerfestigkeitshypothese zu erwartenden Werte für den Kriechmodul die Berechtigung der Gl. (48) nachprüfen. Dafür, daß das bisher unbekannte Kriechgesetz in der Form der Gl. (48) als erste Annäherung zutreffend gewählt ist, sprechen folgende beiden Gründe:

a) Es ist wohl mit Recht anzunehmen, daß die äußere Auflast mit der Pressung σ_A das Endschwindmaß f nur unter Vermittlung der lebendig tätigen, mit Wasser gefüllten Poren, nicht aber der toten, trockenen Luftporen beeinflußt, genau so, wie dies für die Kapillarkraft p_s beim Schwinden zweifellos gilt. Somit liefern auch hier diese Luftporen keinen Anteil von f, sondern nur der durch den Beiwert ω gekennzeichnete Anteil des Querschnitts.

b) Vor allem muß aber nach dem zweiten Teil unserer Alterungshypothese (der Dauerdehnungshypothese) der Kriechmodul E_k kleiner sein als der Schwindmodul E_s. Setzt man als erste Annäherung die Steighöhe $H_k = H_s$, so erhält man für Kiesbeton (mit $W_{b28} = 225$ kg/cm²)[22]) bei $\sigma_A = 60$ kg/cm² Auflast das Schwindmaß $f = 46 \cdot 10^{-5}$ und für $\omega = 0{,}045$ und $H_k = H_s = 8{,}9$ cm (s. Übersicht III) $H : \omega = 209$ cm den Kriechmodul nach Gl. (49)

$$E_k = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_k}{\omega} \cdot \frac{1}{f} + \frac{\sigma_A\,\omega}{f} = \frac{1}{2} \cdot \frac{197}{46} \cdot 10^5 + \frac{60 \cdot 0{,}045}{46} \cdot 10^5 \tag{50}$$

$$= 214\,000 + 5860 = \text{rd. } \underline{220\,000 \text{ kg/cm}^2},$$

also tatsächlich kleiner als der Schwindmodul (s. Übersicht III)

$$\underline{E_s = 281\,000 \text{ kg/cm}^2}.$$

Die Kapillarspannung ergibt sich dann entsprechend Gl. (41)

$$p_k = \frac{h \cdot 1}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_k}{\omega} = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega}, \tag{51}$$

also hier als erste Annäherung wieder zu: $p_k = p_s = 99$ kg/cm² (s. Übersicht III).

7. Die neue Beziehung zwischen $\frac{1}{\omega}$ und W_b brachte endlich auch den schon seit langem vermuteten Zusammenhang[23]) zwischen dem Anwachsen der Würfelfestigkeit W_b und dem des Schwindmaßes δ_s (Abb. 18).

Trägt man lotrecht die Zeit t auf, und zwar zum zweckmäßigen Raffen der Zeit $\log t$, so ergibt sich zunächst die auffallende Feststellung, daß sowohl für W_b[24]) als auch für δ_s diese Linien einfache Parabeln sind. Die Parabel für W_b beginnt erst nach 2 oder 3 oder 7 Tagen und endet nach 1 Jahr (Abb. 18a). Die Schwindparabeln eilen diesen Linien voraus und enden erst nach 3 Jahren (Abb. 18b).

Dieser Zusammenhang, der auf Grund der Versuche besteht, erklärt sich zwanglos durch unsere Hypothese. Aus unseren beiden Gl. (41) u. (42)

$$p_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega} \quad \text{und} \quad \delta_s = \frac{p_s}{E_s} = \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \frac{1}{\omega}$$

folgt nach Gl. (46)

$$\frac{1}{\omega} = 5 + c_1\,W_b = \frac{2\,E_s}{H} \cdot \delta_s, \tag{52}$$

also eine lineare Beziehung zwischen W_b und δ_s.

Hierbei erkennen wir folgenden grundsätzlichen Unterschied zwischen dem Schwinden und Kriechen: Das Schwinden vollzieht sich in der

[20]) a. a. O., Fußnote 16. Weitere Versuche sind dringend erwünscht.

[21]) z. B. die belgischen Versuche 1936 von R. Dutron, s. Fußnote 22.

[22]) R. Dutron, Déformations lentes du béton et du béton armé sous l'action des charges permanentes. Ann. tr. Belg., Dezember 1936 bis Februar 1937 (Brüssel, v. Goemaire), S. 16 u. 25.

[23]) W. Gehler, Zement 1927, und Internat. Kongreß Amsterdam 1927.

[24]) Hier wurden die bei dem Bau der Moselbrücke Koblenz durch zahlreiche Versuchsreihen gefundenen Mittelwerte von W_b verwendet.

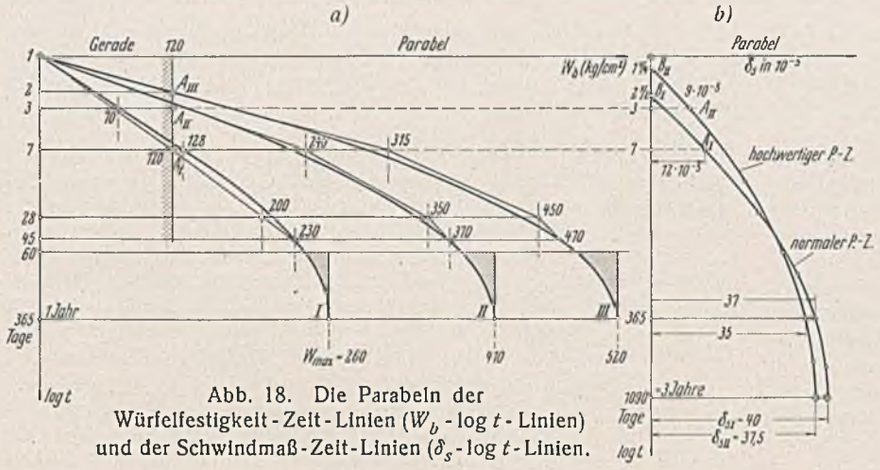


Abb. 18. Die Parabeln der Würfelfestigkeit-Zeit-Linien (W_b-log t-Linien) und der Schwindmaß-Zeit-Linien (δ_s-log t-Linien.

Größe von etwa 80 % des Endschwindmaßes in der Zeit bis zu 60 Tagen, während das Kriechen erst beim Aufbringen der ständigen Last, also nach der sogenannten Kriechschonzeit, beginnt, und zwar bei Brücken in der Regel erst im Alter von 60 Tagen (bei Hochbauten allerdings wesentlich früher). Beim Schwinden wächst die Würfelfestigkeit W_b im gleichen Sinne und linear mit dem Endschwindmaß, jedoch mit einer gewissen Phasenverschiebung. Dabei nimmt gleichzeitig der Wasserporenanteil ω ständig ab. Physikalisch folgt hieraus, daß die Festigkeit der Porenwände dauernd anwächst, während gleichzeitig das Gel des Zementmörtels versteinert und in den sogenannten Zementstein übergeht, wobei der Wasserporenraum ständig verkleinert wird.

Beim Beginn des Kriechens, also z. B. bei 60 Tagen Alter, hat W_b bereits im Mittel 93 % seines Endwertes erreicht (s. Abb. 18a), wobei ω auf im Mittel etwa 4 % herabgesunken ist. Hieraus folgt, daß beim Kriechen beide Werte W_b und ω nahezu als Festwerte angesehen werden können, die sich mit der Zeit nicht mehr nennenswert ändern. Differentiiert man nun das Kriechgesetz

$$f = \frac{p_k + \omega\,\sigma_A}{E_k} = \alpha_k\,(p_k + \omega\,\sigma_A)$$

nach der Zeit (wobei nach dem bekannten Vorschlag von C. Bach $\alpha_k = \frac{1}{E_k}$ gesetzt ist), so sind die Werte p_k und σ_A Konstante, und ω ist nahezu unabhängig von der Zeit. Somit ergibt sich mit hinreichender Annäherung

$$\frac{df}{dt} = c \cdot \frac{d\alpha_k}{dt}$$

als sogenannte Plastizitätsbedingung.

Daher können wir zusammenfassend folgende Beziehungen angeben:

a) als Schwindbedingungen die drei Gleichungen:

(53a) $$p_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{\omega}$$

(53b) $$\delta_s = \frac{p_s}{E_s} = \left(\frac{H}{2} \cdot \frac{1}{E_s}\right) \frac{1}{\omega}$$

(53c) $$\frac{1}{\omega} = 5 + c_1\,W_b = \left(\frac{2\,E_s}{H}\right) \delta_s$$

b) als Kriechbedingungen die drei Gleichungen:

(54a) $$p_k = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_k}{\omega}$$

(54b) $$f = \frac{p_k + \omega\,\sigma_A}{E_k} = \alpha_k\,(p_k + \omega\,\sigma_A) = \alpha_k\,p'$$

und, da p_k und σ_A = konst, W_b und $\omega \approx$ konst,

(54c) $$\frac{df}{dt} = c_2 \cdot \frac{d\alpha_k}{dt},$$

wobei also $c_2 = p' = p_k + \omega\,\sigma_A$ als Festwert angesehen werden darf.

Die vier Grundgrößen W_b, H (bzw. H_k), ω und δ_s (bzw. f) werden jeweils durch die vier verschiedenen Versuche bestimmt (Druckwürfel-, Steighöhen-, Wasserlagerungs- und Schwind- bzw. Kriechversuch), während sich hieraus durch einfache Rechnung nach Gl. (53a) u. (54a) die beiden Kennziffern p_s (bzw. p_k) und nach Gl. (53b) u. (54b) E_s (bzw. E_k) ergeben.

8. Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß für den porig-festen Baustoff Beton jeweils ω bzw. H die porigen Eigenschaften des Betons, dagegen W_b die Festigkeit der Porenwände kennzeichnen. Daher ist es wohl erklärlich, daß hier die Beziehungen zwischen ω und W_b einerseits und zwischen H und W_b anderseits auftreten. Der Unterschied der beiden Kennziffern ω und H besteht in folgendem: Während ω rein geometrisch den Wasserporenanteil angibt, also dasjenige Porenvolumen, das überhaupt mit Wasser durchtränkt werden kann und nicht, wie die Luftporen, vollständig nach außen abgeschlossen ist, bildet die Steighöhe H einen Maßstab für die kinetische Kraftwirkung des emporgesogenen Wassers, also der kapillaren Verhältnisse im Inneren des Körpers. Der Wert ω kennzeichnet somit, wieviel aktives Wasserporenvolumen überhaupt geometrisch in Betracht kommt, dagegen die Steighöhe H den wirklichen Effekt der kapillaren Saugkraft, der von dem Funktionieren der Poren abhängt. Ich glaube daher, mit dieser Steighöhenhypothese alle diese Einflüsse in einfachster Weise erfaßt zu haben.

9. Der Vorzug dieser Steighöhenhypothese besteht vor allem darin, daß sie die Kapillarwirkung klar veranschaulicht und daß alle Kennziffern durch die heute schon gebräuchlichen Versuche unmittelbar gefunden werden. Um jedoch den Einfluß der Zeit auf die Alterungserscheinungen des Betons klar zu erkennen, wird sie zweckmäßig noch durch die Dauerdehnungshypothese ergänzt.

II. Unsere Dauerdehnungshypothese.

Bisher haben wir den Grundgedanken der Alterung, also der Porenveränderung des Betons, nur dadurch berücksichtigt, daß wir das durch Versuche gefundene Endschwind- oder Kriechmaß δ_s oder f eingeführt haben (s. Übersicht III). Dagegen haben wir noch nicht die Art der Veränderung unserer Materialfestwerte im Laufe der Zeit verfolgt. Die einzige Art von Betonversuchen, bei denen die Zeit als wesentlicher Einfluß berücksichtigt wird, sind die Dauerschwingversuche, so daß es nahe liegt, deren Ergebnisse hier als Gleichnis heranzuziehen.

1. Das Gleichnis bei der Dauerdehnungshypothese.

a) Inhalt dieser Hypothese. Die Alterung besteht in der mit der Zeit eintretenden Zunahme $\Delta\alpha$ bei der Zusammendrückung eines Betonkörpers bei gleichbleibender äußerer Dauerbelastung, wobei die mit dem Wege $\Delta\alpha$ verbundene Energie nicht wiedergewonnen werden kann, der Vorgang der Energieumsetzung also nicht umkehrbar ist. Am geometrischen Bilde der Spannungs-Dehnungs-Linie (Abb. 19a) zeigt sich dabei nicht nur eine Zunahme der Verdrehung der Hookeschen Geraden, so daß der Winkel α gegen die Spannungsachse um $\Delta\alpha = \Delta\alpha_1$ bzw. $\Delta\alpha_1 = \Delta\alpha_2$ vergrößert wird (ein Kennzeichen der Zunahme der federnden Dehnungen ε mit der Zeit), sondern auch eine Parallelverschiebung dieser Geraden um $a_1 = \delta_s$ beim Schwinden oder zusätzlich $a_2 = f$ beim Kriechen (ein Kennzeichen der Zunahme der bleibenden Dehnungen η). Beide Kennziffern dieser Zunahme der

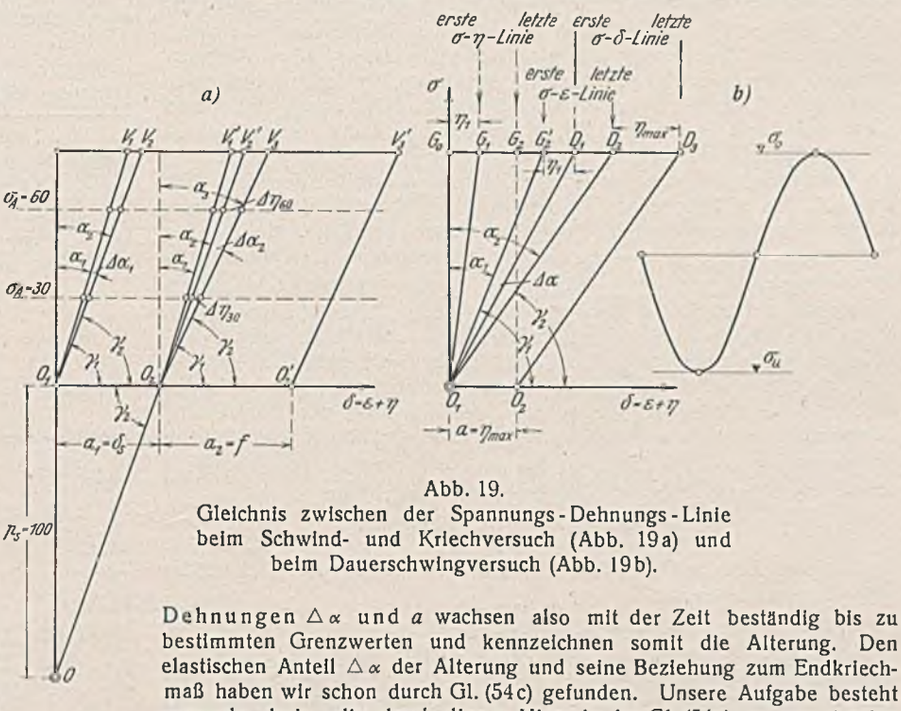


Abb. 19.
Gleichnis zwischen der Spannungs-Dehnungs-Linie beim Schwind- und Kriechversuch (Abb. 19a) und beim Dauerschwingversuch (Abb. 19b).

Dehnungen $\Delta\alpha$ und a wachsen also mit der Zeit beständig bis zu bestimmten Grenzwerten und kennzeichnen somit die Alterung. Den elastischen Anteil $\Delta\alpha$ der Alterung und seine Beziehung zum Endkriechmaß haben wir schon durch Gl. (54c) gefunden. Unsere Aufgabe besteht nunmehr darin, die durch diesen Hinweis der Gl. (54c) zu erwartenden Zusammenhänge zwischen δ_s bzw. f einerseits und $\Delta\alpha$ und a anderseits möglichst aufzuklären. — Dieser Dauerdehnungsvorgang läßt sich in seinen Ursachen und Auswirkungen am besten durch das Gleichnis des Dauerschwingversuches erkennen.

b) Der Dauerschwingversuch. Die gemessenen gesamten Dehnungen δ setzen sich bekanntlich aus einem federnden oder elastischen Anteil ε und einem bleibenden Anteil η zusammen, so daß

(55) $$\delta = \varepsilon + \eta$$

ist. Für die Anstrengung des Betons ist allem Anschein nach jedoch nur die bleibende Dehnung η maßgebend. Vor allem scheint nach den Züricher Dauerschwingversuchen ein gewisser Grenzwert dieser Dehnung von etwa i. M.

$$\eta_I = 0{,}1\ ‰$$

nicht ohne Nachteil mehr ertragbar zu sein und eine gewisse Spannungsgrenze, die sogenannte Ursprungsfestigkeit U, zu bestimmen (in ähnlicher Weise, wie bei Baustahl die Streckgrenze mit $\eta_S = {}^2/_3\ ‰$, also dem rund 7fachen ertragbaren η-Werte von Beton). Die Spannungs-Dehnungs-Linien dürfen in erster Annäherung unterhalb einer gewissen Grenze σ_P als Hookesche Gerade angenommen werden. Jenseits dieser Proportionalitätsgrenze weichen sie, wie z. B. Abb. 21 u. 22 zeigen, stärker von dieser Geraden ab. Wir beschränken uns zunächst auf die Spannungsstufen $\sigma < \sigma_P$ und nehmen daher als Spannungs-Dehnungs-Linien in Abb. 19a u. 19b Gerade an. Während ihre Neigung gegen die waagerechte Dehnungsachse jeweils den wegen seiner handlichen Schreibweise gebräuchlichen Elastizitätsmodul

$$E = \operatorname{tg}\gamma = \frac{\sigma}{\delta} \tag{56}$$

in kg/cm² angibt, kennzeichnet (nach C. Bach) die sogenannte Dehnungsziffer

$$\operatorname{tg}\alpha\ (\text{oder}\ \alpha) = \frac{1}{E} = \frac{\delta}{\sigma}, \tag{57}$$

zweckmäßig in (10^{-6} cm²/kg) ausgedrückt, die Neigung der Geraden gegen die lotrechte Spannungsachse, so daß $\delta = \alpha \cdot \sigma$ ist. Der Zuwachs $\Delta\alpha$ dieser Winkel α (oder auch die Abnahme der Winkel γ oder auch des Elastizitätsmoduls E) ist ein Maß für die Alterung.

Wird beim Dauerschwingversuch ein Betonkörper erstmalig belastet, so ergibt sich die sogenannte jungfräuliche Spannungs-Dehnungs-Linie (σ-δ-Linie) $O_1 D_1$ der Abb. 19b und nach der Entlastung die jungfräuliche σ-η-Linie $O_1 G_1$. Trägt man $G_2' D_1 = G_0 G_1 = \eta_1$ von D_1 aus auf, so findet man den Punkt G_2' und erhält damit die jungfräuliche σ-ε-Linie $O_1 G_2'$. Allgemein ist hierbei etwa

$$\begin{aligned} \eta_1 &= G_0 G_1 = \frac{1}{4} \cdot G_0 D_1 = \frac{1}{4} \cdot \delta_1, \\ \text{also}\ \varepsilon_1 &= \delta_1 - \eta_1 \qquad\qquad = \frac{3}{4} \cdot \delta_1. \end{aligned} \tag{58}$$

Nach z. B. 400 000 Lastwechseln, wobei die obere Spannungsgrenze σ_0 kleiner als die sogenannte Ursprungsfestigkeit U ($U = 0{,}6\,K$) ist, möge der Endzustand eintreten. Die letzte σ-ε-Linie $O_1 D_2$ ist dann gegenüber der ersten $O_1 G_2$ um einen Winkel $\Delta\alpha$ verdreht, und die letzte σ-δ-Linie $O_2 D_3$ liegt parallel zu $O_1 D_2$, ist also um das Maß $a = \eta_{max}$ parallel verschoben. Die Alterung besteht also nicht nur in dem Anwachsen der bleibenden Dehnung vom Werte $\eta_1 = G_0 G_1$ im Anfang auf $\eta_{max} = D_2 D_3$ am Ende des Versuches, sondern, wie der Drehwinkel $\Delta\alpha$ zeigt, auch in einer Veränderung des elastischen Verhaltens, einer stärkeren Federung oder einem Weicherwerden der inneren, als federnd gedachten Widerstände. Der federnde Anteil an der Alterung wird also jeweils durch ein Dreieck $G_2' O_1 D_2$ und der bleibende Anteil durch ein Parallelogramm $O_1 D_2 D_3 O_2$ dargestellt[25]).

Bei unserem Gleichnis besteht der Unterschied zwischen den Versuchen der Abb. 19a u. 19b jedoch in der Art der Kraftwirkung. Beim Dauerschwingversuch wirkt eine Spannungswelle (Abb. 19b). Die Schwingungsweite $w = \sigma_o - \sigma_u$, also die Differenz der oberen und unteren Spannungsgrenze, sowie die Größe von σ_o und die Lastwechselzahl n kennzeichnen die Stärke der Wirkung. Beim Dauerdehnungsversuch (dem Schwinden oder Kriechen) sind dagegen die Ursache der Formänderungen die molekularen Kapillarkräfte, die vom Feuchtigkeitsgehalt φ der Luft oder von der Steighöhe H im Betonkörper und vom Wasserporenanteil ω abhängen. Beträgt in Abb. 19a diese Kapillarpressung beim Schwinden z. B. $p_s = 100$ kg/cm² (s. Übersicht III), so kommt beim Kriechen noch ($\omega \cdot \sigma_A$) hinzu, so daß sich die gesamte Pressung (nach unserer Hypothese) für $\sigma_A = 60$ kg/cm² und $\omega = 0{,}10$ zu

$$p_s + \omega \cdot \sigma_A = 100 + 6 = 106\ \text{kg/cm}^2$$

ergibt[26]).

Aus dem Dreieck $O O_1 O_2$ der Abb. 19a erhält man geometrisch wieder unser Schwindgesetz

$$E_s = \operatorname{tg}\gamma_2 = \frac{O O_1}{O_1 O_2} = \frac{p_s}{\delta_s}. \tag{59}$$

Der Koordinatenanfang unserer Spannungs-Dehnungs-Linie ist also nicht O_1, sondern der Pol O, den wir durch Auftragen von $p_s = O_1 O$ finden. Die Richtung $O O_2 V_2'$ kennzeichnet wieder die Neigung des Parallelogramms für den Schwindversuch, für den der Pol O_1 mit den Strahlen nach V_1 und V_2 maßgebend ist, während entsprechend für den Kriechversuch der um $a_1 = \delta_s$ verschobene Pol O_2 mit den Strahlen nach V_1', V_2' und V_3 gilt.

c) Beispiele von durchgeführten Dauerschwingversuchen.

1. Beispiel: Züricher Versuche[27]) (Abb. 20 u. 21). Die erste Belastungsart, wie sie bei den üblichen statischen Versuchen in der Regel angewendet wird, ergibt die jungfräuliche Spannungs-Dehnungs-Linie (Abb. 20). Die Last nimmt in Stufen von z. B. 50 kg/cm² beständig zu, wobei nach jeder Laststufe wieder entlastet wird (Linie 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 bis II).

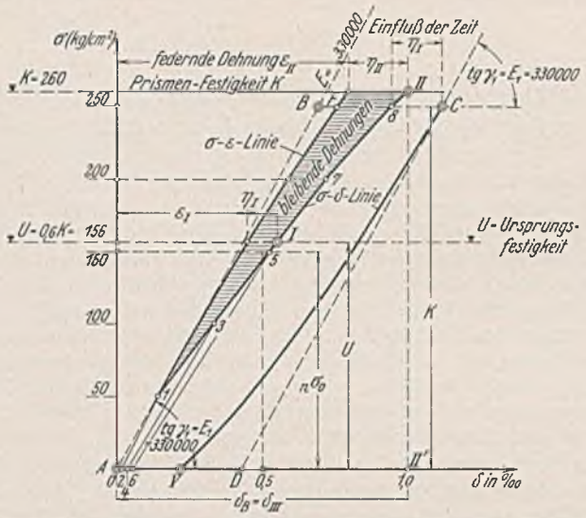


Abb. 20. Spannungs-Dehnungs-Linien für die Züricher Dauerschwingversuche. (Erste Belastungsart.)

Zweite Belastungsart: Die Belastung wechselt dauernd zwischen σ_o und σ_u, wobei aber die obere Grenze σ_o kleiner als die sogenannte Ursprungsfestigkeit U (auch Ermüdungs- oder Dauerfestigkeit genannt) bleibt, die zu

$$U = 0{,}6\,K \tag{60}$$

(K = Prismenfestigkeit) anzunehmen ist. Dann ergibt sich bei einem darauf folgenden statischen Versuch die gleiche Spannungs-Dehnungs-Linie 0 I wie bei der ersten Belastungsart, weil die bleibenden Dehnungen noch verhältnismäßig klein sind.

Belastet man jedoch nach Durchführung der dauernden Wechselbelastung bis zum Punkt 8 und läßt die Last stehen, so wächst die Dehnung selbsttätig um die Strecke 8 C, woraus man den Einfluß der

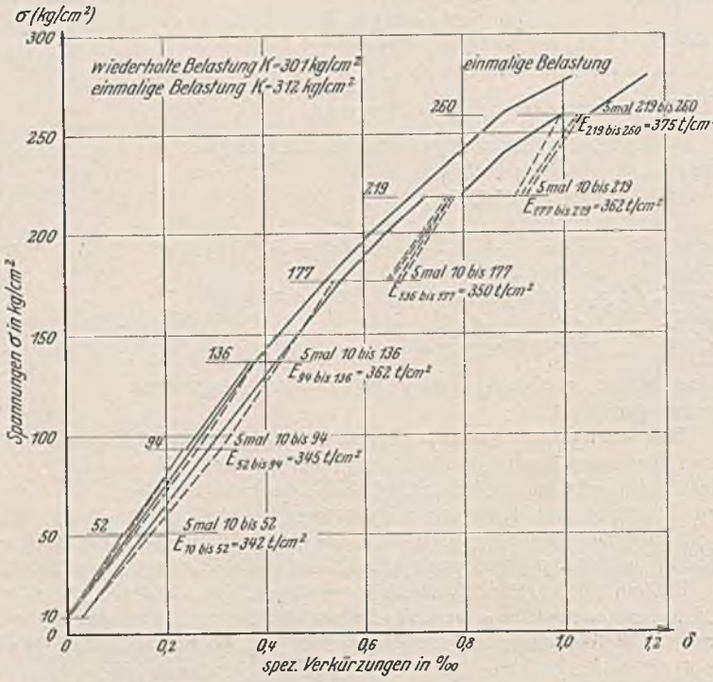


Abb. 21. Spannungs-Dehnungs-Linien für die Züricher Dauerschwingversuche. (Zweite Belastungsart.)

[25]) Ein triviales Beispiel des täglichen Lebens möge hier zur weiteren Veranschaulichung angedeutet werden. Ein Gummiband werde alltäglich benutzt und dabei wiederholt be- und entlastet. Ein zweites Gummiband lagere unbelastet jahrelang in trockener Luft (wie beim Schwinden) oder werde dauernd belastet (wie beim Kriechen). Bei beiden nimmt die Federkraft mit der Zeit, ab und es vergrößert sich die bleibende Dehnung.

[26]) Weitere Versuche müssen zeigen, ob dieser Einfluß von σ_A von uns zu niedrig bewertet ist.

[27]) M. Roš, Die Druckelastizität des Mörtels und Betons, Diskussionsbericht Nr. 8, Zürich 1925; vgl. auch W. Gehler, a. a. O., Fußnote 19, S. 1087 bis 1092.

Zeit erkennt. Hier tritt also tatsächlich ein Fließen ein. Dieses Nachfließen nennt man die elastische Nachwirkung (auch elastische Hysteresis). Geht man dann vom Punkt C auf die Anfangslast zurück, so ergibt sich der Entlastungszweig CV. Dabei sind auffallenderweise die Tangenten in C und A parallel, so daß das umschriebene Viereck $ABCD$ zum Parallelogramm wird. Die Neigung der Parallelogrammseiten, die das Elastizitätsmaß im Spannungsbereich von 0 bis 50 kg/cm², also im Anfang des Versuches darstellt,

$$\text{(61)} \qquad \operatorname{tg} \gamma_1 = E_1 = 330\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

ist somit eine Baustoffkennziffer des hier vorliegenden Betons. Sie bildet den Größtwert, der bei dem jeweiligen Versuch vorkommt, und schwankte bei den Züricher Versuchen zwischen 250000 und 360000 kg/cm².

Dritte Belastungsart: Überschreitet man dagegen bei der Wechselbelastung mit der oberen Spannung σ_o die Ursprungsfestigkeit U, so stößt man dauernd in den Bereich der starken, plastischen Dehnungen η vor und verändert damit das Betongefüge. Dasselbe gilt für den Fall, daß sich der Lastwechsel nur innerhalb dieses oberen Bereiches vollzieht. Dann wird bei einem darauf folgenden statischen Versuch die jungfräuliche Spannungs-Dehnungs-Linie der Abb. 20 nicht mehr gefunden. Es stellt sich vielmehr eine Linie mit größerer Dehnung ein (Abb. 21). Von ausschlaggebender Bedeutung ist aber, daß infolge der Gefügeänderung der Wert der ursprünglichen Prismenfestigkeit K beständig sinkt (hier von 312 bis auf 301 kg/cm²), und zwar im Grenzfalle bis zum Werte der Ursprungsfestigkeit U hinab.

2. Beispiel: Die Karlsruher Versuche[28]). Sie führten zu den gleichen Ergebnissen, lieferten aber außerdem einen wertvollen Beitrag hinsichtlich des Beharrungszustandes bei wiederholter Druckbelastung.

Zweite Belastungsart: $\sigma_o < U$ ($K = 170$ kg/cm², $\sigma_o = 80$ kg/cm² $= 0{,}47\,K$). Alter des Betons bei Versuchsbeginn: 7½ Monate.

Bereits nach etwa zehn Lastwechseln zwischen $\sigma_u = 0$ und $\sigma_o = 80$ kg/cm² geht bekanntlich[29]) die krumme σ-δ-Linie AB der gesamten Dehnungen δ in eine Hookesche Gerade AP über (Abb. 22), deren Endpunkt P die Proportionalitäts- oder Elastizitätsgrenze ist und hier bei $\sigma_o = 80$ kg/cm² liegt. Während für Beton im Anfangszustande wegen der krummen Form der σ-δ-Linie die Vorgänge nicht umkehrbar sind, verhält sich der Beton nach diesen wiederholten Belastungen genau so wie ein rein elastischer Körper innerhalb des Hookeschen Gesetzes (z. B. Baustahl). Wesentlich ist aber, daß diese geradlinige Form auf der Strecke AP nach beliebig vielen Belastungen noch erhalten bleibt. Nur verdreht sich die Linie um den Koordinatenanfang A. Während für die jungfräuliche Spannungs-Dehnungs-Linie die Elastizitätsmaße von $E_1 = 330\,000$ kg/cm² (bei $\sigma = 20$ kg/cm²) bis $E = 250\,000$ kg/cm² (bei $\sigma = 120$ kg/cm²) schwanken, errechnet sich nach Abb. 22 als Neigung der Geraden AP_4, der σ-ε-Linie im Endzustande,

$$E = \operatorname{tg} \gamma = \frac{\sigma}{\delta} = \frac{80}{3{,}3 \cdot 10^{-4}} = 240\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Beharrungszustand der σ-ε-Linie wurde hier bei 200 000 Belastungen erreicht, dagegen der für die σ-η-Linie erst nach 400 000 Belastungen, also beträchtlich später. Wesentlich ist hierbei, daß die Bruchfestigkeit K dadurch nicht verändert wird. Während bei der Laststufe U im jungfräulichen Zustande $\eta_1 = 0{,}1\,\varepsilon$ war, erhöhte sich dieser Wert im Endzustande auf $\eta = 0{,}67\,\varepsilon$. Dagegen wuchs die federnde Dehnung ε nach 200 000 Lastwechseln gegenüber 10 Lastwechseln nur um 24%.

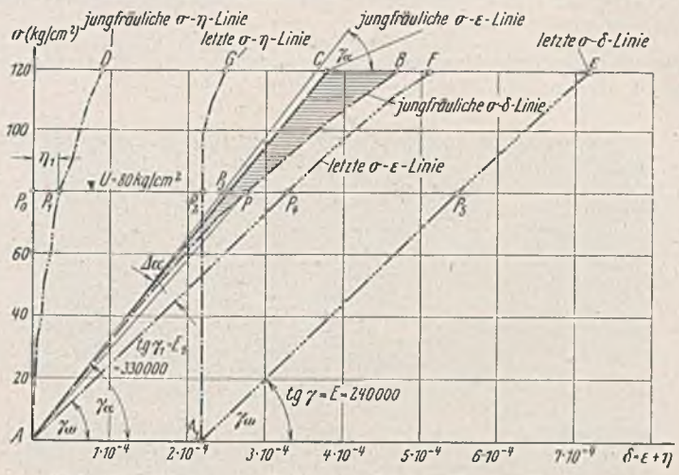


Abb. 22. Spannungs-Dehnungs-Linien für die Karlsruher Dauerschwingversuche. (Zweite Belastungsart.)

Dritte Belastungsart: $\sigma_o > U$. Dann entsteht bei wiederholter Druckbelastung ein labiler Zustand (Abb. 23). Die jungfräuliche σ-δ-Linie AB, die im Koordinatenanfang A das Elastizitätsmaß $E_1 = 294\,000$ kg/cm² aufweist, geht nach 20 Lastwechseln in CD über und nach 675 Lastwechseln in die Gerade mit dem Elastizitätsmaß $E = 300\,000$ kg/cm². Dieser Zustand einwandfreien elastischen Arbeitens bleibt hier bis zu 4200 Lastwechseln bestehen, ein Zeichen dafür, daß diese gefährliche dritte Belastungsart (hier selbst mit $\sigma_o = 130$ kg/cm²) vom Beton in der Regel dann ohne Nachteil ertragen werden kann, wenn sie kurze Zeit wirkt. Bei 4200 Lastwechseln beginnt hier jedoch die Umkehrung der Krümmung der σ-δ-Linie, das äußere Kennzeichen einer beginnenden Ermüdung. Die hohle Seite der Linie ist nicht mehr der δ-Achse, sondern der σ-Achse zugekehrt. Diese Krümmung wird immer stärker bis zur letzten Linie GH bei 341 000 Lastwechseln, wo der Bruch eintritt. Die Tangentenneigung an diese Linie des labilen Endzustandes im Punkte J für die im allgemeinen zulässige Beanspruchung $\sigma_{zul} = 40$ kg/cm² ist nach Abb. 23

$$\operatorname{tg} \gamma = E = 140\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die obere Grenze des Lastwechsels $\sigma_o = 130$ kg/cm² betrug, bei der auch der Bruch eintritt, wurde die Prismenfestigkeit von 184 kg/cm² hier um rd. 30% herabgedrückt. (Schluß folgt.)

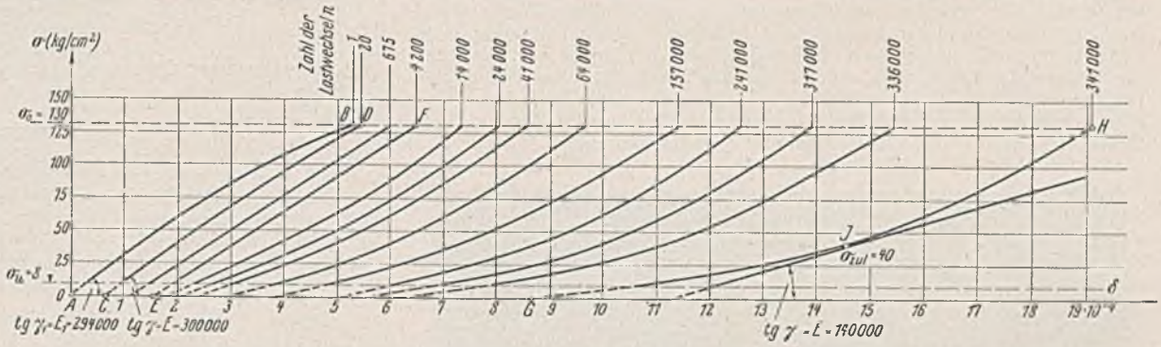


Abb. 23. Spannungs-Dehnungs-Linien für die Karlsruher Dauerschwingversuche. (Dritte Belastungsart.)

[28]) A. Mehmel, Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen von Beton. Berlin 1926, Jul. Springer.

[29]) Dies ist aus den Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton bereits bekannt (s. auch W. Gehler, Zement, 1925).

Vermischtes.

Die zweite Tagung 1938 der Deutschen Akademie für Bauforschung findet vom 15. bis 17. Juli 1938 in Münster (Westf.) statt. Die Fachsitzung, zu der nur ein beschränkter Kreis von Gästen geladen wird, bringt folgende Vorträge: „Einsatz neuer Werkstoffe und Bauweisen im Sinne des Vierjahresplans", Prof. Dr.-Ing. Hans Spiegel, Düsseldorf; — „Der eisenarme Stahlsaitenbeton", Ingenieur Ewald Hoyer, Berlin-Halensee; — „Erfahrungen über Frischwasser-Anlagen in den Siedlungen des Vierjahresplans", Dipl.-Ing. Rudolf Schmidt, Berlin; — „Schalltechnisch richtiges Bauen", Dipl.-Ing. Werner Genest, Berlin; — „Einfluß der Geschossezahl auf die Baukosten", Stadtbaurat Dr. Triebel, Magdeburg; — „Der Einfluß der Elektrizitätsversorgung auf die Anlage von Wohnstätten", Dr.-Ing. H. F. Mueller, Berlin. — Zum Leiter des Franz-Seldte-Instituts der Deutschen Akademie für Bauforschung in Magdeburg ist Stadtrat Dr.-Ing. Triebel, Stendal, berufen worden.

Eingliederung des Österreichischen Normenausschusses. Der Österreichische Normenausschuß hat in seiner letzten Vollversammlung seine Auflösung beschlossen, um eine einheitliche Führung der gesamten deutschen Normungsarbeiten zu ermöglichen. Die Organe des Deutschen Normenausschusses, Präsidium, Normenprüfstelle, Arbeits- und Fachnormenausschüsse und Geschäftsstelle, werden durch Vertreter des Landes Österreich ergänzt.

Die bisherigen Normungsarbeiten des Landes Österreich werden in die zuständigen deutschen Arbeitsausschüsse überführt. Zur Erleichterung der Umstellung des Landes Österreich auf die deutschen Normen ist eine Zweigstelle des Deutschen Normenausschusses in Wien errichtet worden. In dem deutschen Normblatt-Verzeichnis, das Mitte dieses Jahres erscheint, sind die österreichischen Normen aufgenommen und, wenn entsprechende deutsche Normen bestehen, der Grad der Übereinstimmung vermerkt worden.

Straßenhobel. Zum Einebnen von Kies- und Schotterfahrbahnen, zum Beseitigen von zu breiten Graskanten und Wulsten an Straßen, zum Verteilen von Schotter- und Kiesschüttungen auf dem Straßenplanum für Tränkdecken und ähnliche Arbeiten, die früher vielfach mit der Hand ausgeführt wurden, sind zur Beschleunigung dieser Vorgänge die Straßenhobel (von Heinr. Frisch) entstanden, die im Winter auch als Schneepflüge eingesetzt werden können.

Es gibt zwei derartige Ausführungen; die eine ist ein selbstfahrendes, motorbetriebenes Gerät, während die andere ohne eigenen Antrieb an einen Lastkraftwagen oder eine Zugmaschine angehängt wird.

Abb. 1. Ansicht eines Motor-Straßenhobels von der Seite.
(Bauart Heinr. Frisch.)

Der selbstfahrende Straßenhobel (Abb. 1) wird durch einen Rahmen aus zwei parallelen, gebogenen ⊏-Eisen gebildet, die vorn auf einer Lenkachse aufliegen und hinten den Motor mit dem Antrieb für die gummibereiften Triebräder tragen (Abb. 2). In der Mitte ist am Rahmen der Hobel aufgehängt, dessen Messer und Leitschaufeln durch je ein schräg stehendes Handrad am Führerstand in verschiedenen Winkeln und Neigungen zur Straße eingestellt und angehoben werden können. Von den beiden Bedienungsleuten stellt der eine den Hobel ein, während der andere das Gerät lenkt und den Antrieb schaltet. Beim Abhobeln und Einebnen von Kies- und Schotterfahrbahnen wurde mit dem Gerät eine Leistung bis zu 40000 m²/8 h erreicht oder in 8 h bis zu 9 km Straße beiderseitig von Graskanten und Wulsten befreit.

Abb. 2. Rückansicht eines Motor-Straßenhobels.
(Bauart Heinr. Frisch.)

Das Anhängegerät ist grundsätzlich genau so, nur leichter gebaut. Je nach der Richtung, in die das Hobelmesser geschwenkt wird, lassen sich die abgehobelten Steine oder das Gras am Straßenrande oder nach der Straßenmitte ablagern. Am Lastkraftwagen oder an der Zugmaschine ist der Straßenhobel nicht wie ein Anhänger an einem festen Haken oder Zapfen, sondern durch eine steuerbare, nach beiden Seiten verstellbare Kupplung befestigt, um das Gerät unabhängig von der Fahrtlinie des Motorfahrzeuges seitlich lenken und nach rechts oder links verschieben zu können. Beim Abhobeln von Graskanten z. B. braucht daher der Motorwagen nicht auf dem unbefestigten Teile der Straße zu fahren. Die Kupplung besteht aus einer am Motorfahrzeug angebrachten Zahnstange, einer darauf verschiebbaren Gleitbuchse und einem Zahnritzel, das in die Zahnstange eingreift und auf einer gelenkigen Welle nach dem Lenkrad des Gerätes aufsitzt. Durch Drehen des Zahnritzels durch das Lenkrad wird die Gleitbuchse, die an der Deichsel des Hobels befestigt ist, auf der Zahnstange nach rechts oder links verschoben, so daß der Hobel nach der einen oder anderen Seite über das Zugfahrzeug hinausragt. — Die Leistungen des Anhängegerätes sind etwa dieselben wie die des Motorhobels. R.—

Ein englischer Eisenbetonschuppen. Nachträglich wird hier bekannt, daß der in Bautechn. 1938, Heft 6, S. 75, beschriebene Holzlagerschuppen der London, Midland & Schottischen Eisenbahn mit seinem als Schalengewölbe ausgeführten Dach ein Ergebnis deutscher technischer Geistesarbeit ist. Die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann, deren Tätigkeit bei der Entwicklung der gegenwärtig weitverbreiteten Schalenbauweise allgemein bekannt ist, hat nach einer Mitteilung, die sie kürzlich der Schriftleitung gemacht hat, die Entwürfe für diesen Schuppen aufgestellt. Der Bau ist alsdann von einer englischen Unternehmung ausgeführt worden, die die Genehmigung zur Errichtung von derartigen Bauten auf Grund von Dyckerhoff & Widmannschen Patenten hat. Die Schalenbauweise ist, wie wir erst jetzt hören, in England unter dem Namen „Chisarc Construction" bekannt. Die Quelle für den eingangs genannten Bericht, die Zeitschrift „Railway Gazette" vom 5. November 1937, S. 787, erwähnt wohl die am Bau beteiligten englischen Unternehmen, gibt auch an, daß es sich um eine durch Patent geschützte Bauweise handelt, enthält jedoch weder etwas darüber, worauf sich der Patentschutz bezieht, noch über die Inhaber dieser Patente. Es ist erfreulich, daß deutsche Technik auch im Auslande, namentlich in England, einem Lande, das sich selbst eines hohen Standes der Eisenbetontechnik erfreut, so beachtet wird, daß man dort Bauten nach Patenten ausführt, die im deutschen Besitz sind und deutsche Erfindungen schützen. Ein solches Ansehen deutscher Technik hat auch insofern praktische Bedeutung, als dadurch ausländische Werte der deutschen Geldwirtschaft zugeführt werden. Wkk.

Patentschau.

Spundwand aus Metallamellen mit umgebogenen Schloßeisen. (Kl. 84c, Nr. 626055 vom 23. 8. 1932 von Deutscher Stahllamellenbau Hoffman & Co in Köln.) Um eine selbstdichtende Verbindung der Lamellen zu erreichen, umschließen die Umbiegungen *b* mit den Randteilen der Lamellen *a* ein Schloß *d* etwa keilförmigen Querschnitts, in das sich die äußerste Endumbiegung *c* der Nachbarlamelle anschmiegend einlegt. Die zwischen den Verbindungsgliedern liegenden Lamellen *a* können U-, Z- oder wellenförmig sein. Die Tiefenabmessung der Lamellen ist veränderlich. Die Herstellung der Lamellen ist einfach, das Gewicht verhältnismäßig leicht, und der vorhandenen Querschnitt wird voll ausgenutzt. Der Einrammungswiderstand ist sehr gering und die Einspülung kann ohne besondere Spülrohre stattfinden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Die Große Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbaureferendare Ernst Caspar, Rudolf Jahn, Hans-Georg Schmidt (Hochbaufach); — Bruno Wenn, Gebhard Zeller (Wasser-, Kultur- und Straßenbaufach); — die Reichsbahnbaureferendare Franz Bergrath und Joachim Sarrazin (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Bayern. Ernannt: der Regierungsbaurat im Bayerischen Staatsministerium des Innern Dr.-Ing. Franz Buchholz zum Regierungsbaurat I. Kl.; — die Regierungsbauassessoren Anton Recknagel beim Landbauamt Hof, Karl Wendl bei der Sektion für Wildbachverbauungen in Rosenheim und Alfons Zinth beim Straßen- und Flußbauamt Deggendorf unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit zu Regierungsbauräten.

Versetzt: der Regierungsbaurat am Landbauamt Kempten Bruno Wiesinger in gleicher Dienstesigenschaft an das Landbauamt Memmingen unter Beauftragung mit der Leitung dieses Amtes.

Württemberg. Ernannt: die Regierungsbauassessoren Gruner beim Wirtschaftsministerium — Abteilung für Landwirtschaft — in Ludwigsburg und Richter beim Technischen Landesamt zu Bauräten.

Berichtigung. In dem Bericht in Bautechn. 1938, Heft 22, S. 283: „Geschweißte Dachkonstruktion für die Lincoln Electric Co. in Cleveland" sind einige Angaben über Höhe und Einheitsgewicht der dort verwendeten I-Profile infolge unrichtiger Umrechnung von englischem in metrisches Maß nicht zutreffend. Die Zeilen 1 bis 7 v. u., l. Sp., und 1 bis 10 v. o., r. Sp., bitten wir zu ersetzen durch folgende Angaben:

Zwischendecke: Nicht durchgehende Stützen im Erdgeschoß I-Träger 254 mm hoch, 61,0 kg/m Gewicht; Unterzug I-Träger 686 mm hoch, 135 kg/m Gewicht; Deckenträger I-Träger 457 mm hoch, 70,0 kg/m Gewicht;

Haupthalle: Stützen I-Träger 610 mm hoch, 163,7 kg/m Gewicht; Riegel I-Träger 533 m hoch, 87,6 kg/m Gewicht;

Shedhallen: Stützen I-Träger 457 mm hoch, 95,2 kg/m Gewicht; Riegel I-Träger 457 mm hoch, 70,0 kg/m Gewicht;

Nebenhalle: Riegel I-Träger 406 mm hoch, 53,6 kg/m Gewicht.

Außerdem ist in Zeile 3 v. o., r. Sp., das Wort „Anschlußstellen" zu ersetzen durch „behelfmäßige Anschlußbleche" (temporary cover plates).

INHALT: Neues Bauen bei den Reichsautobahnen. — Die Kanalisierung der Mittelweser. — Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Die zweite Tagung 1938 der Deutschen Akademie für Bauforschung. — Eingliederung des Österreichischen Normenausschusses. — Straßenhobel. — Ein englischer Eisenbetonschuppen. — Patentschau. — Personalnachrichten. — Berichtigung.

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