



Zeitschrift der Bundesvereinigung
der Prüferingenieure für Baustatik

Der Prüferingenieur

7

September 1995

Seite 3

QS-Maßnahmen im Ingenieurbüro:
Anstoß für die Einschränkung der bautechnischen Prüfung?

Seite 10

Der Wiederaufbau der Frauenkirche in Dresden:
Ein Bau aus Stein und Eisen

Seite 20

Die neuen Spritzbetone gefährden das
Grundwasser beim Tunnelbau nicht

Seite 32

In Beton und Mauerwerk sind moderne
Dübel für viele Lasten geeignet

Seite 54

Kunststoffe in tragendem Einsatz
im Bauwesen

INHALT

Editorial

Dipl.-Ing. Josef Steiner
QS-Maßnahmen im Ingenieurbüro:
Anstoß für die Einschränkung der bautechnischen Prüfung? **3**

Nachrichten

Josef Steiner neuer Vorsitzender in Baden-Württemberg **4**
Brandenburgs Prüfindenieure verhinderten zahlreiche Bauschäden **5**
Hamburg: Dr. Günter Timm gab den Landesvorsitz nach 15 Jahren ab **6**
Unabhängiges Prüfsystem auch in Italien gefragt **7**
NRW: Hochhäuser können bis zu drei Geschossen
in Holzbauweise gebaut werden **8**
Am 6. November: Fortbildungsseminar über Schallschutz **9**

Sanierung

Prof. Dr.-Ing. Fritz Wenzel, Karlsruhe
Ein Bau aus Stein und Eisen **10**

Tunnelbau

Dipl.-Ing. Rudolf Bienstock, Karlsruhe
Die neuen Spritzbetone gefährden das
Grundwasser beim Tunnelbau nicht **20**

Befestigungstechnik

Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen/
Dipl.-Ing. Thomas M. Sippel, Stuttgart
In Beton und Mauerwerk sind moderne
Dübel für viele Lasten geeignet **32**

Kunststoffe

Prof. Dr.-Ing. Carsten Langlie, Wuppertal
Kunststoffe in tragendem Einsatz
im Bauwesen **54**

Impressum **76**

Vorschau auf die nächsten Ausgaben

In den folgenden Heften
erscheinen voraussichtlich:

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Darmstadt:
Die Sicherung tiefer Baugruben
im innerstädtischen Bereich

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch, Wuppertal:
Verbundbau und Brandschutz

Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Kothe, Zittau/Görlitz:
Standsicherheit alter Holzpfahlgründungen

Prof. Dr.-Ing. Hans-Gerd Meyer, Berlin:
Veränderungen des Prüfwesens in Deutschland
unter Einordnung der Tätigkeiten der Prüffingenieure

Prof. Dr.-Ing. Udo Wittek, Kaiserslautern
Nichtlineare Berechnungsmethoden nach EC 2
und deren Auswirkungen auf die
Entwurfs- und Bemessungspraxis im Stahlbetonbau

QS-Maßnahmen im Ingenieurbüro: Anstoß für die Einschränkung der bautechnischen Prüfung?

Im Planungsbereich des Bauwesens werden zur Zeit zwei Themen intensiv und kontrovers diskutiert: Zum einen ist dies die Qualitätssicherung von Planungsleistungen nach DIN ISO-9000 ff und der lauter werdende Ruf nach Zertifizierung. Zum andern wird in den meisten Bundesländern die Novellierung der Bauordnungen unter den Schlagworten Deregulierung, Privatisierung, Vereinfachung, Entlastung der Verwaltung und Verringerung von Genehmigungsgebühren gesehen.

Beide Themen werden häufig von interessierter Seite unzulässig miteinander verknüpft.

Die Bundesrepublik Deutschland leistet sich die föderale Großzügigkeit, jetzt insgesamt sechzehn Landesbauordnungen zu unterhalten und regelmäßig zu überarbeiten. Die Chance, dieses Dickicht zu lichten, wurde nach der Wiedervereinigung leider vertan. Trotz der Musterbauordnung sind die Novellierungsergebnisse, besonders hinsichtlich der praktischen Umsetzung der Genehmigungsverfahren, in den einzelnen Bundesländern erstaunlich unterschiedlich. Neben dem ordentlichen Genehmigungsverfahren gibt es vor allem im Wohnungsbau vereinfachte Genehmigungsverfahren, Baufreistellungsverfahren und reine Kenntnisgabeverfahren. So wird in Baden-Württemberg nach der gerade verabschiedeten novellierten Bauordnung das Kenntnisgabeverfahren für die Erstellung von Wohngebäuden in qualifizierten Bebauungs-Plangebietern künftig bis zur Hochhausgrenze verpflichtend sein.

„Das Verfahren habe sich bewährt, grobe Verstöße seien bei der Anwendung der bisherigen eingeschränkten Baufreistellungsverordnung in keinem Fall bekannt geworden“, verkündet der zuständige Staatssekretär. Die erstellten Dokumentationen für bautechnisch freigestellte Gebäude kommen zu anderen Ergebnissen.

Es bestehen sicher keine Einwände, bei Einfachstbauten ohne statische Probleme auf die bautechnische Prüfung zu verzichten. Im Sinne der im Baurecht verankerten Verpflichtung des Staates zur präventiven Gefahrenabwehr ist es jedoch nicht hinzunehmen, wenn die Grenze für den Entfall bautechnischer Prüfung im Wohnungsbau an der Länge einer Feuerwehleiter - in Baden-Württemberg 8 m, also bei dreigeschossigen Gebäuden - oder an der Grundfläche einer Tiefgarage im Untergeschoß eines Wohngebäudes festgemacht wird. Dies sind Kriterien, die ohne Aufwand um ein Geringes verändert werden können, so daß die Befreiung erreicht wird. Kriterien für den Entfall bautechnischer Prüfung können nur an das Risikopotential eines Tragwerks, nicht aber an die bloße Ausdehnung eines Gebäudes o.ä. angebunden werden.

Qualitätssicherung nach ISO-9000 ff ist kein Ersatz für die unabhängige bautechnische Prüfung und die dringend erforderliche Ausführungskontrolle: weder juristisch noch technisch! Wer derartiges behauptet, ist sich nicht im Klaren über Sinn und Inhalt qualitätssichernder Maßnahmen im Planungsbüro. Dahinter verbirgt sich nichts anderes als eine ordentliche Büroführung, ohne die Planungsaufgaben sowie

so nicht zuverlässig erledigt werden können. Ein Zertifikat bestätigt nur, daß die Büroabläufe mit viel Aufwand, aber streng nach einer Norm, die auf industrielle Fertigungsprozesse ausgerichtet ist, dokumentiert worden sind. Die Qualität des Geplanten ist nicht Gegenstand der Zertifizierung! Planungsqualität, also die bestmögliche Erfüllung der vom Bauherrn vorgegebenen Anforderungen, hängt ab von den fachlichen Fähigkeiten und der Kreativität der Planenden; schlechte Planungen werden auch durch Zertifikate nicht besser. Zertifizierung ist vor allem ein Geschäft! Dies sollten Auftraggeber wissen, bevor sie den Planenden inhaltsarme Zertifikate abfordern.

Besonderere Beachtung bedürfen zweifellos die Schnittstellen. Oft genug muß der Prüffingenieur neben seinen auftragsgemäßen Leistungen noch als Koordinator dafür sorgen, daß Fachplanungen von Massivbauern, Fertigteilherstellern, Stahlbauern, Fassadenbauern etc. überhaupt vorgelegt werden und letztendlich auch zusammenpassen.

Zertifikate werden nicht verhindern, daß bei der Planung und der Ausführung von Unikaten, wie es Bauwerke nun einmal sind, Fehler gemacht werden. Deshalb wird auch künftig nicht darauf verzichtet werden können, durch bautechnische Prüfung präventiv dafür zu sorgen, daß drohende Schäden bereits in der Planungsphase erkannt werden.

Den meisten Bauherren im Wohnungsbau ist nicht bewußt, welches Risiko sie eingehen, wenn nach ungeprüften Planungen gebaut wird. Nur den wenigsten Architekten dürfte bekannt sein, daß sie als Gesamtverantwortliche für Mängel in bautechnischen Unterlagen zusätzliche Verantwortung tragen.

Es ist unverständlich, daß politisch Verantwortliche sich mit vordergründigen und teilweise falschen Argumenten dafür einsetzen, ein seit 9 Jahrzehnten bewährtes Instrument, mit dessen Hilfe es gelungen ist, grobe Planungs- und Ausführungsfehler rechtzeitig und unspektakulär aufzudecken, zu demontieren.

Einige Bundesländer versuchen, sich gegenseitig in Freistellungen von bautechnischen Prüfungen zu übertreffen. Andere Bundesländer gehen mit ihren neuen Bauordnungen den umgekehrten Weg. So werden zum Beispiel in Brandenburg seit dem vergangenen Jahr mit der ausdrücklichen Begründung schlechter Erfahrungen mit dem bisherigen Prüfverzicht wieder alle Gebäude bautechnisch geprüft.

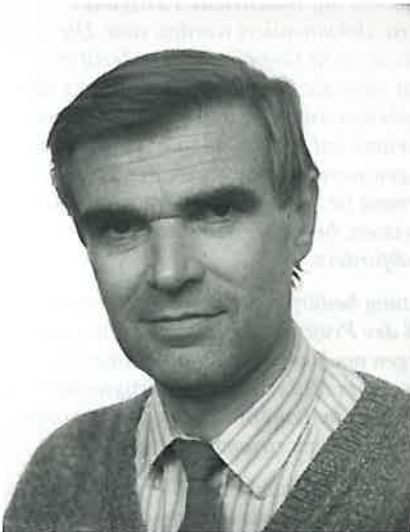
Kann der Anspruch des Bürgers auf die im Baurecht verbrieft öffentliche Sicherheit tatsächlich so großzügig interpretiert werden?

Kann der Begriff Sicherheit in unserem föderalen System tatsächlich politisch so gedehnt und ausgelegt werden?

Dipl.-Ing. Josef Steiner
Vorsitzender der Vereinigung der Prüffingenieure für
Baustatik, Landesvereinigung Baden-Württemberg

Steiner neuer Vorsitzender der Landesvereinigung in Baden-Württemberg

Kurt Harrer wurde für seine Verdienste zum Ehrenvorsitzenden promoviert



Dipl.-Ing. Josef Steiner wurde zum neuen Vorsitzenden der Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Landesvereinigung Baden-Württemberg e.V., gewählt.

Dipl.-Ing. Josef Steiner (Foto), Partner der Ingenieurgruppe Bauen (Karlsruhe/Mannheim), ist zum neuen Vorsitzenden der Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg gewählt worden. Er löste Dipl.-Ing. Kurt Harrer ab, der nach insgesamt 24jähriger Verbandstätigkeit für eine Wiederwahl nicht zur Verfügung stand.

Die Verdienste Harrers um die Belange der Prüfm Ingenieure in Deutschland und in Baden-Württemberg würdigte der Ehrenpräsident der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Professor Dr.-Ing. Heinrich Bechert, der vor Harrer viele Jahre lang selbst die Geschicke der baden-württembergischen Prüfm Ingenieure geleitet hatte.

Bechert ging in seiner Laudatio bis in das Jahr 1971 zurück, in dem Harrer zum 2. Vorsitzenden der Landesvereinigung gewählt worden war. In dieser Zeit sei den Prüfm Ingenieuren neben der bautechnischen Prüfung der Standsicherheit auch der Nachweis des Wärme- und Schallschutzes übertragen worden. In dieser Zeit seien aber überdies die Grundlagen geschaffen worden für die mittlerweile traditionellen Freudenstädter Arbeitstagen der Landesvereinigung, deren Vorträge als „Tagungsbericht Freudenstadt“ seit Jahren veröffentlicht würden und die in der Fachwelt eine sehr gute Aufnahme fänden. Ergänzt würden diese

Tagungen jetzt auch von den maßgeblich von Harrer mitgestalteten, alle zwei Jahre stattfindenden Tagungen mit Vertretern der Baurechtsbehörden, bei denen Probleme des „Prüfens“ und der Abstimmung mit den Behörden im Vordergrund stünden.

Für die Landesvereinigung Baden-Württemberg habe Harrer, so erinnerte Bechert, in vielen Organisationen und Verbänden maßgeblich mitgewirkt, zum Beispiel im Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung (BVPI) und im Ausschuß für Öffentlichkeitsarbeit der BVPI sowie in mehreren HOAI- und DIN-Ausschüssen. In Anerkennung seiner vielfältigen Verdienste wurde Harrer von den Mitgliedern der Landesvereinigung einstimmig zum Ehrenvorsitzenden promoviert.

Bei den Wahlen des Vorstandes wurden – neben Steiner – Dr.-Ing. Bernd F. Bornscheuer (Stuttgart) zum 2. Vorsitzenden und Dr.-Ing. Peter Hildenbrand (Ludwigsburg) zum Kassier gewählt.

Zwei Seminare des Beton-Vereins über Tunnelschalen im U-Bahnbau Im November in Duisburg und im Dezember in München

Auf der Grundlage seines Sachstandsberichts über Stahlbetoninnenschalen im U-Bahnbau vom Oktober 1994 und auf der Grundlage weiterer aktueller Veröffentlichungen zu diesem Thema veranstaltet der Deutsche Beton-Verein in Zusammenarbeit mit der Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen (STUVA) am 28. November in Duisburg und am 7. Dezember in München ein Seminar über die Bemessung, die Betontechnologie und die Bauausführung von Tunnel-

schalen im U-Bahnbau. Die Tagung soll allen in der Planung, in der Bemessung, der Konstruktion und der Ausführung von Tunnelschalen im U-Bahnbau befaßten Ingenieuren einen vertieften Überblick über den Stand der Entwicklung und über die neuesten Ausführungstechniken vermitteln.

Die Teilnahme kostet 280 Mark (inklusive Sachstandsbericht Oktober 1994). Anmeldung oder Auskunft über den DBV in Wiesbaden (Fax: 06 11/14 03-150).

Sechs Prozent aller Unterlagen wiesen schwere Mängel auf

Brandenburgs Prüfsingenieure verhinderten zahlreiche Bauschäden

Fast sechs Prozent aller bautechnischen Unterlagen für die Planung von Gebäuden mit „höherem“ und „hohem“ konstruktivem Schwierigkeitsgrad weisen schwere Mängel auf – Mängel, die, wenn sie durch eine unabhängige bautechnische Prüfung nicht entdeckt und behoben worden wären, zu ebenso schweren Bauschäden, bis hin zur akuten Einsturzgefahr, geführt hätten.

Dieses Faktum hat eine Untersuchung der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in Brandenburg aufgedeckt, für die im zweiten Halbjahr 1994 26 staatlich anerkannte Prüfsingenieure die Unterlagen von mehr als zweitausend Gebäuden aller Schwierigkeitsgrade überprüft und die Ausführung vor Ort überwacht haben.

Dabei ist herausgekommen, daß ungefähr drei Prozent der bautechnischen Unterlagen für Gebäude mit niedrigerem Schwierigkeitsgrad zu „erheblichen Schäden“ geführt hätten, die auch das Tragwerk in Mitleidenschaft gezogen hätten, und daß 5,7 Prozent der Unterlagen für Gebäude der höheren Schwierigkeitsgrade so erhebliche Fehler aufwiesen, daß akute Einsturzgefahr bestanden hätte, wären die Gebäude nach diesen Unterlagen tatsächlich gebaut worden.

Veranlaßt und durchgeführt worden ist die Untersuchung vom Mitglied des Vorstandes der Brandenburgischen Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik, Professor Dr.-Ing.

Dieter Füg. Er wollte mit der Untersuchung diejenigen Ministerien und Behörden unterstützen, die im Zuge der Novellierung der Landesbauordnungen die Meinung vertreten hatten, daß auf die Prüfung der bautechnischen Unter-

lagen und auf die Überwachung der Ausführung vor Ort auch bei kleineren Gebäuden und bei Gebäuden mit geringer Höhe nicht verzichtet werden könne. Nach den Ergebnissen der Untersuchung der brandenburgischen Prüfsingenieure bedeutet der Verzicht auf die bautechnische Prüfung ein bewußtes Inkaufnehmen eines höheren Versagensrisikos.

Nach der neuen Landesbauordnung müssen die bautechnischen Unterlagen auch von Gebäuden mit geringer Höhe nach wie vor von einem Prüfsingenieur für Baustatik geprüft werden.

Konstruktive Regeln für Rahmen und Rahmentragwerke aus Holz

Eine Verkürzung der Planungsphase, eine Verringerung der Baukosten und eine Vereinfachung und Straffung des Genehmigungsverfahrens hoffen die Wissenschaftler der Entwicklungsgemeinschaft Holzbau in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung der Bau-Praxis mit einer Forschungsarbeit an die Hand gegeben zu haben, in der sie, zusammen mit ihren Kollegen des Fachbereichs Konstruktiver Holzbau der Technischen Hochschule Darmstadt, konstruktive Regeln für Rahmen und Rahmentragwerke aus Holz unter erdbebentechnischen Gesichtspunkten gesammelt und selbst entwickelte Berechnungsverfahren erstmals veröffentlicht haben.

Ziel der Arbeit war es, Konstruktionshinweise, Maßnahmen und Nachweise, die die Sicherheit von Rahmen und Rahmentragwerken für sich und im Zusammenspiel mit den anderen Bauteilen von Holzkonstruktionen erhöhen, zu erfassen und zu

überarbeiten. Der Grund für dieses Unterfangen liegt im Eurocode 8 (Bauten in Erdbebengebieten – Entwurf und Bemessung), in dem spezielle Verfahren zum Nachweis der Erdbebensicherheit gefordert werden, für die in der Regel die auf diesem Spezialgebiet wenig erfahrenen Planer und Ingenieure eine Einarbeitung in die Problematik der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens benötigen. Die damit verbundene notwendige Kostensteigerung im Planungsaufwand kann vermindert werden, so schreiben die Forscher in ihrem Abschlußbericht, wenn vorbereitete Unterlagen zur Verdeutlichung der Problematik und als konstruktive Regelungen zur Verfügung stehen.

Der Abschlußbericht (rund 100 Seiten, Berichts-Nummer 2273) kann gegen Erstattung der Kopierkosten beim Fraunhofer-Informationszentrum RAUM und BAU in Stuttgart (Fax: 07 11/9 70-25 08) bestellt werden.

Hamburg: Dr. Günter Timm hat den Landesvorsitz nach fünfzehn Jahren abgegeben

Dr.-Ing. Karl Morgen wurde zu seinem Nachfolger gewählt

Die Landesvereinigung der Prüfengeure in Hamburg hat seit ihrer Mitgliederversammlung im Mai dieses Jahres einen neuen Vorsitzenden: Dr.-Ing. Karl Morgen hat das Amt von Dr.-Ing. Günter Timm übernommen, der fünfzehn Jahre lang die berufspolitischen Belange der Hamburger Prüfengeure vertreten hat. Da Timm gleichzeitig als Präsident der Bundesvereinigung der Prüfengeure fungiert, hat er sich wegen dieser Doppelbelastung nicht für eine Wiederwahl zur Verfügung gestellt.



Dr.-Ing. Karl Morgen, seit 1990 Mitglied der Hamburgischen Landesvereinigung, hat ...



... von Dr.-Ing. Günter Timm das Amt des Landesvorsitzenden in Hamburg übernommen

Mit hanseatischer Zurückhaltung aber dennoch herzlich hatte Dipl.-Ing. Dieter Brunck dem scheidenden Landesvorsitzenden im Namen der Landesvereinigung Hamburg für dessen Tätigkeit gedankt, der, wie Brunck betonte, „nachhaltige Verbesserungen für das Prüfwesen in Hamburg erreicht“ habe. Brunck nannte vor allem folgende Fakten:

Heute werden fast alle Prüfungen auf freiberuflich tätige Prüfengeure übertragen; die Hamburger Gebührenordnung wurde vom Schlußlicht ins obere

Drittel der Gebührenordnungen der Länder gebracht; heute werden in Hamburg nicht mehr nur noch die Standsicherheit, sondern auch der Wärme-, Schall- und Brandschutz von Prüfengeuren für Baustatik geprüft, und die Bauüberwachung durchgeführt; die jährlich stattfindenden Kontaktgespräche mit der Prüfstelle für Baustatik haben zu einer guten Abstimmung zwischen der Prüfstelle und den Prüfengeuren geführt und dienen der allgemeinen Fortbildung sowie der Einbindung der jungen Kollegen.

Brunck erinnerte seine Kollegen im Landesverband Hamburg auch daran, daß Timm zusammen mit dem Kollegen Dr.-Ing. Helmut Kramer eine Reihe von Weiterbildungsmaßnahmen für die konstruktiv tätigen Ingenieure im norddeutschen Raum ein- und durchgeführt habe, die mit großem Erfolg besucht worden seien. Durch die

vielfältigen Arbeiten für die Landesvereinigung, Fachausschüsse des DIN und im DafStb hat Dr. Timm den Erfahrungsschatz als langjähriger Prüfengeur richtungweisend einbringen können. Insbesondere durch die Obmannschaft im Spiegelausschuß zu CEN/TC 250 SC 1 wurden die technischen Normen von ihm maßgeblich mitgeprägt.

Der neue Landesvorsitzende Dr.-Ing. Karl Morgen entstammt dem gleichen Büro, wie Dr. Timm, dem Hamburger Ingenieurbüro Dr. Windels – Dr. Timm – Dr. Morgen, in das er vor nunmehr fast zehn Jahren eintrat. Zwei Jahre später wurde Dr. Morgen als Partner im Büro aufgenommen und wiederum zwei Jahre später – 1990 – wurde er als Prüfengeur für Baustatik in Hamburg anerkannt.

21. Freudenstädter Tagungsband ist noch lieferbar

Die Landesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik in Baden-Württemberg macht darauf aufmerksam, daß der neueste, es ist der bereits 21., „Freudenstädter Tagungsbericht“ nach wie vor in der Geschäftsstelle (Leibnizstr. 7, 68165 Mannheim) bestellt werden kann. Er umfaßt über 200 Seiten, kostet 55 DM und enthält die Vorträge der letzten Freudenstädter Tagung, unter anderem über Baugrubensicherung, Befestigungstechnik, Steifigkeit und Stabilität von Holzkonstruktionen und Kunststoffbehältern, über Stahlbeton bei Bauten mit wassergefährdenden Stoffen und über Spannbeton für besondere Anforderungen.

Unabhängiges Prüfsystem ist auch in Italien gefragt

**Präventive Kontrollen fehlen
Jetzt ist der Staat gefordert**

Im Zuge der Harmonisierung des Baurechts in der Europäischen Union denken viele maßgebende italienische Vertreter der staatlichen und privaten Organisationen und Institutionen der Bauingenieure auch daran, in ihrem Lande ein ähnliches System der Prüfung und Überwachung einzuführen, wie es in Deutschland seit vielen Jahrzehnten erfolgreich praktiziert wird.

Das war der deutliche Eindruck, den der stellvertretende Vorsitzende der rheinland-pfälzischen Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Dr.-Ing. Hubert Verheyen (Bad Kreuznach), von einer Vortragsreihe nach Brescia mitgebracht hat. Er hatte an der dortigen Universität einen Vortrag über die deutsche Qualitätssicherung und Kontrolle in Tragwerksplanung und Ausführung gehalten und den italienischen Kollegen die Erfahrungen geschildert, die von den deutschen Ingenieuren mit ihrem System gemacht worden sind.

Verheyen hat bei seinem Referat vor zahlreichen italienischen Ingenieuren und Verwaltungsbeamten die Vorteile der deutschen Prüfung und Überwachung beschrieben und das deutsche Bauordnungsrecht vorgestellt, das den Staat verpflichtet, die Standsicherheit aller baulichen Anlagen zu überwachen, wobei er sich weitgehend des privaten Prüfm Ingenieurs für Baustatik als beliebigen Unternehmers bediene.

Das deutsche System, so Verheyen, zeichne sich vor allem dadurch aus, daß der Prüfm In-

genieur in völliger Unabhängigkeit handele und daß er sich die volle Handlungsfreiheit gegenüber allen Interessen bewahren könne, die der Sicherheit entgegenstehen könnten.

Professor Guisepppe Turchini, Präsident der U.N.I., die in Italien für die Industrienormen verantwortlich ist, und Dozent an der Technischen Universität Mailand, plädierte, ebenso wie Verheyen, für einen deutlich intensivieren europäischen Erfahrungs-

austausch, der dazu führen können und müsse, daß „unsere Gebäude sicherer, dauerhafter und kostengünstiger errichtet werden können“.

Turchini bedauerte es sehr, daß „im Moment in Italien ein präventives Kontrollsystem wie in Deutschland“ fehle. Er forderte seine Kollegen in Italien auch auf, zu verstehen, daß „Qualitätskontrollen kein Kostenfaktor, sondern eine Investition für die Zukunft“ sei.

Diese Aufgabe könne aber nicht allein von den Berufsverbänden und berufsständischen Kammern geleistet werden. Vielmehr, meinte Turchini, müsse es auch in Italien eine unabhängige Kontrolle geben, die der Staat veranlassen müsse.

Baden-Württemberg: Broschüre über Bauschäden durch fehlende Prüfung

Die Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg hat zum Thema Bauschäden und Bauüberwachung eine Broschüre herausgegeben, die auf die große Bedeutung des Vier-Augen-Prinzips nachdrücklich hinweist und die Notwendigkeit des Prüfens unterstreicht.

Häufig festgestellte Mängel und Schäden werden darin exemplarisch in Wort und Bild aufgeführt und dargestellt. Baugruben und ihre Sicherung, Unterfangungen und Fertigteilkonstruktionen werden ebenso durchleuchtet wie Dehnungsfugen und Konsolen, die bekanntermaßen sehr schadensanfällig sind.

In einem besonderen Kapitel befaßt sich der Verfasser, Dipl.-Ing. Josef Steiner, mit der Bauüberwachung durch den Prüfm Ingenieur und mit der grundsätzlichen Erfordernis von Überwachungen. Dabei wird die Notwendigkeit des Prüfens und der Überwachung durch eindrucksvolle Beispiele von Einstürzen und Bauschäden, die wegen fehlender Prüfung und Überwachung auftraten, in kurzgefaßten Kommentaren und plastischen Bildern dokumentiert.

Die Broschüre (74 Seiten, DIN-A-4) kann zum Preis von 25 DM von der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik Baden-Württemberg, Leibnizstr. 7, 68165 Mannheim, bezogen werden.

NRW: Hochhäuser können bis zu drei Geschossen in Holzbauweise gebaut werden

Viertes Bautechnik-Seminar mit direkt verwertbaren Referaten

Die Landesbauvereinigung der Prüflingenieur in Nordrhein-Westfalen führte in Zusammenarbeit mit dem Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes am 1. September 1995 ihr 4. Bautechnisches Seminar NRW durch. Der Landesvorsitzende der nordrhein-westfälischen Prüflingenieur, Dipl.-Ing. Otto Lennertz (Aachen), konnte dazu mehr als 200 Kollegen und Kolleginnen im Essener "Saalbau" begrüßen.

Themen des diesjährigen Seminars waren die Normensituation im Ingenieurholzbau, die neue Landesbauordnung NW und der Baustoff Holz, der Baustoff Holz im Wohnungsbau sowie Neue Regelungen für Bauprodukte in der BauO NW 1995 sowie Erläuterungen zu den Bauregellisten A und C.

Das Thema Holzbau drängte sich geradezu auf. Nicht nur, daß der Bundesbauminister die Verwendung von Holz als Beitrag zur Kostendämpfung favorisiert. Auch die Landesregierung will das Bauen mit Holz zur Kostendämpfung und aus ökologischen Gründen fördern.

Die Voraussetzungen für einen verstärkten Einsatz von Holzbaustoffen sind durch die neue Landesbauordnung geschaffen worden. Dies betrifft besonders die jetzt

maßgebenden Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse - § 29 der LBO NW. Danach ist es ab dem 1. Januar 1996 möglich, Wohnhäuser mit bis zu drei Geschossen nahezu vollständig in Holzbauweise zu errichten.

Dem aktuellen Schwerpunktthema angemessen hatte das Ministerium für Bauen und Wohnen NRW hochkarätige Wissenschaftler und anerkannte Fachleute als Referenten gewonnen.

Zu Beginn der Veranstaltung erläuterte Ministerialdirigent Winfried Dahlke kurz die Grundzüge der neuen Landesbauordnung NRW. In Stichworten betrifft dies u.a.:

- Maßnahmen zur Vereinfachung und Beschleunigung des Baugenehmigungsverfahrens
- Umsetzung der Bauproduktenrichtlinie
- Vorschriften über ökologisches Bauen

Prof. Dr. Ing. Ehlbeck von der TU Karlsruhe referierte auf der Grundlage des inzwischen als Vornorm vorliegenden Entwurfs für die Berechnung und die Bemessung von Holzbauwerken, DIN V ENV 1995-1-1. Der Teil 1-2 dieser Vornorm, welcher die Brandschutzbemessung regelt, wird in Kürze ebenfalls zur Verfügung stehen.

Allerdings stehen die in den Vornormen genannten Bezugsnormen, dies sind im

wesentlichen die Produktnormen, noch nicht zur Verfügung. Prof. Ehlbeck erläuterte im weiteren das neue Nachweisformat.

Die endgültige Fertigstellung der europäischen Holzbaunorm wird nach Meinung von Prof. Ehlbeck noch einige Jahre dauern, weshalb im DIN-Ausschuß eine Überarbeitung der DIN 1052 zur Zeit geprüft wird.

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch von der Bergischen Universität/GHS Wuppertal ging kurz auf die Eigenschaften des Baustoffes Holz ein und erläuterte insbesondere die nun in der neuen Landesbauordnung NRW für die Anwendung von tragenden Holzbauteilen gegenüber der bisher geltenden LBO günstigeren Brandschutzanforderungen.

Soweit nichtbrennbare Baustoffe gefordert werden (Klasse AB) scheidet Holz jedoch aus. Nach seiner Meinung ist die Forderung nach Verwendung von Baustoffen der Klasse AB (dabei müssen die wesentlichen Teile aus nichtbrennbaren Baustoffen bestehen) nicht in allen Fällen gerechtfertigt. Hier sieht Prof. Klingsch noch Klärungsbedarf.

Bei der Beurteilung des erforderlichen Brandschutzes sei im übrigen stets die gesamte Brandlast zu bedenken, so daß in Einzelfällen die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse gesenkt werden könne.

Prof. Julius Natterer von der Arbeitsgemeinschaft Holz zeigte anhand von DIAs die vielfältigen Möglichkeiten des Einsatzes von Holz überzeugend auf. Der Vortragende begeisterte nicht zuletzt durch seinen lebhaften Vortrag und seine visionäre Darstellung von

Entwicklungen auf dem Gebiete des Holzbaues.

Die Bauproduktenrichtlinie gilt umfassend für alle Bauprodukte, die hergestellt werden, um dauerhaft in Bauwerke des Hoch- oder Tiefbaues eingebaut zu werden. Über dieses Thema referierte LMR Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder vom Ministerium für Bauen und Wohnen NRW mit der bei ihm gewohnten Klarheit und Übersicht. Für die Regelungen über die Verwendung der in Verkehr gebrachten Bauprodukte obliegt den Ländern die Gesetzgebungskompetenz. Es liegt aber auf der Hand, daß die Bauproduktenrichtlinie im Bereich der Bundesrepublik Deutschland einheitlich umgesetzt werden sollte. Die neue Landesbauordnung NRW regelt das Recht der Bauprodukte und Bauarten im wesentlichen in den Paragraphen 20 bis 28.

Der Präsident des Deutschen Instituts für Bautechnik, Prof. Dr.-Ing. Hans-Gerd Meyer, gab eine Übersicht über die Bauregellisten A und die Liste C. Die Bauregellisten A und C befassen sich nur mit Bauprodukten. Prof. Meyer ging besonders auf die vorgeschriebenen Übereinstimmungsnachweise ein.

Eine lebhafte Diskussion schloß das Seminar ab und gab dadurch einen Eindruck von der intensiven Beteiligung der Zuhörerschaft.

Der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure, Otto Lennertz, leitete die Veranstaltung wie immer souverän und engagiert. Lennertz wies darauf hin, daß die neue Landesbauordnung NW in vielen Punkten Veranlassung zur Klärung gibt. Man sollte jedoch zunächst die noch in Bearbeitung befindlichen Rechtsverordnungen und Verwaltungsvorschriften abwarten.

Josef Dumsch

Am 6. November in Mainz: BVPI-Fortbildungsseminar über den Schallschutz

Insgesamt 1500 Prüfm Ingenieure, Beratende Ingenieure und Interessenten aus der Bauindustrie und aus den Bauaufsichtsbehörden haben in den vergangenen Monaten die Weiterbildungsseminare der veranstaltenden Bundesvereinigung und der jeweils durchführenden Landesvereinigungen der Prüfm Ingenieure in Berlin, Leipzig, Weimar, Frankfurt und Hamburg besucht und damit auch die Attraktivität dieser Seminare dokumentiert.

Thema der letzten Veranstaltungsreihe war der Schallschutz. Das nächste und vorläufig letzte Seminar zu diesem Fragenkomplex findet am 6. November 1995 im Kurfürstlichen Saal zu Mainz statt. Behandelt werden neben den physikalischen Grundlagen der Schallentstehung und der Schallausbreitung die schalltechnischen Nachweise für den Massivbau, für den leichten Innenausbau sowie für Wasser-

installationen und der Schutz gegen Außenlärm. Abgerundet wird das Themengebiet mit ausgewählten beispielhaften Konstruktionsproblemen im Zusammenhang mit dem Schallschutz. Auch die bauaufsichtlichen Anforderungen an den Schallschutz im Hochbau, einschließlich der Änderungen im Hinblick auf die Harmonisierung im europäischen Binnenmarkt, werden auf diesem Seminar angesprochen.

Interessenten wenden sich bitte an die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg (Fax: 0 40/35 35 65).

Die Seminare im kommenden Jahr sind dem Brandschutz und dem EUROCODE 1 gewidmet. Auskünfte hierzu erteilt ebenfalls die Bundesvereinigung in Hamburg.

Arbeitshilfen für den Schallschutz-Nachweis

„Arbeitshilfen zum Nachweis des Schallschutzes nach DIN 4109“ (Stand Februar 1994) heißt eine kleine immer noch aktuelle Broschüre, die von der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg herausgegeben worden ist. Sie wurde von Dipl.-Ing. Klaus Stenger (Mannheim) erarbeitet und enthält auch zahlreiche Vorschläge zur Vereinfachung und einige Einstiegshilfen in neue oder

erweiterte Fachgebiete. Die Broschüre, deren Texte und Tabellen auch auf Diskette erhältlich sind, kann, wie es im Vorwort heißt, den „wegen der sehr differenzierten Anforderungen der DIN 4109 schwierig erscheinenden Nachweis des Schallschutzes wesentlich erleichtern“. Sie kostet 15 Mark und kann in der baden-württembergischen Geschäftsstelle (Leibnizstr. 7, 68165 Mannheim), bestellt werden.

Ein Bau aus Stein und Eisen

Das statisch-konstruktive Konzept für den Wiederaufbau der Dresdner Frauenkirche

Der Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden stellt eine der meist diskutierten und schwierigsten Aufgaben der Wiederherstellung eines historisch und künstlerisch bedeutsamen Bauwerkes in heutiger Zeit dar. Das gilt sowohl in gesellschaftspolitischer, architektonischer und denkmalpflegerischer Beziehung als auch in bautechnischer Hinsicht. Die Aufgabe führt Kunstgeschichtler, Architekten, Ingenieure und Handwerker mit ihren unterschiedlichen Vorstellungen zu interdisziplinärer Arbeit zusammen. Für die beteiligten Bauingenieure*) handelt es sich um einen Auftrag, bei dessen Lösung sich Erfahrungen aus der Vergangenheit und Kenntnisse von heute treffen. Der Prozeß des Planens und Bauens erweist sich erwartungsgemäß als ein langer Weg, mit Zustimmung und Widerspruch als Begleitern, ein Weg, auf dem - wie der folgende Bericht mehrmals deutlich zeigt - immer wieder um Konsensgerungen werden muß.

**Prof. Dr.-Ing.
Fritz Wenzel**



ist Bauingenieur und seit 1967 Ordinarius für Tragkonstruktionen an der Fakultät für Architektur der Universität Karlsruhe; 1985 hat er dort den Sonderforschungsbereich „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke“ begründet; 1990 entstand dank seiner Initiative das „Weiterbildungszentrum für Denkmalpflege und behutsame Altbauinstandsetzung“ in Dresden; 1970 gründete er das heute in Partnerschaft betriebene „Büro für Baukonstruktionen“

1 Wissenswertes aus der Konstruktionsgeschichte

Die Frauenkirche in ihrer originalen Form, ihrem ursprünglichen Gefüge und mit dem herkömmlichen Material, dem sächsischen Sandstein, wieder aufzubauen, ist ohne Kenntnis der Konstruktionsgeschichte und die Analyse der früheren Schäden, die es heute zu vermeiden gilt, nicht möglich. George Bähr hatte über dem nahezu quadratischen, steinernen Kirchengebäude zunächst einen dreiteiligen Aufbau aus Holz vorgesehen. Sein (hier nicht wiedergegebener) Plan von 1722 zeigt, von oben nach unten, die Laterne, die hohe Kuppel und das Dach über dem Unterbau, letzteres als windschiefer Kuppelanlauf ausgebildet. Die Holzkonstruktionen von Dach und Kuppel stehen nicht miteinander in Verbindung, sie sind durch den steinernen Tambourring voneinander getrennt. Zwischen 1728 und 1734 unternimmt Bähr mehrere Anläufe, die Holzkonstruktionen durch Steinkonstruktionen zu ersetzen. Das wird ihm schließlich, etappenweise und nicht ohne Widerstände, genehmigt, zunächst für den Kuppelanlauf, also das Dach, später dann für die Kuppel selbst. Kuppel und Dach wachsen optisch zur Glocke zusammen, in ihrem konstruktiven Gefüge bleiben sie - hier Kuppelmauerwerk, dort Dachdeckung - verschiedenartig.

Bähr erkennt, daß die lotrechte Last der großen Steinkuppel nicht nur vertikal, über die Innenpfeiler, sondern auch strebenförmig, über die von den Pfeilern nach außen weisenden Wände, in die Fundamente abfließen muß. Diese jeweils zwei Wände - von Bähr Spieramen genannt, wir würden heute von gemauerten Wandscheiben sprechen - geschlossen kontinuierlich, im unteren Teil nur durch die Öffnungen für die Umgänge unterbrochen, an die Pfeiler an. Folgerichtig spricht Bähr von 24 statt von acht Unterstützungen seiner Steinkuppel, und ebenso folgerichtig legt er die Masse der Fundamente weiter außen unter den Wänden an und nicht so sehr unter den Innenpfeilern.

*) In der „Ingenieurgemeinschaft Frauenkirche“ arbeiten das Büro Wenzel, Frese, Pörtner, Haller (Karlsruhe und Dresden) und das Büro von Wolfram Jäger (Radebeul) zusammen; Prüfingenieur für Bautechnik ist Jörg Peter (Stuttgart).



Abb 1: Gespaltener Pfeilerschaft (1932)

Als die hohe Steinkuppel aufgeführt wird, treten sofort Risse im Bauefüge auf, hauptsächlich in den Gewölben und Bögen, in den Pfeilerschäften und Kapitellen und in den Spieramenwänden. **Abb. 1** zeigt einen der gespaltenen Pfeilerschäfte mit späterer Verklammerung und Bandagierung. Bis heute hat sich die Meinung gehalten, die Last der Kuppel sei voll in die Innenpfeiler geflossen und deren Fundamente seien zu klein gewesen, seien abgerissen und hätten sich überproportional gesetzt. Aber alle Gutachten aus damaliger Zeit sagen aus, daß es wohl zu Pfeilerstauchungen, nicht aber zu Fundamentabbrissen und unterschiedlichen Setzungen gekommen ist. Auch heute läßt die Inspektion des Kellers entsprechende Abrisse und Verformungen nicht erkennen.

Georg Rüth, der im Jahre 1937 den Auftrag zur Schadensanalyse und zum Entwurf von Sicherungsmaßnahmen für die Frauenkirche erhält, geht nach Erkundung und Dokumentation der Rißschäden vorsichtshalber davon aus, daß die Innenpfeiler, nachdem die Wandscheiben abgerissen sind, die Last der Hauptkuppel allein zu tragen haben. Als Siche-

rungsmaßnahmen ordnet er zusätzliche, innenliegende Kuppelringanker an, er verbreitert die Pfeilerfundamente und schließt die Mauerwerksrisse durch Zementinjektionen. Durch das Schließen der Risse sollen "die überlasteten Innenpfeiler wertvolle Hilfestellungen durch die äußeren Gebäudeteile zur günstigeren Aufnahme der schweren Kuppel- und Bauwerkslasten" erhalten und "die von George Bähr bereits ursprünglich erhoffte Zusammenwirkung von inneren und äußeren Bauteilen" wieder erreicht und auf Dauer gewährleistet werden [1]. Rüths Maßnahmen verfolgen das Ziel, dem zu Schaden gekommenen Bauwerk gegenüber weiteren Setzungen und Temperaturbewegungen erhöhte Sicherheit zu verschaffen, es in seinem Bestand zu stabilisieren, aber nicht, es in den alten Traggzustand zurückzusetzen.

Die Tatsache, daß die brennende Frauenkirche erst am 15. Februar 1945, einen Tag nach dem letzten Bombenangriff, eingestürzt ist, zeigt, daß ihr statisch-konstruktives Gesamtgefüge noch beträchtliche Sicherheiten in sich barg, die über die verlorengegangenen Sicherheiten an den lokalen Schwachstellen hinausreichten.



Abb. 2: Anker, aus dem Trümmerberg geborgen

2 George Bährs Vorstellung vom Bauegefüge

George Bähr hatte die Vorstellung, daß die Frauenkirche ein Bauwerk werden sollte, welches "von Grund auf bis oben hinauf gleichsam nur ein einziger Stein" war [2]. So präsentierte sich der Bau dann auch. Zum inneren Gefüge schreibt er, daß die ganze Figur dieser Kirche eine gesetzte Pyramide darstelle, die viel mehr Stärke und Kraft zum Tragen aufbringe, als andere Gebäude, die lotrecht aufgeführt werden, denn "das Centrum gravitatis vertheilet sich sehr viel mahl" [2]. Bähr spricht auch von den starken Eisenankern, die er ins Pfeiler- und Wandmauerwerk hat einlegen lassen. Diese Anker haben wir, genau wie diejenigen, die die Kuppel umgürten, beim Wegräumen und Sortieren der Trümmer zuhauf gefunden. **Abb. 2** zeigt sie aufeinandergestapelt; insgesamt konnten mehr als 300 Anker aus den Trümmern geborgen werden. Die dickeren Anker stammen von der Umgürtung der Kuppel, die dünneren lagen in den Spieramen. Auf dem Bild sind auch die augenstabähnlichen Ankerenden für die Keilverschlüsse sichtbar.

Nachdem die Trümmer weggeräumt waren, zeigte sich an den erhalten gebliebenen Ruinentheilen auch, daß Bähr durchaus zwischen weniger beanspruchtem Mauerwerk und hoch beanspruchten Partien zu unterscheiden wußte. So ließ er die stark belasteten Innenpfeiler im Vergleich zum übrigen Mauerwerk mit doppelter Steinhöhe und dünneren Lagerfugen ausführen. Er muß gewußt haben, daß sich die Tragkraft der Pfeiler auf diese Weise beträchtlich erhöhen ließ.

3 Die Risse in den Spieramen

Die Rißaufnahme von Rütth, die in **Abb. 3** wiedergegeben ist, zeigt, daß tatsächlich ein Teil der vertikalen Last aus der hohen Steinkuppel diagonal durch die Spieramenwände nach außen abgeflossen ist. Das läßt sich am Rißbild und an der Rißneigung deutlich ablesen. Der von George Bähr intuitiv erkannte Kraftfluß weg von den Innenpfeilern fand also statt. Die Kuppelringanker haben, auch wenn sie nach heutigen Erkenntnissen knapp dimensioniert waren, gehalten. Die Wandanker in den Spieramen sind zwar auch nicht gerissen – sie haben die Spieramen so gut es ging zusammengehalten, auch wenn dabei Risse im Mauerwerk entstanden -, aber sie konnten die Spieramen insgesamt nicht an einer Ausbiegung nach außen hindern; die Anker machten diese Ausbiegung einfach mit.

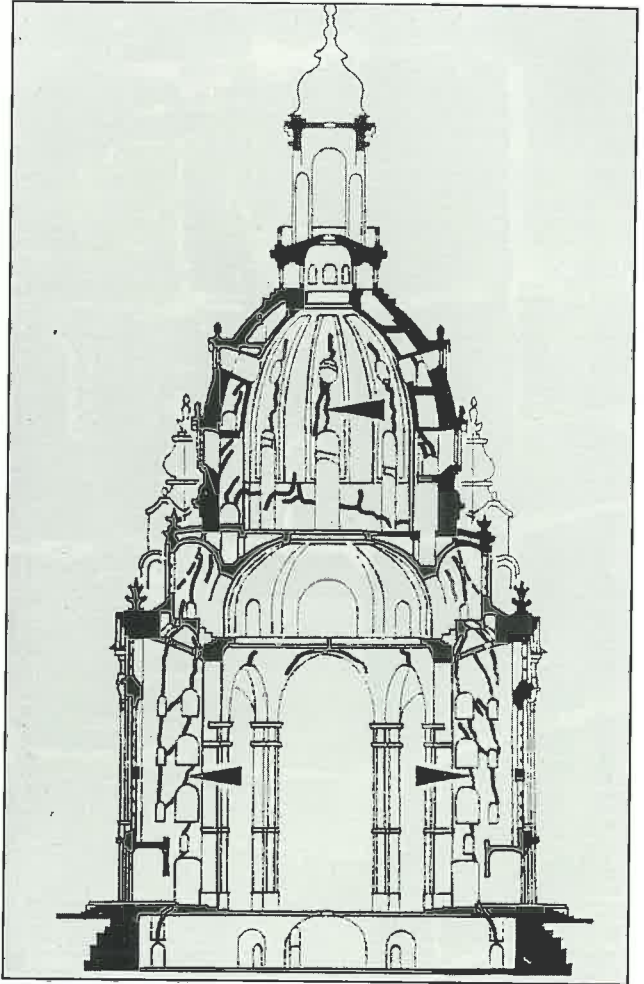


Abb. 3: Rißbild nach Rütth

Wir haben die Bährsche Konstruktion mit Hilfe moderner Rechenverfahren so gründlich untersucht, wie kein anderes altes Bauegefüge sonst. Werner Seim [3] hat das – über die herkömmlichen Finite-Element-Berechnungen der Ingenieure unseres Büros und des Prüflingenieurs hinausgehend – mit einem von ihm an der Universität Karlsruhe entwickelten Rechenmodell getan, welches die anisotropen Eigenschaften des Mauerwerks im elastischen und postelastischen Bereich und das nichtlineare Materialverhalten berücksichtigt; sein Verfahren weist versagende Zugbereiche aus und ordnet den Kraftfluß bei zu großen Druck- und Schubspannungen entsprechend um.

Letztendlich genügte uns das noch nicht. Wir verglichen die Ergebnisse der statischen Berechnungen mit den Schadensbildern, die aus den zwanziger und dreißiger Jahren unseres Jahrhunderts reichlich erhalten sind, und mit den Resultaten von Materialprüfungen an alten Steinen aus der Frauenkirche, die wir an der TU Dresden vornehmen ließen. Da die verschiedenen theoretischen und empirischen Ergebnisse gut zueinander passen, können wir sicher sein, das Tragverhalten der Bährschen

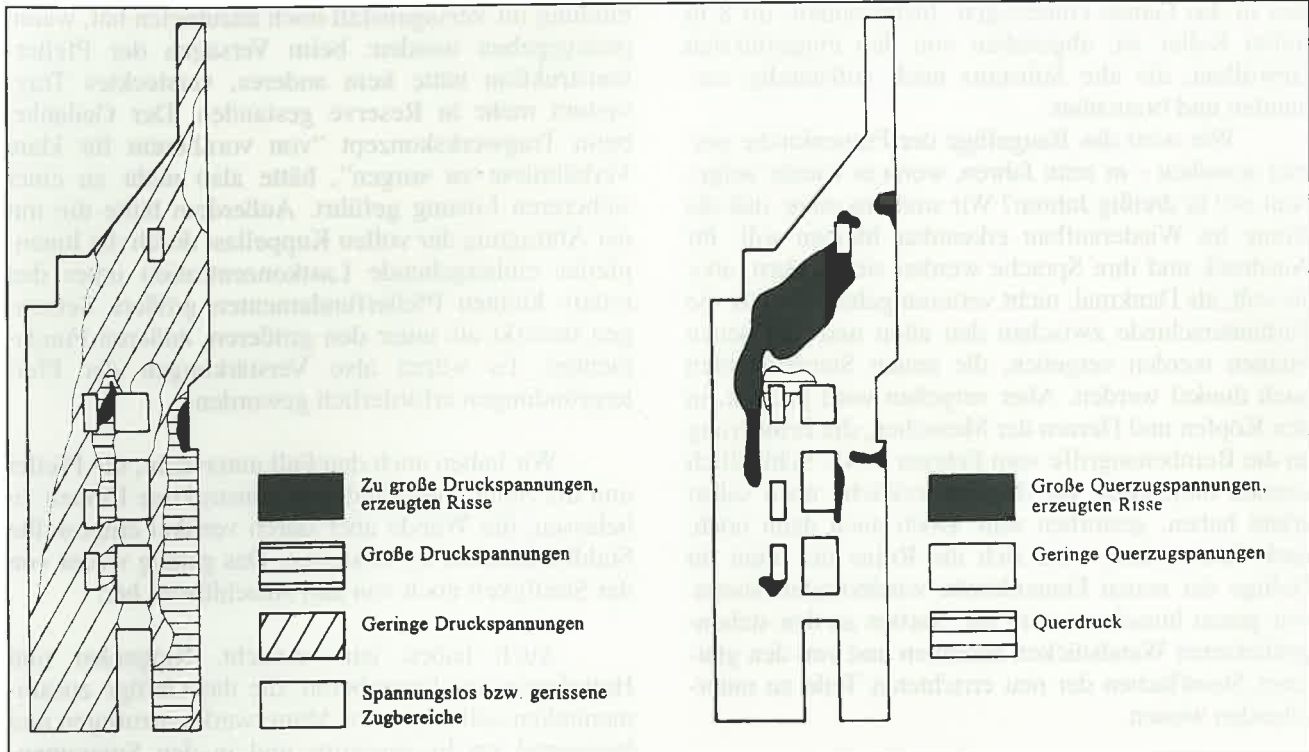


Abb. 4 (links): Vertikale und . . .

Abb. 4 (rechts): . . . horizontale Mauerwerksspannungen in der Bähr'schen Konstruktion

Konstruktion und ihre Schwachstellen jetzt gut zu kennen.

Abb. 4 zeigt den Spannungszustand, wie er in der Bähr'schen Konstruktion geherrscht haben muß. Links im Bild sind die vertikalen Druckspannungen dargestellt, mit Spitzenpressungen an den Kapitellen von circa 12 N/mm². Zum Vergleich wären heute, legt man die Mauerwerksnorm DIN 1053 zugrunde, 1,2 bis 3 N/mm² zulässig. Rechts im Bild sind die Querkzugspannungen zu sehen, die zum Aufreißen des Mauerwerkes insbesondere im oberen Drittel der Spieramen geführt haben.

4 Das Materielle und das Immaterielle

Mit der Frauenkirche hat George Bähr ein Baugesfüge geschaffen, das städtebauliches Wahrzeichen und Identifikationsbauwerk Dresdens wurde und einen Raum voller Bewegung und Musik umschloß. Zu diesem Baugesfüge gehört nicht nur die materielle Ausformung, sondern auch der Geist und die Konstruktionsidee, nach denen das Gefüge entstand. Gedanken, die Frauenkirche "außen wie innen in den wichtigsten Räumen fotogleich mit der zerstörten Vorgängerin" zu erstellen [4], zielen nur auf das, was man sieht. Es geht aber um das Baugesfüge als Ganzes und damit auch um seine "innere

Wahrhaftigkeit" [5]. Das Gefüge war eine Meisterleistung, wir haben das bei unserer Arbeit bis in die Einzelheiten hinein feststellen können. Daran ändern auch die zeit- und materialbedingten Schwachstellen und einige wenige Fehler nichts – insbesondere das horizontale Ausweichen der Spieramen unter der vertikalen Kuppellast – die wir mit den Kenntnissen von heute vermeiden können. Es geht also nicht nur darum, die Form wieder aufzubauen, sondern es gilt, auch die immaterielle Entwurfsidee und ihre materielle Umsetzung als Zeugnis des ingenieurtechnischen Könnens im Dresdner Barock zu bewahren. Wenn wir heute als Bauingenieure der Konstruktionsidee George Bährs wieder folgen, dann auch deshalb, weil wir erkannt haben, daß da einer war, der gut Bescheid wußte und dessen Werk als Baumeister und Ingenieur wir beim Wiederaufbau verwässern würden, wenn wir mehr als nur das Notwendigste daran änderten.

5 Denkmal und Neubau

Denkmal im strengen Sinne ist nur die Ruine, der stehengebliebene Rest der Frauenkirche also. Der Wiederaufbau darüber ist – zunächst – ein Neubau, auch wenn er nach den alten Plänen und zum Teil mit alten Steinen erfolgt. Die Ruine wollen wir so schwarz und vernarbt, wie sie ist, in das wieder aufzubauende Gefüge integrieren. Das heißt, die erhalten gebliebenen Teile der Wände bleiben stehen und wer-

den in das Ganze einbezogen. Insbesondere im 8 m tiefen Keller ist, abgesehen von den eingestürzten Gewölben, die alte Substanz noch vollständig vorhanden und brauchbar.

Wie wird das Baugesfüge der Frauenkirche einmal aussehen – in zehn Jahren, wenn es wieder aufgebaut ist? In dreißig Jahren? Wir sind uns einig, daß die Ruine im Wiederaufbau erkennbar bleiben soll. Ihr Ausdruck und ihre Sprache werden sich ändern, aber sie soll, als Denkmal, nicht verloren gehen. Gewiß, die Farbunterschiede zwischen den alten und den neuen Steinen werden vergehen, die neuen Steine werden auch dunkel werden. Aber vergehen wird ja auch, in den Köpfen und Herzen der Menschen, die Erinnerung an die Bombenangriffe vom Februar 1945. Schließlich werden diejenigen, die das Schreckliche noch selbst erlebt haben, gestorben sein. Doch auch dann noch, nach Jahrzehnten, wird sich die Ruine der alten im Gefüge der neuen Frauenkirche wiederfinden lassen: wer genau hinschaut, wird die Narben an den stehengebliebenen Wandstücken erkennen und von den glatteren Steinflächen der neu errichteten Teile zu unterscheiden wissen.

6 Die schwierige Suche nach der einfachen Lösung

Natürlich wollen wir, wenn wir die Frauenkirche nach der Konstruktionsidee George Bährs wiedererrichten, nicht die alten Schadensursachen wieder mit einbauen. Es geht aber nicht nur darum, entsprechende Abhilfen zu finden, sondern die modernen technischen Hilfen sollen auch auf das mögliche Minimum beschränkt werden. Man kann es auch anders sagen: die Konstruktion George Bährs soll so gut wie möglich selbst wieder zum Tragen kommen, nur an wirklichen Schwachstellen soll sie Verbesserung erfahren.

Eine Zeitlang verfolgten wir die Idee, den bislang ungesteuerten Kraftfluß eindeutig zu machen und die Last voll den Innenpfeilern zuzuweisen. Dabei wäre es über die ganze Pfeilerhöhe hinweg zu gleichmäßig über den Querschnitt verteilten Pressungen von circa 5 N/mm² gekommen. Deren Aufnahme schien zwar bei Ausbildung eines Pfeilermauerwerks aus ausgesuchten, planebenen Sandsteinquadern mit Dünnbettfugen und bei Sicherstellung des zentrischen Lastflusses vertretbar. Wegen der unterschiedlichen Verkürzungen von Pfeiler- und benachbartem Wandmauerwerk wäre aber zwischen beidem eine zumindest temporäre, vertikale Fuge notwendig geworden. Die Idee George Bährs von einer pyramidalen Lastabtragung wäre damit jedoch aufgegeben, die Systemreserven, die eine statisch unbestimmte Spieramen-Pfeiler-Ver-

bindung im Versagensfall noch anzubieten hat, wären preisgegeben worden: beim Versagen der Pfeilerkonstruktion hätte kein anderes, verstecktes Tragsystem mehr in Reserve gestanden. Der Gedanke, beim Tragwerkskonzept "von vornherein für klare Verhältnisse zu sorgen", hätte also nicht zu einer sichereren Lösung geführt. Außerdem hätte die mit der Abtragung der vollen Kuppellast durch die Innenpfeiler einhergehende Lastkonzentration unter den relativ kleinen Pfeilerfundamenten größere Setzungen bewirkt als unter den größeren, äußeren Fundamenten. Es wären also Verstärkungen der Pfeilergründungen erforderlich geworden.

Wir haben auch den Fall untersucht, die Pfeiler und die Spieramenwände als konstruktive Einheit zu belassen, die Wände aber durch vertikal eingestellte Stahlbetonkerne zu versteifen. Das gelang weder von der Steifigkeit noch von den Anschlüssen her.

Auch haben wir versucht, Ringanker und Haltefinger aus Spannbeton, die das Gefüge zusammenhalten sollten, in das Mauerwerk einzufügen und horizontal im Innengesims und in den Spieramenwänden einzubetten. Auch diese versteckte Haltekonstruktion versprach nicht genügend Hilfe, brachte mit dem Spannbeton viel Fremdmaterial ins Steingefüge und stieß auch auf baukonstruktive Schwierigkeiten im Zusammenwirken von Mauerwerk und Beton.

Wir waren jetzt mit unserer Planung an einem Punkt angekommen, an dem wir nicht so recht weiter wußten. Das machte es nötig, die Aufgabe noch einmal vom Grundsatz her anzufassen.

7 Anknüpfen an ein altes Prinzip

Daß die Resultierende aus vertikaler Last und horizontalem Gewölbeschub in den hohen Wänden mittelalterlicher Bauten zu sehr nach außen auswandert und dort zu hohen Kantenpressungen im Mauerwerk und auch im Baugrund unter den Fundamenten führt, kommt relativ häufig vor. Eine jahrhundertealte Lösung, diesem Auswandern entgegenzuwirken, bietet die aktive Korrektur des Kraftflusses mittels horizontal durch den Raum gezogener Anker. Heutzutage werden diese Anker soweit angespannt, daß die Resultierende in der Wand genügend in die Mitte zurückgeholt wird. Früher erwärmte man die Anker beim Einbau, so daß sie sich beim Erkalten zusammenzogen und ebenfalls eine aktive, dem Gewölbeschub entgegengesetzte Kraft auf das Mauerwerk absetzten. Diesen Fall zeigt **Abb. 5** auf der linken Seite.

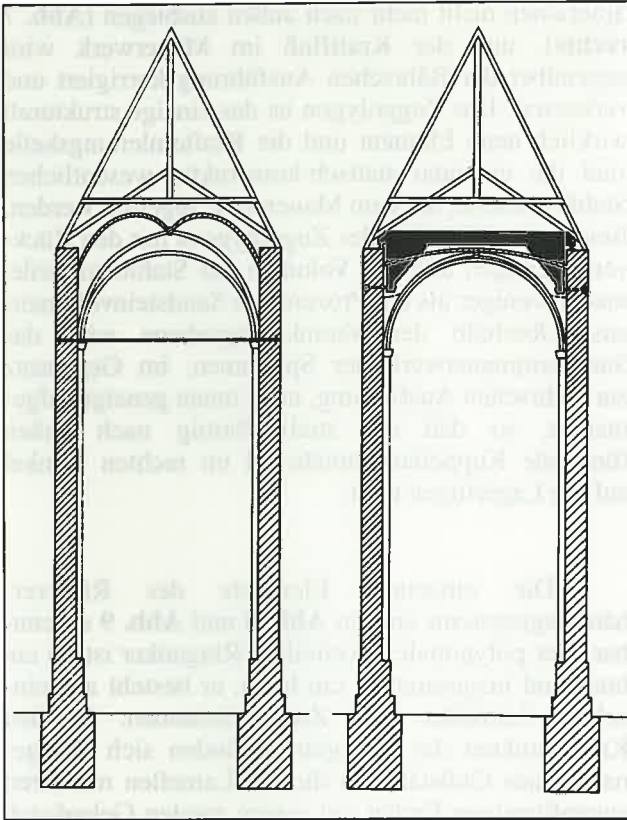


Abb. 5: Aktive Korrektur des Kraftflusses im Mauerwerk durch Spannanker (links) beziehungsweise Anspannen gegen eine Biegesteife Klammer (rechts)

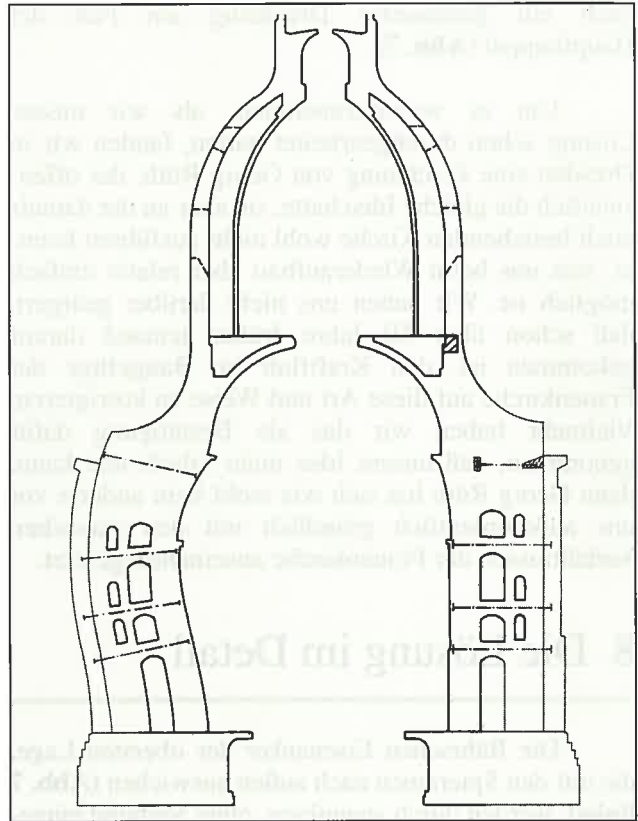


Abb 7: Die Ausbiegung der Spierarmen infolge der großen Kuppelauflast bei der ursprünglichen Konstruktion (links) wird beim Wiederaufbau durch Rückverhängung an das zusätzliche Ankerpolygon verhindert (rechts)

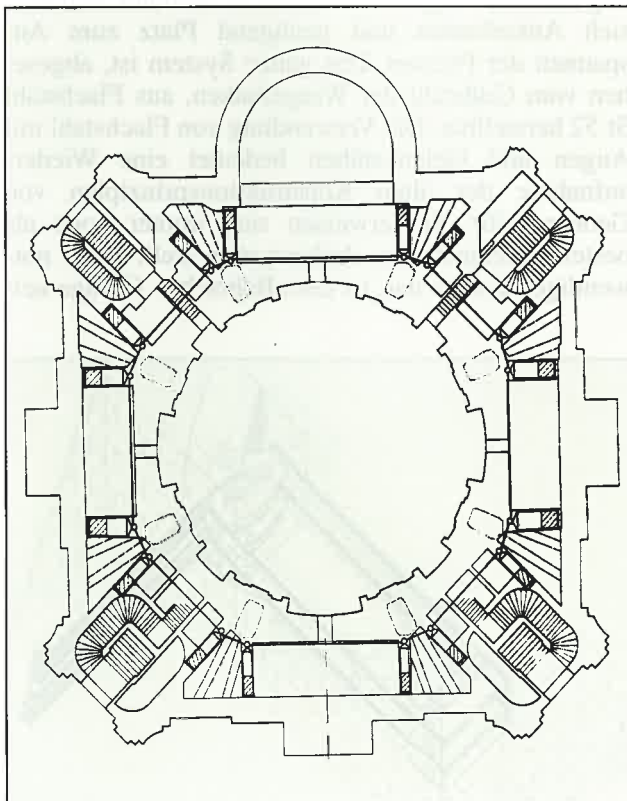


Abb. 6: Zusätzliches Ankerpolygon zur Rückverhängung der Spierarmen

Wenn die Anker im Raum stören, kann man auch eine biegesteife Klammer oben über die Gewölbe stützen und die Außenwände dagegen anspannen; der Effekt ist derselbe. Diesen Fall zeigt **Abb. 5** auf der rechten Seite.

Wenn sich Anker weder durch den Raum ziehen noch Klammern über dem Raum anordnen lassen, wie bei der Frauenkirche, dann bleibt immer noch der Einbau eines zusätzlichen, polygonalen Rückhalteringes ganz um das Innengesims herum (**Abb. 6**). Durch Rückverhängung und Anspannung gegen den Ring kann das Bauegefüge mit seinen Wänden und Pfeilern horizontal nahezu unverschieblich zusammengehalten werden. Das Ankersystem wird dabei auf Zug beansprucht, an den Spierarmen wird außen eine aktive Kraft abgesetzt, die den Kraftfluß im Mauerwerk korrigiert und verbessert. Diese aktive Kraft hat nicht, wie diejenigen nach **Abb. 5**, die Aufgabe, Gewölbeschübe zu kompensieren, sondern sie wirkt dem Verbiegen und Ausweichen der Spierarmen infolge der großen Kuppelauflast entgegen. Das zeigt **Abb. 7**. Die Resultierende des Kraftflusses wird durch sie in den Spierarmen weiter nach außen verlagert, dorthin, wohin sie auch George Bähr leiten wollte. Zu dieser Kraftkorrektur gehört nicht nur der Rückhaltering als Zugring, sondern

auch ein gemauerter Druckring am Fuß der Hauptkuppel (Abb. 7).

Um es vorwegzunehmen: als wir unsere Lösung schon durchgearbeitet hatten, fanden wir in Dresden eine Zeichnung von Georg Rüth, der offensichtlich die gleiche Idee hatte, sie aber an der damals noch bestehenden Kirche wohl nicht ausführen konnte, was uns beim Wiederaufbau aber relativ einfach möglich ist. Wir haben uns nicht darüber geärgert, daß schon über 50 Jahre früher jemand darauf gekommen ist, den Kraftfluß im Bauegefüge der Frauenkirche auf diese Art und Weise zu korrigieren. Vielmehr haben wir das als Bestätigung dafür genommen, daß unsere Idee nicht falsch sein kann, denn Georg Rüth hat sich wie wohl kein anderer vor uns außerordentlich gründlich mit den statischen Verhältnissen der Frauenkirche auseinandergesetzt.

8 Die Lösung im Detail

Die Bährschen Eisenanker der obersten Lage, die mit den Spieramen nach außen auswichen (Abb. 7 links), werden durch spannbare, ohne Verbund eingebaute Flachstahlanker ersetzt. Diese Flachstahlanker werden am Zugpolygon des Rückhalteringes angeschlossen, welches ebenfalls aus spannbaren Flachstählen besteht und neben dem Kämpfergesims frei über den Emporengewölben verläuft. Gegen dieses Zugpolygon werden die Flachstähle, mit denen die Spieramenwände gehalten werden, entsprechend dem Baufortschritt und der jeweiligen Kuppellast etappenweise angespannt. Nach Aufbringen der vollen Kuppellast wirkt dann eine äußere, nach innen gerichtete horizontale Einzellast von 2.600 beziehungsweise 4.300 kN über einen keilförmigen Ankerblock aus Stahlbeton auf jede der 16 Wand- beziehungsweise Turmvorlagen (Flügelmauern) ein. So können sich die

Spieramen nicht mehr nach außen ausbiegen (Abb. 7 rechts), und der Kraftfluß im Mauerwerk wird gegenüber der Bährschen Ausführung korrigiert und verbessert. Das Zugpolygon ist das einzige strukturell wirklich neue Element und die Krafteinleitungskeile sind die einzigen statisch-konstruktiv wesentlichen Stahlbetonteile, die dem Mauerwerk zugefügt werden. Beides, das Volumen des Zugpolygons mit den Rückverhängungen und das Volumen der Stahlbetonkeile, macht weniger als ein Prozent des Sandsteinvolumens aus. Oberhalb der Verankerungsebene wird das Sandsteinmauerwerk der Spieramen, im Gegensatz zur Bährschen Ausführung, nach innen geneigt aufgemauert, so daß die strebenförmig nach außen fließende Kuppellast annähernd im rechten Winkel auf die Lagerfugen trifft.

Die einzelnen Elemente des Rückverhängungssystems sind in Abb. 8 und Abb. 9 erkennbar. Der polygonale, zweiteilige Ringanker ist 16 cm breit und insgesamt 50 cm hoch, er besteht aus einzelnen Lamellen mit Zwischenräumen. In den Knickpunkten des Polygons befinden sich Waagebalken aus Gußstahl, an die die Lamellen mit ihren augenförmigen Enden mit einem runden Gelenkstab angeschlossen werden. Die Anker, mit denen die Spieramenwände gegen den polygonalen Ring rückverhängt werden, bestehen ebenfalls aus Flachstahl und sind 10 cm hoch. Die Betonkeile sind dreieckförmig 1,70 m lang und 1 m hoch, dahinter befinden sich Ankerbarren und genügend Platz zum Anspannen der Pressen. Das ganze System ist, abgesehen vom Gußstahl der Waagebalken, aus Flachstahl St 52 herstellbar. Die Verwendung von Flachstahl mit Augen und Gelenkstäben bedeutet eine Wiederaufnahme der alten Konstruktionsprinzipien von George Bähr. Sie erweisen sich immer noch als bestens geeignet. Das Ankersystem stellt einen notwendigen Zusatz dar, ist dem Bährschen Gefüge kei-

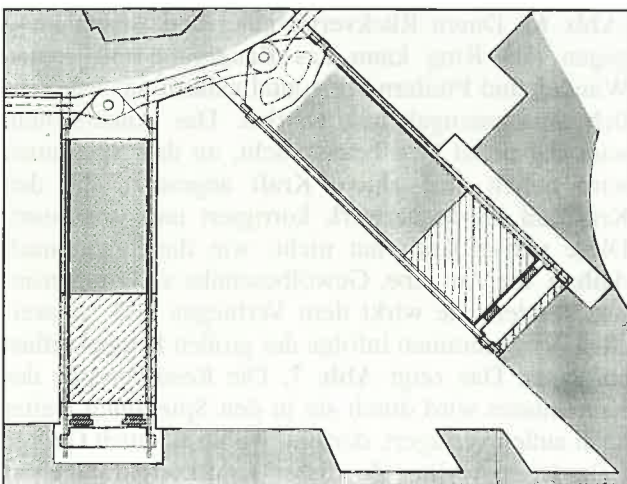


Abb. 8: Rückverhängung, Teilgrundriß

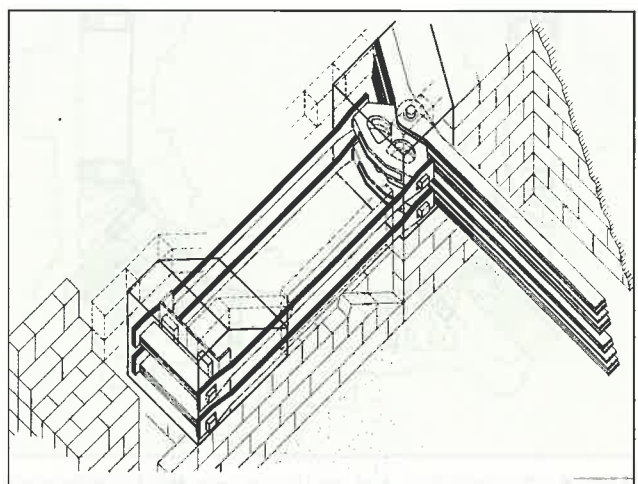


Abb. 9: Rückverhängung, Isometrie

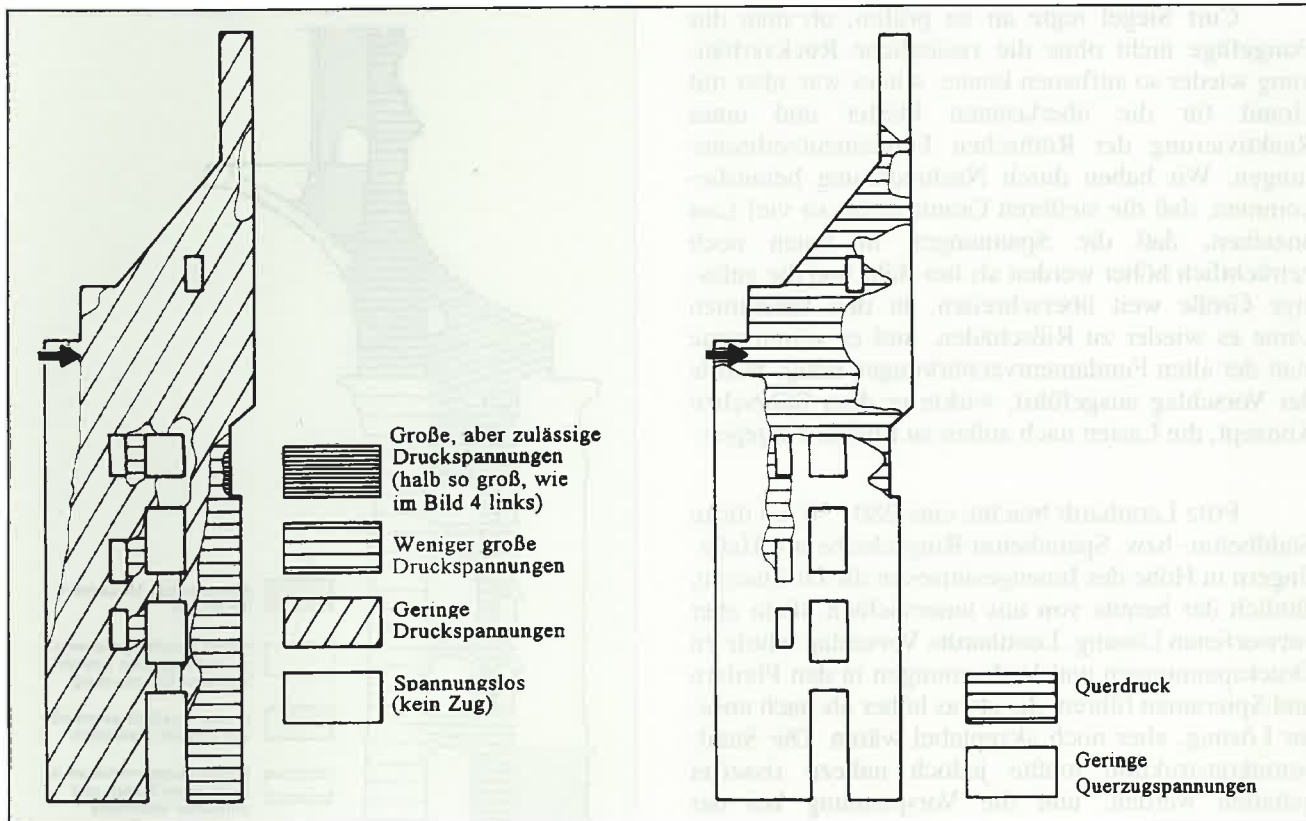


Abb. 10 (links): Vertikale und ...

Abb. 10 (rechts): ... horizontale Mauerwerksspannungen in der wiederaufgebauten Konstruktion

nesweg fremd, weder von der Idee, noch vom Material, noch von der Ausformung her.

9 Was mit der Lösung erreicht wird

Die Kuppellast fließt, wie von George Bähr geplant, von den inneren Unterstützungen weg mehr nach außen. Es kommt zu einer gezielten Verteilung der Last auf die Pfeiler und Wände. Die Mauerwerksspannungen werden vergleichmäßigt, die Druckspitzen halbiert. **Abb. 10** zeigt links die vertikalen und rechts die horizontalen Spannungen. Die vertikalen Spannungen sind erkennbar geringer und sind gleichmäßiger auf die Pfeiler und Spieramewände aufgeteilt als bei Bähr; in horizontaler Richtung wird das Mauerwerk gedrückt statt auseinandergezogen (von rechts drücken oben der Horizontalschub der unteren Kuppel und weiter unten die Abtriebskraft des Bogenpolygons dagegen).

Auch die Bodenpressungen werden vergleichmäßigt, es sind nirgends Baugrundinjektionen erforderlich. Wegen des günstigeren Lastflusses müssen weder die Fundamente noch das Kellermauerwerk irgendwo verstärkt werden.

Das zusätzliche Ankersystem ist erkennbar neu, stellt aber keinen Fremdkörper dar. Es ist zweiteilig, damit erforderlichenfalls Auswechslungen vorgenommen werden können, außerdem ist es nachspannbar, vom Material her gutmütig, dazu reparatur- und schutzfähig. Es ist so dimensioniert, daß es, nachdem das Bauegefüge sich konsolidiert hat, nicht mehr nachgestellt werden muß.

Das Bauegefüge kann nahezu komplett wieder in Sandstein errichtet, die Frauenkirche wieder das werden, was sie einmal war: Ein Bau aus Stein und Eisen. In weiten Teilen folgen wir dem Mauerwerk George Bährs bis ins Detail. Die Lösung bringt eine Minimierung der modernen technischen Hilfskonstruktionen und ermöglicht eine unverfälschte Erhaltung und Integration der alten Bausubstanz in das neue Gefüge.

10 Auseinandersetzung mit Alternativen

Vor und während unserer Arbeit sind auch abweichende statisch-konstruktive Vorschläge zum Wiederaufbau der Frauenkirche gemacht worden. Andere Meinungen zwingen zur Auseinandersetzung mit ihnen und zum erneuten Nachdenken. Deshalb sind wir den vorgeschlagenen Alternativen gründlich nachgegangen.

Curt Siegel regte an zu prüfen, ob man das Bauegefüge nicht ohne die zusätzliche Rückverhängung wieder so aufbauen könne, wie es war, aber mit Granit für die überlasteten Pfeiler und unter Reaktivierung der Rüttschen Fundamentverbreiterungen. Wir haben durch Nachrechnung herausbekommen, daß die steiferen Granitpfeiler so viel Last anziehen, daß die Spannungen in ihnen noch beträchtlich höher werden als bei Bähr und die zulässige Größe weit überschreiten. In den Spieramen käme es wieder zu Rißschäden, und es wären neue statt der alten Fundamentverstärkungen nötig. Würde der Vorschlag ausgeführt, wirkte er dem Bährschen Konzept, die Lasten nach außen zu führen, entgegen.

Fritz Leonhardt brachte eine 280 · 50 cm dicke Stahlbeton- bzw. Spannbeton-Ringscheibe mit Halte­fingern in Höhe des Innengesimses in die Diskussion, ähnlich der bereits von uns untersuchten, dann aber verworfenen Lösung. Leonhardts Vorschlag würde zu Druckspannungen und Verformungen in den Pfeilern und Spieramen führen, die etwas höher als nach unserer Lösung, aber noch akzeptabel wären. Die Stahlbetonkonstruktion müßte jedoch nahezu rissefrei gehalten werden, und die Vorspannung bei der Spannbetonkonstruktion würde zwar den Beton, kaum aber das Mauerwerk zusammendrücken. Beide Konstruktionen würden reaktiv wirken, mit ihnen kann nicht aktiv in das Kräftespiel eingegriffen werden. Vorgeschlagen wurde ein hochfester, kriech- und schwindfreier Beton, ein sehr moderner Baustoff, der uns für diese Aufgabe noch nicht lange genug erprobt erscheint. Mit ihm käme viel Fremdmaterial in ein Konstruktionsgefüge, welches bislang nur aus Mauerwerk und Eisenankern bestand. Wir können deshalb, bei allem Respekt, Fritz Leonhardts Vorschlag nicht folgen.

Günter Zumpe sieht die kreisförmige Kuppel und das Dach über dem quadratischen Unterbau, den Kuppelanlauf also, als Einheit. Er formt daraus eine gemauerte Glocke als Kuppelkonstruktion, eine Schale in der Form eines Polyklastoides, die er auf einen Stahlbetonringanker über den Wandvorlagen aufsetzt. Er erreicht damit eine Vergleichmäßigung der Pressungen im Unterbau, verändert aber das historische Bauegefüge nicht nur am unteren Glockenrand, sondern auch bei den Innenpfeilern – er braucht sie oben nicht mehr – und bei der notwendigen Aufschmiebung des im Grundriß quadratischen Kirchendaches auf die kreisförmige Glocke. Statisch-konstruktive Probleme machen zudem die vier großen Dachgauben mit ihren Einschnitten am unteren Kuppelrand. Insgesamt stellt der Vorschlag etwas prinzipiell anderes dar als das, was gebaut war und mit einem Minimum an Veränderungen gegenüber der historischen Konstruktion wieder bewerkstelligt werden kann.

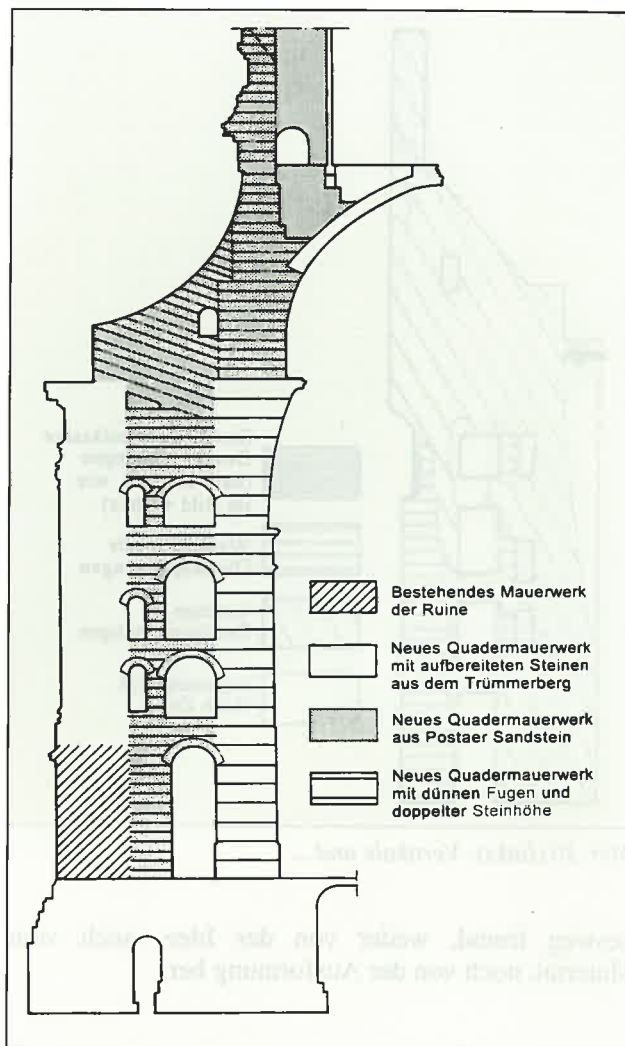


Abb. 11: Mauerwerks-Qualitätsstufen beim Wiederaufbau

11 Können die alten Schäden wiederkehren?

Durch die Rückverhängung der Spieramen werden die früheren Schäden mit der nach den heutigen Bauvorschriften nötigen Sicherheit ausgeschlossen. Sollte das Ankersystem im Katastrophenfall, zum Beispiel bei einem starken Brand in der Kirche und hohen Temperaturen, sich so längen, daß es mehr oder weniger unwirksam wird, so werden trotzdem keine gravierenden Rißschäden wie früher auftreten. Das Mauerwerk ist so, wie wir es geplant haben, in der Lage, bedeutend höhere Pressungen zu ertragen, ohne zu reißen. Es ist, den statisch-konstruktiv unterschiedlichen Beanspruchungen entsprechend, in vier Qualitätsstufen eingeteilt. Das zeigt **Abb. 11**. Dort, wo früher die hohen Kantenpressungen zum lokalen Versagen des Mauerwerkes führten, ist seine Qualität jetzt wesentlich besser. Zwar sinkt bei Versagen des Rückverankerungssystems im Katastrophenfall die

Sicherheit im Mauerwerk ab, aber sie bleibt an den kritischen Stellen gerade noch groß genug, um das Wiederauftreten von Rissen zu verhindern. Nach dem Katastrophenfall kann dann das Ankersystem wieder in Ordnung gebracht und die bautechnisch notwendige, höhere Sicherheit im Mauerwerk wieder hergestellt werden.

12 Schlußbemerkung

Mein Beitrag beschränkt sich auf das statisch-konstruktive Konzept für den Wiederaufbau der Frauenkirche. Aus dem baukonstruktiv-bauphysikalischen Bereich gäbe es noch viel zu berichten, was mit den statisch-konstruktiven Problemen eng zusammenhängt. Da gibt es einmal die noch laufenden baustofftechnologischen und bauphysikalischen Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit der Kuppeloberfläche. Ein anderes Thema betrifft die Feststellung der Tragfähigkeit der stehengebliebenen Ruineteile. Die höchsten Beanspruchungen treten hier an den beiden Rändern des Chorrundes auf. Das Gefüge des Mauerwerks wurde in ganzer Höhe mit Hilfe von Radaruntersuchungen erkundet und als genügend homogen befunden. Seine Festigkeit wurde durch Spaltzugprüfungen an Bohrkernen bestimmt. Die Probekörper zeigt **Abb. 12**. Gründliche Untersuchungen und heftige Auseinandersetzungen gab es um die zerrütteten und schiefstehenden Wandstücke der Nordwand. Ebenso wurde um die geborgenen Großteile gerungen, wobei es vor allem darum ging, ob sie unverändert wieder in das Bauegefüge eingesetzt werden können, oder ob sie in den Fugen und in ihrem zum Teil lockeren Gefüge gefestigt werden müssen. Die vielen Materialuntersuchungen, die an den Steinen und am Mörtel in der Technischen Universität Dresden und in anderen Prüfanstalten durchgeführt wurden, sind inzwischen ausgewertet und zu einer eigenen, mit der Bauaufsichtsbehörde abgestimmten

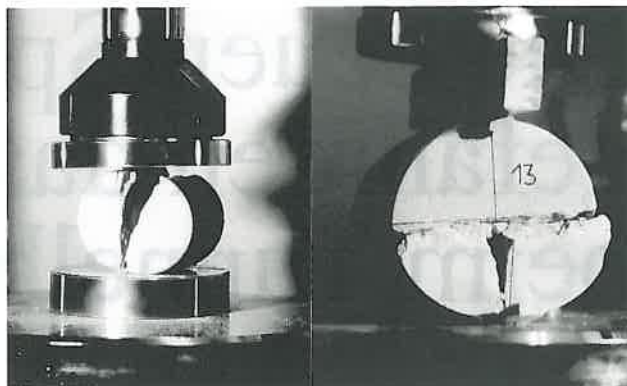


Abb. 12: Spaltzugproben

Richtlinie zusammengefaßt worden. Hier sei nur angemerkt, daß die Resultate dieser Untersuchungen uns in die Lage versetzten, dem Bauegefüge an den kritischen Stellen Beanspruchungen zuweisen und Tragfähigkeiten attestieren zu können, die zum Teil weit über den Regelwerten der Mauerwerksnorm DIN 1053 liegen und trotzdem genügend Sicherheit bieten.

Heute bleibt als Resümee festzuhalten, daß das statisch-konstruktive Konzept für den Wiederaufbau der Frauenkirche sich eng an dasjenige des Baumeisters George Bähr anlehnt. Unsere Untersuchungen mit den uns heute zur Verfügung stehenden modernen Hilfsmitteln haben ergeben, daß George Bähr mit seiner Konstruktionsidee sehr nahe an die Lösung herangekommen ist, die einen schadensfreien Bestand des Bauegefüges garantiert hätte. Mag es auch intuitiv gewesen sein, das ingenieurmäßige Können von George Bähr war seiner Zeit weit voraus, seine Vorstellungen von der nach außen fließenden Last waren im Prinzip richtig, auch wenn sich Schäden eingestellt haben, die sich heute vermeiden lassen. Sofern George Bähr in der Vergangenheit schwerwiegende technische Fehler nachgesagt wurden, verdient er Rehabilitation.

Literatur

- [1] Rütth, Georg: Dresden behält sein schönstes Wahrzeichen. Die Schäden und Sicherungsarbeiten an der Frauenkirche. Dresdner Jahrbuch 1940.
- [2] Sponsel, Jean Louis: Die Frauenkirche zu Dresden. Geschichte ihrer Entstehung von Georg Bährs frühesten Entwürfen an bis zur Vollendung nach dem Tode des Erbauers. Wilhelm Baensch, Königlich Sächsische Hofverlagsbuchhandlung, Dresden 1893.
- [3] Seim, Werner: Numerische Modellierung des anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben. Diss. Universität Karlsruhe, 1994. In: Aus Forschung und Lehre, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH), Heft 27, 1995.
- [4] Manifest für den Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden. Zum 15. Februar 1995. Mit den Namen von 9 Universitätsprofessoren aus Florenz, Zürich, Darmstadt, Bochum, Wien und Hannover.
- [5] Die Forderung nach innerer Wahrhaftigkeit des Bauegefüges wurde von Landeskonservator Dr. Gerhard Glaser im Februar 1991 auf der Internationalen Expertentagung zum Wiederaufbau der Frauenkirche in Dresden formuliert.

Die neuen Spritzbetone gefährden das Grundwasser beim Tunnelbau nicht

Mit gipsarmem Zement kann ein physiologisch unbedenklicher Spritzbeton hergestellt werden

Die Planungsingenieure haben sich mittlerweile recht häufig bereits bei der rechtlichen Durchsetzung ihrer Bauvorhaben zunehmend mit den Ökologen über den Baustoff Beton auseinandersetzen. Dies ist vor allem dann der Fall, wenn mit erheblichen wasserwirtschaftlichen Eingriffen und Gefährdungen zu rechnen ist. Spätestens bei der Realisierung der Bauvorhaben haben sich bei der Ausführungsplanung auch die Prüflingenieure mit dem Thema zu befassen. Auch sie müssen deshalb wissen, ob der einzusetzende Spritzbeton bei Tunnelbauten das Grundwasser gefährden kann oder nicht. Hierüber gibt der folgende Beitrag hinlänglich Auskunft, und er beschreibt die neuesten Ergebnisse der Forschung und Entwicklung auf diesem Gebiet.

Dipl.-Ing. Rudolf Bienstock



ist seit 1994 Leiter der Außenstelle Karlsruhe des Eisenbahn-Bundesamtes; vorher war er ab 1973 bei der Deutschen Bundesbahn als Streckenbaumeister, im Oberbaudienst und als Abteilungsleiter für Brücken- und Tunnelbau tätig; während dieser Zeit leitete er verschiedene Arbeitskreise im Tunnelbau, und er war Mitglied des nationalen Arbeitskreises 18 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, der 1995 die Empfehlungen des Arbeitskreises "Tunnelbau" (ETB) herausgegeben hat.

1 Einführung

Wasserwirtschaftliche Eingriffe und Gefährdungen durch eine Baumaßnahme können zwar durch eine optimierte Planung und entsprechende Vorsorge- und Schutzkonzeptionen abgemindert, aber nie gänzlich vermieden werden. Die Wasserwirtschaftsbehörden legen fest, welche Eingriffe nach sorgfältiger Abwägung aller Belange als hinnehmbar erscheinen und welche keinesfalls hingenommen werden können. Für die Tunnel der Neubaustrecke der Deutschen Bahn von Stuttgart nach Ulm lautete zum Beispiel die Forderung: "Verzicht auf Anwendung physiologisch bedenklicher Stoffe, insbesondere der Abbindebeschleuniger". Wir stellten uns deshalb die Frage: Kontaminiert Spritzbeton bei Tunnels, die nach der Spritzbetonbauweise vorgetrieben werden, das Grundwasser?

Beton gibt bei Wasserberührung, sowohl als frischer, als auch als erhärteter Beton, mehr oder weniger Stoffe ab (Elution). Von Bedeutung sind vor allem Hydroxide, Sulfate und Chloride. Werden außerdem Zusatzmittel, wie zum Beispiel Abbindebeschleuniger (BE) verwendet, so können auch sie in Lösung gehen und damit das Grundwasser kontaminieren. Die Frage ist damit zu bejahen, solange keine neuen Baustoffe auf den Markt kommen, die eine Kontamination vermeiden können.

2 Die Vorschriften und die Texte für die Ausschreibungen der Deutschen Bahn AG

Eine Vielzahl von Gesetzen und Richtlinien regelt den Umgang mit Boden und Wasser: Das Wasserhaushaltsgesetz, das Gesetz zum Schutz des Bodens, die Richtlinie für Trinkwasserschutzgebiete und die Bauproduktenrichtlinie (**Abb. 1**).

In der Bauproduktenrichtlinie wird zum Beispiel gefordert: Das Bauwerk muß derart entwor-

Bauproduktenrichtlinie

Das Bauwerk muß derart entworfen und ausgeführt sein, daß die Hygiene und die Gesundheit . . . durch Wasser- oder Bodenverunreinigung oder -vergiftung nicht gefährdet werden.

Abb. 1: Europäische Vorschrift, Bauprodukten-Richtlinie

fen und ausgeführt sein, daß die Hygiene und die Gesundheit durch Wasser- und Bodenverunreinigung oder -vergiftung nicht gefährdet werden.

Die Ausschreibungen der Deutschen Bahn AG für ihre zweite Generation von Neubaustrecken enthalten bereits entsprechende Auflagen zur Umweltverträglichkeit von Spritzbeton, zum Beispiel beim Finnetunnel der Neubaustrecke Erfurt - Leipzig/Halle (Abb. 2). Vor allem die beiden Forderungen

- Reduktion der Beschleuniger auf das unumgängliche Maß,
- Verwendung physiologisch unbedenklicher Spritzbetonrezepturen

sind zu beachten.

Die Tunnel der ersten Generation der Neubaustrecken Hannover-Würzburg und Mannheim-Stuttgart hatten keine derartigen Auflagen. Durch die Verwendung von alkalihaltigen Erstarungsbeschleunigern wurde der Spritzbeton jedoch mehr oder weniger stark ausgelaugt. Die Auslaugungsprodukte verunreinigten zum einen das Grundwasser, auch wenn sie sorgfältig aufgefangen und

über Neutralisationsanlagen ausgeschieden wurden, zum anderen waren sie für die Versinterung der Drainagesysteme verantwortlich.

Die Frage stellt sich nun nach dem "Wie". Wie ist es möglich, physiologisch unbedenkliche Spritzbetonrezepturen zu erhalten und gleichzeitig hohe Festigkeiten zu erzielen?

Aufgrund der schlechten Erfahrungen mit den alkalihaltigen Abbindebeschleunigern und des Anwendungsverbotes durch viele Wasserwirtschaftsbehörden, setzte in den letzten Jahren ein Forschungs- und Entwicklungsboom ein, mit dem Ziel, Spritzbeton ohne diese schädlichen Beschleuniger zu entwickeln. Über den Werdegang der neuen Spritzbetongeneration wird im folgenden berichtet.

3 Anforderungen an Spritzbeton im Tunnelbau

Um Tunnel vortreiben zu können, verwendet man bei der Spritzbetonbauweise Spritzbeton als Sicherungsmittel.

Die Anforderungen an den Spritzbeton sind:

- Spritzbeton soll möglichst rasch in großen Lagen (auch über Kopf) aufgetragen werden können.
- Spritzbeton soll auch bei Wasserzutritt eingebaut werden können, ebenso beim gleichzeitigen Bohren von Ankerlöchern und bei Erschütterungen durch das Sprengen.
- Vor allem sollte eine rasche Festigkeitsentwicklung dem rasch wirkenden Gebirgsdruck widerstehen können.

Der Zusatz von Beschleunigern in die Spritzbetonmischung ist auf das unumgängliche Maß zu reduzieren.

Besonderer Augenmerk ist auf die Erstellung von physiologisch unbedenklichen Spritzbetonrezepturen zu legen, d.h. Ausschluß von Verunreinigungen des Grundwassers durch Spritzbeton (u.a. pH-Wert!).

Zusätzlich zu den gem. DIN 18551 geforderten Betongütenachweisen sind Versuchsserien durchzuführen, die Aussagen über die Wasserlöslichkeit des jeweiligen Spritzbetons sowie Rückschlüsse auf das spätere Verhalten des Spritzbetons ermöglichen.

Es werden nur Beschleuniger zugelassen, die keine schädlichen Auswirkungen auf das Grundwasser haben. Die Nachweisführung hierzu obliegt dem Auftragnehmer.

Die Art des Spritzbetonverfahrens bedarf der vorherigen Zustimmung des Auftraggebers.

Der Rückprall des Spritzbetons ist durch geeignete Maßnahmen auf ein Minimum zu reduzieren.

Abb. 2: Auszug aus dem Ausschreibungstext für umweltfreundlichen Spritzbeton beim Finnetunnel der Neubaustrecke von Erfurt nach Leipzig und Halle

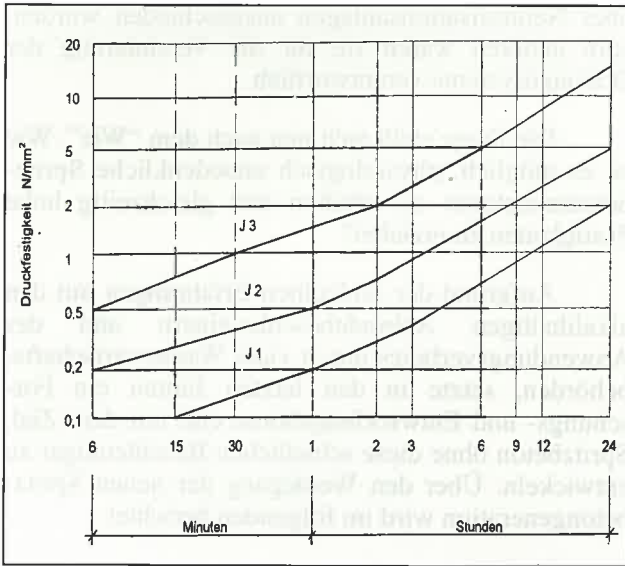


Abb. 3: Festigkeitsanforderungen an jungen Spritzbeton nach der Österreichischen Spritzbetonrichtlinie

Deshalb wurde für die Tunnel der Neubau-
strecken festgelegt, daß der Spritzbeton mindestens dem Festigkeitsverlauf der Linie J 2 der Österreichischen Spritzbetonrichtlinien entsprechen muß (Abb. 3).

Solchen Spritzbeton kann man heutzutage nur mit Beschleunigern herstellen, die alle stark ätzend sind und damit physiologisch bedenklich sind. Sollen die Tunnel Wasserschutzgebiete durchfahren, so werden solche Spritzbetonrezepturen strikt von den Wasserbehörden abgelehnt. Aber auch in nicht als Wasserschutzgebiete ausgewiesenen Bereichen, werden zunehmend solche Stoffe abgelehnt (siehe Bauproduktenrichtlinie).

Um neue Wege gehen zu können, muß man sich zunächst das bisher Dagewesene ins Gedächtnis zurückrufen, muß hinterfragen und gegebenenfalls sogar in Frage stellen.

Fangen wir beim Bindemittel des Betons beziehungsweise des Spritzbetons, dem Zement, an (Abb. 4).

Der Zement wird zum größten Teil aus Kalksteinen und zum geringeren Teil aus Tonsteinen

$3 \text{ CaO} \times \text{SiO}_2$	Tricalciumsilikat	C_3S
$2 \text{ CaO} \times \text{SiO}_2$	Dicalciumsilikat	C_2S
$3 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3$	Tricalciumaluminat	C_3A
$4 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times \text{Fe}_2\text{O}_3$	Tetracalciumaluminatferrit	C_4AF
$\text{CaSO}_4 \times 2 \text{ H}_2\text{O}$	Gips	S

Abb. 4: Hauptbestandteile des Portlandzements

gewonnen. Die Kalksteine liefern beim Sintern Silikatverbindungen, die bei Zugabe von Wasser die festigkeitsbildenden Calciumsilikathydrate bilden, der Tonstein liefert die Aluminatverbindungen, die bei Wasserzugabe sehr schnell erstarren.

Was bewirkt jedoch der Gips, der nach dem Brennen von Kalk und Ton hinzugemischt wird?

Nach der DIN 1164 darf ein Norm-Zement frühestens eine Stunde nach dem Anmachen beginnen zu erstarren und der Erstarrungsvorgang muß spätestens zwölf Stunden nach dem Anmachen beendet sein.

Um diese Forderungen einhalten zu können, wird dem Zementklinker Gips oder Anhydrit zugesetzt, wodurch das Erstarren verzögert wird.

Das mag ja alles berechtigt sein im normalen Tiefbau, wo mindestens eine Stunde Zeit benötigt wird, damit der Beton richtig zusammengemischt werden kann, anschließend in die Schalung gegeben wird, verdichtet werden muß und unter Umständen noch abgezogen wird.

Ist dies aber richtig bei Spritzbeton? Ganz bestimmt nicht, denn der Spritzbeton hat keine Schalung und muß deshalb möglichst rasch abbinden und erstarren, damit er an vertikalen Flächen oder über Kopf nicht herunterfällt.

Um hier einen Ausweg zu finden, muß man sich mit der Chemie des Zementes befassen:

Wird dem Norm-Zement Wasser hinzugefügt, so geht ein geringer Teil des Tricalciumaluminats in Lösung und reagiert mit dem gelösten Gips unter Bildung von Trisulfat = Ettringit (Abb. 5). Gleichzeitig läuft die erste Reaktion des Tricalciumaluminats mit Calciumhydroxid und Wasser ab,

mit Gips:	$3 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times 3 \text{ CaSO}_4 \times 32 \text{ H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{AS}_3\text{H}_{32}$
	„Ettringit“	
ohne Gips:	$4 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times 19 \text{ H}_2\text{O}$	C_4AH_{19}
	„Calciumaluminathydrat“	
gipsarm:	$3 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times 3 \text{ CaSO}_4 \times 32 \text{ H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{AS}_3\text{H}_{32}$
	„Ettringit“	
	$4 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times 19 \text{ H}_2\text{O}$	C_4AH_{19}
	„Calciumaluminathydrat“	
	$3 \text{ CaO} \times \text{Al}_2\text{O}_3 \times \text{CaSO}_4 \times 12 \text{ H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{ASH}_{12}$
	„Monosulfat“	

Abb. 5: Reaktionsprodukte des Portlandzements bei der Hydratation

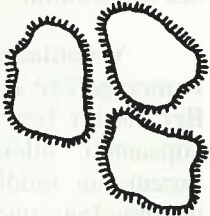
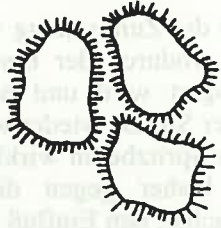
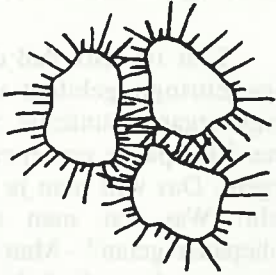

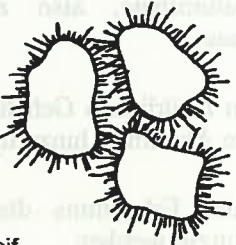
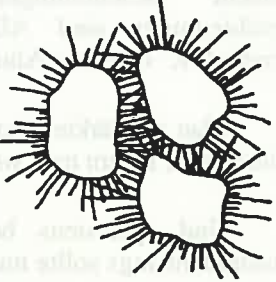
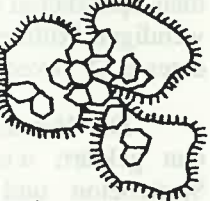
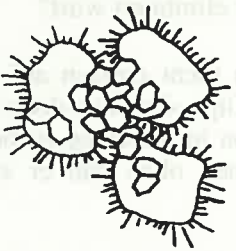
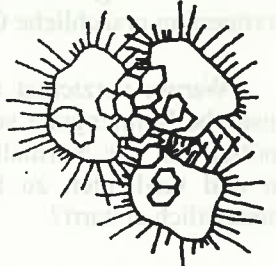
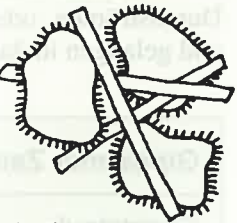
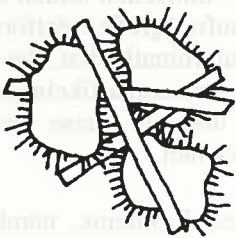
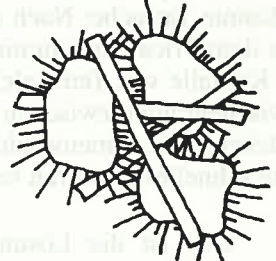
Reaktionsfähigkeit des C_3A	Sulfatangebot in der Lösung	Hydratationszeit		
		10 Minuten	1 Stunde	3 Stunden
		Rekristallisation des Ettringits		
gering	gering	Ettringithülle  plastisch	 plastisch	 erstarrt
hoch	hoch	Ettringithülle  plastisch	 steif-plastisch	 erstarrt
hoch	gering	Ettringithülle C_4AH_{13} und Monosulfat im Porenraum  erstarrt	 erstarrt	 erstarrt
gering	hoch	Ettringithülle sek. Gips im Porenraum  erstarrt	 erstarrt	 erstarrt

Abb. 6: Schematische Darstellung der Gefügeentwicklung beim Erstarren von Portlandzement in Abhängigkeit von der Reaktionsfähigkeit des C_3A und des Sulfatangebots [1]

wobei Tetracalciumaluminathydrat entsteht. Diese heftigen Anfangsreaktionen kommen aber nach einigen Minuten wieder zum Stillstand, weil das Aluminat zur Ettringitbildung verbraucht wird, und es tritt die Ruhezeit der Zementhydratation ein. Für das Erstarrungsverhalten ist also das Tricalciumaluminat

verantwortlich und für die Festigkeitsbildung die Calciumsilikate.

Trisulfat oder Ettringit (I bis IV) bildet feine nadelförmige Kristalle auf der Oberfläche der Zementpartikel, die jedoch zu klein sind, um den

Zwischenraum zwischen den Zementpartikeln zu überbrücken und ein festes Gefüge aufzubauen (**Abb. 6**). Mit der Zeit fangen die Kristalle an zu wachsen, überbrücken schließlich den Zwischenraum und rufen auf diese Weise die erste Verfestigung hervor. Durch Steuerung des Gipsanteils kann also die Erstarrung beeinflusst werden.

Klar ist also, daß durch die Zumischung von Gips Ettringit gebildet wird, wodurch der Erstarrungsvorgang zunächst verzögert wird und nach einer Ruhepause von etwa einer Stunde wieder weitergeht. Das will man ja beim Spritzbeton wirklich nicht. Was hat man also bisher gegen diese Ruhepause getan? - Man versuchte, den Einfluß des Gipses wieder aufzuheben, indem man bis zu zehn Prozent Beschleuniger hinzugab. Moderne Beschleuniger sind Alkalialuminate, also zum Beispiel K- oder Na-Aluminate.

Man verstärkte also den natürlichen Gehalt an Aluminaten, indem man weitere Aluminate hinzufügte.

Und spätestens bei der Erkenntnis dieses Zusammenhangs sollte man stutzig werden:

Wieso sorgt man nicht dafür, daß der für die Verzögerung ursächliche Gips eliminiert wird?

Warum verzichtet man nicht einfach auf die künstliche Beimengung von Gips, den man doch nur benötigt, um den Normalbeton in Schalung zu bringen und verdichten zu können ohne daß er zwischenzeitlich erstarrt?

Also kann man die Reaktionen aufschreiben, die ohne Gips entstehen und stößt auf eine eigentlich bekannte Tatsache: Nach dem Anmachen bilden sich aus dem Tricalciumaluminat sofort große tafelförmige Kristalle von Tetracalciumaluminathydrat, die die Zwischenräume zwischen den Zementpartikeln überbrücken, zusammenwachsen und auf diese Weise eine schnelles Erstarren verursachen.

Das ist die Lösung des Problems, nämlich schnell erstarrenden Spritzbeton zu erhalten ohne physiologisch bedenkliche Beschleuniger anwenden zu müssen.

Wie so oft liegt jedoch das Optimum zwischen den beiden Extremen: Mit Gips - ohne Gips.

Versuche haben nämlich ergeben, daß der Zement ohne Gips ein solch "heißer Ofen" ist, daß das Handling auf der Baustelle schwierig wäre. Der Erstarrungsvorgang würde bereits durch die natürliche Luftfeuchtigkeit beginnen.

Der Kompromiß ist der gipsarme Zement (circa 0,5 bis 1 Prozent Sulfatgehalt des PZ-Klinkers), bei dem sich sowohl Ettringit als auch Calciumaluminathydrat sofort bilden. Jedoch bildet sich weit weniger Ettringit als beim Normzement, weil weniger Gips vorhanden ist, dafür aber mehr Aluminathydrat, das für das sofortige Erstarren maßgeblich ist. Ebenso bildet sich festigkeitsbildendes Monosulfat.

Vereinfacht dargestellt, entwickelt sich das Zementgefüge etwa nach Reaktion III von **Abb. 6**. Bei hohem Ton- oder Aluminatanteil und geringem Gipsanteil bilden sich bei der Hydratation im Porenraum tafelförmige Kristalle des Calciumaluminathydrats und des Monosulfats, die den Porenraum überbrücken und so ein sofortiges Erstarren bewirken. Außerdem bildet sich auch Ettringit.

In Zusammenarbeit mit der Zementindustrie hat nun eine bekannte deutsche Baufirma eine Spritzbetonrezeptur entwickelt, die eine rasche Festigkeitszunahme ohne jegliche Beschleunigerzugabe ermöglicht und das Auslaugen des frischen Betons erheblich vermindert (**Abb. 7**). Die Ergebnisse der Festigkeitsentwicklung und der Auslaugversuche werden im folgenden wiedergegeben.

Der Vergleich zwischen herkömmlichem Spritzbeton mit BE und dem neuentwickelten gipsarmen Spritzbeton ohne BE zeigt, daß sowohl die notwendigen Frühfestigkeiten als auch die Endfestigkeit eines B 35 zuverlässig erreicht werden (**Abb. 8**).

Die Herstellung des Spritzbetons ohne BE ist nun geklärt; wie verhält sich jedoch der frische Spritzbeton und der erhärtete Spritzbeton beim Kontakt mit Wasser?

Welche Stoffe des Spritzbetons werden beim Durchströmen oder Entlangströmen ausgewaschen und gelangen in das Grundwasser (**Abb. 9**)?

Gipsarmer Zement Z 45	370 kg/m³
Silicatstaub	30 kg/m ³
Rheinsand 0/2 mm	910 kg/m ³
Rheinkies 2/8 mm	570 kg/m ³
Rheinkies 8/16 mm	410 kg/m ³
Wasserzementwert	0,45 . . . 0,50

Abb. 7: Neuentwickelter Spritzbeton ohne Beschleuniger [2]

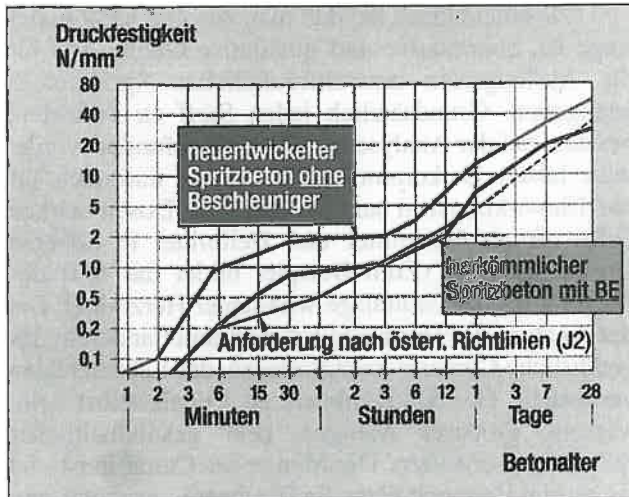


Abb. 8: Vergleich der Festigkeitsentwicklung

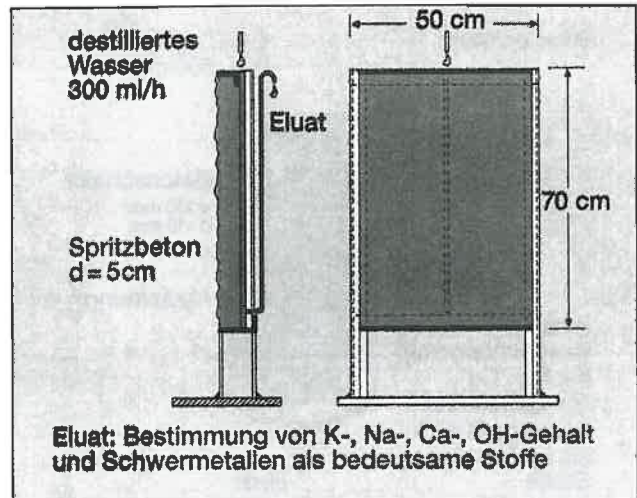


Abb. 10: Auslaugprüfverfahren für Frisch- und Festbeton (System Holzmann)

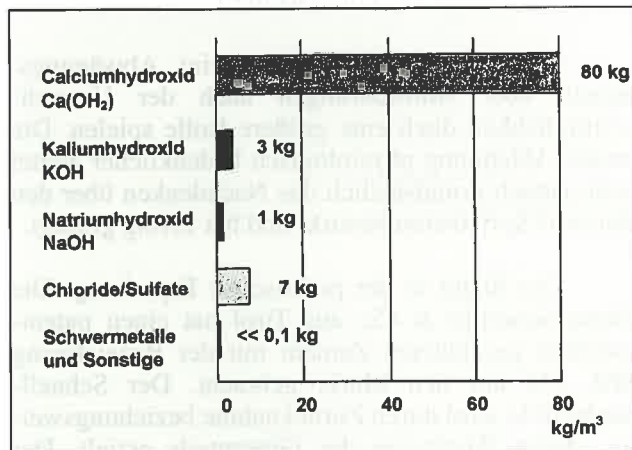


Abb. 9: Potential an auslaugbaren Stoffen in einem Kubikmeter Beton mit 350 Kilogramm Portlandzement

Wie wird dadurch das Grundwasser in seiner Qualität verändert?

Ein normaler Beton mit 350 Kilogramm PZ enthält etwa je Kubikmeter: 80 Kilogramm Calciumhydroxid, drei Kilogramm Kaliumhydroxid, ein Kilogramm Natriumhydroxid sowie sieben Kilogramm Chloride und Sulfate. Diese Stoffe sind in Wasser unterschiedlich löslich. Beim Lösen treten Stoffe aus der Betonmatrix heraus, sie laugen den Spritzbeton damit aus und gehen ins vorbeiströmende Wasser über, das wiederum durch diese Stoffe belastet wird. Da die maximale Lösbarkeit der Natrium- und Kaliumhydroxide mit rund 1000 Gramm je Liter etwa 700 mal größer als die von Calciumhydroxid ist, bei dem nur 1,7 Gramm je Liter löslich sind, bestimmen sie somit maßgeblich den pH-Wert des vorbeiströmenden Wassers. Für eine wesentliche ökologische Verbesserung muß somit vor allem der Alkaligehalt des Spritzbetons vermindert werden, das heißt: Verzicht auf die alkalihaltigen Beschleuniger.

Beton ist im frischen Zustand durch Wasser leicht auslaugbar, da die löslichen Stoffe gewissermaßen in der weichen Matrix "schweben". Je schneller der Beton erhärtet, um so geringer ist die Auslaugrate.

Die Auslaugung im Festbeton erfolgt dann nur noch über die Poren im Zementstein und über Risse.

Um feststellen zu können, welche Mengen an löslichen Bestandteilen unter Praxisbedingungen tatsächlich aus Beton ausgelaugt werden können und wie weit Grundwasser wirklich beeinträchtigt wird, wurde im Labor der Baufirma eine sogenannte Auslaugungszelle aufgebaut (Abb. 10). Sie besteht aus einem Rahmen aus Baustahlgewebe und einer inneren Platte, die nach dem Spritzen des gipsarmen Spritzbetons gezogen wird. Im Zwischenraum zwischen dem Spritzbeton und einer hinteren Platte läßt man nun Wasser von oben nach unten am jungen Spritzbeton entlanglaufen. Das Wasser wird auf seine Bestandteile in zeitlichen Intervallen überprüft und man kann so die ausgewaschenen Bestandteile feststellen.

Ebenso wird der erhärtete Spritzbeton auf Eluate überprüft (Abb. 11). Hierbei werden aus Bohrkernen ein Zentimeter dicke Scheiben geschnitten, in jede zweite Scheibe mittige Löcher gebohrt und in eine Durchströmungszelle gegeben. Gemessen werden wieder die Eluate.

Der dargestellte Verlauf der Ionenkonzentration für Calcium, Natrium und Kalium eines Betons mit PZ in Abhängigkeit von der Einwirkungszeit ist typisch für einen unmittelbar nach dem Spritzen beginnenden Auslaugvorgang (Abb. 12). Im Eluat sind höchstens zehn Milligramm je Liter Chloride und Sulfate enthalten. Chloride und Sulfate sind somit nach DIN 1164 ungefährlich. Die

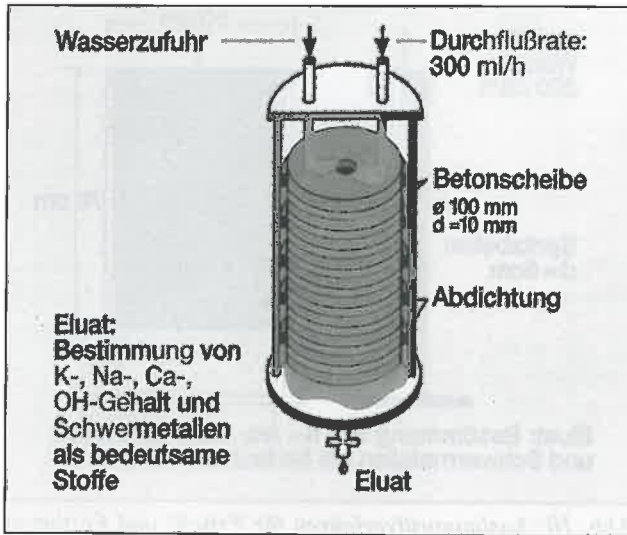


Abb. 11: Auslaugprüfverfahren für Festbeton, Durchströmungszelle (nach TU München)

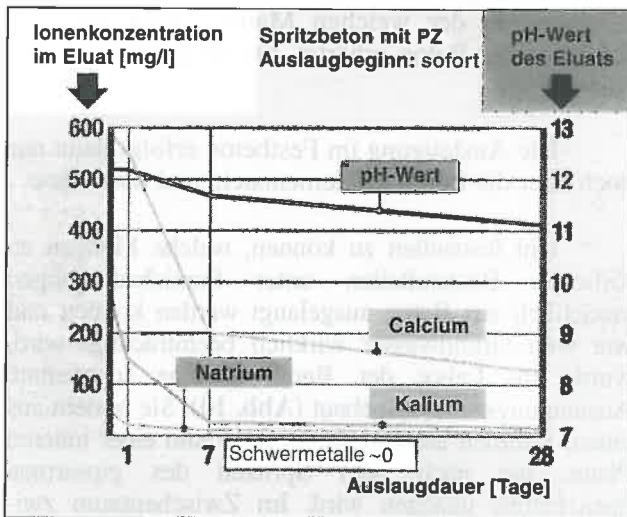


Abb. 12: Typisches Ergebnis eines Auslaugversuchs

höchsten Konzentrationen treten innerhalb der ersten sechs Stunden auf. Mit zunehmender Dauer der Wassereinwirkung werden immer weniger Ionen aus dem Beton ausgelaugt. Durch die anfänglich hohe OH-Konzentration steigt der pH-Wert zunächst auf über 12 an und nimmt nach 28 Tagen um eine Einheit wieder ab.

Als Bewertung aller Versuche, die durchgeführt wurden, kann auch festgehalten werden, daß eine Belastung des Grundwassers nur in unmittelbarer Nähe des Bauwerks stattfindet. Die Belastung nimmt mit zunehmendem Abstand von der Tunnelröhre rasch ab. Die Reichweite ist von der Geologie und den Grundwasserverhältnissen abhängig. Sie kann durch dreidimensionale Strömungsberechnungen mit Hilfe eines Grundwassermodells ermittelt werden.

Problematisch ist, daß man zur Zeit nicht in der Lage ist, quantitative und qualitative Grenzwerte für die Auslaugraten umweltfreundlichen Spritzbetons anzugeben. Grundsätzlich jeden Stoff zu verbieten, bei dem bei der Analyse ein Giftstoff gefunden wurde, wäre falsch. Es kommt auf die Menge und auch auf die Einwirkungszeit an. In niedrigen Dosen wirken Gifte oft als Heilmittel und Heilmittel in höheren Dosen als Gift. (Zum Beispiel bildet das Gift des Fingerhutes die Grundlage wirksamer Herzmittel. Bei der Analyse der Himbeere hat man unter anderem das gefährliche Cumarin nachgewiesen, das Leberschäden verursacht. Bei der Himbeere ist jedoch selbst beim Verzehr größerer Mengen kein gesundheitlicher Schaden zu erwarten. Die Menge des Cumarin ist viel zu gering. Dennoch hätte die Himbeere - nach unseren heutigen gesetzlichen Bestimmungen - keinerlei Aussicht auf lebensmittelrechtliche Zulassung, wenn man sie künstlich herstellen wollte.)

Diese Gedanken sollten beim Abwägungsprozeß über Anforderungen nach der Umweltverträglichkeit doch eine größere Rolle spielen. Die strikte Ablehnung physiologisch bedenklicher Mittel hatte jedoch grundsätzlich das Nachdenken über den Baustoff Spritzbeton bewirkt und hat Erfolg gezeigt.

Der Stand in der praktischen Erprobung: Die Firma Schretter & Cie aus Tirol hat einen patentrechtlich geschützten Zement mit der Bezeichnung SPZ 375 auf den Markt gebracht. Der Schnellbindeeffekt wird durch Zurücknahme beziehungsweise durch Weglassen des Gipsanteils erzielt. Der Spritzbeton Novitech SB 225/8, der aus werksgemischtem Beton mit der Körnung 8 mm und dem Zement SPZ 375 besteht, erreicht problemlos Festigkeitswerte von 1 N/mm² nach fünf Minuten (Abb. 13). Der Rückprall läßt sich im Mittel auf 14 Prozent vermindern [3].

Die Firma Schwenk aus Ulm hat durch Versuchsreihen dargestellt, welchen Einfluß die Zumahlung von Gips beziehungsweise von Sulfatträgern hat (Abb. 14). Der zugemahlene Sulfatträger ist nicht nur ein Erstarrungsverzögerer, sondern auch ein Erstarrungsregler. Läßt man ihn weg, wird man feststellen, daß das Erstarren unkontrolliert verläuft, die Schwankungen zwischen den Chargen hoch sind und die Festigkeit eines solchen Zements gegenüber dem Portlandzement niedriger liegt. Durch Zugabe von Calciumsulfat zu einem gemahlene Klinker, der bereits 0,58 Prozent SO₃ (gebunden an Alkalien und nicht an das Calcium) enthält, verkürzen sich die Erstarrungszeiten wesentlich, wenn geringe Mengen an Calciumsulfat zugemahlen werden. Die Erstarrungszeiten sind für den Spritzbeton günstig. Die weitere Erhöhung führt jedoch irgendwann zum Umschlagen und zur Verlängerung des Erstarrens in

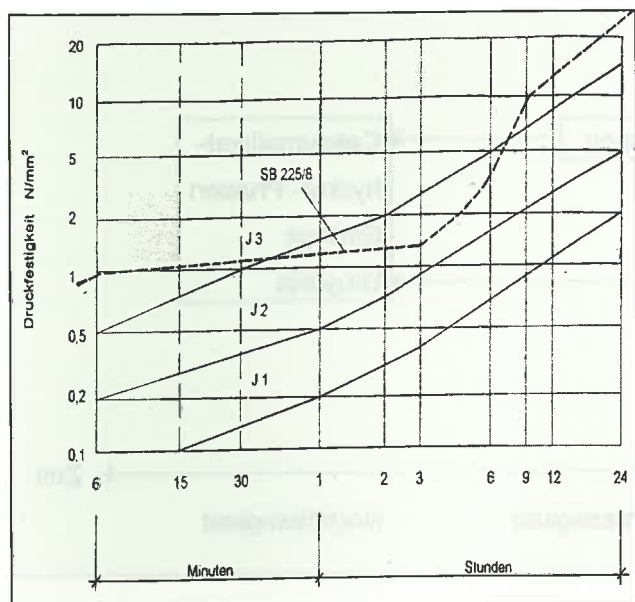


Abb. 13: Frühfestigkeitsentwicklung von SB 225/8, hergestellt mit Spritzzement SPZ 375

SO ₃	Erstarren (w/z = 0,50)		Normenmörtel Festigkeit N/mm ²	
	Anfang	Ende	12 h	28 d
%	min.	min.		
0,58	0,6	48	1,3	41,6
0,92	0,5	6,2	1,2	43,7
1,21	0,6	20	1,4	44,7
1,49	0,7	89	2,2	45
3,43	95	220	9,6	72,3

Abb. 14: Erstarren und SO₃-Gehalt von Klinkermehl ZM 7 (Blaine 4060 cm²/g)

die eines normalen Portlandzements. Auf diese Weise kann das Erstarungsverhalten optimiert und dem Anwendungsfall gezielt angepaßt werden.

Für den Stadtbahn-Tunnel Botnang in Stuttgart hat die Firma Schwenk Zustimmung im Einzelfall bei der Stadt Stuttgart beantragt. Auf einer Versuchsstrecke wurden 60 Meter mit diesem Material bergmännisch aufgeföhren. Die Kombination Spritzzement und Kieselsol, eine synthetische Kieselsäure, hat die Firma zwischenzeitlich zum Patent angemeldet [4]. Die Spritzbetonarbeiten mit dem neuen Material liefen ohne Probleme weiter. Vom Vertriebspersonal wurden gegenüber herkömmlich beschleunigtem Material keine Unterschiede festgestellt. Wurde allerdings die Ausgangsmischung aus baustellenbedingten Gründen zeitweise vorbefeuchtet, so zeigte sich auch ein negativer Einfluß auf

die Erstarrungszeiten. Der Firstbereich konnte dann nur unter Zugabe von BE-Mitteln gespritzt werden.

4 Weitere Lösungen für umweltfreundlichen Spritzbeton

4.1 Gipsreicher Zement

Bei hoher Reaktionsfähigkeit des Tricalciumaluminates (C₃A) und geringem Sulfatangebot in der Lösung läuft die Gefügeentwicklung nach III ab (Abb. 6). Das wäre zum Beispiel ein gipsarmer Zement. Bei der Hydratation eines Zements mit geringer Reaktionsfähigkeit des C₃A und hohem Sulfatangebot läuft die Gefügeentwicklung nach IV ab. Bei der Hydratation bildet sich sehr schnell eine dünne Ettringitschicht auf der Oberfläche der Zementpartikel. Außerdem beginnt durch das hohe Sulfatangebot unmittelbar nach dem Anmachen des Zements die Kristallisation von sekundärem Gips in Form von dünnen und langen Leisten, die schon nach kurzer Zeit eine Verfestigung hervorrufen.

Die Firma Readymix will auf dieser Basis einen Spritzzement für die Anwendung im Trockenspritzverfahren herausbringen. Dieser schnelle Spritzzement braucht den PZ-Klinker nur als Anreger, die Frühfestigkeitskomponente besteht hier aus Calciumsulfat als α-Halbhydrat (Abb. 15). Das α-Halbhydrat entsteht zum Beispiel in großen Mengen als Abfallprodukt bei der Rauchgasentschwefelung von Braunkohlekraftwerken (REA-Gips). Als Erstarrungsregler wird Zitronensäure verwendet. Der Hüttensand dient als Bindemittelbasis. Da die Deutsche Bundesbahn für die Neubaustrecke von Stuttgart nach Ulm sehr an einem Versuch des Spritzzements unter Praxisbedingungen interessiert war, hielt sie Ausschau nach einem geeigneten Objekt. In der vorhergesehenen Trasse liegt der sogenannte Frauenhaldenstollen bei Geislingen, eine alte Wehrmachtsanlage, der ab 1943 erbaut und vermutlich für einen unterirdischen, kriegswichtigen Rüstungsbetrieb vorgesehen war. Der Stollen ist teilweise ausgebaut, der größere Teil jedoch ungesichert. Der Kalkstein ist durchlässig, Wasser tropft oder fließt ständig, also ideale schwierige Bedingungen für die Erprobung. Die zu spritzenden Prüfflächen, vertikal und über Kopf, wurden zwischen der Arge Züblin/Readymix und der Deutschen Bahn festgelegt. Die Anfangsfestigkeiten der bis zu 50 Zentimeter dicken Spritzbetonlagen wurden mit der Penetrationsnadel bis zu einer Festigkeit von 1,2 N/mm² gemessen, anschließend mit dem Ausziehverfahren "Kaindl-Mayco" bis circa 12 N/mm²

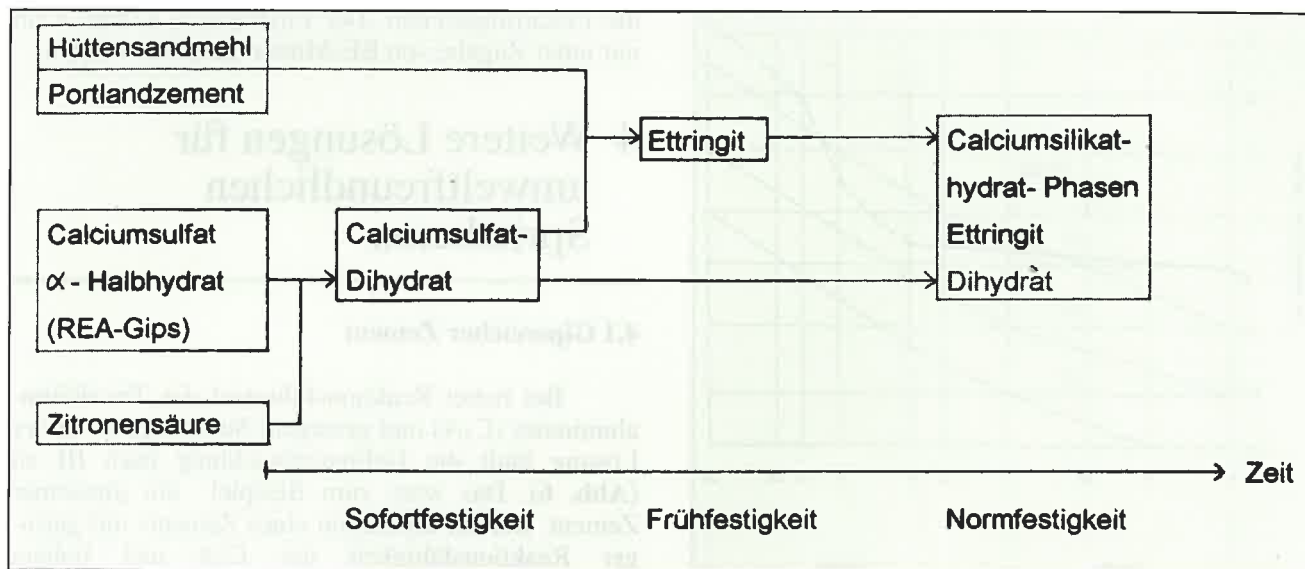


Abb. 15: Reaktionsprodukte eines gipshaltigen Spritzzements

und danach mit Bohrkernen. Die Ergebnisse erschienen so positiv, daß die Firma für ihren Spritzzement ein Patent angemeldet hat.

Dieser Spritzzement ist sicher geeignet für die äußere Schale beim zweischaligen Tunnelbau, wenn die äußere Schale an der endgültigen Lastabtragung nicht beteiligt wird. Für die neuartige einschalige Tunnelbauweise aus Spritzbeton kann keine passivierende Wirkung für den Betonstahl nachgewiesen werden. Somit scheidet diese Lösung beim einschaligen Tunnelbau aus.

4.2 Trockenspritzbeton - Vorteile der Siloware

Die bisher vorgestellten Spritzzemente würden bereits unter der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe zu erstarren beginnen. Die Firma Rombold aus Ditzingen bei Stuttgart startete deshalb Versuche mit ofentrockenen Zuschlägen. Der mit diesen ofentrockenen Zuschlagstoffen hergestellte Spritzbeton erreichte enorm schnelle Erstarrungszeiten (war unmittelbar nach dem Auftrag an der Wand schon nicht mehr mit dem Daumen eindrückbar) und entwickelte sehr hohe Frühfestigkeiten (nach sechs Minuten war die Penetrationsnadel nicht mehr eindrückbar). Die Restfeuchte der Zuschlagstoffe wurde daraufhin zwischen 0,1 bis 0,3 Prozent variiert. Dabei stellte sich heraus, daß bei einer Restfeuchte von bis zu 0,2 Gewichtsprozenten die Lagerungsdauer des mit gipsarmen Zement hergestellten Spritzbetons keine wesentliche Rolle spielt. Darüber hinausgehende Restfeuchten im Zuschlag verschlechterten das Erstarrungsverhalten und die Frühfestigkeiten merklich. Je höher die Ausgangsfeuchte des Materials war, desto kürzer wurden die möglichen Lagerungszeiten

des Trockenbetons. Da allein durch die Luftfeuchtigkeit der Wassergehalt des Zuschlags steigt, hat die Firma Trockenbeton als Siloware hergestellt. Außerdem wurde quarzfreier Zuschlagstoff, wie zum Beispiel Kalkstein oder Diabas, hergestellt und damit vermieden, daß das Vortriebpersonal den für die Lunge gefährlichen Quarzstaub einatmet (Staub-lunge). Weiterhin bietet dieses System den ganz erheblichen Vorteil, daß immer Material auf der Baustelle vorrätig ist, um freigelegte Felsbereiche jederzeit sichern zu können. Die Probleme des Transportbetons, daß bestellter Spritzbeton nicht zur angegebenen Zeit infolge Dispositionsproblemen auf der Baustelle ankommt, oder auch, daß das Fahrzeug in einen Unfall verwickelt wurde und ein freigelegter Gebirgsbereich nicht gesichert werden kann und ein Einsturz droht, entfallen bei Siloware.

4.3 Europäisches Forschungsvorhaben (BRITE)

Bei dem europäischen Forschungsvorhaben BRITE ist unter anderem vorgesehen, daß, für den Fall, daß eine Reaktion des Spezialzements mit der Zuschlagsfeuchte nicht ausgeschlossen werden kann, mineralische Trocknungsmittel eingesetzt werden. Das Mittel könnte sowohl dem Zuschlag zugegeben werden, als auch Zementkomponente sein [5]. Im Gegensatz zu den bisherigen Lösungsversuchen ist die Verwendung normal feuchter Zuschläge vorgesehen, so daß der Einsatz der neuen Produkte sowohl beim Trocken- als auch beim Naßspritzverfahren möglich ist.

4.4 Alkalifreier Abbindebeschleuniger

Im Kanton Uri in der Schweiz wurde im März 1994 mit dem Bau des Straßentunnels Isenthal

begonnen. Neben einem flüssigen Alkalialuminatbeschleuniger wurde auch ein neuer alkalifreier, giftklassenfreier und pulverförmiger Abbindebeschleuniger (Sigurit - 49 AF) ins Versuchsprogramm aufgenommen. Wegen der hervorragenden Resultate der Vorversuche wurde beschlossen, den Tunnel in einschaliger Spritzbetonbauweise im Naßspritzverfahren zu erstellen. Der Beton wurde in Fahrmischern auf der Baustelle angeliefert, der Beschleuniger wurde als Sackware geliefert. Der Abbindebeschleuniger Sigurit - 49 AF wird an den durch den Pulsationsdämpfer aufgerissenen Dichtstrom circa zwei Meter vor Austritt an der Düse angeblasen [6].

4.5 SiO₂ -Stoffe

Umweltfreundlich bedeutet auch, daß die Rückprallmenge beim Aufbringen von Spritzbeton vermindert werden soll. Die Entsorgung des Rückpralls wird zunehmend ein ökologisches Problem, da die Erstarrungsbeschleuniger den Spritzbeton in der Regel kontaminieren. Durch Zugabe von SiO₂-Stoffen in die Spritzbetonrezeptur kann die Rückprallmenge halbiert werden.

SiO₂ ist als Silicafume-Pulver und als Silicafume-Slurry auf dem Markt, seit kurzem gibt es auch eine kolloidale, wäßrige Lösung von amorphem SiO₂, das Kieselsol.

Durch die zehn- bis tausendfach größere Oberfläche als Zement lassen sich zum einen sehr hohe 28-Tage-Festigkeiten erreichen, zum anderen aber auch enorme Dichtigkeiten. Dadurch wird die Umweltbeständigkeit herauf- und die Auslaugbarkeit herab gesetzt. Der Rückprall wird um die Hälfte reduziert.

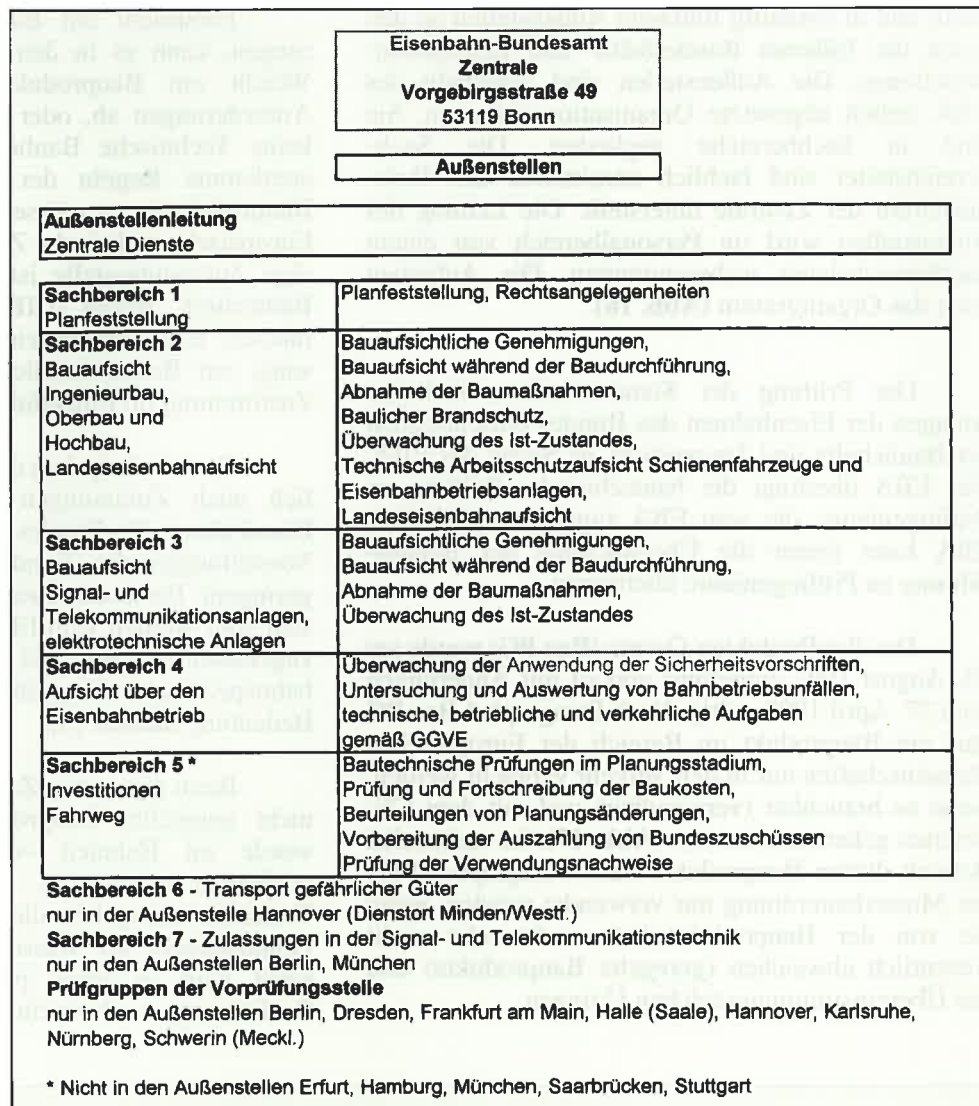


Abb. 16: Organisation des Eisenbahn-Bundesamtes

5. Die Zustimmung im Einzelfall ist eine EBA-Aufgabe

Das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) ist im Zuge der Strukturreform der Bundeseisenbahnen mit Wirkung vom 1. Januar 1994 als selbständige, dem Bundesministerium für Verkehr nachgeordnete Bundesoberbehörde errichtet worden (Abb. 16). Seit diesem Termin dürfen die Eisenbahnen des Bundes nicht mehr unternehmerisch und hoheitlich handeln. Der unternehmerische Teil ging auf die Deutsche Bahn AG (DB AG) und der hoheitliche auf das EBA über. Das EBA ist Aufsichts- und Genehmigungsbehörde für Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes.

Das EBA hat einen einstufigen Verwaltungsaufbau und gliedert sich in eine Zentrale mit Sitz in

Bonn und in vorläufig fünfzehn Außenstellen an den Orten der früheren Bundesbahn- und Reichsbahndirektionen. Die Außenstellen sind innerhalb des EBA örtlich abgesetzte Organisationseinheiten. Sie sind in Sachbereiche gegliedert. Die Sachbereichsleiter sind fachlich unmittelbar den Referatsleitern der Zentrale unterstellt. Die Leitung der Außenstellen wird im Personalbereich von einem Sachbereichsleiter wahrgenommen. Die Aufgaben zeigt das Organigramm (Abb. 16).

Die Prüfung der Standsicherheit baulicher Anlagen der Eisenbahnen des Bundes einschließlich der Baubehelfe und Traggerüste, ist Sache des EBA. Das EBA überträgt die bautechnische Prüfung an Prüfsachverständige, die vom EBA zugelassen sind. Das EBA kann ferner die Überwachung der Bauausführung an Prüfsachverständige übertragen.

Das Bauprodukten-Gesetz (Bau PG) wurde am 10. August 1992 eingeführt und ist mit Änderungen vom 27. April 1993 gültig. Nach Paragraph 4 Bau PG darf ein Bauprodukt im Bereich der Europäischen Gemeinschaften nur in den Verkehr gebracht werden, wenn es brauchbar (verwendbar) und mit dem CE-Zeichen gekennzeichnet ist (Abb. 17). Im nationalen Bereich dürfen Bauprodukte nach Paragraph 20 (1) der Musterbauordnung nur verwendet werden, wenn sie von der Bauproduktenliste nicht oder nicht wesentlich abweichen (geregelt Bauprodukte) und das Übereinstimmungszeichen Ü tragen.

Entspricht ein Bauprodukt diesen Anforderungen, kann es in den Verkehr gebracht werden. Weicht ein Bauprodukt wesentlich von diesen Anforderungen ab, oder gibt es für dieses Produkt keine Technische Baubestimmung oder allgemein anerkannte Regeln der Technik (nicht geregelte Bauprodukte), so müssen sie im EG-Bereich eine Europäische technische Zulassung erlangen - zuständige Zulassungsstelle ist das Deutsche Institut für Bautechnik, Berlin (DIBt). IM nationalen Bereich müssen Bauprodukte eine Bauaufsichtliche Zulassung, ein Bauaufsichtliches Prüfzeugnis oder eine Zustimmung im Einzelfall haben.

Zu den Aufgaben des EBA gehören grundsätzlich auch Zulassungen von Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes. Nachdem jedoch nach den Vorstellungen der Bundesregierung das EBA mit geringem Personalaufwand effizient, also schlank, sein soll, werden vom EBA nur solche Bauprodukte zugelassen werden, bei denen es sich um eisenbahnspezifische Fragestellung mit sicherheitlicher Bedeutung handelt [8].

Beim gipsarmen Zement handelt es sich um ein nicht geregeltes Bauprodukt. Die Deutsche Bahn wurde im Rahmen von Umweltverträglichkeitsprüfungen gezwungen, neue Baustoffe oder neue Techniken anzugeben, die einen optimalen Schutz des Grundwassers im Wasserschutzgebiet ermöglichen, sonst wird es keine positive Stellungnahme zur Realisierung in planrechtlichen Verfahren geben. Als die Forderung der Umweltbehörde bekannt wurde, setzte eine rege Forschungstätigkeit ein. Zum heutigen Zeitpunkt kann behauptet werden, daß es möglich ist, auch mit Spritzbeton umweltfreundlich zu bauen. Die Deutsche Bahn AG wird deshalb über eine Zustimmung im Einzelfall beim EBA die Zulassung des gipsarmen Zements beantragen.

Der Ablauf des Zulassungsverfahrens läßt sich wie folgt darstellen (Abb. 18):

■ Prüfung der Zuständigkeit des EBA

Da der Antrag aus einem speziellen Objekt-

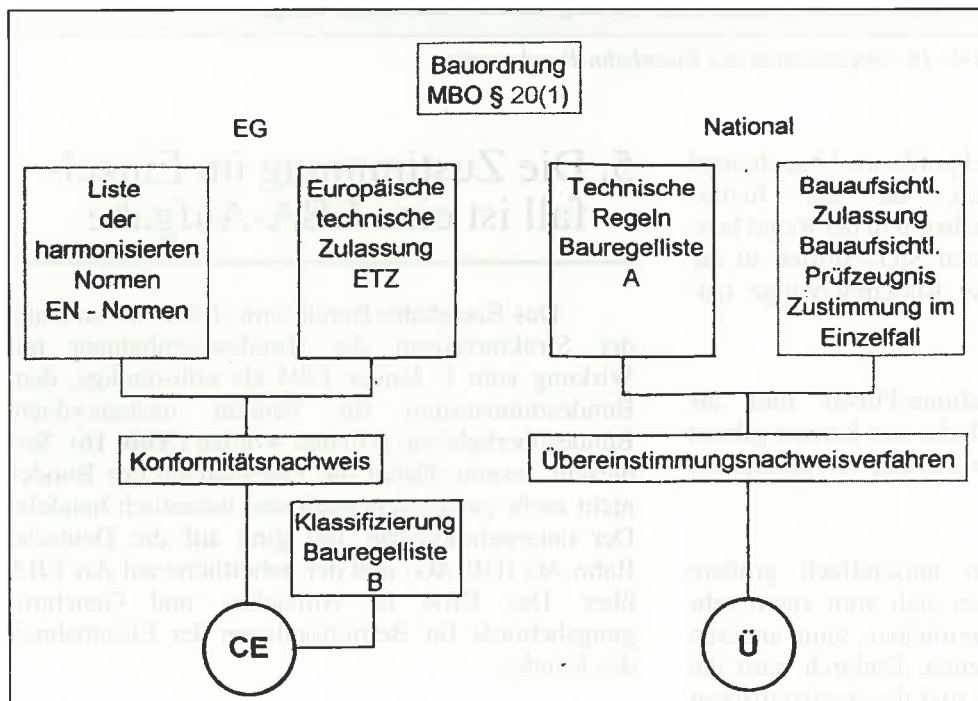


Abb. 17: Konformitätsnachweis nach dem Bauproduktengesetz der EU und Übereinstimmungsnachweis im nationalen Übergangsbereich [7]

bereich, dem Eisenbahntunnelbau, mit sicherheitsrelevanter Fragestellung kommt, wird dieser Antrag vom EBA behandelt werden. Hätte der Antrag auf eine europäische Zulassung gezielt, so hätte das EBA die eisenbahnspezifischen Belange behandelt und den Antrag dem Deutschen Institut für Bautechnik zum Erstellen der Zulassung zugeleitet.

■ Bestimmung des Prüfbedarfs und der Prüfkriterien

Der neue Spritzzement muß mindestens dieselben Festigkeitsanforderungen besitzen, wie herkömmlicher Spritzzement, Drainageleitungen sollen nicht mehr versintern, es dürfen nur noch physiologisch unbedenkliche Stoffe verwendet werden, anstelle der bisher verwendeten physiologisch bedenklichen Stoffe.

■ Festlegung von Art und Umfang der Prüftätigkeit durch Dritte

Durch Stellungnahme eines anerkannten Sachverständigen (auf Kosten des Bauherrn oder Herstellers) ist nach Durchführung entsprechender Versuche nachzuweisen, daß ein positives Ergebnis zu erwarten ist und somit die Zustimmung im Einzelfall dem Antragsteller in Aussicht gestellt werden kann.

■ Durchführen der Prüfungen durch Dritte und EBA

Der Sachverständige stellt einen Prüfplan über die durchzuführenden Versuche auf und überwacht sie. Zu den Versuchen gehören auch Spritzversuche zur praktischen Durchführbarkeit. Der Sachverständige hat einen Qualitätssicherungsplan aufzustellen und die Arbeiten auf der Baustelle zu überwachen, für die Zustimmung im Einzelfall erteilt wurde.

- Prüfen der Zuständigkeit des EBA
- Bestimmen des Prüfbedarfs und der Prüfkriterien
- Festlegung von Art und Umfang der Prüftätigkeit durch Dritte
- Durchführen der Prüfungen durch Dritte und EBA
- Bewerten aller vorliegenden Unterlagen
- Erteilen der Zulassung durch EBA

Abb. 18: Ablauf des Zulassungsverfahrens durch das Eisenbahn-Bundesamt

■ Bewerten aller vorliegenden Unterlagen

■ Erteilen der Zulassung durch EBA mit Urkunde und Gebührenbescheid

Sind alle Punkte erfüllt, erteilt das EBA die Zustimmung im Einzelfall für diesen neuen Baustoff. Die Zustimmung darf nicht dazu führen, daß ein etwa laufendes Zulassungsverfahren beim Deutschen Institut für Bautechnik eingestellt wird.

Zusammenfassung

Die intensiven Forschungen auf dem Gebiet des umweltschonenden Spritzbetons haben dazu geführt, daß von verschiedenen Herstellern heute Spritzzemente angeboten werden, die in ihrem Festigkeits- und Umweltverhalten deutlich besser sind, als die bisher beschleunigten Normzemente. Die Entwicklungsarbeiten sind nicht beendet; insbesondere ist es das Ziel, für Spritzzemente eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu bekommen.

Literatur

- [1] Locher, Richartz und Sprung, ZEMENT-KALK-GIPS Nr. 6/1980: Erstarren von Zement
- [2] Mayer: Beton – keine Gefahr für Boden und Grundwasser; nach einem Vortrag auf dem Deutschen Betontag 1993 am 14. Mai 1993 in Berlin
- [3] Röck: Beschleunigerfreie Werkrockengemische auf Basis Schnellzement im Tunnelbau; 4. Internationale Fachtagung Spritzbeton-Technologie 1993
- [4] Eichler, Sutej: Spritzzement-Eigenschaften, Qualitätssicherung, Anwendung; 4. Internationale Fachtagung Spritzbeton-Technologie 1993
- [5] Schmidt, Felten: Europäisches Forschungsvorhaben zur Entwicklung eines umweltgerechten Spritzbetonsystems; 4. Internationale Fachtagung Innsbruck-Igls 1993
- [6] Kübler, Keller, Kallermatter, Bracher: Einschalige Tunnelbauweise beim Kehrtunnel Isenthal; Tunnel 2/95
- [7] E. Jasch; Vortrag am 26. Juli 1994 in Wiesbaden; unveröffentlichtes Manuskript
- [8] Böhlke, Fiedler: Zulassung neuer Techniken für die Eisenbahnen; ETR 44 (1995). Heft 3 (März)

In Beton und Mauerwerk sind moderne Dübelsysteme für viele Lasten geeignet

Auch die Prüflingenieure müssen die verschiedenen Systeme und deren Wirkungsweise genau kennen

Die moderne Befestigungstechnik leistet heute einen selbstverständlichen und unentbehrlichen Beitrag zum wirtschaftlichen Bauen. Der Markt bietet zahlreiche Systeme, die, bei sachgemäßer Anwendung, die sichere Einleitung auch hoher Lasten in Beton und Mauerwerk gewährleisten. Dabei ist es die Aufgabe des Anwenders das für den jeweiligen Ankergrund und Verwendungszweck optimale Befestigungselement genau zu kennen, da-

mit er aus dem breiten Angebot das richtige auszuwählen und zu montieren in der Lage ist.

Für den Prüflingenieur sind diese Kenntnisse für die korrekte Erledigung seiner Aufgaben ebenso wichtig. Indes: Trotz der großen Fülle von Informationen, die von den herstellenden Firmen verbreitet werden oder die aus den Zulassungsbescheiden entnommen werden können, gibt es in der Praxis noch immer ein Wissensdefizit über die Funktionsprinzipien, Anwendungsbedingungen und -bereiche sowie über die richtige Montage. Der folgende Beitrag soll helfen, dieses Wissensdefizit abzubauen.



Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen
hat an der Technischen Universität Braunschweig Bauingenieurwesen studiert und an der Universität Stuttgart 1979 promoviert; seit 1984 Leiter der Abteilung Befestigungstechnik am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität

Stuttgart; heute beschäftigt er sich dort vorwiegend mit theoretischen und experimentellen Forschungen auf dem Gebiete des Stahlbetonbaus und der Befestigungstechnik.



Dipl.-Ing. Thomas M. Sippel
studierte an der Universität Stuttgart Bauingenieurwesen und legte dort 1989 auch sein Diplomexamen ab; zur Zeit der Entstehung dieses Beitrages war er wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Schwerpunkt seiner wissenschaftlichen Tätigkeit sind

theoretische und experimentelle Fragen auf dem Gebiet des Stahlbetonbaus, der Befestigungstechnik und der Faserverbundwerkstoffe

1 Einführung

Die Aufgabe, Bauteile untereinander und miteinander zu verbinden, ist so alt wie das Bauen selbst. In Abhängigkeit vom Baustoff, vom statischen System und von der Bauaufgabe wurden die Probleme unterschiedlich gelöst.

Bis Anfang der sechziger Jahre wurden Befestigungen im Massivbau vorwiegend mit der „klassischen“ Einlegemontage erstellt. Beispielsweise wurden in die Schalung eingelegte Holzlatten über eingeschlagene Nägel im Beton verankert und dienten als Befestigungspunkte. Die Weiterentwicklung der Einlegemontage führte zu den heute verwendeten Ankerschienen und -platten mit aufgeschweißten Kopfbolzen.

Die Entwicklung der Bohrtechnik (Dreh-, Schlag- und Hammerbohren sowie Diamantbohren) eröffnete neue Möglichkeiten im Hinblick auf eine nachträgliche Montage. Auch infolge der kürzeren Vorplanungszeiten wurden Dübel, die in nachträglich erstellte Bohrlöcher durch Spreizdruck, Hinterschnitt oder mit Hilfe von Mörtel verankert werden, immer häufiger verwendet. In den vergangenen Jahren wurden praktisch für jeden Ankergrund aus Beton oder Mauerwerk geeignete Dübelsysteme aus Kunststoff und Stahl entwickelt.

Die Tragwirkung der meisten Befestigungssysteme beruht auf der Ausnutzung der Betonzugfestigkeit, die bekanntermaßen von Bauteil zu Bauteil und auch innerhalb eines Bauteils beträchtlich schwankt. Dies wird in der Bemessung durch entsprechend große Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt.

2 Befestigungssysteme für Verankerungen in Normalbeton

2.1 Einlegeteile

Einlegeteile leiten äußere Lasten durch mechanische Verzahnung (Formschluß) der Verankerungselemente mit dem Beton in den Ankergrund ein. Ihre Anordnung ist auf die Lage der Bewehrung abzustimmen. Durch eine zusätzliche Bewehrung können äußere Lasten optimal in das Bauteil eingeleitet werden. Diese Vorplanung wird oft als nachteilig empfunden.

Ankerschienen (Abb.1) bestehen aus einem kaltverformten oder warmgewalzten U-förmigen Stahlprofil mit speziellen Verankerungselementen. Anbauteile werden mit Hilfe spezieller Hammer- oder Hakenkopfschrauben befestigt. Die Rückhängung der Last in den Beton erfolgt im allgemeinen durch aufgeschweißte oder aufgestauchte T- oder I-förmige Anker. Die Rückhängung über Blechstreifen, die durch einen Schlitz im Schienenrücken gesteckt werden, ist nach den geltenden Zulassungen nicht zulässig, da keine formschlüssige Verbindung zwischen Blechstreifen und Schiene vorhanden ist.

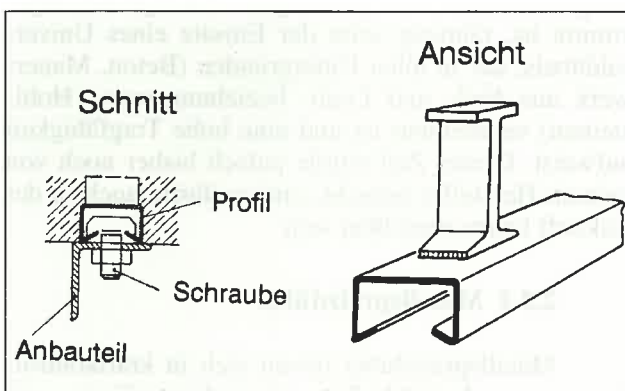


Abb. 1: Ankerschiene, nach [1]

Kopfbolzenverankerungen bestehen in der Regel aus einer Stahlplatte mit aufgeschweißten Kopfbolzen (Abb. 2). Die Kopfbolzen werden im allgemeinen in der Werkstatt durch Bolzenschweißen mit Hubzündung mit der Stahlplatte verschweißt. Die zu befestigenden Bauteile werden normalerweise an die einbetonierte Stahlplatte angeschweißt.

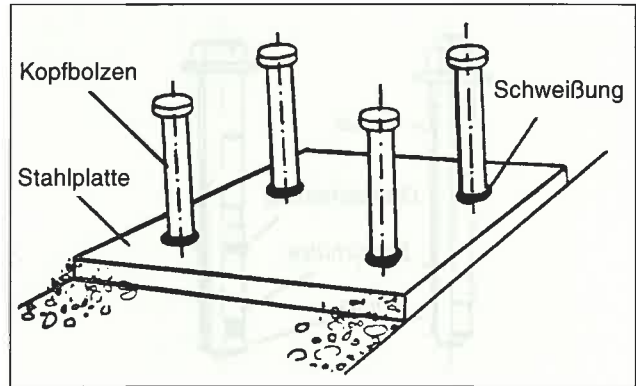


Abb. 2: Stahlplatte mit angeschweißten Kopfbolzen, nach [1]

Gewindehülsen bestehen aus einer Hülse mit Innengewinde, die im Beton rückverankert wird. In Abb. 3 ist eine Gewindehülse dargestellt, bei der die Verankerung mittels eines Querstabes erfolgt. Bei Wellenankern ist auf einem S-förmig gebogenen Betonstahl eine Gewindehülse aufgepreßt (Abb.4).

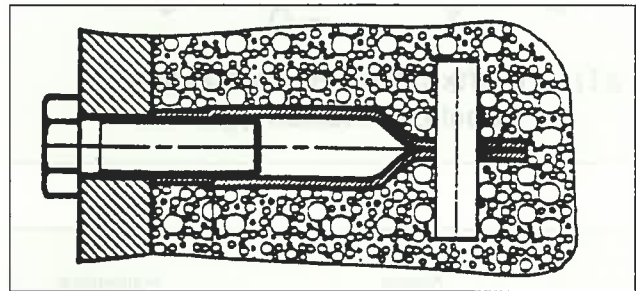


Abb. 3: Gewindehülse, nach [1]

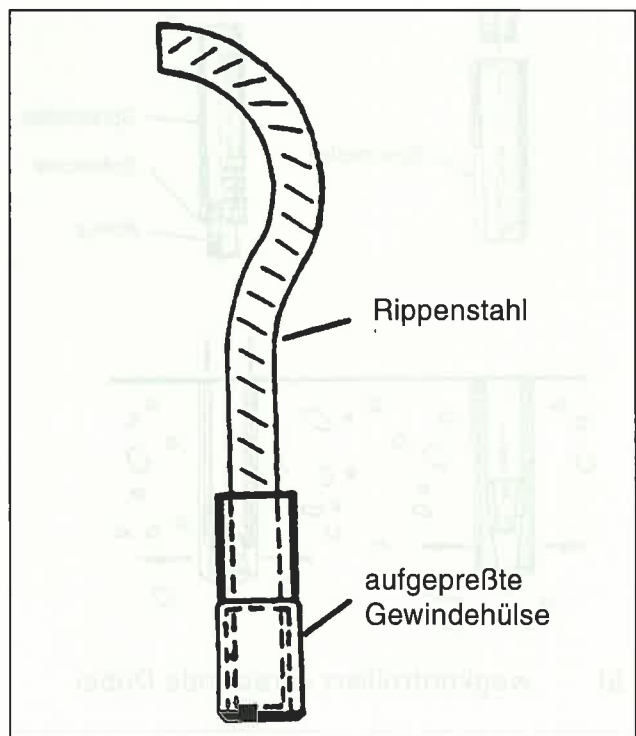
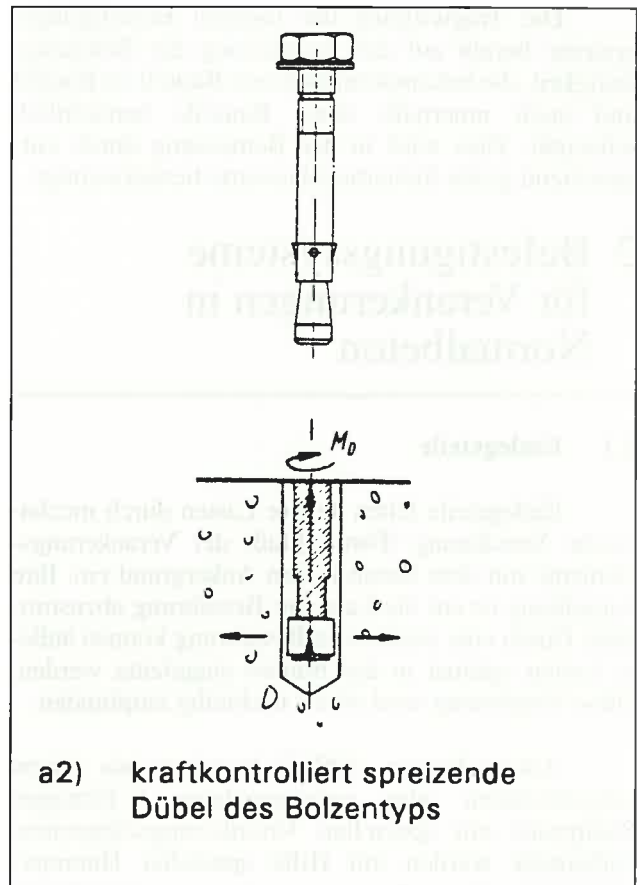
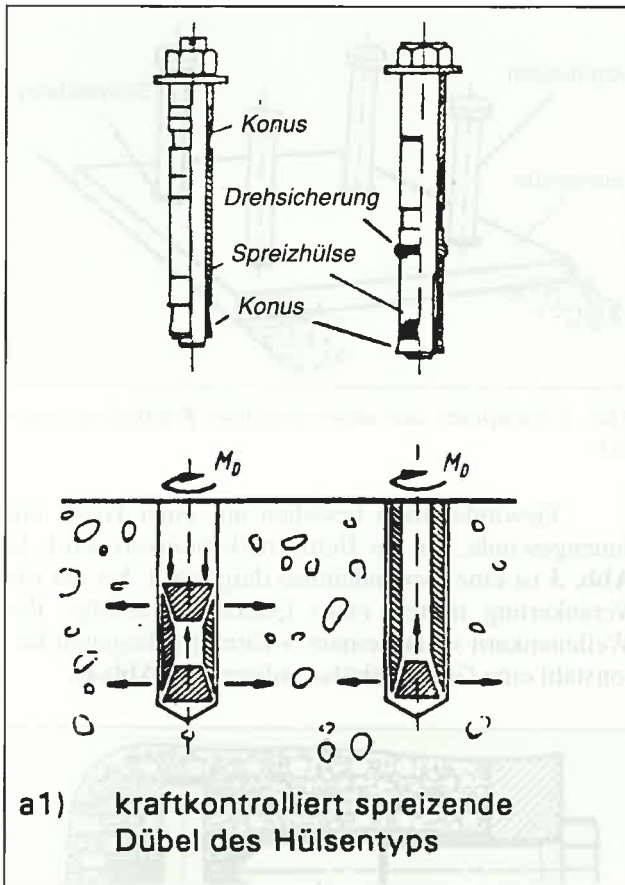


Abb. 4: Wellenanker, nach [1]



Die beschriebenen Einlegeteile sind für Anwendungen im gerissenen und ungerissenen Beton zugelassen.

2.2 Dübel

Es gibt es viele Dübelssysteme, deren Wirkungsweise auf den jeweiligen Ankergrund abgestimmt ist. Günstig wäre der Einsatz eines Universaldübel, der in allen Untergründen (Beton, Mauerwerk aus Voll- und Loch- beziehungsweise Hohlsteinen) verwendbar ist und eine hohe Tragfähigkeit aufweist. Dieses Ziel wurde jedoch bisher noch von keinem Hersteller erreicht, und es dürfte auch in der Zukunft kaum erreichbar sein.

2.2.1 Metallspreizdübel

Metallspreizdübel lassen sich in kraftkontrolliert spreizende (Abb. 5a) und wegkontrolliert spreizende Dübel (Abb. 5b) einteilen. Kraftkontrolliert spreizende Dübel werden durch Anspannen der Mutter oder Schraube mit einem geeichten Drehmomentschlüssel verankert. Dabei wird der Konus in die Sprezhülse beziehungsweise die Spreizsegmente hineingezogen und preßt diese gegen die Bohrlochwand, wodurch Spreizkräfte entstehen. Äußere Zugkräfte werden vorwiegend über Reibung zwischen Sprezhülse und Bohrlochwand und in geringe-

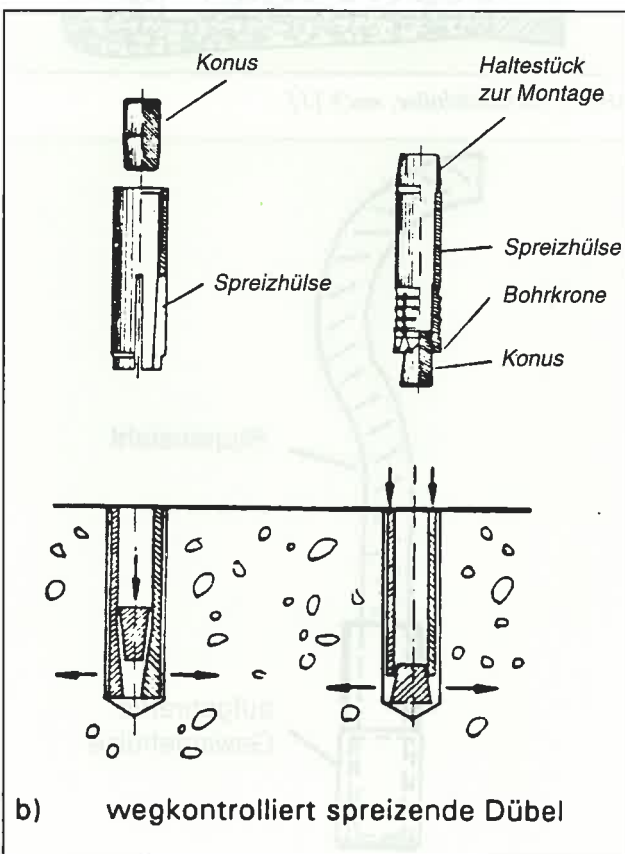


Abb. 5: Ausbildung von Metallspreizdübeln, nach [1]

rem Umfang im Bereich der Verformungsmulde über Verzahnung in den Ankergrund eingeleitet. Beim Aufbringen des Drehmomentes wird eine Vorspannkraft in der Schraube beziehungsweise im Bolzen hervorgerufen, die gleichzeitig das Anbauteil gegen die Betonoberfläche preßt. Die Vorspannkraft baut sich nach dem Setzen infolge Kriechen des Beton ab. Treten im Bereich des montierten Dübels Risse im Ankergrund auf, dann fällt die Vorspannkraft wesentlich ab. Übersteigt die angreifende Zuglast die noch wirksame Vorspannkraft, dann spreizt der Dübel nach, das heißt: der Konus wird weiter in die Spreiz-

hülse beziehungsweise Spreizsegmente eingezogen und der Spreizweg vergrößert.

Wegkontrolliert spreizende Dübel bestehen aus Spreizhülse und Konus. Sie werden durch Aufspreizen der Hülse um einen bestimmten Spreizweg verankert. Dies kann entweder durch Einschlagen des Konus in die Hülse oder durch Auftreiben der Hülse auf den Konus erfolgen. Die Dübel leiten äußere Zugkräfte durch Reibung und im Bereich der Setzmulde durch geringe Verzahnung in den Ankergrund ein. Die Spreizkraft ist bei ordnungsgemäßer Mon-

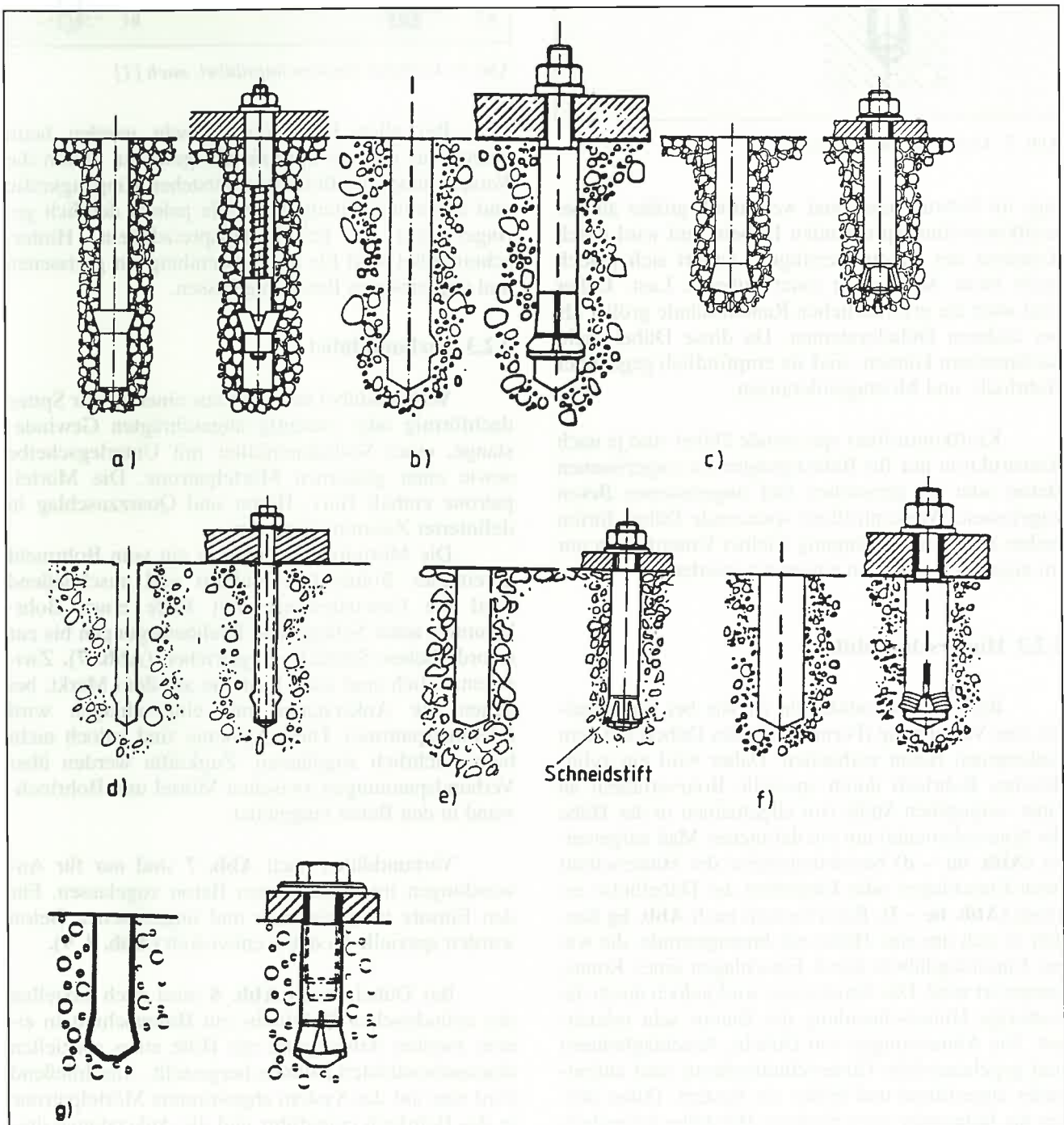


Abb. 6: Hinterschnittdübel, nach [1]

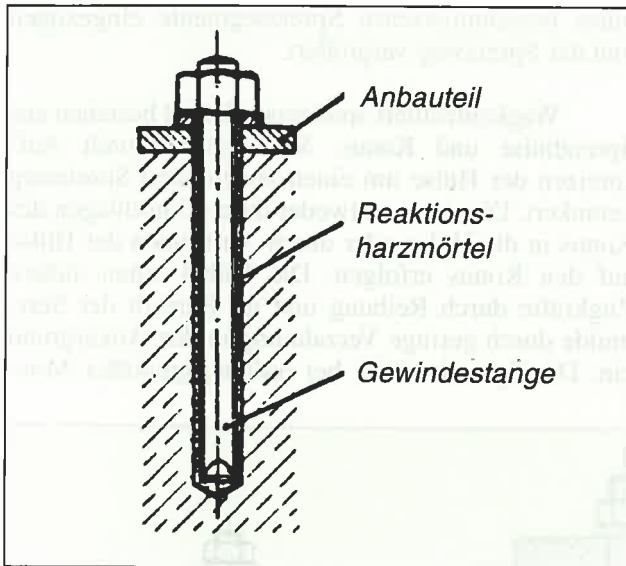


Abb. 7: Verbunddübel, nach [1]

tage im Gebrauchszustand wesentlich größer als bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln und wird durch Kriechen des Betons verringert, ändert sich jedoch nicht beim Aufbringen einer äußeren Last. Daher sind auch die erforderlichen Randabstände größer als bei anderen Dübelssystemen. Da diese Dübel nicht nachspreizen können, sind sie empfindlich gegenüber Bohrloch- und Montagetoleranzen.

Kraftkontrolliert spreizende Dübel sind je nach Konstruktion nur für Befestigungen im ungerissenen Beton oder im gerissenen und ungerissenen Beton zugelassen. Wegkontrolliert spreizende Dübel dürfen bisher außer zur Abhängung leichter Unterdecken nur im ungerissenen Beton eingesetzt werden.

2.2.2 Hinterschnittdübel

Bei Hinterschnittdübeln ist wie bei Einlegeteilen eine Verzahnung (Formschluß) des Dübels mit dem Ankergrund Beton vorhanden. Daher wird ein zylindrisches Bohrloch durch spezielle Bohrverfahren an einer vorgegeben Stelle (im allgemeinen in der Höhe der Spreizelemente) um ein definiertes Maß aufgeweitet (Abb. 6a – d) beziehungsweise der Hinterschnitt beim Einschlagen oder Eindrehen der Dübelhülse erzeugt (Abb. 6e – f). Beim System nach Abb. 6g handelt es sich um eine Hülse mit Innengewinde, die wie bei Einschlagdübeln durch Einschlagen eines Konus, verspreizt wird. Das Verspreizen wird jedoch durch die vorherige Hinterschneidung des Betons sehr erleichtert. Die Abmessungen von Dübeln, Anschlagbohrern und gegebenenfalls Hinterschnittbohrern sind aufeinander abgestimmt und bilden ein System. Daher dürfen die Bohrgeräte verschiedener Hersteller keinesfalls ausgetauscht werden.

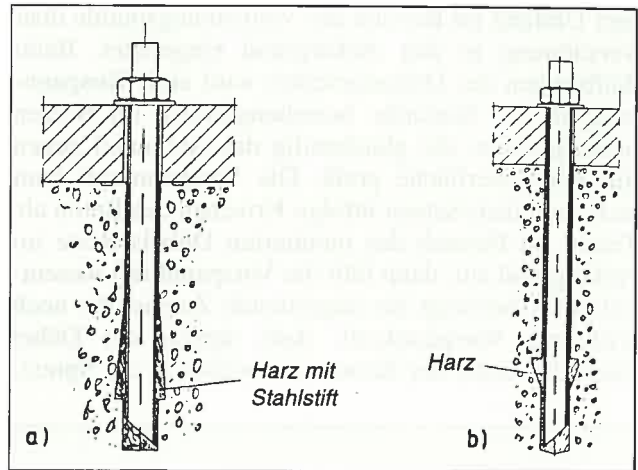


Abb. 8: Verbund-Hinterschnittdübel, nach [1]

Bei allen Hinterschnittdübeln werden beim Setzen nur geringe Spreizkräfte geweckt. Durch die Vorspannung und Belastung entstehen Ringzugkräfte und dadurch Spaltzugkräfte, die jedoch deutlich geringer sind als bei Metallspreizdübeln. Hinterschnittdübel sind für die Anwendung im gerissenen und ungerissenen Beton zugelassen.

2.2.3 Verbunddübel

Verbunddübel bestehen aus einer an der Spitze dachförmig oder einseitig abgeschragten Gewindestange, einer Sechskantmutter mit Unterlegscheibe sowie einer gläsernen Mörtelpatrone. Die Mörtelpatrone enthält Harz, Härter und Quarzzuschlag in definierter Zusammensetzung.

Die Mörtelpatrone wird in ein vom Bohrmehl gereinigtes Bohrloch eingeführt und anschließend wird die Gewindestange mit Hilfe eines Bohrhammers unter Schlag- und Drehbewegungen bis zur erforderlichen Setztiefe eingetrieben (Abb. 7). Zwischenzeitlich sind auch Systeme auf dem Markt, bei denen die Ankerstange nur eingeschlagen wird (Hammerpatrone). Diese Systeme sind jedoch nicht bauaufsichtlich zugelassen. Zugkräfte werden über Verbundspannungen zwischen Mörtel und Bohrlochwand in den Beton eingeleitet.

Verbunddübel nach Abb. 7 sind nur für Anwendungen im ungerissenen Beton zugelassen. Für den Einsatz im gerissenen und ungerissenen Beton wurden spezielle Systeme entwickelt (Abb. 8, 9).

Bei Dübeln nach Abb. 8 wird nach Erstellen des zylindrischen Bohrlochs ein Hinterschnitt in einem zweiten Arbeitsgang mit Hilfe eines speziellen diamantbestückten Bohrers hergestellt. Anschließend wird eine auf das System abgestimmte Mörtelpatrone in das Bohrloch eingeführt und die Ankerstange drehend/schlagend in das Bohrloch eingetrieben. Der

Tragmechanismus und die Versagensart entsprechen bei Befestigungen im ungerissenen Beton im wesentlichen dem von üblichen Verbunddübeln, wobei sich der Hinterschnitt günstig auswirkt. Bei Verankerungen im gerissenen Beton wird der Verbund im zylindrischen Teil des Bohrlochs weitgehend aufgehoben. Eine eingeleitete Zugkraft wird dann durch Verbund im Bereich des Hinterschnitts in das Kunstharz und durch mechanische Verzahnung in den Beton eingeleitet.

Bei einem anderen System wird eine Ankerstange verwendet, die mehrere Konen aufweist (Abb. 9a). Sie ist beschichtet und mit einer Drahthülse versehen. Das Setzen erfolgt wie bei üblichen Verbunddübeln in ein zylindrisches Bohrloch. Die Beschichtung hat die Aufgabe, einen Verbund zwischen Ankerstange und Kunstharzmörtel zu verhindern. Das Sieb schützt die Beschichtung vor Beschädigungen beim Setzvorgang. Bei Einleitung einer Zugkraft in die Ankerstange werden die Konen in den Mörtel gezogen, der als Spreizschale wirkt. Dadurch entstehen Spreizkräfte und damit Reibungskräfte zwischen Mörtelschale und Bohrlochwandung, die ausreichend hoch sind, um die Zugkraft ohne Inanspruchnahme der Klebwirkung des Mörtels in den Untergrund einzuleiten. Die Spreizkräfte sind geringer als bei üblichen Spreizdübeln.

Nach einem ähnlichen Funktionsprinzip ist das in Abb. 9b dargestellte Dübelssystem aufgebaut. Die Ankerstange ist teilweise mit einer strukturierten Polyamid-Ummantelung versehen, die keinen wesentlichen Verbund mit der Ankerstange, jedoch einen guten Verbund mit dem Kunstharzmörtel herstellt. Mit zunehmender Belastung wird ein Konus am Ende der Ankerstange in die Mörtelschale gezogen, wodurch Spreiz- und damit Reibungskräfte entstehen.

Die bisher verwendeten Harze enthalten Styrol, das in vielen Ländern als gesundheitsschädlich und umweltschädlich angesehen wird. Es werden jedoch auch schon Harze angeboten, die kein Styrol mehr enthalten.

2.2.4 Deckenabhängiger

Die üblichen Deckenabhängersysteme funktionieren nach den gleichen Prinzipien wie weg- oder kraftkontrolliert spreizende Dübel. In der Regel sind diese Systeme aufgrund der geringeren zu übertragenden Lasten einfacher aufgebaut und in den Dimensionen abgemagert. An dieser Stelle wird ausführlich nur auf zwei Neuentwicklungen in diesem Anwendungsbereich eingegangen.

Zunächst handelt es sich um Setzbolzen, die in ein mit einem Bundbohrer erstelltes vorgebohrtes

Loch gesetzt werden. Dadurch werden Setzausfälle, die bei üblichen Setzbolzen nicht zu vermeiden sind, vermieden (Abb. 10) und in allen Fällen eine definierte Haltekraft gewährleistet.

Bei einer weiteren Neuentwicklung handelt es sich um Betonschrauben mit Spezialgewinde (Abb. 11), die in ein vorher erstelltes Bohrloch mittels eines Schlagschraubers eingeschraubt werden. Der Bohrl Lochdurchmesser ist so auf die Schraubengeometrie abgestimmt, daß sich das Gewinde in den Beton einschneidet und durch diese formschlüssige Verbindung eine äußere Kraft in den Beton eingeleitet werden kann. Durch Festlegung einer Mindestverankerungstiefe wird gewährleistet, daß auch bei Verwendung eines starken Schraubers die Gewindegänge

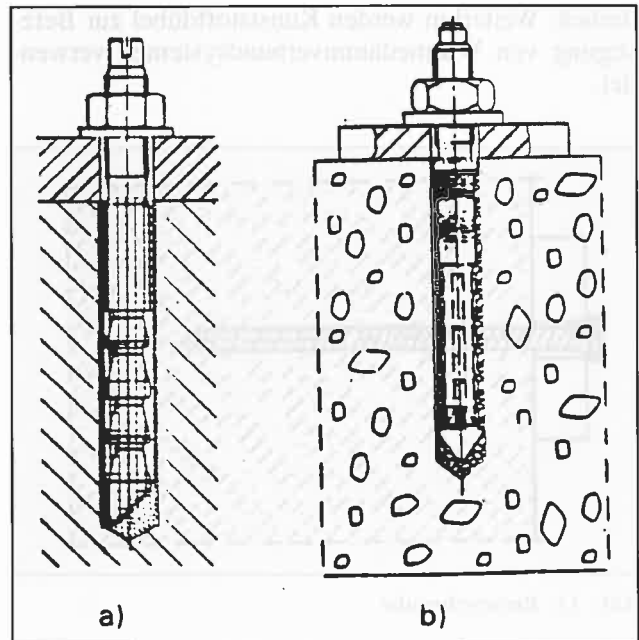


Abb. 9: Verbund-Spreizdübel

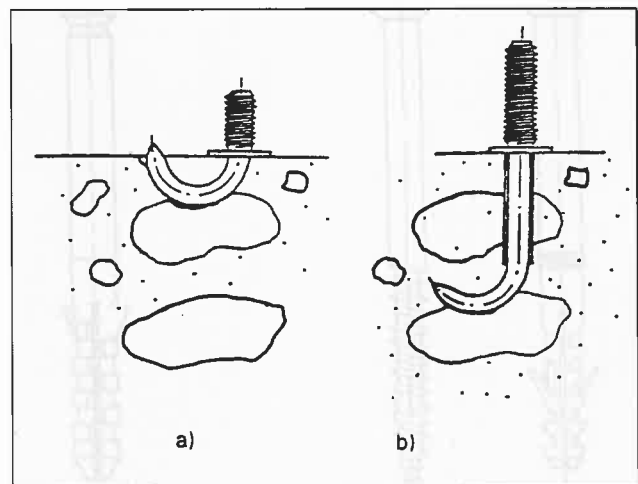


Abb. 10: Verformung von Setzbolzen beim Auftreffen auf harte Zuschläge ohne (a) und mit (b) Vorbohrung, nach [1]

im Beton nicht überdreht werden können, sondern die Schraube abgedreht wird.

Bei allen Deckenabhängern ist die Verwendung des vorgeschriebenen Bohrers besonders wichtig, weil sonst die Tragkraft sehr stark abfallen kann.

2.2.5 Kunststoffdübel

Kunststoffdübel bestehen aus einer Dübelhülse mit Spreizteil aus geeignetem Polyamid und einer zugehörigen Spezialschraube (Abb. 12). Zugkräfte werden über Reibung zwischen Kunststoffhülse und Beton übertragen.

Kunststoffdübel sind zur Verankerung von Fassaden und vergleichbaren statischen Systemen zugelassen. Es sind immer Mehrfachbefestigungen erforderlich. Weiterhin werden Kunststoffdübel zur Befestigung von Wärmedämmverbundsystemen verwendet.

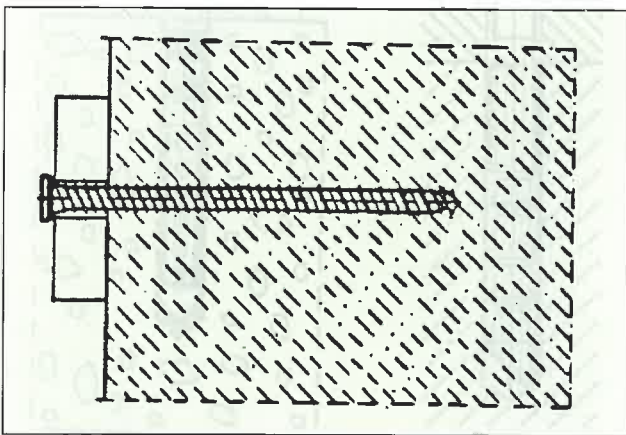


Abb. 11: Betonschraube

3 Tragverhalten von Befestigungen im ungerissenen Beton

3.1 Zugbeanspruchung

Die möglichen Versagensarten von zugbeanspruchten Dübeln und Kopfbolzen sind in Abb. 13 dargestellt. Bei den derzeit auf dem Markt befindlichen Systemen wird das Versagen in der Regel durch Betonausbruch hervorgerufen, Stahlbruch tritt nur gelegentlich und dann im allgemeinen bei Verankerungen im hochfesten Beton auf. Herausziehen ist nur bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln des Bolzentyps mit kleinen Spreizschalen und geringen Spreizwegen sowie bei Verbunddübeln zu erwarten. Spalten des Betons kann durch anwendungstechnische Maßnahmen (Einhaltung der Mindestwerte für Achs- und Randabstände sowie Bauteilabmessungen) verhindert werden.

Die bei der Versagensart Stahlbruch zu erwartende Höchstlast eines Befestigungselementes kann aus den Querschnittsabmessungen und der Stahlzugfestigkeit ermittelt werden.

Die meisten Befestigungssysteme versagen durch Betonausbruch. Abb. 14 zeigt die in Versuchen gemessenen Bruchlasten von Spreiz- und Hinterschnittdübeln mit großem Achs- und Randabstand in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe bei gleicher Betondruckfestigkeit. Die Versuchsergebnisse (Mittelwerte) können durch die im Bild angegebene Gleichung angenähert werden. Die Bruchlast hängt da-

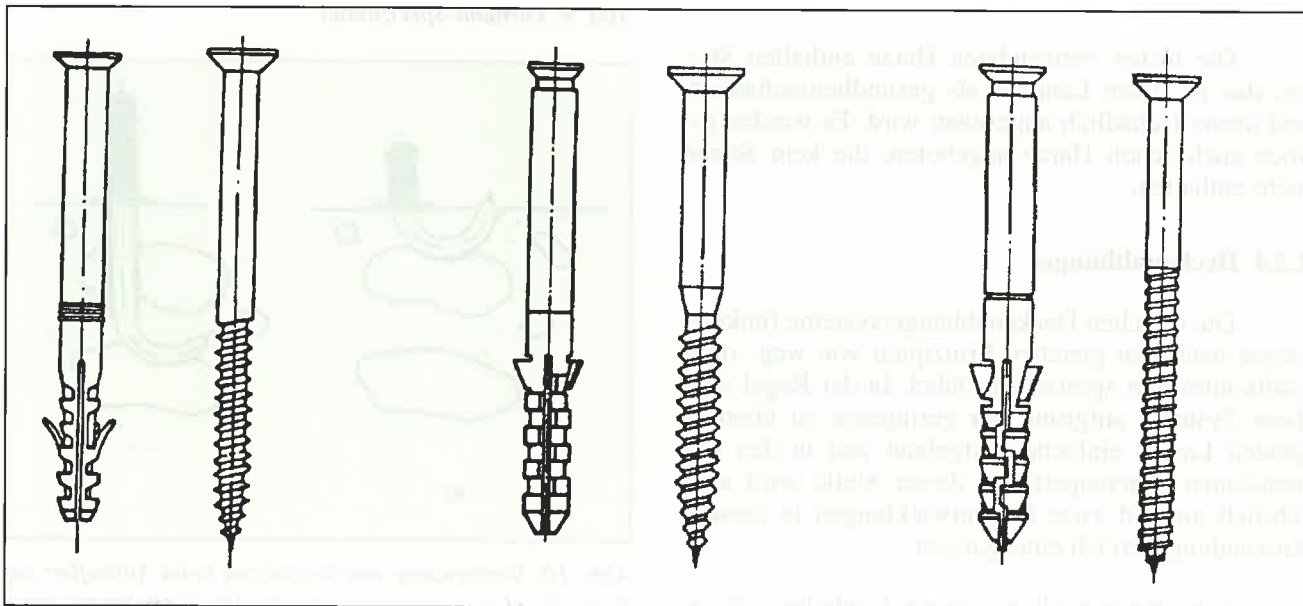


Abb. 12: Typische Kunststoffdübel, nach [1]

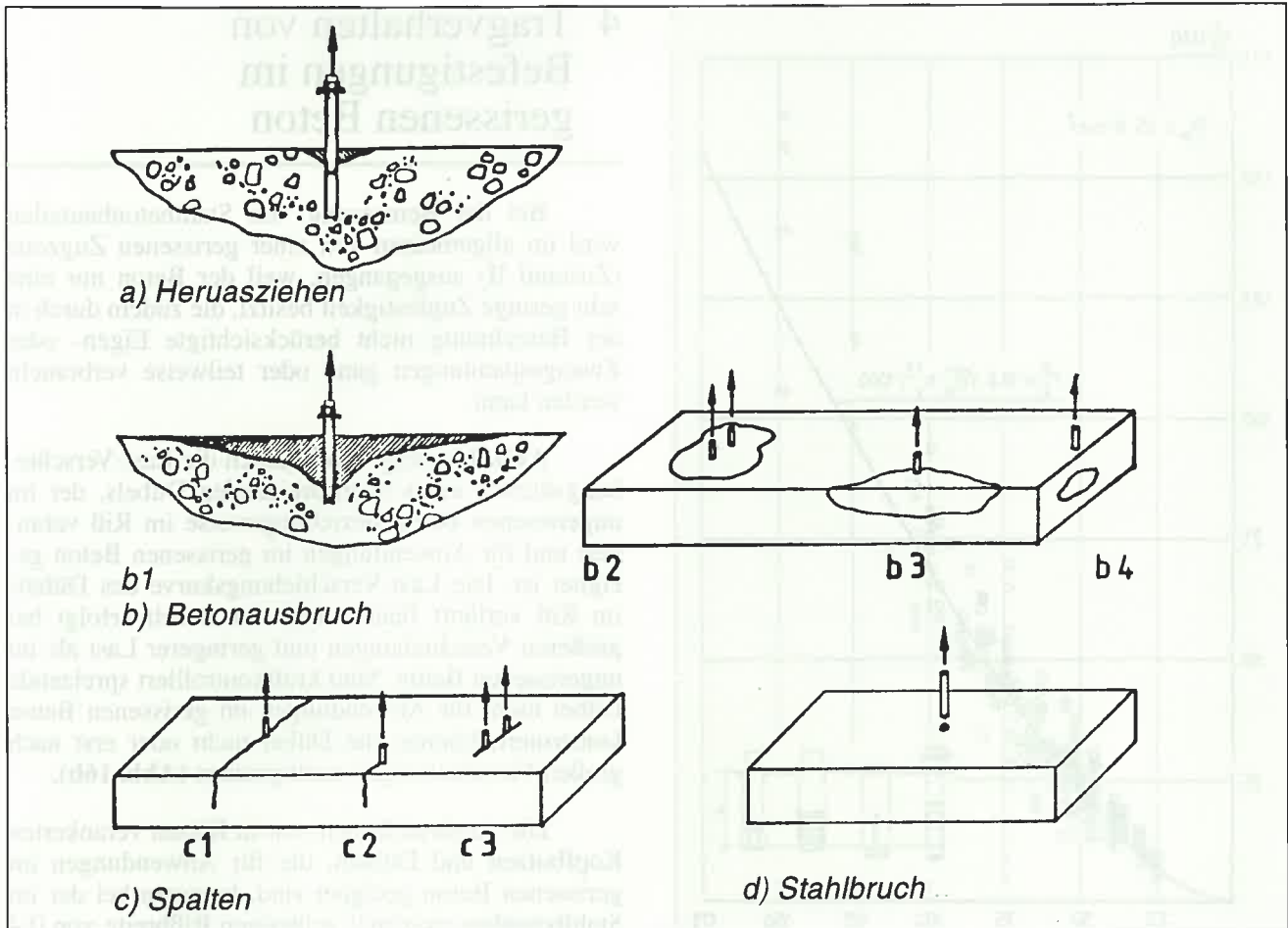


Abb. 13: Versagensarten bei zentrischer Zugbelastung, nach [1]

nach nur von der Betonzugfestigkeit, die proportional zu $\sqrt{\beta_w}$ angenommen wird, und der Verankerungstiefe h_{ef} ab. Der Einfluß des Dübeldurchmessers ist vernachlässigbar gering.

Eine Bruchlast nach **Abb. 14** wird nur erreicht, wenn eine ausreichend große Betonfläche pro Befestigungselement zur Verfügung steht. Die zugehörigen Achs- und Randabstände betragen $s_{cr} = 2c_{cr} \geq 3h_{ef}$. Bei Unterschreitung dieser Abstände kann die Betonausbruchlast nach dem in [1] angegebenen κ -Verfahren beziehungsweise dem in [6] beschriebenen CC (Concrete Capacity)-Verfahren berechnet werden. Dabei ist das CC-Verfahren als eine Visualisierung der κ -Faktoren im κ -Verfahren anzusehen. Beide Verfahren liefern in der Regel die gleichen Bruchlasten [5].

3.2 Querszugbeanspruchung

Die möglichen Versagensarten von querbeanspruchten Befestigungen sind in **Abb. 15** dargestellt. Stahlbruch (**Abb. 15a**) tritt bei großem Randabstand auf, wobei es kurz vor Erreichen der Höchstlast zu einem muschelförmigen Abplatzen des oberflächenna-

hen Betons kommen kann. Diese Versagensart liefert die höchste Bruchlast.

Bei kleinen Randabständen kann die Betonkante ausbrechen (**Abb. 15b₁**). Bei Gruppen kann sich ein gemeinsamer Ausbruchkörper bilden (**Abb. 15b₂**) und bei Anordnung der Befestigung in einer Bauteillecke (**Abb. 15b₃**), in einem dünnen (**Abb. 15b₄**) oder schmalen (**Abb. 15b₅**) Bauteil können sich die Bruchkörper nicht vollständig ausbilden. Die von einem Befestigungselement übertragbare Last ist in diesen Fällen geringer als die einer Einzelbefestigung nach **Abb. 15b₁**. Bei steifen, nicht ausreichend tief verankerten Befestigungsmitteln kann es auch bei großem Randabstand zu einem Ausbrechen des Betons auf der lastabgewandten Seite kommen (**Abb. 15b₆**).

Bei Betonkantenbruch hängt die Bruchlast maßgeblich von der Betonzugfestigkeit und dem Randabstand ab. Zusätzliche Einflußfaktoren sind die Steifigkeit des Befestigungsmittels, der Achsabstand und die Bauteildicke. Gleichungen zur Berechnung der Höchstlast sind in [1] (κ -Verfahren) beziehungsweise [6] (CC-Verfahren) angegeben.

4 Tragverhalten von Befestigungen im gerissenen Beton

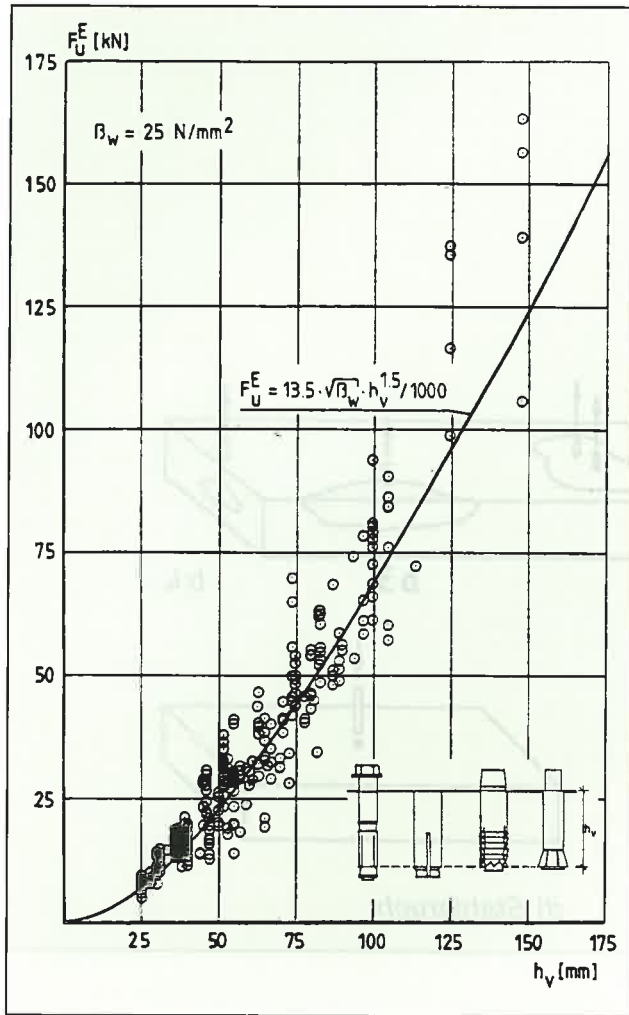


Abb. 14: Betonausbruchlast von Metallspreiz- und Hinterschnittdübeln unter zentrischer Zugbelastung, nach [1]

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird im allgemeinen von einer gerissenen Zugzone (Zustand II) ausgegangen, weil der Beton nur eine sehr geringe Zugfestigkeit besitzt, die zudem durch in der Berechnung nicht berücksichtigte Eigen- oder Zwangsspannungen ganz oder teilweise verbraucht werden kann.

Abb. 16a zeigt schematisch die Last-Verschiebungskurven eines nachspreizenden Dübels, der im ungerissenen Beton beziehungsweise im Riß verankert und für Anwendungen im gerissenen Beton geeignet ist. Die Last-Verschiebungskurve des Dübels im Riß verläuft flacher und der Bruch erfolgt bei größeren Verschiebungen und geringerer Last als im ungerissenen Beton. Sind kraftkontrolliert spreizende Dübel nicht für Anwendungen im gerissenen Beton konstruiert, können die Dübel nicht oder erst nach großen Verschiebungen nachspreizen (Abb. 16b).

Die Ausbruchlasten von in Rissen verankerten Kopfbolzen und Dübeln, die für Anwendungen im gerissenen Beton geeignet sind, betragen bei der im Stahlbetonbau maximal zulässigen Rißbreite von 0,4 mm im Mittel das ca. 0,7fache der im ungerissenen Beton zu erwartenden Werte [7] (Abb. 17). Dabei ist nur ein geringer Einfluß der unterschiedlichen Befestigungssysteme vorhanden.

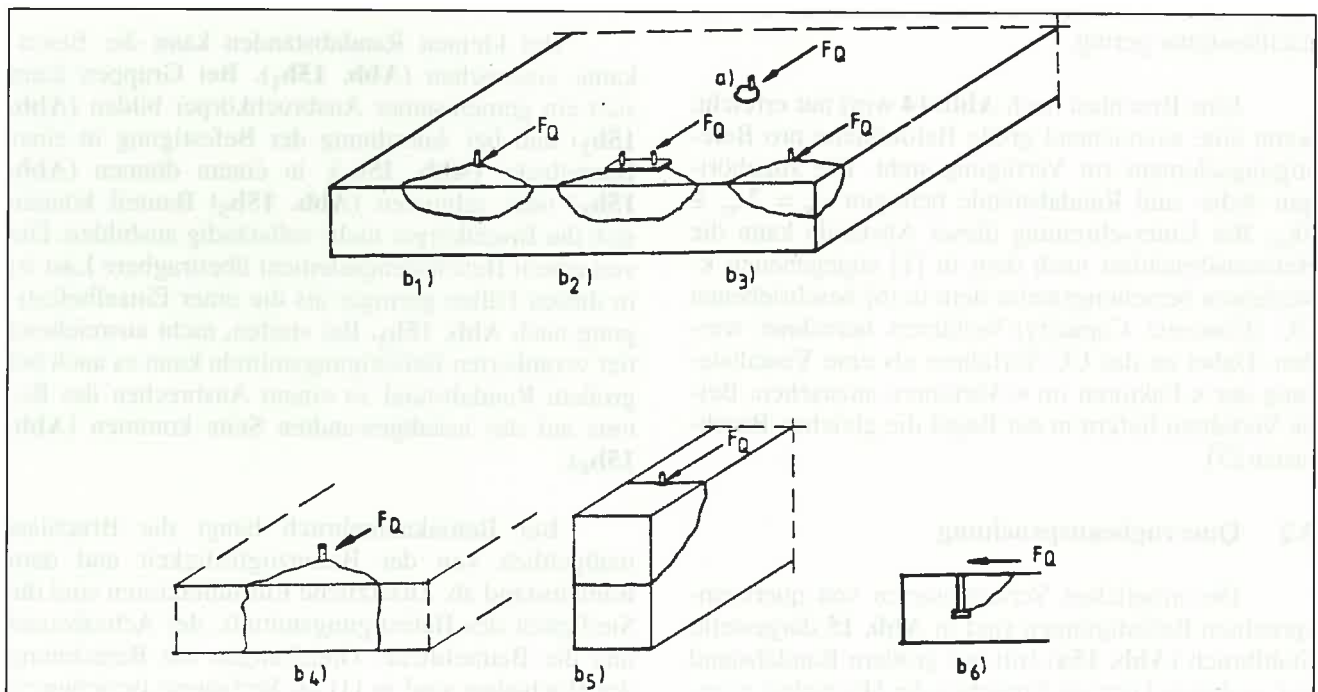


Abb. 15: Brucharten bei Querbeanspruchung, nach [1]

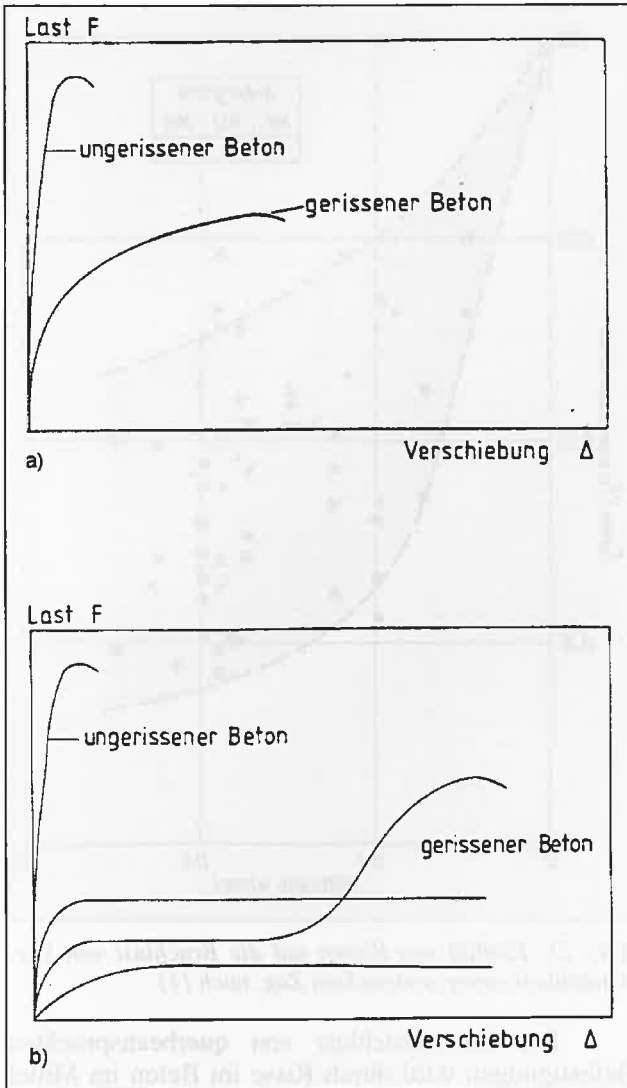


Abb. 16: Typische Last-Verschiebungskurven von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung. Dübel für Anwendungen im gerissenen Beton geeignet (Abb. a) bzw. ungeeignet (Abb. b), nach [1]

Demgegenüber wird die Höchstlast von Dübeln, die nicht für Anwendungen in gerissenen Beton konstruiert sind, durch Risse wesentlich stärker als oben angegeben reduziert und ist in vielen Fällen nicht vorhersagbar.

Abb. 18 zeigt den Einfluß der Rißbreite auf die Tragfähigkeit von voll verspreizten Einschlagdübeln. Das Versagen erfolgt meist durch Herausziehen, weil die ursprünglich aufgebrachte Spreizkraft durch die Rißöffnung abgemindert wird und die Dübel nicht nachspreizen können. Um Einschlagdübel voll zu verspreizen, werden je nach Dübelgröße, Dübelkonstruktion, Betonfestigkeit, Bohrlochdurchmesser und Schlagrichtung (nach oben oder nach unten) circa fünf bis vierzig Hammerschläge benötigt. Da diese Einschlagenergie in der Praxis in der Regel nicht auf-

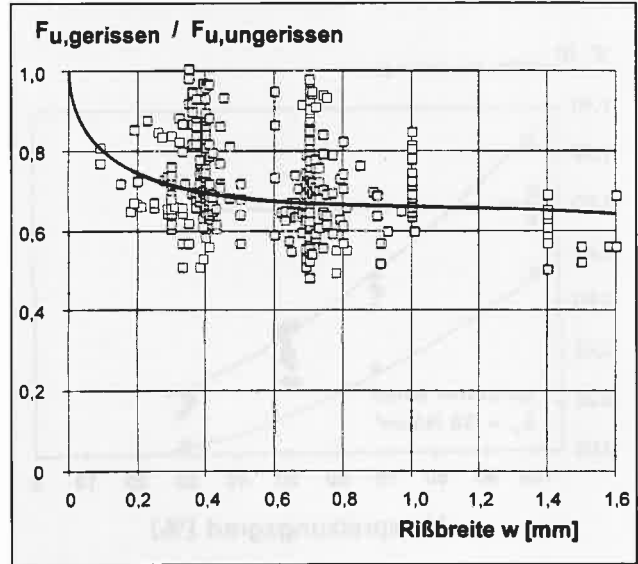


Abb. 17: Einfluß von Rissen auf die Ausbruchlast von Hinterschnittdübeln, nach [7]

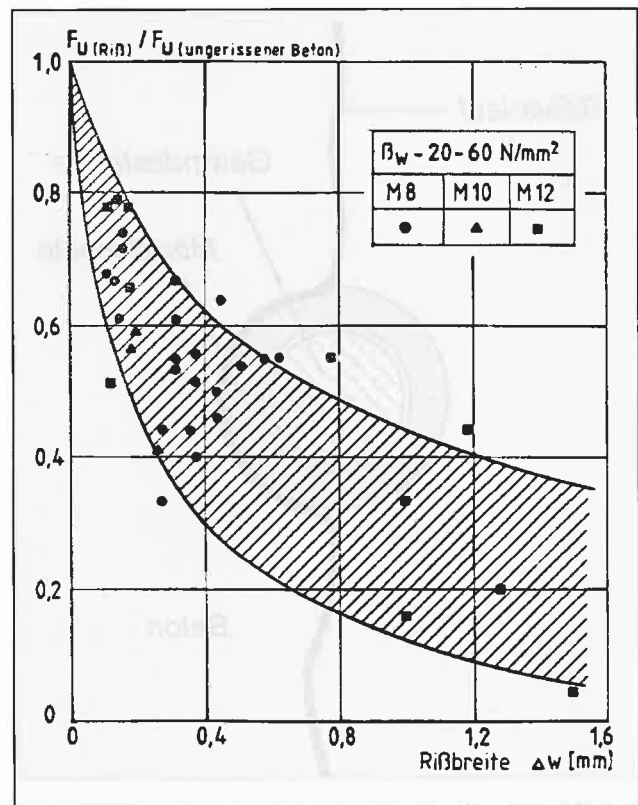


Abb. 18: Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von voll verspreizten Einschlagdübeln unter zentrischem Zug, nach [1]

gebracht wird, sind Einschlagdübel oft nicht voll verspreizt. Dies wird durch Untersuchungen in der Praxis bestätigt [14]. Bei unvollständiger Verspreizung nimmt die Bruchlast weiter ab (Abb. 19).

Bei üblichen Verbunddübeln (Abb. 7) sind die Bohrlochgeometrie und der Verlauf des Risses über

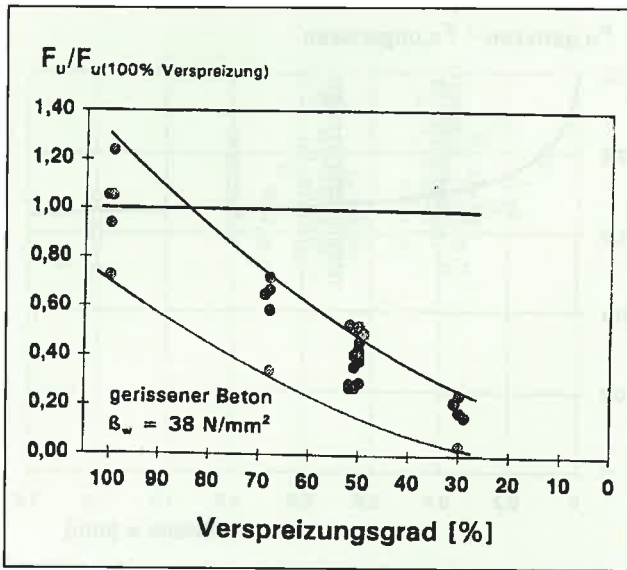


Abb. 19: Einfluß des Verspreizungsgrades von Einschlagdübeln auf die Bruchlast, nach [15]

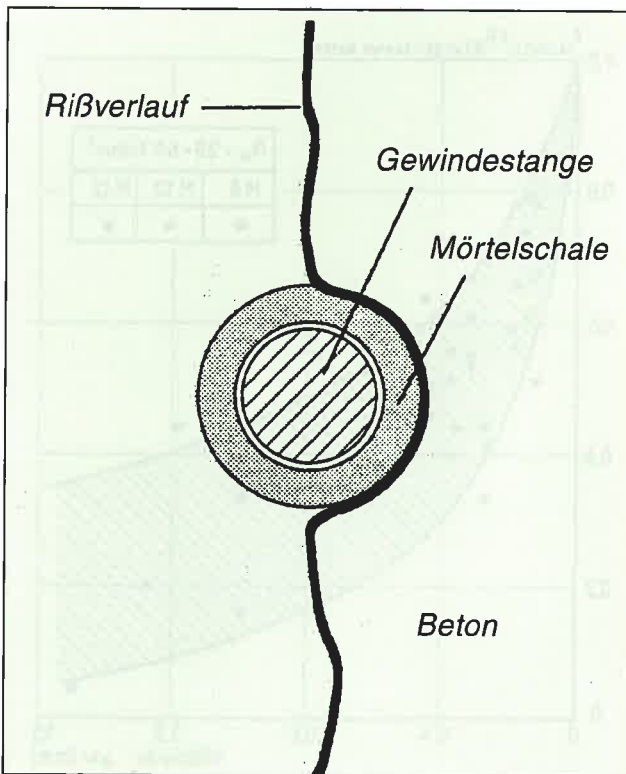


Abb. 20: Rißverlauf bei Verbunddübeln, schematisch

den Bohrlochumfang (Abb. 20) ausschlaggebende Faktoren für das Tragverhalten im gerissenen Beton. Die Bruchlast nimmt mit zunehmender Rißbreite schnell ab, wobei der Einfluß des Risses mit abnehmendem Dübelndurchmesser stark anwächst (Abb. 21). In der Praxis ist eine unvollständige oder unterlassene Bohrlochreinigung nicht auszuschließen. Bei unvollständiger Bohrlochreinigung ist eine weitere Reduzierung der Traglast zu erwarten (Abb. 22).

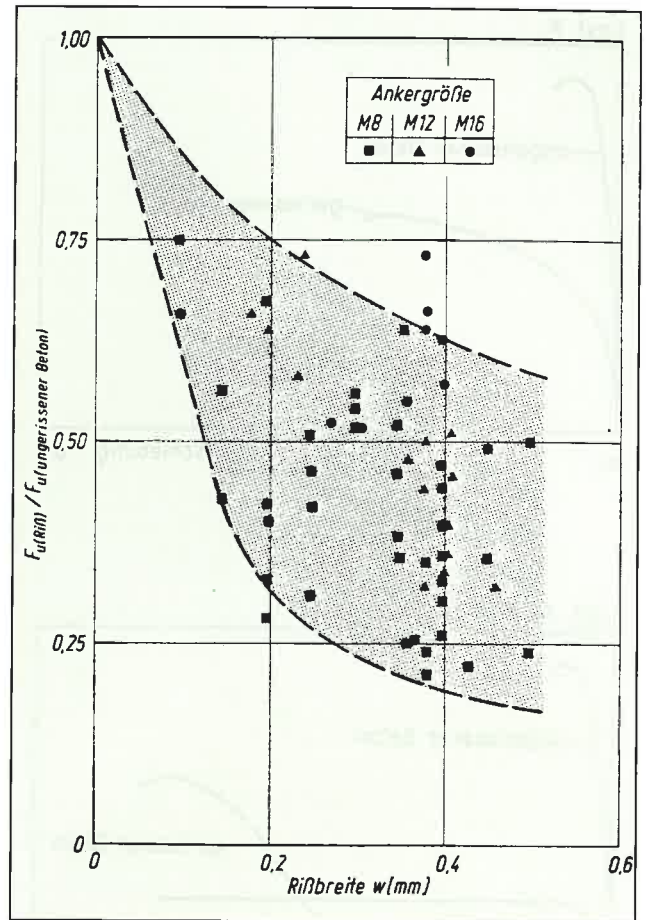


Abb. 21: Einfluß von Rissen auf die Bruchlast von Verbunddübeln unter zentrischem Zug, nach [1]

Die Betonbruchlast von querbeanspruchten Befestigungen wird durch Risse im Mittel um ungefähr 30 Prozent reduziert. Die Traglast von randfernen Dübeln, die durch Stahlbruch versagen, wird durch Risse im Beton nur wenig beeinflusst (Abfall ≤ 10 Prozent). Bei Systemen mit einer sehr kleinen Zugtragfähigkeit im gerissenen Beton kann jedoch die Querbruchlast durch Risse im Beton deutlich abgemindert werden.

Bei Schrägzugbeanspruchung kann die Höchstlast von Systemen, die im gerissenen Beton für die Übertragung von Zuglasten geeignet sind, durch eine übliche trilineare oder elliptische Interaktionsgleichung beschrieben werden.

5 Bemessung von Befestigungen

5.1 Allgemeines

Die zulässigen Anwendungsbedingungen von Befestigungsmitteln sind in Zulassungen des Deut-

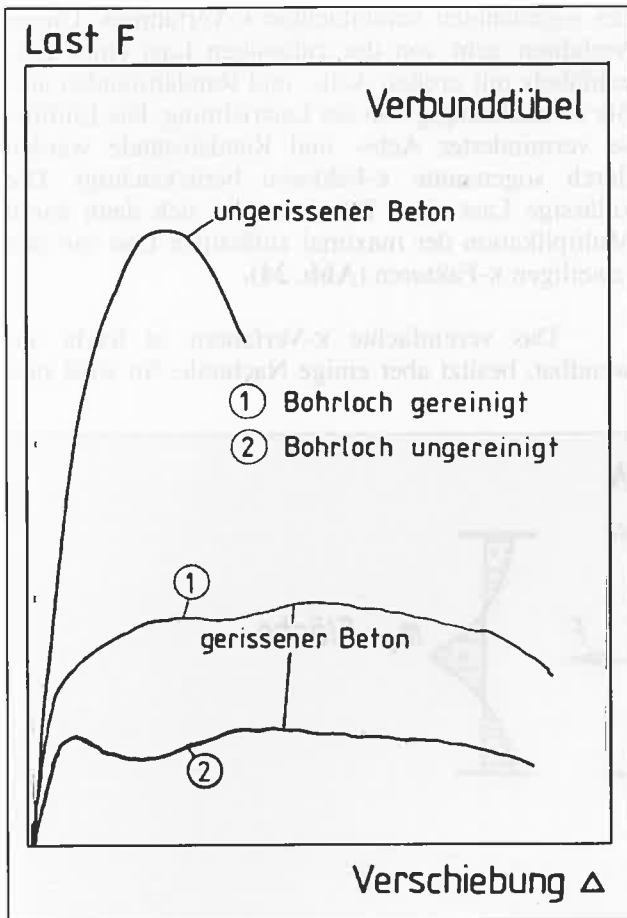


Abb. 22: Last-Verschiebungskurven von Verbunddübeln im ungerissenen und gerissenen Beton, nach [1]

schen Instituts für Bautechnik in Berlin festgeschrieben. Darin wurde bisher zwischen Befestigungen in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone beziehungsweise Zugzone unterschieden. Für Verankerungen in der Druckzone war in jedem Fall nachzuweisen, daß in Haupttragrichtung des als Ankergrund dienenden Bauteils im Bereich der Befestigung unter Berücksichtigung der durch die Dübel eingeleiteten Lasten keine Zugspannungen im Beton vorhanden sind ($\sigma \leq 0$). Die Nebentragrichtung wurde vernachlässigt. Nach dieser Definition liegen Befestigungen in Wänden bei Vorhandensein einer ausreichend hohen Nutzlast in der Druckzone (Abb. 23b).

Allerdings wurde in den Zulassungen zusätzlich gefordert, den Einfluß von Zwängungsspannungen bei der Bemessung der Befestigung zu berücksichtigen. Da bei Wänden Zwängungsspannungen in Horizontalrichtung entstehen, die zu Rissen im Beton führen können, war bei Wänden auch bisher schon in vielen Fällen von einer Zugzone auszugehen. Dieser Gesichtspunkt wurde jedoch in der Praxis häufig nicht beachtet.

Mittlerweile ist allgemein anerkannt, daß Risse im Beton nicht nur durch Zugspannungen aus äußere

ren Lasten sondern häufiger durch Zwängungsschnittgrößen infolge Behinderung von Verformungen (zum Beispiel infolge von Schwinden des Betons, Temperaturschwankungen oder Stützensenkungen) hervorgerufen werden. Diese Erkenntnis wird in DIN 1045 [10] und Eurocode No.2 [11] berücksichtigt. Diese Normen fordern nämlich unabhängig von der Höhe der äußeren Last das Einlegen einer Mindestbewehrung zur Beschränkung der Breite von Rissen infolge von Zwängungsschnittkräften; das heißt: man geht im Gebrauchszustand des Bauteils davon aus, daß Risse im Beton auftreten. Nur bei Bauteilen in trockenen Innenräumen wird keine Mindestbewehrung gefordert, weil eventuell auftretende breite Risse die Dauerhaftigkeit der Konstruktion wegen der fehlenden Korrosionsgefahr nicht beeinträchtigen.

Es erscheint sinnvoll, in der Befestigungstechnik von den gleichen Grundlagen auszugehen wie im Stahlbetonbau. Daher ist nach den 1993 neu erteilten Zulassungen beziehungsweise Zulassungsergänzungen sowie der „Bemessungsrichtlinie“ des Deutschen Instituts für Bautechnik [12] im allgemeinen davon auszugehen, daß der Beton gerissen ist. Ungerissener Beton darf nur in Sonderfällen angenommen werden, wenn in jedem Einzelfall nachgewiesen wird, daß das Befestigungsmittel mit der gesamten Verankerungslänge im ungerissenen Beton liegt. Dieser Nachweis gilt als erfüllt, wenn Gleichung (1) eingehalten ist.

$$\sigma_L + \sigma_Z \leq 0 \quad (1)$$

σ_L = Spannungen im Beton, die durch äußere Lasten einschließlich Dübellasten hervorgerufen werden.

σ_Z = Spannungen im Beton, die durch innere Zwangsverformungen (zum Beispiel Schwinden des Betons) oder durch von außen wirkende Zwangsverformungen (zum Beispiel durch Auflagerverschiebungen oder Temperaturschwankungen) hervorgerufen werden. Wird kein genauer Nachweis geführt, so ist σ_Z zu 3 N/mm^2 anzunehmen.

Die Spannungen σ_L und σ_Z sind unter der Annahme zu berechnen, daß der Beton ungerissen ist (Zustand I). Bei flächigen Bauteilen, die in zwei Richtungen Lasten abtragen (zum Beispiel Platten, Wände) ist Gleichung (1) für beide Richtungen zu erfüllen.

Nach Gleichung (1) muß man davon ausgehen, daß Befestigungen in Wänden in der Regel im gerissenen Beton liegen, weil in Wandlängsrichtung Zugspannungen aus den Dübellasten und aus Zwang hervorgerufen werden und keine Druckkraft aus anderen Lasten vorhanden ist (Abb. 23c).

Kann Gleichung (1) nicht eingehalten werden, was in vielen Anwendungen der Fall sein wird, dürfen nur Befestigungssysteme eingesetzt werden, die für Anwendungen im gerissenen Beton geeignet und zugelassen sind (vgl. Abschnitt 2).

5.2 Bemessung auf Basis der bestehenden Zulassungen

Die Zulassungen von Dübeln, die in der Zug- und Druckzone von Stahlbetonbauteilen verwendet werden dürfen, erlauben die Bemessung auf der Basis

des sogenannten vereinfachten κ -Verfahrens. Dieses Verfahren geht von der zulässigen Last eines Einzeldübeln mit großen Achs- und Randabständen aus. Sie ist unabhängig von der Lastrichtung. Die Einflüsse verminderter Achs- und Randabstände werden durch sogenannte κ -Faktoren berücksichtigt. Die zulässige Last eines Dübeln ergibt sich dann durch Multiplikation der maximal zulässigen Last mit den jeweiligen κ -Faktoren (Abb. 24).

Das vereinfachte κ -Verfahren ist leicht anwendbar, besitzt aber einige Nachteile. So wird zum

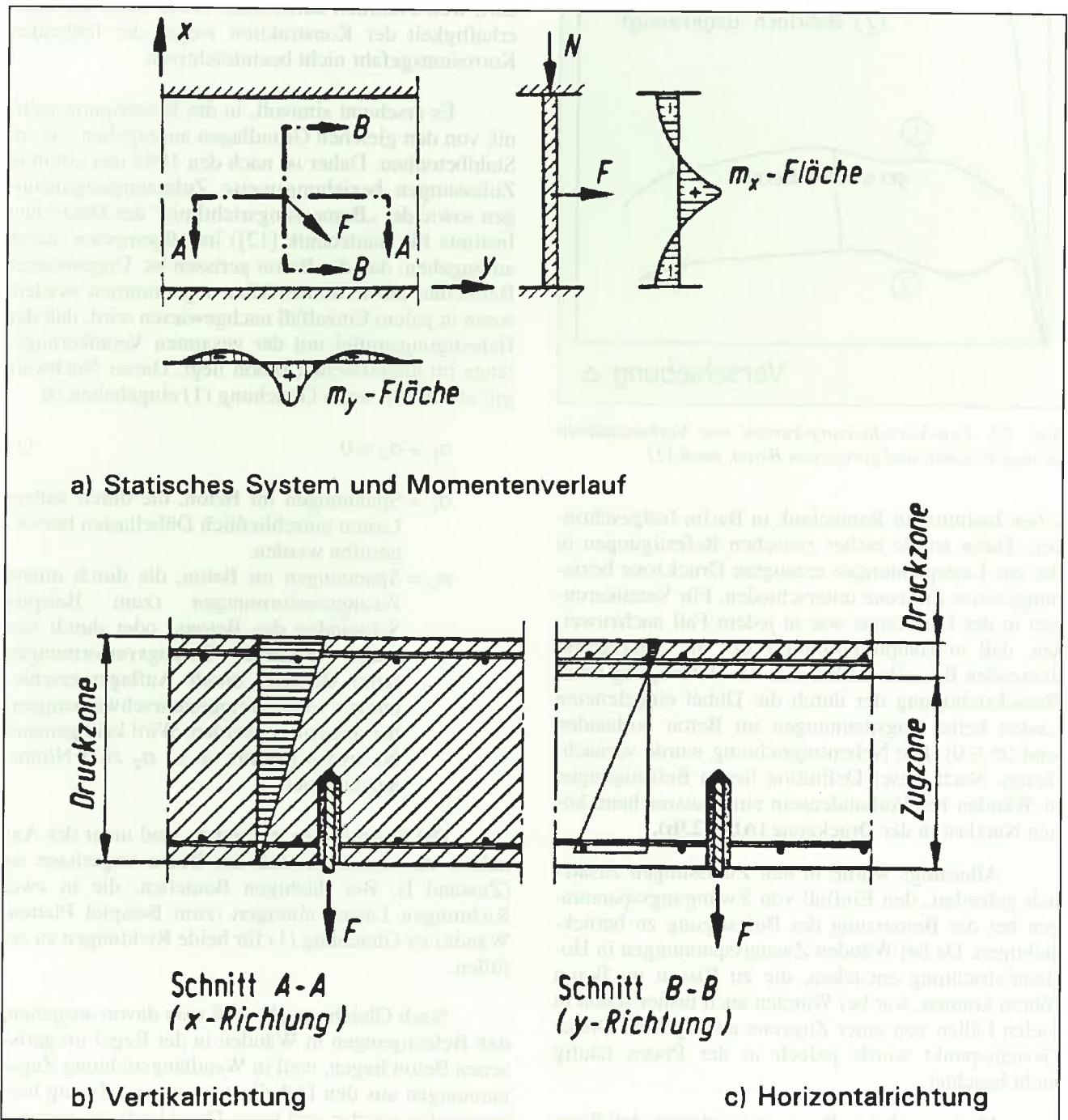
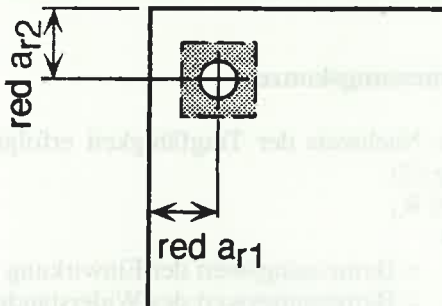


Abb. 23: Zug- und Druckzonen aus äußerer Last in Wänden

Reduzierte zulässige Lasten bei reduzierten Randabständen

$\min a_r = 0,5 a_r \leq \text{red } a_r < a_r$



$\text{red } F = \text{zul } F \cdot \kappa_{ar}$

$\text{red } F = \text{zul } F \cdot \kappa_{ar1} \cdot \kappa_{ar2} \cdot \kappa_{ar3} \cdot \kappa_{ar4}$

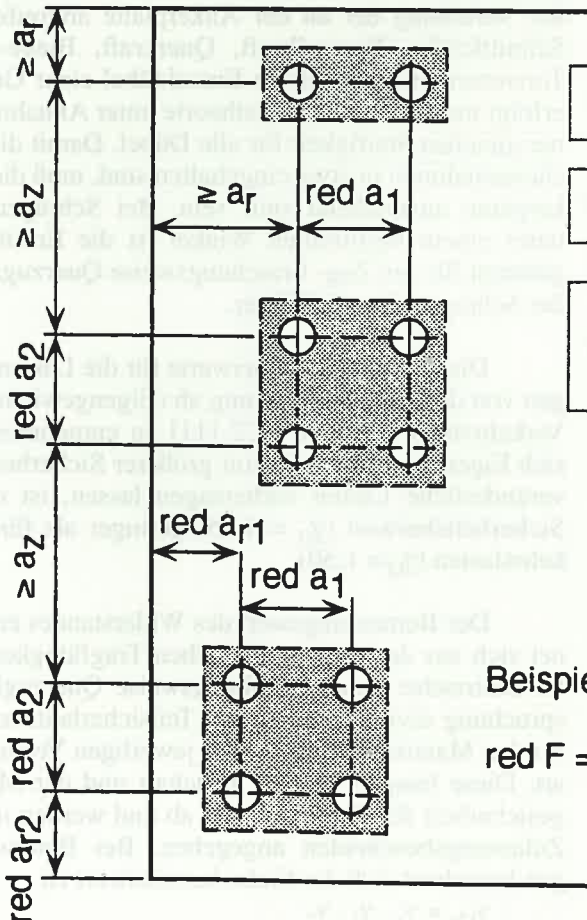
$\kappa_{ar \ 1)} = \frac{\text{red } a_r}{a_r} \leq 1,0$

1) Abminderungsfaktor für jeden Rand einzeln berücksichtigen

Reduzierte zulässige Lasten je Dübel bei Dübelgruppen

$\min a = 0,25 a \leq \text{red } a < a$

dabei darf $\text{red } a = 5 \text{ cm}$ nicht unterschreiten



$\text{red } F = \text{zul } F \cdot \kappa_{a1}$

$\text{red } F = \text{zul } F \cdot \kappa_{a1} \cdot \kappa_{a2}$

$\kappa_a = \left(1 + \frac{\text{red } a}{a}\right) \cdot 0,5 \leq 1,0$

Beispiel: Dübelgruppe in Ecknähe

$\text{red } F = \text{zul } F \cdot \kappa_{a1} \cdot \kappa_{a2} \cdot \kappa_{ar1} \cdot \kappa_{ar2}$

Abb. 24: Bemessung nach dem κ -Verfahren, entnommen aus den Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik

Beispiel die höhere Tragfähigkeit der Dübel unter Querkzugbelastung bei der Berechnung der zulässigen Last nicht berücksichtigt. Andererseits werden die in der Regel höheren erforderlichen Randabstände unter Querkzugbelastung für alle Belastungsrichtungen angesetzt. Bei der Bemessung von exzentrisch belasteten Dübelgruppen muß für alle Dübel der Gruppe die Last des höchstbeanspruchten Dübels angesetzt werden. Diese Vorgehensweisen liegen auf der sicheren Seite, stellen aber zum Teil erhebliche Einschränkungen für die Praxis dar.

5.3 Neues Bemessungskonzept

5.3.1 Allgemeines

Die in Zukunft zu erteilenden Zulassungsbescheide für Befestigungsmittel sollen nicht mehr das Bemessungsverfahren, sondern nur noch charakteristische Kennwerte des jeweiligen Systems enthalten. Die Bemessung erfolgt nach einem Bemessungsverfahren für Verankerungen in Beton [12] unter Berücksichtigung der charakteristischen Werte für den jeweiligen Dübel. Es basiert wie Eurocode No.2 [11] auf dem Sicherheitskonzept der Teilsicherheitsbeiwerte (vgl. [2]).

Es werden drei Bemessungsverfahren unterschieden. Bei dem Verfahren A sind die charakteristischen Widerstände abhängig von der Belastungsrichtung und berücksichtigen alle möglichen Versagensarten. Das Bemessungsverfahren wurde aus den Ergebnissen von umfangreichen Zulassungsversuchen und Forschungsarbeiten (u.a. [1] bis [9]) entwickelt und stellt den derzeitigen Stand der Befestigungstechnik dar. Beim Bemessungsverfahren B wird ein charakteristischer Widerstand unabhängig von der Belastungsrichtung angenommen und der Einfluß von verminderten Achs- und Randabständen mit Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Es entspricht im Prinzip dem bisher in den Zulassungen für rißtaugliche Dübel enthaltenen Verfahren. Beim Bemessungsverfahren C wird ein charakteristischer Widerstand angegeben. Er gilt für alle Belastungsrichtungen und bestimmte Mindestwerte für Achs- und Randabstände, die nicht unterschritten werden dürfen. Es entspricht im Prinzip dem bisherigen Verfahren für Metallspreizdübel im ungerissenen Beton.

Im folgenden wird das Bemessungsverfahren A erläutert. Es wurden bereits einige Zulassungen für Dübel erteilt, die auf diesem Bemessungsverfahren aufbauen. Auch die Zulassungen für Kopfbolzen wurden auf dieses Bemessungsverfahren umgestellt, wobei zusätzlich der Einfluß einer Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten der Befestigung berücksichtigt wird. Auch die Zulassungen für Ankerschie-

nen sollen auf dieses Bemessungsverfahren umgestellt werden.

In **Abb. 25** sind die Anwendungsfälle für Dübelbefestigungen angegeben, die in [12] geregelt sind.

5.3.2 Bemessungskonzept

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt nach Gleichung (2).

$$S_d \leq R_d \quad (2)$$

mit

S_d = Bemessungswert der Einwirkung

R_d = Bemessungswert des Widerstandes

Demnach müssen die Einwirkungen auf die Dübel kleiner oder gleich deren Widerstand sein. Ist diese Bedingung erfüllt, dann ist die Befestigung ausreichend sicher bemessen. Dieser Nachweis ist für jede Beanspruchungsart (zentrischer Zug, Querkzug, Schrägzug und Biegung) sowie für jede Versagensart (Stahlbruch, Betonbruch, Herausziehen) zu führen.

Der Bemessungswert der Einwirkungen entspricht der einwirkenden Last multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die Last. Die Berechnung der Verteilung der an der Ankerplatte angreifenden Schnittkräfte (Normalkraft, Querkraft, Biege- und Torsionsmomente) auf die Einzeldübel einer Gruppe erfolgt nach der Elastizitätstheorie unter Annahme einer gleichen Steifigkeit für alle Dübel. Damit die Rechenannahmen in etwa eingehalten sind, muß die Ankerplatte ausreichend steif sein. Bei Schrägzuglast unter einem bestimmten Winkel ist die Ermittlung getrennt für den Zug- beziehungsweise Querkzuganteil der Schrägzuglast zu führen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Lasten hängen von der Art der Belastung ab (Eigengewicht oder Verkehrslast) und sind EC2 [11] zu entnehmen. Da sich Eigengewichtslasten mit größerer Sicherheit als veränderliche Lasten vorhersagen lassen, ist dieser Sicherheitsbeiwert ($\gamma_G = 1,35$) geringer als für Verkehrslasten ($\gamma_Q = 1,50$).

Der Bemessungswert des Widerstandes errechnet sich aus der charakteristischen Tragfähigkeit unter zentrischer Zug- beziehungsweise Querkzugbeanspruchung dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand der jeweiligen Versagensart. Diese hängen von der Bruchart und der Montagesicherheit des Dübel systems ab und werden in den Zulassungsbescheiden angegeben. Bei Betonversagen berechnet sich der Sicherheitsbeiwert zu

$$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \quad (3)$$

γ_c = Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck = 1,5

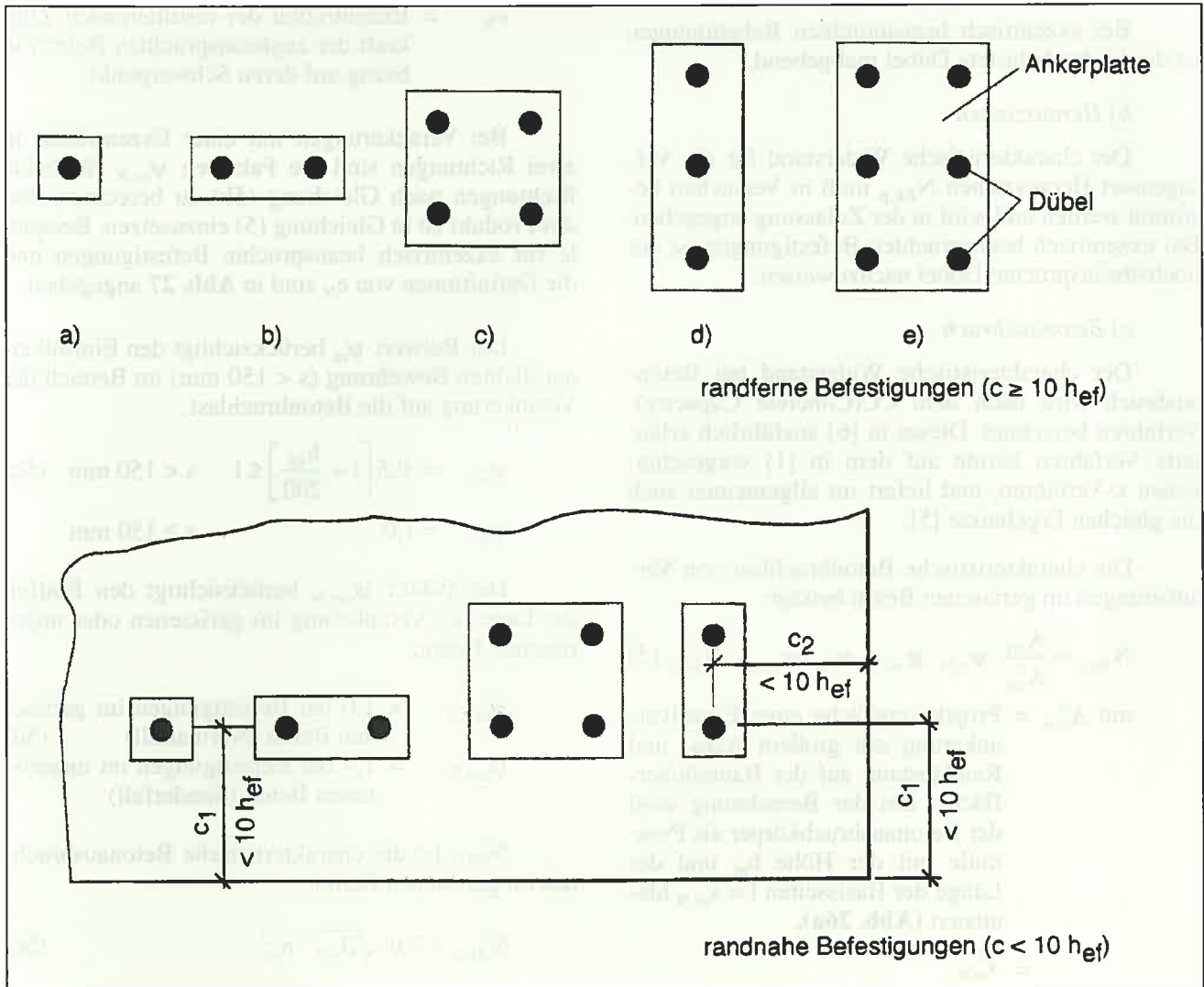


Abb. 25: Anwendungsfälle für Befestigungen mit Dübeln, die in [12] geregelt sind

- γ_1 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Zugfestigkeit von Baustellenbeton
 - = 1,2 bei normal hergestelltem und nachbehandeltem Beton
- γ_2 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit eines Dübel-systems
 - = 1,0 für Systeme mit hoher Montagesicherheit
 - = 1,2 für Systeme mit normaler Montagesicherheit
 - = 1,4 für Systeme mit geringer aber noch ausreichender Montagesicherheit

Der Teilsicherheitsbeiwert zur Kennzeichnung der Montagesicherheit eines Dübel-systems wird aus den Ergebnissen von Versuchen abgeleitet, die im Rahmen des Zulassungsverfahrens durchgeführt werden. In diesen Versuchen werden Montageungenauigkeiten nachgeahmt, die auf der Baustelle auftreten

können. Es wird jedoch davon ausgegangen, daß bei der Montage grobe Fehler (zum Beispiel Verwendung eines falschen Bohrers) durch entsprechende Maßnahmen auf der Baustelle ausgeschlossen werden.

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand bei Stahlversagen γ_{Ms} ist abhängig von der Stahlart und der Beanspruchungsrichtung der Dübel und ist in den jeweiligen Zulassungsbescheiden angegeben.

5.3.3 Zugbeanspruchung

a) Stahlversagen

Der charakteristische Widerstand bei Stahlversagen beträgt für einen Einzelbolzen

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (4)$$

mit A_s = Querschnittsfläche des Bolzens
 f_{uk} = charakteristische Zugfestigkeit

Bei exzentrisch beanspruchten Befestigungen ist der höchst belastete Dübel maßgebend.

b) Herausziehen

Der charakteristische Widerstand für die Versagensart Herausziehen $N_{Rk,p}$ muß in Versuchen bestimmt werden und wird in der Zulassung angegeben. Bei exzentrisch beanspruchten Befestigungen ist der höchstbeanspruchte Dübel nachzuweisen.

c) Betonausbruch

Der charakteristische Widerstand bei Betonausbruch wird nach dem CC(Concrete Capacity)-Verfahren berechnet. Dieses in [6] ausführlich erläuterte Verfahren beruht auf dem in [1] vorgeschlagenen κ -Verfahren, und liefert im allgemeinen auch die gleichen Ergebnisse [5].

Die charakteristische Betonbruchlast von Verankerungen im gerissenen Beton beträgt:

$$N_{Rk,c} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot N_{Rk,c}^0 \quad (5)$$

mit $A_{c,N}^0$ = Projektionsfläche einer Einzelverankerung mit großem Achs- und Randabstand auf der Bauteiloberfläche. Bei der Berechnung wird der Betonausbruchkörper als Pyramide mit der Höhe h_{ef} und der Länge der Basisseiten $l = s_{cr,N}$ idealisiert (**Abb. 26a**).

$$= s_{cr,N}^2$$

$A_{c,N}$ = Vorhandene Projektionsfläche auf der Betonoberfläche. Bei der Berechnung ist der Ausbruchkörper eines Dübels wie oben angegeben zu idealisieren und es ist der Einfluß von Bauteilrändern und benachbarten Dübeln zu beachten. Beispiele für die Berechnung von $A_{c,N}$ enthalten die **Abb. 26b bis 26d**.

$$\begin{aligned} \psi_{s,N} &= \text{Einfluß der Störung des Spannungszustandes bei Verankerungen am Bauteilrand} \\ &= 0,7 + 0,3 c/c_{cr,N} \leq 1 \end{aligned} \quad (5a)$$

Bei Verankerungen mit mehreren Randabständen (zum Beispiel in der Bauteilecke) ist der kleinste Randabstand c in Gleichung (5a) anzusetzen.

$$\begin{aligned} \psi_{ec,N} &= \text{Einfluß der Exzentrizität der Zugkraft} \\ &= \frac{1}{1 + 2 e_N / s_{cr,N}} \end{aligned} \quad (5b)$$

e_N = Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der zugbeanspruchten Bolzen in bezug auf deren Schwerpunkt

Bei Verankerungen mit einer Exzentrizität in zwei Richtungen sind die Faktoren $\psi_{ec,N}$ für beide Richtungen nach Gleichung (5b) zu berechnen und das Produkt ist in Gleichung (5) einzusetzen. Beispiele für exzentrisch beanspruchte Befestigungen und die Definitionen von e_N sind in **Abb. 27** angegeben.

Der Beiwert ψ_{re} berücksichtigt den Einfluß einer dichten Bewehrung ($s < 150$ mm) im Bereich der Verankerung auf die Betonbruchlast.

$$\psi_{re} = 0,5 \left[1 + \frac{h_{ef}}{200} \right] \leq 1 \quad s < 150 \text{ mm} \quad (5c)$$

$$\psi_{re} = 1,0 \quad s \geq 150 \text{ mm}$$

Der Faktor $\psi_{ucr,N}$ berücksichtigt den Einfluß der Lage der Verankerung im gerissenen oder ungerissenen Beton.

$$\psi_{ucr,N} = 1,0 \text{ bei Befestigungen im gerissenen Beton (Normalfall)} \quad (5d)$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,4 \text{ bei Befestigungen im ungerissenen Beton (Sonderfall)}$$

$N_{Rk,c}^0$ ist die charakteristische Betonausbruchlast im gerissenen Beton.

$$N_{Rk,c}^0 = 7,0 \cdot \sqrt{\beta_{wN}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (5e)$$

mit β_{wN} = Würfeldruckfestigkeit
 h_{ef} = Verankerungstiefe

$s_{cr,N} = 2c_{cr,N}$ = erforderlicher Achs- bzw. Randabstand zur Übertragung der Ausbruchlast nach Gleichung (5e). Die Werte werden in der Zulassung angegeben. In der Regel beträgt $s_{cr,N} = 3 h_{ef}$

Bei Dübelgruppen wird mit Gleichung (5) der charakteristische Widerstand aller gezogenen Dübel der Gruppe berechnet. Der Widerstand des höchstbeanspruchten Dübels $N_{Rk,c}^h$ kann nach Gleichung (5f) berechnet werden. Sie beruht auf der Elastizitätstheorie.

$$N_{Rk,c}^h = N_{Rk,c} \cdot \frac{N_{Sd}^h}{N_{Sd}} \leq N_{Rk,c}^0 \quad (5f)$$

mit $N_{Rk,c}$ = charakteristischer Widerstand einer Dübelgruppe nach Gleichung (5)

N_{Sd}^h = Bemessungswert der einwirkenden Zugkraft für den höchstbeanspruchten Dübel

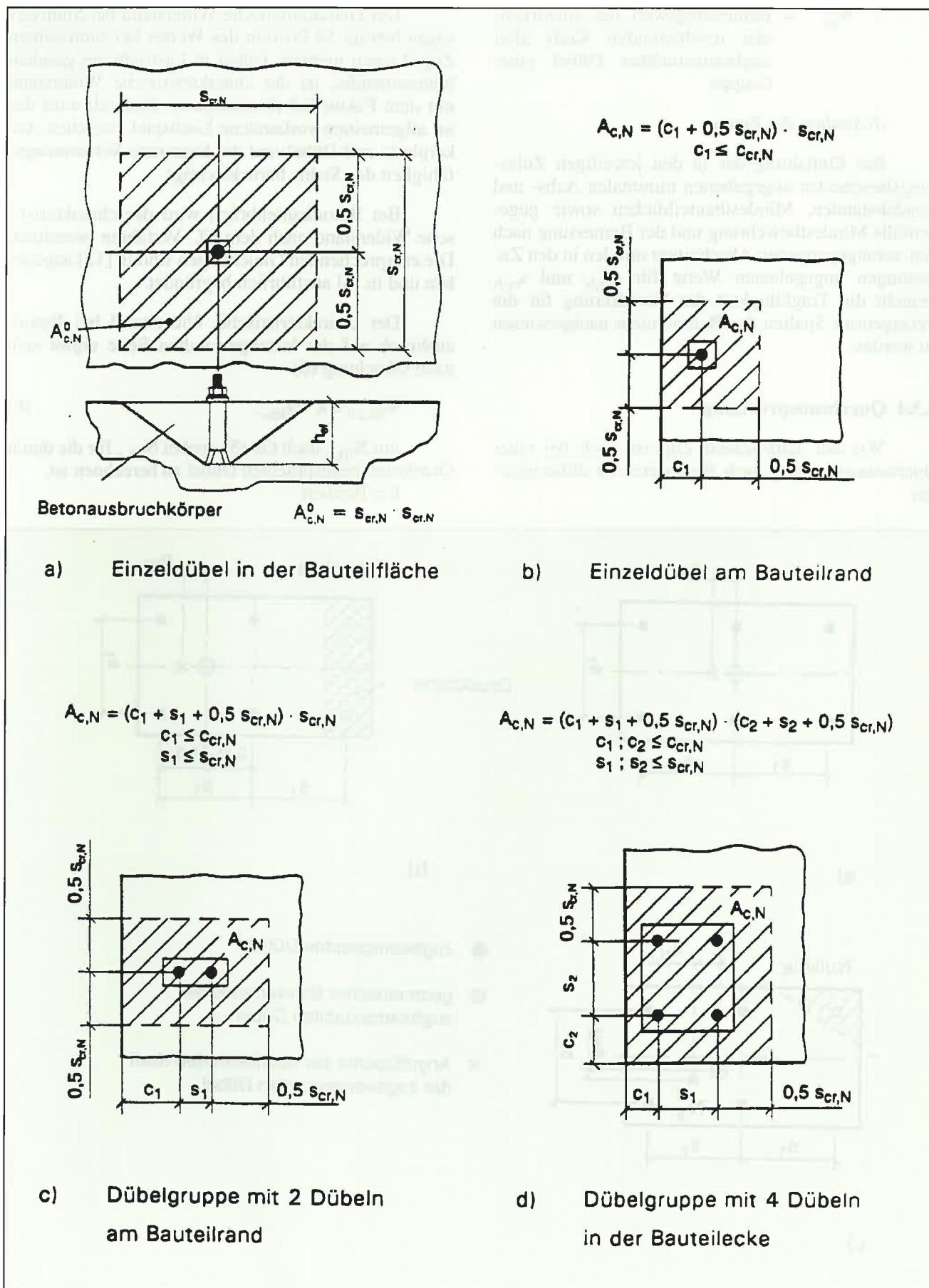


Abb. 26: Idealisierte Betonausbruchkörper bei verschiedenen Dübelanordnungen unter Zugbelastung, nach [12]

N_{sd} = Bemessungswert der einwirkenden resultierenden Kraft aller zugbeanspruchten Dübel einer Gruppe

d) Spalten des Betons

Bei Einhaltung der in den jeweiligen Zulassungsbescheiden angegebenen minimalen Achs- und Randabständen, Mindestbauteildicken sowie gegebenenfalls Mindestbewehrung und der Bemessung nach den vorangegangenen Abschnitten mit den in den Zulassungen angegebenen Werte für $c_{cr,N}$ und $s_{cr,N}$ braucht die Tragfähigkeit der Verankerung für die Versagensart Spalten des Betons nicht nachgewiesen zu werden.

5.3.4 Querbeanspruchung

Wie bei zentrischem Zug ist auch bei einer Querbeanspruchung nach Brucharten zu differenzieren.

Der charakteristische Widerstand bei Stahlversagen beträgt 50 Prozent des Wertes bei zentrischem Zug. Liegen mehrere Dübel in Lastrichtung gesehen hintereinander, ist der charakteristische Widerstand mit dem Faktor 0,8 abzumindern. Dadurch wird das im allgemeinen vorhandene Lochspiel zwischen Ankerplatte und Dübel und die begrenzte Verformungsfähigkeit des Stahls berücksichtigt.

Bei Betonkantenbruch wird der charakteristische Widerstand nach dem CC-Verfahren berechnet. Die entsprechenden Gleichungen sind in [12] angegeben und in [6] ausführlich begründet.

Der charakteristische Widerstand bei Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ergibt sich nach Gleichung (6)

$$V_{Rk,c1} = k \cdot N_{Rk,c} \quad (6)$$

mit $N_{Rk,c}$ nach Gl. (5), wobei $N_{Rk,c}$ für die durch Querlasten beanspruchten Dübel zu berechnen ist.
 k = Beiwert

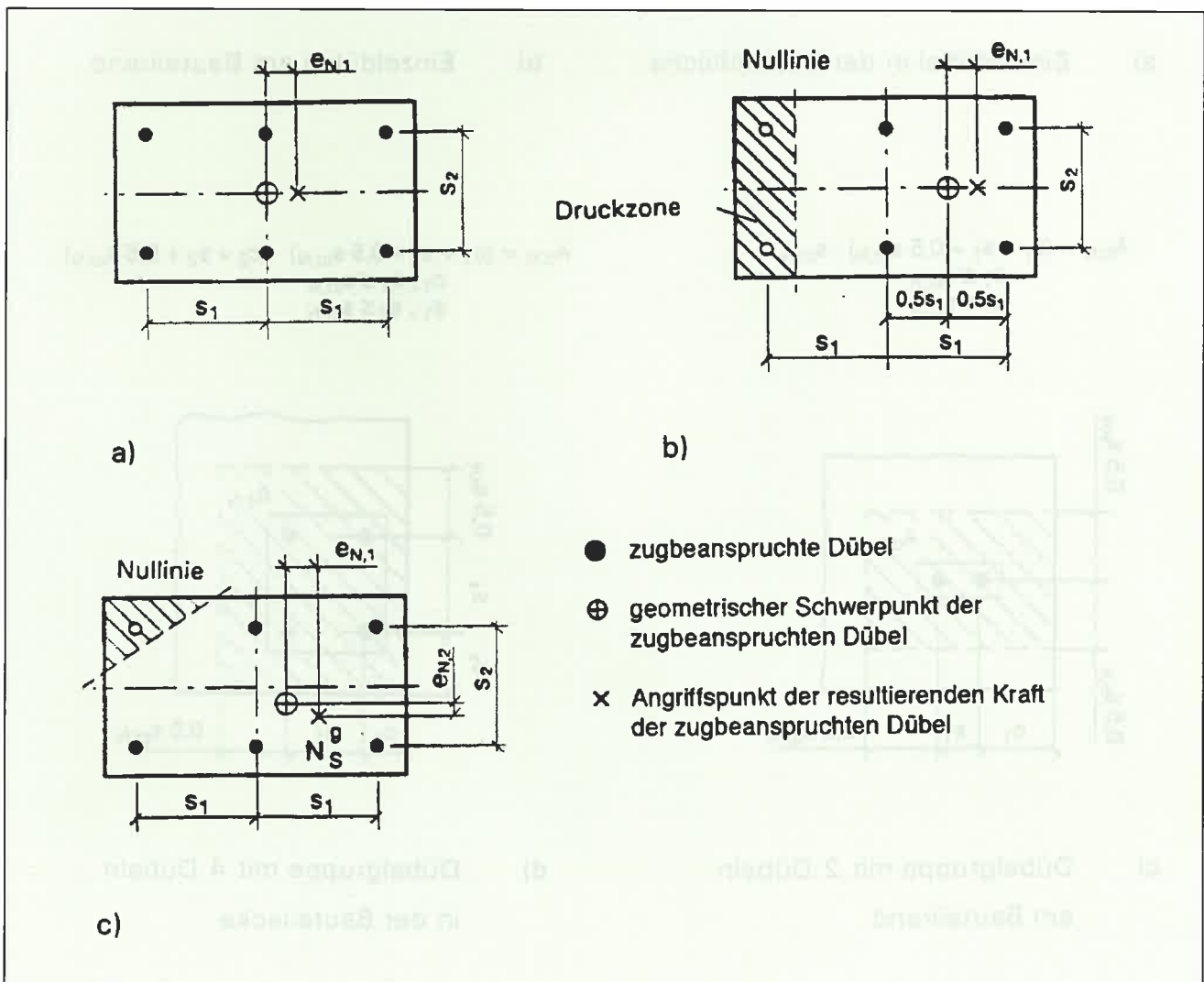


Abb. 27: Verankerung unter exzentrischer Zugbeanspruchung, nach [12]

Gleichung (6) beruht auf der Überlegung, daß durch eine Querkraft eine Zugkraft im Dübel hervorgerufen wird (Abb. 28) [8,9]. Der Beiwert k wird im Zulassungsverfahren ermittelt und in der Zulassung angegeben. Er beträgt nach [9] $k \approx 1,0$ ($h_{ef} < 60$ mm) beziehungsweise $k \approx 2,0$ ($h_{ef} \geq 60$ mm). In [12] ist vereinfachend $k = 1,5$ angegeben.

5.3.5 Schrägzug

Bei Schrägzugbeanspruchung ist zusätzlich zu den Einzelnachweisen die folgende Interaktionsgleichung für den höchstbelasteten Dübel einzuhalten:

$$\left(\frac{N_{Sd}^h}{N_{Rd}^h} \right) + \left(\frac{V_{Sd}^h}{V_{Rd}^h} \right) \leq 1. \quad (7)$$

Dabei wird für den Bemessungswert des Widerstandes N_{Rd}^h und V_{Rd}^h jeweils der kleinste Wert für die einzelnen Versagensarten eingesetzt.

5.3.6 Zusätzliche Nachweise zur Gewährleistung der Bauteiltragfähigkeit

Befestigungselemente nutzen örtlich die Zugfestigkeit des Betons. In einer Reihe von Fällen (zum Beispiel im Bereich von Verankerungen oder Übergreifungsstößen, im Schubbereich von Platten ohne Schubbewehrung und bei aus Fertigteilen und Ort beton zusammengesetzten Querschnitten ohne Verbundbewehrung) beansprucht das als Ankergrund dienende Bauteil selbst die Zugfestigkeitsreserve. Leitet man in diesen Bereichen örtlich Lasten in die Zugzone ein, überlagern sich die aus der Tragwerkswirkung beziehungsweise aus der örtlichen Lasteinleitung hervorgerufenen Zugspannungen. Dadurch ist eine Reduzierung der Tragfähigkeit des Bauteils möglich. Aus diesem Grunde sind zusätzliche Nachweise zur Gewährleistung der Bauteiltragfähigkeit erforderlich. Sie sind in [12] zusammengestellt und in [16] ausführlich begründet.

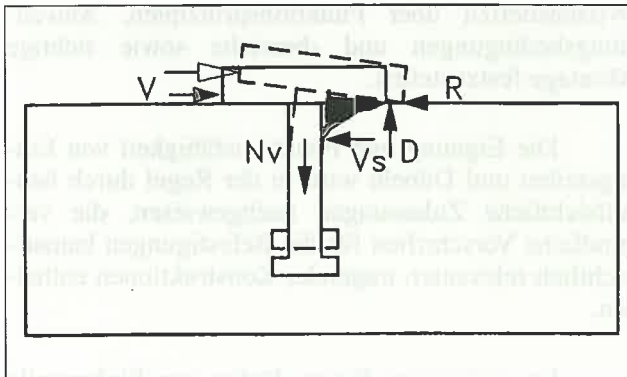


Abb. 28: Schematische Darstellung des Tragmechanismus bei Querbeanspruchung, nach [8]

6 Regelungen in Europa

Nach der Bauproduktenrichtlinie [17] müssen Bauteile, die dauerhaft in Bauwerke eingebaut werden sollen, festgelegte wesentliche Anforderungen erfüllen (Abb. 29). Dieser Nachweis der Brauchbarkeit kann auf der Grundlage von harmonisierten Europäischen Normen oder Europäischen Technischen Zulassungen erfolgen. Für Dübel sind nach allgemeiner Auffassung Europäische Technische Zulassungen erforderlich. Daher wird derzeit intensiv an einer entsprechenden Richtlinie für die Prüfung und Beurteilung von Dübeln gearbeitet [13]. Die Richtlinie unterteilt sich in folgende Teile:

Teil 1: Metalldübel, Allgemeine Anforderungen

Annex A: Versuchsbeschreibung

Annex B: Zulässige Anwendungsbedingungen

Annex C: Bemessungsmethoden

Teil 2: Kraftkontrolliert spreizende Dübel

Teil 3: Hinterschnittdübel

Teil 4: Wegkontrolliert spreizende Dübel

Teil 5: Verbunddübel

Die Teile 1 bis 3 wurden bereits verabschiedet, die Teile 4 und 5 werden bis circa Ende 1995 fertiggestellt werden. Es ist zu erwarten, daß die Richtlinie auf andere Dübelssysteme (zum Beispiel Deckenabhängiger, Kunststoffdübel, Setzbolzen) erweitert wird. Die Regeln bauen weitgehend auf den Erfahrungen und Forschungen in Deutschland auf.

Nach der Richtlinie können Dübel für Anwendungen im gerissenen und ungerissenen Beton beziehungsweise nur im ungerissenen Beton zugelassen werden. Der Nachweis des ungerissenen Betons erfolgt nach Gleichung (1). Für jedes Dübelssystem sind folgende Prüfungen erforderlich:

- Versuche zum Nachweis der Eignung des Dübel-systems;
- Versuche zur Ableitung der zulässigen Last.

In den Eignungsversuchen ist nachzuweisen, daß das Tragverhalten der Dübel bei Auftreten von Bedingungen, die von den normalen Anwendungsbedingungen abweichen, nicht zu stark beeinflusst wird. Solche ungünstigen Bedingungen sind zum Beispiel:

- Abweichungen von der vorgeschriebenen Montageanleitung,
- Betonfestigkeit höher als angenommen,
- Rißbreite größer als angenommen,
- Mehrfache Änderung der Rißbreite bei veränderlicher Belastung des Bauteils.

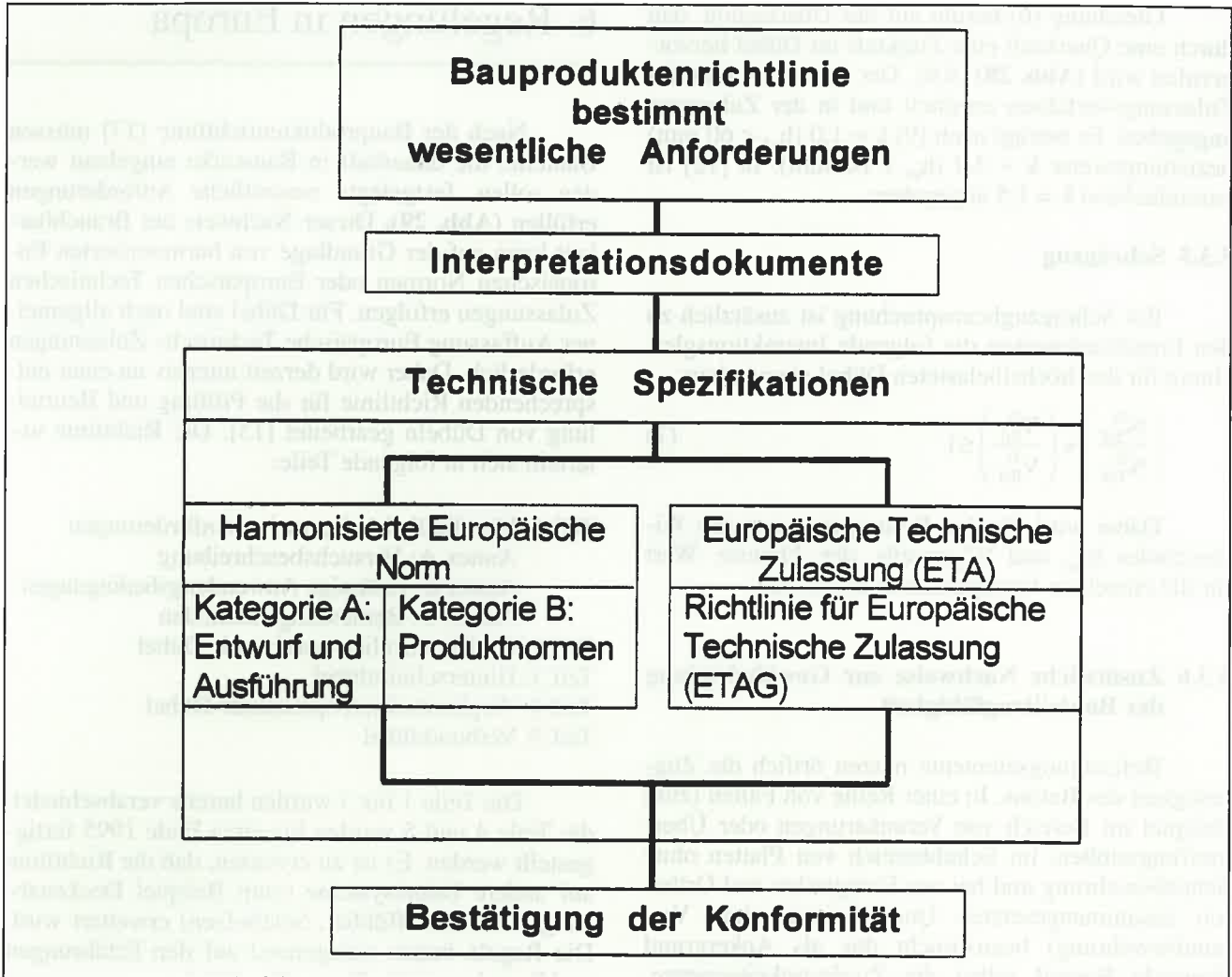


Abb. 29: Regelung nach der Bauproduktenrichtlinie zur Bestätigung der Konformität, nach [18]

Außerdem ist in den Eignungsversuchen nachzuweisen, daß die Dübel ein befriedigendes Langzeitverhalten aufweisen.

Die Bemessung von Dübelbefestigungen erfolgt nach Annex C „Bemessungsmethoden“. Diese stimmen weitgehend mit der Bemessungsrichtlinie des Deutschen Instituts für Bautechnik [12] überein. Aus den Ergebnissen der Zulassungsversuche werden die im jeweiligen Bemessungsverfahren einzusetzen charakteristischen Kennwerte abgeleitet.

Es ist damit zu rechnen, daß in den nächsten Jahren zahlreiche Europäische Technische Zulassungen erteilt werden.

7 Zusammenfassung

Die Befestigungstechnik leistet einen selbstverständlichen und unentbehrlichen Beitrag zum wirtschaftlichen Bauen. Eine Vielzahl von Befesti-

gungssystemen gewährleisten – bei sachgemäßer Anwendung – die sichere Einleitung auch hoher Lasten in Beton und Mauerwerk. Aufgabe des Anwenders ist es, das für den jeweiligen Ankergrund und Verwendungszweck optimale Befestigungselement aus dem breiten Angebot auszuwählen und zu montieren. Trotz der Informationsfülle von Firmenunterlagen und Zulassungsbescheiden ist in der Praxis ein Wissensdefizit über Funktionsprinzipien, Anwendungsbedingungen und -bereiche sowie richtige Montage festzustellen.

Die Eignung und Funktionsfähigkeit von Einlegeteilen und Dübeln wird in der Regel durch bauaufsichtliche Zulassungen nachgewiesen, die verbindliche Vorschriften für die Befestigungen bauaufsichtlich relevanter, tragender Konstruktionen enthalten.

Im gerissenen Beton dürfen nur Einlegeteile (Kopfbolzen, Ankerschienen und Wellenanker) und Dübel (geeignete nachspritzende Dübel, Hinter-

schnittdübel und spezielle Verbunddübel) eingesetzt werden. Ausnahmen gelten nur bei Mehrfachbefestigungen von leichten Unterdecken. Demgegenüber ist der Einsatz von Einschlag- und üblichen Verbunddübeln nur im ungerissenen Beton zulässig. In Zukunft sollen Europäische Technische Zulassungen für Befestigungsmittel erteilt werden. Daher wird derzeit intensiv an einer entsprechenden Leitlinie für die Prüfung und Beurteilung von Dübeln gearbeitet. Die Arbeiten sollen in Kürze abgeschlossen werden. Die zu erwartenden Regeln bauen weitgehend auf den Erfahrungen in Deutschland auf.

stigungsmittel erteilt werden. Daher wird derzeit intensiv an einer entsprechenden Leitlinie für die Prüfung und Beurteilung von Dübeln gearbeitet. Die Arbeiten sollen in Kürze abgeschlossen werden. Die zu erwartenden Regeln bauen weitgehend auf den Erfahrungen in Deutschland auf.

Literatur

- [1] Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1992, Band II, S. 597-725, Verlag Wilhem Ernst & Sohn, Berlin.
- [2] Eligehausen, R.: Bemessung von Befestigungen mit Teilsicherheitsbeiwerten. Bauingenieur 65 (1990), S. 295-305.
- [3] Comité Euro-International du Béton: Fastenings to Concrete and Masonry Structures. Thomas Telford, London, 1994.
- [4] Riemann, H.: Das "erweiterte κ -Verfahren" für Befestigungsmittel, Bemessung an Beispielen von Kopfbolzenverankerungen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1985, Heft 12, S. 808-815.
- [5] Eligehausen, R.: Vergleich des κ -Verfahrens mit der CC-Methode. Bericht Nr. 12/16-92/7 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1992.
- [6] Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren zur Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), Hefte 1,2,3.
- [7] Eligehausen, R.; Balogh, T.: Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Concrete. ACI-Structural Journal, Mai/Juni 1995.
- [8] Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch. Dissertation Universität Stuttgart, 1993.
- [9] Eligehausen, R.; Lehr, B.: Querkzugtragfähigkeit von Dübeln mit großem Randabstand im ungerissenen Beton. Bericht Nr. 10/20-93/11 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1993.
- [10] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988.
- [11] ENV 1992-1-1: 1991 (Eurocode No.2): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Juni 1992.
- [12] Deutsches Institut für Bautechnik: Bemessungsverfahren für Dübel zur Verankerung in Beton. Berlin, Juni 1993.
- [13] European Organisation for Technical Approvals (EOTA): Guideline for European Technical Approval of Anchors for Use in Concrete; Parts I, II und III; Fassung Sept. 1994.
- [14] Meszaros, J.; Eligehausen, R.: Überprüfungen von Dübeln auf Baustellen. Bericht Nr. M 655/08-92/32 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.
- [15] Meszaros, J.; Eligehausen, R.: Zentrische Zugversuche mit Einschlagdübeln M12 mit verschiedenen Verspreizungszuständen im gerissenen und ungerissenen Beton. Bericht Nr. 1/54-92/25 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1992.
- [16] Reuter, M.; Eligehausen, R.: Einfluß der Lasteinleitung durch Befestigungen auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Bauingenieur 67 (1992), S.461 – 474.
- [17] Richtlinie des Rates vom 21.12.1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedsstaaten über Bauprodukte (89/106/EWG)(Bauproduktenrichtlinie).
- [18] Litzner, H.U.: Transition from ENV to EN: Implications of the Review Period – The Role of CEB. Beitrag zur Sitzung des Advisory Committee des CEB, 1994.

Kunststoffe in tragendem Einsatz im Bauwesen

Auch der Prüflingenieur muß die Eigenschaften der wichtigsten Kunststoffe kennen

Kunststoffe können - richtig eingesetzt - auch im Bauwesen knifflige technische Probleme lösen helfen. Das gilt auch für statisch-konstruktive Probleme. Kunststoffe werden - als teure aber wirkungsvolle Spezialwerkstoffe - vor allem dort eingesetzt werden, wo sie wirklich etwas besonderes „können“, und vor allen Dingen etwas, was herkömmliche Werkstoffe nicht können. Wer als Beratender Ingenieur oder als Prüflingenieur Kunststoffe im Bauwesen einsetzen oder ihren Einsatz begutachten und prüfen muß, der muß auch wissen, welche Eigenschaften die einzelnen Kunststoffe haben und wie sie „arbeiten“. Der folgende Beitrag erläutert deshalb Berechnung und Anwendung der am Bau am häufigsten verwendeten Kunststoffe.

o. Prof. Dr.-Ing. Carsten Langlie



ist seit 1977 Ordinarius für Baukonstruktion und Bauphysik an der Bergischen Universität in Wuppertal; er studierte Bauingenieurwesen an der Norwegischen Technischen Hochschule (Trondheim) und war 1961 bis 1963 als Stipendiat an der TU Braunschweig (Professor Henn) tätig; nach der Promotion (1971) an der TU in Berlin eröffnete er dort ein eigenes Ingenieurbüro; seit Mitte der 70er Jahre ist er Mitglied mehrerer Sachverständigenausschüsse am Institut für Bautechnik (Berlin); seit 1976 ist er öbv Sachverständiger für Kunststoffe im Bauwesen; Prüflingenieur für Baustatik ist er seit 1978.

1 Einleitung

Vor nur 15 Jahren war die Verwendung von Kunststoffen in tragenden Bauteilen in Hochbauten, zum Beispiel in Balken und Stützen, ein ernsthaftes Thema. Man befaßte sich mit Projekten wie beispielsweise einem 20geschossigen Hotelgebäude oder ganzen Reihenhaussiedlungen aus Kunststoff. Ernsthafte Wissenschaftler waren dabei, und öffentliche Mittel wurden für die Erforschung der neuen Kunststoffmaterialien zur Verfügung gestellt.

Typische Produkte aus der damaligen Zeit waren die bekannten schalen- oder kugelförmigen Kunststoffhäuser in reiner GFK- oder Sandwichbauweise, zum Beispiel bei der Fertighausausstellung in Lüdenscheid 1971. Sie kamen nie über das Prototypstadium hinaus.

Die Gründe hierfür sind heute bekannt. Auch damals hätte man sie anhand einer sauberen und unbefangenen Marktanalyse erkennen können:

- Kunststoffe waren und sind teurer als herkömmliche Werkstoffe, wie Stahl, Holz oder Beton.
- Alle Kunststoffe sind brennbar.

Schon der erste Punkt, die Kostenseite, reicht bekanntlich aus, um die Markteinführung eines Produktes zu verhindern. Entscheidend war wohl der zweite Gesichtspunkt. Die deutschen Bauordnungen, die Gesetze sind, verlangen von tragenden Bauteilen ein Brandverhalten, das normalerweise mit Kunststoffen nicht einzuhalten ist.

Bekanntlich werden die Kunststoffe durch chemische Umwandlungen oder Synthese aus Primärprodukten, wie Kohle, Erdöl oder Erdgas hergestellt. Als die Ölpreise im Jahre 1973 um mehr als das zehnfache stiegen, war dies für den Masseneinsatz hochwertiger Kunststoffe im Bau ein starkes Hindernis. Heute ist der Verbrauch an Kunststoffen nicht geringer als vor 15 Jahren, nur haben sich die Anwendungsbereiche verlagert.

Großabnehmer sind:

- die Automobilindustrie,
- die Verpackungsindustrie,
- die Elektroindustrie,
- der Maschinenbau,
- der Boots- und Schiffsbau,
- der Anlagen- und Apparatebau.

Wenn Kunststoffe im vergleichsweise schlichten Hochbau nicht Fuß fassen konnten, warum ist ihr Siegeszug auf den zuvor erwähnten Gebieten nicht aufzuhalten?

Die Festigkeitseigenschaften gängiger Kunststoffe sind normalerweise schlechter als die des Baustahls, fast immer sind die Kunststoffe teurer.

Wenn auch ohne technisches Regelwerk schon nachweislich anspruchsvolle Konstruktionen aus Duro- und Thermoplasten gebaut werden, geschieht es entweder ohne einen behördlichen Segen oder über eine Zustimmung im Einzelfall nach unendlich langen Versuchsreihen, die ihrerseits wiederum einen umfangreichen Behördenapparat mit Routinearbeiten in Atem halten. Beides ist gleichermaßen unbefriedigend.

Der Grund für die vielseitige Verwendbarkeit der Kunststoffe ist in der fast unendlich weiten Palette der Anpassungsmöglichkeiten der jeweiligen Kunststofftypen zu sehen. Durch relativ einfache Veränderungen der Rezepturen können sie dem jeweiligen Anwendungszweck angepaßt werden. Dazu gehört allerdings eine Optimierung.

Weil in der Vergangenheit viel manipuliert, jedoch kaum optimiert wurde, bekam der Kunststoff das Image des „Billigen“. Es wurde und wird vom „billigen Plastik“ gesprochen. Eine Reihe von Beispielen zeigt jedoch, daß der Kunststoff, richtig eingesetzt, knifflige technische Probleme zu lösen vermag. Das kann der Kunststoff nur nach aufwendigen, auf den vorgesehenen Einsatzzweck abgestimmten Versuchen. Dann ist der Kunststoff jedoch kein „billiges Plastik“, sondern ein teurer Spezialwerkstoff, der nach einer konstruktiven Optimierung verlangt.

Haben Kunststoffe im Bau eine Zukunft?

Kunststoffhäuser wie vor 15 Jahren werden nicht mehr gebaut.

Auch die billigsten Kunststoffe haben im Wettbewerb gegen konventionelle Baustoffe wie Stahl, Holz oder Beton aus Kostengründen keine Chance.

Kunststoffe wird man auch im Bauwesen verwenden wollen für Projekte mit strengen technischen Anforderungen und Spezifikationen. Sie werden dort eingesetzt werden, wo sie etwas besonderes „können“, und vor allen Dingen etwas, das herkömmliche Werkstoffe nicht können. Kunststoffe wird man als Problemlöser in kleinen Mengen einsetzen, er wird *vielleicht*, wenn man von den Wärmedämmstoffen absieht, kein Massenwerkstoff werden.

Besonders hervorzuheben ist die Bedeutung der Schaumkunststoffe zur Lösung der Energieprobleme im Wohnungs- und Industriebau.

Als Merksatz ist an dieser Stelle hervorzuheben:

Kunststoffe können nur dort mit einem dauerhaften technischen und kaufmännischen Erfolg eingesetzt werden, wenn sie deutliche technische Vorteile gegenüber herkömmlichen Werkstoffen aufweisen.

Für die kunststoffverarbeitende Industrie ist es eine Gewissensfrage, des kurzfristigen Erfolges wegen ihren Produkten nicht bessere Eigenschaften anzudichten als sie wirklich besitzen.

Mit Schreiben des Fachnormenausschusses Bauwesen vom 3. Februar 1976 wurde der Verfasser zur konstituierenden Sitzung des FNBau-Arbeitsausschusses „Tragende Konstruktionen aus glasfaserverstärkten Kunststoffen“ eingeladen. Aufgrund energischer und phantasievoller Arbeit des Obmannes, Professor Dr.-Ing. Einsfeld, beim Institut für Bautechnik in Berlin, konnte im September 1985 die DIN 18820 „Textilglasverstärkte ungesättigte Polyesterharze für tragende Bauteile“ in den Teilen 1, 2, 3 und 4 vom Arbeitsausschuß verabschiedet werden. Sie erschien im März 1991 als Weißdruck.

In **Tabelle 1** [1] ist eine Reihe Kurzzeichen für Kunststoffe aufgeführt. Die im Bauwesen üblichen dürften

- 1) UP = ungesättigtes Polyesterharz,
- 2) GF-UP = glasfaserverstärktes Polyesterharz,
- 3) EP = Epoxid,
- 4) GF-EP – glasfaserverstärktes Epoxidharz,
- 5) Polyethylen,
- 6) Polypropylen,

sein. Dieses sieht einfach und übersichtlich aus. Allerdings muß man wissen, daß zehn bis 15 Untertypen keine Seltenheit sind, so daß sich die Frage einer Normung schwierig gestaltet.

ABS	Acrylnitril/Butadien/Styrol	GRP	Glasfaserverstärkte Kunststoffe	PPC	chloriertes Polypropylen
ACM	Acrylester-Kautschuk	GR-1	Butylkautschuk	PPO	Polyphenylenoxid
AES	Acrylnitril/Ethylen-Propylen/Styrol	GR-N	Nitril-Kautschuk	PPOS	Polyphenylenoidmix
AFK	Asbestverstärkter Kunststoff	GR-S	Styrol-Butadien-Kautschuk	PPOX	Polypropylenoxid
AMMA	Acrylnitril/Methylmethacrylat-Cop.	HDPE	PE hoher Dichte	PSU	Polysulfon
ANM	Acrylester-Kautschuk	Hgw	Hartgewebe	PIFE	Polytetrathacethylen
APP	Ataktisches Polypropylen	HIPS	Hochschlagzähes Polystyrol	PTP	Polyterephthale
ASA	Acrylnitril-Styrol-Acrylester	HIPVC	Hochschlagzähes PVC	PUR	Polyothan
BMC	Hulk Moulding Conspannung	Han	Matten-Schichtstoff	PVAC	Polyvinylacetat
BR	Cis-1,4-Polybutadien	Hp	Hartpapier	PVAL	Polyvinylalkohol
BS	Butadin-Styrol	IIR	Butylkautschuk	PVP	Polyvinylmyral
CA	Celluloseacetat	IR	Cs-1,4-Polyisopren-Kautschuk	PVC	Polyvinylchlorid
CAB	Celluloseacetobutyrat	LDPE	PE niederer Dichte	PVCA	Venylchlorid
CAP	Celluloseacetopropionat	LP	Low profile	PVCC	chloriertes Polyvinylchlorid
CF	Kresol-Formaldehyd-Harz	MBS	Methyl-Mathacrylat-Butadien-Styrol	PVC-P	Werch-PVC-Formmassen
C-Faser	Kohlenstoff-Faser	MC	Methylcellulose	PVC-U	Hart-PVC-Formmassen
CFK	Carbonfaserverstärkter Kundstoff	MDPE	PF mittlerer Dichte	PVDC	Poly
CHR	Chlorilhydrin-Kautschuk	MF	Melanin-formaldehyd	PVFM	Polyvinylformal
CMC	Carboxymethylcellulose	MMA	Methylmethacrylat	PVF	Polyvinylchlorid
CN	Cellulosenitrat	MP	ältere Bezeichnung für Copolymere	PVK	Polyvinylcarbazol
Cop.	allgemein für Copolymere	MPF	Melanin-Phenol-Formaldehyd	PVP	Polyvinylpyrrolidon
CP	Cellulosepropionat	MPVC	Masse-PVC	RF	Resorcin-Formaldehyd
CR	Chloropren-Kautschuk	NBR	Nitrilkautschuk	SAN	Styrol/Acrylnitril
CS	Casein	NC	Nitrocellulose	SIB	Styrol/Butadin
CSM	Chlorsulfoniertes Polyethylen	NK	Naturkautschuk	SBR	Styrol-Butadien-Kautschuk
CTA	Celluloseacetat	NR	Naturkautschuk	SI	Silikon
DAIP	Diallylisophthalat	PA	Polyamid	SMC	Sheer Moulding Compousa
DAP	Diallylphthalat	PAN	Poly(acrylnitril)	SMS	Styrol/a.Methylstyrol
DBP	Dibutylphthalat	PR	Polybuten	SP	gesättigter Polyester
DIDA	Diisondeeyleadipat	PBTP	Polybutylenterephthalat	S-PVC	Suspension PVC
DITOP	Diisotrideeyleadipal	PC	Polycarbonat	TF	
DOA	Disoctyladipan	PCD	Polycarbodiimid	TCP	Tricesylphosphat
DOP	Dinetylphthalat	PCTFE	Polychlortrifluorethylen	TDI	Tolylendiisocyanat
DOS	Dancetylsebcart	PDAP	Poly(diallylphthalat)	TKP	Tricesylphosphat
E	Ethylen	PEC	Chloriertes Polyethylen	TOTM	Troetylester der Trimethsäure
EC	Ethylcellulose	PE	Polyethylen 5)	TPF	Triphenylphosphat
ECB	Ethylen-Cop.Bitumen	PEP	Ethylen-Propylen(-Polymer)	TPX	Polymethylpenten
ECTFE	Ethylen/Chlortrifluorethylen	PEOX	Polyethylenoxid	UF	Harnstoff-Formaldehydharz
EEA	Ethylen/Ethylacrylat	PETP	Polyethylemerephthalat	UHMWPE	Polyethylen mit ultra hoher molekularer Masse
EP	Epoxid 3)	PF	Phenud-Formaldehyd	UP	ungesättigte Polyester 1)
EPDM	Ethylen/Propylen-Terpolymer	PFA	Perfluoralkoxy-Cop.	VAC	Vinylacetat
EPE	Epoxidharz-Ester	PEEP	Polytetrafluorethylen	VC	Vinylchlorid
EPM	Ethylen-Propylen-Kautschuk	PI	Polyisnid	VF,Vf	Vulkanfiber
EPS	expandierendes Polystyrol (*PS-E)	PIB	Polyisobuacyten	VPE	vernetztes Polyethylen
ETFE	Ethylen/Tetrafluorethylen-Cop.	PIR	Polyisocyanorai		
EVA	Ethylen/Vinylacetat	PMI	Polymethacrylinis		
EVAL	Ethylen/Vinylalkohol	PMMA	Polyethylthacrylat		
FEP	Periluurethylenpropylen	PO	Polyolefine		
FK	Faserverstärkte Kunststoffe	POM	Polyoxyrnythylen		
GF-EP	Glasfaserverstärktes Epoxidharz 4)		Polyformaldehyd		
GF-UP	Glasfaserverstärkte Polyesterharze 2)		(Polyacetal)		
GMT	Glasmattenverstärkte Tapi	PP	Polypropylen 6)		

Tabelle 1: Kurzzeichen für Stoffnamen.

Kurzzeichen für Stoffnamen sollen bei erstmaliger Nennung des Stoffes in einem Test jeweils durch den vollständigen Namen ergänzt werden. Durch DIN 2328 Teil 1 (April 78) empfohlene Kunststoff-Kurzzeichen sind fett, Kurzzeichen für Weichmacher sind kursiv gedruckt. Zuweilen, vor allem in US-Literatur, wird bei Poly-Kurzzeichen P ausgelassen, z.B. TFE resins oder nur TFE anstatt PTFE. Bei Copolymeren (z.B. ABS) fällt P allgemein weg. Neue Schreibweise für einzelne verstärkte Kunststoffe mit Bindestrich: GF-UP stand früher GUP, entspr. z.B. CF-EP, Cif-PA usw. Nach DIN 7720 sind adjektivische Zusätze derzeit den Kurzzeichen voranzustellen z.B. »Hart-PVC«.

2 Ausgangsposition

Die handelsüblichen Kunststoffe sind ungesättigte Kondensationsprodukte, die in einer polymerisationsfähigen Flüssigkeit gelöst sind. Grundsätzlich kann festgestellt werden, daß alle Kunststoffe organischen Ursprungs sind. Sie werden oder wurden entweder aus reinen Naturprodukten oder aus Derivaten der Petrochemie (Kondensationsharzkunststoffe und Polymerisationsprodukte) hergestellt. Ein makromolekularer Naturstoff allgemeiner Bedeutung für Kunststoffe ist Cellulose. Naturharze (Kolophonium, Kopal) und fette Öle sind Vorprodukte für Lackkunstharze, Leinöl auch für Linoleum. Ricinusöl ist vielseitig aufschließbar. Pflanzeneiweiße aus Mais oder Sojabohnen, Furfurol aus Getreideabfällen, chemisch aufschließbare Kohlehydrate sind für Kunststoffsynthesen von grundsätzlichem Interesse.

Die ältesten Ausgangspunkte für Kunstharzsynthesen sind Kohlenwerkstoffe aus dem Steinkohlenteer (Benzol, Phenol u.a.). Dazu kamen später Produkte aus der Kohlevergasung zu Synthesegasen (Haber-Boschverfahren u.a. liefern zum Beispiel Formaldehyd, Harnstoff) und der Calciumcarbid-Chemie (Melamin, Acetylen). Heute stammen die meisten Vorprodukte aus der Erdöl- oder Petrochemie (Ethylen u.ä.). Petrochemische Produkte werden in Verbundwirtschaft mit der Raffinerie, aus Erdgas oder durch spezielle Crackverfahren („Pyrolysen“ bei verschiedenen hohen Temperaturen) wirtschaftlich gewonnen.

Nach Herkunft und Aufbau kann man die Kunststoffe in vier Gruppen einteilen, welche auch die historische Entwicklung widerspiegeln.

1. Kunststoffe aus Naturstoffen:

Vulkanfiber (1859), Celluloid (um 1870) und Kunsthorn (1897) sind die ältesten Kunststoffe, Zellglas stammt aus dem Jahre 1910.

2. „Klassische“ Kondensationsharzkunststoffe:

Die Verarbeitungstechnologie dieser duroplastischen Kunststoffe als technische Harze und in Verbindung mit strukturwirksamen Füllstoffen (Harzträger) als Hochdruck-Preßmassen und -Schichtpreßstoffe beruht auf den Erfindungen Leo H. Baekelands (Bakelite) um 1910.

3. Polymerisations-Produkte:

Die Grundlage für den systematischen Aufbau von thermoplastischen Kunststoffen mit fadenförmigen Makromolekülen durch Polymerisation ungesättigter Monomere legten die Arbeiten H. Staudingers ab 1922.

4. Kunststoffe über mehrfunktionelle aliphatische und aromatische Zwischenprodukte:

Der Aufbau dieser aus den letzten Jahrzehnten stammenden Kunststoffe geht über vielfältige niedermolekulare Zwischenprodukte mit mehreren reaktiven Gruppen. Durch Kombinationen von Polymerisations-, Polyadditions- und Polykondensations-Reaktionen hat man neue Reihen von Ingenieurwerkstoffen „nach Maß“ entwickelt: Hochtemperaturbeständige Kunststoffe.

Abweichend von dieser Gruppierung geht man im Bauwesen von drei Hauptgruppen aus:

1. Duroplastische Kunststoffe,
2. Thermoplastische Kunststoffe,
3. Elastomere.

2.1 Zustandsformen

Bei tiefen Temperaturen sind die Fadenmoleküle (Abb. 1), sozusagen eingefroren. Die Polymere sind steif, hart und glasähnlich spröde. Die mit stei-

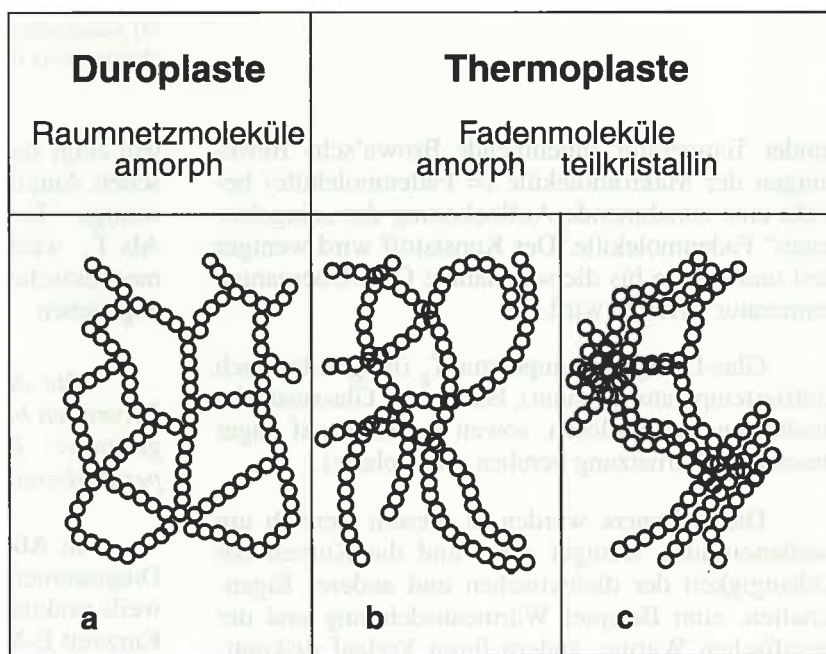


Abb. 1: Struktur der Kunststoffe, Anordnung der Makromoleküle [1]
Modellbild etwa 2 000 000fach vergrößert, aufgelockert und stark vereinfacht: Kristallite können auch durch Falten von Molekülketten zu Lamellen entstehen, tangential zu Sphäroliten geordnet sein

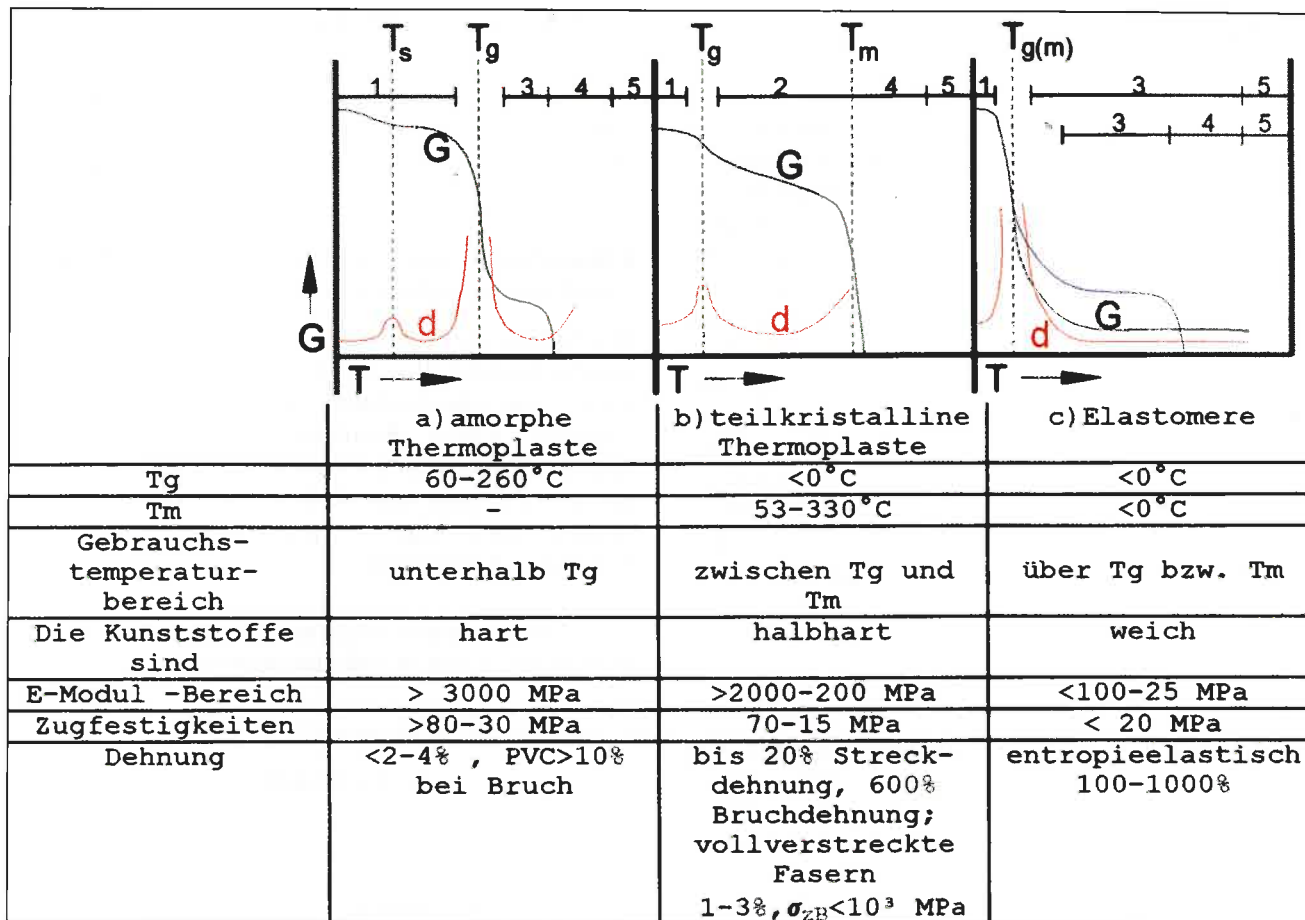


Abb. 2: Dynamisch-mechanische Eigenschaften, gemessen im Torsionsschwingversuch nach DIN 53445 [1]

G = Elastische Komponente des Schubmoduls
 d = mechanischer Verlustfaktor
 T_g = Glasübergangstemperatur
 T_m = Kristallitschmelzbereich

Thermische Zustandsbereiche:

- (1) glasartig
- (2) teilkristallin
- (3) elastomer
- (4) pseudoplastisch viskos fließbar, im Übergang zu (5)
- (5) kurzzeitig thermochemisch zersetzbar

gender Temperatur zunehmende Brown'sche Bewegungen der Makromoleküle (= Fadenmoleküle) bewirkt eine zunehmende Auflockerung der „eingefrorenen“ Fadenmoleküle. Der Kunststoff wird weniger steif und spröde bis die sogenannte Glas-Übergangstemperatur erreicht wird.

Glas-Übergangstemperatur T_g (umgekehrt auch Einfriertemperatur genannt), bei der die Glaszustandsbindungen sich auflösen, soweit sie nicht auf enger chemischer Vernetzung beruhen (Duroplaste).

Die Polymere werden in diesem Bereich um Größenordnung weniger steif, und die Kurven der Abhängigkeit der dielektrischen und anderer Eigenschaften, zum Beispiel Wärmeausdehnung und der spezifischen Wärme, ändern ihren Verlauf diskontinuierlich.

Im Torsionsschwingversuch zur Ermittlung temperaturabhängiger Zustandsänderun-

gen zeigt starkes Absinken der Kurve für den elastischen Anteil des Schubmoduls G ($E \approx 3G$) über wenige Temperaturgrade den Glasübergang an. Als T_g wird die Temperatur des Maximums der mechanischen Dämpfung während des Übergangs angegeben.

Die durch die intramolekulare Struktur eines Polymeren bestimmte Lage von T_g ist von ausschlaggebender Bedeutung für deren Gebrauchstemperaturbereich als Kunststoff (Abb. 2).

In Abb. 2 sind zu den drei gruppentypischen Diagrammen aus dem Torsionsschwingversuch jeweils praktische Grenzwertbereiche von T_g , T_m , dem Kurzzeit E-Modul und der Zugfestigkeit der den einzelnen Gruppen zugehörigen Polymeren angegeben. Wegen der Gefahr thermischen Abbaus und des Abfalls der Festigkeitswerte insbesondere bei teilkristallinen Kunststoffen (Bereich 2) liegen die oberen

Grenzen des Gebrauchstemperaturbereichs von Kunststoffen niedriger als die gemessenen T_g - bzw. T_m -Temperaturen, über 100 °C nur bei Kunststoffen für speziellere Anwendungen in der Technik. Verstärkte¹ Kunststoffe können um Größenordnungen höhere E-Modul- und Zugfestigkeits-Werte als unverstärkte erreichen.

Kunststoffe bestehen in der Regel aus sehr langen fadenförmigen Molekülen, sogenannten Makromolekülen. Die mechanischen und physikalischen Eigenschaften der Kunststoffe werden wesentlich von Art und Häufigkeit der Bindungen zwischen den Makromolekülen bestimmt:

- enge und häufige Bindungen
≡ Duroplaste (**Abb. 1a**),
- weitmaschig vernetzt
≡ Thermoplaste (**Abb. 1b**),
- fadenförmig verknäult, beziehungsweise Bindungen über Adhäsion
≡ Thermoplaste (**Abb. 1c**).

3 Duromere

3.1 Allgemeines

Duroplastische Kunststoffe (auch Duromere genannt), entstehen dadurch, daß fließbare meist nicht makromolekulare Vorprodukte miteinander reagieren. Die Härte und Festigkeit, der irreversibel „ausgehärteten“ Duroplasten ist bis zu den Grenztemperaturen thermo-chemischen Abbaus der Polymeren im allgemeinen wenig temperaturabhängig. Spezielle Produkte sind begrenzt warm nachformbar, Verarbeitungsabfall ist nicht regenerierbar, allenfalls als Füllstoff verwendbar.

Duroplaste sind daher in der Regel nicht recyclingfähig.

Wegen deren wirtschaftlicher Bedeutung wird anschließend primär auf die ungesättigten Polyesterharze (UP-Harze) eingegangen. Ungesättigte Polyesterharze bestehen aus dem sogenannten Grundharz (**Tab. 1**), einer bei Raumtemperatur harten bis spröden Verbindung. Es ist ein Kondensationsprodukt aus Diolen (mehrwertigen Alkoholen), ungesättigten und meistens auch gesättigten Dicarbonsäuren. Das Grundharz wird in der Regel in monomeren Styrol

gelöst. Styrol ist ein ungesättigtes, copolymerisierbares Lösungsmittel.

UP-Harze werden als Flüssigkeiten angeliefert. Sie sind mittel- bis hochviskos (ähnlich Öl oder Sirup). Die meisten UP-Harze sind farblos bis gelblich.

Um sie in den festen Zustand zu überführen (= härten), sind Reaktionsmittel erforderlich. Reaktionsmittel sind Härter und gegebenenfalls Beschleuniger.

Es gelingt jedoch nicht, ohne weitere Zuschläge beziehungsweise Verstärkungsmaterialien einen Konstruktionswerkstoff zu erhalten. Die Gründe dafür sind die bei der Härtung auftretende erhebliche Temperaturentwicklung (exotherme Reaktion) und das Schwinden. Als Folge davon können Risse auftreten. Selbst wenn es gelingt, die Ribildung zu vermeiden, sind die gehärteten Produkte bei niedriger Festigkeit spröde.

Bei Zugabe pulverförmiger oder körniger Füllstoffe lassen sich die Temperaturentwicklungen und das Schwinden verringern. Je nach Art und Menge der Zuschläge erhält man Gießmassen, Kitte, Spachtel, Kunstharzmörtel oder -Beton.

Eine ähnliche Wirkung hat die Zugabe von Verstärkungsmaterialien (insbesondere Glasfasern), die zusätzlich noch die mechanischen Eigenschaften deutlich verbessern.

Unter den Glasfaserstoffen haben für die Plastverstärkung bisher praktisch nur Glasseiden, die in der Regel nach dem Düsenziehverfahren ersponnen werden, und daraus hergestellte Erzeugnisse Bedeutung erlangt. Ausnahmen bilden „Oberflächenvliese“, und es bahnt sich ein gewisser Einsatz auch anderer (Alkali-)Glasfasererzeugnisse an, die nach dem Stabziehverfahren unter entsprechender Modifizierung billig hergestellt werden können.

Alkaliglas-Grobfaser hat für die Duroplastverstärkung bereits industrielle Bedeutung als Verstärkungsfaserstoff.

Elementarfadendurchmesser der Glasseide liegen im allgemeinen zwischen 3 und 13 µm, die Durchmesser der Glasfaser zwischen etwas weniger als 1 µm („Superfeinfaser“) und 30 µm.

3.2 Formgebung

Man hat also bei der Verarbeitung von UP-Harzen meistens mit Formmassen zu tun, die aus einer flüssigen und einer pulverförmigen oder körnigen sowie ggf. aus faserförmigen Komponenten bestehen. Um diese Formmasse nun in die gewünschte Form zu

¹ gemeint sind glas- und kohlefaserverstärkte Werkstoffe.

bringen, muß sie zunächst verformt und dann gehärtet werden. Das Härten von UP-Harzen ist ein chemischer Prozeß.

liche Vernetzung statt, die als Härtung bezeichnet wird. Die Härtung ist ein nicht umkehrbarer Vorgang.

Der Vollständigkeit halber soll hier noch einmal auf den Unterschied zwischen der Verarbeitung

flüssig, plastisch $\xrightarrow{\text{härten}}$ fest

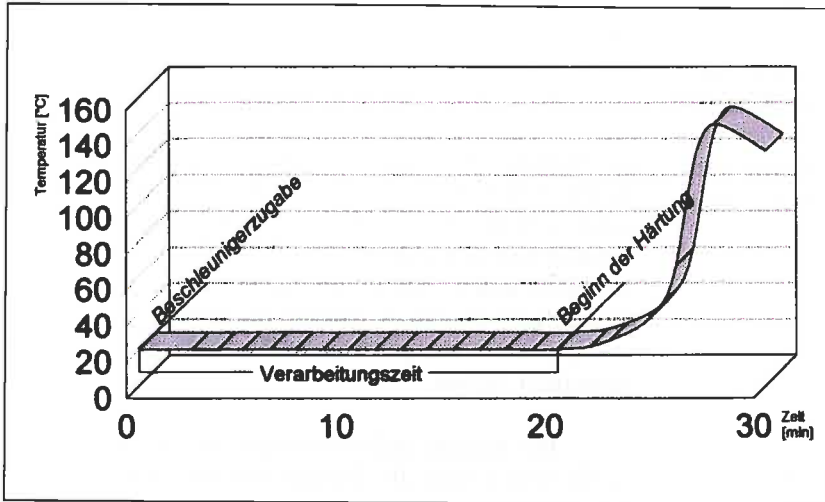
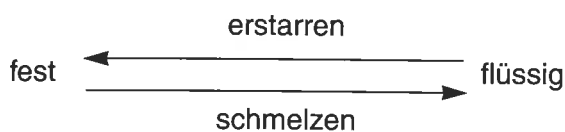


Abb. 3: Temperaturverlauf infolge Polymerisation bei Kalthärtung.

mittels chemischen und physikalischen Prozessen eingegangen werden.

Die bei der Härtung ablaufende Polymerisationsreaktion ist exotherm, das heißt: es wird Wärme frei. Abb. 3 zeigt den Temperaturverlauf im Harz in Abhängigkeit von der Zeit (Polymerisationskurve). Es ist zu beachten, daß sich durch Erhöhung der Temperatur die Viskosität des Harzes wesentlich verringert.

Bei der Verarbeitung einer Formmasse durch physikalische Prozesse findet keine stoffliche Veränderung statt. Es werden die Moleküle beziehungsweise Atome eines Stoffes nur gegeneinander verschoben. Grundsätzlich sind solche physikalischen Prozesse umkehrbar beziehungsweise wiederholbar. Als Beispiel sei hier das Schmelzen von Eis angeführt und als Umkehrung das Erstarren von Wasser. Dieser Vorgang des Schmelzens und Wiedererstarrens ist beliebig oft wiederholbar:



Wird dagegen eine Formmasse mittels chemischer Prozesse verarbeitet, so findet eine irreversible stoffliche Veränderung statt. Die Moleküle der Ausgangsstoffe werden unter- beziehungsweise miteinander verknüpft und somit fixiert. Es findet eine räum-

3.3 Zusätze

Wie schon erwähnt, bestehen ungesättigte Polyesterharze aus dem Grundharz, welches üblicherweise in monomeren Styrol gelöst wird.

Außer diesen beiden Hauptbestandteilen werden vom Hersteller mancher Typen noch Zusätze beigegeben. Z.B.:

- UV-Absorber (verhindert oder verzögert die Vergilbung),
- Thixotropiemittel (verhindert das Abfließen des Harzes),

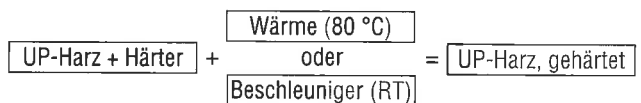
- Chlorparaffin (Flammschutzmittel),
- Beschleuniger (initiiert bei Kalthärtung die Reaktion),
- Verlaufsmittel.

3.4 Härtung von UP-Harzen

Die zwischen dem Grundharz und dem monomeren Styrol stattfindende Copolymerisation wird durch Härter ermöglicht.

Es werden fast ausschließlich organische Peroxide als Härter benutzt. Peroxide spalten in der Wärme ($> 80^\circ\text{C}$) oder unter dem Einfluß von Beschleunigern Radikale ab, die dann eine Kettenreaktion auslösen: die Polymerisation beginnt, das UP-Harz wird gehärtet.

Als Beschleuniger werden aromatische Amine oder Cobaltverbindungen eingesetzt - je nach dem zur Verwendung kommenden Härtertyp.



Duroplaste (UP- oder EP-Harze) benötigen aus zwei Hauptgründen eine Armierung, meistens in der Form von Glasfaser:

1. UP-Harz zeigt bei Aushärten einen erheblichen Volumenschumpf, bis zu 7 bis 8 Prozent. Der Volumenschumpf der mit einer Rissebildung im Harz einhergeht, kann durch Glasfaser- oder andere Verstärkungseinlagen wesentlich (1,5 bis 2 Prozent) reduziert werden.

2. Standardharze (hier UP-Harz) haben „von Hause aus“ eine Zugfestigkeit von circa 70 bis 80 N/mm². Wenn man die Risse neigung zusätzlich in Betracht zieht, kommt man zu dem Schluß, daß das Produkt ohne Verstärkungseinlagen nicht brauchbar ist.

Duroplaste in tragendem Einsatz erhalten immer eine „Bewehrung“. Diese Bewehrung gibt es in drei Hauptformen:

- Mattenverstärkung (Abb. 4),
- Gewebeverstärkung (Abb. 5),
- Rovingverstärkung (Abb. 6).

Die Glasfasermatte besteht aus kurzgeschnittenen (circa 25 mm) Glasfasern die mit einem styrollöslichem Binder versehen ist.

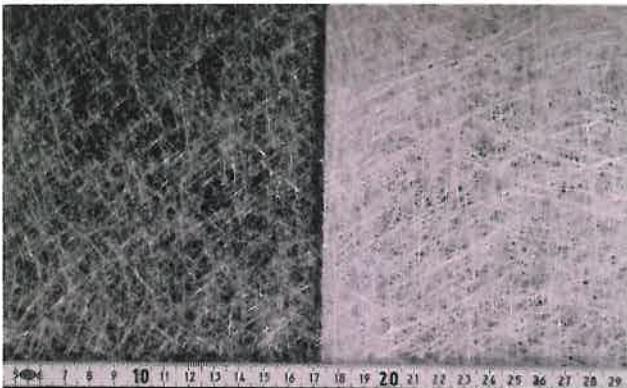


Abb. 4: Mattenverstärkung
(Standardmatte: 450 g/m²)

Die Gewebeverstärkung ist ein mit Kette und Schuß Textil verarbeitetes Produkt.

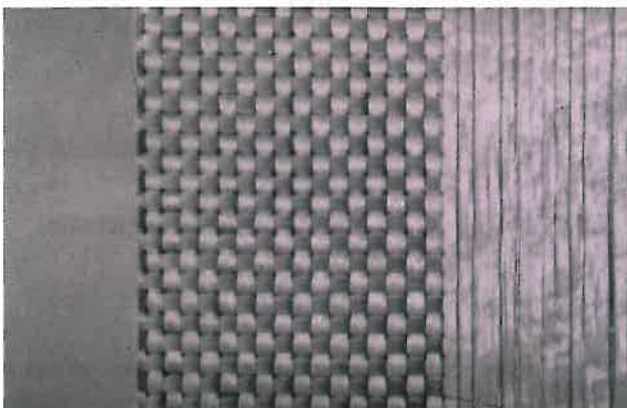


Abb. 5: Gewebeverstärkung

Die Rovingverstärkung kann man von der Rolle abwickeln. Es handelt sich um gerade Stränge, die ähnlich wie der Stabstahl im Hoch- oder Tiefbau der Konstruktion eine erhöhte Festigkeit in einer ganz bestimmten Richtung erteilen kann.

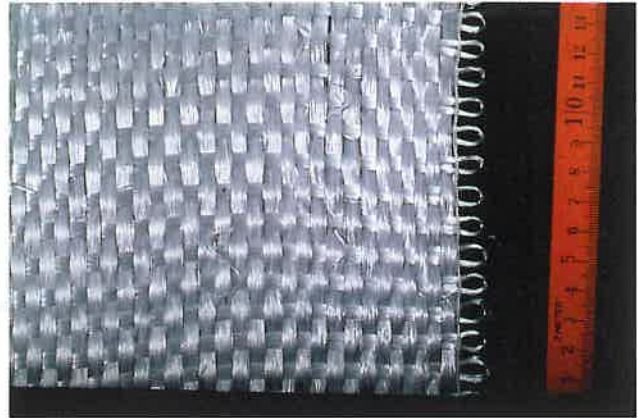


Abb. 6: Unidirektionale Verstärkung

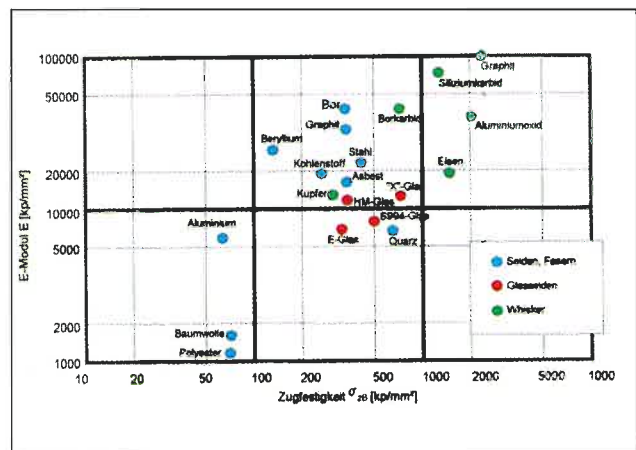


Abb. 7: Mechanische Eigenschaften einiger Verstärkungsfaserstoffe.

Abb. 7 gibt eine Übersicht über verschiedene Verstärkungsmaterialien.

3.5 Kurze Betrachtung zu UP-Harz-Rezepturen

Die von mir vorgenommene Einteilung

1. Duroplaste,
2. Thermoplaste,
3. Elastomere,

ist einfach und übersichtlich. Aber bedingt durch die vielen Rezepturmöglichkeiten, können auf der Grundlage eines Basisproduktes unendlich viele Kunststofftypen entstehen. Um diesen Gesichtspunkt zu vertiefen muß man **Tab. 1** genau studieren. Alle

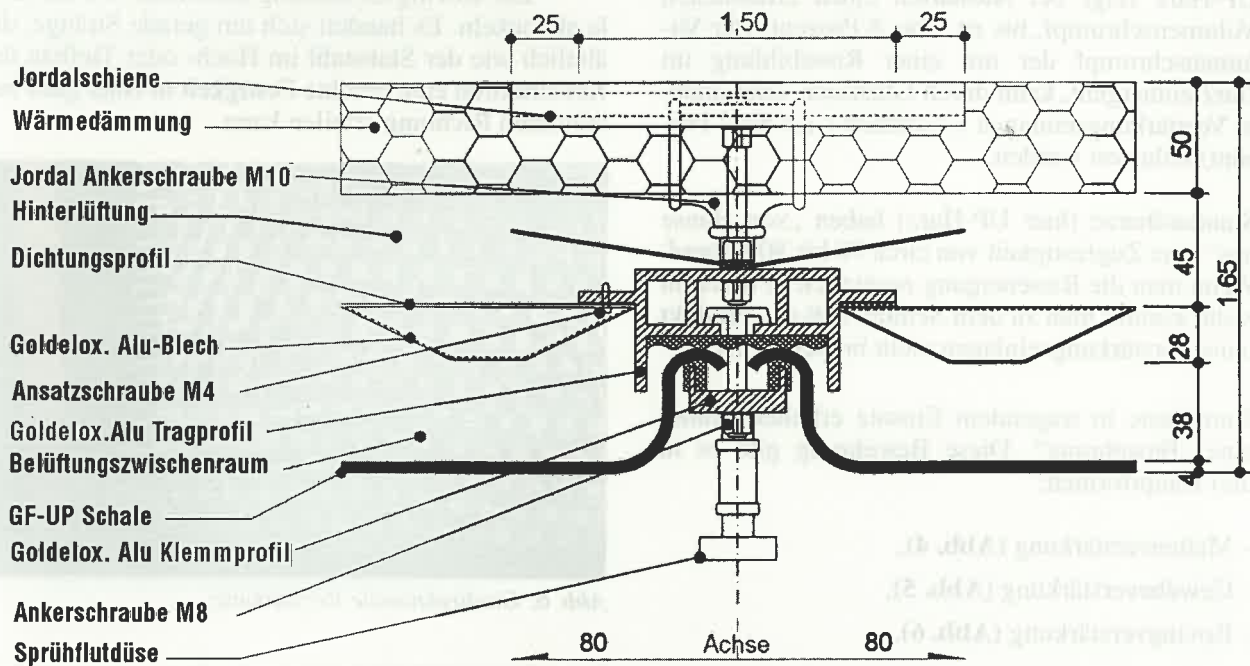


Abb. 8: Philharmonie Berlin. Vertikalfuge der Vorfahrgasse.

dort aufgeführten Stoffe werden im Bauwesen mehr oder weniger häufig eingesetzt. Die unterstrichenen und mit einem Index versehenen werden wohl am häufigsten verwendet.

Wenn wir in **Tab. 1** den Index 1 (UP = ungesättigtes Polyesterharz) als Beispiel aufgreifen, sieht es so aus als hätte man es mit einem fertigen, einsatzbereiten Produkt zu tun. So ist es leider nicht.

Ein konstruktives Beispiel dafür ist die Philharmonie in Berlin. Sie wurde im Jahre 1963 aus Sichtbeton hergestellt. Geplant, und vom Architekten Scharoun gewollt, war jedoch eine leichte hinterlüftete Fassade, bestehend aus transluzentem Kunststoff und goldeloxiertem Aluminium. Das Projekt war im Jahre 1963 technisch nicht realisierbar. Statt diesem entschied man sich für eine Art Sichtbetonfassade mit ockerfarbenem Anstrich.

Bei der Beschlußvorlage im Senat von Berlin hatte man wohl übersehen, daß die Philharmonie eine Versammlungsstätte ist und daß brennbare Werkstoffe hierfür untersagt sind. Ich erwähnte eingangs, daß alle Kunststoffe brennbar sind. Abhilfe schaffte in diesem Falle eine Fassadensprinkleranlage. Eine Sprühflutdüse ist in **Abb. 8** deutlich zu erkennen.

Das eigentliche Problem war die Herstellung der Kunststoffschale (GF-UP-Schale). Bedingt durch eine außerordentlich hohe und von mir genau definierte Fertigungsqualität kam nur eine Herstellung in Vakuuminjektion in Frage.

Ausgangspunkt dieser Betrachtung war das UP-Harz in **Tab. 1**, Index 1. Die fertige Rezeptur mit allen erforderlichen Zusatzstoffen sieht so aus:

1. Vestopal 150 L¹⁾ 100 Gew.-Teile (UP-Harz)
2. Styrol 10 Gew.-Teile
3. MEKP 2 Gew.-Teile (Härter)
4. Co-Beschleuniger 0,2 Gew.-Teile (Beschleuniger)
10%-ige Lösung

Hierzu folgende Kommentare:

- Vestopal 150 L¹⁾ (UP-Harz)
 Styrol (erhöht die Viskosität der Vestopal 150 L und verbessert die Verarbeitbarkeit)
 MEKP (= Methyläthylenketonperoxid, Härter)
 Co-Beschleuniger (Katalysator)

Aus der Rezepturzusammenstellung erkennt man, daß schon kleine Fehler in Pos. 3 und 4 große Produktänderung zur Folge haben kann.

¹⁾ UV-Stabilisator enthalten. Da transluzente Harze bei UV-Strahlung und Wärme dazu neigen, gelbstichig zu werden, ist ein UV-Stabilisator erforderlich, der diesem Effekt entgegenwirkt.



Abb. 9: „fg 2000“ Vollkunststoffhaus aus GF-UP

Spannweite $\approx 12,00$ m

Nachweisführung: – stat. Berechnung
– Werkstoffuntersuchungen
– Bauteilversuch 1/1

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung im Jahre 1972.

Tragwerksplanung: Langlie

Foto: Feierbach



Abb. 12: Freitragende Kuppel aus GF-UP

Spannweite ≈ 49 m

Nachweisführung: – Vorbemerkung
– generelle lokale und globale Stabilitätsuntersuchung nach Theorie II. Ordnung
– statische Berechnung mit detaillierten Spannungsanalysen

Foto und Tragwerksplanung: Langlie



Abb. 10: Philharmonie Berlin, GF-UP-Fassade

Elementgröße: 3000 x 800 m, transparent

Nachweisführung: – stat. Berechnung
– Bewitterungsversuche (weather-o-meter-Test)
– Bauteilversuche 1/1

Foto und Tragwerksplanung: Langlie

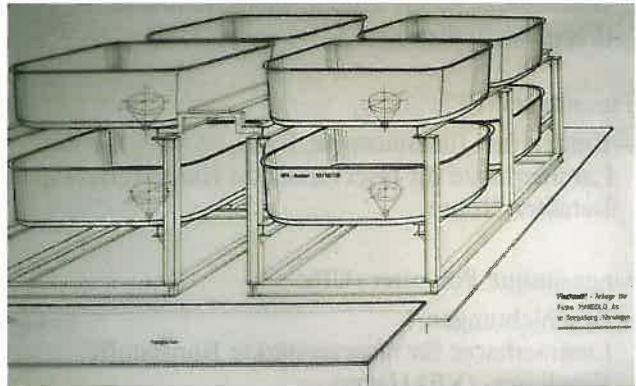


Abb. 13: Fischzuchtanlage für Aale in Sarpsborg, Norwegen

GF-UP-Becken werden bis zu 3 Etagen in ein Stahlgerüst eingehängt.

Nachweisführung: – gen. Standsicherheit
– Stabilitätsuntersuchung der faltwerksähnlichen Becken

Tragwerksplanung: Langlie



Abb. 11: Sanitärzelle in GF-UP Polyesterschaum-Sandwichbauweise

Raster: 150 mm, beliebig addierbar

Nachweisführung: – seitliche Stoßbelastung
– Tragfähigkeit der Objektaufhängung
– gen. stat. Berechnung

Foto: Jürgen Hausmann KG

Tragwerksplanung: Langlie



Abb. 14: Fischzuchtanlage für Aale in Sarpsborg, Norwegen

Anordnung der Becken mit Gangways

Tragwerksplanung: Langlie

GF-UP = glasfaserverstärkte, ungesättigte Polyesterharze dürfen deshalb nur in Betrieben mit entsprechenden Einrichtungen und Fachpersonal verarbeitet werden.

Mit anderen Worten: Ein Ausschreibungstext mit der Produktbezeichnung GF-UP ist völlig unzureichend.

3.6 Anwendungsgebiete

Typische Anwendungs- und Werkstoffbeispiele seien im folgenden erwähnt:

Harnstoff (UF)- und Melamin (MF)- Harze:

- spröde zum Teil sehr harte Schnittseite, Oberfläche.
- Bindemittel für die Holzwerkstoffindustrie (Formaldehydfrei)

Furanharze (FF):

- Bindemittel für Baustoffe, Kitten, Mörtel, Beton.
- Laminierharze für faserverstärkte Kunststoffe wie Behälter, Rohre.

Ungesättigte Polyester (UP):

- Beschichtungen
- Laminierharze für faserverstärkte Kunststoffe
- Vinylester- (VE) Harze:
- im Wickelverfahren gefertigte GF-UP-Rohre, Silos etc.

Epoxidharze (EP):

- Gips- und Imprägnierharze für die Elektrotechnik.
- Laminierharz für faserverstärkte Bauteile.

Polyurethane (PUR):

- elastomere Verzugsharze und Beschichtungen.
- Hartschaum für die Wärmedämmung
- Großflächige harte und weiche Bauteile für die Automobilindustrie.

Die Abb. 9 bis Abb. 14 zeigen verschiedene Anwendungen von glasfaserverstärktem ungesättigtem Polyesterharz.

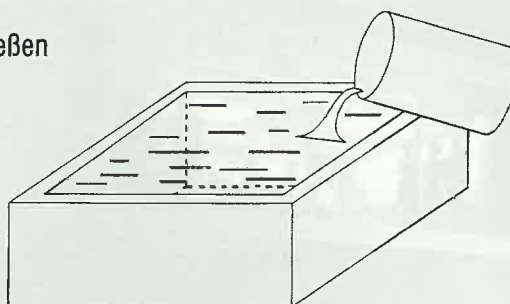
3.7 Anschlußmittel

Kleben

Schrauben

Überlaminierten

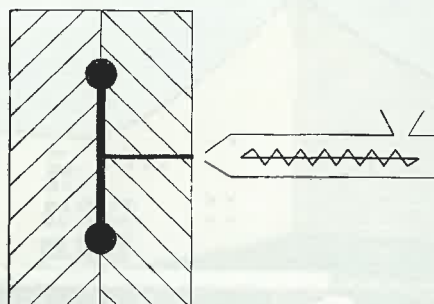
Gießen



Das Gießen - in den verschiedenen Abwandlungen - zählt zu der einfachsten Art der Herstellung von Formteilen. Verwendbar sind schmelzflüssige und durch Weichmacher oder Lösungsmittel auf niedrige Viskosität ($<10^3$ mPas) gebrachte Kunststoffe sowie die flüssigen Vorprodukte von Duroplasten. Hier muß die Schwerkraft alleine ausreichen, die Schmelze zu bewegen.

Spritzgießen:

(unefähr so muß man sich die Herstellung eines Fugendichtungsbandes vorstellen)



Das Spritzgießen ist das gängigste Verfahren zur Herstellung von Formteilen aus thermoplastischen Formmassen, weil i.a. die Viskosität $>10^3$ mPas beträgt. Die Masse wird - meist in einer Schneckenmaschine - aufgeschmolzen und unter Druck durch eine Düse in das kalte, d.h. auf Temperatur unter ET bzw. KT gehaltene, Formwerkzeug gespritzt, in dem sie erstarrt. Das Teil kann kurz nach dem Füllen der Form entformt werden. Bei der Verarbeitung duroplastischer Kunststoffe werden die thermoplastischen Vorprodukte im Plastifizieraggregat plastifiziert, ins heiße Formnest eingespritzt und härten dort aus.

Abb. 15: Formgebung [2]

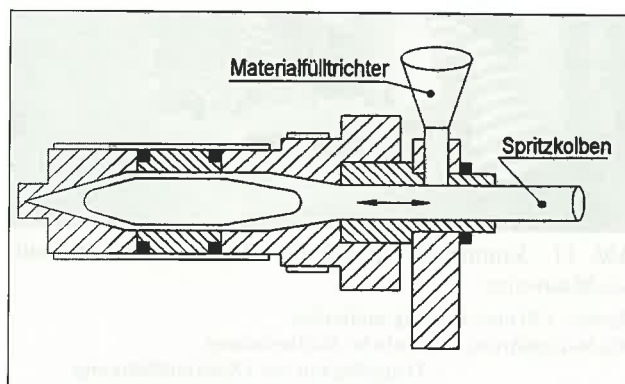


Abb. 16: Schematische Darstellung einer Kolbenspritzpresse [2]

4 Thermoplaste

4.1 Allgemeines

Thermoplastische Kunststoffe erweichen bei hinreichendem Erwärmen wiederholbar bis zur Fließbarkeit, sie er härten durch Abkühlen. Das Formen von Thermoplasten beruht auf umkehrbaren (reversiblen) Zustandsänderungen. Die fadenförmigen oder thermolabil vernetzten Makromoleküle werden durch das Formen nicht verändert, sofern nicht bei übermäßiger Temperaturbeanspruchung ungewollter chemischer Abbau einsetzt.

Thermoplaste sind daher recyclingfähig.

Zum Thema „Recycling“ muß klar sein, daß das Produkt von Schmelze zu Schmelze schlechter wird.

Ein schwarzes HD-PE-Rohr endet wahrscheinlich als ein ebenso schwarzer Baueimer.

Im Gegensatz zu den Duromeren wird der Rohstoff eines Thermoplastes als Granulat angeliefert. Das Produkt läßt sich somit durch werksseitige Rezepturveränderungen nicht verändern.

Ebenso schwer ist es, Mängel im Granulat durch entsprechende Eingangskontrollen festzustellen:

Meistens werden Mängel am fertigen Produkt festgestellt. Der Schadensnachweis ist dann vom Produzenten zu erbringen. Am fertigen Produkt ein beinahe hoffnungsloses Unterfangen.

Geläufige Herstellungsverfahren für Thermoplaste (Abb. 15) sind das Gießen (z.B. PMMA) oder Spritzgießen beziehungsweise die Extrusion (z.B. Möbelteile, Rohre).

Thermoplastische Kunststoffe haben normalerweise eine homogene Struktur. Bei einigen Typen ist die UV-Beständigkeit ein Problem.

Bis vor wenigen Jahren galt etwas scherzhaft der Spruch: „Bei PVC können Sie alle Farben haben, solange sie grau sind“. Polyäthylen beispielsweise ist ohne Zusätze hell beziehungsweise hellgelblich. Dieses Produkt ist unter Freibewitterung nicht brauchbar. Der Zusatz von Ruß dagegen garantiert eine Lebensdauer, bezogen auf die UV-Empfindlichkeit, ähnlich anderer thermoplastischer Kunststoffe.



Abb. 17: Lining

Abwasserrohre aus Stahlbeton neigen nach einigen Jahren Gebrauch zur Rissebildung und somit zu Undichtigkeiten von innen nach außen. Eine übliche Instandsetzungsmethode ist das Einziehen eines sog. Liners, einem dichten Kunststoffrohr aus PE oder PP, im undichten Betonrohr.

Foto: Hoechst AG



Abb. 18: Kondensatschächte in Mülldeponien aus HD-PE. Deponietiefe ≤ 25 m. Nachweisführung: axiales und radiales Beulen mit Überlagerung, allgemeine stat. Berechnung mit lokalen Spannungsanalysen.

Foto: Henze GmbH. Tragwerksplanung: Langlie

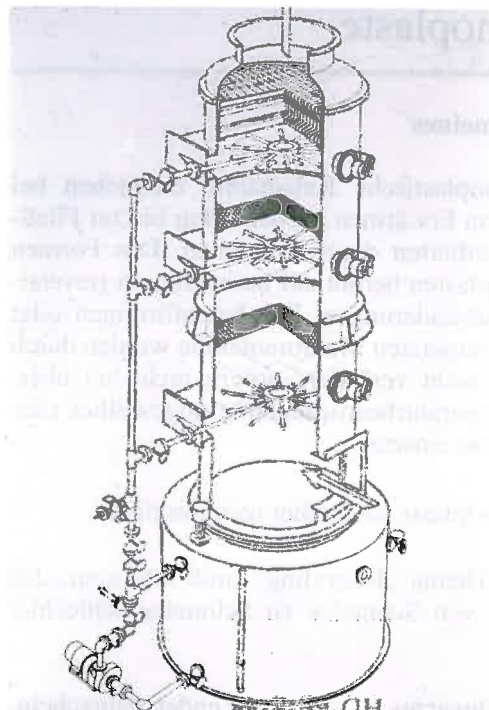


Abb. 19: Lagerbehälter aus Polyethylen. Hergestellt im Wickelverfahren.

Volumen $\leq 30 \text{ m}^3$.

Nachweisführung:
stat. Berechnung, FEM-Berechnung der Fußpunkte
(Wand/Boden)

Foto: Schwabenkunststoff GmbH, Augsburg.
Tragwerksplanung: Langlie



1973 | KT-Gaswäscher Typ NAV

a) Schnittzeichnung

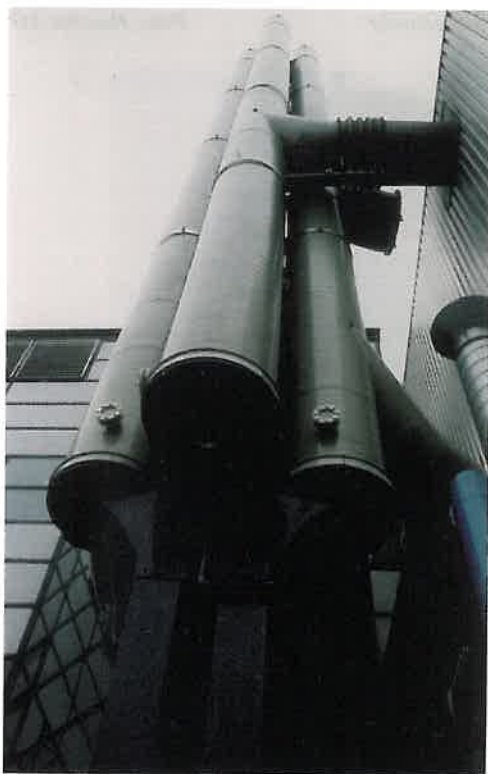
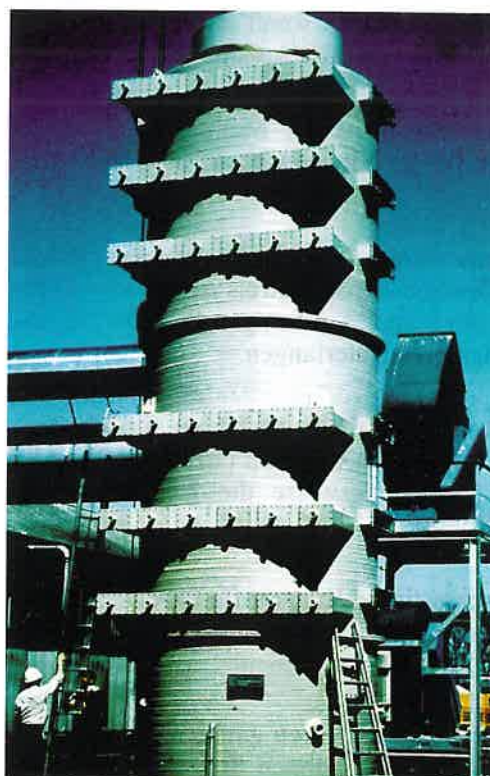


Abb. 20: Abgaskamin aus Polypropylen (PP)

ca. 30 m.

Nachweisführung:
stat. Berechnung, Schwingungsuntersuchung, Beuluntersuchung

Foto: Kunststofftechnik KG, Troisdorf
Tragwerksplanung: Langlie



b) Ansicht

Abb. 21: Gaswäscher üblicher Bauart aus PP im Wickelverfahren.

Hersteller: Kunststofftechnik KG, Troisdorf.

4.2 Anwendungsgebiete

Typische Anwendungs- und Werkstoffbeispiele werden im folgenden erwähnt:

Ethylencopolymer-Bitumere-Blends (ECB):

- Flachdachabdichtungen sowie Tunnel- und allgemeiner Tiefbau.
- Verstärkung mit Glas- oder Polyestervlies ist üblich.

Vinylchlorid-(Co), Polymerisate (PVC, XAC):

- Schutzbeschichtung gegen vorzeitiges Austrocknen von Frischbeton, Beschläge, Dübel, Rohre.

Polyethylen (PE):

- Rohre, Behälter, Bautenschutzfolien.

Polypropylen (PP):

- Rohre, Behälter, Rauchgaswäscher, Heizölbehälter.

Typische Anwendungen zeigen die **Abb. 17, 18, 19, 20, 21.**

4.3 Verbindungsmittel

Polyolefine (Polypropylen, Polyethylen)

- Schweißen

PVC

- Kleben, Quellschweißen

Übrige

- Kleben, Schweißen

5 Elastomere [4]

5.1 Allgemeines

Wie bereits erwähnt, liegen den drei Gruppen der Chemischen Werkstoffe, den Duromeren, den Elastomeren und den Plastomeren, bestimmte charakteristische Eigenschaften zugrunde, die in gewissen Grenzen variiert werden können. Dies gilt besonders auch für die verschiedenen Elastomertypen, denen durch geeignete Mischungszusätze die jeweils besten Gebrauchseigenschaften „mitgegeben“ werden können. Wird also, wie in der Praxis meist üblich, von Neopren, Baypren® (beides Chloropren-Kautschuk), von Buna, Butylkautschuk oder auch Naturkautschuk gesprochen, so besagt dies im Grunde nur, daß in der betreffenden Werkstoffmischung Anteile dieses Rohstoffes enthalten sind. Wie hoch der prozentuale Elastomeranteil ist, ob die Werkstoffmischung ein Verschnitt mehrerer Elastomertypen ist und ob die für den betreffenden Einsatzfall erforderlichen Mischungszusätze enthalten sind, ist allein mit der Angabe der Basisstoffe nicht ausreichend definiert. So sind zum Beispiel Elastomer-Wirkstoffreihen für Schwingungselemente, Baulager, Dichtungsprofile, Keilriemen, Schiffsfender usw. entwickelt, die auf der Rohstoffbasis des Chloropren-Kautschukes aufgebaut sind, sich aber in der Mischungszusammensetzung, ihren chemischen und physikalischen Eigenschaften zum Teil erheblich unterscheiden.

Die physikalischen Eigenschaften der Elastomere ändern sich unwesentlich innerhalb eines weiten in der allgemeinen Einsatzpraxis liegenden Temperaturbereiches. Besonders ausgeprägt ist ihr elastisches Verhalten (Federungselemente für Stoß- und Schwingungsisolierungen) und die geringe Neigung zum sogenannten „Kalten Fluß“, d.h. zur bleibenden

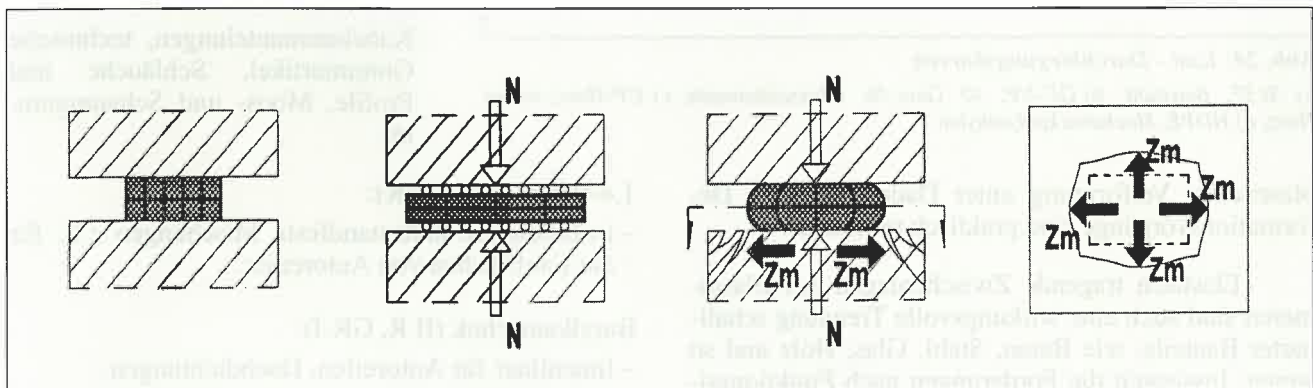


Abb. 22: Baulager

a) unbelastet

b) belastet;
Querdehnung
wird nicht behindert

c) belastet;
Querdehnung wird behindert;
Wirkung der Querzugkräfte

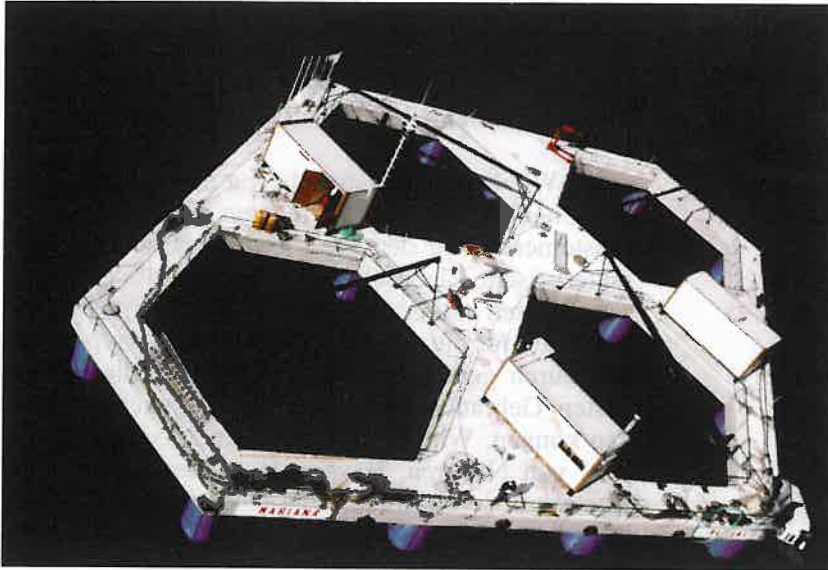


Abb. 23: Bautenschutz

Die erste off-shore Fischzuchtanlage der Welt wurde in Barcelona von einer norwegischen Gruppe gebaut, nach Formentera geschleppt und dort verankert.

Außenabmessungen: $\leq 60 \times 55$ m. Nachweisführung: Schwimmstabilität, allg. Berechnung, Elastomerlager in jedem Knoten um Zwängungen zu vermeiden.

Tragwerksplanung: Langlie. Foto: Langlie

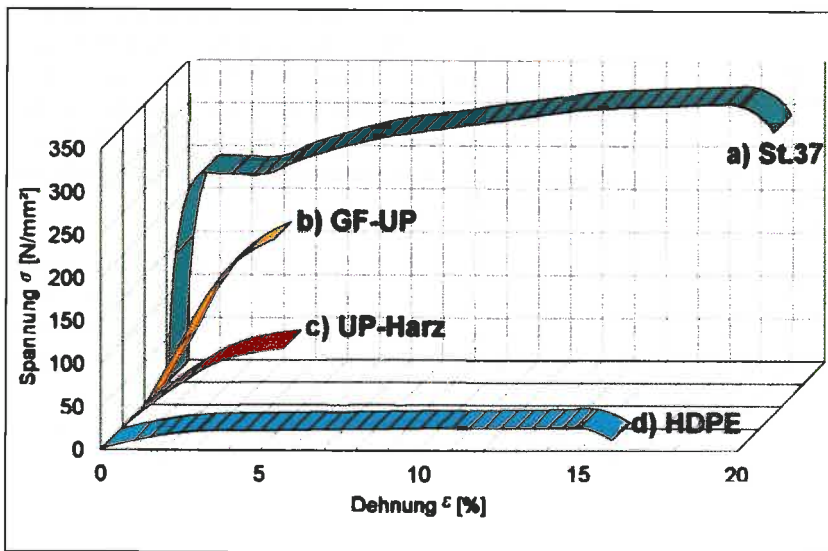


Abb. 24: Last - Durchbiegungskurven

a) St.37, Baustahl, b) GF-UP, 45 Gew.-%, Glasseidenmatte, c) UP-Harz, reines Harz, d) HDPE, Hochdruckpolyethylen

plastischen Verformung unter Dauerbelastung. Deformationsvorgänge sind praktisch reversibel.

Elastisch tragende Zwischenlagen aus Elastomeren sind auch eine wirkungsvolle Trennung schallharter Bauteile, wie Beton, Stahl, Glas, Holz und so weiter. Inwieweit die Forderungen nach Funktionssicherheit, Lebensdauer und Wirtschaftlichkeit erfüllt werden, hängt davon ab, ob die mechanischen, chemischen und thermischen Beanspruchungen optimal auf die Gestaltung des Elastomer-Bauelementes übertra-

gen und bei der Werkstoffauswahl berücksichtigt sind.

Bei richtiger Werkstoffauswahl können außergewöhnlich hohe Anforderungen in Bezug auf Witterungs-, Ozon-, Temperatur- und Ermüdungsfestigkeit, Flammwidrigkeit, Ölbeständigkeit und so weiter gestellt werden.

Rein äußerlich können Elastomerwerkstoffe, weil sie meist schwarz sind, oft nur durch ihre Härte unterschieden werden. Der Werkstoff-Härtebereich für Elastomer-Federungselemente liegt im allgemeinen zwischen 40 bis 80 Shore-A.

Es wurde oben erwähnt, daß ein bestimmter Elastomertyp oft ein Verschnitt mehrerer Elastomertypen ist. Das bedeutet, daß die Elastomere, ihre chemische und physikalische Eigenschaften, auch bei gleicher Bezeichnung von Anwendungsfall zu Anwendungsfall auf ihre Eignung geprüft werden müssen.

Typisches Herstellungsverfahren ist wie bei den Thermoplasten das Gießen und Spritzgießen.

5.2. Anwendungsgebiete

Typische Anwendungs- und Werkstoffbeispiele seien im folgenden erwähnt:

Styrol-Butadin-Kautschuk (SBR):

- Kabelummantelungen, technische Gummiartikel, Schläuche und Profile, Moos- und Schaumgummi.

1,4-Polybutadien (BR):

- insbesondere kältestandfeste Mischungen z.B. für die Laufflächen von Autoreifen.

Butylkautschuk (II R, GR-I):

- Innenliner für Autoreifen, Dachdichtungen.

Ethylen-Propylen-Ter-Kautschuk (ERDM):

- Moosgummi, Dichtungsprofile und massive Dichtungsfolien.

Chloropren-Kautschuk (CR):

- Baudichtungsprofile, Dachdichtungen, Offshore-Schläuche und Kabelmäntel, Schutzkleidungen.

Abb. 22 zeigt eine typische Hochbauanwendung eines CR-Lagers und dessen Beanspruchung auf der Unterkonstruktion [4].

Bei der Halbtaucherkonstruktion von Abb. 23 werden EPDM-Lager zwischen den blauen Stahlsäulen und der Stahlbetonkonstruktion verwendet.

6 Berechnung

6.1 Einleitung, allgemeines

Die Berechnung von Kunststoffkonstruktionen erfolgt grundsätzlich nach dem gleichen Verfahren wie für Konstruktionen aus herkömmlichen Werkstoffen. Es gibt also keine „Kunststoffstatik“, allenfalls erfordert die Berechnung von Konstruktionen aus oder mit Kunststoffen gute Werkstoffkenntnisse und gute Kenntnisse in Mathematik und Schalenstatik.

Auch wenn Kunststoffe generell als witterungsbeständig und ansonsten widerstandsfähig gegen viele Widrigkeiten gelten, muß bei jeder Anwendung die Eignung des Kunststoffes für den vorgesehenen Zweck untersucht werden.

Als Beispiel führe ich an:

- a) Kunststoffe sind visko-elastisch. Ein sogenanntes Proportionalitätsbereich läßt sich nur bei hoch verstärkten Duromeren mit einer relativ guten Präzision definieren (Abb. 24).
- b) Nach Deutschen Normen sind alle Kunststoffe brennbar. Ein sogenanntes „flammwidriges“ oder „selbstverlöschendes“ Verhalten, etwa nach ASTM, ersetzt nicht die Vorschriften nach DIN 4102.
- c) Betrachtet man Abb. 27 erkennt man, daß die Tragfähigkeit eines Kunststoffes Zeit- und Spannungsabhängig ist. Je höher die Spannung, desto kürzer die Dauerlast.
- d) Ebenfalls ist die Tragfähigkeit abhängig von Umgebungsmedien. Unter „Umgebungsmedien“ versteht man zum Beispiel Wasser, Luft, Säuren und Laugen.

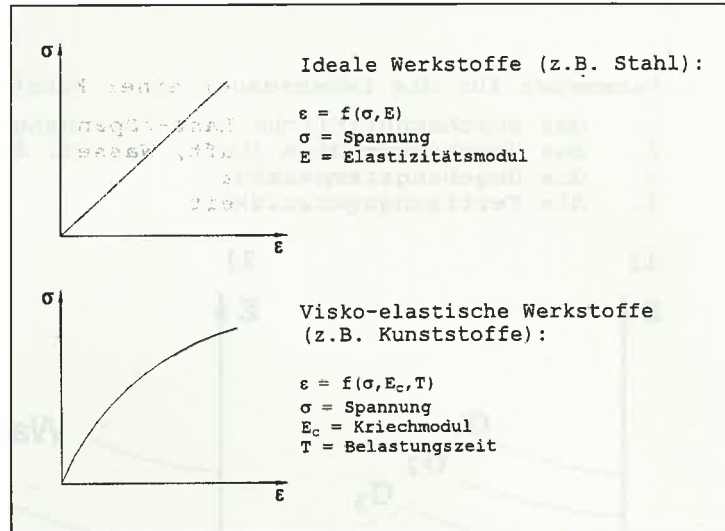


Abb. 25: Last-Durchbiegungsverhalten für ideale und viskoelastische Werkstoffe.

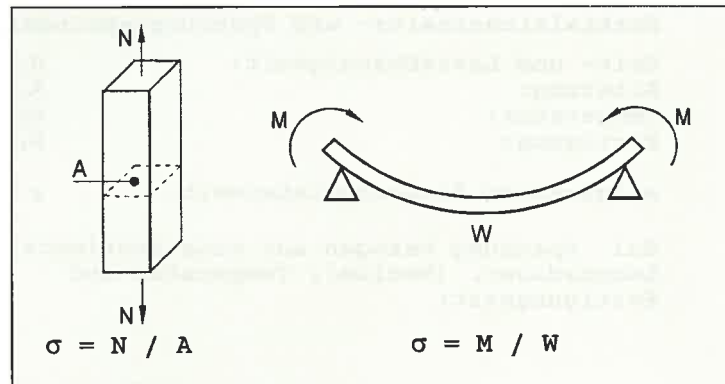


Abb. 26: Bauteilbemessung

Da man nicht einmal bei Trivialkonstruktionen in der Lage ist, bei vertretbarem Aufwand die Viskoelastizität ordnungsgemäß zu berücksichtigen, wird die Viskoelastizität und UV-Empfindlichkeit (als Beispiel) durch Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt, vgl. Abb. 27.

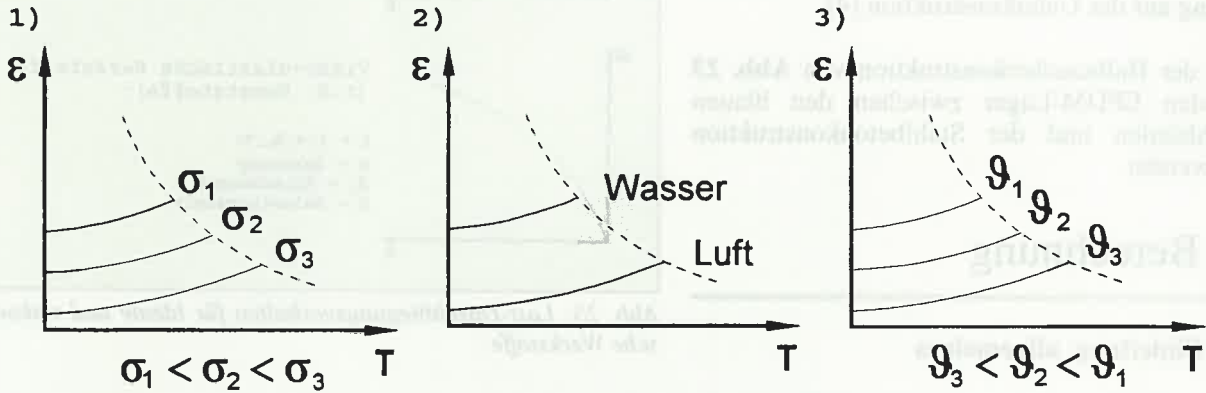
- e) Des weiteren ist die Tragfähigkeit temperaturabhängig. Hohe Dauertemperatur führt zu einer geringen Langzeittragfähigkeit.

Weil so viele Umgebungsfaktoren und Werkstoffzutaten die Tragfähigkeit beeinflussen, muß die Eignung einer neuen Zusammensetzung jeweils für den vorgesehenen Zweck untersucht werden. Da wir noch nicht in der Lage sind eine Kunststoffrezeptur auf Brauchbarkeit analytisch zu untersuchen, sind umfangreiche Versuche unumgänglich.

Die mechanischen Eigenschaften der in Abb. 24 aufgeführten Kunststoffe liegen an Größenordnungen tiefer als die des Baustahles. Die Eigenschaften der Kunststoffe müssen daher durch die Formgebung (Schalenkonstruktion etc.) kompensiert werden.

Parameter für die Lebensdauer einer Konstruktion:

1. das durchschnittliche Last-/Spannungsniveau
2. das Umgebungsmedium (Luft, Wasser, Säuren)
3. die Umgebungstemperatur
4. die Fertigungsgenauigkeit



Partialsicherheits- und Spannungsabminderungsbeiwerte:

Zeit- und Lastabhängigkeit:	$A_1 = 2,0 - 4,0$	(Versuch)
Alterung:	$A_2 = 1,2 - 2,0$	(Versuch)
Temperatur:	$A_3 = 1,1 - 2,0$	(Versuch)
Fertigung:	$A_4 = 1,2 - 3,0$	(Versuch)

allgemeiner Sicherheitsbeiwert: $s = 2,0$

Zul. Spannung bezogen auf eine bestimmte Lebensdauer, (Medium), Temperatur und Fertigungsart:

$$\text{zul. } \sigma = \frac{\sigma_{\text{kurz}}}{s \cdot A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4}$$

Abb. 27: Ableitung der zulässigen Spannungen über σ_{kurz} der allgemeinen Sicherheitsbeiwerte und der Teilsicherheitsbeiwerte.

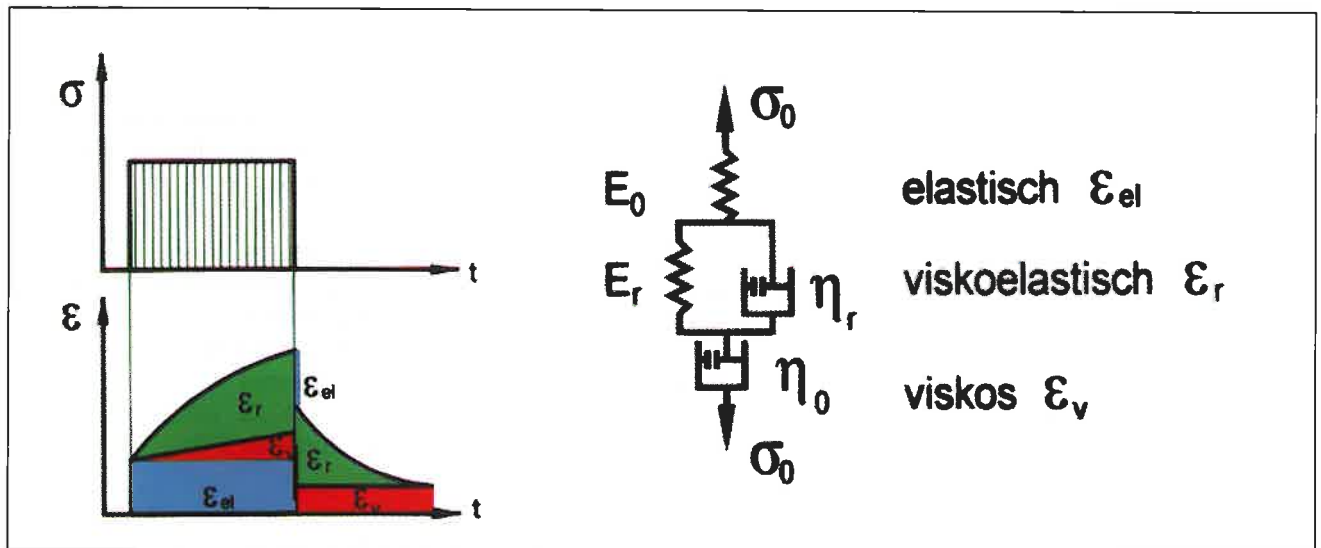


Abb. 28: Burger-Kelvin-Modell des viskoelastischen Verhaltens.

E_0, E_r = Federn für Hooke-Elastizität
 η_0, η_r = Dämpfungselemente für Newton'sches Fließen
 ϵ_{el} = spontane elastische Verformung
 ϵ_r = zeitabhängige reversible viskoelastische Verformung
 ϵ_v = zeitabhängige irreversible Verformung

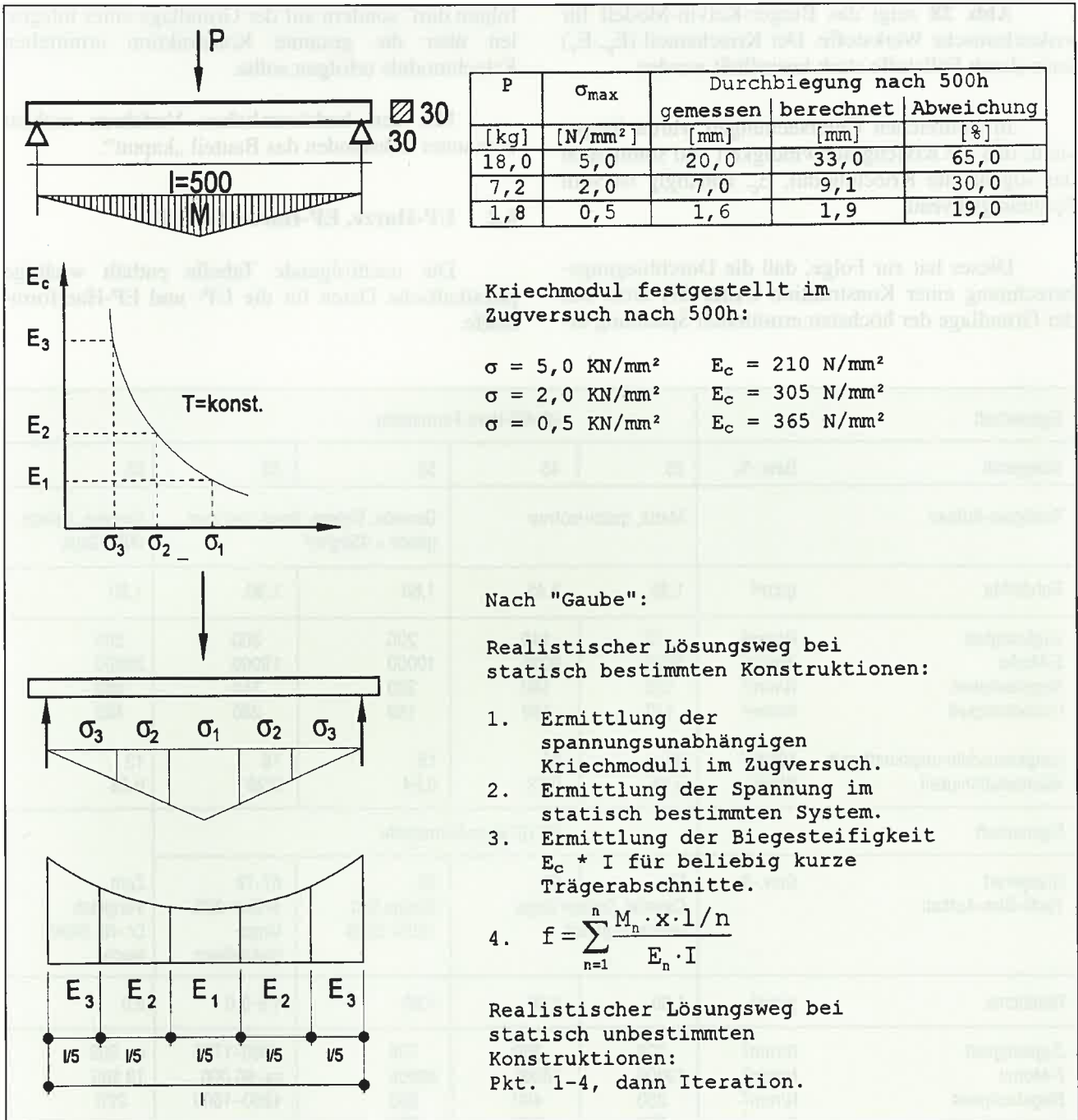


Abb. 29: Biege-Kriech-Versuch mit Hartpolyäthylen

Beispiel: Ermittlung der zulässigen Spannung eines

Wirrfaserlaminates, Typ M 1 nach
DIN 18820, Teil 1-4:

Kurzzeitfestigkeit
 $\sigma = 60 \text{ N/mm}^2$

Langzeiteinfluß nach **Tab. 2/DIN**
 $K_t = 1,6 \text{ (A1)}$

Alterung UV-Beständigkeit nach
Tab. 9/DIN:
 $K_u = 1,2 \text{ (A2)}$

Temperatureinfluß, K_v nach **Tab. 9**
 $K_v = 1,2 \text{ (A3)}$

Fertigung:
 $K_x = 1,1 \text{ (A4)}$

Allgemeiner Sicherheitswert
 $s = 2,0$

Zulässige Spannung

$$\sigma_{kurz} = \frac{60}{2 \cdot 1,6 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,1} = 11,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Abb. 28 zeigt das Burger-Kelvin-Modell für viskoelastische Werkstoffe. Der Kriechanteil (E_p , E_v) kann durch Füllstoffe stark beeinflusst werden.

In zahlreichen Untersuchungen wurde festgestellt, daß die Kriechgeschwindigkeit und somit auch der sogenannte Kriechmodul, E_c , abhängig ist vom Spannungsniveau.

Dieses hat zur Folge, daß die Durchbiegungsberechnung einer Konstruktion (**Abb. 29**) nicht auf der Grundlage der höchsten ermittelten Spannung er-

folgen darf, sondern auf der Grundlage eines integrierten über die gesamte Konstruktion ermittelten Kriechmoduls erfolgen sollte.

Mit den herkömmlichen Verfahren rechnet man unter Umständen das Bauteil „kaputt“.

6.2 UP-Harze, EP-Harze, GF-UP

Die nachfolgende Tabelle enthält wichtige physikalische Daten für die UP- und EP-Harzformstoffe.

Eigenschaft		UP-GF-Harz-Formstoffe				
Glasgehalt	Gew.-%	25	45	50	65	65
Textilglas-Aufbau		Matte, quasi-isotrop		Gewebe, Gelege, längs und quer gleich < 450g/m ²		Gewebe, Gelege 90% längs
Rohdichte	g/cm ²	1,35	1,45	1,60	1,80	1,80
Zugfestigkeit	N/mm ²	70	140	200	300	500
E-Modul	N/mm ²	5000	9000	10000	19000	28000
Biegefestigkeit	N/mm ²	120	180	220	350	550
Druckfestigkeit	N/mm ²	120	160	160	280	400
Längenausdehnungskoeffizient	10 ⁶ K ⁻¹	35	25	18	15	12
Wärmeleitfähigkeit	W/mK	0,15	0,23	0,24	0,26	0,26
Eigenschaft		EP-GF-Harz-Formstoffe				
Glasgehalt	Gew.-%	50	65	65	67-78	Zum Vergleich Cr.-Ni. Stahlblech
Textil-Glas-Aufbau		Gewebe, Gelege längs und quer gleich		Gelege fast 100% längs	S-Glas 92% längs Spezialharz	
Rohdichte	g/cm ³	1,60	1,80	1,80	1,8-2,0	8,0
Zugfestigkeit	N/mm ²	220	350	700	1300-1700	ca. 500
E-Modul	N/mm ²	10000	18000	30000	ca. 60 000	19 500
Biegefestigkeit	N/mm ²	280	400	800	1200-1600	220
Druckfestigkeit	N/mm ²	220	300	600		
Längenausdehnungskoeffizient	10 ⁶ K ⁻¹	18	15	12		
Wärmeleitfähigkeit	W/mK	0,24	0,26	0,26		

Tab. 2: Mechanische Kurzzeitennwerte für verstärkte EP- und UP-Harze [1]

Trivialberechnung in Anlehnung **Abb. 28** und **Abb. 29** unter Zugrundelegung der DIN 18820, Teil 1-4.

6.3 Thermoplaste

Berechnung im Trivialverfahren grundsätzlich wie vorher geschildert. Für geläufige Thermoplaste werden in **Tab. 3** und **Tab. 4** wichtige Daten beispielhaft angegeben.

Eigenschaften ¹⁾	Einheit	PVC-U	
	SI	PVC-E, PVC-SPVC-M	PVC-C
Mechanische Eigenschaften			
Rohdichte	g/cm ³	1,39	1,55
Zugfestigkeit	N/mm ²	50–65	75
Reißdehnung	%	20–50	10–15
Elastizitätsmodul	kN/mm ²	~ 3000	3500
Grenzbiegespannung	N/mm ²	70–110	125
Kugleindruckhärte (10s)	N/mm ²	110–130	155
Shore-Härte	(Test)	D 83–D 84	
Schlagzähigkeit	kJ/m ²	o.B.	> 20
Kerbschlagzähigkeit +20 °C	kJ/m ²	2–5	~ 2
	–20 °C	kJ/m ²	–
Izod Kerbschlagzähigkeit ISO 179	kJ/m ²	< 20	–
Thermische Eigenschaften			
Vicat-Erweichungstemp. B/50	°C	70-85	110
Therm. Längenausdehnungskoeff.	10 ⁻⁵ · K ⁻¹	7-8	6
Wärmeleitfähigkeit	W/mK	0,16	0,14
Elektrische Eigenschaften			
Spezif. Durchgangswiderstand	Ohm · cm	10 ¹⁵ –>10 ¹⁶	>10 ¹⁵
Oberflächenwiderstand	Ohm	~ 10 ¹³	–
Durchschlagfestigkeit (1 mm)	kV/m	20–50	
Dielektrizitätskonstante	(50–10 ⁶ Hz)	3,2–3,7 bis 2,9–3,2	
Dielektrischer Verlustfaktor	(50-10 ⁶ Hz)	0,011–0,015 eingefärbt 0,02–0,03.	
Kriechstromfestigkeit		KA 2–3b, KB, KC 300–>600	
Wasseraufnahme	mg/4Tage	E:14-18; S,M:3-4	2

Tab. 3: Mechanische Kurzzeiteigenschaften für PVC-Hart [1].

Trivialberechnung in Anlehnung an **Abb. 27** und **Abb. 29** unter Zugrundelegung Richtlinie DVS 2205, Teil 1.

Eigenschaften		Polyethylen		
Bezeichnung	Einheit	PE-LD ²⁾	PE-HD ²⁾	PE-UHMW
		niedrige Dichte	hohe Dichte	extrem hochmolekul
Dichte bei 23°C	g/cm ³	≤ 0,920	≤ 0,954	0,935
Schmelzindex MFV	g/10 min	22-0,1	8-0,4	-
190/2,16	g/10 min	88-0,4	30-0,2	<0,01
190/5	g/10 min	-	-	-
230/2,16	g/10 min	-	-	<0,1
230/5	g/10 min	-	-	-
Volumen-Fließindex	cm ³ /10 min	-	40-0,4	-
MV(10) 190/5	cm ³ /10 min	-	-	-
230/2,16				
Kristallit-Schmelzbereich	°C	105-110	130-135	135-138
Mechanische Eigenschaften				
Streckspannung	N/mm ²	8-10	20-20	>20
bei 23°C	N/mm ²	~2	4-6	8
bei 80°C				
Dehnung bei Streckspannung	%	20	12	20
Reißdehnung	%	~600	400-800	>350
Grenzbiegespannung	N/mm ²	7-10	30-40	30-40
Torsionssteifheit	N/mm ²	60-90	~400	250
Schubmodul ³⁾	N/mm ²	100-200	700->1000	~300
bei 23°C	N/mm ²	30-100	400-900	~150
bei 50°C	N/mm ²	<10	80-200	--
bei 100°C				

Tab. 4: Mechanische Kurzzeiteigenschaften für die wichtigsten Polyolefine (Polyethylen, PE, Polypropylen, PP). [1]

Trivialberechnung in Anlehnung an **Abb. 27** und **Abb. 29** unter Zugrundelegung Richtlinie DVS 2205, Teil 1.

6.4 Berechnung von Elastomeren

Hier verweise ich auf die einschlägige Literatur, insbesondere [4].

Das Gebiet ist überwiegend durch Prüfzeichen und allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen geregelt.

Andererseits liegen auch gute Erfahrungen über Einsatzfälle vor, bei denen die Belastungen zum Teil weit über den angegebenen zulässigen Werten lagen; die volle Werkstoff- und Festigkeitsausnutzung mit einer für jeden Einsatzfall erforderlichen Sicherheit kann deshalb erst durch Prüfungen ermittelt werden, die die jeweiligen Anforderungen berücksichtigen.

Darüber hinaus sind allgemein gültige Aussagen über zulässige Belastungen, wie sie hier als Anhaltswerte gegeben werden, nur für einfache geometrische Federkörper, wie Quader, Zylinder, Hohlzylinder und dergleichen möglich, weil sich nur bei diesen Elementen die Abhängigkeit der Druckfederung von der Gestalt (Formfaktor) einigermaßen genau rechnerisch ermitteln lässt.

Bei allen anderen Federungselementen mit komplizierter Geometrie lassen sich die Druck-Federungskurven bei der Konstruktion nur abschätzen, sie müssen durch Prüfungen an Fertigteilen oder durch Modelluntersuchungen ermittelt werden. Auch lassen sich die zulässigen Belastungen für diese „durch-

Polypropylen ²⁾				Verstärkte Homopolymere			
Homopolymere PP-H ⁴⁾		Block-Copolymere PP-B ⁴⁾		Talkum	Glaskugeln	Glasfasern normal	Glasfasern chem. gekuppelt
leicht fließend	schwer fließend	leicht fließend	schwer fließend	20/40%	20%	20-30%	20-30%
0,912-0,906	0,903-0,898	0,910-0,904	0,910-0,890	1,04-1,23	1,03	1,05-1,14	1,05-1,14
-	-	-	-	-	-	-	-
(90) ⁵⁾ -3	8-0,5	(60) ⁵⁾ -5	5-0,4	3-4	-	2-3,5	2
(50) ⁵⁾ -2	5-0,35	(35) ⁵⁾ -2	2,1-0,3	1,5-2,5	-	0,8-2,2	0,8
-8	18-2	(140) ⁵⁾ --10	9-1,0	7-11	4	4-2,2	4
-	-	-	-	-	-	-	-
70-2	7-0,4	-	-	3,1-2,2	-	2,8-2,4	-
165-160	160-155	165-160	165-160				
42-35	34-22	32-20	26-18	29-32 ⁷⁾	28	40 ⁷⁾	70-87 ⁷⁾
-	-	-	-	25	-	26	>40
(<10)	20	(10-15)	13-17	(60 °C) ⁷⁾	-	(60 °C) ⁷⁾	(60 °C) ⁷⁾
10-700	500-800	20-500	400-900	150/8	170	5	5
41-38	30-26	32-26	27-20	27/55	32	50-60	80-85 ⁹⁾
500-460	480-380	450-180	380-175	50/630	370	620	690
900-700	700-350	750-600	600-330	1200/2000	-	1200/1400	-
~450	-	-	-	23 °C: 2600	1500	2400/5000	<5500 ⁸⁾
~250	-	-	-	80 °C: 900	-	-	<4300

dachteren“ Federungskörper nur durch entsprechende Dauerstandsprüfungen festlegen.

6.5 FEM-Berechnung

Wie im herkömmlichen Bauwesen sind die meisten Kunststoffkonstruktionen „Unikate“. Für wiederkehrende Konstruktionen, etwa für allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen lohnt es sich natürlich etwas ausgefeiltere Rechenmethoden zu benutzen.

Literatur

- [1] Saechtling: Kunststoffaschenbuch, 25. Ausgabe, Carl Hanser Verlag, 1992
- [2] Menges: Einführung in die Kunststoffverarbeitung. Carl Hanser Verlag, 1979
- [3] Kunststoffe Hoechst, Ruhr Hostalen GM 5010, T 2 Hostalen GM 7040, G
- [4] Battermann, Köhler: Elastomere Federung, elastische Lagerungen, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn

IMPRESSUM

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Ittenbach

Technische Korrespondenten:

Baden-Württemberg

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

Bayern:

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

Berlin:

Dipl.-Ing. J.-Eberhard Grunenberg, Berlin

Brandenburg:

Prof. Dr.-Ing. habil. Dieter Füg, Groß Gaglow

Bremen:

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen

Hamburg:

Dr.-Ing. Martin Weber, Hamburg

Hessen:

Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hurtienne, Lohfelden/Kassel

Mecklenburg-Vorpommern:

Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger, Wismar

Niedersachsen:

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dr.-Ing. Hubert Verheyen, Bad Kreuznach

Saarland:

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen:

Prof. Dr. sc.techn. Lothar Schubert, Leipzig

Sachsen-Anhalt:

Dipl.-Ing. Dieter Beyer, Magdeburg

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel, Pinneberg

Thüringen:

Dr.-Ing. Helmut Löwe, Gotha

Druck:

Vogel-Druck, Würzburg

DTP:

DAGE · Gerda Eiselein
Frankenstraße 1 · 97222 Rimpf

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagungen der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik gehalten worden sind.

Der Inhalt der veröffentlichten Artikel stellt die Erkenntnisse und Meinungen der Autoren und nicht die des Herausgebers dar.

„Der Prüfmgenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.
Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

