



Der Prüferingenieur

10 April 1997

Seite 5

Geprüfte bautechnische Nachweise
als Grundlage der Baugenehmigung?

Seite 12

Wechselwirkungen zwischen Boden und
Bauwerk aus bergbaulicher Einwirkung

Seite 24

Planung und Bau von Großbrücken
aus der Sicht einer Bauunternehmung

Seite 32

Kunststoffe sind und bleiben Baustoffe
der Gegenwart und der Zukunft

Seite 62

Berechnung der Momente von Stahlbetonplatten
mit Finite-Element-Programmen

EDITORIAL

Dr.-Ing. Gerhard Feld
Geprüfte bautechnische Nachweise
als Grundlage der Baugenehmigung? **5**

NACHRICHTEN

NRW: Standsicherheitsprüfung wird von Hürden behindert **7**
Arbeitstagung der BVPI vom 21. bis 23. September in Rostock **8**
Dipl.-Ing. Otto Lennertz wurde 75 Jahre alt **9**
BVPI-Präsident im Engeren Vorstand des DAfStb **10**
Vorträge über EC 5 am 13. Oktober in Harburg **11**

GEOTECHNIK

Dr.-Ing. Hermann Schmidt-Schleicher
Wechselwirkungen zwischen Boden und
Bauwerk aus bergbaulicher Einwirkung **12**

BRÜCKENBAU

Dr.-Ing. Chr. Schliephake
Planung und Bau von Großbrücken
aus der Sicht einer Bauunternehmung **24**

KUNSTSTOFFE

Prof. Dr. Werner Klöker
Kunststoffe sind und bleiben Baustoffe
der Gegenwart und der Zukunft **32**

SOFTWARE-ANWENDUNG

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Schaper,
Dipl.-Ing. (FH) Herbert Schole, Dipl.-Ing. Klaus Trippe
Berechnung der Momente von Stahlbetonplatten
mit Finite-Element-Programmen **62**

IMPRESSUM **78**

Geprüfte bautechnische Nachweise als Grundlage der Baugenehmigung?

Unter der Rubrik „Editorial“ sind bereits mehrfach Ausführungen zu unterschiedlichen Entwicklungen und Fortschreibungen der einzelnen Landesbauordnungen und damit auch zur Handhabung von Baugenehmigungsverfahren im „Prüfingenieur“ erschienen.

Fachleute, die ihre Erfahrung aus vielfältigen Planungen, aus der Realisation von Bauvorhaben und aus baubegleitenden Prüfaufgaben gewonnen haben, wünschen sich – wie allgemein gefordert – neben der Vereinfachung von Genehmigungsverfahren eine Vereinheitlichung der Bauordnungen in der Bundesrepublik und eine Rückbesinnung auf Inhalte und Verfahren, die angemessen und sachdienlich sind. Diese Ziele können nur mit der Unterstützung dieser Fachleute, von berufsständischen Organisationen und nicht zuletzt mit Hilfe der Kammern, zusammengefaßt in der Bundesingenieur- bzw. in der Bundesarchitektenkammer, erreicht werden.

Praktisch wird von vielen Bauordnungsämtern im Sinne der Vereinfachung – wie auch von der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik angeregt – eine Entkopplung von baurechtlicher und bautechnischer Prüfung und Genehmigung vollzogen.

Auf diese Weise werden Genehmigungsverfahren verkürzt, Bauherren und Investoren erhalten möglichst kurzfristig eine Entscheidung über die Genehmigungsfähigkeit geplanter Bauvorhaben und damit Planungssicherheit. Bei dieser Vorgehensweise enthält die ausgesprochene Baugenehmigung Auflagen derart, daß vor der jeweiligen Bauausführung von Bauabschnitten oder Bauteilen die Prüfung bautechnischer Nachweise und der zugehörigen Ausführungspläne abgeschlossen sein muß.

Dieses Verfahren ist prinzipiell zu begrüßen, allerdings müssen die eingereichten Entwurfspläne eine Qualität haben, die eine baurechtliche Beurtei-



Dipl.-Ing. Gerhard Feld
Vorsitzender der Vereinigung
der Prüfingenieure für Baustatik
im Land Bremen

lung erlaubt. Das bedeutet, daß wesentliche Belange der Tragwerksplanung (Abmessungen tragender Teile, Baustoffe) berücksichtigt worden sind.

Nachteilig bei diesem Verfahren ist, daß die Zeit für die baureife technische Bearbeitung wesentlich verkürzt wird und daß Bauherren evtl. dazu verleitet werden, über das „Wie“ und „Wann“ der technischen Bearbeitung erst nach Erteilung der Baugenehmigung nachzudenken beginnen.

Alternativvorschlag:

Mit dem Bauantrag werden die Ergebnisse statischer Voruntersuchungen (Grundlagenermittlung, Vor- und Entwurfsplanung) mit vorgelegt und zwar:

- 1) Übersichtspläne zum Tragwerk mit Angabe der Abmessungen tragender Teile, der Verkehrslasten, der Art und Güte der Baustoffe sowie Besonderheiten der Konstruktion.
- 2) Ausführliche Konstruktionsbeschreibung aus der Sicht der Tragwerksplanung einschl. Behandlung der Gründungsfrage, gegebenenfalls mit Vorlage eines Baugrund- bzw. Gründungsgutachtens.

Ob diese Unterlagen bereits einem Prüfingenieur für Baustatik zu einer 1. Stellungnahme vorgelegt werden, kann fallweise durch die Untere Bauaufsicht entschieden werden.

Zum Tragwerk werden somit die Ergebnisse der Bearbeitung aus den Leistungsphasen der Planung vorgelegt, die vor der eigentlichen Genehmigungsplanung (prüffähige stat. Berechnung etc.) liegen.

Doppelbearbeitungen und Doppelprüfungen der Genehmigungsplanung, z.B. als Folge von Sondervorschlägen durch den durchgeführten Wettbewerb, werden vermieden.

Gleichwohl werden mit der Vorlage der Übersichtspläne und der Konstruktionsbeschreibung die Tragwerksstrukturen einschl. der bauphysikalischen Merkmale grundsätzlich beschrieben und festgelegt. Dies kann nur das Ergebnis der Bearbeitung durch einen Tragwerksplaner sein.

Baugenehmigungszeiten werden mit diesem Verfahren verkürzt, gleichzeitig werden damit wichtige Vorbereitungen getroffen, die nach der Baugenehmigung einen zügigen, problemlosen Übergang zu der Bearbeitung der folgenden Leistungsphasen – Genehmigungsplanung und Ausführungsplanung zum Tragwerk – erlauben.

Soweit dieses Verfahren in der Vergangenheit bereits im Prinzip schon so praktiziert wurde, wird es durch die ergänzenden Unterlagen zur Darstellung des Tragwerks zeitlich nicht verlängert. Allerdings werden die Genehmigungsgrundlagen für die baurechtliche Bewertung wesentlich verbessert.

Die dargestellte Qualität der mit einzureichenden Übersichtspläne zum Tragwerk sind auch für die brandschutztechnische Beurteilung hilfreich.

Bauordnungsämter, die sich bisher mit diesem sachdienlichen „liberalen“ Verfahren noch nicht anfreunden konnten, erhalten hiermit vielleicht einen Denkanstoß.

Im Lande Bremen wird die Möglichkeit, bautechnische Unterlagen nach der Baugenehmigung dem Baufortschritt entsprechend nachzureichen und zu prüfen seit vielen Jahren praktiziert. In der neuen Landesbauordnung wird dieses Verfahren in dem § 68 der Brem.LBO beschrieben.

Werden bei dieser liberalen Verfahrensweise künftig die Leistungsphasen 1 bis 3 der Tragwerksplanung nicht in ausreichender Qualität bearbeitet und dokumentiert, müßte die Regelung des Landes Hessen praktiziert werden, wonach mit einer Grundsatzstatik die notwendige Standsicherheit der wesentlichen tragenden Teile nachgewiesen und geprüft sein muß, bevor eine Baugenehmigung ausgesprochen werden kann.

Sachgerechte Vereinfachungen im Genehmigungsverfahren sind möglich. Inhalte und Verfahren müssen von Fachleuten bestimmt werden.

Nordrhein-Westfalen überprüft die neuen Bauvorschriften

Stand sicherheits-Prüfung durch Sachverständige wird von Hürden behindert

Bei den Entwurfsverfassern bestehen noch große Unsicherheiten bei der Anwendung der neuen Landesbauordnung

Die Überprüfung der neuen nordrhein-westfälischen Landesbauordnung von 1995, die mit der Absicht, die Zweckmäßigkeit der neuen Vorschriften auch und vor allem bezüglich der neuen „Staatlich anerkannten Sachverständigen“ zu verifizieren oder zu falsifizieren, hat zu einer Zwischenbilanz geführt, die die Prüflingenieure des Landes nicht überrascht hat: Unsicherheiten und Unkenntnisse sowohl bei den Auftraggebern als auch bei Auftragnehmern haben die Prüfung der Stand sicherheit durch die neuen Staatlich anerkannten Sachverständigen mit mehr Hürden behindert, als sie es bei ihrer Tätigkeit als Prüflingenieur für Baustatik gewohnt waren, und es wird deutlich, daß die Aufteilung in viele zuständige Sachverständige die Fehlerhäufigkeit erhöht.

Die Überprüfung der neuen Landesbauordnung, die seit dem 1. Januar 1996 in Kraft ist, hat in erster Linie nicht das Ziel, die Frage zu beantworten, ob und inwieweit die neuen Regelungen zu einem Absinken der Bauqualität führen, weil es dazu naturgemäß noch zu früh ist, sondern es ist das Ziel des Ministers und auch der Legislative, festzustellen, ob die wesentliche Erweiterung des Prinzips der privatwirtschaftlichen sachverständigen Prüfung und Überwachung durch sogenannte staatlich anerkannte Sachverständige sich in dem Sinne bewähren wird, wie das Parlament des Landes es gewollt hat.

Deshalb geht es bei den vom zuständigen Ministerium für Bauen und Wohnen abgefragten Erfahrungen aus dem vergangenen Jahr vor allem um verfahrenstechnische Probleme bei der Umsetzung der neuen Bauordnung und der zu ihr gehörenden neuen Sachverständigenordnung in die Praxis.

Probleme gibt es, das hat die Aktion des Ministers schnell gezeigt, zuhauf. Vor allem die Staatlich anerkannten Sachverständigen können darüber ein leidvolles Lied singen, weil sie täglich feststellen müssen, daß durch die komplizierte Aufgabenverteilung mit ihren vielen Verantwortlichen nicht nur bei den zuständigen Behörden, sondern auch bei so manchen Entwurfsverfassern und Planern noch immer eine große Unkenntnis und Verunsicherung über die richtige und regelgerechte Anwendung der neuen Bauordnung herrschen. Wer von den nicht wenigen Betroffenen in dieser Hinsicht auf die nun endlich mit vierzehnmonatiger Verspätung erschienenen Verwaltungsvorschriften zur Landesbauordnung gehofft hatte, der muß allerdings enttäuscht feststellen, daß sie bei weitem nicht alles enthalten, was man von ihnen erwartet hatte. So sehen vor allem die für die Prüfung des baulichen Brandschutzes zuständigen Sachverständigen einen

großen Teil der sie betreffenden Fragen weiterhin ungelöst. Aber auch bei der Prüfung der Stand sicherheit wird die Arbeit der Staatlich anerkannten Sachverständigen durch mehr Hürden behindert, als sie es bei ihrer Tätigkeit als Prüflingenieur für Baustatik gewohnt sind.

Bemerkenswert an den bisherigen Ergebnissen der LBO-Überprüfung ist auch, daß alle in jüngster Zeit bekannt gewordenen Schadensfälle ausschließlich solche Bauvorhaben betreffen, die nach der alten Landesbauordnung von 1984 – und zwar vor allem nach den freistellenden Vorschriften für kosten- und flächensparendes Bauen – genehmigt worden sind. Im übrigen soll die jetzt laufende Erfahrungssammlung auch Erkenntnisse für den bis Ende dieses Jahres auszuarbeitenden Entwurf für eine neuerliche Novellierung der BauONW '95 liefern.

Im Ministerium läuft zur Zeit das letzte Anerkennungsverfahren für Prüflingenieure für Baustatik, das ab dem 30. September 1997 in die Hände der Ingenieurkammer-Bau NW gelegt wird.

Otto Lennertz

Internationales Stahl-Symposium in Berlin

Architekten aus Europa und Australien berichten bei einem Internationalen Symposium über „Architektur & Stahl“, das die Europäische Konvention für Stahlbau (EKS) und der Deutsche Stahlbauverband (DST) vom 12. bis 14. Juni im Hotel InterContinental in Berlin durchführen, über ihre Arbeit mit Stahl. Es sprechen: Sir Norman Foster, Peter Cox, Peter P. Schweger, Nicholas Grimshaw, Dominique Perrault und Meinhard von Gerkan.

Der Grundbetrag für die Teilnahme kostet rund 600 DM. Auskünfte und Anmeldungen beim Deutschen Stahlbauverband (Fax: 02 21/77 31-1 21).

Landesvereinigung Thüringen

21 Prüfindingenieuren wurde die Anerkennung verlängert

Weiterbildung zu den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonflachdecken

Aus der Vereinigung der Prüfindingenieure für Baustatik in Thüringen wird gemeldet, daß

■ der thüringische Minister für Wirtschaft und Infrastruktur 21 Prüfindingenieuren für Baustatik des Landes die Anerkennung antragsgemäß verlängert hat, wobei Ministerialdirigent Dipl.-Ing. Schmidt, der die entsprechenden Urkunden ausgehändigt hat, die bisher geleistete Arbeit der Prüfindingenieure gewürdigt und der Hoffnung Ausdruck verliehen hat,

daß die Prüfindingenieure auch in Zukunft ihr Engagement für das Bauwesen fortsetzen werden,

■ im Thüringer Staatsanzeiger Nr. 34/1996, Seite 1624, die Einführung des Eurocode 5 in Verbindung mit der Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1995 -1-1 – in der Fassung vom Februar 1995 bekanntgegeben worden ist, die Mitteilung Nr 2 zum Problem Lastannahmen für Bauten, Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungs-

anfälligen Bauwerken gemäß DIN 1055, Teil 4, Ausgabe August 1967, die mit dem Landesverwaltungsamt (Ref. 213 – Bauaufsicht/Bautechnik) und der Vereinigung der Prüfindingenieure für Baustatik in Thüringen abgestimmt worden ist, bekanntgegeben wurde,

■ Mitte Januar anlässlich der Mitgliederversammlung der Landesvereinigung die pflichtgemäße Brandschutzschulung für alle Prüfindingenieure des Landes stattgefunden hat, und daß

■ Prof. Dr.-Ing. habil. Ackermann von der Bauhaus Universität in Weimar ein Angebot zur Weiterbildung zu den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonflachdecken hinsichtlich der Formänderung unterbreitet und daß ein entsprechender Veranstaltungstermin noch vereinbart werden wird.

Dr.-Ing. Helmut Löwe

Arbeitstagung der BVPI vom 21. bis 23. September in Rostock

Mit einer gewohnt umfangreichen und fachlich sehr attraktiven Themenliste wird die 1997er Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfindingenieure für Baustatik vom 21. bis 23. September in Rostock durchgeführt werden. Ein komplexes Thema des Vortragsprogramms wird die Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk darstellen. Hierzu referieren Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk und Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch. Weiterhin sind Referate vorgesehen über Fragen der Gefügetechnik, über die Wand als ganzes Tragelement, und über Möglichkeiten des Kostensparenden Bauens unter dem Aspekt der Sicherheit.

Zum Thema „Glas im Bauwesen“ können wir einen Vortrag von Landesbaudirektor Dipl.-Ing. H. Charlier ankündigen. Die neuen Vorschriften für den Holz-Leimbau stellt Prof. Dr.-Ing. Brüninghoff vor. Und über Entwicklungen im Verbundbau wird Dipl.-Ing. W. Kurz referieren.

Auskünfte zur nächsten Arbeitstagung gibt die BVPI-Geschäftsstelle, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg, Tel.: 0 40/ 3 50 09-350, Fax: 0 40/35 35 65.

Die Arbeitstagungen 1998, 1999 und 2000 werden übrigens voraussichtlich in Bremen, Sachsen-Anhalt und Bayern sein.

Am 10. Oktober in Dresden

Seminar über die Nachweisführung bei außergewöhnlichen Bauwerken

„Probleme der Nachweisführung bei außergewöhnlichen Bauwerken“ werden anlässlich des 1. Dresdener Baustatik-Seminars behandelt, das vom Lehrstuhl für Statik der Fakultät Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Dresden und von der Vereinigung der Prüfindingenieure für Baustatik in Sachsen am 10. Oktober 1997 in Dresden durchgeführt wird. Einladungen können an der TU Dresden, Lehrstuhl für Statik, Mommsenstr. 13, 01062 Dresden, Tel.: 03 51/4 63 43 86, Fax: 03 51/4 63 70 86 angefordert werden.

Am 7. Oktober 1997 in Kaiserslautern

Seminar über den Eurocode 1 und seine Anwendung

Alle Abschnitte der Norm werden theoretisch und praktisch behandelt

Am 7. Oktober veranstalteten die Landesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik und die Kammer der Beratenden Ingenieure des Landes Rheinland-Pfalz in Kaiserslautern ein Seminar über den Eurocode 1. Mit geringfügigen Modifizierungen ist diese Veranstaltung die Wiederholung eines äußerst erfolgreichen Seminars gleichen Inhalts, das die Bundesvereinigung Anfang September 1996 in der Technischen Universität Hamburg-Harburg durchgeführt hatte. Damals kamen – Beweis für die Wichtigkeit des Themas – mehr als 300 Teilnehmer.

Auch das neue, ganztägige Seminar in Kaiserslautern wird alle Abschnitte der Norm vertieft behandeln und dazu als Referenten nahezu alle Fachleute versam-

meln, die maßgeblich an der Entstehung und Formulierung dieser Norm mitgewirkt haben. Neben den Grundlagen des Tragwerksentwurfs nach Eurocode 1 (Prof.

Dr. Ing. Gerhard Sedlacek) und der Berechnung und Bemessung (Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg) werden der Präsident der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik, Dr.-Ing. Günter Timm, „Wichte, Eigengewicht und Nutzlast“, Dr.-Ing. Manfred Gränzer die „Schneelasten“ und Dr.-Ing. M. Horstmanns die „Windeinwirkungen“ behandeln. Nachmittags werden diese Themen anhand praxisnaher Beispiele vertiefend besprochen. Die Teilnahme an dem Seminar kostet 250 Mark.

Ergänzende Informationen vermittelt die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg (Fax: 0 40/35 35 65) und die Kammer der Beratenden Ingenieure in Rheinland-Pfalz, Im Euler 9, 55129 Mainz (Fax: 0 61 31/59 20 90).

Dipl.-Ing. Otto Lennertz wurde 75 Jahre alt

SEHR HERZLICH hat der Präsident der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik, Dr.-Ing. Günter Timm (links), einem der Nestoren der deutschen Prüferingenieure, dem Beratenden Ingenieur Otto Lennertz gratuliert, der Ende vergangenen Jahres sein 75. Lebensjahr vollendete.

Anlässlich einer Feierstunde, die von der Ingenieurkammer Bau von Nordrhein-Westfalen in Düsseldorf für Lennertz arrangiert worden ist, in deren Vorstand Lennertz seit Anbeginn tätig ist, hob Timm die besonderen berufspolitischen und fachlichen Verdienste seines langjährigen Kollegen hervor. Mit dem Blick auf die „Leichtfertigkeit, mit der manche junge Berufskollegen ihren EDV-Programmen vertrauen“, sagte Timm zu Lennertz: „Wenn wir alle so gute Konstrukteure wären wie Sie, dann bräuchten wir unsere Computer nur noch zur Bestätigung.“

Otto Lennertz ist seit 39 Jahren als Beratender Ingenieur selbstständig und seit 1961 Prüferingenieur für Baustatik. Er hat sich, wie Kammerpräsident Heinz Peter Funcke sagte, in dieser Zeit den Ruf erworben, die „personifizierte Zuverlässigkeit“ zu sein, und er hat sich in den Vorständen der nordrhein-westfälischen Landesverbände des Verbandes Beratender Ingenieure, des Verbandes Freier Berufe, der

Ingenieurkammer des Landes und als langjähriger Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik in NRW hervorragende berufspolitische Verdienste erworben, und zwar, wie der Vorsitzende des nordrhein-westfälischen Verbandes Freier Berufe, Dr. med. Horst Bourmer, anmerkte, „engagiert und gleichzeitig unpräzedenziös, stets bestens informiert und hart in der Sache“.



BVPI-Präsident Timm wurde in den „Engeren Vorstand“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton gewählt

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Dr.-Ing. Günter Timm, ist als Vertreter der Beratenden Ingenieure und der Prüfm Ingenieure in den neuen, sogenannten Engeren Vorstand des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) gewählt worden. Die Wahl erfolgte vor dem Hintergrund einer völligen Neuordnung der gewohnten Organisationsstruktur dieses fachlich sehr renommierten Ausschusses, in dem alle am Bauen mit Stahlbeton interessierten Gruppierungen, nämlich: Bauherren und Bauaufsicht, Baustoffindustrie und Bauwirtschaft, Wissenschaft, Beratende Ingenieure und Prüfm Ingenieure, die einschlägigen Normungsorganisationen und persönlich berufene Einzelmitglieder zusammenarbeiten, um die wissenschaftliche Erforschung und die praktische Anwendung der im Stahlbeton-

und Spannbetonbau verwendeten Baustoffe zu fördern.

Der Engere Vorstand ist das eigentliche Führungsgremium des DAfStb, dem dessen Leitung und die Planung der Haupttätigkeiten obliegt. Ihm gehört jeweils ein Vertreter der Bauherren, der Bauaufsicht, der Baustoffindustrie, der Bauwirtschaft, der Wissenschaft und der Beratenden Ingenieure respektive der Prüfm Ingenieure an. Der Engere Vorstand besteht aus insgesamt sieben Mitgliedern und wird für drei Jahre gewählt

Die neue Geschäftsordnung erlaubt jetzt auch die Einzelmitgliedschaft im DAfStb. Hiermit wird interessierten Ingenieuren die Gelegenheit gegeben, unmittelbar an der Entwicklung beteiligt und informiert zu werden, was besonders für Prüfm Ingenieure von großem Interesse sein dürfte.

Auf privatrechtlicher Basis

Beton- und Schallprüfstellen werden vom VMPPA geführt

Die Liste der Betonprüfstellen W (also derjenigen Betonprüfstellen, die vorwiegend im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle und der Eigenüberwachung für betonherstellende Unternehmen tätig werden) sowie die Liste der Schallprüfstellen der Gruppe II (das sind die Schallprüfstellen, die für die Güteprüfung des Schallschutzes nach DIN 4109 an ausgeführten Bauwerken vorgesehen sind) werden ab dem 1. Januar dieses Jahres vom Verband der Materialprüfungsämter (VMPPA) auf privatrechtlicher, kostendeckender Grundlage geführt und im nächsten Heft des „Prüfm Ingenieurs“ veröffentlicht. Die Anträge auf Aufnahme in die Listen sind zu richten an den Verband der Materialprüfungsämter e.V., Rudower Chaussee 5, Haus 13.7, 12484 Berlin, Fax: 0 30/67 05-91 95.

Der Entwurf der neuen E DIN 1045 -1 ist erschienen

Einsprüche werden bis zum 15. August erbeten

Im Februar dieses Jahres ist die neue Norm DIN 1045 -1 im Gelbdruck erschienen. Die Einsprüche und Kommentare zu dieser Norm können bis zum November 1997 an das Deutsche Institut für Normung gerichtet werden. Die DIN 1045 -1 wurde erstellt, um die Bemessung von Beton, Stahl- und Spannbeton nach dem probabilistischen Bemessungskonzept entsprechend des EC 2 vornehmen zu können.

Der Entwurf wird in den kommenden Wochen in der Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik diskutiert werden, um dem DIN eine gemeinsam erarbeitete Kommentierung zur Verfügung stellen zu können. Betraut wurden hiermit die Technischen Koordinierungsausschüsse der Länder. Jeder Prüfm Ingenieur ist aufgefordert, seine Kommentare dem Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure (BVPI) zuzu-

senden. Nur die Anwendung in der Praxis zeigt noch versteckte Mängel einer Norm. Die Einspruchsmöglichkeit sollte also genutzt werden.

Die BVPI bittet ihre Mitglieder, ihre Kommentierung bis zum 15. August 1997 per Fax oder Post an die Geschäftsstelle (Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg, Fax: 0 40/35 35 65) zu senden.

16. Steinfurter Stahlbauseminar in Rheine

Aktuelles über die Konstruktion von Stahlbauten

Schwingungsprobleme, Verbundstützen-Bemessung, Tragwerks-Optimierung

Das traditionelle Steinfurter Stahlbauseminar findet am 18. Juni statt – allerdings, wegen Umbauarbeiten in der Fachhochschule Münster, dieses Mal in der Stadthalle von Rheine (Kreis Steinfurt).

Das bereits 16. Seminar dieser Art, das vom Lehrgebiet Stahlbau und Festigkeitslehre der Fachhochschule Münster (Professor Rudolf Hacken) durchgeführt wird, richtet sich, wie in den vergangenen Jahren auch, an alle Ingenieure, die mit der Planung, der Konstruktion, der Berechnung und der Ausführung von Stahlbauten befaßt sind, aber auch an die Kontrollorgane der Bauaufsicht.

Inhaltlich geht es in diesem Seminar um

- Regelungen und Nachweisformate für Schweißnahtverbindungen,
- Schwingungsprobleme im Stahlbau,
- die Stahlkonstruktion des Commerzbank-Gebäudes in Frankfurt, des höchsten Geschoßbaus in Europa,
- die Bemessung von Verbundstützen nach DIN 18800, Teil3,

- die Schalenstabilität bei Tankbehältern, Silos und turmartigen Stahlkonstruktionen,
- die Gewichts- und Spannungsoptimierung von Stahl-Tragwerken und letztlich auch um
- den konstruktiven Glasbau.

Auskünfte erteilt und Anmeldungen nimmt entgegen die Fachhochschule Münster, Abt. Steinfurt, Sekretariat Fachbereich 03, Stegerwaldstraße 39, 48565 Steinfurt (Fax: 0 25 51/9 62-1 20).

„TECHTEXTIL“ mit Vorträgen über textilbewehrten Beton

Mit zwei ganzen Vortragstagen über „Textilbewehrten Beton“ und über „Textile Architektur“ wartet die diesjährige „Techtextil“ auf, die als das „8. Internationale Techtextil-Symposium für technische Textilien und textilarmierte Werkstoffe“ vom 12. bis zum 14. Mai 1997 auf dem Frankfurter Messegelände veranstaltet wird. Fachlicher Träger des Vortragstages über textilbewehrten Beton ist der Deutsche Betonverein. Die insgesamt 16 Vorträge informieren über die enormen Möglichkeiten, die auf diesem Gebiet der Betonbewehrung gegeben sind. Unter anderem werden neue Entwicklungen für faserbewehrten Beton vorgestellt, Grundlagen der Bemessung von textilbewehrten Konstruktionen im Massivbau besprochen, textile Vorspannelemente für Spannbeton vorgestellt, Anwendungsbeispiele für Glasfaser-Kunststoffstäbe als Bewehrungselement gezeigt und die oberflächennahe Textilbewehrung im Stahlbetonbau und der Fugenverguß von Fertigteilen mit betonverfüllten Textilschläuchen erläutert. Der Vortragstag „Textilbewehrter Beton“ ist der 13. Mai 1997. Ergänzende Auskünfte erteilt die Messe Frankfurt GmbH (Fax: 0 69/75 75-65 41).

Am 13. Oktober an der TU Hamburg-Harburg

Vorträge über die Bemessung und den Nachweis nach EC 5

Die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik in Hamburg und die Technische Universität Hamburg-Harburg führen am 13. Oktober in der Technischen Universität ein Seminar über den Eurocode 5 durch. Behandelt werden die Grundlagen der Bemessung nach EC 5, der Nachweis der Tragfähigkeit für Bauteile und Konstruktionen und der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Die Bemessungen werden an Hallen-tragwerken, Bindern, Verbindungselementen, der Holztafelbauweise und an Sonderbauten, wie Tribünen und fliegenden Bauten exemplarisch dargestellt. Außerdem steht ein Vortrag über den EC 5 aus der Sicht der Bau-

aufsicht der von Landesbaudirektor Dipl.-Ing. Hermann Charlier vom baden-württembergischen Wirtschaftsministerium gehalten wird und eine allgemeine Einführung in das europäische Normenwerk auf der Tagesordnung dieses Seminars, auf dem unter anderem der Obmann des Spiegelausschusses zum EC 5, Prof. Dr.-Ing. Hermann Kreuzinger, grundlegende Betrachtungen über den EC 5 darlegen wird.

Die Teilnahmegebühr beträgt 250 Mark. Auskünfte bei der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg, Tel.: 0 40/3 50 09-3 50, Fax: 0 40/35 35 65.

Wechselwirkungen zwischen Boden und Bauwerk aus bergbaulicher Einwirkung

Bauwerksschäden aus bestimmten bergbaulichen Einwirkungen lassen sich vorausberechnen und begrenzen

Seit die Größe der Einwirkungen aus dem untertägigen Bergbau auf den Baugrund zuverlässig vorausberechenbar wurde, stellte sich die Frage nach der Größe der Auswirkungen auf Bauwerke. Dabei war die bergbaulich eingetragene Baugrundverkürzung wegen der dadurch verursachten Schäden von besonderem Interesse. In einem Forschungsvorhaben der Ruhrkohle AG wurden Untersuchungen zur Abhängigkeit des Erddrucks von der Größe der Baugrundverkürzungen angestellt sowie die daraus resultierenden Beanspruchungen von „starrten“ und „nachgiebigen“ Bauwerken ermittelt. Die Ergebnisse für einige wesentliche Einflußparameter, wie Größe der bergbaulichen Einwirkungen, Gebäudelänge, Einbindetiefe, Abstand zur Nachbarbebauung und unterschiedliche Baugrundverhältnisse, werden in diesem Beitrag beispielhaft dargestellt, Kriterien für die Auswahl von Abschirmmaßnahmen erörtert und Hinweise für deren Bemessung gegeben.

Dr.-Ing. Hermann Schmidt-Schleicher



studierte Bauingenieurwesen und Konstruktiven Ingenieurbau an der RWTH Aachen, danach war er wissenschaftlicher Mitarbeiter am dortigen Grundbauinstitut und arbeitete vornehmlich über das Kriechverhalten von Böden; von 1969 bis 1974 war er Oberingenieur an der Ruhr-Universität Bochum (Prof. Zerna) und, nach seiner Promotion, in Prof. Zernas Ingenieurbüro im Tunnel- und Tiefbau praktisch tätig;

seit 1978 ist er Geschäftsführender Gesellschafter der „Zerna, Köpper & Partner Ingenieurgesellschaft für Bautechnik“ und dort verantwortlich für die Geschäftsbereiche Tunnelbau, Tiefbau und Bergbau.

1 Einführung

Durch den großflächigen unterirdischen Abbau von Kohle werden Bewegungen an der Erdoberfläche hervorgerufen, die in ihren geometrischen Auswirkungen durch den mobilen Senkungstrog beschrieben werden. Die geometrische Folge äußert sich in bleibenden Senkungen und in vorübergehenden oder bleibenden Schiefstellungen der auf der Oberfläche anstehenden Bebauung. Diese Bewegungen stellen sich als Starrkörperverschiebungen für Bauwerke dar, sie haben für Standsicherheitsbetrachtungen im allgemeinen keine oder nur geringfügige Bedeutung. Sie werden in diesem Beitrag auch nicht behandelt. Der dem Abbaufortschritt folgende Senkungstrog erzeugt an der Erdoberfläche, das heißt, im Baugrund, wie in

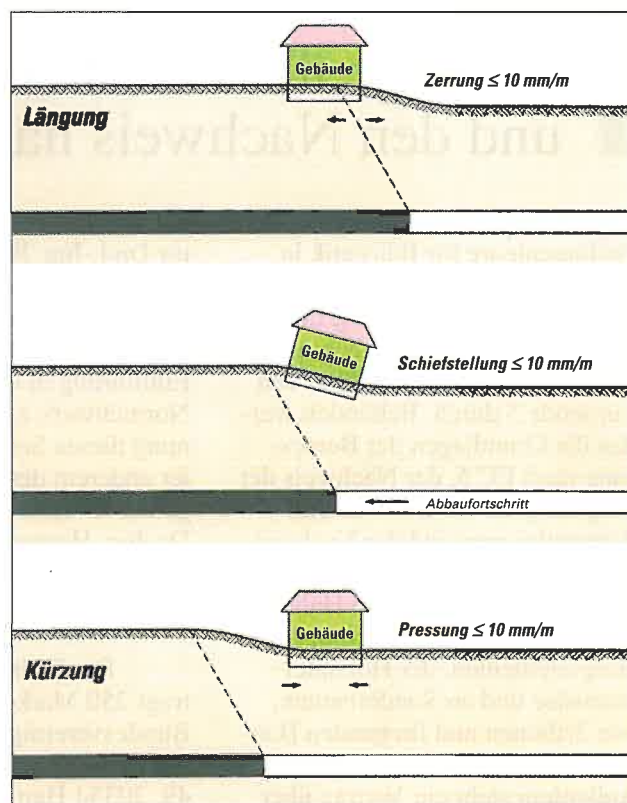


Abb. 1: Bewegungen im mobilen Senkungstrog nach [1]

einem Biegebalken je nach Krümmung Längungen oder Kürzungen. Diese Einwirkungen überträgt der Baugrund auf die eingeerdeten Teile aufstehender Bauwerke und beansprucht die Bauwerke durch Zerrungen bei Baugrundlängungen oder durch Pressungen bei Baugrundkürzungen (Abb. 1).

Da der Senkungstrog bei Annäherung jeder Abbaufont untertage auf das Bauwerk zuläuft, bei Entfernung der Abbaufont sich vom Bauwerk entfernt, unterliegen Bauwerke im Bereich des Abbaus einem Wechsel von Zerrungen und Pressungen. Da sich die betrachteten Vorgänge jedoch nicht linear auswirken, also die Abhängigkeit von Bewegungen und Spannungen im Baugrund nicht proportional ist, heben sich Zerrungen und Pressungen nicht gegenseitig auf, sondern können sich in der einen oder anderen Richtung aufsummieren und dann Einwirkungsgrößen erreichen, die für die Standsicherheit von Bauwerken bedeutsam sind.

Längungen des Baugrundes wirken im wesentlichen auf die Gründungskörper des Bauwerks, auf seine Fundamente, in Form von Zerrungen. Diese Auswirkungen wurden bereits Mitte der 80er Jahre in Forschungsvorhaben der Ruhrkohle untersucht [2].

Es verblieb die in ihren Auswirkungen besonders gravierende Einwirkungsgröße Verkürzungen, die nicht nur auf die Gründung, sondern insbesondere auf die eingeerdeten Stirnflächen der Bauwerke, also insbesondere auf die Kellerwände einwirkt und in vielen Fällen wesentliche Ursache von Bauschäden infolge bergbaulicher Einwirkungen war (Abb. 2).

Der Klärung damit verbundener Fragestellungen widmete sich ein Forschungsvorhaben der Ruhrkohle, das von Zerna, Köpper & Partner bearbeitet und vom Baugrundinstitut der Deutschen Montan Technologie begleitet wurde [3].

Die Darstellung einiger Ergebnisse dieses Vorhabens und die Auswirkungen auf Maßnahmen zur Erhaltung von Bauwerken, die unter bergbauliche Einwirkungen durch Kürzungen des Baugrundes geraten, sind Gegenstand dieses Beitrages.

Wie im folgenden näher ausgeführt wird, bedingte der begrenzte Erkenntnisstand über das Zusammenwirken von Baugrund und Bauwerk in der Vergangenheit Vorschriften, die auch denkbar ungünstige Zustände abdeckten. Damit war vorprogrammiert, daß die erforderliche Nachweisführung bei bergbaulich bedingten Pressungen auf den möglichen Grenz-zustand des höchsten mechanisch abgesicherten Erd-drucks, den Erdwiderstand, auszurichten war. Diese Vorgabe war in mehrfacher Hinsicht angreifbar:

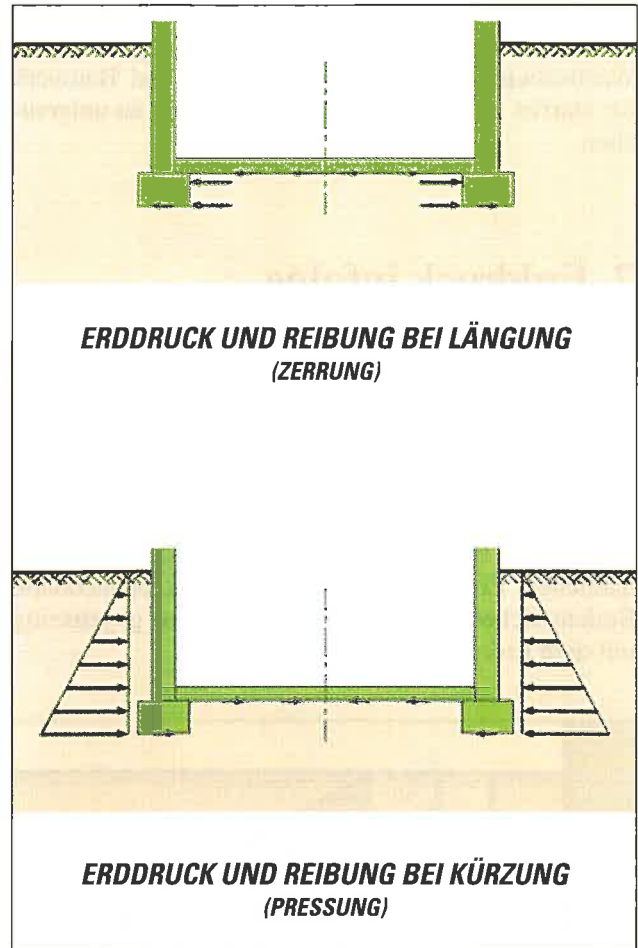


Abb. 2: Horizontale Längenänderungen

- Grenzzustände des Erdwiderstands werden im allgemeinen in der Bodenmechanik dahingehend festgelegt, daß sie als stützende Elemente einer Konstruktion in Form von Mindestwerten angegeben werden. Als Einwirkungsgrößen bei bergbaulichen Einwirkungen ergibt sich eine in sicherheitlicher Hinsicht umgekehrte Perspektive, die eine Definition des Erdwiderstands im Hinblick auf die höchstmögliche Größe bedingt.
- Die – alle Fälle abdeckende – Größe des Erd-drucks bei Pressungsvorgängen führt zu Beanspruchungen, die von herkömmlichen Konstruktionen des Bauwesens nicht aufgenommen werden können.

Die Richtlinien und Veröffentlichungen früherer Jahre berücksichtigen jedoch nicht die Abhängigkeit der Größe der Erddruckbeanspruchungen von der Größe der Einwirkungswerte, sowie die Wechselwirkung von Baugrund und Bauwerk [4, 5].

Zur Klärung der Frage „Wie können Schutzmaßnahmen für Bauwerke gegen bergbaulich bedingte Verkürzungen des Baugrundes bemessen

werden?“ sind die Veränderung der Größe des Erddrucks infolge bergbaulicher Einwirkungen und die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk bei starren und nachgiebigen Bauwerken zu untersuchen.

2 Erddruck infolge Baugrundverkürzung

Die Größe des horizontalen Erddrucks hängt im einfachsten Fall von der Bodenart, vom spezifischen Gewicht des Bodens und von der Tiefe ab. Im ungestörten Boden, weit ab von Gebäuden und bergbaulichen Einwirkungen, stützen sich benachbarte Bodenteilchen in horizontaler Richtung gegenseitig mit dem Erdruhedruck e_0 (Abb. 3).

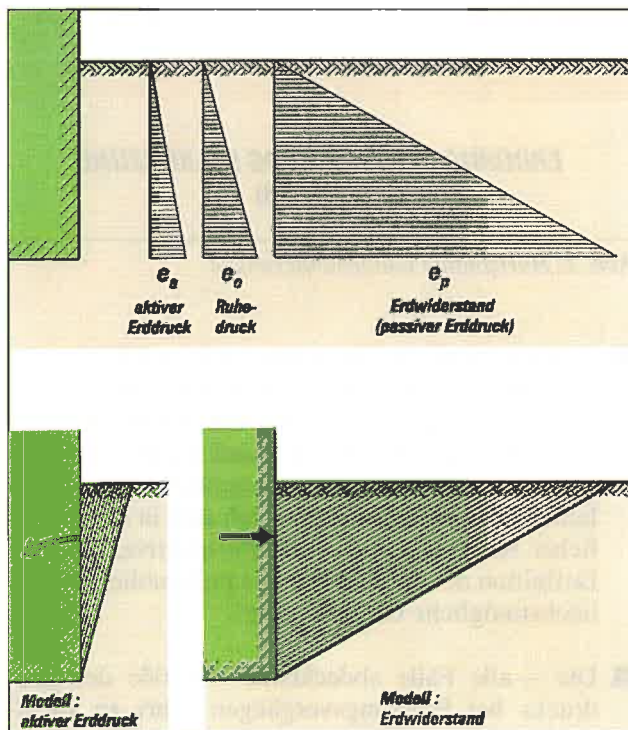


Abb. 3: Erddruck

Nimmt man dem Boden die seitliche Stützung, zum Beispiel durch Abgrabung, indem man ihn nur nachgiebig stützt, so bildet sich im Grenzfall ein nachrutschender Bruchkeil aus, der sich mit einem geringeren Druck als dem Ruhedruck abstützt. Dabei gerät der Boden in eine aktive Verformung. Der Grenzfall des kleinsten möglichen Erddrucks ist der aktive Erddruck. Für diesen sehr geringen Druck werden Bauwerke im allgemeinen ausgelegt. Die Be-

rechtigung dazu ist gegeben, weil bereits ein geringfügiges Ausweichen der Konstruktion bei Überbeanspruchung ausreicht, um den Erddruck auf diesen niedrigen Wert abfallen zu lassen.

Ganz anders stellt sich die Situation dar, wenn das Bauwerk gegen das Erdreich gedrückt wird. Dann stemmt sich der Boden dieser Bewegung entgegen. Der Druck, der auf den Boden ausgeübt werden muß, muß mit größer werdender Verformung immer weiter gesteigert werden, bis als Grenze der Beanspruchbarkeit der Bruch im Boden eintritt. Die Größe des dabei herausbrechenden Erdkeils beträgt ein Vielfaches der Größe im Bruchzustand beim aktiven Erddruck. Der passive Erddruck ist deshalb 10 bis 15fach größer als der aktive Erddruck. Dieses Verhalten des Bodens bewirkt, daß Stützbauwerke gegenüber horizontalen Beanspruchungen standsicher bleiben. Allerdings müssen die tragenden Elemente solcher Bauwerke darauf ausgelegt sein, diese große Beanspruchung aus Erdwiderstand aufzunehmen.

Im Falle bergbaulicher Einwirkungen bewegen sich nun nicht die Bauwerke, sondern der Boden bewegt sich. Nimmt man an, daß der Schwerpunkt eines Bauwerkes in Ruhe bleibt, so bewegt sich im Falle bergbaulicher Verkürzungen der Boden auf den Ruhepunkt hin und erzeugt an den Umfassungswänden des Gebäudes erhöhte Erddrücke, die im Grenzfall, das heißt bei großen Einwirkungsgrößen, bis zum Erdwiderstand anwachsen können.

Der Abbau untertage setzt sich über den Einwirkungswinkel durch das Gebirge auf die Tagesoberfläche durch und erzeugt dort eine Senkungsmulde. Wie ein Biegebalken wird der oberflächennahe Baugrund an den Einwirkungsrändern gezerrt und in der Mitte der Mulde gepreßt (Abb. 4). Zerrungen oder Längungen des Baugrundes an den Rändern rechts und links sind die Folge, sowie Pressungen oder Kürzungen des Baugrundes in der Einwirkungsmitte.

Außerhalb des Bergbaugeschehens – in Abb. 4 ganz links angedeutet – befindet sich der Baugrund im e_0 -Zustand, das heißt: es herrscht Erdruhedruck. Wenn sich die wandernde Einwirkungswelle nähert, fällt der Erddruck – weil Längungen vorauslaufen – auf den aktiven Erddruck ab, um bei den nachfolgenden Kürzungen anzusteigen, je nach Größe der Längenänderungen bis zu großen Erddrücken in Richtung auf den Erdwiderstand e_p hin.

Die Auswertung der in der Literatur beschriebenen Versuche hat als qualitative Aussage in das vorliegende Vorhaben Eingang gefunden. Da es jedoch gerade das Ziel war, quantitative Aussagen zu

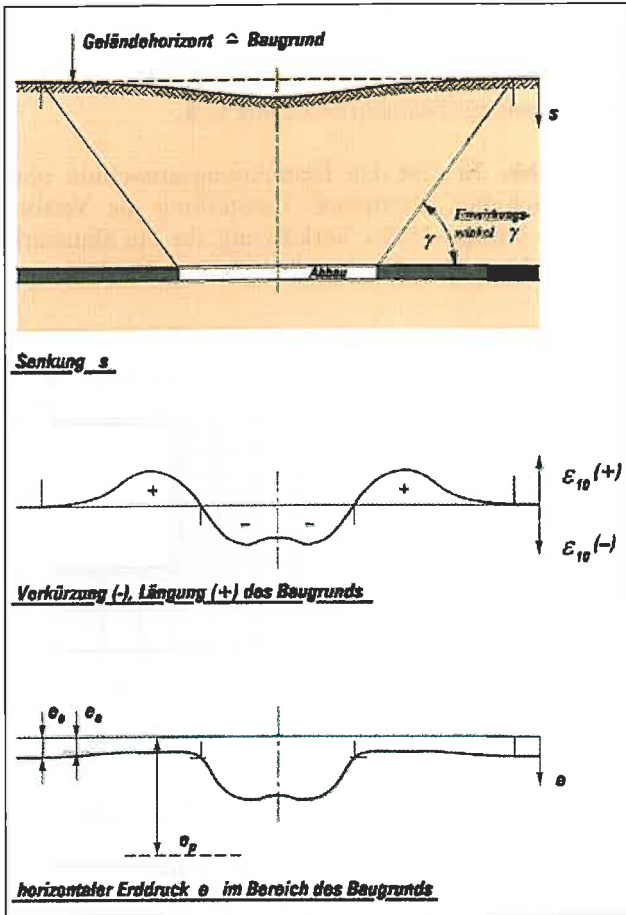


Abb. 4: Senkung, Baugrundlängenänderungen und horizontale Baugrundspannung

gewinnen, mußten zur Bestätigung rechnerischer Untersuchungen auch eigene Labor- und Versuchsergebnisse für die Böden herangezogen werden, die im Ruhrgebiet von besonderem Interesse sind, also insbesondere Schluffe sowie dicht und mitteldicht gelagerte Sande.

Wesentlicher Bestandteil der Arbeiten war weiterhin die Absicherung der Berechnungsansätze und -ergebnisse durch Versuche, in denen die wesentlichen Einflußfaktoren für die Erddruckbildung variiert und der Wechsel unterschiedlicher Längungen und Verkürzungen sowie Einflüsse aus Längungen und Kürzungen quer zur Hauptkürzungsrichtung untersucht wurden. Diese Versuche wurden mit einem Versuchskasten durchgeführt, der verschiebbliche Wände hatte und über dessen Boden Verkürzungen nahezu kontinuierlich in den eingebauten Sand und Schluff eingeleitet werden konnten [6].

Abb. 5 zeigt die Ergebnisse von Erddruckmessungen bei einem Wechsel von Längungen und Verkürzungen. Verfolgt man beispielhaft die Kurve 3 von rechts oben nach links unten, so erkennt man, daß der Erddruckbeiwert eines stark gekürzten Bodens rasch

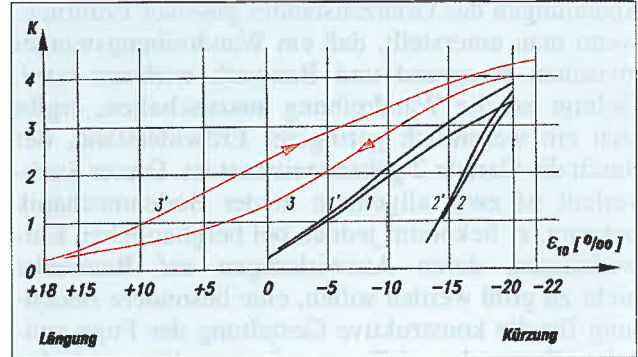


Abb. 5: Entwicklung des Seitendruckbeiwertes K

abfällt und bis auf den aktiven Grenzwert $K \sim 0,2$ sinkt. Wird nach einer solchen Längung der Boden erneut zusammengedrückt (Kurve 3'), wachsen die K -Werte rasch an, stellen sich bei der Verformung $\epsilon = 0$ ungefähr doppelt so groß dar wie bei der Entspannung des Bodens. Die Kurven 1 und 2 in Abb. 5 zeigen für andere Steifigkeitsverhältnisse die weniger ausgeprägten Unterschiede zwischen Längung und Kürzung, wenn nur geringere Kürzungsvorgänge vorgelaufen. Deutlich wird damit, daß nicht nur die Größe der bergbaulich eingetragenen Verkürzung maßgebend für die Größe des Erddrucks ist, sondern auch die vorlaufende Beanspruchungsgeschichte des Bodens.

Ein Ergebnis rechnerischer Untersuchungen über die Größe und den Verlauf des Erddrucks zeigt Abb. 6 für einen mitteldicht gelagerten Sand. Die Gerade 1 zeigt die geringen Spannungen des Grenzfalles aktiver Erddruck, die Gerade 3 die sehr hohen

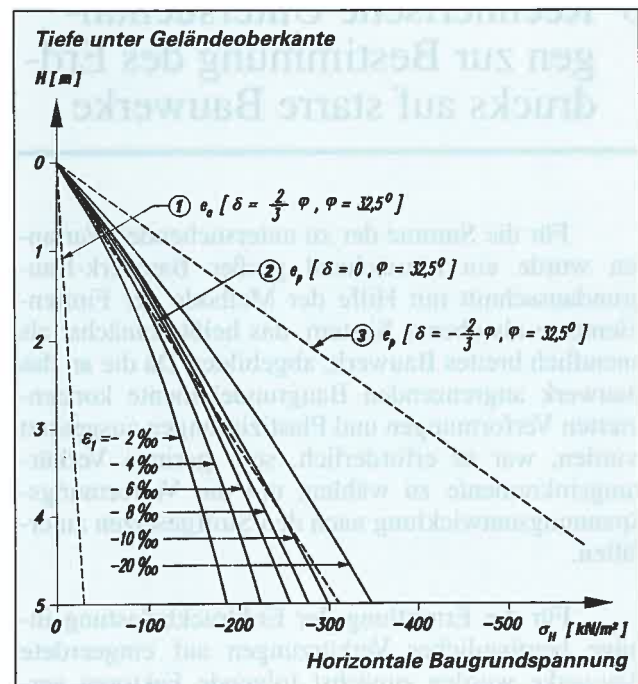


Abb. 6: Horizontale Baugrundspannung

Spannungen des Grenzzustandes passiver Erddruck, wenn man unterstellt, daß ein Wandreibungswinkel zwischen Baugrund und Bauwerk wirksam wird. Gelingt es, die Wandreibung auszuschalten, ergibt sich ein wesentlich geringerer Erdwiderstand, der durch die Gerade 2 gekennzeichnet ist. Dieser Sachverhalt ist zwar allgemein in der Bodenmechanik bekannt, er bekommt jedoch bei bergbaulichen Einwirkungen, deren Auswirkungen auf Bauwerke nicht zu groß werden sollen, eine besondere Bedeutung für die konstruktive Gestaltung der Fuge zwischen Bauwerk und Baugrund: sie sollte möglichst reibungsfrei sein.

Gegenüber der nach der klassischen Erddrucktheorie abgeleiteten Geraden 2 für e_p wurde der passive Erddruck mit Hilfe von FEM-Berechnungen für unterschiedliche Einwirkungsgrößen bergbaulicher Verkürzungen von 2 ‰ bis 20 ‰ berechnet. Die in **Abb. 6** dargestellten Ergebnisse zeigen, daß die – unabhängig von der Größe der bergbaulich eingetragenen Einwirkungswerte – nach der klassischen Erddrucktheorie ermittelten Werte für den passiven Erddruck (Gerade 2) erst bei 10 ‰ Verkürzung erreicht werden, ein Verkürzungswert, der den oberen Grenzwert im gleichmäßigen Senkungstrog darstellt. Da in der überwiegenden Zahl der Fälle die Einwirkungswerte wesentlich kleiner als 10 ‰ bleiben, ergeben sich geringere Erddruckwerte als der abdeckende Wert des Erdwiderstandes.

3 Rechnerische Untersuchungen zur Bestimmung des Erddrucks auf starre Bauwerke

Für die Summe der zu untersuchenden Varianten wurde ein hinreichend großer Bauwerk-Baugrundausschnitt mit Hilfe der Methode der Finiten-Elemente als ebenes System, das heißt, zunächst als unendlich breites Bauwerk, abgebildet. Da die an das Bauwerk angrenzenden Baugrundelemente konzentrierten Verformungen und Plastizierungen ausgesetzt wurden, war es erforderlich, sehr geringe Verkürzungsinkremente zu wählen, um die Verformungs-Spannungsentwicklung nach den Stoffgesetzen zu erfüllen.

Für die Ermittlung der Erddruckbelastung infolge bergbaulicher Verkürzungen auf eingeederte Bauwerke wurden zunächst folgende Faktoren verfolgt und analysiert

- Baugrundverhältnisse,
- Bauwerkslänge L,
- Einbindetiefe T des Bauwerks in den Baugrund,
- Abstand zur Nachbarbebauung u. a.

Abb. 7a gibt den Berechnungsausschnitt und in gestrichelter, überhöhter Darstellung die Verformungen infolge 10 ‰ Verkürzung für ein Bauwerk von $L = 10$ m, $T = 6$ m im mitteldichten Sand an.

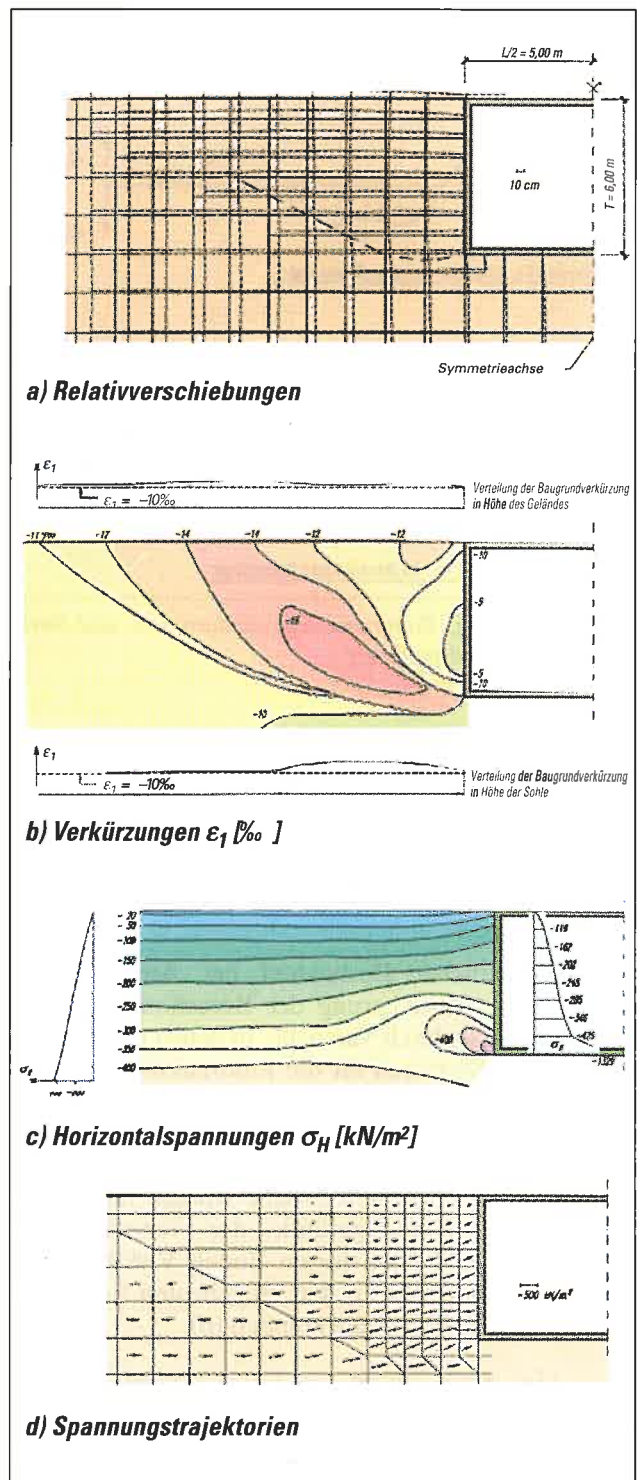


Abb. 7: Berechnungsergebnisse: starres Bauwerk

In hinreichender Entfernung vom Bauwerk, also am linken Bildrand, verschiebt sich der Baugrund gleichmäßig auf die Schwereachse des Bauwerks zum rechten Bildrand hin. Da die Schwereachse des Bauwerks unverschieblich ist, stemmt sich das Bauwerk den Bodenverformungen entgegen und behindert sie mit zunehmender Annäherung zum Bauwerk. Der Boden weitet sich nach oben auf und versucht, auch das Bauwerk anzuheben. In größerer Tiefe gelingt es dem Boden nicht, nach oben auszuweichen, er wird gestaucht. Die Stauchungswerte bleiben nicht bei den in den Baugrund eingetragenen Werten von 10 ‰, sondern steigen in der Nähe der starren Sohle bis auf 16 ‰ (Abb. 7b).

Abb. 7c zeigt die Verteilung der Horizontalspannungen, die sich vor der unteren Bauwerksecke eklatant erhöhen. Links die Spannungsverteilung über die Höhe im ungestörten (das heißt unbebauten Baugrund), rechts die Spannungsverteilung am Bauwerksrand mit der Konzentration der Spannungen am unteren Bauwerksrand. Abb. 7d zeigt die Hauptspannungstrajektorien, die sich vor dem Bauwerk nach oben stellen, weil das Bauwerk mit seiner Reibung zum Boden den Baugrund daran hindert, nach oben auszuweichen.

Je größer die Einbindetiefe des Bauwerks, desto kleiner wird der Erddruckbeiwert K (Abb. 8). Dies ist nach den früher vorgestellten Ergebnissen nicht

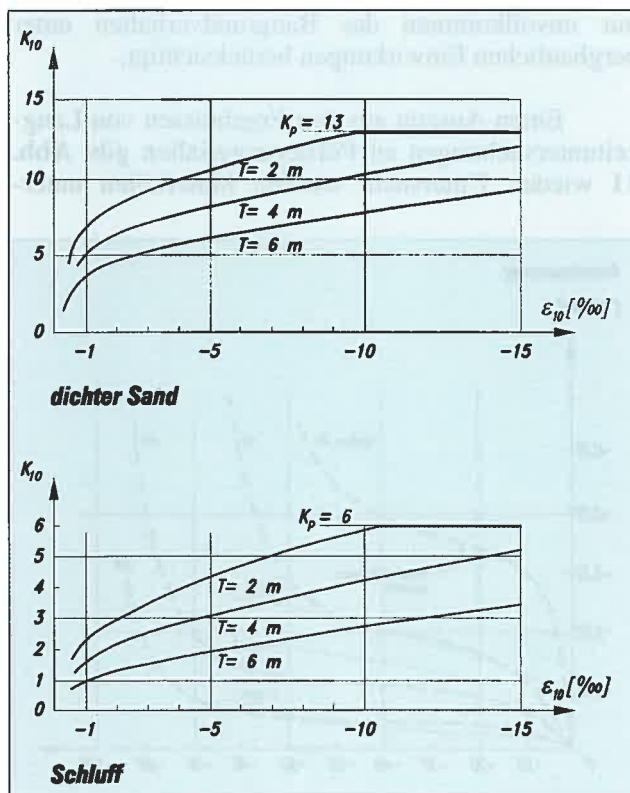


Abb. 8: Seitendruckbeiwert K_{10} in Abhängigkeit von der Einbindetiefe

plausibel. Es wird erst verständlich, wenn man bedenkt, daß der Gesamterddruck mit der Tiefe quadratisch zunimmt und deshalb auch bei kleiner werdenden K-Werten überproportional zunimmt. Dies gilt sowohl für den hier dargestellten Extremfall dicht gelagerter Sand als auch für den Schluff.

Je länger ein starres Bauwerk in Verkürzungsrichtung ist, desto größer ist die Bodenverschiebung, die das starre Bauwerk gegenüber dem zusammen-drückbaren Baugrund verhindert (Abb 9).

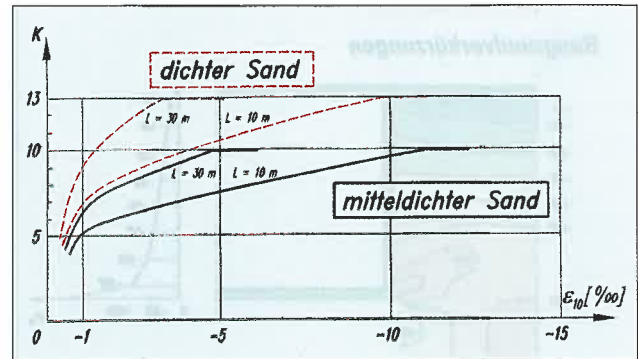


Abb. 9: Seitendruckbeiwert K in Abhängigkeit von der Gebäudelänge

Verglichen werden der Einfluß eines 30 m langen Bauwerks im Verhältnis zu dem 10 m langen Referenzbauwerk auf die Entwicklung des Seitendruckbeiwertes K in Abhängigkeit von der Größe der eingetragenen Verkürzung. Der K-Wert – und damit die Erddruckbelastung – steigt bei langen, starren Bauwerken bereits bei kleinen Einwirkungsgrößen steiler an als bei kürzeren Bauwerken, weil die verhinderte Verschiebungsgröße bei langen Bauwerken größer ist. Für den mit ausgezogenen Linien dargestellten mitteldichten Sand ist bei einem K-Wert von 10 der Bruchzustand erreicht, über den hinaus auch weitere Verschiebungen keine Steigerung mehr bringen, der dicht gelagerte Sand erreicht den Bruchzustand erst bei K = 13.

Auch der Abstand von der Nachbarbebauung, die die Zusammendrückung des Baugrundes vergrößert, ist wesentlich für die Bestimmung der Beanspruchungsgrößen. Bei geringem Abstand benachbarter Bauwerke werden die Baugrundverformungen und -beanspruchungen größer (Abb. 10). Bei größerer Einbindetiefe und relativ geringem Abstand der Gebäude pressen die Bauwerke den dazwischenliegenden Boden in besonders hohem Maße zusammen. Die Baugrundverkürzungen nehmen große Werte an, und entsprechend hoch werden die Horizontalspannungen. Im gezeigten Beispiel wachsen die Horizontalspannungen für in den Baugrund eingetragene Werte von 10 ‰ zwischen den Gebäuden bis zu dem 3-fachen Wert der Verkürzung

4 Abschirmung bergbaulicher Verkürzungen durch Polsterungen

Seit langem bewährte Maßnahmen zur Verringerung des Erddrucks auf eingeedete Bauwerke sind Torfverfüllungen ausgehobener Gräben oder Polsterungen durch Schaumstoffplatten auf der Erdseite der Wände von Gebäuden, die bergbaulich eingetragenen Verkürzungen ausgesetzt werden.

Die angestrebte Wirkung besteht darin, eine weiche Verformungszone vor dem Bauwerk zu schaffen, in der sich ein großer Teil der Baugrundverkürzung ausgleicht. Dann entfallen auf den angrenzenden Baugrund nur geringe Stauchungen, und im Baugrund werden nur geringe zusätzliche Horizontalspannungen aufgebaut. Die Folge sind erheblich abgeminderte Erddruckbelastungen infolge Verkürzungseinwirkungen für die eingeedeten Wände.

Zur Dimensionierung solcher Polsterschichten wurden früher näherungsweise die durch das Bauwerk verursachten Verformungserhöhungen des Baugrundes der Polsterschicht zugewiesen und multipliziert mit der Polstersteifigkeit als Horizontalspannung auf das Bauwerk ermittelt. Dieses Verfahren liefert aber erheblich zu geringe Belastungen, weil es nur unvollkommen das Baugrundverhalten unter bergbaulichen Einwirkungen berücksichtigt.

Einen Auszug aus den Ergebnissen von Langzeituntersuchungen an Polstermaterialien gibt **Abb. 11** wieder. Untersucht wurden Materialien unter-

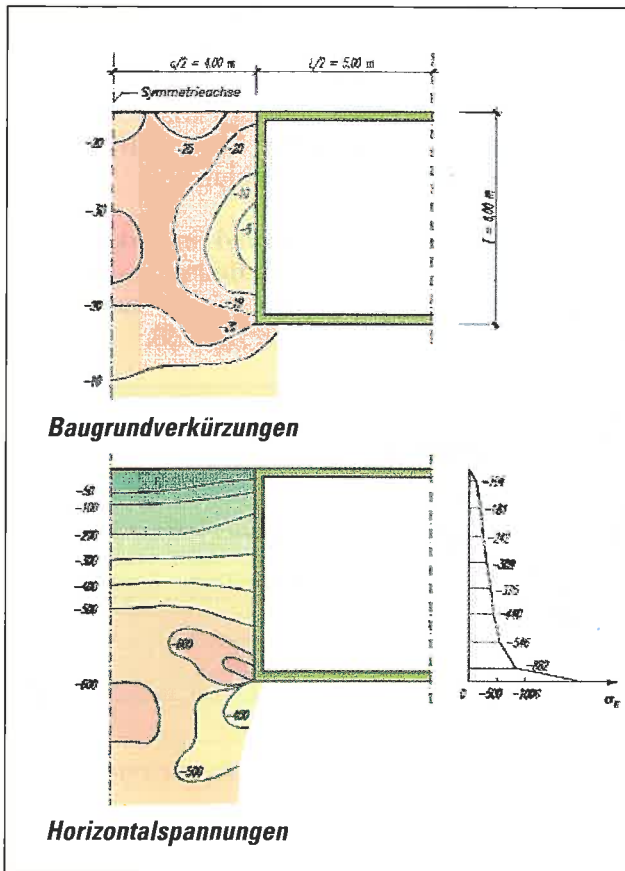


Abb. 10: Berechnungsergebnisse: starres Bauwerk, Nachbarbebauung

an, die bergbaulich in den von Gebäuden unbeeinflussten Baugrund eingetragenen werden. Die Verformungen konzentrieren sich zur Gebäudeoberfläche und zum Fundament hin. Die Spannungen wachsen in Höhe der Kellersohle stark an. Für die Aufnahme derartiger Beanspruchungen wirkt sich günstig aus, wenn die Kellersohle als aussteifende Scheibe ausgebildet ist.

Bauwerke – auch solche mit Stahlbetonwänden – sind normalerweise nicht als starr im Sinne der angestellten Untersuchungen zu betrachten, zumindest dann nicht, wenn die Erddruckbeanspruchungen infolge größerer Baugrundverkürzungen auf Werte bis hin zum Erdwiderstand anwachsen. Es wird deshalb erforderlich, auf nachgiebige Bauwerke einzugehen.

Nun sind Bauwerke im allgemeinen nicht nachgiebig – es sei denn, es handelt sich um Sonderkonstruktionen, wie sie zum Beispiel für den Tunnelbau in Bergsenkungsgebieten entwickelt wurden. Die Nachgiebigkeit, auch für herkömmliche Konstruktionen, kann aber erreicht werden, wenn Bauwerke gepolstert werden oder der Baugrund in unmittelbarer Nachbarschaft des Bauwerks verformungsfreudig gemacht wird.

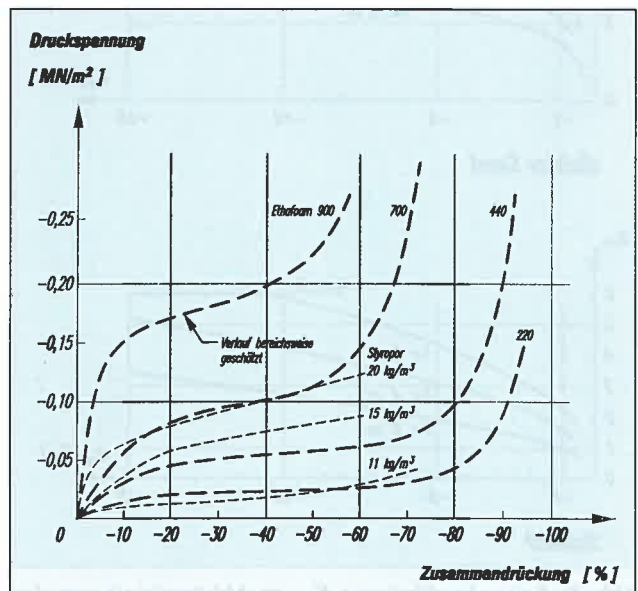


Abb. 11: Verformungsverhalten von Polstermaterial

schiedlicher Steifigkeit [7]. Das mechanische Verhalten der untersuchten Materialien kann nicht durch einen Verformungsmodul beschrieben werden, da die Veränderung der Spannungszunahme von der Größe der Zusammendrückung abhängig ist. Die Spannungen wachsen bei geringen Verformungen zunächst stark an, wachsen dann über weite Bereiche nur geringfügig, um ab 60 bis 70 % Zusammendrückung mit hoher Spannungsaufnahme zu reagieren. Der Bereich mit geringer Spannungsannahme sollte als Arbeitsbereich für die Aufnahme bergbaulich eingetragener Verkürzungen dienen:

■ Da nach dem Einbau von Polstermaterialien die Baugrube wieder verfüllt wird und mit zunehmender Tiefe der sich aus der Verfüllung einstellende Erddruck größer wird, muß über die Einbautiefe die Steifigkeit des Polstermaterials gesteigert werden, damit nicht schon der normale Erddruck zuviel Zusammendrückung erzeugt und damit der Arbeitsbereich für die nachfolgenden bergbaulichen Verkürzungen nicht zu weit aufgezehrt wird.

■ Bei der Bemessung des Polstermaterials für die bergbaulichen Einwirkungen muß beachtet werden, daß der Arbeitsbereich, das heißt, der Bereich mit nur geringer Spannungssteigerung, nicht überschritten wird. Da sich Polstermaterialien bei wechselnder Beanspruchung nicht vollständig zurückverformen, sind mehrfache Wechsel von Längungen und Kürzungen bei Auswahl und Dimensionierung der Polstermaterialien und ihrer Steifigkeiten bemessungsentscheidend.

Abb. 12 zeigt im Vergleich zu den Ergebnissen über die Auswirkungen zur Baugrundverkürzung auf ein starres Bauwerk eine völlig geänderte Situation für das gepolsterte Bauwerk: Die Verschiebungen infolge der Baugrundverkürzung können sich voll einstellen, ohne daß es zu wesentlichen Baugrundverformungen und damit Baugrundspannungen in der Nähe des Bauwerks kommt. Die gesamten Verformungen werden in der Verformungszone vor dem Bauwerk aufgefangen. Die in der Ergebnisdarstellung konzentrierte Bodenverformung von 15 ‰ unmittelbar in der Nähe der Erdoberfläche ist für die Ergebnisaussage unbedeutend, da oberflächennahe Erhöhungen des Erddrucks für die Belastung der Bauwerkskonstruktion unbedeutend sind. Wesentlich sind die gegenüber der eingetragenen Verformung von 10 ‰ stark eingeschränkten Einwirkungsgrößen in größerer Tiefenlage.

Im oberen Bereich, kurz unterhalb der Geländeoberfläche, könnte die Polsterung auch fehlen, ohne daß das Gesamtergebnis der Erddruckreduzierung wesentlich beeinträchtigt würde. Mit zunehmender Tiefe unter GOK verbessert sich die Wirkung der

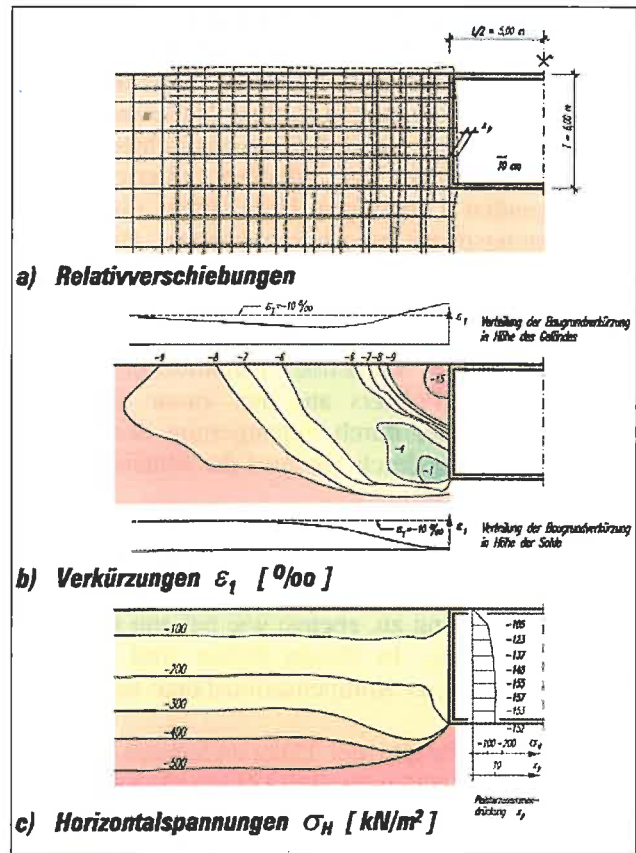


Abb. 12: Berechnungsergebnisse: Bauwerk mit Polsterung

Polsterung, wie es die nahezu konstante Belastung des Erddrucks zeigt.

Die Druckspannungen werden um das Bauwerk herum zum darunterliegenden Baugrund abgeleitet, weil dieser – verglichen mit dem gepolsterten Bauwerk – einen größeren Verformungswiderstand bietet und eine Abschirmung des „weichen“ Bauteils von den Verkürzungseinwirkungen bewirkt. Die fehlende Wandreibung zwischen Baugrund und Bauwerk bedingt in dem betrachteten Modell die Begrenzung der Größe des Erddrucks und die horizontale Ausrichtung der Trajektorien vor dem Bauwerk.

Die systematisch durchgeführten Untersuchungen zeigen, daß die Abstimmung der Polstersteifigkeit auf den Baugrund besonders zu beachten ist. Die Polsterwirkung prägt sich bei dicht gelagertem Sand am deutlichsten aus, bei weichem Schluff ist die Reduktion der Einwirkungswerte infolge Verkürzungen am geringsten. Daraus ist abzuleiten, daß jede Form der Polsterung mit zunehmender Steifigkeit des Baugrundes an Effektivität zunimmt.

In diesem Sinne wirkt auch das Freigraben von Bauwerken mit anschließender Wiederauffüllung der Baugrube, wenn keine Verdichtung der Baugrubenverfüllung auf den Erddruck vorgesehen wird.

Die Wirksamkeit dieser Vorgehensweise ist allerdings bei wechselnden Beanspruchungen infolge mehrfacher Abbaudurchgänge mit wechselnden Längungen und Verkürzungen in ihrer Wirksamkeit eingeschränkt. Durch Verkürzungen verdichtete Böden atmen nicht wieder auf, sondern hinterlassen bei nachfolgenden Längungen Hohlräume, die in der Entspannungsphase zuwachsen können. Bei erneut nachfolgenden Verkürzungen führt dies zu einer Kulminierung der Beanspruchungen.

Mit größer werdender Einbindetiefe ist die Steifigkeit des Polsters aus den zuvor genannten Gründen entweder durch Verringerung der Polsterdicke oder besser durch Wechsel der Materialsteifigkeit zu erhöhen.

Mit zunehmender Bauwerkslänge in Einwirkungsrichtung nimmt die Größe der zu kompensierenden Verkürzung zu, ebenso wie bei eng stehender Nachbarbebauung. In diesen Fällen sind weichere Polster mit größerer Kompensationslänge zu wählen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen erlauben zum einen eine Ableitung der Anforderungen an eine Abschirmung von Bauwerken gegenüber bergbaulichen Verkürzungen und zum anderen eine Bemessung der Polster, wenn die bergbaulichen Einwirkungsgrößen durch Vorausberechnungen des Bergbaus hinreichend eingegrenzt werden können.

5 Entspannung bergbaulich bedingter Verkürzungen durch Bohrungen

Wirksame Polstermaßnahmen erfordern bei bestehenden Gebäuden die Freigrabung des Bauwerkes unmittelbar an der Gebäudeaußenwand, die Anbringung des Polsters und die anschließende Wiederverfüllung der Baugrube. Die Durchführung derartiger Maßnahmen bedingt vorübergehende Nutzungseinschränkungen, wie Beeinträchtigungen der Zugänglichkeit und besondere Maßnahmen für Ver- und Entsorgungsleitungen des Bauwerks.

Zur Abschirmung bergbaulicher Einwirkungen wurden deshalb frühzeitig von den Bergbautreibenden alternative Möglichkeiten zur Entspannung des Baugrundes bei bereits eingetretenen Verkürzungen und zur Prophylaxe für zukünftige Baugrundverkürzungen entwickelt. Ein wesentliches Instrument stellte dabei die sogenannte Entspannungsbohrung dar, welche zusitzende, also infolge Verkürzungen aufgebaute übermäßige Horizontalspannungen vor dem

Gebäude abbauen und erwartete zukünftige Einwirkungen abschirmen sollte. Diese qualitativ bewährte Technik sollte in ihrer Wirkungsweise vorausberechenbar gemacht werden. Ansätze zur Berechenbarkeit wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens entwickelt, sie werden nachfolgend skizziert.

Entspannungsbohrungen werden durch im Abstand von 2,0 bis 3,0 m vom Gebäude angeordnete Vertikalbohrungen, in der Regel mit einem Durchmesser von 20 bis 35 cm, ausgeführt. Die Bohrungen werden mit Schaumstoff oder Torf ausgefüllt oder bleiben unverfüllt. Angestrebt werden große Bohrlochdurchmesser und geringe Bohrlochabstände, um eine möglichst große Verformbarkeit – gleichbedeutend mit geringer Polstersteifigkeit – zu erhalten. Begrenzt ist die Größe der Bohrlöcher und der Bohrlochabstände durch die Standfestigkeit des Baugrunds. Der minimale Achsabstand zwischen den Bohrungen beträgt in Abhängigkeit von den Baugrundverhältnissen zwischen dem 1,5 und 2,0-fachen Bohrlochdurchmesser.

Nachteilig ist, daß aus Ausführungsgründen infolge vorgelagerter Bauteile wie Treppen, Eingängen, Lichtschächten und Dränageleitungen die Bohrungen nicht unmittelbar neben den Bauwerken hergestellt werden können, so daß ein Erdkörper zwischen Bohrungen und Gebäude entsteht, der durch Reibungsverbund mit dem Untergrund Erddruckbelastungen an das Bauwerk weiterleitet. Daher werden die Bohrungen möglichst tief geführt. Damit Bauwerkssetzungen nicht ausgelöst werden, ist andererseits die Bohrtiefe so zu begrenzen, daß der durch das Bauwerk belastete Baugrund nicht angeschnitten wird.

5.1 Verformungsverhalten der Entspannungszone

Vergleicht man die durch Entspannungsbohrungen gesicherten Bauwerke mit gepolsterten Bauwerken, so sind im wesentlichen zwei Unterschiede zu erkennen. Bei den Entspannungsbohrungen befindet sich – anders als bei den Polsterungen – zwischen der Verformungszone und dem Bauwerk ein Erdkörper, zum anderen ist bei den Entspannungsbohrungen die Verformungszone nicht homogen, sondern setzt sich aus den mit Schaumstoff oder Torf verfüllten Bohrlöchern und den dazwischen liegenden Baugrundrippen zusammen. **Abb. 13** zeigt Ergebnisse von Modellversuchen zum Verhalten zum im Baugrund eingebetteten Schaumstoffzylindern.

Mit wachsendem Achsabstand nimmt bei gleichbleibendem Durchmesser D die Wirksamkeit der Entspannungsbohrungen ab, ein deutlicher Anstieg des Verformungswiderstands ist für $a/D > 2,0$ zu erwarten. Für den untersuchten Fall $a/D = 2,0$ beträgt die Ersatzdicke einer volumengleichen konstanten

Polsterschicht d' des gleichen Materials, bezogen auf das eingebaute Polstervolumen V : $d_w = 0,71 d'$. Das Ergebnis unterstreicht die Notwendigkeit geringer Bohrlochabstände $a < 2D$. Unter Umständen ist zur Erhöhung der Verformungsfähigkeit eine Doppelreihe gegeneinander versetzter Bohrungen erforderlich.

Der Verformungsablauf läßt sich aus der Wechselwirkung von weicher Schaumstofffüllung und steiferem Baugrund erklären. Unter Verkürzung wurden die Baugrundrippen zwischen den schaumstoffgefüllten Bohrlochern konzentrierten Belastungen σ_1 und Verkürzungen ϵ_1 ausgesetzt. Bei größerem Spannungsverhältnis σ_1/σ_2 ($\sigma_2 =$ Spannung in der Polsterung) expandiert die Baugrundrippe seitlich in die Polsterung; gleichzeitig erhöht sich die Verkürzungskonzentration an dieser Stelle, und die Spannung in der Polsterung ($\sigma_1 = \sigma_2$) erhöht sich, bis ein Gleichgewicht mit verträglichen Spannungen σ_1/σ_2 in der Rippe eingetreten ist.

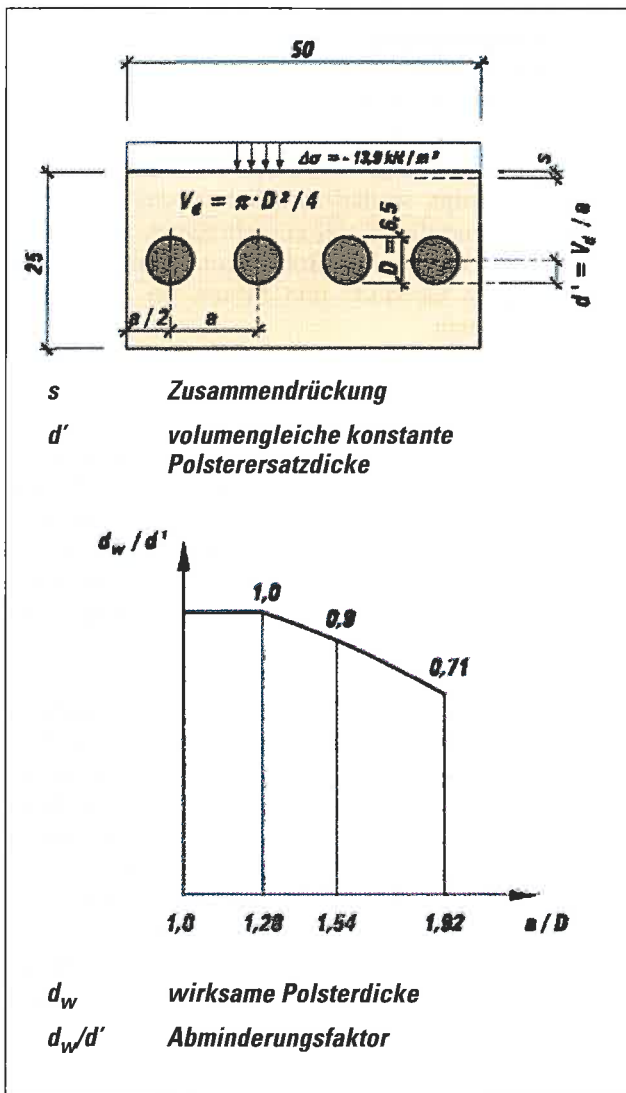


Abb. 13: Verformungsverhalten von Entspannungsbohrungen (Modellversuche)

Zur Berechnung der Beanspruchung eines Bauwerks, das durch Entspannungsbohrungen gegen bergbaulich eingetragene Verkürzungen des Baugrundes geschützt wird, wurden ebene Berechnungen nach der Methode der Finiten-Elemente durchgeführt (Abb. 14). Dabei wurde die Entspannungszone durch eine 50 cm breite Elementreihe simuliert, die mit einem geringen, auf die Verformungsfähigkeit des Entspannungsbereichs abgestimmten Elastizitätsmoduls versehen wurde. Das Stoffgesetz für das Verhalten des Baugrunds wurde, wie bei den weiter oben dargestellten Untersuchungen, beibehalten.

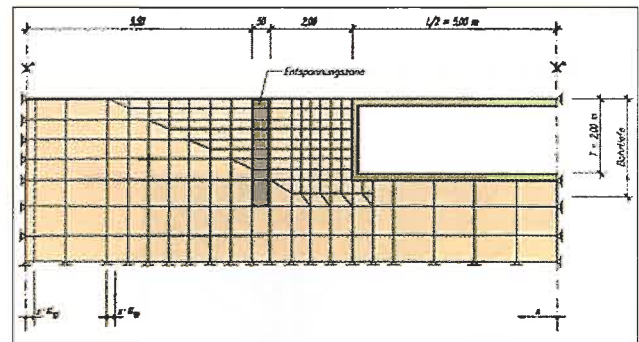


Abb. 14: Berechnungssystem Entspannungsbohrungen

In den Berechnungen sollte vor allem die Verteilung des Erddrucks auf das Bauwerk in Abhängigkeit von der Bohrlochtiefe verfolgt werden. Die anderen geometrischen und physikalischen Verhältnisse blieben konstant: Baulänge $L = 10$ m, Einbindetiefe $T = 2$ m, Abstand der Entspannungszone vom Bauwerk $= 2,0$ m, Baugrund: mitteldichter Sand. Die Verformungssteifigkeit der Entspannungszone wurde als extrem gering angenommen (entsprechend einer Polstersteifigkeit von $c_p = 80 \text{ kN/m}^3$).

5.2 Berechnungsergebnisse

An einem Beispiel wird die charakteristische Wirkung einer günstig angeordneten Entspannungsmaßnahme erläutert. Gewählt wurde ein 10 m langes, 2 m tief in mitteldichten Sand einbindendes Bauwerk mit einer 2,67 m tiefen Entspannungszone, die 2 m vom Bauwerk entfernt ist.

In Abb. 15 sind Verschiebungen, Verkürzungen, Horizontalspannungen und Trajektorien für $\epsilon_{10} = -10 \text{ ‰}$ dargestellt. Die Verkürzungen konzentrieren sich in der Entspannungszone. Horizontalverkürzungen und -spannungen nehmen zum Entspannungsbereich hin ab und breiten sich von dem unteren Rand seitlich nach oben aus, so daß auch das Bauwerk im unteren Teil einer größeren Erddruckerhöhung ausgesetzt wird. Verstärkt wird der sich zwischen Entspannungszone und Bauwerk aufbauende

Erddruck durch die Wandreibung an der Außenwand des Bauwerks, die sich als Neigung der Trajektorien äußert. Der obere Teil des Erdkörpers wird von der

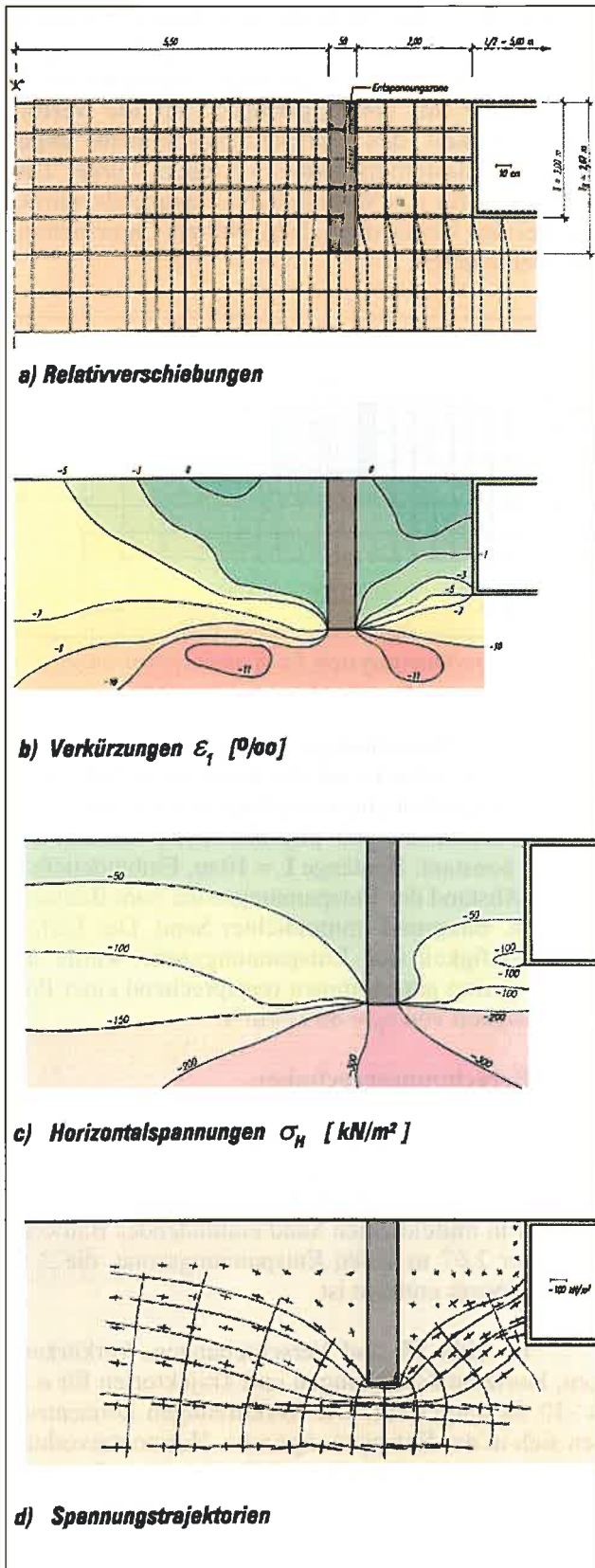


Abb. 15: Berechnungsergebnisse: Entspannungsbohrungen

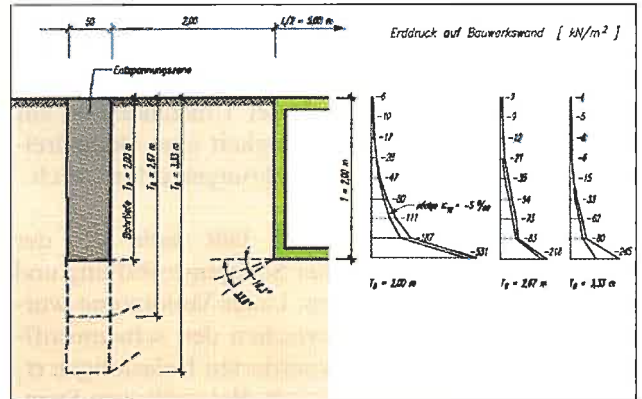


Abb. 16: Einfluß der Tiefe der Entspannungsbohrungen

etwa unter 35° ausstrahlenden Spannungserhöhung nicht betroffen, sondern wird durch den Entspannungsbereich geschützt, wie das gepolsterte Gebäude durch die Polsterung. Die Spannungstrajektorien deuten das großräumige Gewölbe im Boden unter dem Bauwerk an, da das Bauwerk einschließlich Entspannungsbohrungen weicher ist als der darunterliegende Baugrund. Berechnungen zur Optimierung der Tiefe der Entspannungsbohrungen bestätigen, daß die Ausbreitung des Erddrucks zwischen Entspannungsbohrung und Bauwerk einem Winkel von ca. 35° folgt, so daß zum Schutz des Bauwerks die Bohrung möglichst tief eingebracht werden muß. Zu tief niedergebrachte Bohrungen erzeugen aber Setzungen am Gebäude und führen im Extremfall zum Grundbruch.

Die Grenze ist erreicht, wenn die Tiefe der Bohrung den Austreibungswinkel der Gebäudelasten im Boden entsprechend dem natürlichen Reibungswinkel des Bodens erreicht. So sind bei den 3,33 tief einbindenden Bohrungen die relativ hohen ermittelten Horizontalspannungen im Wandfußbereich insbesondere mit der instabilen Vertikallastabtragung des Bauwerks aufgrund der tiefen Entspannungszone zu erklären.

Da bereits eine Tiefe der Entspannungsbohrung, die der Ausbreitung unter dem halben Reibungswinkel entspricht, ein hohes Maß an Abschirmung der horizontalen Drücke bewirkt, wird diese Lösung zur Ausführung empfohlen. Es wird davon abgeraten, Bohrlöcher ohne Polsterfüllung auszuführen. Die Standsicherheit der Lochwände ist unter bergbaulichen Einwirkungen nicht gewährleistet, und es ist nicht auszuschließen, daß die Bohrlöcher bereits nach einer Verkürzungsverformung mit Boden ausgefüllt sind.

Torfverfüllungen sind seit langem bewährt. Ein Nachteil ist die Zersetzbarkeit, über deren zeitlichen Ablauf keine hinreichenden Erfahrungen vorliegen.

6 Literatur

- [1] Wildhagen, E.: Schlösser und Kirchen im Einflußbereich des untertägigen Steinkohlenbergbaus, in: Bergbau und Denkmal, Erhaltung und Sicherung von Gründung und Mauerwerk; Arbeitshefte des SF-Bereichs 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke“, Arbeitsheft 13/1995, Universität Karlsruhe.
- [2] Lippert, D., Schmidt-Schleicher, H.: Ableitung von Regeln zur Ermittlung der in die Bemessung eingehenden Zerrkräfte des Bauwerks; Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 37, Bochum 1983.
- [3] Lippert, D., Schmidt-Schleicher, H.: Verhalten von Bauwerken unter bergbaulichen Verkürzungen des Baugrundes; Forschungsvorhaben der Ruhrkohle AG, Kenn-Nr. 017, Einzelprojekt, Bochum 1991.
- [4] Richtlinien für die Ausführung von Bauten im Einflußbereich des untertägigen Bergbaus, Fassung April 1953, Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen, Ausgabe A, 16, 1963, S. 1716-1726.
- [5] Luetkens, O.: Bauen im Bergbaugebiet, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1957.
- [6] DMT-Gesellschaft für Forschung und Prüfung mbH, Ruhrkohle AG, Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Verhalten von Bauwerken unter bergbaulichen Verkürzungen des Baugrunds“, Bericht über die durchgeführten Modellversuche, Bochum 15.05.1991.
- [7] DMT-Gesellschaft für Forschung und Prüfung mbH, Ruhrkohle AG, Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Verhalten von Bauwerken unter bergbaulichen Verkürzungen des Baugrunds“; Abschlußbericht über durchgeführte Langzeitversuche mit Polsterstoffen, Bochum 1991.

Planung und Bau von Großbrücken aus der Sicht einer Bauunternehmung

Beim Bau der Spreetalbrücke in Bautzen hatten die Prüflingenieure eine außerordentliche Funktion

Die Planung, Konstruktion und Ausführung von Großbrücken ist ein komplexes Thema, in welches auch die Prüflingenieure maßgeblich eingebunden sind. In dem folgenden Beitrag soll dargelegt werden, wie diese Prozesse aus der Sicht einer Bauunternehmung ablaufen und wo Unterstützung vom Prüflingenieur wünschenswert ist. Dies soll anhand eines konkreten Beispiels geschehen, nämlich am Beispiel der zur Zeit im Bau befindlichen Brücke im Zuge der Bundesautobahn A4 über die Spree bei Bautzen.



Dr.-Ing. Chr. Schliephake

ist seit 1996 Bereichsleiter Konstruktiver Ingenieurbau in der Niederlassung Tief- und Ingenieurbau Sachsen-Thüringen der HOCHTIEF AG; Jahrgang 1957, nach dem Studium des Bauingenieurwesens an der TU Braunschweig zunächst Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Angewandte Mechanik der TU Braunschweig; seit 1985 Mitarbeiter der HOCHTIEF AG, zunächst als Statiker,

dann Leiter einer Brückenbauabteilung im Techn. Büro, später dann Bauleiter und Oberbauleiter

1 Einführung

Das Bauwerk ist die imposanteste Brücke, die im Rahmen des Ausbaus der A 4 zwischen Dresden und Bautzen errichtet wird. Sie überspannt ein etwa 30 Meter tiefes und 160 Meter weit gespanntes Tal, in welchem die Spree zu einem Stausee aufgestaut worden ist.

Die Vorgeschichte dieser Brücke führt zurück in die dreißiger Jahre. Damals wurde im Rahmen des Neubaus der Autobahn von Dresden bis zur polnischen Grenze an dieser Stelle ein gemauerter Bogenviadukt mit vier Hauptöffnungen von jeweils 30 Metern Spannweite und weiteren kleineren Gewölben im Bereich der Widerlager errichtet. Die vier Hauptbögen dieser Brücke wurden am 18. April 1945 von sich zurückziehenden deutschen Truppen gesprengt.

Basierend auf den Resten dieses Bauwerkes wurde in den späteren 60er und frühen 70er Jahren eine neue Brücke erstellt. Die Unterbauten bestehen



Abb. 1: Blick von Westen auf die vorhandene Stahlbrücke – im Hintergrund Beginn der Abbrucharbeiten auf der Nordseite

aus Stahlbetonhohl Pfeilern, welche auf den Pfeilerfundamentresten des Bestandes errichtet wurden sowie aus fünf Meter dicken Schwergewichtsmauern, die auf den Kämpfern der außenliegenden Hauptöffnungen aufgesetzt worden sind.

Als Überbau diente eine Stahl-Deckbrücke, die aber nur für die südliche Fahrbahn gebaut worden ist. Auf dieser wurde bis zum 17. Mai dieses Jahres im 2 + 0-Verkehr gefahren.

Nach der Wende wurde diese Brücke von täglich bis zu 50.000 Fahrzeugen genutzt, davon 30 Prozent Schwerlastverkehr über 30 Tonnen.

Diesen Belastungen ist das vorhandene Bauwerk sowohl im Hinblick auf die Dauerstandfestigkeit, als auch im Hinblick auf den Verkehrsfluß nicht mehr gewachsen gewesen. Auch die Komplettierung des Bauwerks durch einen zweiten Stahlüberbau auf den vorhandenen Pfeilern der Nordseite, als billigste Variante einer Ertüchtigung, fiel aus Gründen der mangelhaften Querschnittsbreite außer Betracht. Deshalb wurde der Neubau der Brücke erforderlich.

2 Die Planung des Neubaus

An dieser Phase des Gesamtprozesses haben eine Bauunternehmung und die Prüferingenieure nur wenig Anteil. Vielmehr sind Planungsbüros, Umweltverbände und diverse staatliche Stellen mit dem Entwurf des Brückenneubaus befaßt. Nach vielen politischen Diskussionen und landschaftsarchitektonischen Untersuchungen fiel bei der Spreetalbrücke die Entscheidung zugunsten von zwei Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn. Diese Konstruktion bedeutete den geringsten Eingriff in die Durchsicht durch das markant eingeschnittene Tal.

Die Bögen haben eine Spannweite von 70 bis 75 Metern. Der Bogen der Nordbrücke ist wegen der nach Nordosten abtauchenden und zur Gründung der Kämpfer erforderlichen Felskonfiguration auf der Ostseite deutlich länger und auch erheblich tiefer gegründet als der Bogen der Südbrücke.

Mit 80 cm Dicke im Scheitel und 1,40 m Dicke am Kämpfer sind die Bögen der Konstruktion sehr schlank gehalten.

Dasselbe gilt auch für die Stützen, welche Querschnitte von 0,80/1,25 m bis 1,00/1,25 m bei bis zu 20 Metern Höhe aufweisen.

Die Stützen sind, abgesehen von den beiden äußersten Randstützen, monolithisch mit dem Überbau verbunden; entweder in Form eines Betongelen-



Abb. 2: Sprengung der nördlichen alten Pfeiler

kes oder – wie bei den beiden kurzen Stützen am Bogenscheitel – als biegesteife Einspannung. Lager sind nur auf den beiden äußeren Randstützen und auf den Widerlagern vorhanden.

Die Stützweiten des Überbaus betragen bei 160 Metern Gesamtlänge zwischen 15,0 und 18,0 m. Der Überbau ist als Längs- und Querrichtung vorge-spannte Massivplatte vorgesehen. Ausgestattet ist die Brücke mit einer 4,50 m hohen Lärmschutzwand.

Sondervorschläge für dieses Bauwerk waren in der Ausschreibung nur insofern zugelassen, als die Form und die Kontur der Bögen, die Anzahl, die Lage und der Querschnitt der Stützen sowie die Feldweiten beizubehalten waren.

Hätte ein Prüferingenieur in dieser Entwurfs- und Ausschreibungsphase einen Blick auf die Konstruktion geworfen, so wären ihm wahrscheinlich zwei Dinge aufgefallen. Zum einen dient die bauseits vorgesehene Längsvorspannung des mit den Pfeilern monolithisch oder gelenkig unverschieblich verbundenen Überbaus zu 30 Prozent dazu, die Pfeiler gegeneinander zu verspannen, zum anderen würde von der Vorspannung bei 160 Metern Länge und neun Umlenkstellen nur noch ein geringer Anteil in der Brückenmitte wirksam werden, da (gem. ZTV-K88) Zwischenspannstellen in der Fahrbahnoberfläche zu vermeiden sind.

3 Ausschreibung und Sondervorschlag

Dieses Bauwerk wurde im Juni 1994 ausgeschrieben. Im Oktober 1994 erhielt die Bietergemeinschaft HOCHTIEF AG, NL Tief- und Ingenieurbau Sachsen und Wayss & Freytag AG, NL Dresden den Auftrag zum Bau der Brücke.



Abb. 3: Abbruch der vorhandenen Widerlager bei gleichzeitigem Verbau in der Längsachse

Zur Ausführung gelangt ein Sondervorschlag der Bietergemeinschaft, in welchem die bauseits vorgesehene ein Meter dicke, in Längs- und Querrichtung vorgespannte Fahrbahnplatte durch eine schlaffbewehrte Plattenbalkenkonstruktion mit einer Bauhöhe von 1,50 m ersetzt wird. Der Verzicht auf die Vorspannung unter Beibehaltung der Konstruktion der Unterbauten ist durch die Verlagerung der Längsträger des Plattenbalkens gegenüber den Stützachsen nach außen, sowie durch die vergrößerte Querschnittshöhe möglich. Die dadurch entstehende Erfordernis von Querträgern in jeder Stützenachse macht zwar die Überbauschalung in der Konstruktion und im Handling erheblich komplizierter, der Verzicht auf die Vorspannung kompensiert jedoch diesen Aufwandsnachteil durch den Wegfall der Vorgänge



Abb. 4: Entstehung der Unterbauten der Nordbrücke



Abb. 5: Betonage des Bogens der Nordbrücke

Teilvorspannung, Vollvorspannung und Verpressen und durch die Ersparnis des Spannstahls als solches.

Darüber hinaus ist durch den Wegfall des Verpressens der Fortgang der Arbeiten bei Winterbedingungen, wie wir sie von November 1995 bis April 1996 erfahren durften, erheblich weniger gefährdet.

4 Ausführung

Zunächst wird das Nordbauwerk, unter Beibehaltung der 2 + 0 Verkehrsführung auf der bestehenden Südbrücke gebaut. Hierzu war es erforderlich, zunächst die drei bestehenden Pfeiler auf der Nordseite zu sprengen und die vorhandenen Widerlager unter Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der Südhälfte vertikal zu trennen und die Nordhälfte bis auf den tragfähigen Fels abzureißen.

Nach dem Einrichten der Baustelle begannen diese Abbrucharbeiten im November/Dezember 1994. Die Sprengungen mußten mit äußerster Akkuratess durchgeföhrt werden, da ja der verbleibende Teil der alten Brücke noch über ein Jahr unter Verkehr bleiben sollte.

Die Sockel der beiden Flußpfeiler bleiben zunächst bestehen und dienen, ertüchtigt mit einer neuen Stahlbetonplatte, als Hilfsfundament des Traggerüsts für die Bögen.

Parallel mit dem hälftigen Abbruch der Widerlager erfolgt der Einbau des Autobahn längsverbaus, der später im Rahmen des Abbruchs der Südbrücke teilweise entfällt beziehungsweise im hinteren Bereich zur Nordseite umgeankert wird.

Am 15. Februar 1995 war der Abbruch auf der Westseite soweit abgeschlossen, daß mit den Arbeiten am Bogenkämpferfundament begonnen werden konnte. Hier machten sich erstmals die Aha-Effekte bemerkbar, die durch eine sparsame Baugrunderkundung hervorgerufen werden.

Der tragfähige Fels befand sich an der Stelle des Kämpfergrundrisses circa



Abb. 6: Südansicht auf das alte und neue Bauwerk

fünf Meter tiefer, als er in der Autobahnachse etwa zwei Meter weiter südlich, erbohrt worden ist.

Dieses Phänomen wiederholte sich dann auch bei fast allen anderen Gründungsachsen, eine typische Erscheinung in der zerklüfteten Landschaft des Lausitzer Granits.

Es wurden erhebliche Mengen an Füllbeton erforderlich, um an den vorgesehenen Stellen in der vorgesehenen Höhe die jeweilige Gründung auch absetzen zu können.

Während mit den Unterbauten auf der Westseite zielstrebig weiter gearbeitet wurde, begann der Aufbau des Traggerüstes für den Bogen auf der Westseite.

Das Traggerüst wurde von unserem Nachunternehmer, der Fa. Weise, als System von drei hintereinander gekoppelten Einfeldsystemen, bestehend aus Fachwerkträgern, konzipiert.

Es wurde auf Absetzblöcken an den Kämpferfundamenten sowie auf den ertüchtigten alten Flußpfeilersockeln gegründet. Die Bogenkontur wurde durch aufgeständerte Träger HEB 120 inklusive der erforderlichen Überhöhung hergestellt.

Auf dem kritischen Weg für das Traggerüst befand sich das Kämpferfundament auf der Ostseite. Während die Gründung des Widerlagers und der Stützen Achse 90 keine nennenswerten Probleme in sich bargen, so lag doch die Gründungsebene der zweiten Innenstütze auf der Ostseite in Achse 80 unterhalb eines steil abfallenden Felshanges wesentlich tiefer als geplant. Auch hier wurde ein fünf Meter hoher unbewehrter Betonklotz errichtet, welcher dann das eigentliche konstruktive Fundament aufnahm. Unter dessen wird für das Kämpferfundament Ost der

Aushub und Teilabbruch des alten Pfeilersockels unter Wasser vorangetrieben. Die Gründung des Kämpferfundamentes ist 2,50 m unter Wasser auf dem bis dahin abzubrechenden Pfeilersockel abzusetzen.

Dieses konnte nur im Schutz eines wasserdichten Spundwandkastens geschehen.

Um die Spundwand überhaupt in den felsigen Untergrund einbinden zu lassen, mußten wir Lockerungspregungen durchführen und anschließend die Sohle unter Wasser bis auf das Gründungsniveau beräumen. Bis zu fünf Tonnen schwere Schuttbrocken mußten mit dem Bagger aus dem Gründungsbereich geräumt werden.

Erst dann konnten wir die Spundwand an einem vorab montierten Führungsgestell in den aufgelockerten Untergrund einrammen.

Nach dem Herstellen des Spundwandkastens wurde die Sohle vom Bodengutachter unter Wasser abgenommen.



Abb. 7: Demontage der vorhandenen Stahlbrücke im Verschiebverfahren (1)



Abb. 8: Demontage der vorhandenen Stahlbrücke im Verschiebverfahren (2)



Abb. 9: Abbruch der Pfeiler auf der Südseite

Danach wurden die Sohlbereiche vor und neben dem abgebrochenen Pfeilersockel innerhalb des Kastens mit Unterwasserbeton bis auf das Gründungsniveau aufgefüllt. Im Anschluß konnte die Baugrube gelenzt werden.

Bedingt durch die Klüfte im landseitigen Fels hang war der Wasserzutritt in der gelenzten Baugrube ziemlich stark, so daß während der Schal-, Bewehrungs- und Betonarbeiten am Kämpfer eine ständige Wasserhaltung betrieben werden mußte.

Parallel mit den Arbeiten am östlichen Kämpferfundament und den nachfolgenden Restarbeiten am Bogentraggerüst sind wir die beiden Überbau randstücke jeweils vom Widerlager bis zur zweiten Innenstütze fertiggestellt worden.

Dieses war notwendig, um die Andienung des Bogens mit Beton zu gewährleisten.

Der Bogen selbst stellt die charakteristische technische Besonderheit des Bauwerkes dar. Deswegen sind, sowohl im Vorfeld als auch bei der Ausführung, besondere Untersuchungen durchgeführt worden, die mit dem Bauherrn und dem Prüfingenieur abgestimmt worden sind.

Der Rechteckquerschnitt des Bogens ist mit 7,50 m Breite und Dicken zwischen 1,40 m am Kämpfer und 80 cm im Scheitel recht massiv, so daß die Beanspruchungen aus Zwang infolge abfließender Hydratationswärme ein wesentliches Kriterium für die Bemessung, wie auch für die Verfahrensweise bei der Herstellung darstellt.

Um grundsätzlich die Zwangsbeanspruchung zu minimieren, ist ein Beton mit 310 Kilogramm Hochofenzement und 60 Kilogramm Steinkohlenflugasche verwendet worden.

Mit diesem Beton wurden vorab an Probekörpern mit realistischen bauteilähnlichen Abmessungen Versuche über die Temperaturentwicklung gefahren. Die Versuche dokumentieren, daß auch bei sommerlichen Temperaturen dieser Beton ohne weitere Maßnahmen, wie zum Beispiel Kühlung in der Schalung eingebaut werden konnte.

Der Bogen wurde in einem Guß von den Kämpfern aus synchron auf beiden Seiten bis zum Scheitel betoniert.

Wichtig war die Bestimmung des optimalen Zeitpunktes für das Absenken des Traggerüsts. Zum einen sollte der Bogen genügend Druckfestigkeit aufweisen, daß er allein, das heißt ohne Zusatzlasten, standsicher ist, zum anderen sollte der Zeitpunkt des Absenkens so gewählt werden, daß das Temperaturmaximum gerade dann überschritten wird und die nachfolgenden Verkürzungen des Bogens infolge Abkühlung sowie die damit verbundenen Vertikalverformungen nicht durch das Traggerüst behindert werden.

Beide Kriterien waren ungefähr 60 Stunden nach dem Ende des Betonierens erfüllt.

Um diese Aussagen sicher treffen zu können, wurden sowohl am Kämpfer als auch am Bogenscheitel permanente Temperaturmessungen in Bauteilmitteln und an den Rändern durchgeführt. Die Temperaturmessung am Bogenscheitel war an eine temperaturgesteuerte Klimakiste gekoppelt, in der zwölf Würfel zur Bestimmung der Frühfestigkeit gelagert waren.

Diese Würfel unterlagen demselben Erhärtungsprozeß wie der zuletzt eingebrachte Beton am Bogenscheitel.

5 Der Ablauf der Betonage

Insgesamt mußten für die Betonage rund 700 Kubikmeter Beton verarbeitet werden. Der Betonierprozeß begann am 21. September 1995 morgens um 2.00 Uhr an der Tiefseite am östlichen Kämpferfundament. Von dem Zeitpunkt an, als dort der Beton die Höhe des Kämpferanschlusses an der Westseite erreicht hatte, wurde synchron auf beiden Seiten weiterbetoniert.

Die Andienung mit Beton erfolgte auf beiden Seiten mittels 52 m-Mastpumpen von den bereits fertiggestellten Überbauteilstücken.

Der Querschnitt war in den unteren Bereichen am Kämpfer voll eingeschalt, jeweils mit Betonein-

füll- und Rüttelöffnungen an der Oberseite versehen. Der Betoneinbau gestaltete sich auch trotz des maximal möglichen Einsatzes von Fließmittel als äußerst diffizil.

Am Fußpunkt der Deckelschalung wurde zur Kontrolle ein Manometer eingebaut, um den Schalungsdruck ständig während des Betonierprozesses verfolgen zu können.

In den Bereichen, in denen der Winkel der Bogenoberfläche flacher war als 32 Grad, wurde die Deckelschalung nicht eingesetzt und die Oberfläche mit einer rotierenden Glättwalze direkt beim Betoneinbau abgezogen.

Hierzu war eine komplette Umstellung der Betonkonsistenz von KR auf KP notwendig, damit die Stabilität der frischen Oberfläche gewährleistet war.

Mit der Glättwalze konnte nicht nur eine zufriedenstellende Oberfläche hergestellt werden, sondern auch die Einbaugeschwindigkeit gegenüber den Bereichen mit der Deckelschalung um ungefähr 20 Prozent gesteigert werden.

Insgesamt war der Betonierprozeß am Abend gegen 21.00 Uhr, also nach circa 19 Stunden, beendet.

Nach dem Absenken des Traggerüstes, rund 60 Stunden nach dem Beenden des Betoniervorganges, verblieb der Bogen noch über die Dauer der Nachbehandlung in der Schalung, während die mit der Glättwalze hergestellte Oberfläche mit Folie eingehaust wurde.

Das Traggerüst selbst wurde zu zwei Dritteln nach dem Ausschalen unter dem Überbau geparkt. Es wurde am 21. August dieses Jahres in die Position für den Bogen der Südbrücke komplett querverschoben, nach dem die Kämpfer und die Hilfsfundamente auf den südlichen Bereichen der Pfeilersockel fertiggestellt worden sind. Dies funktionierte nur nicht beim östlichen Drittel des Bogentraggerüstes, da der Südbogen auf der Ostseite erheblich kürzer ist.

Genau drei Monate nach der Fertigstellung des Bogens haben wir das Überbauschlußstück zwischen Achse 20 und Achse 80 betoniert. Die Arbeiten der Rüstung, Schalung und Bewehrung für den Überbau wurden seit Anfang November unter fast sibirischen Verhältnissen durchgeführt.

Kurz vor Weihnachten 1995 ließ uns das Wetter eine kleine Chance zum Betonieren, die wir auch sofort genutzt haben.

Abb. 10:
Betonage des
Bogens der
Südbrücke (1)



Abb. 11: Betonage des Bogens der Südbrücke (2)



Abb. 12: Betonage des Bogens der Südbrücke (3)

Seit Januar liefen dann im Verfahren der kleinen Schritte die Abdichtung im Gehwegbereich unter Einhausung, das Ausschalen und Ausrüsten des

Überbaus, die Herstellung der Gehwegkappen, andere Restarbeiten sowie allgemeine Baustellenberäumung.

Das Wetter war uns dermaßen ungnädig, daß die Abdichtung im Fahrbahnbereich und die Pfosten für die Lärmschutzwand erst Anfang April fertiggestellt werden konnten.

Im Mai 1996 hatte der benachbart tätige Streckenbauer die Nordfahrbahn insoweit fertiggestellt, daß die Nordbrücke im 2 + 0 Verkehr genutzt werden konnte. Wir haben dann mit der Demontage des vorhandenen Stahlüberbaus auf der Südseite unsere Arbeiten in Baulos II weitergeführt.

Der Stahlüberbau der Südbrücke wurde auf dieselbe Art demontiert, wie er in den 70er Jahren montiert worden ist, nämlich im Taktschiebverfahren. Der Vorschub wurde von der Fa. VSL, Niederlassung Deutschland, durchgeführt.

Auf der Ostseite der Brücke wurde ein Fundament für die Zuglizen erstellt sowie eine Demontestation ausgehoben.

Parallel dazu wurden die vorhandenen Lager auf den drei Pfeilern und dem östlichen Widerlager zu Taktschiebelagern mit Seitenführung ertüchtigt.

Nach der Fertigstellung dieser Vorarbeiten wurden beim westlichen Widerlager die Lager entfernt und den Überbau abgestapelt, so daß ein 30 Meter langer Kragarm entstand.

Die Spannungs- und Verformungszustände für diese und die nachfolgenden Demontagesituationen wurden von uns nachgerechnet und zusammen mit dem Abbruchkonzept dem Prüflingenieur vorgelegt.

Der Vershub erfolgte mittels zweier Pressen und mittels dreier Zuglizen an jedem Hauptträger.



Abb. 13: Gesamtübersicht im Oktober 1996

Nachdem tagsüber ein komplettes Feld herausgezogen war, wurden die Lizen demontiert, der überstehende Abschnitt mit dem Schweißbrenner zerlegt und beräumt, die Zuglizen wieder montiert, die Lager auf dem nächsten Pfeiler entfernt und der Überbau an dieser Stelle wieder abgestapelt.

Auf diese Weise ist der komplette Überbau innerhalb von sechs Tagen demontiert worden.

Der Abbruch der Unterbauten erfolgte unmittelbar anschließend und verlief trotz schwierigerer Zugangsmöglichkeiten als bei der Nordbrücke so einwandfrei, daß wir Anfang August das Kämpferfundament auf der Westseite fertiggestellt hatten.

Dies war der Startschuß für die Errichtung der Vershubbahn auf den Gründungsträgern des unter der Nordbrücke geparkten Bogentraggerüstes.

Am 21. August war es dann soweit. Das rund 200 Tonnen schwere Gerüst wanderte ebenfalls mit Hilfe von Pressen und Zuglizen, aus seiner alten Position in die Lage für die Herstellung des Bogens der Südbrücke.

Parallel zu den Vorarbeiten zum Vershub konnten neben den anderen Unterbauten auch das Kämpferfundament auf der Ostseite hergestellt werden, so daß unmittelbar nach dem Vershub das Bogentraggerüst im letzten Drittel wieder komplettiert werden konnte und auf der Westseite die Schalarbeiten sofort begonnen wurden.

Mittlerweile war die Bewehrung des Bogens soweit fertiggestellt, daß Anfang Oktober 1996 der Beton eingebracht werden konnte.

Die Gesamtfertigstellung des Bauwerks ist für Juli 1997 geplant. Ob wir diesen Zeitrahmen voll ausnutzen müssen, ist unter anderem sehr vom Wettergott abhängig, der uns im Winter 1995/96 etwas im Stich gelassen hat.

6 Schlußwort

Damit der Bauablauf funktioniert, muß natürlich im Vorfeld eine professionelle Arbeitsvorbereitung, ein professionelles technisches Büro und ein sehr erfahrener Prüflingenieur tätig werden. Gerade in der Startphase eines Projektes ist dies besonders schwierig, da der Bauherr, sowie er sich nun einmal zur Beauftragung durchgerungen hat, auch gern den sofortigen Baubeginn realisiert sehen möchte.

Bei der Spreetalbrücke wurden diese Probleme weitestgehend durch zwei Umstände entzerrt: Zum

einen mußten vor dem eigentlichen Baubeginn dermaßen umfangreiche Abbrucharbeiten durchgeführt werden, daß drei Monate vergehen mußten, bevor überhaupt der erste Konstruktionsbeton floß.

Ein ausreichender Vorlauf für die Erstellung und Prüfung der Schal- und Bewehrungspläne war also gegeben.

Zum anderen waren für das Bauwerk und für die Baubehelfe unterschiedliche Aufsteller und Prüferingenieure tätig, so daß insbesondere die Prüfung des aufwendigen Bogentraggerüsts die Prüfung der

Ausführungsunterlagen für das Bauwerk nicht behinderte.

Da beim zweiten Bauabschnitt viele Dinge identisch dem ersten Bauabschnitt sind, haben es Aufsteller, Prüferingenieure aber auch wir selbst erheblich einfacher als bei der Nordbrücke. Aus den Schwierigkeiten, die bei komplizierten Bewehrungsführungen, bei vorgegebenen Randbedingungen aus dem Arbeitsablauf und bei baupraktisch erforderlichen kurzfristigen Änderungen in der Planung auftraten, haben alle Beteiligten gelernt, so daß für den zweiten Bauabschnitt einem reibungslosen Ablauf nicht im Wege steht.

Kunststoffe sind und bleiben Baustoffe der Gegenwart und der Zukunft

Als Prüflingenieur muß man einiges mehr über Kunststoffe wissen

Sind auch heute noch – nach mehr als dreißig Jahren Praxiseinsatz – Kunststoffe die unbekanntesten Baustoffe? „Kunststoff“ ist ein Kunstwort und leitet sich her von „künstlichen Stoffen“. Im heutigen Sprachgebrauch verstehen wir unter Kunststoffen: Organische Polymer- (Makromolekular-) Werk- und Baustoffe. Wer sich als planender, konstruierender und bemessender Bauingenieur und vor allem als Prüflingenieur für Baustatik mit Bauteilen und Bauwerken aus den unterschiedlichen Kunststoffen befassen will oder muß, der darf sich nicht nur flüchtig mit den Kunststoffbezeichnungen und einigen anderen Normen befassen, sondern er muß sich um ein tieferes Verständnis, um die Hintergründe und die Einflußparameter der Variationsbreite der Kurz- und Langzeiteigenschaften der Kunststoffe eingehender bemühen. Dabei möge der folgende Beitrag helfen.

Prof. Dr. Werner Klöcker studierte Naturwissenschaften an der RWTH Aachen und der Universität Münster; nach Diplom und Promotion in organischer/makromolekularer Chemie in verschiedenen universitären und industriellen Instituten und Laboratorien in Deutschland und in Übersee tätig; seit 1972 Lehrbeauftragter an der RWTH Aachen, 1979 Honorarprofessor, seit 1986 Leiter von Lehrgängen

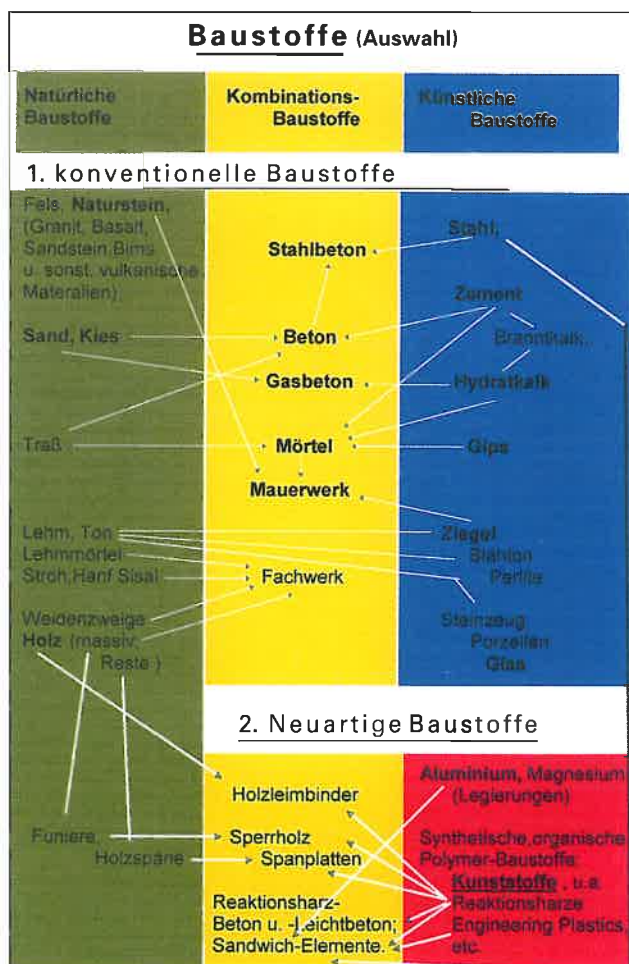
und Kunststoff-Seminaren; 1994 Gründung der „International Consulting, Engineering, Business Agency (ICEBA) Prof. Dr. Kloeker & Partner GmbH“ in Krefeld.



1 Einführung

Einordnung in das Sortiment der Baustoffe

Das heutige moderne Bauwesen konnte sich nur mit „künstlichen Stoffen“ entwickeln. Das mag manchen befremden; **Tafel 1.1** indiziert jedoch, daß dies den Tatsachen entspricht. Wenn wir von den Natursteinblöcken absehen, sind heute die natürlichen Materialien zu Baustoff-Hilfsstoffen degradiert oder gehen als Komponenten in die „Kombinations- Bau-



Tafel 1.1: Das moderne Bauwesen konnte sich nur mit „künstlichen Stoffen“ entwickeln

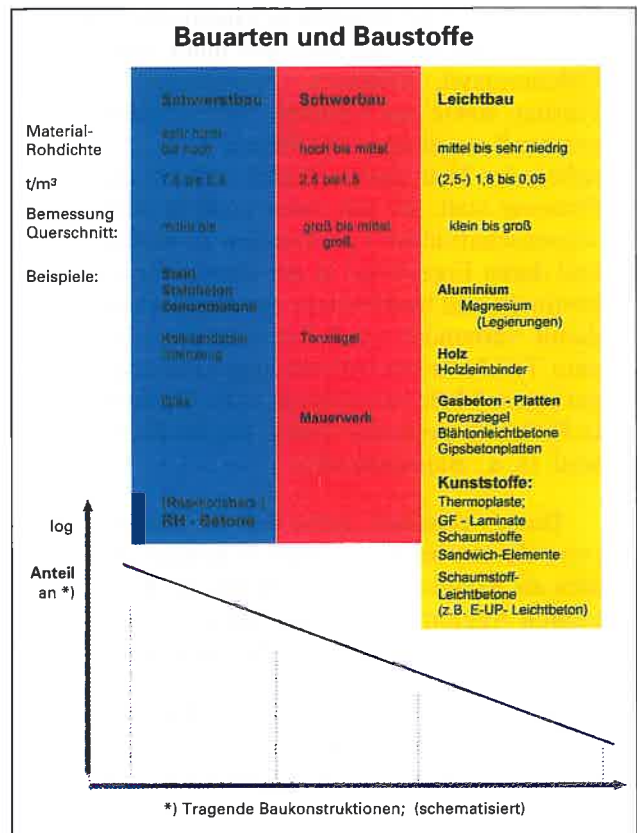
stoffe“ ein. Die nachwachsenden natürlichen Baustoffe finden primär Anwendung im Holzbau. Konsequenterweise klassische Fachwerkhäuser (außen sowie innen mit Lehmausfachungen und mit Reetdächern) können sehr schön sein. Aber entsprechen sie den heutigen Bauvorschriften – nicht nur der Norm DIN 4108 usw. – ? Wer in solchen Häusern leben oder wer ein derartiges Gebäude erstellen und unterhalten möchte, der möge bedenken: Nicht nur die sehr handarbeitsintensive Bauweise erfordert enorme Kosten, sondern auch die Herstellung des Fachwerks und die Fertigung der Ausfachung (des Weidengeflechts und des stroh-, hanf- oder sisalverstärkten Lehms); hinzu kommen das kostenintensive Finish, zum Beispiel mit Kalkfarben, und konsequenterweise auch die gestampften Lehmfußböden und das Reetdach; dessen Instandhaltung sowie die wesentlich höheren Sicherheitsinstallationen und die Kosten für die Versicherungen dürfen auch nicht vergessen werden.

Eine Renaissance dieser Bauart kann und wird meines Erachtens nicht der Weg in die Zukunft sein, sondern die Bauweise einer „Liebhaber“-Minderheit. **Tafel 1.2** zeigt eine Korrelation der Bauarten und der Baustoffe.

Heutzutage dominieren eindeutig Schwerstbau und Schwerbau: Stahl, Beton und Mauerwerk. Abgesehen vom Holzbau ist der „echte Leichtbau“ vielen Baufachleuten heute noch immer suspekt.

Im Bauwesen basiert die Ausbildung und das konstruktive Denken der Architekten und der Bauingenieure primär auf der Ausrichtung nach dem Schwerst- und Schwerbau, also auf Stahl- und Beton – in geringerem Maße noch auf den Mauerwerksbau. Das ist nach meinem Dafürhalten ein Manko, ebenso wie die Tatsache, daß der Holzbau, als Basis der Baukunst überhaupt, in Deutschland heute, wenn man von Dachstühlen, „Fachwerk-Fassaden“ und Holz-Leim-Konstruktionen absieht, quasi ein Schattendasein führt. Wohl bedenkend, daß Großbauprojekte nicht ohne Stahl und Beton ausgeführt werden können, möchte ich die Frage stellen: Wieviel Architekten und Bauingenieure sind heute überhaupt noch bereit und in der Lage, optimal in leichteren Konstruktionen auf der Basis von Holz, Aluminium, Kunststoffen und so weiter zu denken, zu planen, zu konstruieren und zu bemessen?

Die physikalischen Gesetze gelten für alle Baustoffe. Die speziellen Eigenschaften der unterschiedlichen Baustoffe erfordern jedoch Berücksichtigung bei der Planung, bei der Konstruktion, der Berechnung und der Bemessung. Man kann diese jedoch nur baustoffgerecht berücksichtigen, wenn man über entsprechende Materialkenntnisse und -erfahrungen verfügt. Das gilt natürlich auch,



Tafel 1.2: Korrelation von Bauarten und Baustoffen

oder vielleicht sogar in besonderem Maße, für die Kunststoffe.

Metalle, zum Beispiel Stahl und Aluminium, sind „homogene Stoffe“, die chemisch genau definierbar und deren Legierungscharakter (Zustandsdiagramme) bekannt und genau beschreibbar sind. Diesbezüglich stehen sie in einer Analogie zu den Kunststoffen.

Völlig anders ist die Situation zum Beispiel bei den hydraulischen Bindemitteln Kalk, Zement und Gips. Bei der Härtung von Kalk (Mörtel) spielt hinsichtlich der Verfestigung die chemische Reaktion der Calciumkarbonatbildung vor der Bildung von Calciumkarbonatkristallen eine dominierende Rolle. Die Schwerpunkte liegen völlig anders bei der Härtung von Zement und Gips. Bei der Härtung von partiell entwässertem Naturgips ($\text{CaSO}_4 \times \frac{1}{2} \text{H}_2\text{O}$) findet unter Wärmeentwicklung eine physikalisch-chemische Reaktion statt: Die Hydratisierung zum ursprünglichen Gips, $\text{CaSO} \times 2 \text{H}_2\text{O}$. Aus dem „penetrierenden Kristallwachstum“ resultiert schließlich beim Gips die Festigkeit. Stört man diese Kristallisation, reduziert man die Festigkeit.

Die Verhältnisse beim Zement sind analog zu denen beim Gips. Es bestehen jedoch auch fundamentale Unterschiede:

- Zement ist keine einheitliche chemische Substanz, sondern eine *mixtura mirabilis* unter anderem aus Calciumoxyd, Silikaten, Aluminaten, Ferraten, Ferriten sowie aus weiteren Nebenprodukten und eventuell aus einigen Additiven;
- neben der Hydratation finden weitere chemische Prozesse statt, die nur unter großem Aufwand in wissenschaftlichen Laboratorien zu verfolgen sind und deren Ergebnisse in der Praxis nur empirisch bestimmt und beschrieben werden können;
- damit verbunden sind Kristallisations-Vorgänge, zum Teil Mikrokristallisationsprozesse, die nur in geringem Maße hinsichtlich einer Quantifizierung in Richtung Festigkeit und E-Modul überschaubar sind. (s. a.: Bienstock [8]).

Daraus resultiert auch, daß die Standardhärtezeit von Zementbetonen – letztere können angesehen werden als Konglomerate von Sand und Kies, gebunden durch Agglomerate, bestehend aus hydratisierten Calciumsilikaten, Aluminaten, Ferraten, Ferriten und Karbonaten usw. – 28 Tage beträgt. Anorganische chemische Prozesse im wässrigen Medium sind im allgemeinen Ionenreaktionen und laufen spontan ab, solange die Reaktionspartner vorhanden sind, beziehungsweise bis sich ein Gleichgewicht eingestellt hat.

Diffusionsvorgänge können die Ursache dafür sein, daß der Ablauf chemischer Prozesse „langsamer“ erscheint. Bei den relevanten Baustoffen treten folgende Arten chemischer Bindungen auf:

- Bei den Metallen (zum Beispiel bei Stahl oder Aluminium): Metallische Bindung (hohe bis sehr hohe Festigkeit);
- bei den hydraulischen Produkten (Kalk, Zement, Gips): Ionische Bindungen (unterschiedliche Festigkeiten, vielfach wesentlich niedriger als bei den metallischen und kovalenten Bindungen) und
- bei den Kunststoffen: Kovalente (homöopolare) Bindungen.

Die chemischen Bindungsenergien (der Hauptbindungen) bewegen sich in der Größenordnung von 80 bis 550 kJ/mol (20 bis 130 kcal/mol). Die Nebenvalenz-Bindungsenergien betragen 8 bis 20 kJ/mol (2 bis 5 kcal/mol).

Diese Nebenvalenz-Bindungsenergien spielen eine bedeutende Rolle bei den Polyamiden, Polyurethanen und bei anderen Hochleistungskunststoffen. Beim einfachsten Kunststoff, dem Polyethylen ($-H_2C-CH_2-$)_n, PE, beträgt die kovalente Bindungsenergie (Kohlenstoff-Kohlenstoff): 368 kJ/mol (88 kcal/mol) und liegt damit im oberen Drittel der genannten Bandbreite der Bindungsenergien.

Das indiziert, daß selbst dieser einfachste Kunststoff eine wesentlich höhere Zugfestigkeit auf-

weisen muß als zum Beispiel die hydraulischen Bindemittel.

Von keinem Metall wird die einmalige Härte von Diamant (reiner Kohlenstoff!) und dem ähnlichen Siliziumkarbid erreicht. Die höchsten (Zug) Festigkeiten, die man jeweils bei Materialien bestimmt hat, wurden bei faserförmigen Einkristallen (Whiskers) gefunden. (s. a.: Langlie [9] Seite 56 ff). Diese Werkstoffe sind jedoch – nicht nur wegen ihrer exorbitanten Preise – für das Bauwesen in absehbarer Zeit nicht relevant.

Die oben genannten unterschiedlichen Baustoffkategorien sind weit voneinander entfernt hinsichtlich der Zugfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und deren geringen oder größeren Temperaturabhängigkeit (vergl. [11]) im praxisrelevanten Temperaturbereich.

Unabhängig davon werden mit allen genannten Baustoffen Konstruktionen durchgeführt und Bauteile und Bauwerke erstellt.

2 Begriffe, Normen

Die Kunststoffe werden nach DIN 7724 technisch charakterisiert und eingeteilt in:

- **Thermoplaste,**
- **Thermoelaste** (für das Bauwesen weniger relevant),
- **Elastomere** und
- **Duroplaste.**

Das Kriterium für die Einteilung ist die Temperaturabhängigkeit des mechanischen Verhaltens. Als Kenngröße dient die „Schubmodulkurve“, also die Funktion des dynamischen (im dynamischen Torsionsschwingversuch nach DIN 53445 ermittelten) Schubmoduls von der Temperatur.

Die nicht vernetzten Kunststoffe, die Thermoplaste, sind schmelzbar, schweißbar und thermoverformbar; deren Schubmodulkurven gehen gegen Null.

Die vernetzten Kunststoffe, Elastomere und Duroplasten, zeichnen sich dadurch aus, daß die Schubmodulkurven auch bei erhöhter Temperatur nicht gegen Null gehen – wenn man davon absieht, daß bei steigender, sehr hoher Temperatur eine Zerstörung jeglichen organischen Materials erfolgen kann (s. a. Langlie [9], Seite 57 ff).

Diese vernetzten Polymer-Werkstoffe sind nicht schmelzbar und somit nicht schweißbar.

Für die Duroplaste ist spezifisch, daß sie im allgemeinen von den Duroplaste-Herstellern durch chemische Reaktion – auch auf der Baustelle – aus den Reaktionsharzen (Vorprodukten) beziehungsweise aus den „reaktiven compounds“ produziert werden. Der geringere Anteil gelangt für den Bearbeiter als Duroplast-Halbzeug auf den Markt.

Dadurch unterscheiden sie sich sehr wesentlich von den Thermoplasten, die grundsätzlich in der chemischen Industrie als Polymere-Endprodukte produziert werden. Die Herstellung von Halbzeug oder Formteilen – meist aus einem Granulat – erfolgt beim Verarbeiter durch physikalische Verfahren:

1. Extrusion: Halbzeug, unter anderen Platten, Profile, Rohre; außerdem Behälter (im Extrusions-Blasverfahren),
2. Spritzguß: Formteile,
3. Pressen: Halbzeug, Formteile, ferner Formteile, nicht nur Behälter und Fassaden-Platten, aus Halbzeug durch
4. Thermoverformung: „Tiefziehen in der Wärme“ und
5. Verbinden von Halbzeug und Formteilen durch Schweißen, Schrauben und Nieten (sowie Kleben für nicht tragende, untergeordnete Bauteile).

Die drei erstgenannten Verfahren werden auch bei der Herstellung von Duroplasten-Formteilen aus den „reaktiven compounds“ angewendet, jedoch mit dem fundamentalen Unterschied, daß während der Verarbeitung eine chemische Reaktion stattfindet.

Diese kann sein, eine

- **Polykondensation** – unter Abspaltung von u.a. niedermolekularen Reaktions-Nebenprodukten [zum Beispiel Wasser oder Ammoniak bei den Phenoplasten (Phenolharz- (PF), Harnstoffharz- (UF) und Furanharz-Systemen (FF)]; Härtings-„Katalysatoren“ sind hier Säuren oder Basen;

oder die

- **Polymerisation** von ungesättigten Verbindungen ==> (nur C=C-Doppel-Bindungen) – keine Abspaltung von Reaktionsprodukten; wie beim ersten Verfahren ist zur Herstellung von Polymeren bei Raumtemperatur der Einsatz von Reaktions-Initiatoren (Katalysatoren), Härtern (zum Beispiel organischen Peroxyden) und Beschleunigern (zum Beispiel org. Cobaltsalzlösungen oder/und aromatische tertiäre Amine) bei ungesättigten Polyester- (UP) und Phenacrylat (PHA)- Systemen) erforderlich.

Da hier quasi eine Kettenreaktion stattfindet, die lediglich „angestoßen“ wird, ist die Formulierung (Rezeptur) weniger problematisch als bei der

- **Polyaddition:** das heißt, der Anlagerung von multifunktionellen Aminen beziehungsweise von Alkoholen, Carbonsäuren und so weiter, an sehr reaktive Molekülgruppen, zum Beispiel Oxirane (Epoxyde, EP) oder Isocyanate (zu Polyurethanen, PUR, und Polyisocyanuraten, PIR). Auch hier erfolgt keine Abspaltung von Reaktionsprodukten.

Der wesentliche Unterschied der Polyaddition zu den anderen genannten Systemen besteht darin, daß die unterschiedlichen Reaktionspartner (reaktiven Gruppen) in gleichen – äquivalenten (stöchiometrischen) Anteilen vorliegen müssen. Die Stöchiometrie und damit die „exakte Rezeptur“ spielen also bei diesen Reaktionen zu Polymeren eine entscheidende Rolle.

Es gibt eine Vielzahl von Normen für die Kunststoffe zu den Themen: Bezeichnungen, Zusammensetzungen, Formen der Handelsprodukte, Prüfverfahren – diese gelten weitgehend sowohl für Duroplaste als auch für Thermoplaste – physikalische und chemische Analyseverfahren, Eigenschaften, Bearbeitung und Anwendungen.

Im „Kunststoffaschenbuch“ (Sächting [45]) werden allein 313 DIN-, DIN/EN- und DIN/ISO-Normen aufgeführt, ferner 45 ISO-Normen.

Es sollen hier nur wenige, aber bedeutende Basisnormen behandelt werden. Zu erwähnen ist zunächst neben der DIN 7724 unter anderen die DIN 7728. Sie befaßt sich mit den internationalen üblichen Kurzzeichen. (s. a. Langlie [9], Seite 56).

Diese erleichtern das gegenseitige Verstehen. Die Zeichen stehen nicht nur für die Polymeren-Werkstoffe (Endprodukte z. B. Thermoplaste), sondern auch für die Ausgangs-, beziehungsweise Zwischenprodukte, die vernetzend aushärten zu duroplastischen Endprodukten – Reaktionsharz-Formstoffe (RHFS) – auf der Basis:

- Ungesättigter Polyesterharze (UP) (Reaktionsharze, RH)
- Phenacrylatharze (PHA, nach DIN 16945) Reaktionsharz-Formstoffe, RHFS)
- Epoxydharze (EP) bzw. zu
- Polyurethan-Produkten (PUR) Reaktionsharz-Formstoffe, RHFS,
- Polyisocyanurat-Produkten (PIR). nach DIN 16 945, 16 946, und DIN 16 915.

Kondensationsharze auf Basis

- Phenol-Formaldehyd (Phenoplaste) (PF), „Phenolharze“,
- Resorcin-Formaldehyd (Phenoplaste) (RF), „Holz-Leime“, u.a.f. Holzleimbinder;

- Cresol-Formaldehyd (Phenoplaste) (CF),
wasserfeste Sperrholz-, Span- und Schal-Platten;
Spezial-Mörtel für Industrie(Anlagen)-Bau sowie
- Harnstoff-Formaldehyd (UF) Produkte

werden im Rahmen dieses Beitrages nicht besprochen.

(Anmerkung: Es ist wünschenswert, für die durch vernetzende Reaktionen zu Duroplasten führenden Polymersysteme einen übergeordneten, alle Systeme umfassenden Namen zu finden. Viele Polymer-Fachleute finden die Ausdrücke: „Harze“, „Gießharze“ und „Reaktionsharze“, nicht sehr glücklich. Sie resultieren aus der Anlehnung an „Harze pflanzlicher Herkunft“ und werden meines Erachtens den großen Leistungen der „Chemie der Synthetischen Polymere“ nicht gerecht. Im Angloamerikanischen werden praktisch alle Kunststoffe (also auch Thermoplaste) als resins bezeichnet. Der Versuch, für diese Systeme den Ausdruck „Reaktivharze“ zu verwenden, kollidiert mit der englischen Übersetzung der DIN 16945, nach der die Reaktionsharze im englischen reactiv resin genannt werden. Der englische Ausdruck thermoset („wärmehärtend“) ist irreführend und wird den vielen reaktiven Systemen nicht gerecht, die bei Raumtemperatur oder darunter härtbar sind und in der Praxis auch gehärtet werden. Möge die vor kurzem erfolgte Zusammenlegung der beiden DIN-Normenausschüsse „Kondensationharze“ und „Reaktionsharze“ (und deren „Formstoffe“) diese Problematik angehen und dafür eine auch für CEN und ISO akzeptable Lösung finden.

3 Wodurch werden die Polymer-Baustoffe beeinflusst?

Nicht nur bei Homopolymeren, sondern auch bei Copolymeren thermoplastischen Werkstoffen werden die Eigenschaften im wesentlichen durch folgende Parameter bestimmt:

1. Die Molekül(Monomeren)-Konstitution (chemischer Aufbau),
2. der Anteil der jeweiligen, unterschiedlichen Co-Monomeren,
3. die sterische Konfiguration
 - 3.1 der Ausgangsprodukte (cis- oder trans-Form) sowie
 - 3.2 der polymeren Endprodukte (zum Beispiel ataktisch, isotaktisch, syndiotaktisch),
4. die Polymer-Kettenstruktur (linear oder verzweigt),

5. die Molmasse (Kettenlänge der Polymeren),
6. die statistische Verteilung der Molmassen der Polymerketten.

Bei Duroplasten mit sehr großen polymeren Netzwerken wird die Angabe einer Molmasse und deren statistische Verteilung für die Praxis bedeutungslos, unter anderem deswegen, weil diese nicht oder nicht mit einem akzeptablen Aufwand bestimmbar ist.

Für die Abschätzung der charakteristischen Eigenschaften von Duroplasten sind

7. die Kettenlängen innerhalb eines Netzes,
8. die Netzdichte und insbesondere auch
9. die Art der Vernetzung (tri- oder tetra-vektoriell) von entscheidender Bedeutung.

Endständige $-C=C-$ Epoxy-Gruppen und Di- und Tri- Isocyanate vernetzen tri-vektoriell. Das ist ein Vorteil, zum Beispiel gegenüber den Systemen, die innerhalb einer Polymerkette (tetra-vektoriell) vernetzen, wie UP- und PUR-Systeme; letztere u.a. auf Basis Pentaerythrit, Sorbit, sowie Oligo- und „Poly“-Isocyanaten).

Ein Kettenbaustein, von dem zwei Netzketten ausgehen, ist eine Vernetzungsstelle. Eine Netzkette ist demnach ein Kettenstück zwischen zwei Vernetzungsstellen (s.a. **Abb. 5-8**).

Die Netzdichte oder Vernetzungsdichte oder der Vernetzungsgrad ist der Anteil der vernetzten an dem insgesamt in dem jeweiligen Duroplastentyp vorkommenden Basisbausteine.

Es ist nach wie vor schwierig, reale Netzwerke mit großen Abweichungen vom Idealzustand oder mit Verschlaufungen zu beschreiben. Wegen der Unlöslichkeit und Unschmelzbarkeit von Duroplasten sind viele für lineare oder verzweigte Polymere anwendbare Untersuchungsmethoden, für erstere nicht brauchbar. Eine chemische oder thermische Spaltung der Duroplastmoleküle sowie andere chemische Reaktionen können meist nur unzureichend spezifisch durchgeführt werden. Sie sind nur partiell oder gar nicht geeignet, um die Struktur der Netzwerke zu ermitteln.

Bei den Duroplasten auf Basis von Polyurethan und auf Basis ungesättigter Polyester liegt eine günstige Situation vor. Durch Verseifen (basisch) oder Methanolyse beziehungsweise Ethanolyse der Esterbindungen erhält man beim UP das Copolymerisationsgerüst von Styrol mit Maleinsäure/Fumarsäure beziehungsweise deren Salze oder deren Methyl-/Ethyl-Ester. Diese linearen oder wenig verzweigten

Makromoleküle sind vielfältigen Untersuchungsmethoden zugänglich. Aus Epoxydharz-Formstoffen (mit Säureanhydriden, vornehmlich in der Wärme gehärtet) entstehen bei dem beschriebenen Verfahren neben den Salzen der (in Form der Anhydriden) eingesetzten Säuren, je nach EP-Typ: Bisphenol A-Glycerinether beziehungsweise Novolak-Glycerinether. Es kann also eine vollständige Rückspaltung in die Ausgangssubstanzen oder deren Zwischenprodukte erfolgen.

Bei Polyurethanen entstehen primäre (Mono-, Di-, oder Oligo-) Amine, Karbonate und Alkohole oder Di- oder Oligo-Ole.

Damit ist auch das Thema Recycling von Duroplasten angesprochen. Die globale Aussage Duroplasten seien in der Regel nicht recyclingfähig (vergl. Langlie [9] Seite 59, 3.1) hat glücklicherweise nur eingeschränkte Gültigkeit. Duroplaste werden in Deutschland, beispielsweise in Rastatt, recycelt.

Generell ist zu beachten, daß die meisten Netzwerke in ihrem Aufbau inhomogen sind. Das heißt, sie enthalten unterschiedlich große dreidimensionale räumliche Gebilde. Ferner ist die Wahrscheinlichkeit gering, daß die Netzwerke keine freien Enden enthalten (nicht nur reaktionsunfähige kleinere oder größere Kettenteile, sondern auch solche, deren funktionelle Gruppen nicht reagierten oder überhaupt nicht zu einer Reaktion gelangen konnten). Bedacht werden sollte ferner, daß spätestens an dem Gel-Punkt räumliche Strukturen fixiert sind.

Von dieser Struktur gehen die weiteren Vernetzungsreaktionen aus. So können zum Beispiel dichtere Raumeinheiten innerhalb oder in der Umgebung weitmaschig vernetzter Raumstrukturen entstehen. Außerdem reagieren nicht alle reaktionsfähigen Molekülstellen (zum Beispiel eines UP-Systems oder eines Di-Isocyanat-Isomeren-Gemisches) gleichmäßig und erst recht nicht im Gleichakt.

Die Ursachen sind die unterschiedliche Reaktivität der aktiven Makromolekülstellen, sterische Hinderung, sowohl durch die Konstitution der Basismoleküle als auch durch die ständig zunehmende Reduzierung der „Beweglichkeit“ der entstehenden Makromoleküle.

Die klassischen Gesetzmäßigkeiten der Reaktionskinetik werden zur „Kinetik einer zweiten und dritten Ebene“ (intra- und intermolekular).

Hochvernetzbar Duroplaste kann man bestenfalls durch vorsichtige Wärmebehandlung (Tempern) bei höheren Temperaturen (60 bis 120 C) zur vollständigen Aushärtung bringen.

Wir haben gelernt, damit zu leben, daß in vielen Fällen die Duroplasten nicht vollständig ausgehärtet in den Praxiseinsatz gelangen. Das gilt oft für fast alle mittel- oder hochvernetzbar, kaltgehärtete Duroplasten. PUR-Schaumstoffe können eine Ausnahme bilden wegen der schlechten Wärmeableitung (gute Isolation!) des damit verbundenen möglichen Wärmestaus und somit einer de facto „thermischen Nachbehandlung“.

Die zulässigen Spannungen insbesondere in den für das Bauwesen relevanten DIN-Normen und in den „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen“ berücksichtigen diese Begebenheit.

Neben den oben beschriebenen, aus der Chemie resultierenden Eigenschaften, können zusätzlich physikalische Parameter für viele Anwendungsformen von entscheidender Bedeutung für die Endeigenschaften sein. Dieses gilt nicht nur für Duroplasten, sondern auch für andere Werkstoffe, zum Beispiel für Metalle und Glas.

Ein sehr wesentlicher physikalischer Parameter ist die Schichtdicke. Dünne Schichten erscheinen „flexibler“, also weniger „spröde“, als dickere oder massive Materialien. Beispiele sind Papier und Folien und die – für die Anwendung von Duroplasten sehr bedeutenden – Klebe- und Lackfilme (Dicke: kleiner 100 μm), Beschichtungen (Schichtdicke: größer 100 μm) und Cellular-Stoffe (Schaumstoffe). (*Anmerkung:* Der Übergang von Beschichtungen zu Lackfilmen (mit der Schichtdicke als Kriterium) ist fließend.)

Schaumstoffe mit niedriger Rohdichte (Raumgewicht) bestehen aus geschlossenen und/oder offenzelligen Raumeinheiten (Zellen) mit sehr dünner Wandstärke (wenige μm).

Knippschild (IKV der RWTH Aachen [46]) berechnete mechanische Eigenschaften von Cellularstoffen unter anderem aus der Zellstruktur, der Zelldimension und der Wanddicke der Zellen, zum Beispiel von Schaumstoffen auf Basis PUR und UP.

Bei der Beurteilung der Eigenschaften von polymeren Formstoffen ist der Einfluß von Füllstoffen in körniger und/oder faseriger Form besonders zu berücksichtigen. Durch die Einlagerung von körnigen Füllstoffen entsteht ein Formstoff mit einer zellularen Matrixstruktur. Der belastbare Querschnitt eines Formstoffes mit zellulärer Matrix ist im Vergleich zu dem mit einer kompakten Matrix reduziert.

Im allgemeinen ist die Haftfestigkeit der Matrix an den Füllstoffkörnern (Adhäsion) wesentlich

geringer als die Kohäsion des Matrixmaterials. Das gilt in vielen Fällen auch bei der Mitverwendung von Haftvermittlern.

Ferner ist zu beachten, daß die Festigkeiten, zum Beispiel die Druckfestigkeit, der meisten praxisrelevanten Füllstoffe wesentlich oder nennenswert unter denen des massiven Matrixmaterials liegen. Füllstoffhaltige Formstoffe bringen nicht die gleichen Festigkeiten wie das kompakte Matrixmaterial (bei gleicher Prüfkörperabmessung und Prüfgeschwindigkeit).

Im allgemeinen wird durch Füllstoffe die Bruchdehnung und die Stauchung reduziert, der Druck-E-Modul kann jedoch wesentlich vergrößert werden.

Die Verwendung von faserigen Füllstoffen, zum Beispiel Glasfasern, erhöht die Zugfestigkeit, reduziert die Bruchdehnung und erhöht wesentlich den Zug-E-Modul (s. a. Langlie [9], Seite 68, 71, 72 und [11] bis [15]).

Man sollte anstreben, Matrixmaterialien zu verwenden, die eine höhere Bruchdehnung haben als das Fasermaterial. Beide Füllstoffarten – körnig und faserig – reduzieren die Volumenkontraktion während der Härtung (vergl. [11] bis [15]). Bei flächigen glasfaserverstärkten Formmassen erfolgt die Beeinflussung der Volumenkontraktion (Schrumpf) primär in der Glasfaserebene, bei den dough molding compounds, den bulk molding compounds und auch bei den cellular products dreidimensional. Bei den zellularen Formstoffen (Schaumstoffen) wirkt im allgemeinen der – bei der Härtungsreaktion steigende – Gasdruck in den Zellen der Volumenkontraktion entgegen.

Wir begrüßen in der Praxis normalerweise eine Reduktion der Volumenkontraktion. Füllstoffe können aber auch das Potential an inneren Spannungen erhöhen. Durch das Tempern kann jedoch ein Teil dieser durch Kontraktionsbehinderung zusätzlich entstandenen inneren Spannungen abgebaut werden.

In der Literatur sind einige angeblich nicht mit Volumenkontraktion einhergehende zu Duroplasten vernetzende Reaktionssysteme beschrieben, zum Beispiel Spiran-Derivate. Aus Herstellungs- und Preisgründen werden derartige Produkte auch in nächster Zeit nicht auf dem Markt für Polymer-Bau- stoffe zu erwarten sein.

Die Volumenkontraktion während der Härtung ist zwar eine wichtige Eigenschaft jedoch nicht die entscheidende für den Praxiseinsatz.

Inzwischen hat die kunststoffverarbeitende und -anwendende Industrie gelernt, mit der Thematik und Problematik der Volumenkontraktion von reaktiven Systemen zu leben, oder die Schrumpfung zu kompensieren, zum Beispiel bei low shrink- beziehungsweise low profile-UP-Systeme (vergl. [12]).

Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß alle derzeit auf dem Baumarkt befindlichen zu Duroplasten vernetzenden – nicht kompensierenden – Systeme eine Volumenkontraktion aufweisen. Diese bewegt sich – in Abhängigkeit vom Vernetzungsgrad – in der Größenordnung von mindestens drei bis zum Teil mehr als zehn Volumenprozent.

Die aus Isocyanat-Harzen resultierenden PUR- u. PIR-Produkte liegen im allgemeinen in einem günstigen (unteren) Bereich. Sehr wichtig dafür ist, daß ein sehr großer Teil der chemischen Reaktionen (Härtung) vor dem Gelpunkt erfolgt ist und nicht danach stattfinden muß. Dies ist „within limits“ durch die Formulierung beeinflussbar. Polyurethan-Systeme sind diesbezüglich allen anderen Reaktivharzen überlegen.

Neben den genannten Eigenschaften, insbesondere den mechanischen, ist für bestimmte Anwendungen, zum Beispiel für Lacke, Beschichtungen, Kleber, Leime, Kitte und Mörtel, die Haftung auf anderen Materialien von großem Interesse und von besonderer Bedeutung: Klebstoffe auf Basis von UP plus Isocyanat sowie Polyurethan- und Epoxydharz-Systeme (auch für tragende Konstruktionen). Hierbei spielt die Möglichkeit der Ausbildung von Nebenvalenzen, insbesondere von Wasserstoffbrückenbindungen, eine bedeutende Rolle.

Relativ einfach zu überschauen ist der Einfluß der Nebenvalenzkräfte bei den Thermoplasten, zum Beispiel Polyamid, Polyurethan (aus Polyurethanen können sowohl Thermoplasten als auch Elastomere und Duroplasten hergestellt werden – Kunststoffe nach Maß!) und bei den Elastomeren. Für die bemerkenswerten Wirkungen solcher Kräftepotentiale ist das Polyurethan-Elastomer Vulkollan® (Bayer) ein extrem gutes Beispiel (hervorragende Abriebfestigkeit bei Zähigkeit und guter Flexibilität).

Ferner ist von großem, praxisrelevanten Interesse, daß Rohre und Rohrauskleidungen aus Polyamid, und insbesondere aus Polyurethan, wesentlich abriebfester sind als solche aus Polyethylen und Polypropylen. Deshalb werden in der Bauwirtschaft für Sand- und Kiesaufschüttungen mittels des Spülfahrers, zum Beispiel bei Autobahnen, derartige Rohre eingesetzt. Sie sind auch in der Lebensdauer Stahlrohren eindeutig überlegen.

4 Thermoplaste

4.1 Für konstruktive Anwendungen relevante Thermoplaste

Die Gruppe der Thermoplasten enthält die am einfachsten aufgebauten Kunststoffe. Es sind die durch Homopolymerisation (nur eine Molekülart) hergestellten Polyethylene, PE (symmetrisches Grundmolekül: Ethylen; siehe auch **Abb. 4.1** und **Abb. 4.2**), PP (unsymmetrisch, daher *stereospezifische Formen: ataktisch, isotaktisch und syndiotaktisch*), PP Polypropylen (ist zur Zeit primär als ataktisches Material auf dem Markt) wie Polyvinylchlorid, PVC (unsymmetrisch, dito PP) sowie Polystyrol, PS, und Polymethylmethacrylate, PMMA (Acrylglas, zum Beispiel Plexyglas®).

Die beiden zuletzt genannten Polymeren sind amorph, also nicht kristallin, es sind „erstarrte organische Gläser“, also transparente Kunststoffe, wie Polycarbonat, PC (zum Beispiel Makrolon®), das wesentlich komplizierter aufgebaut ist, Polyamide, PA 6

und PA 66 (sind wie Polyethylen, Polypropylen, PVC) und Polyethylenglykolterephthalat, PET (zum Beispiel Diolen®, Trevira®) sowie Polytetrafluorethylen, PTFE (zum Beispiel Teflon®, Hostaflon®) teilkristallin und haben daher ein opaques Aussehen, das allerdings bei Pigmentierung mit Ruß oder mit Buntpigmenten nicht erkennbar ist.

Abb. 4.1 zeigt, daß der Aufbau der durch Polymerisation herstellbaren Thermoplasten sehr ähnlich ist. Nachdem man das Bauprinzip erkannt und verstanden hat, erleichtert es nicht nur die Übersicht, sondern auch ein Verständnis der Korrelation: Aufbau der Basismoleküle der Polymeren zu den differierenden Eigenschaften.

4.2 Verarbeitungen

Das Basisverfahren zur Herstellung und Bearbeitung von Thermoplasten ist die Extrusion. Thermoplasten in Granulat, seltener in Pulverform, entlang einer rotierenden Schnecke, verschiedene Temperaturzonen passierend, werden in dem Bereich des Erweichungspunktes gebracht und durch entsprechende Extrusionswerkzeuge („Düsen“) zu Platten, Profilen und Rohren, also zu *Halbzeug* verarbeitet. Bei der Herstellung von Thermoplast-Granulaten wird die plastische Masse durch ein „Viel Lochsieb“ zu einer entsprechenden Anzahl Stränge geformt, diese in einem Wasserbad möglichst schnell abgekühlt und in einem Granulator zu wenigen Millimeter lange und dicke „Pellet“ verarbeitet.

Bauteile und Bauwerke aus verbundenen Halbzeugteilen, eventuell in Kombination mit anderen Werkstoffen, haben für den konstruktiven Ingenieur die größere Bedeutung.

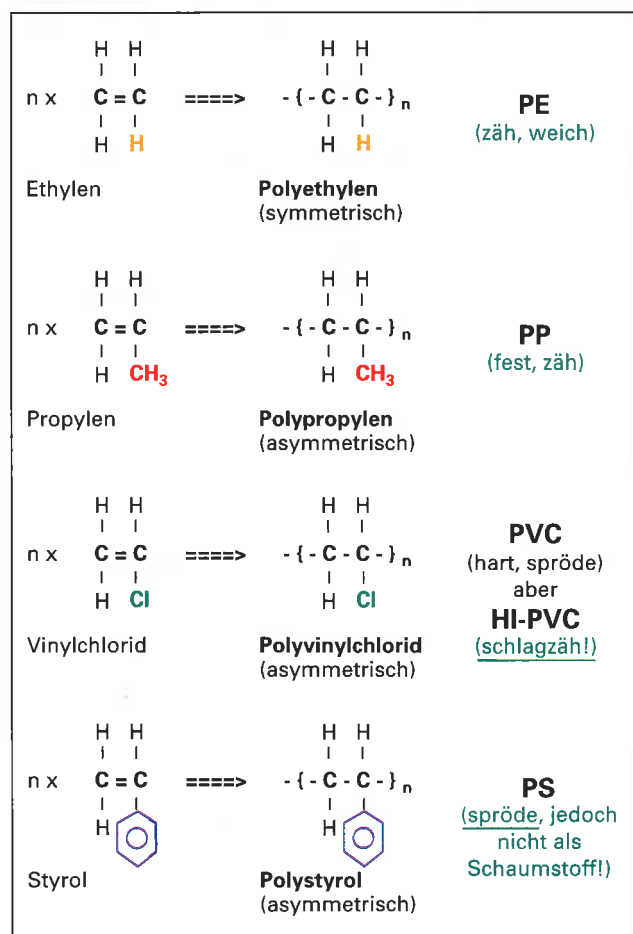


Abb. 4.1: Eine Auswahl von Thermoplasten – hergestellt durch Polymerisation – : Ähnlicher Aufbau, aber differierende Eigenschaften

Polyethylen-Typen		
(Grundmerkmale)		
	HD - PE (PE-hart)	LD-PE (PE-weich)
Mol-Masse (~ Kettenlänge)	50 000 – 3 Mill.	32 000 – 50 000
Dichte g/cm ³	0,945 – 0,955	0,915 – 0,924
Erweichungsbereich °C	127 – 135	105 – 115
E-Modul N/mm ²	900	300
	Konstruktions-Werkstoff!	Nur für Bauhilfsmittel, z.B. Abdeck- und Verpackungsfolien!

Abb. 4.2

Behälter werden nach dem Extrusions-Blasverfahren, dem Spritzguß-Blasverfahren oder im Schleuderverfahren (zum Beispiel Heizölbehälter aus Caprolactam, dem Ausgangsprodukt für Polyamid PA 6) gefertigt. (Anmerkung: Die Bezeichnung „Nylon“, die man bisweilen auf derartigen Öltanks findet, ist irreführend und falsch. Hinter der für die Firma Dupont geschützten Bezeichnung Nylon® verbirgt sich das Polyamid 6,6. Es wird nicht aus Caprolactam (durch ringöffnende Polymerisation eines Bausteins) hergestellt, sondern durch Kondensation aus Hexamethylendiamin und Adipinsäure, also aus zwei Bausteinen. Aus diesem Material sind nach dem Schleuderverfahren keine großen Behälter herstellbar. Behältern aus PA 6,6 werden in ihrer Größe (Volumen) Grenzen gesetzt durch die derzeit mit dem Extrusion- und Spritzguß-Blasverfahren erreichbaren Ergebnisse.

Das Spritzgußverfahren wurde in der Veröffentlichung von Langlie [9], Seite 64 beschrieben.

4.3 Verbindungstechniken für Halbzeug aus Thermoplasten.

Im konstruktiven Bereich ist das Schweißen das primäre Verfahren. Es ist darauf zu achten, daß von den ungefähr sieben existierenden Schweißverfahren diejenigen werkstoff- und anwendungsgerechten Methoden ausgewählt werden, die einen Schweißfaktor von größer 0,9 möglichst größer 0,98 gewährleisten. Das heißt: die Schweißnaht muß eine Festigkeit aufweisen, die mindestens 90 %, besser 98 bis 100 % des kompakten, zu verbindenden Materials entspricht. Bei dicken Polyethylen- und Polypropylen-Platten > 0,5 cm (zum Beispiel für Deponieauskleidungen) wird das „Extrusionsschweißen“ gewählt. Mit kleinen, leicht transportier- und tragbaren Extrudern kann man diese Verbindungen auch auf der Baustelle ausführen.

Gewebe aus gesättigten Polyester(PET)-Fasern (Diolen®, Trevira®, zum Beispiel für Tragflughallen) werden mittels „Hochfrequenzschweißen“ miteinander verbunden. Für andere Schweißverfahren sei auf die Literatur verwiesen

4.4 Anwendungen

Polystyrol hat lediglich eine Bedeutung in cellularer Form, das heißt als Schaumstoff. Vor mehr als fünfzehn Jahren wurde bereits bei der Erneuerung des Fahrbelages der Duisburger Rheinbrücke eine Polystyrolschicht von mehr als 5 cm als Unterlage gewählt. In den letzten Jahren gewinnt die Anwendung von Polystyrol, aber auch Polyethylen und zum Teil auch PVC-Schaumstoff – also Materialien mit Druckfestigkeiten von weniger als 1 N/mm², aber weitge-

hend geschlossener Zellstruktur – im Erdbau eine wachsende Bedeutung. Dies zeigen verschiedene Großanwendungen (Damm- und Straßenbauten), die in Japan und den USA ausgeführt und auf der Kunststoffmesse K '95 (Düsseldorf) dargestellt wurden.

5 Reaktionsharze und Reaktionsharz-Formstoffe

Primär dargestellt am Beispiel

5.1 Ungesättigte Polyestersysteme, UP

Die ungesättigten Polyester-Systeme unterscheiden sich von den gesättigten, thermoplastischen Polyestern (zum Beispiel PET: Gewebe, Tragflughallen) dadurch, daß die überwiegend linearen Polykondensate (Polymerketten) nicht ausschließlich Terephthalsäure- und Isophthalsäure-, sondern auch ortho-Phthalsäure- und insbesondere ungesättigte Säure (Ethylendicarbonsäuren: Fumarsäure und Maleinsäure)-Gruppen enthalten; (Abb. 5.1). Sie werden nicht nur aus ein oder zwei Diolen (Ethylenglykol, Butandiol 1,4) und den genannten Säuren produziert. Für die Herstellung der zahlreichen unterschiedlichen Typen kommt eine Vielzahl von multifunktionellen Alkoholen (Diolen) und Dicarbonsäuren zum Einsatz. (siehe Tafel 5.1, Abb. 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 und 5.6). Auf

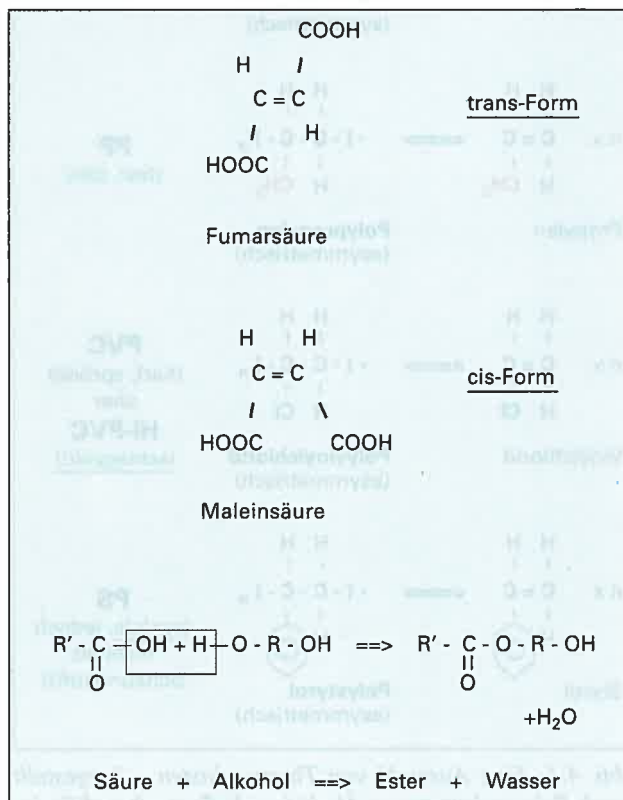


Abb. 5.1: UP-Systeme (Bausteine: Ungesättigte Säuren)

Tafel 5.1: Gruppenzuordnung von UP- und PHA-Systemen nach Temperatur- und Medienbeständigkeit (nach DIN 18820)

Gruppe ¹	Reaktionsharzart	Glykole (Dirole)	Säuren	Maximaler Styrol Massenanteil
0	UP	Standardglykole ²)	Orthophthalsäure Ethylendicarbonsäuren	45%
1	UP	Standardglykole ²)	Orthophthalsäure Ethylendicarbonsäuren	45%
2	UP	Standardglykole ²)	ausschließlich Isophthalsäure und/oder Terephthalsäure Ethylendicarbonsäuren	50%
3	UP	Neopentylglykol (min. 80% molarer Anteil), maximal 20% molarer Anteil ³) eines Diols mit mindestens einer sekundären OH-Gruppe	ausschließlich entweder Orthophthalsäure oder Isophthalsäure und Terephthalsäure und HET-Säure Ethylendicarbonsäuren	50%
4	UP	Bis-(hydroxymethyl)-tricyclodecan	Orthophthalsäure Ethylendicarbonsäure	50%
5	PHA	Bisphenol A-bis (1,2 dihydroxypropylether), Novolak	Acryl- und Methacrylsäure⁴)	50%
6	UP	Dipropoxybisphenol A, Diethoxybisphenol A; Perhydrobisphenol A; (mind. 90% molarer Anteil)	Ethylendicarbonsäuren	55%

¹) Harze der Gruppe 1 bis 4 und 6 müssen vom Typ 1130 oder 1140 nach DIN 16946 Teil 2 sein. Harze der Gruppe 0 müssen mindestens vom Typ 1110 nach DIN 19946 Teil 2 sein. Harze der Gruppe 5 müssen vom Typ 1310 und 1330 nach DIN 19946 Teil 2 sein.

²) Dazu gehören: Ethylen-, 1,2-Propylen-, Diethylen- und Dipropylenglykol, Butandiol 1,3 und Butandiol 1,4.

³) Bezogen auf die Summe der Diolkomponenten.

diese Weise können die Eigenschaften in einem größeren Bereich variiert werden. Die ungesättigten Polyester sind gelöst in copolymerisierbaren Monomeren, vornehmlich in Styrol, d.i. Vinyl-benzol (Abb. 5.7). Die DIN 16945 gibt eine allgemeine Beschreibung der Reaktionsharze, Härter und Beschleuniger und deren Testmethoden. DIN 16946, Teil 1, beschreibt die Prüfmethode für die Reaktionsharz-Formstoffe (Duroplaste). DIN 16946, Teil 2, unterteilt unter anderem die Duroplaste auf UP-Basis in fünf Typen (ungefüllt und nicht faserverstärkt). Die Kriterien dafür sind: Glasübergangstemperatur, Formbeständigkeit in der Wärme nach ISO 75 (Methode A), Biege- und Zugfestigkeit (normal oder erhöht) (siehe **Tafel 5.2**).

Diese Parameter reichten unter anderem für die Anwendung und Normung von UP-Formstoffen im Bauwesen (als GF-Laminat) und im Maschinenbau (auch als UP-Beton) nicht aus. Es fehlten Aussagen zur Widerstandsfähigkeit gegen Chemikalien, unter

anderem zur Hydrolysenbeständigkeit sowie deren Korrelationen zum Aufbau der Reaktionsharze und Reaktionsharz-Formstoffe. Diese wurden in der Norm DIN 18820, Teil 1 und Teil 3 „Laminat aus glasfaserverstärkten (1.) ungesättigten Polyester (GF-UP) und (2.) Phenacrylat-Systemen (GF-PHA) für tragende Bauteile, Teil 1: Aufbau, Herstellung und Eigenschaften, Teil 3: Schutzmaßnahmen für das tragende Laminat (Chemieschutzschichten) erstmalig im bisher bei Kunststoffen nicht bekannten Umfang erstellt.

Die DIN 18820 umfasst – basierend auf der DIN 16945 und 16946 – primär die UP-Typen 1130 und 1140 sowie die Phenacrylat (PHA)-Typen 1310 und 1330 für Außenanwendungen. Hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit gegenüber Medien (Chemikalien) erfolgt in der DIN 18820 die Unterteilung dieser Reaktionsharz-Formstoffe in sechs Gruppen (Matrices für glasfaserverstärkte Laminat) in Abhängigkeit von deren chemischem Aufbau (siehe **Tafel 5.1**).

Bei Innenanwendungen dürfen auch UP-Systeme der Gruppe 0 (Typ 1110 oder besser Typ 1120 – erhöhte mechanische Eigenschaften, größere Bruchdehnung als Typ 1110 bei gleicher niedrigerer Formbeständigkeit in der Wärme als die Typen 1130, 1140) sowie die PHA-Typen 1310 und 1330 nach DIN 16946, Teil 2 eingesetzt werden, falls im ersten Falle die Medienbeständigkeit ausreicht.

Der **Tafel 5.1** ist zu entnehmen, daß gegenüber der DIN 16946, Teil 2, nochmals differenziert wird, vor allem bei den Diolen, aber auch bei den gesättigten Säuren. Isophthalsäure ergibt auf Grund der meta-Struktur – gegenüber ortho-Phthalsäure – gestrecktere Polyester-Moleküle und nach der Härtung Duroplaste mit besseren mechanischen Eigenschaften und besserer Widerstandsfähigkeit gegen chemische Medien. Das gilt in noch stärkerem Maße für UP-Sy-

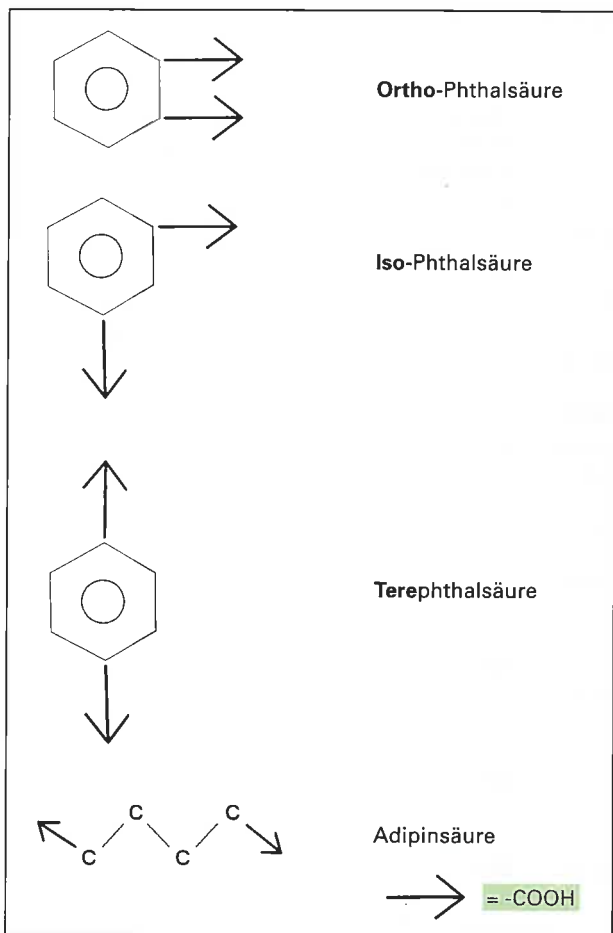


Abb. 5.2: UP-Systeme schematisiert (Bausteine: Gesättigte Dicarbonsäuren)

Abb. 5.3: UP-Systeme (Bausteine Glykole)

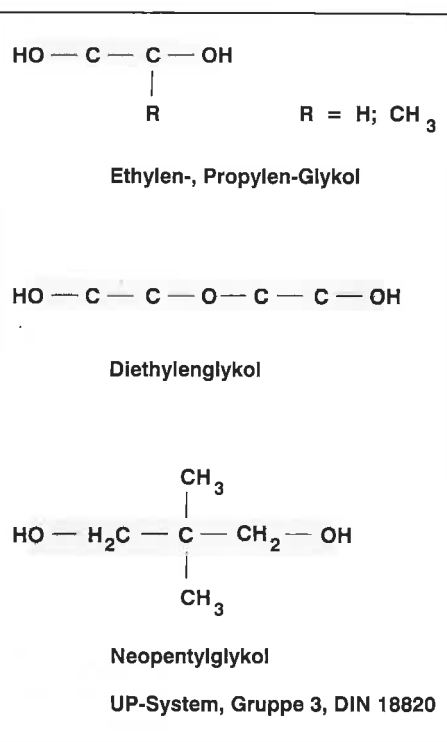


Abb. 5.4: UP-Systeme (Bausteine: Spezielles Glykol, Dimethylol-tricyclo-decan - Dicidol (Hüls) - Gruppe 4, DIN 18820

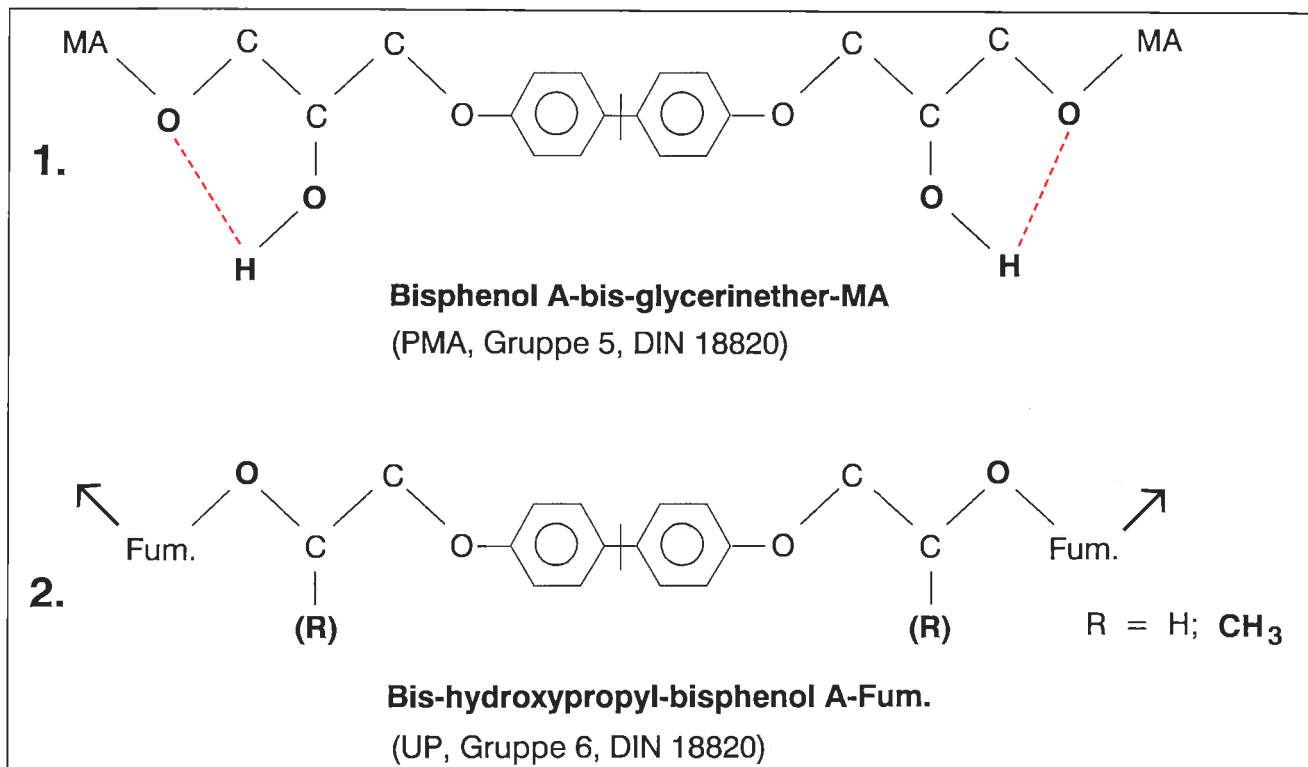
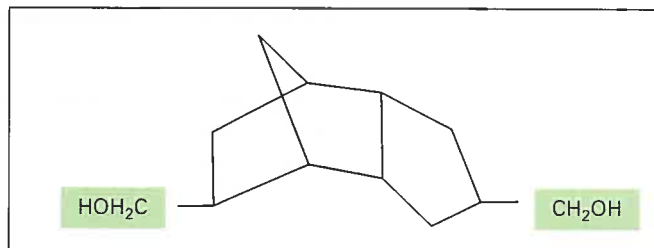


Abb. 5.5: Reaktionsharzstrukturen: 1. Phenacrylat, Type 1310, DIN 16946, 2: UP auf Basis Bisphenol-Derivate, Type 1140

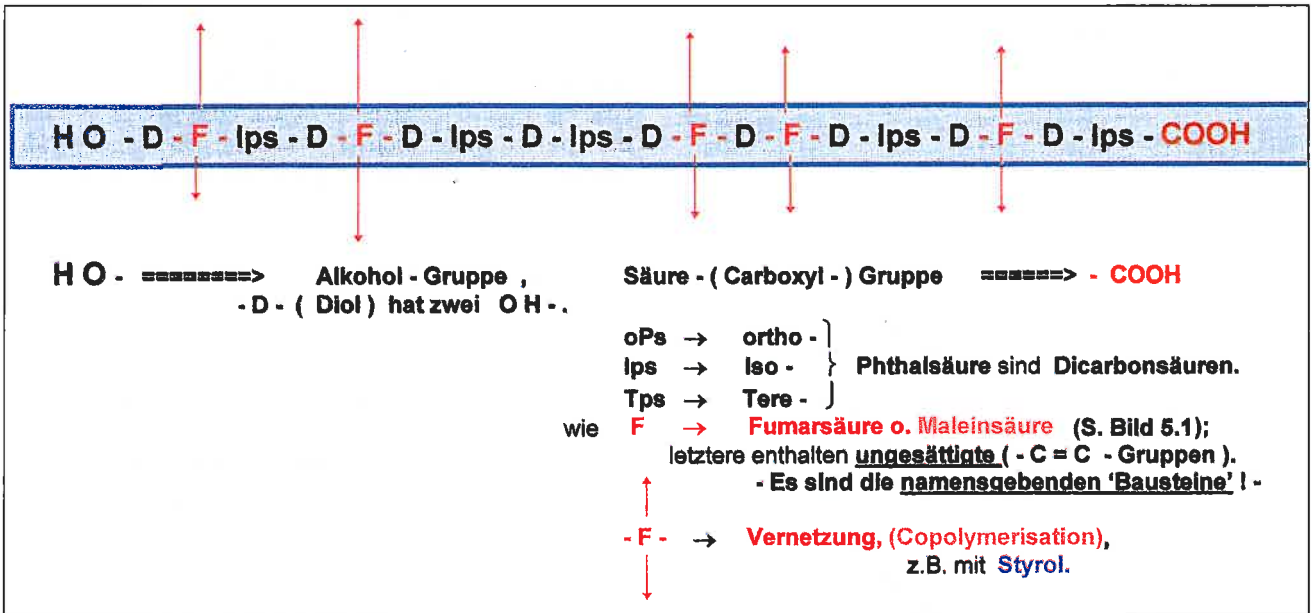


Abb. 5.6: Ungesättigter Polyester – Aufbau einer kurzen UP-Kette, gelöst in Styrol (schematisiertes Beispiel)

steme auf Basis von Terephthalsäure (para-Struktur, siehe **Abb. 5.2**). Iso- und Terephthalsäure sind schwierig zu verestern und somit die Ester auch weniger leicht zu spalten (zu hydrolysieren). Dieser Effekt wird intensiviert, wenn Diole verwendet werden, die ebenfalls schwer zu verestern sind, weil durch deren Molekular-Struktur diese Reaktion behindert ist („Sterische Hinderung“), zum Beispiel Neopentylglykol (**Abb. 5.3**).

Mit steigender Guppen-Nummer (siehe Tafel 5.1) steigt die Widerstandsfähigkeit gegen wässrige, vor allem gegen basische Medien. Weiterhin spielt bei der diskutierten Korrelation der Anteil der ungesättigten Säuren – die durch Copolymerisation mit dem als Lösungsmittel dienenden Monomer, im allgemeinen Styrol (oder Monomeren-Gemisch), die Härtung ermöglichen – das Verhältnis: Ethylendicarbonsäuren/ Styrol – eine wesentliche Rolle.

UP-Harze der Gruppe 6 enthalten ausschließlich Ethylendicarbonsäuren und als Diole propoxyliertes Bisphenol A (BPA), ethoxyliertes BPA, oder Perhydro-BPA. (**Abb 5.5**). Die bei der Härtung entstehende Netzweite wird vorgegeben durch die Moleküllänge des Perhydro-BPA, des ethoxylierten oder propoxylierten Bisphenol A und durch den Anteil des Styrol im Gesamtsystem, oder korrekter ausgedrückt durch das Verhältnis Ethylendicarbonsäure/Styrol.

Da sich die Estergruppen bei UP-Typen der Gruppe 6 (DIN 18820) direkt an der Ethylen-Dicarbonsäure/Styrol-Copolymerisat-Kette befinden und von den Phenyl-Ringen partial abgedeckt werden, ist es verständlich, daß Duroplasten der Gruppe 6 widerstandsfähiger gegen wässrige Chemikalien sind, vor allem bei höheren Temperaturen, als Duroplaste der Gruppe 4, insbesondere wenn diese noch ortho-Phtalsäure enthalten.

Tafel 5.2

Duroplasten auf Basis UP (Typen nach DIN 19946, Teil 2)							
Typ	Tg _(dyn) Glasüberg. Temp. °C	Form- best. i.d.Wärme ISO 75(A) °C	σ _{bB} Biege- fest. N/mm ²	σ _{bZ} Zug- fest. N/mm ²	ε Reiß- dehn %	E- Modul N/mm ²	σ _{bB} σ _{bZ} - Tg _(dyn)
1100	<50	–	–	–	>10	–gering	
1110	>70	55	70	40	<2	3500	normal
1120	>70	55	110	60	>2	3500	erhöht
1130	<u>>120</u>	<u>90</u>	<u>70</u>	<u>30</u>	<2	3500	normal
1140	<u>>120</u>	<u>90</u>	<u>110</u>	<u>55</u>	>2	3500	erhöht

Die unterstrichenen Werte sind Mindestwertel

Das sehr interessante und recht voluminöse Bismethyloltricyclodekan (**Abb. 5.4**) kann offensichtlich den Nachteil der zusätzlichen Estergruppen mit ortho-Phthalsäure nicht kompensieren. Das Tricyclodekan hat keine aromatische Ring-Struktur. Deshalb reagieren die beiden Methylol-Gruppen wie einfache Glykole. Die Tricyclodekan-Struktur ist starrer als die Struktur der Bisphenolderivate. Der Härtungsverlauf von RH-Systemen (exotherm!) wurde von Langlie [9], Seite 60f. am Beispiel von UP kurz angespro-

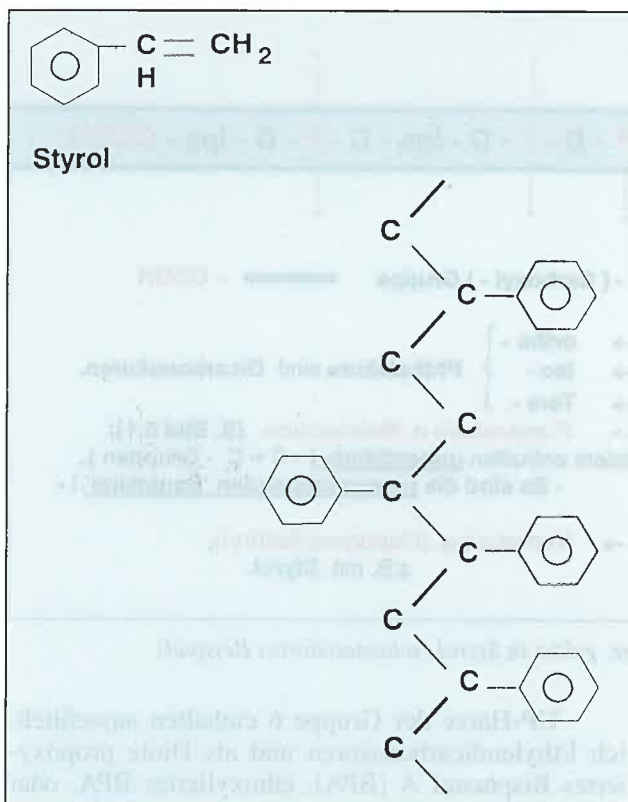


Abb. 5.7: UP-Systeme (Bausteine: Copolymerisierendes Monomer) sowie ataktisches Polystyrol, das heißt: PS mit unregelmäßig gestellten Seitengruppen

chen. Die **Tafeln 5.3 bis 5.7** zeigen Unterschiede der Systeme und einige Konsequenzen für die Anwendung in der Praxis.

Generell hat das molare Verhältnis von Ethylendicarbonsäure-Gruppen zum Styrol einen wesentlichen Einfluß auf die Eigenschaften der UP-Duromeren. Jüngste Untersuchungsergebnisse von Kitani und Kawada [50th SPI Conference, Januar 1995] beinhalten, daß bei den von ihnen verwendeten UP-Harzen die günstigsten Aushärtungen bei einem Verhältnis Fumarsäure/Styrol von ca. 0,7 erfolgen, also bei einem (molaren) Überschuß von Styrol. Bei diesem Verhältnis wurden nicht nur die höchsten $T_{g(dyn)}$ und HDT (heat distorsion temperature)-Werte gefun-

den, sondern auch der geringste Gehalt an „nicht einpolymerisierten“ Ethylendicarbonsäure-Gruppen und der niedrigste Reststyrolgehalt. Bemerkenswert ist, daß bei einem Ethylendicarbonsäure/Styrol-Verhältnis von 1,42 der höchste E-Modul gemessen wurde, obwohl die größte Diskrepanz zwischen den im UP-Harz vorhandenen Fumarsäure-Gruppen und den an der Vernetzung teilhabenden Fumarsäure-Gruppen festgestellt wurde. Die $T_{g(dyn)}$ und die HDT der bei der Härtung entstehenden Duroplasten hatten erwartungsgemäß die niedrigsten Werte.

Die Untersuchungsergebnisse bestätigen die vorliegende Erfahrung, daß in UP-Systemen den Ethylendicarbonsäure-Gruppen mindestens ein besser zwei Moleküle Styrol für die Copolymerisation zur Verfügung stehen sollten. Das wurde in der DIN 18820 berücksichtigt.

Eine für manche Anwendungen noch akzeptable Unterhärtung (Reststyrolgehalt in der Größenordnung von zwei bis sechs Prozent) bringt bei Standard UP-Systemen einen Anstieg der Zug- und Biegefestigkeit in der Größenordnung von fünf bis zehn Prozent im Vergleich zu total ausgehärteten Produkten. Erwartungsgemäß sind die $T_{g(dyn)}$ und E-Moduli reduziert. Bei stärkerer Unterhärtung nehmen alle mechanischen und thermischen Eigenschaften ab; Ausnahme: die Bruchdehnung steigt an. Die Schubmodulkurve verschiebt sich nach links, zu tieferen Temperaturen also in Richtung der Schubmodulkurven von Elastomeren (mit jedoch zum Teil recht schwachen mechanischen Eigenschaften).

Diese Ergebnisse zeigen deutlich, daß durch Änderung der Vernetzung(sdichte) die Eigenschaften eines Duroplasten variiert werden können. Der bessere Weg ist natürlich, dies nicht durch Unterhärtung, sondern durch systematische Änderung des chemischen Aufbaus zu erreichen, indem man zum Beispiel anstatt Phthalsäuren relativ langkettige Adipinsäure und anstatt der einfachen, längerkettige Glykole (**Abb. 5.3, 5.5**) sowie eventuell Hexandiol-1,6 mit Ethylendicarbonsäuren zusammen kondensiert. Diese UP-Harze ergeben RH-Formstoffe mit höherer Bruchdehnung (10 bis 70%), geringere mechanische Festigkeiten und niedrigere Formbeständigkeit in der Wärme. Das sind keine Baustoffe für tragende Konstruktionen! Es sind jedoch wichtige Komponenten für Endprodukte mit erhöhter Zähigkeit und Flexibilität, zum Beispiel Beschichtungen, Fußbodenbeläge, Estriche und Gießfußböden.

Abschließend sei bemerkt, daß bisher nur bei den UP-Duroplasten

Tafel 5.3

Härtung von Reaktiv-Harz-Systemen zu Duroplasten (Duromeren)			
Harzgruppe	Härtungsart	Beispiele	Flüchtige Reaktionsprod.
Kondensations-Harze	Poly-Kondensat.*)	PF, MF, UF	ja
Reaktions-Harze	Polymerisation*)	UP, PHA, MMA	nein
	Polyaddition**)	EP, PUR, EPIC	nein

*) katalytisch

***) Mischung (Verhältnis) der Reaktanten muß stöchiometrisch (equivalent) sein!

Tafel 5.4

Härtung der Reaktions-Harze (RH)	
<p style="text-align: center;">Warmhärtung (≈ 60 bis 140 °C)</p> <p style="text-align: center;">UP-, PHA-, MA-, EP-, IC-Harze + Härter*)</p> <p style="text-align: center;">+ Wärmezufuhr z.Z. kaum relevant auf Baustellen, sondern primär in Fertigungsstätten!</p>	<p style="text-align: center;">Kalthärtung (RT bis 40 °C, bei speziellen UP-Systemen auch noch bei -20 °C!)</p> <p style="text-align: center;">UP-, PHA-, MA-, EP-, IC-Harze + Härter*)</p> <p style="text-align: center;">+ Beschleuniger</p> <p style="text-align: center;">- Auch auf Baustellen!</p>

*) Bei UP-, PHA-, MA (Methacrylat)-Systemen ist die Härter-/Beschleuniger-Menge „quasi katalytisch“, d.h. 1–2 Gew.-Teile/0,1–0,01 Gew.-Teile auf 100 Gew.-Teile RH!
Bei EP- und IC (PUR)-Reaktionsharzmassen muß jedoch das Verhältnis: Härter/Harz stöchiometrisch sein, d.h. z.B.: 30–100 Gew.-Teile Härter auf 100 Gew.-Teile RH!

Tafel 5.6

<p>Jedes, derzeit auf dem Markt befindliche (Basis-) Reaktionsharz hat bei der Härtung eine Volumenkontraktion (VK), → (Schrumpf#)!</p> $VK_{\max} = \frac{(\text{Dichte}^*)_{\text{fest}} - \text{Dichte}_{\text{flüssig}}}{\text{Dichte}_{\text{flüssig}}} \times 100 [\%]$
--

*) nach optimaler Aushärtung (**Tempern**) des entstandenen RHFS!
*) Bei den **low-profile-** und **low-shrink-Systemen** (z.B. auf Basis UP) wird der Schrumpf weitgehend durch Zugabe von Thermoplastpulver, z.B. PE-PVAc, PMMA, Styrol-Copolymerisate, **physikalisch kompensiert**, [durch Ausbildung von **Micro-Cellularstrukturen**, (**Microporen**, nur unter dem Elektronenmikroskop erkennbar)!]

auf relativ einfache Art der Härtungsverlauf und das Endstadium der Härtung durch chemische und physikalisch-chemische Untersuchungen verfolgt werden kann, und zwar mit Ergebnissen, die einen tieferen Einblick in die Netzstrukturen der Duroplasten ermöglichen. Die Vernetzung bei UP-Systemen erfolgt „quasi tetra-vektoriell“, ausgehend von zwei benachbarten C-Atomen (**Abb. 5.8**).

Da sich die ungesättigten Polyesterketten „wirrfaserähnlich“ in der styrolischen Lösung befinden, also nicht säuberlich nebeneinander geordnet sind, wie es im allgemeinen schematisch dargestellt wird, entstehen auch in UP-Duroplasten unterschiedlich große Netzstrukturen.

5.2 Phenacrylate (PHA)

Die Phenacrylate wurden bereits im Zusammenhang mit den ungesättigten Polyestern angespro-

Tafel 5.5

Innerne Spannungen von Kunststoffen (internal stress)
<p>Ursachen:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Volumenkontraktion (VK) (bei Reaktionsharz-Formstoffen) <p>überlagert durch</p> <ol style="list-style-type: none"> 2. Spannungen aus Temperaturdifferenzen <p>bedingt durch</p> <ol style="list-style-type: none"> 2.1 Verarbeitungs(Härtungs)-Temperatur 2.2 Exothermie (max. Temperatur) 2.3 Temper-Temperatur <ol style="list-style-type: none"> 3. Abkühlungf (zu schnell!!) <p>Durch Tempern (je nach Kunststofftyp und Formteilkart: bei 60 °C bis 160 °C)</p> <p>kann die „innere Spannung“ reduziert werden, wenn die Abkühlung sehr langsam erfolgt!</p>

Tafel 5.7

Reaktionswärme bei der Härtung von Reaktionsharzen
<p style="text-align: center;">Reaktionsenthalpie: ≈ 100 bis 300 kJ pro Äquivalent:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Polyaddition ⇔ $\leftarrow \text{N} = \text{C} = \text{O} + \text{HO} \rightarrow \Rightarrow \text{PUR}$ z.B. (Poly-)Urethan (aus Isocyanat + Alkohol) ● Polyaddition ⇔ $\leftarrow \begin{array}{c} \text{O} \\ \diagup \quad \diagdown \\ \text{C} - \text{C} - \text{H} + \text{H} - \text{N} \\ \quad \\ \text{H} \quad \text{H} \end{array} \rightarrow \Rightarrow \text{EP}$ (z.B. EP (Expoxyd + Amin)) ● Polymerisation ⇔ $\leftarrow \text{C} = \text{C} \rightarrow / \text{H}_2\text{C} = \text{CH} \Rightarrow \text{UP}$ PMA u. UP, z.B. Fumars.-Ester + Styrol ⇒ UP <p style="text-align: center;">Exothermie = f {RHM/RHFS, C_p*, Wärmeableitung, Zeit}</p> <p style="text-align: center;">Wärmeableitung</p> <p style="text-align: center;">= f {λ_{RHM/RHFS}, λ_{Formmaterial}, Masse_{RHM/RHFS}, Masse_{Formmaterial}, C_p (Formmaterial*) Härtungstemperatur-Verlauf, Umgebungstemperatur, d.h.: Δθ, Form-Aufbau und -Oberfläche (Abstrahlung/Kühlung)}.</p> <p style="text-align: center;">* C_p = spez. Wärme von RHM/RHFS</p>

chen. Es sind Bis-methacrylsäureester von Bisphenol A-Epoxyden oder *Polymethacrylate* von Novolak-Epoxyden, gelöst in Styrol (**Abb. 5.5**).

Die ungesättigten Polyesterharze enthalten ungesättigte copolymerisierbare (-C=C-)Gruppen innerhalb und weniger am Ende der (Pre-)Kondensat-Ketten. Phenacrylate auf Basis Bisphenol enthalten die copolymerisierbaren Methacrylat(MA) – oder Acry-

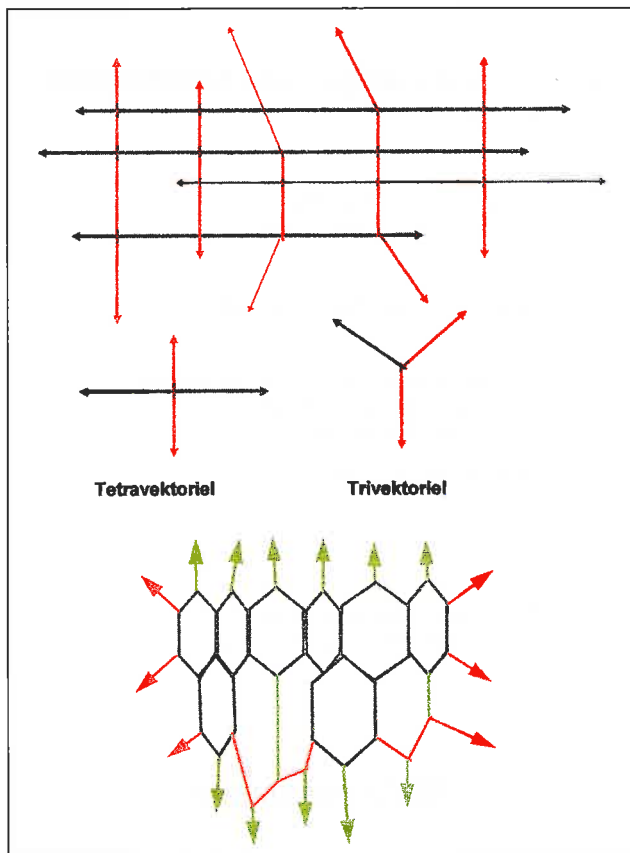


Abb. 5.8: Vernetzungsarten bei Duroplasten – stark schematisiert! – Bei vergleichbarem chemischen Aufbau zeigen trivektoriell vernetzte Polymere, z.B. PHA, EP, PUR, höhere Bruchdehnungen als tetravektoriell vernetzte, z.B. UP. Das ist von praktischer Relevanz, insbesondere bei Faser-verstärkten Bauteilen.

lat(A) -Gruppen grundsätzlich am Ende der – im all-gemeinen kürzeren – Ketten (Abb. 5.5).

Analoges gilt zwar auch für die Phenacrylate auf Basis Novolak (Phenolharz). Das Phenolharz-Molekül ist im allgemeinen vom Basisaufbau bereits verzweigt, so daß sich im Endeffekt eine größere Ähnlichkeit zu den UP-Systemen ergibt. Die Phenacrylate vernetzen, quasi tri-vektoriell von zwei Kohlenstoffatomen ausgehend – während die UP-Sy-steme primär innerhalb der Ketten quasi tetra-vektoriell vernetzen (Abb. 5.8).

Aus der letzteren ergeben sich relativ unregel-mäßige rechteckige und quadratische Netzstrukturen (im Schnitt). Die einzelnen Netzwerke sind, auch be-dingt durch die unterschiedliche Anzahl Styrolmo-leküle zwischen den einzelnen Fumarsäuregruppen unterschiedlich. Das läßt sich auch beim Phenacrylat, zum Beispiel auf Basis Bisphenol A, nicht aus-schließen.

Bei den PHA-Duroplasten sind wegen tri-vek-torieller Vernetzung entstehende hexagonale Struk-turen (zweidimensionaler Schnitt) ein Parameter für die besonderen Eigenschaften. Diese Struktur-Arten sind „flexibler“ als quadratische und rechteckige (UP-Du-roplasten, vergl. Abb. 5.9). Die Moleküllänge ist beim PHA im allgemeinen wesentlich kleiner als beim UP. Die Molmassen sind wesentlich einheitlicher; die Molmassenverteilung liegt in einem engeren Bereich. Die Phenacrylate werden analog den UP-Systemen, durch Polymerisation mit Peroxyden und Beschleuni-gern gehärtet. Die Copolymerisation von Styrol mit Methacrylester verläuft weniger rasant als die von Fu-marsäureester mit Styrol bei den UP-Systemen und als die Homopolymerisation von Methacrylaten. Der Gelpunkt dieser Systeme wird zwar bei weniger Um-satz erreicht als bei Epoxyden. Die Differenz ist noch

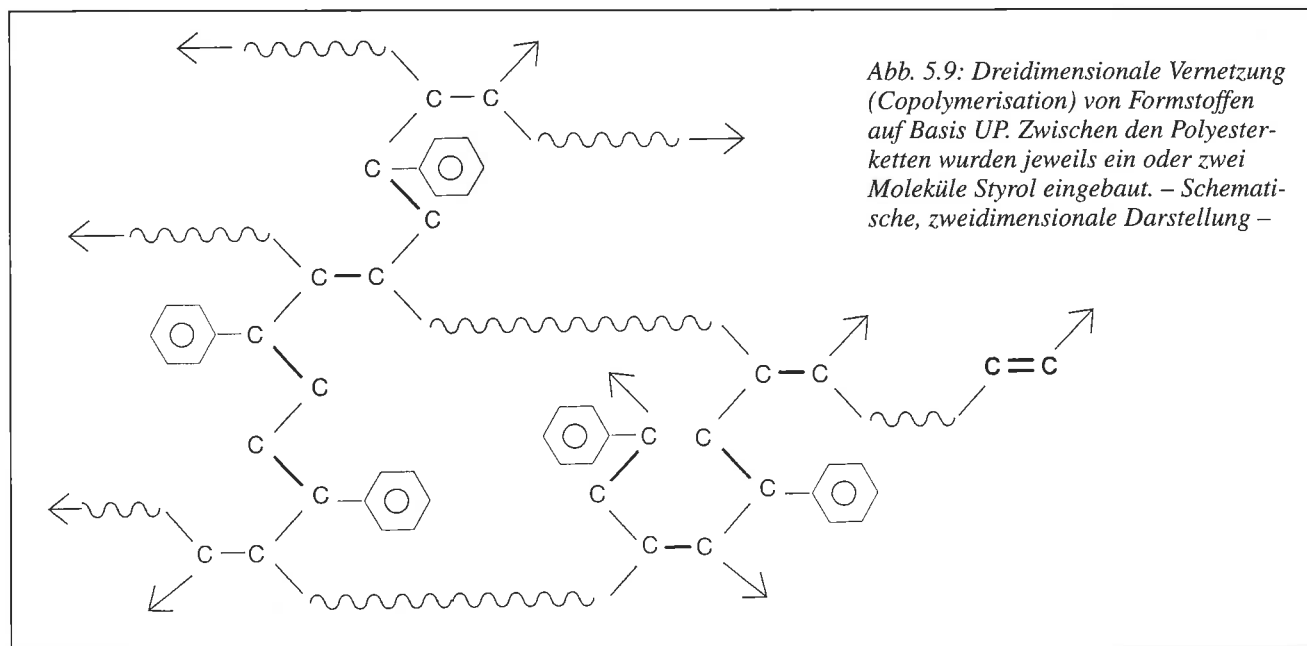


Abb. 5.9: Dreidimensionale Vernetzung (Copolymerisation) von Formstoffen auf Basis UP. Zwischen den Polyesterketten wurden jeweils ein oder zwei Moleküle Styrol eingebaut. – Schematische, zweidimensionale Darstellung –

ausreichend, um das PHA-System für die Praxis wegen der etwas günstigeren Auswirkung des Schrumpfverhaltens zusätzlich interessant zu machen. Weitere Gründe liegen in den erwähnten sonstigen günstigen Eigenschaften dieser Duroplasten.

Phenacrylate sind vom Aufbau und von der Vernetzungsart sowohl verwandt mit den Epoxyd- als auch den Methacrylat-Systemen, und stehen somit zwischen diesen und den UP-Duroplasten (insbesondere, denen der Gruppe 6 nach der Norm DIN 18820, Teil 1). Für den PHA-Typ 1310 muß nach der Norm DIN 16946, Teil 2, die Biegefestigkeit mindestens 130 N/mm², die Zugfestigkeit mindestens 70 N/mm² und die Reißdehnung mindestens 3% betragen, bei einer Glasübergangstemperatur > 100 °C und einer Formbeständigkeit in der Wärme nach ISO 75, die größer als 90 °C ist. Dadurch wird es als Matrixmaterial für glasfaserverstärkte Lamine zum Teil interessanter als ungesättigte Polyester, zumal gute mechanische Eigenschaften bei Bruchdehnungen von 3 bis 6% erreicht werden.

Aus seiner Herstellung (Reaktion von Epoxyd-Gruppen mit Säure) bringt es eine freie Hydroxyl-Gruppe mit; d.h.: die Vorteile der Verwandtschaft mit den EP-Systemen sind auch gekoppelt mit deren Nachteilen. Die Hydrophilie (Wasseraufnahme, reduzierte Medienbeständigkeit) des Hydroxyester-Bereiches ist ähnlich stark, wie die des Hydroxy-Aminbereichs bei Duroplasten auf Basis amingehärteter Epoxyde.

Eine Widerstandsfähigkeit gegenüber Medien, die die der anderen Polymerisationssysteme weit übertrifft, war bei PHA nicht zu erwarten. Die vorliegenden Untersuchungsergebnisse ließen keine Einstufung der PHA-Produkte in Gruppe 6 DIN 18820, Teil 1, zu. Deshalb wurde die separate Gruppe 5 geschaffen.

Abschließend sei bemerkt, daß die im anglo-amerikanischen Sprachraum übliche Bezeichnung: Vinylester irreführend und falsch ist. Vinylester leiten sich von Vinylalkohol oder deren Polymeren ab, zum Beispiel Polyvinylacetat, Polyvinylpropionat (diese Produkte sind die Basis für Mörtel-Zusatzmittel und Dispersions-Farben).

6 Eigenschaften, Berechnung und Bemessung

6.1 Eigenschaften

Eigenschaftsdaten von Thermoplasten und GF-UP wurden von Langlie [9], Seite 72 ff aufgelistet. Heute ist man nicht mehr auf Informationen über Eigenschaften aus „Kunststoff-Taschenbüchern“ oder

sonstigen, bisweilen schon beim Druck teilweise überholten Handbüchern angewiesen. Alle bedeutenden Kunststoff-Hersteller, die in Europa am Markt sind, haben sich inzwischen dem CAMPUS®-System (*Computer Aided Material Preselection by Uniform Standards*) angeschlossen und stellen auf Anfrage kostenfrei Disketten oder CD's mit Eigenschaftsdaten der von ihnen hergestellten oder compoundierten Kunststoffe zur Verfügung. Diese elektronischen Datenträger sind nach einheitlichen Richtlinien sehr ähnlich aufgebaut, so daß aussagerelevante Vergleiche der Produkte nicht nur eines, sondern auch verschiedener Hersteller möglich sind.

Sehr wesentlich ist ferner, daß die CAMPUS®-Dateien ständig überarbeitet und auf dem neuesten Stand gehalten werden. Sie enthalten nicht nur Zahlen sondern auch Diagramme. Manche Firmen haben inzwischen ihre Datenbanken und Rechenprogramme sehr erweitert zum Beispiel die Bayer AG mit der BAY DISK-Serie (Bayer-Disketten-Informationssystem für Kunststoffe). Diese Serie enthält folgende Programme:

- „1. RALPH (*Recommended Admissible Load for Plastics of High-quality*), ein Programm zur Ermittlung von Belastungsgrenzen für Bayer-Thermoplaste bei mechanischer Beanspruchung unter Berücksichtigung der Belastungsart (statisch zügig, statisch langfristig, dynamisch, stoßartig), der äußeren Bedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit) sowie der inneren und äußeren Strukturmerkmale (Bindenähte, Glasfaserorientierung).
2. FLAEMO (*Flächenträgheitsmomente*), ein Programm zur Ermittlung von Flächenträgheitsmomenten, Schwerpunkten, Randfaserabständen und Flächeninhalten für beliebige Querschnitte.
3. FINEL (*Biegebeanspruchte Balken*), ein Programm zur Berechnung der Spannungen, Dehnungen und Verformungen von beliebig gestalteten Trägern (zweidimensional) mit veränderlichem Querschnitt. Es können sowohl mehrere Kräfte und Momente entlang des Trägers, als auch unterschiedliche Lagerungsarten an den Enden des Trägers eingegeben werden; ebenso lassen sich statisch unbestimmte Systeme berechnen. Nichtlinearitäten bei großen Verformungen können durch automatische, stufenweise Belastung berücksichtigt werden.
4. TFIELD (*Temperaturverteilung in einfachen Körpern*), ein Programm zur Berechnung des instationären Temperaturverlaufs in einfachen Körpern (Platten, Zylindern, Rohren oder Kugeln). Nach einer beliebig vorgegebenen Anfangstemperaturverteilung wird der Temperaturverlauf in dem Bauteil unter beliebigen Bedingungen auf den Rändern (adiabat, feste Oberflächentemperatur, Konvektion, Strahlung, konstanter Wärmestrom) berechnet.

5. DFELD (Diffusion in einfachen Körpern), ein Programm, das die Diffusion in einfachen Körpern (Platten, Zylindern, Rohren oder Kugeln) berechnet. Dabei können beliebige Anfangs- und Randbedingungen berücksichtigt werden.

Der Vollständigkeit halber sollen noch

- 6. CAMP (*Computer Aided Moulding Parameters*), ein Programm, das die umfangreiche Erfahrung der Techniker im Spritzgießen der Bayer-Thermoplaste beinhaltet (mit CAMP kann der Spritzgießer diese Erfahrung vor Ort nutzen, um sich von ihr zu einer erfolgreichen Verarbeitung führen lassen) und
- 7. XDIAG (Expertensystem zur Fehlerdiagnose beim Spritzgießen)“

erwähnt werden.

Letztere sind für den Baufachmann nur in sehr speziellen Fällen von Interesse. Für manche Programme wurden kleine Schutzgebühren verlangt. Die ATI (Anwendungstechnische Information – Richtwerte, Verarbeitung und Konstruktion) der Bayer AG gibt es außerdem als Compactdisk (CD-ROM).

Bei den Eigenschaften für Duroplaste möchte ich primär auf die DIN 16946 und bei GF-UP auf die DIN 18820, Teil 1 bis 4, verweisen. Für Reaktionsharz (RH)-Beton gibt es zur Zeit keine für das Bauwesen gültige Deutsche Norm. Es gibt eine mit viel Aufwand erstellte Norm für den Maschinenbau. Sie beinhaltet Ungesättigte Polyester-, Epoxydharz- und Methacrylatharz-Beton (DIN 51290).

Die Anforderungen, die dort für Präzisions-Maschinen-Bauteile (unter anderem für verzugfreie Maschinenfundamente mit gegenüber Guß und Stahl erhöhter Vibrations-Dämpfung) gestellt sind, wären – von sehr speziellen Fällen abgesehen – für das Bauwesen im allgemeinen weit überhöht und ökonomisch nicht akzeptabel. Für ein intensives Studium der Materie ist diese Norm jedoch auch Baufachleuten zu empfehlen.

Tafel 6.1: Werkstoffkennwerte im Vergleich

	Betonstahl Bst 420 S	Spannstahl St 1470/1670	GF-UP-Stäbe (68% Glasfaser, unidirektional Polystal®)	Kohlenstoff- fasern
Zugfestigkeit (N/mm ²)	>500	>1670	1520	2800
Streckgrenze (N/mm ²)	>420	>1470	–	–
Bruchdehnung (%)	10	6	3,3	0,7
Elastizitätsmodul (N/mm ²)	210.000	210.000	51.000	400.000*)
Reißlänge (km)	6,4	21,5	84	160
Dichte (g/cm ³)	7,85	7,85	2,0	1,75

*) Kohlenstoff-Fasern werden im Fahrzeug- und Flugzeugbau verwendet. Wegen ihres hohen E-Moduls kommen sie im Spannbetonbau nicht zur Anwendung

Bei Verbundankern auf Basis RH-Mörtel, bei E-UP-Leichtbeton und GF-UP – wenn man sich dort außerhalb der DIN 18820 bewegen will oder muß – empfehlen sich als beste Informations-Basis die diese Themen betreffenden „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen“ und „Zustimmungen im Einzelfall“ sowie sich damit befassende, kompetente Veröffentlichungen.

6.2 Berechnung und Bemessung

Die Berechnung von Konstruktionen in oder mit Kunststoffen erfolgt grundsätzlich nach den gleichen Verfahren wie die der Konstruktionen in oder mit konventionellen Baustoffen. Es gelten die gleichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten. Auch die konventionellen Baustoffe (zum Beispiel Beton, Stahl, Mauerwerk, Holz) zeigen unter bestimmten Belastungen und in manchen Temperaturbereichen abweichendes Verhalten von Idealwerkstoffen, also viskoelastisches bis partiell-plastisches Verhalten (teilweise mit irreversiblen Verformungen). Sowohl die Tragfähigkeit als auch die Lebensdauer einer Konstruktion werden beeinflusst durch:

- das durchschnittliche Last- beziehungsweise Spannungsniveau plus Last- und Spannungsspitzen,
- die Durchschnitts- und Maximal-Nutzungstemperatur,
- die Einwirkung von Medien (unter anderem Luft, Wasser, Säuren und andere Chemikalien) und
- Einflüsse aus der Fertigung.

Der fundamentale Unterschied des Tragverhaltens von Konstruktionen aus konventionellen Baustoffen im Vergleich zu solchen aus Kunststoffen besteht darin, daß Einflüsse durch die Belastung, unter anderem in Verbindung mit der Temperatur, bei den konventionellen Baustoffen erst bei wesentlich höheren Werten zu kritischen Situationen führen können. Das zeigt in besonderem Maße der Vergleich mit Thermoplasten oder E-UP-Leichtbeton (mit cellularer Matrix). Dagegen können unidirektional glasfaserverstärkte Polyesterstäbe höhere Festigkeiten erreichen als übliche Baustähle, siehe **Tafel 6.1** und **Abb. 6.1 bis 6.3**. Deshalb sind sie als Vorspannmaterialien im Praxiseinsatz (vergl. **Abb. 6.3**). (*Anmerkung:* Die Zugfestigkeiten von GFK-Stäben kann die von manchen Baustählen wesentlich übersteigen. Der Elastizitätsmodul ist wesentlich kleiner.)

Bei den Reaktionsharzbetonen werden Druckfestigkeiten erreicht (zum Teil ohne „Klimmzüge“ sogar auf der Baustelle),

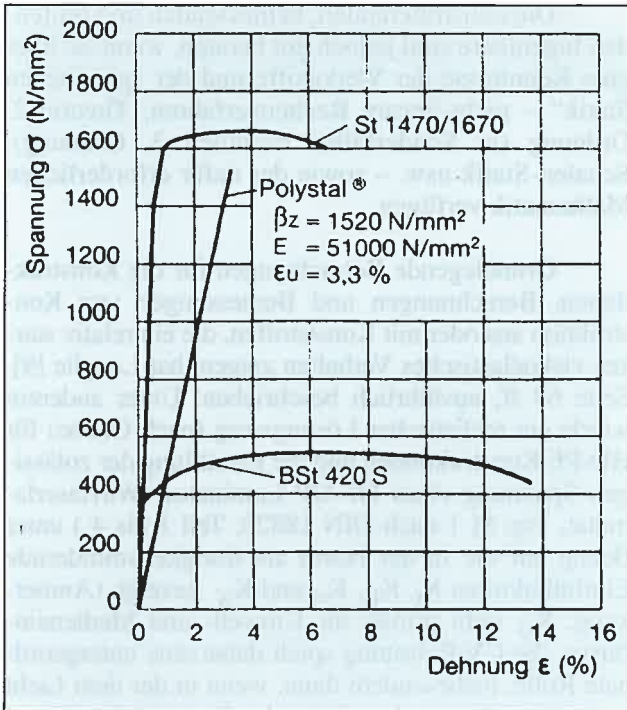


Abb. 6.1: Spannungs-Dehnungs-Diagramme von GF-UP-Stäben (68 % Glasfaser, unidirektional, Betonstahl Bst 420 S und Spannstahl St 1470/1670)
Quelle: Bayer AG

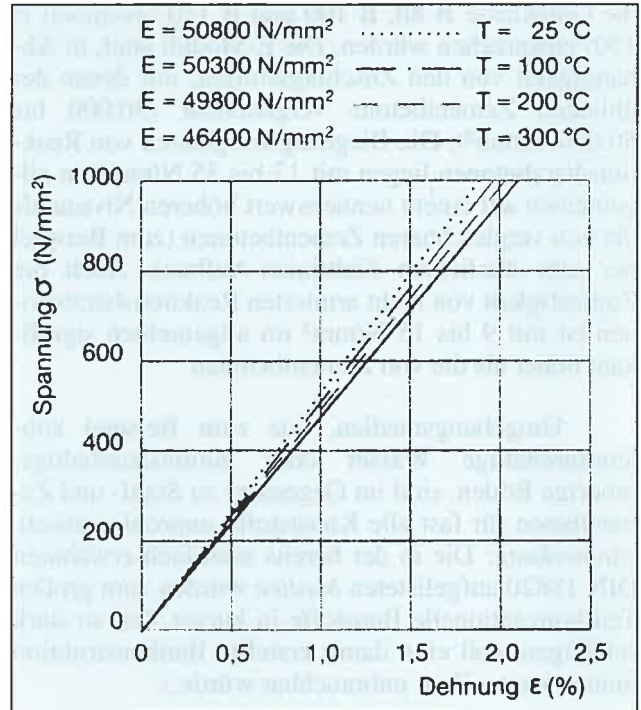


Abb. 6.2: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von GF-UP-Stäben (68 % GF, unidirektional; Polystahl) bei unterschiedlichen Temperaturen
Quelle: Bayer AG

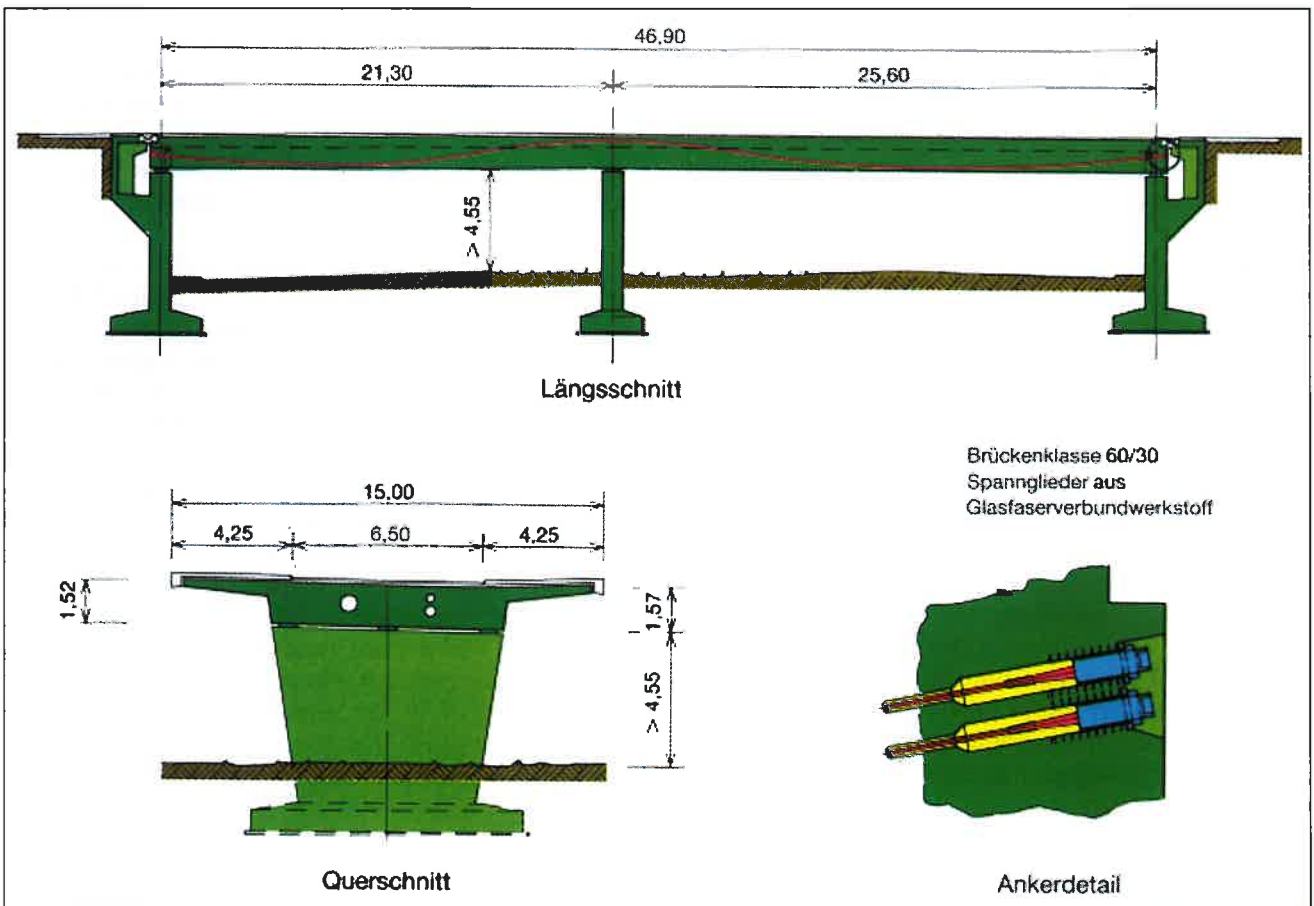


Abb. 6.3: Erste Straßenbrücke mit Glasfaser-Vorspannung für den Schwerlastverkehr (Brückenklasse 60/30)
Quelle: Bayer AG/Strabag

die Güteklasse B 80, B 100 und B 110 (eventuell B 150) entsprechen würden. Die E-Moduli sind, in Abhängigkeit von den Zuschlagstoffen, mit denen der üblichen Zementbetone vergleichbar (30.000 bis 50.000 N/mm²). Die Biegezugfestigkeiten von Reaktionsharzbetonen liegen mit 17 bis 35 N/mm² im allgemeinen auf einem nennenswert höheren Niveau als die von vergleichbaren Zementbetonen (zum Beispiel bei sehr ähnlichem Sieblinien-Aufbau). Auch die Zugfestigkeit von nicht armierten Reaktionsharzbetonen ist mit 9 bis 15 N/mm² im allgemeinen signifikant höher als die von Zementbetonen.

Umgebungsmedien, wie zum Beispiel kohensäurehaltige Wässer oder huminsäurehaltige, moorige Böden, sind im Gegensatz zu Stahl- und Zementbeton für fast alle Kunststoffe unproblematisch. (*Anmerkung:* Die in der bereits mehrfach erwähnten DIN 18820 aufgelisteten *Medien* würden zum großen Teil konventionelle Baustoffe in kurzer Zeit so stark schädigen, daß eine damit erstellte Baukonstruktion binnen kurzer Zeit unbrauchbar würde.)

Selbstverständlich gibt es auch Medien, die Kunststoffe schädigen – Thermoplasten mehr als Elastomere und diese wiederum mehr als Duroplasten – und Stahl, Beton, Mörtel, Ziegel und Holz jedoch nur geringfügig oder gar nicht angreifen.

Beträchtliche Unterschiede gibt es jedoch bei der Abhängigkeit der Eigenschaften, insbesondere der mechanischen Eigenschaften und deren Langzeitverhaltens von der Temperatur. Das Kriechverhalten von Reaktionsharz-Beton-Prüfkörpern bei Raumtemperatur bewegt sich in der gleichen Größenordnung wie das von Zementbeton. Das bestätigten auch Messungen des Lehrstuhl für Baustoffkunde und Institut für Bauforschung (ibac) der RWTH Aachen [22].

RH-Betone auf Basis UP-Typ 1140 nach DIN 16946 und Gruppe 6 nach DIN 18820 zeigen in guter Korrelation mit den Schubmodulkurven dieser Matrixmaterialien auch keine wesentliche Änderung des E-Moduls und des Kriechverhaltens bei höheren Temperaturen.

Bei der Verwendung von einfachen Standard-UP-Typen mit einer Glasübergangstemperatur ($T_{g(dyn)}$) >70 °C – also zum Beispiel UP-Typ 1110 und 1120 nach der Norm DIN 16946, Teil 2, wurde ein bei höheren Temperaturen (40°, 60°, 80 °C) in Abhängigkeit von dem Reaktionsharztyp der Matrix teilweise signifikant stärkeres Kriechverhalten ermittelt; entsprechendes gilt bei EP-Typen, unter anderem bei 1020-0, 1040-0, 1041-0, 1042-0 mit $T_{g(dyn)} \geq 80$ °C. Aus dem Gesamten resultiert: Eine spezielle „Kunststoffstatik“ gibt es nicht und ist auch nicht erforderlich.

Die konstruierenden, bemessenden und prüfenden Ingenieure sind jedoch gut beraten, wenn sie über gute Kenntnisse der Werkstoffe und der „gehobenen Statik“ – nicht-lineare Rechenverfahren, Theorie 2. Ordnung (in Sonderfällen eventuell 3. Ordnung), Schalen-Statik usw. – sowie der dafür erforderlichen Mathematik verfügen.

Grundlegende Betrachtungen für die Konstruktionen, Berechnungen und Bemessungen von Konstruktion aus oder mit Kunststoffen, die ein relativ starkes viskoelastisches Verhalten zeigen, hat Langlie [9], Seite 69 ff, ausführlich beschrieben. Unter anderem wurde ein realistischer Lösungsweg (nach Gaube) für HD-PE Konstruktionen und die Ermittlung der zulässigen Spannung eines GF-UP Laminates (Wirrfaserlaminat, Typ M 1 nach DIN 18820, Teil 1 bis 4) unter Bezug auf die in der Norm als festigkeitsmindernde Einflußfaktoren K_t , K_U , K_B und K_X gezeigt. (*Anmerkung:* K_U steht primär für Umwelt- und Medieneinflüsse; die UV-Belastung spielt dabei eine untergeordnete Rolle, insbesondere dann, wenn in der dem Licht besonders ausgesetzten Seite der Reaktionsharzformstoff einen wirksamen UV- Stabilisator enthält.)

Ein „schlimmes“ Medium ist und bleibt für manche Kunststoffe (außer, zum Beispiel, PE, PP, PVC usw.) „reinstes“ Wasser (destilliertes Wasser oder deionisiertes Wasser) insbesondere bei erhöhten Temperaturen. An dieser Stelle sei betont, daß man sich nach meiner Kenntnis auf die in den Firmenprospekten und Datenbanken angegebenen Zahlen verlassen kann. Es sind gemessene Werte, die eher nach unten als nach oben abgerundet wurden.

Sehr zu beachten ist jedoch, daß es sich dabei um Kurzzeitwerte handelt, die oft an „reinen“ Kunststoffen gemessen wurden (also ohne Pigmente, Farbstoffe, Füllstoffe, Fasern und sonstige Additive). Deshalb sollten Architekten und Ingenieure unbedingt vom Verarbeiter oder vom Hersteller des Grundmaterials die Werte des „Compounds“ verlangen, das im vorgesehenen Falle zum Einsatz kommt. (*Anmerkung:* Der Begriff Compounds beinhaltet hier sowohl Thermoplasten (unter anderem Halbzeug) als auch Reaktionsharzformstoffe in der für das anstehende Projekt zu verwendenden „realen“ Zusammensetzung.) Die rechnerisch ansetzbare zulässige Spannung σ_{zul} liegt ähnlich wie bei konventionellen Baustoffen vielfach in der Größenordnung um 20 bis 25% der Festigkeit; das gilt insbesondere für glasfaserverstärkte Laminat und für Reaktionsharzbetone.

$$\sigma_{zul} \approx 0,20 \div 0,25 \beta$$

Nach der Norm DIN 1045 dürfen Wände und Stützen aus Zementbeton B 35, je nach Schlankheitsgrad, mit 7 bis 9 N/mm² belastet werden. Dies ent-

spricht rund 20 bis 25% der Nennfestigkeit beziehungsweise der Endfestigkeit (35 N/mm²). Faustregel: circa 20% (15 bis 25%) der Kurzzeitfestigkeit können bei den meisten Kunststofftypen für einen konstruktiven Einsatz als die zulässige Zug- oder Druckspannungen in vielen Fällen geschätzt werden. Ähnliche Werte finden sich in den „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen“, und es resultiert auch aus dem Rechenbeispiel von Langlie [9] für GF-UP, Seite 71 und 72.

Bei (Dauer-)Einwirkung von aggressiven Medien oder/und erhöhten Temperaturen ist ein kleinerer Wert anzusetzen; (vergl. dazu unter anderem DIN 18820 und „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen“).

Mit UP-Schaumstoff-Leichtbeton (Gesamtrohdichte: circa 260 kg/m³, davon ca.100 kg E-UP, Cellularer Reaktionsharzformstoff) wurden die Zulassungsbehörden erstmalig mit einem Material konfrontiert, dessen Festigkeiten sogar noch unter denen des HD-PE und weit unter denen der konventionellen Baumaterialien liegen. Hinzu kommt noch, daß es sich hier um „cellulares Material“ handelt (sowohl Matrix als auch Zuschlagstoffe).

Die Ergebnisse der durchgeführten umfangreichen Langzeitversuche:

- an üblichen Prüfkörpern (Wandausschnitte, 1.000 Stunden, unterschiedliche Belastungen),
- an Originalwandelementen (1.000 Stunden, danach Belastung bis zum Bruch bei gleichzeitiger Einwirkung einer seitlichen Kraft, 90° zur Druckrichtung) sowie
- an Originalwandelementen bei Brandversuchen unter Belastung von circa 30% der Kurzzeitlast (Feuerwiderstandsdauer: circa 60 min)

führten dazu, daß in der ersten „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung“ für eine Wandbauart mit E-UP-Leichtbeton 10% der Kurzzeitfestigkeit als zulässige Druckspannung zugrunde gelegt wurde [48]. Hier war absolutes Neuland betreten worden! Wie weitere über sechs bis acht Jahre durchgeführte Langzeitversuche ergaben, war dies eine ungünstige, und somit noch stärker auf der sicheren Seite liegende Festlegung.

Meines Erachtens sind Faustregel-Grobabschätzungen in der Größenordnung von 10 bis 15% für E-UP-Leichtbetone mit Gesamtrohdichten von 250 bis 600 (bzw 800) kg/m³ realistisch. Man bedenke dabei, daß E-UP-Leichtbetone mit Gesamtrohdichten in der Größenordnung von 600 bis 800 kg/m³ Druckfestigkeiten aufweisen, die Mauerstein-Festigkeitsklassen 4 bis 8 (4 bis 8 MN/m²) entsprechen.

Um möglichst hohe Sicherheiten bei diesem neuen Baustoff zu erreichen wurden die Langzeitversuche auch nach der Zulassung fortgesetzt. Ein Vergleich des Kriechverhaltens, extrapoliert aus den Meßwerten des 1.000-Stunden-Versuches mit denen an den Prüfkörpern nach sechs bis acht Jahren gemessenen Werten ergab, daß die gemessenen Werte günstiger waren als die aus der Extrapolation des 1.000-Stunden-Versuches resultierenden, das heißt, die extrapolierten Werte ergaben zusätzliche Sicherheit [44].

Die gesamten Meßergebnisse wurden in Korrelation zur Zeit und zur eingewirkten Spannungen mathematisch analysiert [siehe **Tafel 6.2**]. Ausgehend davon, daß das verwendete Extrapolationsverfahren eine Prognose auf knapp sieben Jahren aus der Kenntnis von 1.000 Stunden heraus Ergebnisse bringt, die auf der „sicheren Seite“ liegen, führt eine Extrapolation auf 30 beziehungsweise 50 Jahre aus den sieben Jahren Versuchszeit zu realistischen Ergebnissen. (**Abb. 6.4** und **Abb. 6.5**).

Tafel 6.2

Berechnung des Langzeitverhaltens
– Stauchung –
(Schaumstoff – Leichtbeton auf Basis E – UP)

Die Auswertung der Ergebnisse von 6,8 Jahren Zeitstandbelastung ergab, daß eine gute funktionelle Beschreibung erreicht wird mit der Potenzfunktion

$$\epsilon(t) = \epsilon_0 + m \cdot t^n \quad (1)$$

ϵ_0 = spontane Stauchung (Kurzzeit-Druckbereich),
M und n werden durch Approximation der experimentellen Ergebnisse bestimmt.

$$\epsilon(t, \sigma) = \frac{(\sigma)_0}{E} + m(\sigma) \cdot t(\sigma)^n$$

Gleichung (2) ermöglicht **Spannung-Stauchungs-Kurven** für beliebige **Spannungen, Stauchungen und Zeiten** zu berechnen und darzustellen.

Fazit: Eine Versuchsdauer von **1000 Stunden ist ausreichend**, um das Spannungs-Stauchungs-Verhalten von E-UP-Leichtbeton **auf etwa 7 Jahre** mit einer sehr guten Sicherheit vorzuberechnen.

– Im Bauwesen wird i.a. eine Lebensdauer von 30 bis 50 Jahren gefordert, auch für Sandwich-Wandelemente –.

Eine **Extrapolation auf 30 bzw. 50 Jahre** führt zu **realistischen Ergebnissen**, insbesondere dann, wenn die maximale **Dauerbelastung um den Faktor 4 unterhalb der Bruchfestigkeit des E-UP-Leichtbeton** und die aus der Extrapolation errechneten **Stauchungen unterhalb der Quetschgrenze** des Materials liegen.

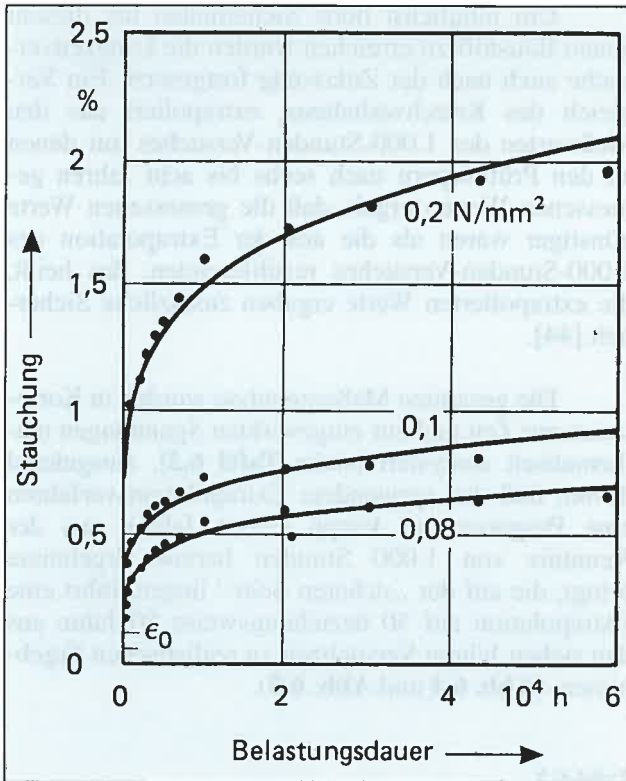


Abb. 6.4: Kriechverhalten von UP-E-Leichtbeton bei unterschiedlicher Belastungshöhe (0,08; 0,1 und 0,2, N/mm²)

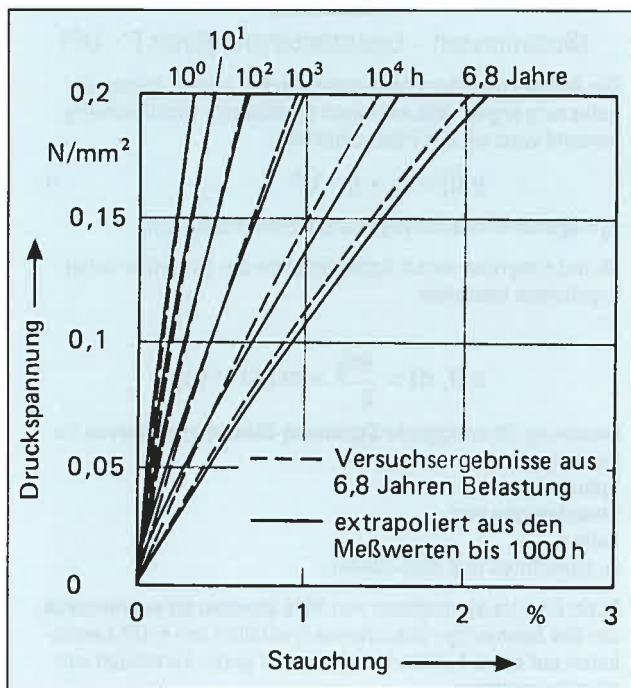


Abb. 6.5: Isochrone Spannungs-Stauchungs-Kurven für UP-E-Leichtbeton

Es ist jedoch dabei zu berücksichtigen, das die maximale Dauerlast weniger als 25% der Kurzzeitdruckfestigkeit des E-UP-Leichtbetons betragen und aus der Extrapolation errechnete Stauchungen unterhalb der Quetschgrenze der Matrix liegen sollten.

Bei den abschließenden zerstörenden Druckversuchen nach sechs bis acht Jahren Belastung mit 8%, 10% und 20% der Kurzzeitfestigkeit wurden die gleichen Bruchlasten gemessen wie vor dem Langzeitversuch.

Fazit: Die bei der „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung“ üblichen Langzeitprüfungen über einen Zeitraum von 10³ Stunden und Extrapolation der Ergebnisse auf 10⁵ Stunden hat sich nicht nur bei kompakten Kunststoffen (Thermoplasten, Duroplasten, faserverstärkt oder in Form von Reaktionsharzbeton), sondern auch bei cellularen Materialien mit relativ sehr geringer Festigkeit ($\sigma_{dB} \approx 1 \text{ N/mm}^2$) bewährt.

7 Anwendungen

7.1 Thermoplasten

Verschiedene Anwendungen, vornehmlich im Bereich des Ingenieurbaus, wurden von Langlie [9], Seite 64 ff, beschrieben:

- Reparatur von Abwasserleitungen (aus Zementbeton oder Keramik) durch „Lining“ mit HD-PE- und PP-Rohren,
- Kondensationsschächte aus HD-PE in Mülldeponien,
- Lagerbehälter aus HD-PE,
- Abgaskamine aus PP,
- Gaswäscher aus PP.

Tafel 7.1 gibt einen Überblick über weitere Anwendungen in konstruktiven Bereichen.

Die Schließung von Lichtöffnungen wird heute primär mit Polycarbonat (PC)- und Methylmethacrylat (PMMA)- Steg-Doppel- oder-Dreifach-Platten vorgenommen. Dies findet seine Begründung in der hervorragenden Lichtdurchlässigkeit bei guter Wärmeisolation. Polystyrol hat lediglich eine Bedeutung in cellulärer Form, das heißt, als Schaumstoff. Vor mehr als fünfzehn Jahren wurde bereits bei der Erneuerung des Fahrbelages der Duisburger Rheinbrücke eine Polystyrolschicht von mehr als 10 cm als Unterlage gewählt. In den letzten Jahren gewinnt die Anwendung von Polystyrol, aber auch Polyethylen- und zum Teil auch PVC-Schaumstoff, also Materialien mit Druckfestigkeiten von weniger als 1 N/mm², aber weitgehend geschlossener Zell-Struktur, im Erdbau eine wachsende Bedeutung.

7.2 Duroplasten

(am Beispiel
Ungesättigter Polyester(UP)-Systeme)

Im Laufe der Jahrzehnte wurden die Duroplasten in mengenmäßigem Einsatz beträchtlich von den

Thermoplasten überrundet. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß das Kunststoffzeitalter, insbesondere im Bauwesen, nicht ohne Duroplasten auskommt. Sie sind für tragende, konstruktive Anwendungen die be-

deutenderen Polymerbaustoffe. Der Anteil der Duroplasten am Gesamtkunststoffverbrauch in der Welt hat sich um circa 20% eingependelt und bei diesem Anteil in den vergangenen Jahrzehnten stabilisiert.

Tafel 7.1: Anwendungen von baurelevanten Thermoplasten

<ul style="list-style-type: none"> • Polyethylen (PE) \Longrightarrow LD PE (low density PE), hergestellt nach dem Hochdruckverfahren. Kein Konstruktionswerkstoff ! Für Bauhilfsmittel, z.B. (Abdeck) Folien ! 	-----
<ul style="list-style-type: none"> • Polypropylen (PP) dito HD PE ! Bessere Wärmeformbeständigkeit, höhere Festigkeiten und E-Moduli ! Insbesondere bei höherem Anteil von stereospezifischem (isotaktischem u. syndiotaktischem) PP! Gewinnt ständig an Marktanteil ! 	<ul style="list-style-type: none"> • Polyethylen (PE) \Longrightarrow HD PE (high density PE), hergestellt nach dem Niederdruckverfahren. Konstruktionswerkstoff ! : Rohre, Behälter, Deponieauskleidungen.
<ul style="list-style-type: none"> • Polyvinylchlorid (PVC) \Longrightarrow Rohre, Profile, (Fenster), Fassaden; 	
<ul style="list-style-type: none"> • Polystyrol (PS) \Longrightarrow Nur in expandierter Form, als Schaumstoff , primär für Wärme/Kälte - Isolierungen, aber auch im Tiefbau! 	
<ul style="list-style-type: none"> • Polymethylmethacrylat (PMMA), Acrylglas, (Plexiglas[®]) 	<ul style="list-style-type: none">) Schließung von) Lichtöffnungen,
<ul style="list-style-type: none"> • Polycarbonat (PC), höchstschlagzäher, transparenter, wärmebeständiger Thermoplast, 	<ul style="list-style-type: none">) Lichtüberdachungen:) Olympiastadium i. M.,) Hauptbahnhof Köln;) Industriebauten,) Gewächshäuser mit) Stegdoppel- u. -dreifach-) Platten (isolierend);
<ul style="list-style-type: none"> • Polyamid (PA) \Longrightarrow PA 6, z.B. Perlon[®], 	<ul style="list-style-type: none">) \Longrightarrow Behälter, (s.S. 3.3).) Rohre,) Schrauben, Dübel;
<ul style="list-style-type: none"> • Polyethylenterephthalat (PET) \Longrightarrow Z.B. als hochfeste Fasern, (Traglufthallen), 	<ul style="list-style-type: none">) PA 66, z.B. Nylon[®],) dito.
<ul style="list-style-type: none"> • Polytetrafluorethylen (PTFE) \Longrightarrow Z.B. Teflon[®], (Gleitlager). 	



Abb. 7.1: Eine der ersten Großfassaden in Deutschland aus GF-UP erhielt ein Quelle-Kaufhaus im Ruhrgebiet (Architekt: Dipl.-Ing. Anton L. Thomas, Duisburg)

7.2.1 Glasfaserverstärkte UP-Lamine (GF-UP)

In seinem Aufsatz „Kunststoffe in tragendem Einsatz im Bauwesen“ hat Langlie [9] ausführlich folgende Themenbereiche besprochen:

- Formulierungen (Rezepturen),
- Verstärkungsmaterialien, wie
 - Textilglasmatten,
 - Textilglasgewebe,
 - Textilglas-Unidirektional-Gewebe und -Gelege,
 - Textilglasrowings, unter anderem für die Herstellung von Wickelkörpern sowie weitere, zum Teil exotische Verstärkungsfaserstoffe.

Der Härtingsverlauf von ungesättigten Polyester-Reaktionsharzmassen zu vernetzten Reaktionsharzformstoffen (Duroplaste) wurde beschrieben (vergl. Langlie [9], Seite 60 ff). Als Ausführungsbeispiel wurden aufgezeigt

- das GF-UP Kunststoffhaus: „fg 2000“,
- die Philharmonie Berlin, (GF-UP Fassade),
- freitragende Kuppel aus GF-UP (Spannweite circa 49 m) sowie verschiedene
- Fischzuchtanlagen in Skandinavien (GF-UP Becken in mehreren Etagen in Stahlgerüsten, vergl. Langlie [9], Seite 63).

Eine Besonderheit bleiben

- Sanitärzellen in Sandwichbauweise aus GF-UP und E-UP Leichtbeton (Schaumstoffleichtbeton

auf Basis expansierbarer ungesättigter Polyesterharze, die nach der Härtung als cellulare Matrix die Zuschlagstoffe zum Beispiel Blähglas oder Blähton miteinander verbinden, vergl. [37, 38, 39, 42]);

- DIN 18820 – Lamine aus glasfaserverstärkten und gesättigten Polyester- und Phenacrylatharzen für tragende Bauteile (GF-UP, GF-PHA) – wurde angesprochen und für ein Wirrfaserlaminat, Typ M 1 nach DIN 18820, Teil 1 bis 4 mit Daten aus der genannten Norm die zulässige Zugfestigkeit berechnet (vergl. Langlie [9], Seite 68 ff).

Eine der ersten Großfassaden in Deutschland aus GF-UP erhielt ein Quelle-Kaufhaus im Ruhrgebiet (Architekt: Dipl.-Ing. Anton L. Thomas, Duisburg, **Abb. 7.1**). Aus den heute vorliegenden Erfahrungen besteht kein Zweifel, daß einwandfrei hergestellte GF-UP Fassaden, mit einer ausreichenden, UV-stabilisierten Frontschicht („Feinschicht“ beziehungsweise „gel coat“) eine Lebensdauer von mehr als 30 beziehungsweise 50 Jahren haben. Der tragende Glasfaseranteil sollte jedoch gegen Atmosphärenteilchen geschützt sein. So sieht es auch die Norm DIN 18820 vor.

Im Falle von Beschädigungen kann man der Witterung ausgesetzten GF-UP-Bauteilen einen erneuten oder zusätzlichen Schutz und, falls es gewünscht wird, ein anderes Farbaussehen geben. Am besten bewährt haben sich lichtbeständige Polyurethan-Lacke (2 Komponentensysteme). Damit werden inzwischen praktisch alle Flugzeuge, größere Schiffe und auch die

ICE-Züge geschützt und mit einer dauerhaften freundlich-farbigen Oberfläche versehen. (*Anmerkung:* Da es eine ausreichende Anzahl farbiger Pigmente gibt, die in ungesättigten Polyester Frontschichten (Feinschichten) farbstabil bleiben, ist eine Lackierung gleich nach der Herstellung nicht erforderlich.)

Der Schwerpunkt der GF-UP-Anwendungen im Bauwesen liegt heute im Industrie- und Anlagenbau:

- Silos, Behälter,
- Reaktoren,
- Destillations-Kolonnen (siehe **Abb. 7.2**),
- Waschtürme (zum Beispiel SO₂-Wäscher für Großkraftwerke),
- Abluftschornsteine,
- Rohrleitungen, Abwasserschächte,
- Auskleidung von Auffangbehälter, unter anderem für Zementbeton- aggressive Medien und so weiter.

Am Rande sind hier als warmgehärtete (gepreßte) Bauteile auch zu nennen:

- Kellerfenster- Schächte,
- Abwasser – Schachtteile.



Abb. 7.2: Der Schwerpunkt der GF-UP-Anwendungen im Bauwesen liegt heute im Industrie- und Anlagenbau, hier einige Destillations-Kolonnen

Die Bedeutung von GF-UP-Bauteilen in der Boots- und Kraftfahrzeugindustrie hat im vergangenen Jahrzehnt weiter zugenommen.

7.2.2 Reaktionsharz-Beton (UP-Beton)

UP-Mörtel und -Kitte sowie Dübel (vergl. [16, 17, 18, 25, 26, 27, 35, 36]) waren die Wegweiser für die Großanwendung von Polyesterbeton und – Kunststein. Wesentlich dafür sind die Eigenschaften dieser Mörtel – ohne Zement und Wasser – mit UP-Formulierungen als Matrix:

- schnelles Erhärten, selbst bei Temperaturen bis minus 20 °C (Sonderfälle),
- hohe mechanische Festigkeiten binnen sehr kurzer Zeit,
- das heißt sehr schnelle Belastbarkeit (bereits nach Stunden, spätestens nach einem Tag),
- minimale Wasseraufnahme,
- hervorragende Widerstandsfähigkeit gegenüber Chemikalien verschiedenster Art,
- Frostbeständigkeit und
- gute Haftung auf vielen anderen Werkstoffen.

Reaktionsharzkitte, -mörtel, -beton und -kunststein haben sich seit mehr als vierzig Jahren im harten Praxiseinsatz hervorragend bewährt.

Die Sieblinien von RH-Beton sind analog denen des Zementbetons. Es fehlen die Feinstanteile, die mit dem Zementleim eingebracht werden. Dies kann vorteilhaft sein. Feinstfüllstoffe binden größere Mengen des Matrixmaterials als größeres Quarzmehl, Sand und Kies. Deshalb wird im allgemeinen auf eine separate Zugabe verzichtet. Wie zahlreiche Untersuchungen (vergl. [17] bis [36]) ergaben, ist die Festigkeit der gehärteten Matrix oft größer als die der Zuschlagstoffe.

Ende der 50er Jahre startete nach UP-Beton-Formteilerproben (seit 1954) [16, 17] bei der Bayer AG die (Labor-)Entwicklung von Abwasserrohren aus UP-Beton nach dem Schleuderverfahren. Der Durchbruch für die Serienfabrikation wurde erreicht durch einen Auftrag an die Züblin-Rohrwerke, Kehl.

Die in den Jahren 1962/1963 gefertigten und verlegten Abwasserrohre aus UP-Beton auf Basis von Standard-Typen (entsprechend Typ 1110 nach DIN 16946),

- Mischungsverhältnis Bindemittel: Zuschlagstoffe circa 1:10,
- Härtung mit Benzoylperoxid/Amin,
- Rohrdurchmesser (40 bis 120 cm)

sind heute noch in Funktion. Sie werden ständig kontrolliert und zeigten keinerlei Schäden. Die in

diesen Leitungen geführten Medien wechselten im Laufe der mehr als dreißig Jahre.

In der Phase einer Produktionsoptimierung von Rohren aus Zement- und RH-Beton wurden umfangreiche fundamentale Untersuchungen durchgeführt in enger Kooperation von Züblin mit Bayer und der Technischen Hochschule Karlsruhe [19, 20, 21, 22].

Druckfestigkeiten von 70 bis 120 N/mm² und mehr sowie Biegezugfestigkeiten von 17 bis 30 N/mm² (Querkontraktionszahl $\mu \approx 0,26$) und E-Moduli (Druck, Zug, Biegung) von 33.000 bis 42.000 N/mm² [14, 17] wurden mit den Verfahren zu der Zeit schon ohne Schwierigkeiten erreicht. Die Wasserabsorption (gemäß AWWAC 104-53) war geringer als 0,3 Gew. Proz. [23].

Eine weitere Pionierleistung von Züblin, an der Bayer beteiligt war, war die Entwicklung des Schleuderwalzverfahrens (Rollerhead-packerhead-Verfahren) für UP-Beton. Nach diesem Verfahren wurden UP-Betonrohre vertikal stehend mit geringerem Harzgehalt als beim klassischen Schleuderverfahren hergestellt (Rohrlänge circa 3 m, Rohrdurchmesser 40 bis 125 cm, Produktionszeit eines Muffenrohres mit einer Nennweite von 40 cm: circa 8 min) [17, 23]. Viele Kilometer UP-Betonrohrleitungen sind in chemischen Fabriken, nicht nur bei BASF, Bayer,

Hoechst, Hüls und so weiter, Stand der Technik. Abwasserleitungen, sowohl mit geschleuderten Muffenrohren als auch geschleuderten Vorpreßrohren und schließlich mit Muffenrohren, hergestellt nach dem Schleuderwalzverfahren, sind in Molkereien, Brauereien, Kokereien, Galvanisieranstalten in Betrieb.

Auf der BAU 66 in München wurde als seinerzeit größtes Abwasserrohr der Welt (s. **Abb. 7.3**) ein UP-Beton-Rohr, mit 350 cm Innen-Durchmesser, ausgestellt [21]. Weitere Schritte vorwärts waren große, dickwandige stahlarmierte UP-Beton-Formteile unter anderem bis 10 t schwere Ringe und eine 15 t schwere Abdeckhaube für einen Abwasserkanalauslaß. Dieses Formteil, das einem Souffleurkasten ähnelt, wurde mit einem UP-Typ 1130 nach DIN 16946 bei einer offenen Verarbeitungszeit von circa sieben bis acht Stunden hergestellt (maximale Korngröße des Zuschlagstoffes, (Kies) 30 mm, Mischungsverhältnis RH zu Zuschlagstoffe: circa 1:12).

Die Entwicklung kontinuierlich dosierender und mischender Reaktionsharzgießmaschinen war von entscheidender Bedeutung für die in den 60er Jahren aufkommende industrielle Massenfertigung [21, 24, 29 bis 35] folgender Bauteile :

- Vielfältige UP-Beton-Entwässerungsgegenstände, unter anderem Schwerstlastrinnen,
- Formteile für die Abwasser- und Anlagentechnik, nicht nur Chemie-Technik,
- Abdeckplatten, und ähnliches,
- stahlarmierte Träger für Industrieräume mit Zementbeton- aggressiven Dämpfen und Flüssigkeiten,
- Futtertröge, Stall- und Kellerfenster,
- Blumenkübel und Pflanztröge.

Aber auch UP-Beton-Liner (Innenrohre, Wanddicke, circa 2 bis 3% des Durchmessers, mindestens jedoch 2 cm) werden nach dem Schleuderverfahren für Verbundrohre in Kombination mit Zementbeton hergestellt. Nach der Ölkrise 1974/1975 haben derartige Verbundrohre wegen der gestiegenen Harzpreise die massiven UP-Betonrohre weitgehend abgelöst.

Im Maschinenbau gehört die Verwendungen von UP-Beton zu den ältesten Anwendungen. Seit 1966 haben sich Fundamente für Motoren und Pumpen (für Salzlösungen, Laugen und Säuren) hervorragend bewährt. 1982 stellte Bayer, in Zusammenarbeit mit dem WZL der Technischen Hochschule Aachen, das erste große Werkzeugmaschinenuntergestell (Gewicht 1 t) aus UP-Beton her (vergl. [35]). Von ACO, Rendsburg, wurden bereits vorher weniger große Teile für Präzisionsmaschinen aus UP-Beton produziert.



Abb. 7.3: BAU 68 in München: Das größte Schleuderrohr der Welt (Material: Polyester (UP-)Beton (Züblin, Kehl))

Obwohl diese Anwendungen direkt nichts mit dem Bauwesen zu tun haben, werden sie hier als Belege für die Herstellbarkeit von Präzisionsteilen großer Dimension aus Reaktionsharzbeton aufgeführt.

7.2.3 (Schaumstoff-)Leichtbetone auf Basis expandiertem UP (E-UP)

Das Schäumen von UP-Harzen erfordert wegen des besonderen Verlaufs der Copolymerisation bei der Härtung – anders als bei der Herstellung von zum Beispiel PUR- oder PF-Schaumstoffen – eine Trennung der Verfahrensschritte, des Schäumens und des Aushärtens [37, 38]. Dies wurde durch das Legupren[®]-System, dem ersten UP-Schaumstoffsystem auf dem internationalen Markt, erreicht. Hohem Aufschäumen (bis 5 m) unter der Wirkung eines chemisch zersetzbaren Treibmittels (primär auf Basis organischer Kohlensäurederivate) bei praktisch gleichbleibender Viskosität folgt zeitlich fast druckloses (0,007 bis 0,07 MPa) Gelieren und Aushärten.

Für die Herstellung von UP-Schaumstoff-Leichtbeton (E-UP) mit Blähglas-, Blähperlite-, Blähton- oder Blähchiefergranulat als Zuschlägen sind daher nur leichte, einfache und preiswerte Stützformen erforderlich [37, 38, 39, 42].

E-UP-Leichtbeton mit einer Gesamt-Rohdichte um circa 250kg/m³ hat trotz weitgehender offener Zellstruktur (bis ca. 60%) neben relativ hoher Festigkeit eine hervorragende Wärmedämmwirkung (Meßwert 0,05 W/mK, Rechenwert, 0,07 W/mK), die selbst nach drei Jahren im Tropenklima sich nur minimal ändert.

Die genannten Eigenschaften, hervorragendes Langzeitverhalten [42, 43, 44] sowie der relativ niedrige lineare thermische Ausdehnungskoeffizient (um $22 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{K}^{-1}$) verbunden mit Temperaturdimensionsstabilität, Witterungs- und Chemikalienbeständigkeit, vor allem aber die hervorragende Widerstandsfähigkeit gegenüber Brandeinwirkung, selbst bei tragenden Wandbauarten, führten zu mehreren „Allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen“ [40, 41, 42] durch das Deutsche Institut für Bautechnik, Berlin, (zu der Zeit noch IfBt).

Die Anwendungs- und Einsatzmöglichkeiten für E-UP-Leichtbeton, der leichte, monolytische und wärmeisolierende, wenig hydrophile Konstruktionen mit bemerkenswert hohe Feuerwiderstandsfähigkeit ermöglicht, sind sehr vielseitig [37 bis 44]:

- Vorgefertigte Sanitärblöcke,
- montagefertige Sanitärwände,
- vorgefertigte Sanitärzellen und Zellelemente,
- selbsttragende Innen- und Außenwände,

- Sandwichelemente mit Deckschichten verschiedenster Art,
- mobile Trennwände,
- Brüstungselemente,
- tragende Wandbauarten,
- Wohn- und Fertighäuser,
- mobile Unterkünfte,
- Bürobauten,
- Umschaltstationen,
- Transformatorenstationen,
- landwirtschaftliche Bauten.

E-UP-Leichtbeton (Legupren[®]-LB) befindet sich seit nunmehr fast dreißig Jahren im Praxiseinsatz. Es hat sich ungeachtet mancher Unkenrufe hervorragend bewährt und wird eine lange Lebensdauer demonstrieren. Entscheidend ist, und das gilt für alle Werkstoffe, nicht nur für Kunststoffe, daß kompetent, materialgerecht geplant, konstruiert, berechnet und bemessen wurde.

8 Trends

8.1 Produkte (zum Beispiel Ungesättigte Ester-Urethane (UP- PUR))

Bereits in den 50er Jahren wurden ungesättigte Polyesterharze mit oligofunktionellen Isocyanaten kombiniert. Anfang der 60er Jahre wurden Primer und Haftvermittler, auf dieser Basis für Verklebungen und Beschichtungen angewandt; Stand der Technik.

Bei der Hoechst AG wurde um 1960 das „Asplit O“[®] entwickelt. Es hat sich seit über dreißig Jahren in Form von Kitt und Mörtel (Dreikomponenten-System) im Anlagenbau, nicht nur in der chemischen Industrie, hervorragend bewährt.

Der Zusatz von 5 bis 20 Gew.% Isocyanat (MDI oder besser Desmodur SL[®] von Bayer) bewirkt sowohl eine Reaktion mit freien Hydroxyl-Gruppen und eventuell mit freien Säuregruppen des UP-Harzes, als auch in vielen Fällen mit der Substratoberfläche (zum Beispiel GF-UP-Laminat, Holz, Beton) und in jedem Fall, eine klebfreie Oberflächenaushärtung, auch in Gegenwart von Luftsauerstoff! Die Haftung zu Metallen, insbesondere zu Stahl, wird in jedem Fall verbessert. Die zusätzliche Vernetzung bringt bei Standard UP-Systemen eine Verbesserung der Widerstandsfähigkeit gegen Medien, eine Erhöhung des E-Moduls, aber auch eine Reduzierung der Bruchdehnung, der Zug- und Biegefestigkeit und der Schlagzähigkeit. Letzteres kann zum Teil ausgeglichen werden, indem man weniger stark vernetzbare UP-Systeme verwendet, zum Beispiel Typ 1110,

oder besser 1120 (eventuell in Abmischung mit 1100), anstatt Typ 1130 oder 1140 nach DIN 16946.

Die Optimierung von UP-Isocyanat-Systemen führte zu den sogenannten Hybrid-RH-Systemen und Hybrid-Duroplasten. Ein junges Produkt auf dem deutschen Duroplastenmarkt ist das Viapal VUP 4759/Additol VXT 6225® (Hoechst). Das System besteht aus einem hochreaktiven, vorbeschleunigten, ungesättigten Polyesterharz (Komponente A) und einem modifizierten, polymeren Diisocyanat (Methan-4,4-diphenylisocyanat (MDI), als Komponente B, (Additol VXT 6225®). Die Verarbeitung kann u.a. im Faserspritzverfahren auf Zweikomponentenanlagen erfolgen. Die Härtung kann so eingestellt werden, daß zunächst die Polyadditionsreaktion des Isocyanat startet und danach die Copolymerisation des UP-Systems. Das Peroxyd wird der Komponente B (modifiziertes Isocyanat) zugesetzt.

Bemerkenswert ist eine Reißdehnung von ca. 4 % bei einer Reißfestigkeit von 80 N/mm² und eine Biegefestigkeit von 145 N/mm². Der E-Modul ist mit ca. 3500 N/mm² im üblichen Bereich. Der positive Einfluß des Polyurethan-Molekülbereiches in derartigen Hybrid-Systemen kommt besonders zum Ausdruck in der bemerkenswert hohen Schlagzähigkeit (22 KJ/m²).

Das beschriebene UP-PUR-Hybrid-System hat sich nicht nur für die Auskleidung von Betonschächten mit GF-Laminaten bewährt. Auch im Ausland gewinnen derartige Hybrid-Systeme an Interesse. Herzog, Burell, Brown (Interplastic Corporation St. Paul, USA) berichteten jüngst (50th SPI Conference, Januar 1995) über das dynamische Verhalten von Glasfaserlaminaten mit unterschiedlichen Matrixmaterialien. Die dynamischen Zug- und Biegeuntersuchungen wurden mit hohen und niedrigen Spannungen je Zyklus durchgeführt. Bei den Ergebnissen der Biegeversuche galt in allen Fällen für die Duroplastmaterialien die Reihenfolge:

1. Hybrid-System,
2. Phenacrylat-System,
3. Isophthalsäure UP-System und
4. Orthophthalsäure-UP-System.

Bei den Zuguntersuchungen mit geringen Spannungen ergaben die GF-Lamine mit Hybrid- und Isophthalsäure-UP-Matrixsystemen die besten Ergebnisse, gefolgt von Phenylacrylaten und Orthophthalsäure-Produkten.

Bei hohen Zugspannungen je Zyklus wurde folgende Reihenfolge ermittelt:

1. Phenacrylat-Duroplaste,
2. Hybridsysteme,

3. Isophthalsäure- und
4. Orthophthalsäure-UP-Systeme.

Die systematische Weiterentwicklung derartigen Systeme könnte zu einer Optimierung der Vorteile von Polyurethanen und Phenacrylaten und zur Minimierung der negativen Eigenschaften führen.

Zur Zeit wird an styrolfreien UP- und PHA-Systemen gearbeitet. Die ersten Produkte wurden im Markt vorgestellt. Sie werden von den genannten Normen nicht erfaßt, und sie bedürfen deshalb der „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung“, oder der „Zustimmung im Einzelfall“. Um annähernd gleiche Sicherheit wie bisher zu erlangen, sind mechanische und thermische Langzeitversuche, sowie Versuche zur Medienbeständigkeit über einen längeren Zeitraum als ein Jahr erforderlich.

8.2 Anwendungen

Kunststoffe haben sich als Baustoffe im Praxiseinsatz seit Jahrzehnten auch in tragenden Konstruktionen bewährt. Die Domäne für letztere liegt im Industrie- und Anlagen-Bau. Es macht ökonomisch für einen Bauherrn keinen Sinn, in einem Mehrfamilienhaus zum Beispiel die Decken aus Reaktionsharz-Beton auszuführen. Die Feuerwiderstandsfähigkeit wäre gegeben. Die wesentlich kürzeren Aushärtezeiten, die hervorragende Medienbeständigkeit werden nicht honoriert. Die sehr hohe Festigkeit (Kategorie B 100 bis B120) kann hier nur partiell genutzt werden. Deckendicken können nicht nur aus dem Aspekt der Tragfähigkeit minimiert werden; das Widerstandsmoment und die Verformung sind zu beachten.

Es gibt zahlreiche Beispiele, die hier im einzelnen nicht aufgeführt werden können, wo die genannten überlegenen Eigenschaften voll ausgeschöpft wurden und somit gegenüber Konstruktionen aus konventionellen Baustoffen nicht nur Wettbewerbsfähigkeit, sondern große ökonomische Vorteile brachten.

Fazit: Konstruktionen mit Kunststoffen sind dann die erste Wahl, wenn möglichst viele der hervorragenden Eigenschaften gefordert und genutzt werden. Sinnvolle Kombinationsbauweisen mit Kunststoffen und konventionellen Baustoffen sind mehr als ein Jahrzehnt der wachsende Trend (vgl. **Abb. 8.1** bis **Abb. 8.3**). Jeder Baustoff übernimmt die Aufgaben, die er entsprechend den Anforderungen technisch und ökonomisch am besten erfüllen kann.

In zahlreichen Fällen sind nicht nur gute bis höchste Festigkeit, sondern auch das geringe spezifische Gewicht und bei den „Cellularen-Materialien“ und daraus hergestellten „Sandwich-Konstruktionen“ die hohe Wärmedämmwirkung Entscheidungsfaktoren.

Ausschließlich aus Kunststoffen erstellte Wohn- oder Ferienhäuser fanden hierzulande bisher keine Akzeptanz. Diese werden eher – teilweise völlig unberechtigt – als Jugendsünden des Bauens mit Kunststoffen angesehen; zum Beispiel **Abb. 8.4** vom französischen Architekt Heckel und das „Feierbach-Haus“ („fg2000“, s. a. Langlie [9], Seite 63).

Erlebt diese Anwendung von Kunststoffen eine Renaissance?

Kunststoff-Bauwerke, nicht nur Militär- und Forschungseinrichtungen, für die Arktis und subarktische Permafrostgebiete in Kanada, USA, Rußland



Abb. 8.1: Wohnhaus aus W-UP(Legupren)-Leichtbeton-Wandelementen; Keller und Dach sind in konventioneller Bauweise erstellt worden



Abb. 8.2: Wohnhaus in Kombinationsbauweise: Außenwandelemente (asymmetrisch): E-UP-Leichtbeton, Keller, Innenwände und Dach in konventioneller Bauweise



Abb. 8.3: E-UP-Leichtbeton (asymmetrischer Wandaufbau), von außen nach innen: circa 3 mm GF-UP Laminat (farbig pigmentiert), angeschäumte Matte (450 bis 600 g/qm), 15 bis 20 cm E-UP-Leichtbeton, angeschäumte Matte, 16 bis 22 mm Gipskarton (mit Aluminium-Folien-Einlage auf der LB-Seite)

und Japan gehören zum Stand der Technik. GF-UP-Profile und GF-UP-Sandwichelemente haben nicht nur hohe Festigkeit und Wärmedämmung, sondern in Extrem-Temperatur-Gebieten vorteilhafte, ähnliche Ausdehnungskoeffizienten. Sie sind wegen des geringen Gewichtes ohne Schwertransporter leicht zur Baustelle zu schaffen. Schnell vor Ort zu fertigende Unterkünfte aus extrudierten Polystyrol-Schaumstoffplatten (Dow, USA), Polyurethan-Schaumstoff (Spritzverfahren; Bayer) und GF-UP-Sandwich-Konstruktionen wurden hundertfach mit Erfolg und großer Akzeptanz unter anderem in Erdbeben- und anderem Katastrophengebieten – nicht nur als Erstunterkünfte – eingesetzt.

Jüngst wurde in den USA ein hochwertiges, leichtes, sehr preisgünstiges Kleinhaus entwickelt, das neben den oben genannten Anwendungen nicht nur zur Behebung der Wohnraumproblematik in Randzonen und Slums der Großstädte, sondern nach amerikanischen Vorstellungen (Modern Plastics International) auch in Osteuropa und in Asien sehr



Abb. 8.4: Voll-Kunststoffhaus (symmetrischer Wandaufbau), Sandwich: GF-UP-Luminat (außen und innen), E-UP-Leichtbeton (Architekt Heckel, F.)



Abb. 8.5: Voll-Kunststoff-Haus aus PVC und Schaumstoff



Abb. 8.6: Wandaufbau (symmetrisch) des PVC-Voll-Kunststoffhauses
Quelle: Modern Plastics International

dienlich sein könnte. Es besteht aus extrudierten PVC-Profilen (Steg-Mehrfachplatten) gefüllt mit Schaumstoff, der unterschiedlicher Provenienz sein kann (vergl. **Abb 8.5** und **Abb. 8.6**).

PVC (hart) (B1 nach DIN 4102) ist von seinem Aufbau her, also inhärent, schwer entflammbar. Bitte nicht verwechseln mit stark weichmacherhaltigen PVC-Produkten, zum Teil auch Elektrokabelummantelungen.

Rümpfen manche bauphysikophile Kollegen überheblich die Nase über die aufgezeigte Ganzkunststoffbauweise? Hinsichtlich des Wasserdampf-Diffusionsverhaltens ist ein Gebäude aus Stahl und Glas – ohne Klimaanlage – maximal ungünstig (μ -Wert ∞) im Vergleich zum Beispiel zu einem circa 3 mm dicken GF-UP Laminat (μ -Wert: 180.000) und erst recht im Vergleich mit E-UP-Leichtbeton, dem wegen der weitgehend offenen Cellstruktur beträgt der μ -Wert = 30 bis 300, – ähnlich Ziegelsteinen –. Eine angeschäumte Glasfasermatte ändert daran wenig. Diese ist und bleibt porös.

Skeptiker möchte ich ferner auf frühere schwedische Untersuchungen an Wohnbauten, die ausschließlich aus Stahlbeton errichtet wurden, hinweisen. Diese ergaben, daß selbst im (mindestens zwei Drittel des Jahres) unwirtlichen Klima Skandinaviens bei normaler Fensterlüftung Zimmereinrichtungen

und Tapeten als Wasserdampfpuffer ausreichen, so daß an den relativ diffusionsdichten, kühlen Betonwänden keine Kondensatbildung zu beobachten war.

Bei unsymmetrischen Sandwich-Wandelementen, zum Beispiel aus E-UP-Leichtbeton mit GF-UP-Außenlaminaten, haben sich als Innenschicht hervorragend bewährt: Angeschäumte Glasfasermatten und Gipskartonplatten mit einseitiger Papier-Aluminium-Folie-Kaschierung (auf der E-UP-Leichtbetonseite). Der Schallschutz (Luftschall-Dämmmaß) ist – analog dem Gasbeton – bei monolithischem Wandaufbau primär ein Problem der relativ geringen Masse.

Aber vom Innenausbau ist eine Vielzahl von praxiserprobten Lösungen bekannt, mit denen diese Problematik leicht bewältigt werden kann. Im Rahmen von „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen“ ergaben Messungen an Wandbauarten auf Basis E-UP-Leichtbeton (15 cm Dicke) mehr als ausreichende Ergebnisse.

Abschließend läßt sich sagen:

- Die Anwendungen von Kunststoffen und damit der Bedarf im Bauwesen nimmt weiterhin kontinuierlich zu.
- Der Anteil im Bereich tragender Konstruktionen und kraftübermittelnder Verbundkonstruktionen steigt.
- Mit Kunststoffen lassen sich – nicht nur im Industrie- und Anlagenbau – in zahlreichen Fällen viele Probleme wirtschaftlicher lösen als mit konventionellen Baustoffen, die unter den gegebenen Umständen eventuell relativ schnell versagen würden.
- Daraus resultiert die Forderung und Notwendigkeit einer technisch, wirtschaftlich und ökologisch sinnvollen Kombination von konventionellen Baustoffen mit Kunststoffen.
- Kunststoffe sind im Bauwesen etabliert, also selbstverständlich geworden. Das ist ein Grund mit dafür, daß sie inzwischen weniger spektakulär in Erscheinung treten.
- Die Energiebilanzen der Herstellung und des Recyclings von Kunststoffen sind unübertroffen günstiger als die von Stahl, Zement (Beton), Ton, Ziegel oder Glas. Das gilt insbesondere für die Sekundärenergien.
- Gründe hierfür sind die hohe spezifische Wärme und die sehr hohen Temperaturen bei der Herstellung und partiell auch bei der Verarbeitung der konventionellen Materialien.
- Kunststoffe sind und bleiben Baustoffe der Gegenwart und der Zukunft.

Literatur:

Allgemeines und Thermoplaste

- [1] Domke, H.: Grundlagen konstruktiver Gestaltung, Bauverlag 1972
- [2] Domke, H.: Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften; Vorträge, N 251: Probleme bei der Verwendung von Kunststoffen für tragende Konstruktionen; 1975
- [3] Rübben, A.: Berechnungsverfahren im Kunststoffbau unter besonderer Berücksichtigung der zeitabhängigen Veränderungen der Materialeigenschaften, Habilitationsschrift, RWTH Aachen, 1980
- [4] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, 2.Aufl., Bd. 2, Beton, und
- [5] Bd. 4, Kunststoffe, Wiesbaden/Berlin 1981
- [6] Menges, G., Werkstoffkunde der Kunststoffe, Carl Hanser Verlag, München, Wien, 1990
- [7] Michaeli, W.: Werkstoffkunde II, Kunststoffe, Verarbeitung und Eigenschaften, Institut für Kunststoffverarbeitung an der RWTH Aachen, 2.Aufl., 1991
- [8] Bienstock, R.: Die neuen Spritzbetone gefährden das Grundwasser beim Tunnelbau nicht, Der Prüflingenieur 7, 1995, S. 22 ff
- [9] Langlie, C.: Kunststoffe im tragenden Einsatz, Der Prüflingenieur 7, 1995, S. 56 ff
- [10] Produktmerkmale von Leguval® K 26, K27, W25, W35, W45 usw., Bayer AG, GB LS; Leverkusen

Reaktionsharze (RH) und Reaktionsharz-Formstoffe (RHFS)/Glasfaserverstärkte UP-Laminare (GF-UP)

- [11] Wolfseher, R.F.: Superposition von Zeit, Temperatur und Spannung, dargestellt am Kriechverhalten eines glasfaserverstärkten Kunststoffes, Dissertation ETH Zürich, 1987
- [12] Klöcker, W., Walter, O.: Low profile-Systeme in USA und Europa; Minderung der Schwindung von unges. Polyesterprodukten, Kunststoffberater Bd. 15, 1970, Heft 10, S.959 und ff.
- [13] Klöcker, W.: Nouvelles Applications des Résines Polyester non saturées dans le Batiment, 1971, Verre Textile Plastiques Renforcés, 1971, No.7
- [14] Klöcker, W., Lawonn, H., Versorgungsanlagen und Abwasserbeseitigung, in Sächling, H., Bauen mit Kunststoffen, Carl Hanser-Verlag, München 1973, S. 184 ff
- [15] Leguval (W45), Ungesättigte Polyester und andere technische Kunststoffe in Chemieanlagen, Bayer AG, GB-KU, Anwendungstechnische Info-Schrift Nr.: KU 43076, (11.85), D42-8115/852698.

Reaktionsharz-Beton: UP-Beton, -Mörtel und -Kitte

- [16] Goerden, L. und Schirmer, H.: Persönliche Mitteilung, unveröffentlicht: „Quartalsbericht von H. Schirmer, 1. Quartal 1953“
- [17] Möller, H.J.: Kunststoff-modifizierte Schleuder-Betonrohre, Betonstein-Zeitung, 1961, Heft 5, S.214-218
- [18] Liesegang, H.: Polyesterharze im Beton- und Stahlbau, Kunststoff-Rundschau, Heft 10, 1962, S.482-488
- [19] Schirmer, H.: Einsatz von Polyester in Verbindung mit Beton, Die Bauwirtschaft, 17. Jahrg. 1963, S.971-976
- [20] Schirmer, H.: Polyesterbeton-Herstellung und Eigenschaften, Die Bauwirtschaft, 20. Jahrg., 1966, Heft 34
- [21] Klöcker, W., Kayser, G.: Ungesättigte Polyesterharze in der Abwassertechnik, Industrieabwässer Heft7, 1967, Deutscher Kommunalverlag GmbH, Düsseldorf
- [22] Sasse, H.R., Mängel, S.: Eigenschaften von Kunstharzmörtel, Betonstein-Zeitung, 1968, S.512-514

- [23] Möller, H.J., Gleich, D., Lamminger, M.: Polybetonrohre®, Herstellung und Anwendung, Beton- und Stahlbetonbau, 64.Jahrg., 1969, Heft 5, S.2-12
- [24] Klöcker, W., Schultheis, H.: Kunstharzgebundene Schwer- und Leichtbeton-Erzeugnisse, in Sächling, H., Bauen mit Kunststoffen, München 1973, S. 102
- [25] Sell, R.: Tragfähigkeit von mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzten Betonankern und deren Berechnung, Die Bautechnik, 1973, Heft 10
- [26] Sell, R.: Über Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzter Betonanker; „Verbindungstechnik“ 1973, Heft 8
- [27] Klöcker, W.: Auf Reaktionsharzbasis spreizdruckfrei verankern, Teil 1 und Teil 2, „Verbindungstechnik“, 9. Jahrg., 1977, Heft 9, S.37-42 und Heft 11, S.35-40
- [28] Groche, F.: Polyesterarmierter Beton, Kunststoffe im Bau, 1973, Heft 31/III, S.43-54
- [29] Klöcker, W., Niesel, M., (Will, M.): Polyesterbeton und -kunststein, Teil 1-3, Betonwerk und Fertigteiltechnik, 1975, Nr. 4, 5 und 7
- [30] Kreis, R.: Industrielles Herstellen von Polyesterbeton mit kurzen Aushärtezeiten, Maschinenmarkt, 1979, Heft 90
- [31] Groche, F.: Materialeigenschaften und Anwendungsmöglichkeit von Polymer-Betonen, VDI-Berichte 384, 1980, S. 7-23
- [32] Speck, R.: Maschinentechnische Voraussetzung für die rationelle Herstellung von Polyesterbeton, Kunststoff-Journal 10/1980, S.54-57
- [33] Baumarkt 79.Jahrg., 1980, Heft 20
- [34] Hamers, Ir. W.: Kunstharzbeton-Rinnen für Kläranlagen, Kunststoffe im Bau, 15.Jahrg., 1980, Heft1, S.34-35
- [35] Klöcker, W.: 30 Jahre Reaktionsharz-Mörtel, Beton und -Kunststein auf Basis ungesättigter Polyesterharze, Kunststoffe im Bau, 20. Jhrg., 1985, S. 28 ff.
- [36] Eligehausen, R., Sippel, T., M.: In Beton und Mauerwerk sind moderne Dübelssysteme für viele Lasten geeignet, Der Prüflingenieur 7, 1995, S. 32 ff.

Reaktionsharz-Lichtbetone auf Basis expandiertem UP (E-UP)

- [37] Klöcker, W., Gossens, H., Winkler, H.: Schaumstoffe und Schaumstoff-Leichtbeton auf der Basis ungesättigter Polyesterharze, Kunststoffe, Bd. 60, 1970, Heft 8, S.555 ff
- [38] Langlie, C., Klöcker, W., Niesel, H.: GFK-Sandwichelemente mit neuem Kernmaterial, Kunststoffe, 105, 1972, Heft 12, S.790 ff.
- [39] Dolfen, E., Klöcker, W.: Bauelemente aus UP-Hartschaum-Leichtbeton: Konstruktive Gestaltung und Anwendungserfahrungen, Plasticconstruction, 5.Jahrg., 1975, Heft 5, S. 208 ff
- [40] Klöcker, W., Prager, F.: Brandverhalten von Produkten auf Basis ungesättigter Polyester, Preprint der AVK-Tagung, Freudenstadt, 1977, 39-1 bis 39-11
- [41] Klöcker, W.: Bauaufsichtlich zugelassene Wandelemente und Bauarten aus UP-Hartschaum-Leichtbeton, Plasticconstruction, 7. Jahrg., 1977, Heft 1, S.7-11
- [42] Klöcker, W.: Leichtbetone auf Basis ungesättigter Polyester (UP-Leichtbetone) VDI-Berichte Nr.384, 1980, S.39-51
- [43] Pfeiffer, H.: Zur Druckfestigkeit von Hartschaumleichtbeton unter besonderer Berücksichtigung der Matrixeigenschaften, Dissertation, RWTH Aachen, 1980
- [44] Klöcker, W., Sarabi, B.: Cellulare Reaktionsharzformstoffe – Langzeitverhalten, Versagensmechanismus, Kunststoffe 81, 1991, S.617 ff.
- [45] Sächling: Kunststofftaschenbuch, 24. Ausg., Carl Hanser Verlag, München 1989.
- [46] Knippschild, F.: Dissertation RWTH Aachen, 1975.

Berechnung der Momente von Stahlbetonplatten mit Finite-Element-Programmen

Für die Berechnung ausreichend genauer Schnittgrößen müssen einige Anwendungsregeln beachtet werden

Zur Berechnung von Stahlbetonplatten werden verschiedene Finite-Element-Programme angeboten, die für die Anwendung in der Tragwerksplanung aufbereitet sind. Um baupraktisch ausreichend genaue Schnittgrößen zu erhalten, muß der Tragwerksplaner aber einige Anwendungsregeln beachten. Denn mit der Wahl der Elementteilung beeinflusst der Programmanwender die Finite-Element-Modellierung des Plattentragwerks und damit die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse. Der Einfluß, den die Elementteilung auf die Approximation der Plattenzustandsgrößen – insbesondere der Momente – hat, wird im folgenden Beitrag exemplarisch mit zwei FEM-Programmen untersucht, um daraus einige Hinweise für die Anwendung derartiger Programme bei der Tragwerksplanung von Platten abzuleiten.

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Schaper

studierte Bauingenieurwesen an der TU Braunschweig und der University of California, Berkeley, U.S.A., er war wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Prof. Duddeck (TU Braunschweig) und ist, nach verschiedenen Tätigkeiten in einer Baufirma und einigen Ingenieurbüros, seit 1991 Professor an der Fachhochschule Münster

Dipl.-Ing. (FH) Herbert Schole

hat zunächst als Maurermeister in einigen Baufirmen gearbeitet und dann das Studium des Bauingenieurwesens an der Fachhochschule Münster absolviert, seit 1981 ist er Mitarbeiter an der Fachhochschule Münster

Dipl.-Ing. Klaus Trippe

hat das Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen studiert, dann verschiedene Tätigkeiten in einem Ingenieurbüro und einer Bausoftware-Firma ausgeübt; seit 1995 ist er Partner im Ingenieurbüro Dietz und Partner, Essen

1 Einführung

Zur Einführung in die Problemstellung werden die Schnittgrößen der in **Abb. 1** dargestellten Stahlbetonplatte mit einer für die baupraktische Berechnung üblichen quadratischen Elementteilung mit 50 cm Kantenlänge (entspricht einem Achtel der Stützweite) berechnet und die im Programm nachlau-

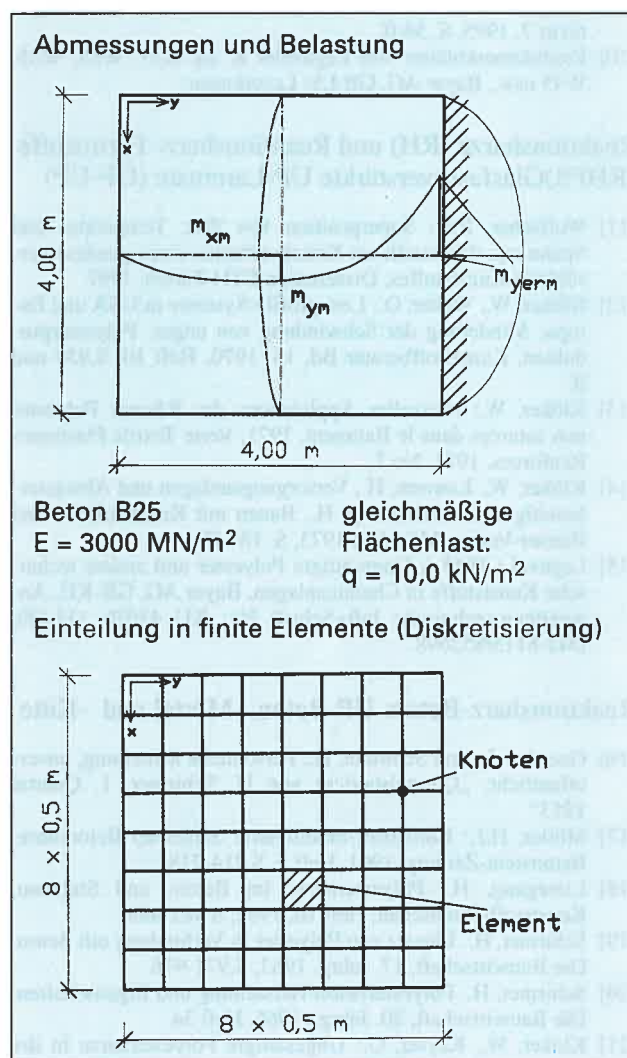


Abb. 1: Dreiseitig gelenkig gelagerte, einseitig eingespannte Quadratplatte – Abmessungen, Belastung und Diskretisierung

Tab. 1: Momente und Querkräfte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 64 quadratischen Elementen

	Finite-Element-Methode 64 Elemente (0,5 m × 0,5 m)		Tabelle	
	CS-FEBA	MicroFe	CZERNY	
$\nu = 0$				
m_{ym}	4,9	5,08	5,09	kNm/m
m_{xm}	3,75	3,83	3,88	kNm/m
m_{yerm}	-8,6*(-13,4)**	-13,04	-13,45	kNm/m
m_{xye}	4,9	5,75	6,11	kNm/m
q_{yerm}	19,6*(23,3)**	20,5	23,3	kNm/m
$\nu = 0,2$				
m_{ym}	5,7	5,84	5,87	kNm/m
m_{xm}	4,8	4,85	4,90	kNm/m
m_{yerm}	-8,5*(-13,3)**	-13,08	-13,45	kNm/m
m_{xye}	4,0	4,61	4,89	kNm/m
q_{yerm}	19,5*(23,2)**	20,5	23,3	kNm/m

* in der Mitte des randnächsten Elementes
 ** am Auflagerrand

fende Bemessung durchgeführt. Die mit den FEM-Programmen [4] und [6] berechneten Schnittgrößen sind in **Tab. 1** eingetragen. Zum Vergleich sind die „exakten“ Werte nach Czerny [1] angegeben. Die Schnittgrößen wurden vergleichsweise, wie in DIN 1045 und EC 2 zulässig, mit Querdehnungen $\nu = 0$ und $\nu = 0,2$ berechnet. Die berechneten Feldmomente liegen dicht beieinander. Nennenswerte Unterschiede ergeben sich aber bei den berechneten Stützmomenten. Im Hinblick auf die Berechnung von durchlaufenden Platten werden die mit [4] in Mitte des randnächsten Elementes spürbar kleiner als nach [1] ermittelten Momente angegeben. Die am Auflagerrand mit [4] recht genau ermittelten Momente sind zum Vergleich in Klammern angegeben, werden aber bei durchlaufenden Platten nicht ermittelt. Aus Berechnung mit [6] sind die Momente am Elementknoten angegeben, die auch bei durchlaufenden Platten ermittelt werden.

Bereits aus diesem überschaubaren Beispiel läßt sich erkennen, daß eine genauere Betrachtung der Finite-Element-Formulierung notwendig ist, um die Berechnungsergebnisse interpretieren und die Plattentragwerke im Hinblick auf eine angestrebte Rechengenauigkeit hinreichend fein diskretisieren zu können.

Die numerisch mit [4] nach Mindlin'scher Theorie ermittelten m_{xy} sind nur bedingt mit den nach Kirchhoff'scher Theorie berechneten Drillmomenten aus den Tafeln von Czerny [1] oder [6] vergleichbar.

Die Bewehrungsquerschnitte in Feldmitte und in der Mitte des eingespannten Randes (vgl. **Abb. 2**), die sich aufgrund der in den FEM-Programmen er-

rechneten Momente ergeben, sind **Tab. 2** zu entnehmen. Zum Vergleich sind mit Handrechnung ermittelte Bewehrungsquerschnitte angegeben, die sich aus den nach Czerny [1] berechneten Momenten ergeben. Der Vergleich von Handrechnung und FEM-Berechnung ist nur an jenen Punkten der Platte möglich, an denen die Drillmomente gerade zu Null werden. FEM-Programme berechnen Momente an beliebigen Punkten der Platte, wo im allgemeinen das Drillmoment $m_{xy} \neq 0$. Daher muß der vollständige Momentenvektor nach Kuyt, Baumann (vgl. [3]) oder EC 2 derart transformiert werden, daß sich Bemessungsmomente in Richtung der Bewehrungsscharen ergeben, um mit den für einachsige Biegung gültigen Bemessungsverfahren die erforderliche Bewehrung ermitteln zu können. Wie aus **Tab. 2** zu entnehmen ist, unterscheiden sich die berechneten Bewehrungsquerschnitte insbesondere an der eingespannten Stützung. Zwar sind die Unterschiede in der errechneten Be-

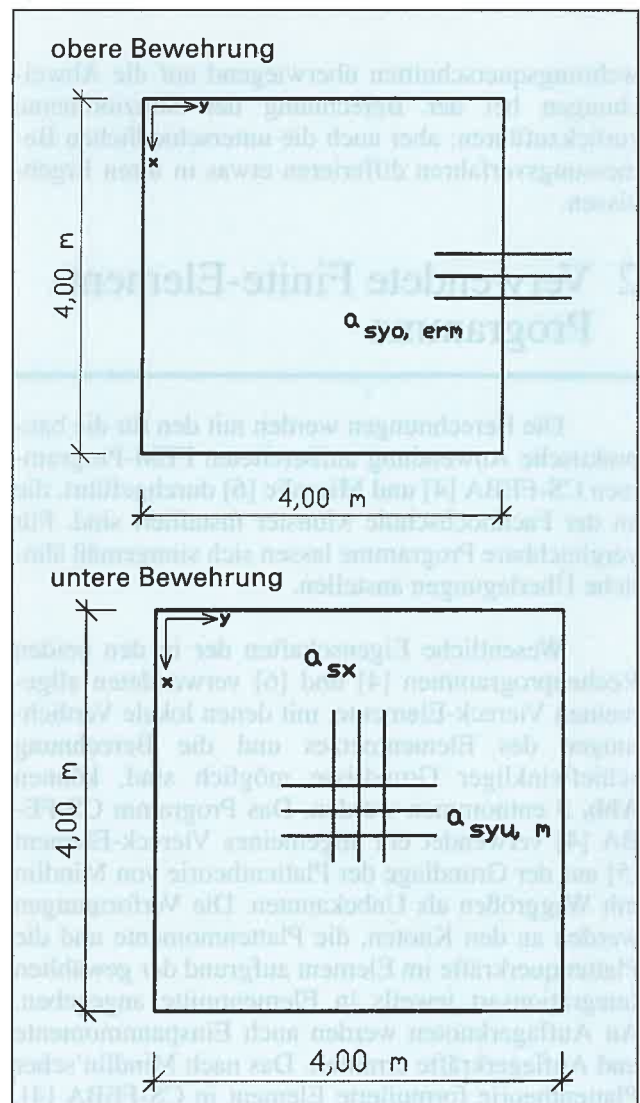


Abb. 2: Dreiseitig gelenkig gelagerte, einseitig eingespannte Quadratplatte – Lage der ermittelten Bewehrungsquerschnitte

Tab. 2: Bewehrungsquerschnitte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 64 quadratischen Elementen

Finite-Element-Methode 64 Elemente (0,5 m × 0,5 m)		Tabelle	
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY	
+	+	+	
KUYT	BAUMANN	---(Haupttrichtung)	
v = 0			
a _{syu,m}	1,39	1,69	1,38 cm ² /m
a _{sxu,m}	1,21	1,28	1,09 cm ² /m
a _{syo,erm}	2,44*	4,35	3,74 cm ² /m
v = 0,2			
a _{syu,m}	1,58	1,95	1,61 cm ² /m
a _{sxu,m}	1,43	1,62	1,38 cm ² /m
a _{syo,erm}	2,38*	4,36	3,74 cm ² /m
h _y ' = 2,5 cm; h _x ' = 3,0 cm			

* aus Moment in Mitte des randnächsten Elementes

wehrungsquerschnitten überwiegend auf die Abweichungen bei der Berechnung der Stützmente zurückzuführen; aber auch die unterschiedlichen Bemessungsverfahren differieren etwas in ihren Ergebnissen.

2 Verwendete Finite-Element-Programme

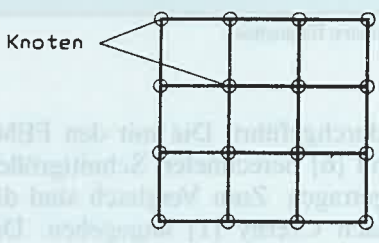
Die Berechnungen werden mit den für die baupraktische Anwendung aufbereiteten FEM-Programmen CS-FEBA [4] und MicroFe [6] durchgeführt, die an der Fachhochschule Münster installiert sind. Für vergleichbare Programme lassen sich sinngemäß ähnliche Überlegungen anstellen.

Wesentliche Eigenschaften der in den beiden Rechenprogrammen [4] und [6] verwendeten allgemeinen Viereck-Elemente, mit denen lokale Verdichtungen des Elementnetzes und die Berechnung schiefwinkliger Grundrisse möglich sind, können **Abb. 3** entnommen werden. Das Programm CS-FEBA [4] verwendet ein allgemeines Viereck-Element [5] auf der Grundlage der Plattentheorie von Mindlin mit Weggrößen als Unbekannten. Die Verformungen werden an den Knoten, die Plattenmomente und die Plattenquerkräfte im Element aufgrund der gewählten Integrationsart jeweils in Elementmitte angegeben. An Auflagerknoten werden auch Einspannmomente und Auflagerkräfte ermittelt. Das nach Mindlin'scher Plattentheorie formulierte Element in CS-FEBA [4], vermeidet „shear-locking“ weitgehend durch selektive Integration der Biegeanteile (vier Gauss-Punkte) und der Schubanteile (ein Gauss-Punkt) [5].

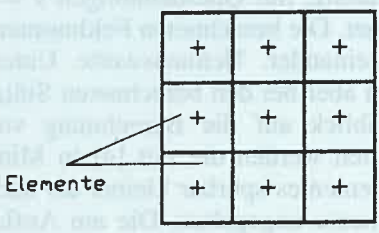
Das Programm MicroFe [6] verwendet ein hybrides allgemeines Viereck-Element [7] auf der Grundlage der Kirchhoff'schen Plattentheorie mit Weggrößen als Unbekannten sowie Ansätzen für Kraftgrößen auf dem Rand, die aber auf Elementebene abgelöst werden. Verformungen, Plattenmomente und -querkräfte werden an den Knoten angegeben. Außerdem werden auch Auflagergrößen berechnet.

Finite-Element im Programm CS-FEBA
 schubweiches Viereckelement mit Verschiebungsansatz (Plattentheorie: Reissner - Mindlin)
 w: bilinearer Ansatz
 θ: bilinearer Ansatz
 Biegeanteile und Schubanteile getrennt integriert
 nach: HUGHES,, T.J.R.; TAYLOR, R. J. und KANOKNUKULCHAI, W. (1977)

Ausgabe der Ergebnisse
 an Knoten: Durchbiegungen, Verdrehungen



in Elementmitte: Momente, Querkräfte



Finite-Element im Programm MicroFe
 schubstarres hybrides Viereckelement (Plattentheorie: Kirchhoff)
 w: kubischer Ansatz
 Spannungsansatz quadratisch
 Auswertung von Spannungsintegralen am Elementrand und Ablösung auf Elementebene
 nach: WAKDER, U. (1977)

Ausgabe der Ergebnisse
 an Knoten: Durchbiegungen, Verdrehungen und Momente, Querkräfte

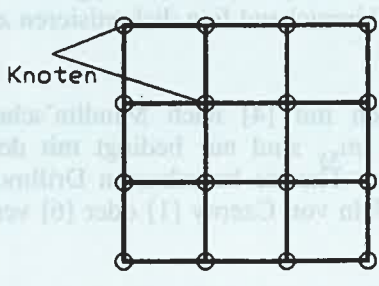


Abb. 3: Eigenschaften der in den Programmen CS-FEBA [4] und MicroFe [6] verwendeten finiten Elemente

Die Berechnungen wurden auf PC 486 (33 MHz) mit 8 MB und PC 586 (90 MHz) mit 16 MB Hauptspeicher ausgeführt.

3 Einfluß der Elementteilung auf die Berechnung der Durchbiegungen und der Schnittgrößen

Mit verschiedenen Elementteilungen werden Durchbiegungen und Schnittgrößen einer dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte unter gleichmäßiger Flächenlast (vgl. **Abb. 1**) exemplarisch untersucht. Dabei werden Elementformen (Quadrat und Viereck) und Elementabmessungen – die Anzahl der Elemente in bezug auf die Stützweite – variiert. Die mit den Finite-Element-Programmen [4] und [6] berechneten Momente und Querkräfte werden an ausgezeichneten Punkten stichprobenartig mit der „exakten“ Lösung verglichen, die für diese Einfeldplatte von Czerny [1] vorliegt. Mit diesem Vergleich, den jeder Programmierer in ähnlicher Weise vor dem Einsatz eines FEM-Programms durchführen sollte, wird der Einfluß der Elementteilung auf die Genauigkeit der berechneten Schnittgrößen in einer für die baupraktische Anwendung hinreichenden Weise abschätzbar.

3.1 Berechnung mit quadratischer Elementteilung

Zunächst wird die betrachtete Platte (vgl. **Abb. 1**) mit quadratischen Elementen wie bei einem „Patch-Test“ [8, 9] berechnet (**Abb. 4**). Dabei wird die Kantenlänge der Elemente variiert. Als grobe Diskretisierung wird eine Teilung in 16 Elemente von 1 m Kantenlänge gewählt. Das entspricht vier Elementen in jeder Stützrichtung, was für die baupraktische Berechnung der Momente nicht hinreichend genau sein dürfte. Die Teilung in 64 Elemente mit 0,5 m Kantenlänge ist baupraktisch als üblich, die Teilung in 256 Elemente mit 0,25 m Kantenlänge ist hinsichtlich des Berechnungsaufwandes schon fast als zu fein anzusehen.

3.1.1 Durchbiegungen

Die mit unterschiedlicher Elementteilung berechneten Durchbiegungen in Plattenmitte sind in **Tab. 3** angegeben. Mit beiden FEM-Programmen ergeben bereits die mit 16 quadratischen Elementen berechneten Durchbiegungen baupraktisch hinreichend genaue Übereinstimmung mit der „exakten“ Lösung [1], zumal der in DIN 1045 und EC 2 angegebene E-Modul nur ein Mittelwert mit nicht unerheblicher

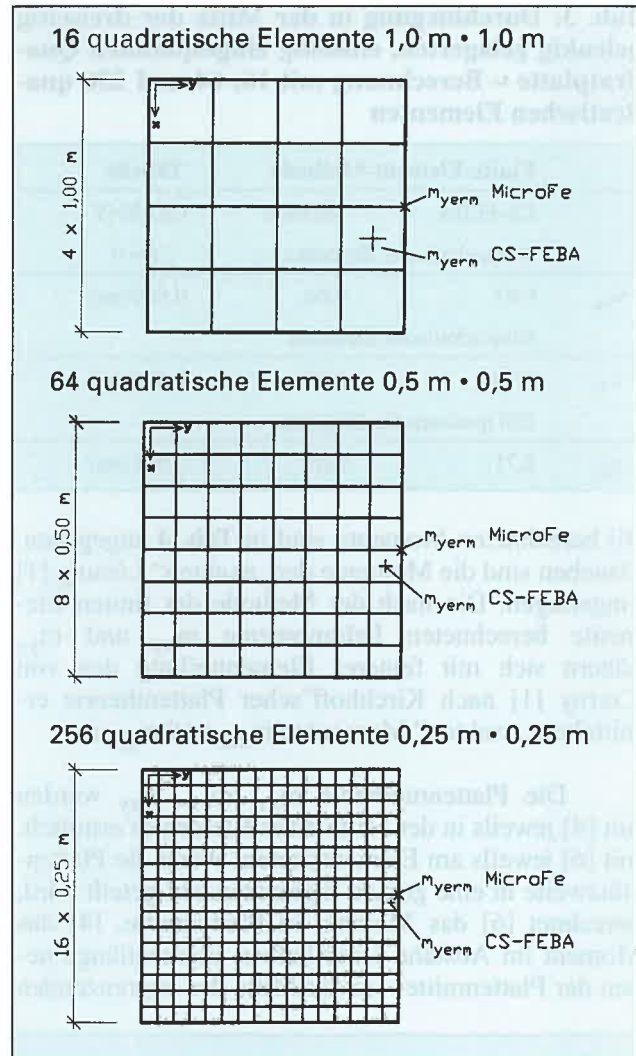


Abb. 4: Dreiseitig gelenkig gelagerte, einseitig eingespannte Quadratplatte – Diskretisierung mit quadratischen Elementen

Streubreite ist. Der teilweise Übergang in den Zustand II und zeitabhängige Effekte bleiben bei dieser linear elastischen Berechnung ohnehin unberücksichtigt. Die Durchbiegung w_m wird bei einer Teilung in 256 quadratische Elemente mit [4] geringfügig überschätzt, weil die verwendete „schubweiche“ Mindlin'sche Plattentheorie [5, 8] neben den Biegeverformungen auch die Schubverformungen erfaßt. Bei dünnen Platten sind die Schubverformungen im elastischen Zustand allerdings sehr gering. Bei der Berechnung mit schubweichen Elementen ist aber gegebenenfalls der Einfluß der Schubslankheit zu beachten [8, 12], auch wenn das Element [5] selektive Integration verwendet, um „shear locking“-Effekte weitgehend zu vermeiden.

3.1.2 Momente

Die in Plattenmitte und in der Mitte des eingespannten Randes mit den FEM-Programmen [4] und

Tab. 3: Durchbiegung in der Mitte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 16, 64 und 256 quadratischen Elementen

Finite-Element-Methode		Tabelle
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY
16 quadratische Elemente		$v = 0$
w_m	0,67	0,64
64 quadratische Elemente		0,696 mm
w_m	0,70	0,68
256 quadratische Elemente		0,696 mm
w_m	0,71	0,69

[6] berechneten Momente sind in **Tab. 4** angegeben. Daneben sind die Momente der „exakten“ Lösung [1] eingetragen. Die nach der Methode der finiten Elemente berechneten Feldmomente m_{xx} und m_{yy} nähern sich mit feinerer Elementteilung den von Czerny [1] nach Kirchhoff'scher Plattentheorie ermittelten „exakten“ Momenten m_{xm} und m_{ym} an.

Die Plattenmomente m_{xx} , m_{yy} , m_{xy} werden mit [4] jeweils in der Mitte eines Elementes ermittelt, mit [6] jeweils am Elementknoten. Wenn die Plattenstützweite in eine gerade Elementanzahl geteilt wird, berechnet [6] das Moment in Plattenmitte, [4] das Moment im Abstand einer halben Elementlänge neben der Plattenmitte – in der Mitte des angrenzenden

Tab. 4: Momente der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 16, 64 und 256 quadratischen Elementen

Finite-Element-Methode		Tabelle
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY
16 quadratische Elemente		$v = 0$
m_{ym}	4,3	5,0
m_{yerm}	-5,0*(-12,9)**	-12,2
64 quadratische Elemente		5,09 kNm/m
m_{ym}	4,9	5,1
m_{yerm}	-8,6*(-13,4)**	-13,0
256 quadratische Elemente		-13,45 kNm/m
m_{ym}	5,4	5,1
m_{yerm}	-10,9*(-13,5)**	-13,3

* Moment in Mitte des randnächsten Elementes
 ** Moment am Auflagerknoten

Elementes. Die mit [4] berechneten, in **Tab. 4** angegebenen Momente sind daher jeweils um eine halbe Elementlänge neben der Plattenmitte abgelesen.

Der mit 256 quadratischen Elementen berechnete Verlauf der Momente m_{yy} in der Symmetrielinie der Platte ist in **Abb. 5** aufgetragen. Kreise geben die mit [6] berechneten Werte, Kreuze die mit [4] berechneten Momente an. Der Verlauf der Momentenlinie und das größte Feldmoment nach

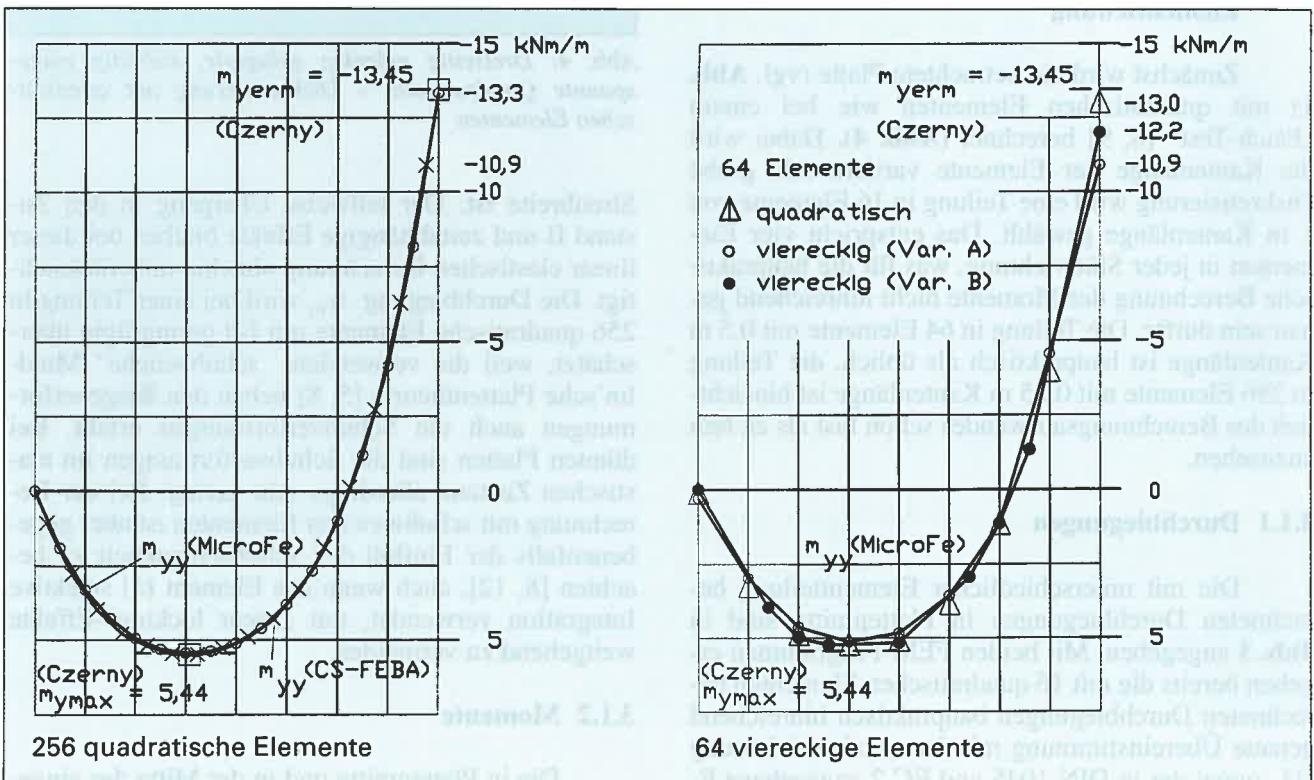


Abb. 5: Momente m_{yy} in der Symmetrielinie der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte

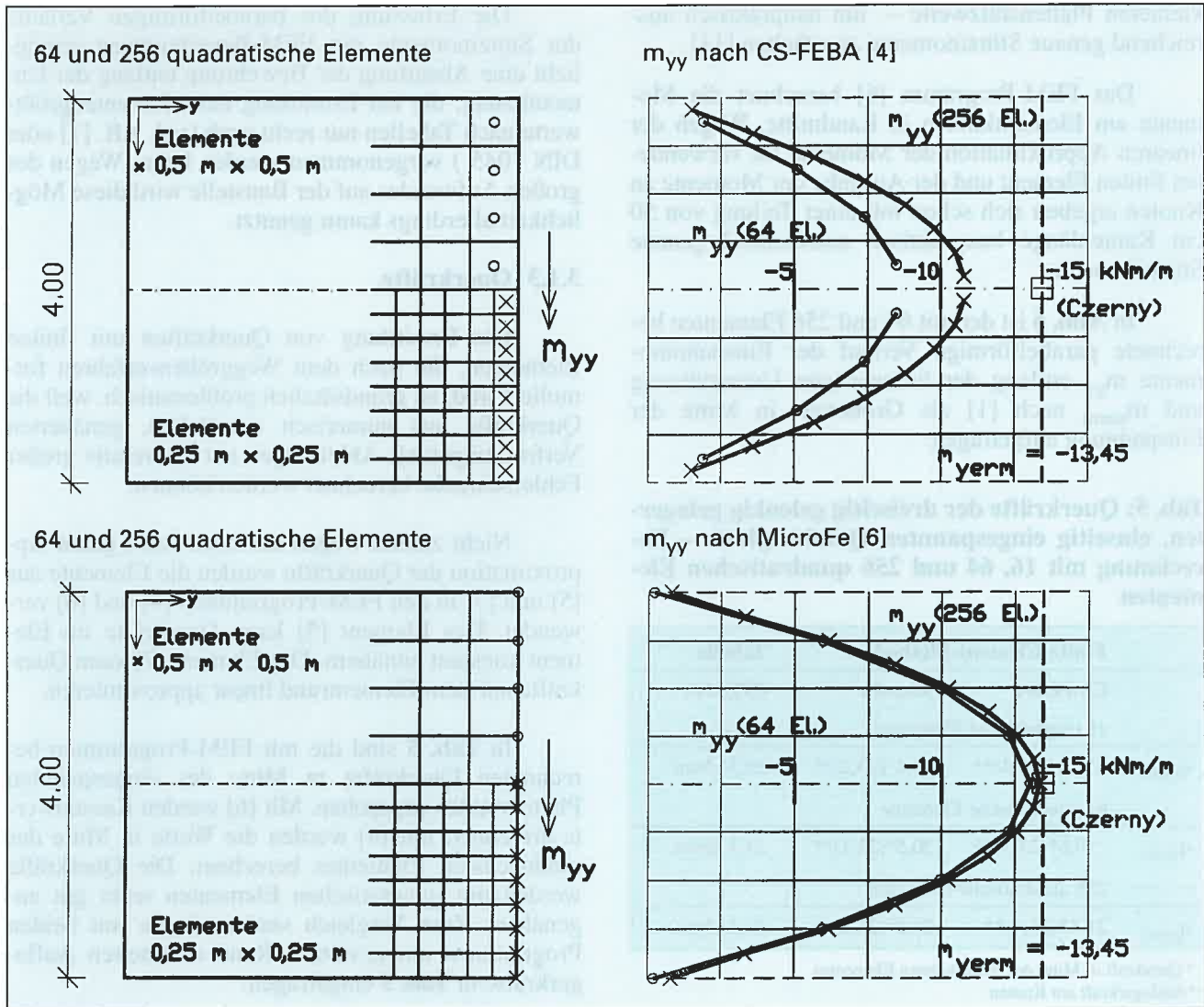


Abb. 6: Momente m_{yy} an der Einspannung der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit quadratischen Elementen

[1] werden sehr gut approximiert. Das mit [4] ermittelte größte Feldmoment m_{yy} liegt etwa 2% über dem nach Czerny [1] ermittelten Größtmoment m_{yerm} .

Daneben wird der mit 64 quadratischen und viereckigen Elementen (vgl. Kap. 3.2) mit [6] berechnete Verlauf der Momente in der Symmetrielinie der Platte dargestellt. Die Berechnungen mit unterschiedlichen Viereckdiskretisierungen weichen voneinander erkennbar ab. Beide unterschätzen den nach „exakter“ Berechnung [1] ermittelten Größtwert des Feldmomentes.

Die mit quadratischen Elementen für die Mitte des eingespannten Plattenrandes mit [4] und [6] berechneten Stützmente sind ebenfalls in Tab. 4 angegeben und mit den „exakten“ Werten nach Czerny [1] verglichen. Mit [4] werden an starren Auflagern auch Einspannmomente am Elementrand berechnet, die als eingeklammerte Werte in Tab. 4 eingetragen

sind. Diese an Auflagerknoten (m_{yy} Rand) ermittelten Momente approximieren den „exakten“ Wert [1] recht gut, wie an den eingeklammerten Werten zu erkennen ist. An Zwischenstützungen durchlaufender Platten kann mit [4] nur das in Mitte des randnächsten Elementes, für das Element konstant ermittelte Moment (m_{yy} Element) berechnet werden. Dieses im randnächsten, dem Symmetriepunkt des eingespannten Plattenrandes am nächsten liegende Element ist in Tab. 4 eingetragen. Wegen des steilen Momentenanstiegs zur Einspannung hin weicht dieses, in halber Elementlänge vom Auflager ermittelte Moment – abhängig von der Elementteilung – deutlich vom „exakten“ Wert ab. Bei Elementen mit 25 cm Kantenlänge werden in 12,5 cm Abstand von der Auflagerlinie und seitlich um 12,5 cm versetzt nur 81 % des m_{yerm} nach Czerny [1] berechnet. Bei Berechnungen von Stahlbetonplatten im Hochbau mit [4] sollten die Elemente neben Zwischenstützungen daher nur etwa 10 cm Elementlänge aufweisen – höchstens 1/20 der

kleineren Plattenstützweite – um baupraktisch ausreichend genaue Stützmente zu erhalten [11].

Das FEM-Programm [6] berechnet die Momente am Elementknoten in Randmitte. Wegen der linearen Approximation der Momente im verwendeten finiten Element und der Ausgabe der Momente an Knoten ergeben sich schon mit einer Teilung von 50 cm Kantenlänge baupraktisch ausreichend genaue Stützmente.

In **Abb. 6** ist der mit 64 und 256 Elementen berechnete parabelförmige Verlauf der Einspannmomente m_{yy} entlang der linienartigen Unterstüzung und m_{yerm} nach [1] als Größtwert in Mitte der Einspannung aufgetragen.

Tab. 5: Querkräfte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 16, 64 und 256 quadratischen Elementen

Finite-Element-Methode		Tabelle
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY
16 quadratische Elemente		$v = 0$
q_{yerm}	16,6*(23,4)** 18,4+(23,2)**	23,3 kN/m
64 quadratische Elemente		
q_{yerm}	19,6*(23,3)** 20,5+(23,1)**	23,3 kN/m
256 quadratische Elemente		
q_{yerm}	21,4*(23,4)** 21,9+(23,2)**	23,3 kN/m

* Querkraft in Mitte des randnächsten Elementes
 ** Auflagerkraft am Knoten
 + Querkraft am Elementknoten
 ++ Auflagerkraft am Knoten

Tab. 6: Bewehrungsquerschnitte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 16, 64 und 256 quadratischen Elementen

Finite-Element-Methode		Tabelle
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY
+	+	+
KUYT	BAUMANN	---(Haupttrichtung)
$\{ m_{xx} + m_{yy} \}$		
16 quadratische Elemente		$v = 0$
$a_{syu,m}$	1,35	1,65 {1,33}
$a_{syo,erm}$	1,60*	4,05 {3,37}
64 quadratische Elemente		
$a_{syu,m}$	1,39	1,69 {1,36}
$a_{syo,erm}$	2,44*	4,35 {3,63}
256 quadratische Elemente		
$a_{syu,m}$	1,41	1,70 {1,37}
$a_{syo,erm}$	3,04*	4,44 {3,71}

* aus Moment in Mitte des randnächsten Elementes

Die Erfassung des parabelförmigen Verlaufs der Stützmente mit FEM-Berechnungen ermöglicht eine Abstufung der Bewehrung entlang der Unterstüzung, die bei Ermittlung der Momentengrößtwerte nach Tabellen nur recht grob (vgl. z.B. [1] oder DIN 1045) vorgenommen werden kann. Wegen des großen Aufwandes auf der Baustelle wird diese Möglichkeit allerdings kaum genutzt.

3.1.3 Querkräfte

Die Ermittlung von Querkräften mit finiten Elementen, die nach dem Weggrößenverfahren formuliert sind, ist grundsätzlich problematisch, weil die Querkräfte aus numerisch ermittelten, genäherten Verformungen als Ableitungen nur mit relativ großer Fehlerschranke berechnet werden können.

Nicht zuletzt wegen der noch recht guten Approximation der Querkräfte werden die Elemente aus [5] und [7] in den FEM-Programmen [4] und [6] verwendet. Das Element [5] kann Querkräfte im Element konstant annähern. Das Element [7] kann Querkräfte auf dem Elementrand linear approximieren.

In **Tab. 5** sind die mit FEM-Programmen berechneten Querkräfte in Mitte des eingespannten Plattenrandes angegeben. Mit [6] werden Knotenwerte errechnet, mit [4] werden die Werte in Mitte des randnächsten Elementes berechnet. Die Querkräfte werden mit quadratischen Elementen recht gut angenähert. Zum Vergleich sind auch die mit beiden Programmen am gestützten Rand ermittelten Auflagerkräfte in **Tab. 5** eingetragen.

3.1.4 Bewehrung

In **Tab. 6** sind die Bewehrungsquerschnitte in Plattenmitte und in der Mitte des eingespannten Plattenrandes angegeben (vgl. **Abb. 2**), die mit Bemessungsverfahren nach Kuyt, Baumann (vgl. [3]) und EC 2 aufgrund der in den FEM-Programmen [4] und [6] berechneten Momente ermittelt sind. Zum Vergleich sind die mit Handrechnung ermittelten Bewehrungsquerschnitte aufgrund der in [1] angegebenen Hauptmomente in Richtung des Bewehrungsscharen eingetragen. In Plattenmitte stimmen die Ergebnisse recht gut überein. Bei fast gleichen Momenten ermittelt die Bemessung nach Baumann (vgl. [3]) in [6] größere Bewehrungsquerschnitte. (Möglicherweise wird dabei der innere Hebelarm für die Bemessung konservativ angenommen.) An der Einspannung ergeben sich aus [4] gegenüber den beiden anderen Berechnungsverfahren deutlich kleinere Bewehrungsquerschnitte. In [4] wird die Bemessung jeweils in Elementmitte mit dem dort ermittelten Moment durchgeführt. An eingespannten Rändern und bei durchlaufenden Platten an Zwischenstützungen wer-

den Bewehrungsquerschnitte daher nur in Mitte des der Stützung randnächsten Elementes berechnet, wo die Momente noch spürbar unter dem Größtwert liegen. In [6] wird die Bemessung an den Knoten mit den gemittelten Knotenmomenten durchgeführt. Dadurch wird der Momentengrößtwert an biegesteifen eingespannten Rändern oder Zwischenstützen bei hinreichend feiner Teilung baupraktisch ausreichend genau erfaßt. Die unterschiedlichen Bewehrungsquerschnitte am eingespannten Rand ergeben sich vorwiegend aus den mit FEM-Programmen [4] und [6] abweichend ermittelten Momenten. Die Bemessungsverfahren nach Kuyt, Baumann (vgl.[3]) und EC 2 tragen kaum dazu bei.

3.2 Berechnung mit viereckiger Elementteilung

Zur Modellierung unregelmäßiger Grundrisse und im Bereich von Elementverdichtungen sind Dreieckelemente oder die hier zur Verfügung stehenden allgemeinen Viereckelemente erforderlich. Die Approximation der Momente gelingt mit den viereckigen Elementen weniger gut als mit den rechteckigen oder quadratischen [8, 12]. Um die Güte der Approximation abzuschätzen werden hier mit den in **Abb. 7** dargestellten Elementteilungen, die willkürlich recht stark vom Rechteck abweichende Viereckelemente enthalten, die Momente der in **Abb. 1** dargestellten Platte berechnet.

3.2.1 Durchbiegungen

Die Größtwerte der Durchbiegungen weichen nicht nennenswert von den mit quadratischen Elementen berechneten Werten ab, so daß darauf nicht weiter eingegangen wird.

3.2.2 Momente

In **Tab. 7** sind in Feldmitte und in Mitte des eingespannten Randes berechneten Momente angegeben. Mit [6] sind Momente am Knoten in Feldmitte und am Knoten in Mitte des eingespannten Randes berechnet, mit [4] elementweise konstante Momente in Elementmitte. Daher werden für [4] die Momente derjenigen Elemente angegeben, die den betrachteten Punkten am nächsten liegen. Zum Vergleich sind auch die mit [4] als Auflagergrößen berechneten Stützmomente eingetragen, die allerdings bei durchlaufenden Platten nicht ermittelt werden.

Der Momentenverlauf in der Symmetrielinie der Platte ist in **Abb. 5** dargestellt. Die symmetrische Elementteilung (Variante A) liefert eine genauere Approximation der Momente als die nicht symmetrische Elementteilung (Variante B).

Bei gleicher Elementanzahl erreichen die mit Viereckelementen ermittelten Momente nicht die Genauigkeit der quadratischen Diskretisierungen.

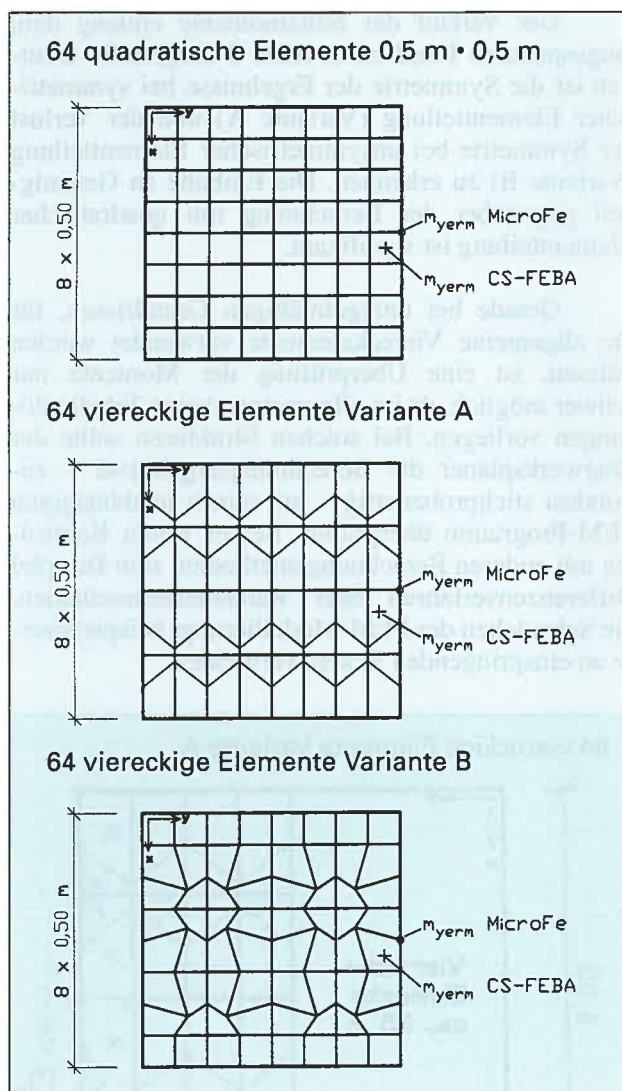


Abb. 7: Dreiseitig gelenkig gelagerte, einseitig eingespannte Quadratplatte – Diskretisierung mit quadratischen und viereckigen Elementen

Tab. 7: Momente der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 64 quadratischen und 64 viereckigen Elementen

	Finite-Element-Methode		Tabelle
	CS-FEBA	MicroFe	CZERNY
	64 quadratische Elemente		$v = 0$
m_{ym}	4,9	5,1	5,09 kNm/m
m_{yerm}	-8,6*(-13,4)**	-13,0(-12,9)**	-13,45 kNm/m
	64 viereckige Elemente Variante A		
m_{ym}	4,7	4,8	5,09 kNm/m
m_{yerm}	-8,0*(-15,0)**	-10,9(-11,8)**	-13,45 kNm/m
	64 viereckige Elemente Variante B		
m_{ym}	4,8	5,2	5,09 kNm/m
m_{yerm}	-7,6*(-15,4)**	-12,2(-13,1)**	-13,45 kNm/m

* Moment in Mitte des randnächsten Elementes
 ** Moment am Auflagertrand

Der Verlauf der Stützmente entlang dem eingespannten Rand ist in **Abb. 8** dargestellt. Deutlich ist die Symmetrie der Ergebnisse bei symmetrischer Elementteilung (Variante A) und der Verlust der Symmetrie bei unsymmetrischer Elementteilung (Variante B) zu erkennen. Die Einbuße an Genauigkeit gegenüber der Berechnung mit quadratischer Elementteilung ist signifikant.

Gerade bei unregelmäßigen Grundrissen, für die allgemeine Viereckelemente verwendet werden müssen, ist eine Überprüfung der Momente nur schwer möglich, da im allgemeinen keine Tabellenlösungen vorliegen. Bei solchen Strukturen sollte der Tragwerksplaner die Berechnungsergebnisse – zumindest stichprobenartig – mit einem unabhängigen FEM-Programm überprüfen. Besser wären Kontrollen mit anderen Berechnungsmethoden, zum Beispiel Differenzenverfahren oder Randelementmethoden, die Schwächen der FEM-Modellierung, beispielsweise an einspringenden Ecken, vermeiden.

Zumindest grobe Abschätzungen über die Momentensumme in einem Schnitt sind aber unverzichtbar.

3.2.3 Querkräfte

In **Tab. 8** sind die mit viereckigen Elementteilungen berechneten Querkräfte in Mitte des eingespannten Plattenrandes angegeben. Wie bei der Berechnung mit quadratischen Elementen sind mit [6] Knotenwerte errechnet, mit [4] sind die Querkräfte in Mitte des randnächsten Elementes ermittelt. In Klammern sind auch die mit beiden FEM-Programmen berechneten Auflagerkräfte angegeben.

Es zeigt sich, daß die hybriden Elemente in [6] nach Kirchhoff'scher Schubstarrer Plattentheorie bei starker Abweichung von Rechteck empfindlich hinsichtlich der Querkräfte reagieren (vgl. auch [12]). Die Auflagerkräfte werden aufgrund der Ansätze am Plattenrand allerdings recht gut approximiert.

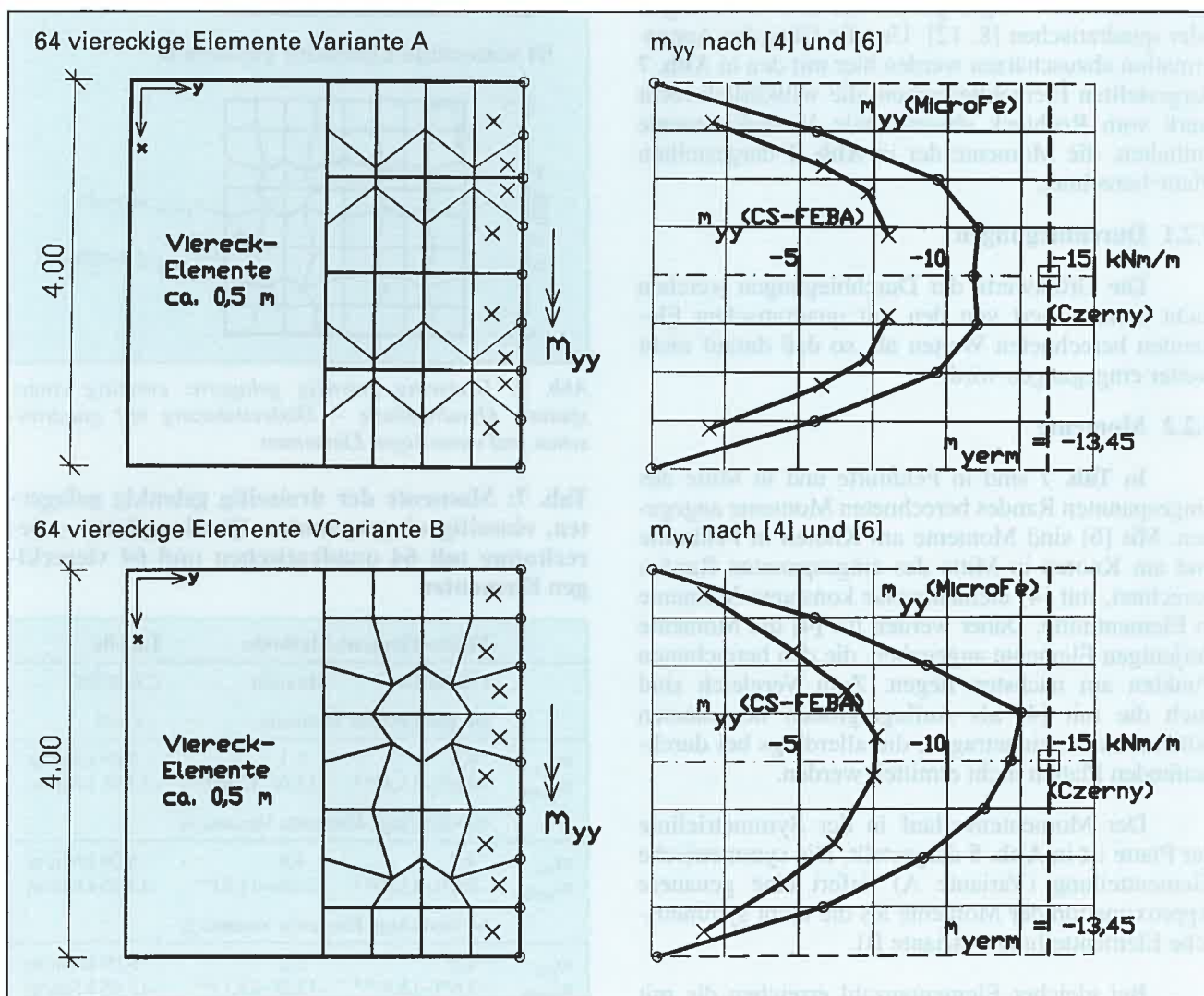


Abb. 8: Momente m_{yy} an der Einspannung der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit viereckigen Elementen

Tab. 8: Querkräfte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 64 quadratischen und 64 viereckigen Elementen

Finite-Element-Methode		Tabelle	
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY	
64 quadratische Elemente		$v = 0$	
q_{yerm}	19,6*(23,3)**	20,5+(23,1)**	23,3 kN/m
64 viereckige Elemente Variante A			
q_{yerm}	21,4*(12,4)**	1,3+(19,7)**	23,3 kN/m
64 viereckige Elemente Variante B			
q_{yerm}	16,7*/20,2*(29,7)**	18,7+(23,8)**	23,3 kN/m

* Querkraft in Mitte des randnächsten Elementes
 **Auflagerkraft am Knoten
 + Querkraft am Elementknoten
 ++ Auflagerkraft am Knoten

3.2.4 Bewehrung

Die mit viereckigen Elementen ermittelten Bewehrungsquerschnitte sind in **Tab. 9** angegeben. Gegenüber der Berechnung mit quadratischen Elementen ergeben sich kaum Abweichungen.

3.3 Folgerungen für die Elementteilung

Schon aus den wenigen exemplarischen Berechnungen läßt sich erkennen, wie stark die Genauigkeit der berechneten Momente von der Elementteilung abhängt, die vom Anwender des FEM-Programms empirisch festgelegt werden muß.

Tab. 9: Bewehrungsquerschnitte der dreiseitig gelenkig gelagerten, einseitig eingespannten Quadratplatte – Berechnung mit 64 quadratischen und 64 viereckigen Elementen

Finite-Element-Methode		Tabelle	
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY	
+ KUYT	+ BAUMANN	+ ---(Hauptrichtung)	
		{ m_{xx} + m_{yy} }	
64 quadratische Elemente		$v = 0$	
$a_{syu,m}$	1,58	1,69 {1,36}	1,53 cm ² /m
$a_{syo,erm}$	2,38*	4,35 {3,63}	3,74 cm ² /m
64 viereckige Elemente Variante A			
$a_{syu,m}$	1,52	1,61 {1,29}	1,53 cm ² /m
$a_{syo,erm}$	2,25*	3,63 {3,01}	3,74 cm ² /m
64 viereckige Elemente Variante B			
$a_{syu,m}$	1,53	1,73 {1,39}	1,53 cm ² /m
$a_{syo,erm}$	2,07*	4,18 {3,49}	3,74 cm ² /m

* aus Moment in Mitte des randnächsten Elementes

Um baupraktisch hinreichend genaue Ergebnisse zu erhalten, müssen die Elementlängen abhängig von den Systemabmessungen und dem örtlichen Zuwachs der untersuchten Zustandsgrößen gewählt werden. Deshalb muß der Anwender eines FEM-Programms das Tragverhalten vor der Diskretisierung des Systems abschätzen oder das Elementnetz in Bereichen hoher Zuwächse der Zustandsgrößen [7, 10] in weiteren Rechenläufen verdichten. Mittelfristig dürften dies bereits in der Entwicklung befindliche Programmbausteine übernehmen, die abhängig von einer Genauigkeitsschranke der Ergebnisse eine „adaptive Netzverfeinerung“ vornehmen [7, 9, 10].

Außer allgemein zu berücksichtigenden Grundsätzen:

- das Verhältnis der Seitenlängen eines Elementes und das Längenverhältnis der durchlaufenden Kanten aneinander grenzender Elemente nicht größer als 1:2 (in [12] wird 1:1,5 als obere Grenze genannt),
- quadratische Elemente sind allgemeinen viereckigen Elementen vorzuziehen,

lassen sich folgende grobe empirische Regeln für die baupraktische Berechnung üblicher Stahlbetonplatten des Hochbaues (Gleichlasten, Linienlagerung) hinsichtlich der Elementteilung angeben (vgl. auch [11]):

- für Durchbiegungen w:
 - Elementlängen kleiner als 50 cm (höchstens 1/4 der kleineren Stützweite);
- für Momente m_{xx} und m_{yy} :
 - in Bereichen wenig veränderlicher Momente (Feld):
 - – Elementlängen kleiner als 50 cm (höchstens 1/4 der kleineren Stützweite,
 - – in [6] werden Elementlängen von 1/8 bis 1/11 der kleineren Stützweite empfohlen,
 - – in [14] wird doppelte Plattendicke empfohlen);
 - in Bereichen großer Momentenänderungen (Stütze):
 - im Element konstantes Moment [4]:
 - – stetige Verdichtung des Elementnetzes zum Rand hin (etwa bis auf Elementlängen von ca. 10 cm, höchstens 1/20 der kleineren Stützweite),
 - im Element lineares Moment [6]:
 - – nach [6] bei Elementlängen von 1/8 bis 1/11 der kleineren Stützweite im allgemeinen keine weitere Verdichtung des Elementnetzes zum Rand erforderlich.

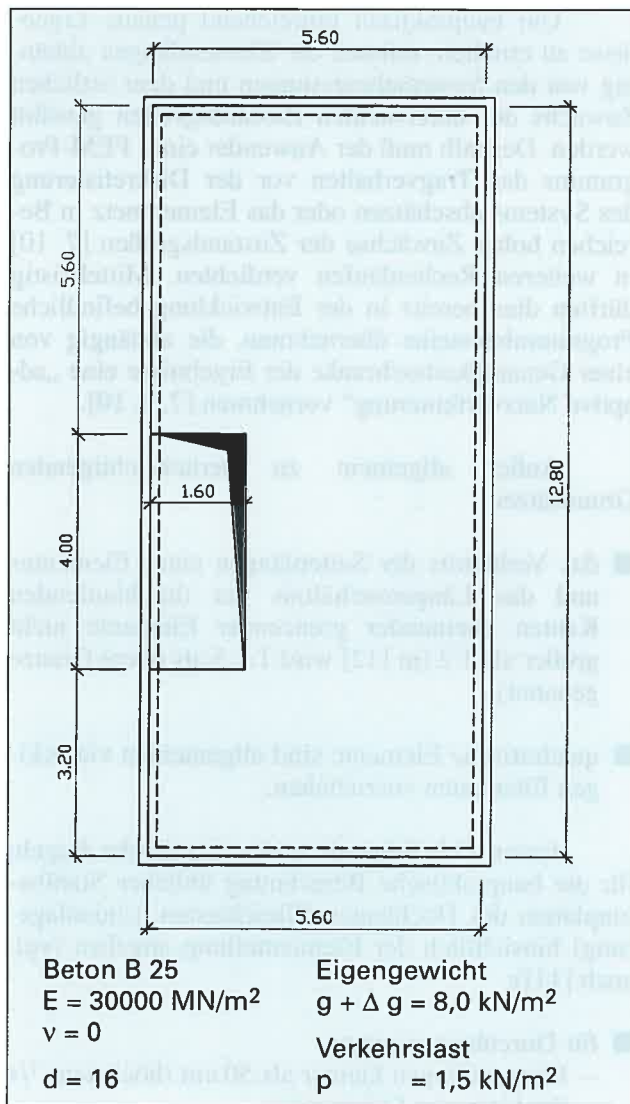


Abb. 9: Deckenplatte eines Reihenhauses – Abmessungen und Belastung

Bei der Berechnung größerer Deckenfelder ist eventuell eine gröbere Elementteilung erforderlich, um die Plattenstruktur noch mit einem PC berechnen zu können. Kommen Einzellasten oder Einzelstützungen hinzu oder werden zum Beispiel Randbalken integriert, sind örtlich feinere Elementteilungen erforderlich.

Besondere Aufmerksamkeit muß Stützmomenten von Kragplatten unter Gleichlasten gewidmet werden, bei denen keine Momentenumlagerungen über zusätzliche Tragwirkung aktiviert werden können.

4 Beispiele

Nachfolgend wird der Einfluß der Elementteilung auf die Berechnung der Momente mit Finite-Element-Programmen an zwei Beispielen aus der

Baupraxis exemplarisch untersucht. Soweit möglich werden an ausgewählten Stellen dieser Platten die Momente mit Tabellen von Hahn [13] und Pieper/Martens [2] berechnet, um stichprobenartig die mit den FEM-Programmen [4] und [6] berechneten Werte zu überprüfen.

4.1 Deckenplatte eines Reihenhauses

Im ersten Beispiel wird die in **Abb. 9** dargestellte Deckenplatte eines Reihenhauses ohne Zwischenwände berechnet. Seitlich enthält die Platte eine Treppenöffnung. Bei der statischen Berechnung der Platte sind daher insbesondere die Momente an den einspringenden Ecken zu berücksichtigen.

Für die FEM-Berechnung werden drei verschiedene Elementteilungen gewählt (**Abb. 10**). Eine grobe Teilung mit quadratischen Elementen von 80 cm Kantenlänge und eine baupraktisch übliche Teilung mit quadratischen Elementen von 40 cm Kantenlänge werden mit beiden hier betrachteten FEM-Programmen [4] und [6] berechnet. Darüber wird die in [4] angebotene Möglichkeit wahrgenommen, die Elementteilung mit einem Netzgenerator vorzunehmen. Der Netzgenerator erzeugt eine Elementteilung mit allgemeinen Vierecken, wobei auf den Plattenrändern eine Elementlänge – hier 40 cm – als Startwert vorgegeben wird (**Abb. 10**).

Eine stichprobenartige Überprüfung der mit FEM-Programm berechneten Momente gelingt zum Beispiel mit den Tabellen von Hahn [13], wenn die Platte in einzelne, dreiseitig gelenkig gelagerte Platten aufgeteilt wird (**Abb. 11**). Dadurch ergibt sich eine Vergleichsmöglichkeit mit einer bisher baupraktisch üblichen Lösung, die allerdings als recht grobe Näherung anzusehen ist.

In **Tab. 10** sind die mit Finite-Element-Programmen [4] und [6] berechneten Momente für den

Tab. 10: Momente in der Deckenplatte eines Reihenhauses – Berechnung mit unterschiedlichen Elementteilungen

	Finite-Element-Methode					Tabelle
	CS-FEBA		viereck. El. ca. 0,4 m	MicroFe		
	qu. El. 0,8 m	qu. El. 0,4 m		qu. El. 0,8 m	qu. El. 0,4 m	$\nu = 0$
Bereich 5,6 m × 5,6 m						
m_{ym}	23,6	23,8	23,9	23,0	23,7	27,6 kNm/m
m_{xm}	5,7	5,7	5,5	5,8	6,2	9,5 kNm/m
m_{yye}	17,8	17,9	17,9	19,8	20,5	22,5 kNm/m
Bereich Treppenloch						
m_{ycek}	40,4	53,8	52,6	50,3	62,9	≈46 kNm/m
m_{xcek}	-1,2	-5,3	-4,5	-8,5	-14,4	- kNm/m
m_{xfm}	15,9	17,9	18,4	19,7	20,0	≈40 kNm/m

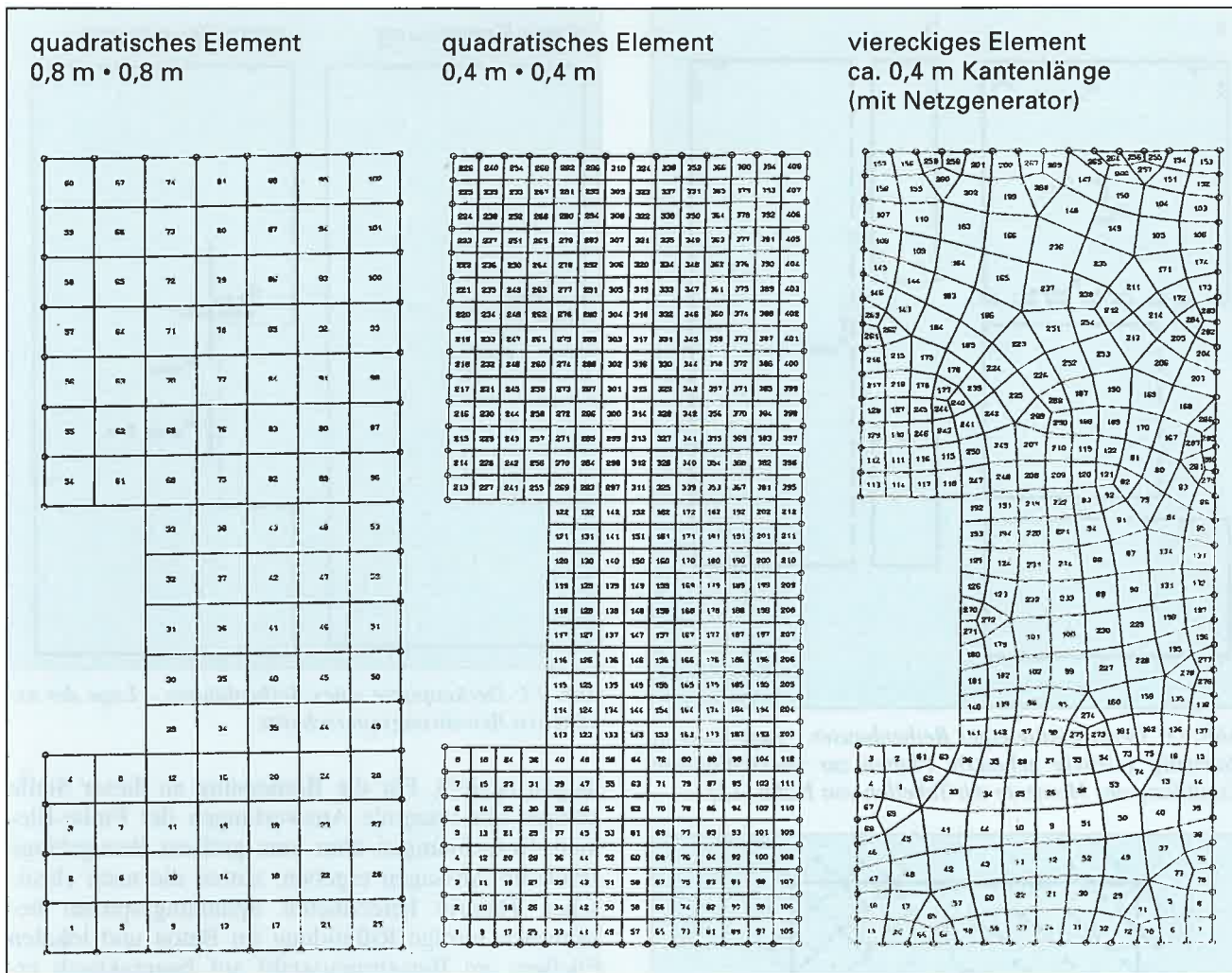


Abb. 10: Deckenplatte eines Reihenhauses – unterschiedliche Diskretisierungen

Lastfall „Vollast“ ($q = 9,5 \text{ kN/m}^2$) an den in **Abb. 11** eingetragenen Punkten angegeben. Soweit möglich sind die Näherungswerte nach Hahn [13] zum Ver-

gleich eingetragen. Die mit den FEM-Programmen ermittelten größten Feldmomente m_{yy} weichen kaum voneinander ab und sind nur geringfügig kleiner als das nach Hahn [13] näherungsweise ermittelte m_{ym} . Das mit FEM-Programm ermittelte m_{xx} ist etwa halb so groß wie das näherungsweise nach Hahn [13] ermittelte m_{xm} . Die vorwiegend einachsige Lastabtragung der Platte in der Mitte dieser Teilplatte lässt sich im Plot der Hauptmomente (**Abb. 12**) recht gut erkennen. Die Pfeile geben die Hauptrichtung an, die absolute Größe der Momente ergibt sich aus der Länge der Pfeile, das Vorzeichen der Momente aus der Pfeilrichtung.

Tab. 11: Bewehrungsquerschnitte in der Deckenplatte eines Reihenhauses – Berechnung mit unterschiedlichen Elementteilungen

Finite-Element-Methode		Tabelle	
CS-FEBA	MicroFe	CZERNY/	HAHN
+	+	+	+
KUYT	BAUMANN	---	(Hauptrichtung)
qu. El. 0,8 m	qu. El. 0,4 m	viereck. El. ca. 0,4 m	qu. El. 0,8 m
	qu. El. 0,4 m		$v = 0$
untere Bewehrung einspringende Ecke (Bereich $5,6 \text{ m} \times 5,6 \text{ m}$)			
a_{syu}	16,1	21,5	20,9
a_{sxu}	0,9	1,8	1,5
			21,3
			27,1
			14,3 cm^2/m
			1,5
			1,2
			- cm^2/m
obere Bewehrung einspringende Ecke (Bereich $5,6 \text{ m} \times 5,6 \text{ m}$)			
a_{syo}	0	0	0
a_{sxo}	4,5	11,8	4,8
			4,8
			16,7
			- cm^2/m
			- cm^2/m
untere Bewehrung am freien Längsrand (Mitte)			
$a_{sx, \text{frem}}$	4,9	6,1	6,3
			7,8
			6,8
			12,6 cm^2/m

Größere Unterschiede in den berechneten Momentenwerten ergeben sich an der einspringenden Ecke. Hier tritt eine Unendlichkeitsstelle auf. Mit beliebig feiner Elementteilung berechnet die Finite-Element-Methode an dieser Stelle eine Momentenspitze, die sich aber auf sehr kurze Element-

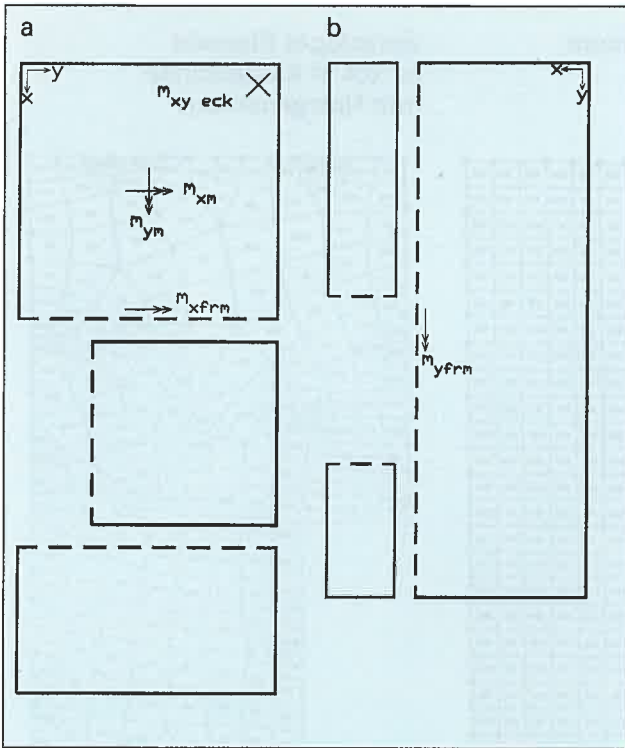


Abb. 11: Deckenplatte eines Reihenhauses – Aufteilung in dreiseitig gelenkig gelagerte Platten zur überschlägigen Ermittlung der Momente mit Tabellen von Hahn [13]

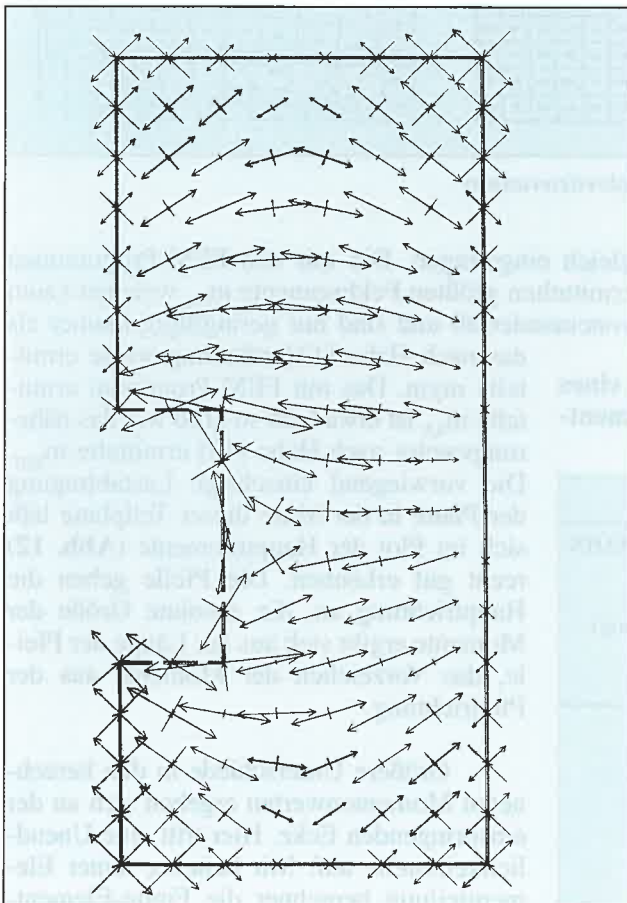


Abb. 12: Deckenplatte eines Reihenhauses – Plot der Hauptmomente

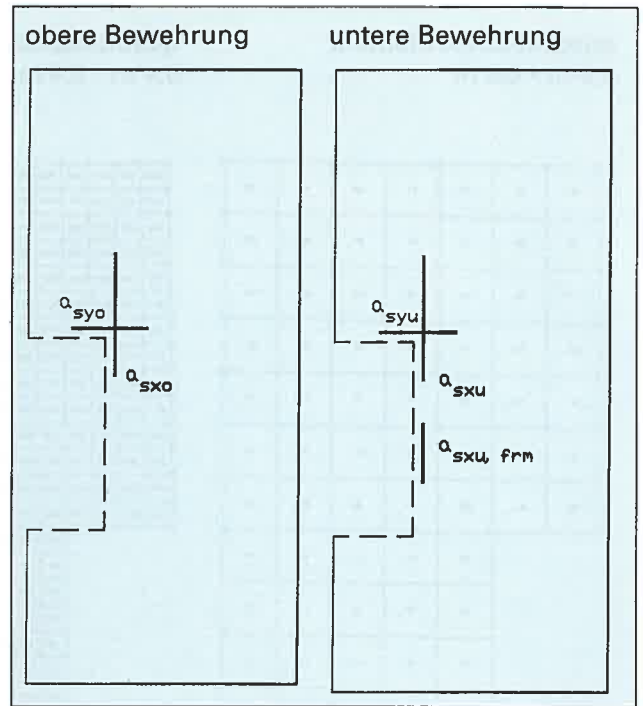


Abb. 13: Deckenplatte eines Reihenhauses – Lage der ermittelten Bewehrungsquerschnitte

längen bezieht. Für die Bemessung an dieser Stelle können nur integrale Auswertungen der Finite-Element-Berechnungen über eine größere Bezugslänge sinnvolle Aussagen ergeben, zumal die nach elastischer Theorie berechneten Spannungsspitzen bekanntlich infolge Rißbildung im Beton und lokalen Fließens im Bewehrungsstahl auf baupraktisch erträgliche Werte abgebaut werden. Diese Überlegungen sind entsprechend auch bei der Bewertung der in **Tab. 11** angegebenen Bewehrungsquerschnitte für die in **Abb. 13** angegebenen Punkte zu berücksichtigen.

4.2 Deckenplatte eines Hauses

Abschließend werden die Momente in der Deckenplatte eines Hauses berechnet, um den Einfluß der Elementgröße auf die Momente auch an einer durchlaufenden Platte zu untersuchen. Dieses Plattenfeld wurde von Pieper/Martens in [2] berechnet, so daß für ausgezeichnete Punkte mit einem baupraktischen üblichen Verfahren eine stichprobenartige Überprüfung der FEM-Berechnung möglich ist. Die in **Abb. 14a** dargestellte Stahlbetonplatte (13 cm dick) wird mit Eigengewicht ($g = 4,0 \text{ kN/m}^2$) und Verkehrslast ($p = 1,5 \text{ kN/m}^2$) belastet.

Das Plattensystem wird, wie in **Abb. 14b** und **Abb. 14c** dargestellt, in 468 und 790 Elemente eingeteilt. Mit MicroFe [6] ergeben sich bei Teilung in 468 Elemente bereits baupraktisch brauchbare Momente, während die Stützmomente mit CS-FEBA [4] noch zu ungenau errechnet werden.

Um mit dem FEM-Programm [4] brauchbare Werte für die Stützmente (vgl. Kap. 3.1) zu erhalten, wird die Elementteilung zu den Innenauflagern auf 790 Elemente verdichtet. Die nach Kap. 3.3 wünschenswerte Feinheit der Teilung an den Zwischenstützungen wird mit 20 cm Kantenlänge (gemessen senkrecht zur Auflagerlinie) noch nicht ganz erreicht. Die feinere Elementteilung führt bereits zu

einem gerade noch vertretbaren Rechenaufwand auf einem PC 486 oder PC 586.

Die in **Tab. 12** und **Tab. 13** angegebenen Größtwerte der Feldmomente werden bei den FEM-Berechnungen mit feldweise angeordneten Verkehrslasten ausgewertet. Mit der gröberen Netzeinteilung werden die Feldmomente von beiden Programmen fast in gleicher Güte approximiert wie mit der feineren Elementteilung. Die mit FEM-Programmen errechneten Feldmomente sind etwas kleiner als die nach [2] berechneten Momente. Denn die in [2] angenommene 50prozentige Einspannung der zu Grunde gelegten Einzelplatten unterschätzt bewußt die tatsächlich vorhandene Einspannwirkung, um auf der sicheren Seite liegende Feldmomente zu erhalten.

Auf die für Feld 5 ermittelten sehr kleinen Momente, die unter dem in DIN 1045 geforderten Min-

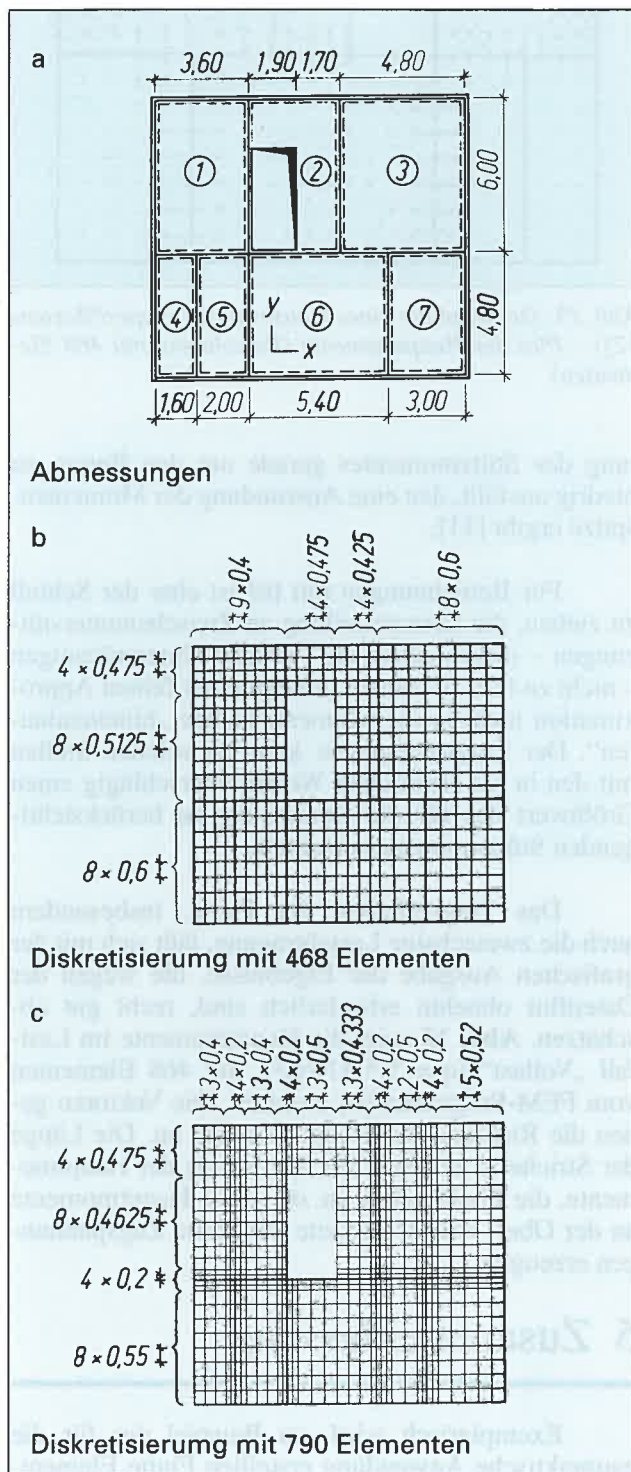


Abb. 14: Deckenplatte eines Hauses (nach Pieper/Martens [2]) – Abmessungen und unterschiedliche Diskretisierungen

Tab. 12: Momente in der Deckenplatte eines Hauses (nach Pieper/Martens [2]) – Berechnung mit 468 Elementen

		Finite-Element-Methode		Tabelle
		CS-FEBA	MicroFe	PIEPER/MARTENS
		468 rechteckige Elemente ca. 0,4 m × 0,4 m		v = 0
Feld				
1	m_{xm}	4,86	4,81	5,45 kNm/m
3	m_{xm}	5,38	5,19	5,75 kNm/m
6	m_{xm}	3,33	3,30	3,68 kNm/m
Stützung zwischen Feldern				
2-3	m_{xs}	-6,26	-8,28	-7,95 kNm/m
6-7	m_{xs}	-4,47	-7,05	-7,05 kNm/m
1-4	m_{ys}	-4,50	-6,64	-8,20 kNm/m
3-6	m_{ys}	-5,72	-8,36	-9,75 kNm/m
3-7	m_{ys}	-6,04	-8,36	-9,75 kNm/m

Tab. 13: Momente in der Deckenplatte eines Hauses (nach Pieper/Martens [2]) – Berechnung mit 790 Elementen

		Finite-Element-Methode		Tabelle
		CS-FEBA	MicroFe	PIEPER/MARTENS
		790 rechteckige Elemente ca. 0,4 m × 0,4 m mit Verdichtung		v = 0
Feld				
1	m_{xm}	4,95	4,88	5,45 kNm/m
3	m_{xm}	5,38	5,32	5,75 kNm/m
6	m_{xm}	3,38	3,08	3,68 kNm/m
Stützung zwischen Feldern				
2-3	m_{xs}	-6,80	-8,34	-7,95 kNm/m
6-7	m_{xs}	-6,23	-7,31	-7,05 kNm/m
1-4	m_{ys}	-5,90	-10,36	-8,20 kNm/m
3-6	m_{ys}	-7,60	-11,74	-9,75 kNm/m
3-7	m_{ys}	-7,70	-12,97	-9,75 kNm/m

destmoment liegen [11], sei hier besonders hingewiesen. Der Tragwerksplaner muß die Finite-Element-Berechnung an dieser Stelle ingenieurmäßig überprüfen, da die ermittelten Momente und die daraus errechnete Bewehrung in den meisten FEM-Programmen nicht hinsichtlich Einhaltung von Mindestwerten in DIN 1045 oder EC 2 überprüft werden. Baupraktisch stellt sich dieses Problem kaum, wenn mit einer Mattengröße eine großzügige untere „Grundbewehrung“ im gesamten Plattenfeld eingelegt wird. Weitere Hinweise finden sich in [11].

Die Größtwerte der Stützmomente werden bei der FEM-Berechnung mit feldweise angeordneten Verkehrslasten ausgewertet. Dabei ergeben sich mit [4] und [6] etwas größere Stützmomente als im Lastfall Vollast.

Die mit 468 Elementen (Kantenlängen ca. 40 cm) in den der Unterstützung benachbarten Elementmitten mit [4] errechneten Momente erreichen erst 60 bis 70% der nach [3] ermittelten Stützmomente, und mit [6] bei dieser Diskretisierung etwa die gleichen Stützmomente wie nach [2].

Mit 790 Elementen, die an den Zwischenunterstützungen etwa 20 cm Kantenlänge in der Richtung senkrecht zur Auflagerlinie aufweisen, liefert [4] deutlich bessere Ergebnisse. Linear zur Unterstützung hin extrapolierte Momente (in Tab. 3 in Klammern gesetzte Werte) zeigen, daß das Moment an der Stütze mit dem fein geteilten Elementnetz im Vergleich zu [2] recht gut erfaßt wird. Die mit [4] in Elementmitte berechneten Momente liegen bei der feineren Elementteilung (Kantenlänge ca. 0,05 L) etwa 20% unter dem Stützmoment nach [3].

Mit [6] werden mit der feinen Teilung höhere Stützmomente berechnet als nach [2]. Die versteifende Wirkung der T-artigen Unterstützungen führt bei der FEM-Berechnung im Gegensatz zu [2] mit Verfeinerung des Elementnetzes zu fast beliebig hohen Momentenspitzen, die aber nur auf sehr kurze Elementlängen bezogen sind. An dieser Stelle ist eine integrale Betrachtung über eine größere Bezugslänge erforderlich, um für die Bemessung brauchbare Aussagen zu erhalten.

Eine Ausrundung der mit schneidenartiger Lagerung ermittelten Momentenspitzen über den tatsächlich endlichen breiten Wandauflagern ist grundsätzlich möglich, wenn die Momente für die ungünstigsten Laststellungen ermittelt werden [11]. Für das FEM-Programm [4] wird als grobe empirische Näherung empfohlen, die Elementteilung neben Zwischenstützungen so zu wählen, daß das Moment in der Mitte des randnächsten Elementes gerade am Wandanschnitt ermittelt wird. Diese Empfehlung geht davon aus, daß die im Kap. 3 erläuterte Ermitt-

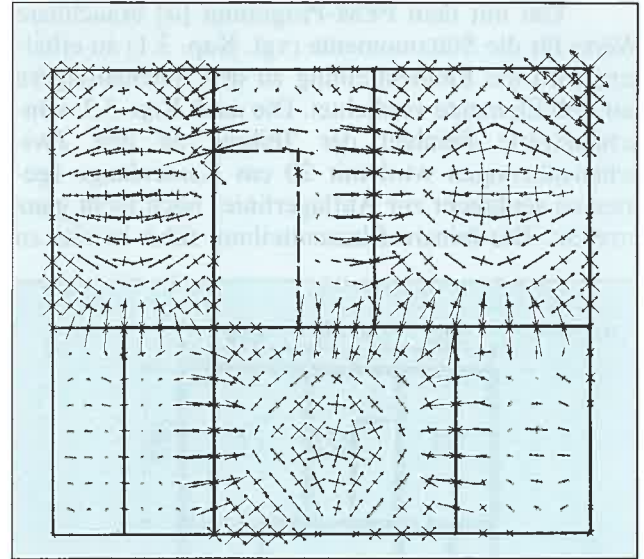


Abb. 15: Deckenplatte eines Hauses (nach Pieper/Martens [2]) – Plot der Hauptmomente (Berechnung mit 468 Elementen)

lung des Stützmomentes gerade um den Betrag zu niedrig ausfällt, den eine Ausrundung der Momentenspitze ergibt [11].

Für Berechnungen mit [6] ist eher der Schluß zu ziehen, die Elementteilung an Zwischenunterstützungen – insbesondere an T-artigen Unterstützungen – nicht zu fein zu wählen, um mit einer feinen Approximation nicht in die Momentenspitze „hineinzulaufen“. Der Tragwerksplaner kann an solchen Stellen mit den in [2] ermittelten Werten überschlägig einen Größtwert des für die Bemessung zu berücksichtigenden Stützmomentes ermitteln.

Das Tragverhalten der Platte, insbesondere auch die zweiachsige Lastabtragung, läßt sich mit der grafischen Ausgabe der Ergebnisse, die wegen der Datenflut ohnehin erforderlich sind, recht gut abschätzen. **Abb. 15** zeigt die Hauptmomente im Lastfall „Vollast“ ($q = 5,5 \text{ kN/m}^2$), mit 468 Elementen vom FEM-Programm [6] ermittelt. Die Vektoren geben die Richtung der Hauptmomente an. Die Länge der Striche ist ein Maß für den Betrag der Hauptmomente, die Pfeile geben an, ob es die Hauptmomente an der Ober- oder Unterseite der Platte Zugspannungen erzeugen.

5 Zusammenfassung

Exemplarisch wird am Beispiel der für die baupraktische Anwendung erstellten Finite Element-Programme CS-FEBA [4] und MicroFe [6] der Einfluß von Elementgröße und Elementform (viereckig oder quadratisch) auf die Berechnungen der Durch-

biegungen und Momente von üblichen Stahlbetonplatten aus dem Hochbau untersucht.

Die Berechnungsergebnisse werden stichprobenartig mit den baupraktisch üblichen Tabellenlösungen von Czerny [1], Pieper/Martens [2] oder Hahn [13] überprüft.

Bereits aus den wenigen Beispielen wird deutlich, daß nur Vergleichsrechnungen an bekannten, überschaubaren Systemen ermöglichen, die Besonderheiten eines FEM-Programms kennen zu lernen, die Ergebnisse bei der baupraktischen Anwendung zu

bewerten und bezüglich der Berechnungsgenauigkeit hinreichend feine Elementteilungen vorzusehen. Der Tragwerksplaner muß dadurch ausschließen, daß in Plattentragwerken – auch nur örtlich begrenzt – auf der unsicheren Seite ermittelte Schnittgrößen, der Bemessung zugrunde gelegt werden.

Die hier vorgestellten Überlegungen beziehen sich zunächst nur auf die verwendeten FEM-Programme [4] und [6]. Sinngemäß können die Überlegungen auf andere FEM-Programme zur Berechnung von Stahlbetonplatten des Hochbaues übertragen werden.

Literatur

-
- [1] Czerny, F.: Tafeln für Rechteckplatten, in: Beton-Kalender 1990, Teil I, S.309 – 371, Berlin, Ernst & Sohn, 1990.
 - [2] Pieper, K. und Martens, P.: Durchlaufende vierseitig gestützte Platten im Hochbau, Beton- und Stahlbetonbau, (61) 1966 H.6, S.158-162 u. (62) 1967 H.6, S.150-151.
 - [3] Stiglat, K. und Wippel, H.: Massive Platten, in: Beton-Kalender 1975, Teil I, S. 247 – 356, Berlin, Ernst & Sohn, 1975.
 - [4] Computer Service im Ingenieurbüro (CSI): CSI-Handbuch FEM-Programm CS-FEBA, Dortmund, 1994, sowie TDV Heinz Pircher und Partner Programmbeschreibung FEBA, Graz.
 - [5] Hughes, T.J.R., Taylor, R.L. und Kanoknukulchai, W.: A simple and efficient finite element for plate bending, International Journal for numerical methods in engineering, Vol.11, 1977, S. 1529 – 1543.
 - [6] mb-Programme Software im Bauwesen: mb-software-Handbuch Finite-Element-Programmsystem MicroFe, Hameln, 1995.
 - [7] Walder, U.: Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken nach der Methode der Finiten Elemente, Dissertation, ETH Zürich, 1977.
 - [8] Bathe, K.J.: Finite-Elemente-Methoden, Berlin, Springer, 1986.
 - [9] Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L.: The Finite Element Method, Fourth Edition, Volume I, Basic Formulation and Linear Problems. London, McGraw-Hill, 1989.
 - [10] Rank, E.: Kriterien zur Beurteilung der Güte einer FEM-Berechnung, in: Finite Elemente – Anwendung in der Baupraxis. Vorträge anlässlich einer Tagung an der TU München, 1. und 2. März 1984, Berlin, Ernst & Sohn, 1985.
 - [11] Schaper, G., Schole, H., Trippe, K.: Einige Hinweise zur Berechnung der Momente durchlaufender Platten im Hochbau mit einem FEM-Programm. Beton- und Stahlbetonbau (90) 1995 H.12, S.298-303.
 - [12] Werkle, H.: Finite Elemente in der Baustatik. Band 1. Lineare Statik der Stab- und Flächentragwerke, Vieweg, Braunschweig, 1995.
 - [13] Hahn, J.: Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung, 12. Aufl., Düsseldorf, Werner, 1976.
 - [14] Brunck, D.: Private Korrespondenz (nicht veröffentlicht).

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik e.V.
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg
ISSN 1430-9084

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:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, 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:

Satz-Studio Heimerl
Scherenbergstraße 12 · 97082 Würzburg

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

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

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

