



Der Prüfmann

11

Oktober 1997

Seite 5

Das Engagement der Ingenieure wird immer wichtiger!

Seite 14

Flachdecken und Anschlußtechniken im Verbundbau

Seite 25

Grenzüberschreitende Baukontrolle im Vereinten Europa

Seite 33

Tiefgründungen und die Wechselwirkung Bauwerk – Baugrund

Seite 44

Bauaufsichtliche Anforderungen an Glaskonstruktionen

Seite 55

Wechselwirkung zwischen Fundament und Baugrund

Diese Ausgabe des Prüfmannes enthält die aktuelle Liste
des „Verzeichnisses der sachverständigen Prüfstellen für die Durchführung
von Güteprüfungen nach DIN 4109 – Schallschutz im Hochbau –“
des Verbandes der Materialprüfungsämter

EDITORIAL

Dr.-Ing. Günter Timm

Das Engagement der Ingenieure wird immer wichtiger! 5

NACHRICHTEN

Brandenburg: Prüflingenieur verhindern Bauschäden
in Höhe von mehr als 218 Millionen Mark 6

Baden-Württemberg: Der Praxisbezug stand in Freudenstadt im Vordergrund 9

NRW: Die Prüflingenieur fordern eine einheitliche Entgeltregelung 10

Künstler und Ingenieur: Klaus Stiglat wurde 65 Jahre alt 11

NRW: Bauminister Vesper kommt zum nächsten Bautechnischen Seminar 12

BVPI-Arbeitstagung in Rostock 13

VERBUNDBAU

Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Flachdecken und Anschlußtechniken im Verbundbau 14

EU-NORMEN

Dipl.-Ing. Arnold van Acker

Grenzüberschreitende Baukontrolle im Vereinten Europa 25

GEOTECHNIK

Dipl.-Ing. Thomas Nendza

Tiefgründungen und die Wechselwirkung Bauwerk – Baugrund 33

GLASBAU

Baudirektor Dipl.-Ing. Hermann Charlier

Bauaufsichtliche Anforderungen an Glaskonstruktionen 44

BODENMECHANIK

Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Smolczyk

Wechselwirkung zwischen Fundament und Baugrund 55

IMPRESSUM 62

Liste des „Verzeichnisses der sachverständigen Prüfstellen für die Durchführung von Güteprüfungen nach DIN 4109 –Schallschutz im Hochbau –“ des Verbandes der Materialprüfungsämter

Das fachliche Engagement der Ingenieure wird immer wichtiger!

Die deutlich wahrnehmbare Tendenz zur Verschlechterung der Bauqualität infolge mangelhafter bautechnischer Unterlagen und Fehlern bei der Bauausführung bedeutet für alle Ingenieure und Prüfengeure ein erhöhtes Engagement, um diesem Trend entgegenzuwirken. Dies gilt besonders für den Praxisbezug neuer und überarbeiteter technischer Regelwerke.

Das Sammeln und Weitergeben von Fachwissen und Erfahrungen wird darum immer wichtiger. In den Fachausschüssen und -gremien der regelsetzenden Institutionen werden technische Regelwerke in Form von DIN-Vorschriften und Richtlinien und anderen Dokumenten auf Basis von Erfahrung und wissenschaftlicher Untersuchung erarbeitet, so daß der technischen Entwicklung Rechnung getragen werden kann. Die Mitarbeit der Ingenieure in diesen Gremien ist wichtig, um auch den Bezug zur Praxis herzustellen.

Im Zuge der Verschlankung des Staates und den damit verbundenen Kosteneinsparungen werden nicht nur Bauaufsichtsbehörden auf ein Minimum verkleinert und Prüfungen im Baugenehmigungsverfahren meist zu Lasten der Bauherrn ganz aufgegeben. Auch die Unterstützung der technischen Ausschüsse, die seit Jahren erfolgreich Grundlagen zur Beurteilung der Bautechnik erarbeiten, wird sowohl personell als auch finanziell drastisch verringert. Diese Maßnahmen wirken der Bauqualität entgegen und gefährden im Extremfall sogar Menschenleben.

Privates Engagement und finanzielle Unterstützung der Prüfengeure und der Beratenden Ingenieure müssen diese Lücke schließen helfen.

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton DAfStb ist ein erstes Beispiel für eine funktionierende Umstrukturierung. Der Verein wird auch zukünftig seine Doppelfunktion als technisch-wissenschaftliche Vereinigung und als Fachbereich 07 (Beton- und Stahlbetonbau) im Normenausschuß Bauwesen NaBau im DIN behalten. Mit neuer Geschäftsordnung ist jetzt auch die Einzelmitgliedschaft möglich, die den persönlichen Einsatz der Ingenieure erhöhen soll und die fachliche und finanzi-



Dr.-Ing. Günter Timm
Beratender Ingenieur VBI,
Prüfengeur für Baustatik in
Hamburg; Vorsitzender des
EUROCODE-1-Spiegel-
ausschusses „Einwirkungen“;
Präsident der Bundesvereinigung
der Prüfengeure für Baustatik

elle Basis verbreitert. Für den Vorsitz konnte bislang immer eine Persönlichkeit gefunden werden, die die vielfältigen Verpflichtungen und das notwendige zeitliche Engagement aufbringt.

Zukünftig wird die Verantwortung in Form eines Vorstandes auf mehrere Schultern verteilt werden. Der 21-köpfige Vorstand bildet aus seinen Reihen mit sechs Mitgliedern den Engeren Vorstand, der die Entscheidungen des Vorstandes vorzubereiten hat.

Im Vorstand sind alle interessierten Kreise, wie öffentliche und private Auftraggeber, Bauaufsicht, Baustoffindustrie, Bauwirtschaft, Wissenschaft, Beratende Ingenieure und Prüfengeure sowie die Obleute der Arbeitsausschüsse vertreten. In Technischen Ausschüssen werden die Sacharbeiten erledigt. Jeder Ausschuß wird von einem Vorstandsmitglied begleitet. Die Prüfengeure betreuen den Fachausschuß „Bemessung und Konstruktion“.

Dieses Beispiel des Engagements gilt selbstverständlich auch für alle anderen Ausschüsse.

Die Prüfengeure haben sich dieser neuen Verantwortung gestellt. Im Bauüberwachungsverein BÜV e.V. werden derzeit in drei Arbeitskreisen Prüfgrundsätze erarbeitet und damit einheitliche Vorschläge für die Beurteilung von Konstruktionen und Berechnungen geschaffen. Dies sind die Arbeitskreise

- Konstruktiver Glasbau,
- Tragende Kunststoffbauteile und
- Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen.

Im nächsten Jahr werden die Ergebnisse der Arbeitskreise erwartet.

Alle Ingenieure, aber insbesondere die Prüfengeure, bitte ich, ihr Fachwissen den Gremien engagiert zur Verfügung zu stellen, um damit praxisgerechte Regeln zu gewährleisten.

Erhebung über die Wirksamkeit des Vieraugenprinzips

Brandenburg: Prüfsingenieure verhinderten Bauschäden in Höhe von mehr als 218 Millionen Mark

Die meisten Fehler entstehen bei den Lastannahmen und bei der Bemessung

Die immer wieder neu angeregte Diskussion über das „Vieraugenprinzip“ war für die Prüfsingenieure des Landes Brandenburg Anlaß, im Rahmen einer statistischen Untersuchung die Leistungen des Prüfsingenieurs zu analysieren und Fakten für die Bedeutung des Prüfprozesses bei der Verhinderung von Bauschäden zu schaffen. Dabei ist festgestellt worden, daß die 28 Prüfsingenieure, die sich an der Analyse beteiligt haben, im Jahre 1996 bei insgesamt 2.590 Gebäuden der Bauwerksklasse II einen Schaden in Höhe von ca. 27,5 Mio. DM verhindert haben. Hochgerechnet auf die 1996 in Brandenburg insgesamt errichteten 14.900 Bauwerke mit einem Rohbauwert von ca. 2,47 Mrd. DM entspricht das einem verhinderten Gesamtschaden von rund 158 Mio. DM.

Den Prüfsingenieuren in Brandenburg kam es bei ihrer Erhebung darauf an, herauszuarbeiten, wo in der Tragwerksplanung und Bauausführung die meisten Fehler auftreten, und sie wollten ermitteln, welcher Schaden entstanden wäre, wenn man auf das Prüfen verzichtet hätte.

Die Untersuchung erfolgte getrennt für die Bauwerksklassen II und III/IV. In die Bauwerks-

klasse II gehören vorwiegend Eigenheime, die seit circa drei Jahren im Land Brandenburg mit geprüften Unterlagen zur Baugenehmigung bei den Unteren Bauaufsichtsbehörden einzureichen sind.

Für die statistische Untersuchung wurde den Prüfsingenieuren der Zeitraum von sechs Monaten (01. 04. 1996 bis 30. 09. 1996) vorgegeben. Erfasst wurden die Prüfbjekte, die in diesem

Zeitraum mit der Bauabnahme abgeschlossen wurden, auch wenn die Beauftragung und die Bearbeitung teilweise vor diesem Zeitraum erfolgte.

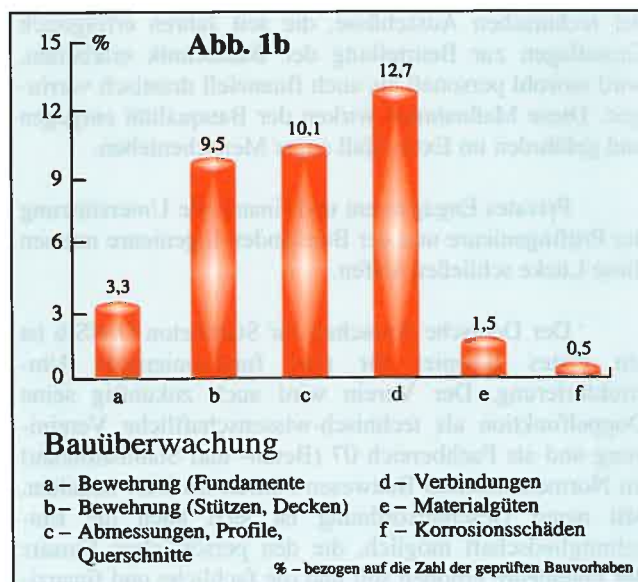
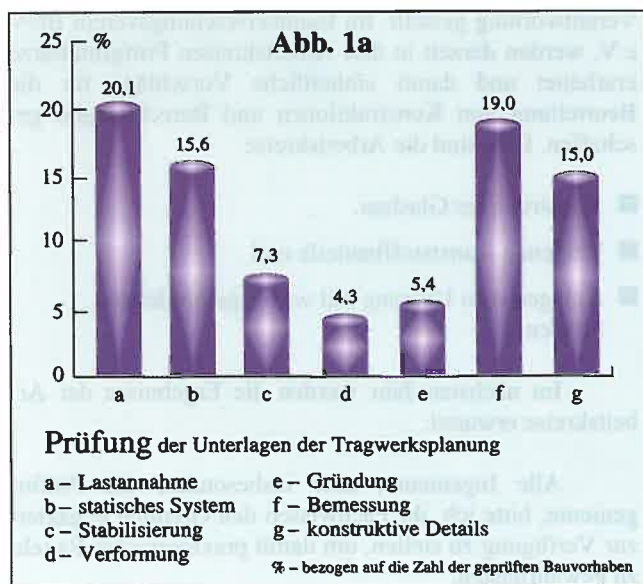
An der Untersuchung beteiligten sich 28 Prüfsingenieure und deren Büros im Land Brandenburg.

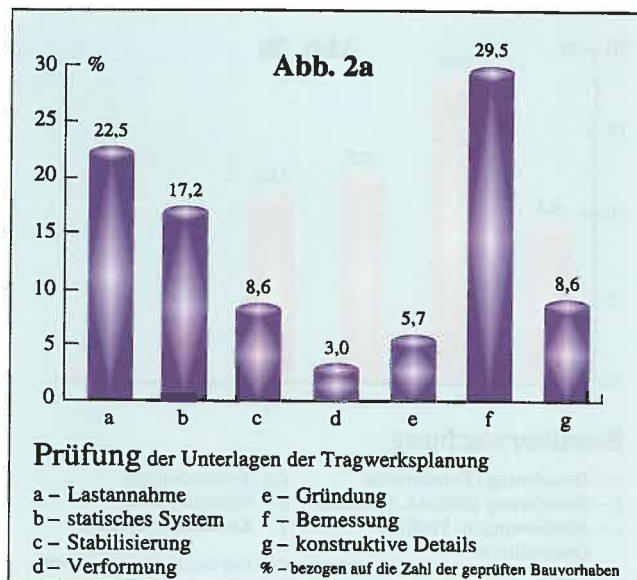
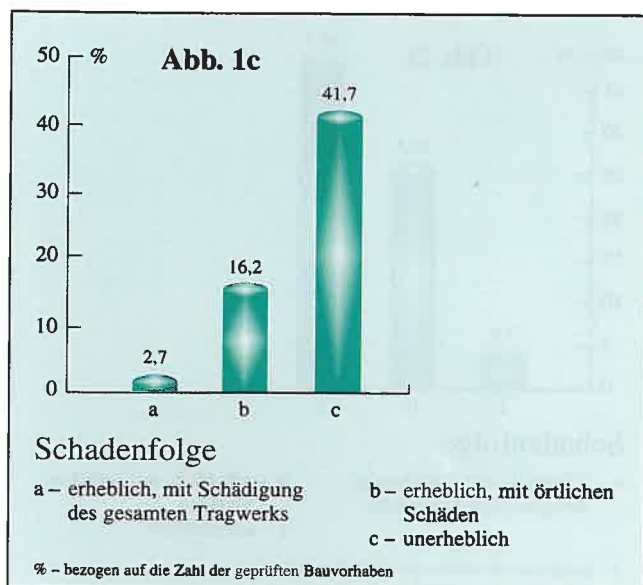
Die Ergebnisse der Bauwerksklasse II sind in **Abb. 1 a** bis **Abb. 1 c** ausgewertet. **Abb. 1 a** zeigt die Fehlerhäufigkeit in „%“ bei der Prüfung von bautechnischen Unterlagen.

Die Fehler häufen sich in der Bauwerksklasse II bei Lastannahmen (20,1 % der eingereichten Objekte), bei der Festlegung des statischen Systems (15,6%), bei der Bemessung (19%) und den konstruktiven Details (15 %).

Die in **Abb. 1 b** dargestellten Fehler bei der Bauüberwachung häufen sich bei Bewehrungsabnahmen (9,5 %), Querschnittsabmessungen (10,1 %) und Verbindungen (12,7 %).

Abb. 1 c zeigt die durch den Prüfprozeß verhinderten Schadensfolgen. Obwohl von Architekten, Bauingenieuren und auch Bauherren behauptet wird, daß bei solchen einfachen





Bauwerken, wie beispielsweise Eigenheimen, das Prüfen nicht notwendig ist, zeigt die statistische Auswertung, daß bei 2,7 % der geprüften Objekte Einsturzgefahr bestanden hätte und bei 16,2 % erhebliche Schäden mit örtlicher Auswirkung entstanden wären. Um eine finanzielle Größenordnung des verhinderten Schadens zu erhalten, wurde der Rohbauwert der Gebäude zugrundegelegt. Dabei wurde davon ausgegangen, daß im Fall a 40 % des geschädigten Gebäudes erneuert werden muß, daß im Fall b 20 % auszubessern ist und daß im Fall c eine 5 %-ige Gebäudesanierung erforderlich ist. Diese Werte sind zwar willkürliche Annahmen, aber der eventuelle Sanierungsaufwand ist damit eher zu klein als zu groß angenommen.

Legt man diese Kenngrößen zugrunde, so ergibt sich für die von 28 Prüfsachverständigen geprüften 2.590 Gebäude der Bauwerksklasse II ein verhinderter Schaden von ca. 27,5 Mio. DM ($\pm 6,4$ % des Gesamtrohbauwertes). Gemäß einer Statistik des Landesamtes für Bauen, Bautechnik und Wohnen (Bautechnisches Prüfsamt Cottbus) wurden im Jahre 1996 ca. 14.900 Bauwerke der Bauwerksklasse II mit einem Rohbauwert von ca. 2,47 Mrd. DM errichtet. Daraus

ergibt sich ein verhinderter Schaden von ca. 158 Mio. DM.

Für die statistische Untersuchung von Gebäuden der Bauwerksklasse III/IV wurde in gleicher Weise verfahren. Die Ergebnisse zeigen die **Abb. 2 a** bis **Abb. 2 c**. Gemäß einer Statistik des Landesamtes für Bauen, Bautechnik und Wohnen (Bautechnisches Prüfsamt Cottbus) wurden im Jahre 1996 in der Bauwerksklasse III/IV Bauwerke mit einem Gesamtrohbauwert von ca. 2,95 Mrd. DM geprüft. Bezieht man die Ergebnisse der **Abb. 2 a** bis **Abb. 2 c** auf diesen Wert, so ergibt sich ein verhinderter Schaden von ca. 60 Mio. DM. Addiert zu dem der Bauwerksklasse II ergibt dies einen verhinderter Schaden von 218 Millionen Mark.

Wie aus den **Abb. 1 a** und **Abb. 2 a** hervorgeht, entstehen in der Tragwerksplanung die meisten Fehler bei den Lastannahmen, der Festlegung des statischen Systems, der Bemessung und der konstruktiven Details.

Nach Meinung der Prüfsachverständigen des Landes Brandenburg sind die Fehler auf folgende wesentliche Gründe zurückzuführen:

- Unsicherheit in der Anwendung der Normen (die Nor-

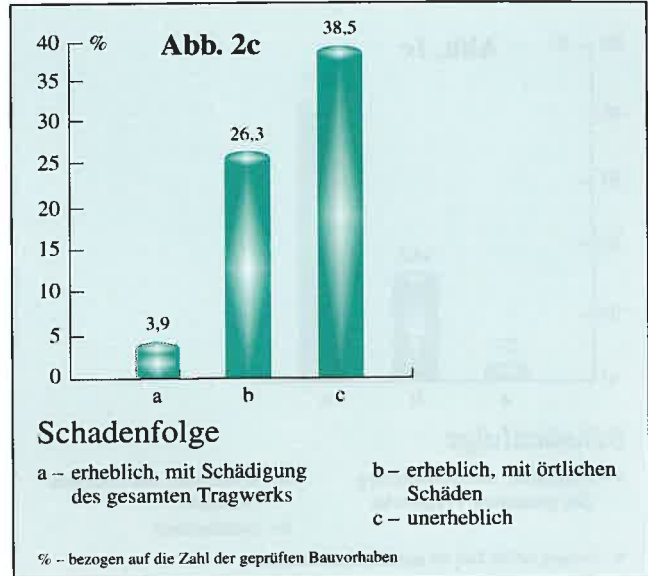
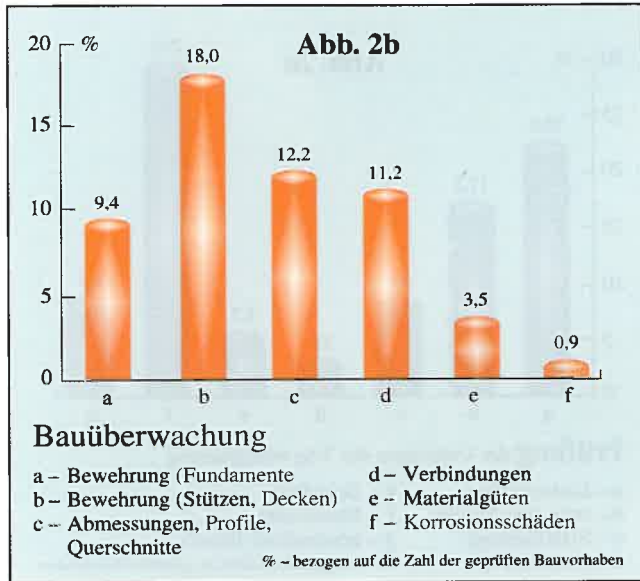
menentwicklung des letzten Jahrzehnts ist noch nicht voll in der Tragwerksplanung wirksam und Normen werden teilweise falsch ausgelegt).

- Die Ergebnisse einer Computerberechnung werden ohne kritische Wertung übernommen.
- Teilweise auch Unerfahrenheit in der Tragwerksplanung.

Bei der Bauausführung liegen die Fehler insbesondere bei der Herstellung der Bewehrung, der Verbindungen und in den Abmessungen (siehe **Abb. 1 b** und **Abb. 2 b**).

- Gründe hierfür sind z.B.:
- teilweise nicht ausreichende Ausführungsunterlagen (z. B. wird bei Eigenheimen oft auf aussagekräftige Ausführungsunterlagen verzichtet)
 - Einsatz von Arbeitskräften mit nicht ausreichender Erfahrung
 - keine ausreichende Anleitung und Kontrolle der Arbeiten auf der Baustelle durch das Bauleitungspersonal.

Die Ergebnisse der Erhebung zeigen, wie wichtig die Beibehaltung des bewährten „Vieraugenprinzips“ zur Bewahrung der Sicherheit in der Bauvorbereitung und -durchführung ist.



Jede Veränderung, wie z. B. das Herauslösen bestimmter Bauwerkskategorien aus dem Prüfprozeß führt unweigerlich zur Erhöhung des Sicherheitsrisikos. Teilweise verlagert sich die Schadensuntersuchung auf die Ebene der ohnehin überlasteten Gerichte. Die Ergebnisse der Erhebung wurden auf die Schadensfolgen, vor allem auf das Gebäude selbst bezogen. Die Auswirkungen auf Leib und Leben dürfen jedoch nicht außer acht gelassen werden.

Die zusätzlichen Aufwendungen für das Prüfen (max. 1 % des Rohbauwertes) stehen in ihrer Geringfügigkeit in keinem Verhältnis zum verhinderten Schaden (5 bis 10 % des Rohbauwertes). Auch aus dieser Sicht sollten Veränderungen im Prüfprozeß mit großer Verantwortung überdacht werden.

Dabei sollte auch bedacht werden, daß sich das „Vieraugenprinzip“ im Prozeß der Bauvorbereitung (Planen – Prüfen) seit Jahrzehnten in der Bundesrepublik Deutschland sehr bewährt hat. Spektakuläre Einstürze von Bauwerken, wie man sie oft aus Ländern ohne ausgeprägtes Prüfsystem hört, konnten weitestgehend vermieden werden. Der Prüfingenieur ist ein erfahrener Fachmann

des Bauwesens, der sich aus eigener planerischer Tätigkeit und aus dem Prüfprozeß umfangreiche Kenntnisse angeeignet hat. Gemäß der Prüfverordnungen der einzelnen Länder erfolgt die Berufung zum Prüfingenieur nach einem strengen Auswahlprinzip.

Zu den Auswahlkriterien gehören z. B.:

- Mindestalter 35 Jahre/Höchstalter 65 (68) Jahre,
- mindestens zehn Jahre lang Anfertigung von Standsicherheitsnachweisen und technische Bauleitung von Ingenieurbauten,
- Ablegung einer schriftlichen/mündlichen Prüfung auf hohem Niveau.

In der Regel sind es nur 10 bis 20 Prozent der Antragsteller, die den hohen Anforderungen an die Zulassung als Prüfingenieur gerecht werden. Damit ist die Gewähr gegeben, daß die vom bauvorlagenberechtigten Ingenieur erarbeiteten Unterlagen der Tragwerksplanung im Bauwesen von fachlich hochqualifizierten Ingenieuren geprüft und für die Bauausführung freigegeben werden. Gleichzeitig überwacht der Prüfingenieur kritisch die planungs- und normgemäße Ausführung auf der Baustelle.

Dieses bewährte Prinzip wird immer wieder von einflußreichen Kreisen aus Politik und Wirtschaft angezweifelt mit der Begründung:

- Der Prüfprozeß verlängere die Zeit für die Bauvorbereitung, und die Baugenehmigung werde unnötig bürokratisiert.
- Die Prüfgebühren verteuerten unnötig die Baumaßnahmen.
- Ein vorlageberechtigter Ingenieur müsse in der Lage sein, ohne zusätzliche Prüfung fehlerfreie Unterlagen für die Bauausführung zu erarbeiten.

Die immer wieder neu angeregte Diskussion über das „Vieraugenprinzip“ war für die Prüfingenieure des Landes Brandenburg Anlaß, im Rahmen der oben beschriebenen Untersuchung die Leistungen des Prüfingenieurs zu analysieren. Die Bedeutung des Prüfprozesses bei der Verhinderung von Bauschäden wurde eindringlich untermauert.

Die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik hat die Ergebnisse der Erhebung der Prüfingenieure in Brandenburg in einem vierseitigen Druck zusammengefaßt, der in der Hamburger Geschäftsstelle kostenlos angefordert werden kann (Fax: 0 40/35 35 65).

Prof. Dr.-Ing. Dieter Füg

Arbeitstagung in Freudenstadt

Praxisbezug stand wieder im Vordergrund

Die Baustellenüberwachung umfaßt mehr, als nur die Suche nach dem Ü-Zeichen

Bereits zum 46. Mal hat am letzten Juni-Wochenende – und zwar wieder in Freudenstadt – die diesjährige Arbeitstagung der Prüflingenieur für Baustatik, Landesvereinigung Baden-Württemberg, stattgefunden, eine Veranstaltung, die als Keimzelle aller Fachveranstaltungen der Landesvereinigungen der Prüflingenieur gilt. In seiner Begrüßung konnte der Landesvorsitzende, Dipl.-Ing. Josef Steiner, mehr als 150 Kolleginnen und Kollegen und Gäste auch aus den Bauverwaltungen begrüßen.

Fast schon Tradition ist die Einleitung der Fachvorträge mit einem baurechtlichen Thema. Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. Horst Bossenmayer befaßte sich darin mit der Umsetzung der neuen baurechtlichen Regelungen, wobei er sich vor allem auf die Bauregelliste und die Ü-Zeichen-Verordnung konzentrierte. In Baden-Württemberg umfaßt die bautechnische Prüfung auch die unerläßliche Bauüberwachung, bei der jetzt auch die Ü-Zeichenverordnung zu beachten ist. Die rege Diskussion zu diesem Thema veranlaßt den Chronisten, darauf hinzuweisen, daß diese „neue“ Verordnung vor Ort angemessen anzuwenden ist und die wirksame Baustellenüberwachung weit mehr als die Suche nach Ü-Zeichen umfaßt.

Dr.-Ing. Tompert zeigte in seinem Vortrag zur Anwendung der FE-Methode anhand anschaulicher Beispiele nicht nur die Möglichkeiten ganzheitlicher Tragwerksberechnung, sondern auch die vielfältigen Fehler und Interpretationsmöglichkeiten bei der Anwendung auf.

Der Leiter der Brückenbauabteilung des Landesamtes für Straßenwesen Baden-Württemberg, Dipl.-Ing. Lorscheider und Dr.-Ing. Stiglat beleuchteten die

gelungene Instandsetzung und Verbreiterung einer mehrfeldrigen etwa 60 Jahre alten Betonbogenbrücke im Zuge der BAB 8 aus der Sicht des öffentlichen Bauherrn und des praxisbezogenen Tragwerksplaners.

Praxisbezogen war auch ein Leitmotiv im Vortrag von Prof. Ehlbeck über tragende Verbundbauteile aus Holz und Beton.

Im Rahmen der „Mitteilungen aus dem statisch konstruktiven Ausschuß“ durch Dipl.-Ing. Lochner wurde auf zwei Problempunkte in Kurzbeiträgen hingewiesen: Dr.-Ing. Wippel zeigte Probleme bei der Anwendung von Hammer-schrauben zur Verankerung großer Zugkräfte auf; Dipl.-Ing. M. Gerold machte auf ein Problem bei gekrümmten Satteldachbindern in Leimbauweise aufmerksam.

Der 2. Tag der Vortragsveranstaltung wurde eingeleitet von Prof. Dr.-Ing. Hillemeier, Berlin. Er zeigte Fehlentwicklungen, aber vor allem Möglichkeiten wirtschaftlicher Instandsetzungskonzepte bei den insgesamt gar nicht so maroden Plattenbauten in Ostdeutschland auf.

Prof. Dr.-Ing. Pasternak, Cottbus, mußte sich durch seinen

Assistenten, Schilling, vertreten lassen, der mit Gründlichkeit Stabilitätsprobleme bei Stahlkonstruktionen, insbesondere das Biegedrillknicken erläuterte und einige Neuerungen im Hallenbau, z. B. Bauweisen mit geschweißten Trägern unter Verwendung von Trapezblechstegen und ihr Tragverhalten darstellte.

Der abschließende Vortrag kam thematisch wieder zum Brückenbau. Dipl.-Ing. Saul gab einen umfassenden Überblick zu Straßen- und Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise und zeigte eine Vielzahl gelungener und ansprechender Ingenieur-Konstruktionen.

Die gedruckten Vorträge werden in Kürze verfügbar sein und können, wie die Vortragsbänden früherer Veranstaltungen bei der Landesvereinigung der Prüflingenieur Baden-Württemberg, Leibnitzstr. 7, 68165 Mannheim bestellt werden.

J. Steiner

Neue LBO macht's möglich

NRW errichtet „Zollgrenzen“ für Prüflingenieur

Das Land Nordrhein-Westfalen hat mit der Einführung seiner neuen Landesbauordnung de facto „Zollgrenzen“ für solche Prüflingenieur errichtet, die ihren Sitz außerhalb von Nordrhein-Westfalen haben.

Bei Bauvorhaben im freigestellten oder im vereinfachten Genehmigungsverfahren kann ein Prüflingenieur aus einem anderen Bundesland nach neuer Landesbauordnung nämlich nur dann tätig werden, wenn er zuvor die Anerkennung als „staatlich anerkannter Sachverständiger“ (saSV) erhalten hat. Die Zulassung verursacht indes Kosten in Höhe von 1.200 DM für jede Fachrichtung und 600 DM für die staatliche Anerkennung als Sachverständiger für den Schall- und Wärmeschutz.

Bauherren schreiben Prüfleistungen aus

NRW: Die Prüfsingenieure fordern eine einheitliche Entgeltregelung

Die unabhängige Tätigkeit des „staatlich anerkannten Sachverständigen“ in Nordrhein-Westfalen scheint durch den mangelnden Rückhalt durch das Land gefährdet zu sein. Auch die Grundlagen seiner Honorierung geben Anlaß zu Kritik.

Bekanntlich kann in Nordrhein-Westfalen ein Prüfsingenieur für Baustatik im freigestellten und im vereinfachten Genehmigungsverfahren (gem. § 67 bzw. § 68 BauONW) nur dann tätig werden, wenn er zusätzlich als „staatlich anerkannter Sachverständiger für die Prüfung der Standsicherheit“ anerkannt worden ist.

Die vom Gesetz verlangte Unabhängigkeit des staatlich anerkannten Sachverständigen (saSV) kann von Kennern der Materie aber nur dann als gegeben angesehen werden, wenn der Staat dem in die Pflicht genommenen saSV ein Mindestmaß an Schutz gewährt. Dies sei aber, so bemängeln viele Beobachter, in doppelter Hinsicht nicht der Fall – nämlich weder in bezug auf die Rechtssicherheit hinsichtlich der Haftung des saSV, noch in bezug auf seine Entgeltregelung.

Während bei einer Beantragung der Baugenehmigung nach dem Regelverfahren (§ 63 BauONW) die Gebühren, die ein Prüfsingenieur für seine Leistungen erhält, in der Allgemeinen Verwaltungsgebührenordnung eindeutig geregelt ist, erhält der saSV eine Vergütung nach der Entgeltordnung, die in Paragraph 20 der Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige nach der Landesbauordnung (SV-VO) enthalten ist. Diese Entgeltordnung basiert auf einer Honorartafel, die abweichend von der

Allgemeinen Verwaltungsgebührenordnung mit der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) verknüpft ist. Durch diese Verknüpfung ist eine Einheitlichkeit und eindeutige Gleichbehandlung bei der Honorierung des saSV und des Prüfsingenieurs für Baustatik nicht gegeben. Für die Prüfung des Nachweises des Wärmeschutzes enthält die SV-VO darüber hinaus – wie auch die HOAI – gar keine Entgeltregelung.

Die Prüfsingenieure des Landes sehen deshalb in der möglichst raschen Schaffung einer einheitlichen Entgeltregelung für die saSV, die der Allgemeinen Verwaltungsgebührenordnung entspricht, eine Grundvoraussetzung dafür, daß sie als Prüfsingenieure für Baustatik und als saSV nach einheitlichen Grundlagen honoriert werden und damit auch die gesetzlich geforderte Sicherstellung der Unabhängigkeit des saSV unterstützt wird.

Dies erscheint umso wichtiger, als in der Praxis Prüfleistungen in Nordrhein-Westfalen mittlerweile vielfach wie Handwerkerleistungen ausgeschrieben werden, so daß allein dadurch ein einheitliches Auftreten der saSV ausgehöhlt wird.

Nach Auffassung vieler Bauherren ist überdies sogar nicht nur die Honorierung eine Verhandlungssache, sondern auch die Einhaltung der Bauordnung selbst.

Stahl-Schornsteine benötigen Nachweis der Brauchbarkeit

Unter der Überschrift „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für Schornsteine aus Stahl“ erschien in den Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik, Ausgabe Oktober 1996, ein Aufsatz, in welchem der Verwendungsbereich der durch eine bauaufsichtliche Zulassung geregelten Schornsteinteile aus Stahl dargestellt wird.

Demnach gelten die vorhandenen bauaufsichtlichen Zulassungen für den Anwendungsbereich der Norm DIN

18160, Hausschornsteine. Sollen solche Bauteile im Anwendungsbereich der Norm DIN 4133, Stahlschornsteine, eingesetzt werden, so ist die Verwendung bauaufsichtlich zugelassener Schornsteine oder Schornstein-elemente in freistehenden Schornsteinen oder als freistehende Schornsteine nur dann zulässig, wenn ein zusätzlicher Nachweis der Brauchbarkeit für diesen Verwendungszweck in Form einer ergänzenden Zulassung oder einer bauaufsichtlichen Zustimmung im Einzelfall erbracht wird.

Künstler und Ingenieur: Klaus Stiglat 65 Jahre

Am 3. August hat Dr.-Ing. Klaus Stiglat, Partner der *Ingenieurgruppe Bauen*, Karlsruhe, sein 65. Lebensjahr vollendet. Sein beruflicher Werdegang und sein Wirken als Ingenieur wurden anlässlich seines 60. Geburtstages gebührend öffentlich gewürdigt. Daher kann man sich hier auf die Jahre danach beschränken.

Bevor morgens die alltägliche Unruhe im Büro beginnt, findet man Klaus Stiglat bereits beschäftigt mit der Durchsicht und Kommentierung der eingegangenen Manuskripte „seiner“ Zeitschrift, der Zeitschrift *Beton- und Stahlbetonbau*, und mit dem Lesen und Überfliegen einer großen Fülle neuester bautechnischer und berufständischer Veröffentlichungen. Der Fortbestand des 1965 mit Ernst Buchholz, Herbert Wippel und Horst Weckesser gegründeten Büros war ihm in allen Jahren seiner beruflichen Laufbahn wichtiger als andere, noch so ehrenvolle Aufgaben.

Mehr und mehr begeistert ihn der Brückenbau mit allen seinen interessanten Schwerpunkten: Entwurf, Konstruktion, Sanierung oder Prüfung. Brücken zu besichtigen, ihre Geschichte zu erforschen und Interessierten einen Weg zu diesen Bauten und zu den daran beteiligten Ingenieuren aufzuzeigen, sind ihm Arbeit und Muße zugleich. Auf seinen Ferienreisen quer durch Frankreich entstand ein wesentlicher Teil seines neuen Buches „Brücken am Weg“; von Professor Schlaich wurde es im *Beton- und Stahlbetonbau* 92 (1997), Heft 3, Seite 90 ausführlich besprochen.

Zeit für ehrenamtliche Tätigkeiten in Ausschüssen, Kuratorien, im Beirat oder in der Jury, in der Vereinigung der Prüflinge-



Ingenieur und Künstler: Klaus Stiglat wurde 65 Jahre alt

niere oder in der Ingenieurkammer nimmt er sich nach wie vor: Sensibel für ein Problem und interessiert an einer Lösung steht er vor allem dann zur Verfügung, wenn er etwas bewegen kann: kritische Analyse, handfeste Diskussion, unbequeme Therapie des auf den Punkt präzise artikulierten Übels; die Umsetzung ins Detail wird er dann den Anderen überlassen, denn seine Gedanken sind im „Schweinsgalopp“ bereits beim nächsten Problem. Signifikant steht hier der Löwe in seinem Sternbild. Wer kennt den streitbaren Kämpfer für ein besseres öffentliches Erscheinungsbild des Berufsstandes nicht aus den vielen Essays seiner Zeitschrift, wo er eine erkannte Wunde zur „Eigenen Sache“ macht.

Und exemplarisch soll der Schlußsatz eines in der Versammlung vorgetragenen Kommentars nach dem Vortrag eines hohen Ministerialen in Dresden über die bautechnische Prüfung im Wandel wiedergegeben werden. Klaus Stiglat setzt voraus, daß sich die Sätze des Vortrages bei den Hörern „eingekerbt haben“ und sagt: „*Es ist also erst in zweiter*

oder dritter Linie unsere Position als Prüflingenieur angesprochen. An erster Stelle sind wir Ingenieure. Und es ist langsam unerträglich, wie bei aller selbstkritischen Betrachtung und Selbstreflektion mit diesem Beruf, politisch – trotz ständiger Beteuerungen über seine Notwendigkeit – umgegangen wird!“

Den Mut zu solcher Sprache hat nur der, der Freiheit und Größe hat und um die Wirkung des Wortes weiß.

Wenn Sätze zur Beschreibung nicht mehr ausreichen, nimmt er einen Stift und karikiert ironisch und witzig die Kanten, an denen wir uns reiben. Viele kennen das kleine schwarze Büchlein „Schon genormt? Karikaturen eines Bauingenieurs“, das im Verlag *Ernst & Sohn* 1993 erschienen ist.

Aber, wenn man mit ihm über viele Jahre befreundet ist, kann man auch beobachten, wie sich in den Wochen des Urlaubs die Zeichnungen wandeln. Die Ruhe kehrt ein, der schwarze Stift wird ausgetauscht gegen die weiße Kohle, gegen die breite Kreide, die Konturen sind nicht mehr im Blatt eingraviert, sondern bedecken bänderartig die Fläche: die Weite der Küste am Atlantik, die Meeresoberfläche bis zum unendlich fernen Horizont. Der Sinn für das Feine, für die Kunst und für das Glück im Leben wird lebendig und entfaltet sich sichtbar.

In den ersten Monaten dieses Jahres mußte er bitter erleben, wie dieses Glück in seiner Familie zerbrach, wie über Jahre Ersehntes zerrann.

In der Zukunft, dessen sind wir sicher, wird weiterhin von ihm manches Wort „In eigener Sache“ zu berufständischen Problemen erscheinen und Übel aufzeigen, die viele Ingenieure als solches zuvor noch nicht wahrgenommen haben.

Ernst Buchholz

Vorträge über die „Kunst des Bewehrens“:

Neue Bauart, neuer Betonstahl, neue Bewehrung

Das Institut für Stahlbeton und Bewehrung in München führt am 4. November den zweiten Betonstahltag durch. Er wird in Berlin veranstaltet und steht unter dem Motto „Die Kunst des Bewehrens“. Namhafte Fachleute werden dieses Thema von der wissenschaftlichen, der ingenieurtechnischen und der ausführungspraktischen Seite beleuchten. Schwerpunkt der Tagung ist die Vorstellung einer neuen Bauart, einer neuartigen Bewehrung und eines neuen Betonstahls.

Im einzelnen sind nach einer Einführung durch Ministerialdirigent Prof. Dr.-Ing. H. Ehm vom Bundesbauministerium folgende Vorträge vorgesehen:

- Grundlagen des Bewehrens (Prof. Dr.-Ing. Josef Eibl, Universität Karlsruhe)
- Bewehren aus der Sicht des Tragwerksplaners (Dr.-Ing. Günter Timm, Ingenieurbüro Drs. Windels, Timm und Morgen, Hamburg)
- Bewehrung aus der Sicht des Biegebetriebes und Verlegers (Dipl.-Ing. Werner Schmidt, Ferrostaal Bewehrungstechnik, Hattersheim)
- Kosten der Bewehrung im Stahlbetonbau (Dipl.-Ing. Hans Lubber, Vorsitzender des Deutschen Beton-Vereins und des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau)
- Eine neue Bauart: Stahlbeton in Kombination mit Holz (Architekt Dipl.-Ing. Kriwoschej, München)
- Eine neuartige Bewehrung: Bewehrung von Asphaltstraßen (Svante Johansson, Schwedische Nationale Straßenverwaltung)
- Ein neuer Betonstahl: Vorstellung der Tiefrippung (Dr.-Ing. habil. D. Roßwurm, Geschäftsführer des Instituts für Stahlbetonbewehrung, München)
- Ein neuer Betonstahl: Herstellung und Bewehrung (Dr.-Ing. Michael Schwarzkopf, Dipl.-Ing. Frank Jürgen Schaefer, Badische Drahtwerke, Kehl)

Auskünfte zu dieser Tagung erteilt das Institut für Stahlbetonbewehrung (Fax: 0 89/56 41 74).

Am 27. November in Wuppertal

NRW: Bauminister Vesper kommt zum nächsten Bautechnischen Seminar

Das Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes Nordrhein-Westfalen veranstaltet zusammen mit der Landesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik am 27. November in der Stadthalle in Wuppertal das 6. Bautechnische Seminar Nordrhein-Westfalen. Hauptthema wird in diesem Jahr die zunehmend an Bedeutung gewinnende Verwendung von Recyclingstoffen im Baubereich sein, mit dem sich alle Bauschaffenden auseinandersetzen müssen. Deshalb wird zu dem Seminar auch der Bauminister des Landes, Michael Vesper, kommen, um den Zuhörern seine Sicht zu den Themen des Tages zu vermitteln.

Auf dem Programm des Seminars stehen folgende Vorträge:

- Das Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz und seine Auswirkungen auf den Baubereich (Prof. Dr.-Ing. Volker Kuhne, Gesamthochschule Essen)
- Überlegungen zur Bemessung von Beton aus recyceltem Zuschlag (Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner, TH Darmstadt)
- Eigenschaften von Beton unter Verwendung recyceltem Zuschlags (Prof. Dr.-Ing. Peter Grüblm, TH Darmstadt)
- Recyclinggerechtes Bauen mit demontierbaren Betontragwerken (Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner, TH Darmstadt)
- Kosten-Nutzen-Betrachtungen bei der Wiederverwendung von Abbruchmaterialien zur Herstellung von Beton (Prof. Eberhard Schubert, TH Darmstadt)
- Neue Entwicklungen im Mauerwerksbau (Prof. Peter Schubert, TH Aachen)

Die Leitung des Seminars liegt in den Händen des Leitenden Ministerialrats im nordrhein-westfälischen Bauministerium, Dip.-Ing. Dieter Eschenfelder. Die Tagungsgebühr beträgt 70 Mark pro Teilnehmer. Anmeldungen nimmt der Vorsitzende der nordrhein-westfälischen Landesvereinigung der Prüfingenieure, Dipl.-Ing. Otto Lennertz, (Fax: 02 41/70 71 46) entgegen.

Ministerin Kleedehn auf der Arbeitstagung der BVPI:

Prüfingenieure sind ein gutes Beispiel für die Privatisierung

Attraktive Fachvorträge in Rostock

Die Bauministerin von Mecklenburg-Vorpommern, Bärbel Kleedehn, hat sich auf der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik, die vom 21. bis 23. September in Rostock-Warnemünde stattfand, als eine „strikte Anhängerin der unabhängigen Prüfung nach dem Vier-Augen-Prinzip“ erklärt. Die Einbindung der Prüfingenieure in die Tätigkeit der staatlichen Behörden im Baugenehmigungsverfahren als hoheitliche Aufgabe sei ein gutes Beispiel für die Privatisierung.

Die Arbeitstagung der Bundesvereinigung präsentierte den Mitgliedern der Landesvereinigungen der Prüfingenieure ein attraktives Programm fachlicher Vorträge. In seiner Begrüßungsrede berichtete der Präsident der Bundesvereinigung, Dr.-Ing. Günter Timm, über die Aktivitäten in den technischen Ausschüssen der BVPI und stellte die vom Bauüberwachungsverein BÜV gegründeten Ausschüsse „Konstruktiver Glasbau“ und „Tragende Kunststoffbauteile“ vor.

Den Festvortrag hielt Dipl.-Ing. Walter Hof zum Thema: „Wieviel Sicherheit braucht der Mensch?“ Eindrucksvoll wurde dem Auditorium die Verbindung zwischen den philosophischen Betrachtungen der Sicherheit für den Menschen und dem technischen Sicherheitsbegriff dargeboten. Das Programm der Fachvorträge selbst wurde vom Vizepräsidenten der BVPI, Dr.-Ing. Klaus Kunkel, moderiert. Den Reigen eröffnete Dipl.-Ing. Wolfgang Kurz. Er berichtete über Flachdecken und neue Anschlußtechniken im Verbundbau und zeigte eindrucksvoll, wie eine weitere Verbesserung der Wirtschaftlichkeit und eine Ausweitung des Anwendungsgebietes erzielt werden kann. Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff stellte sodann die neue Richtlinie für den Ingenieur-

holzbau im Vergleich zu alten Regelungen und Bezeichnungen vor, so daß die Entwicklung gut verfolgt werden konnte. Das Thema Glas im Bauwesen wird für den Bauingenieur immer wichtiger, da dieser Werkstoff auch zunehmend als konstruktives Element eingesetzt wird. Dipl.-Ing. Charlier vermittelte den Anwesenden deshalb eine zusammenfassende Darstellung aus bauaufsichtlicher Perspektive.

Mit viel Begeisterung wurde die engagierte Rede von Bauministerin Kleedehn aufgenommen. Sie sprach über das Prüfungswesen im Baugenehmigungsverfahren und betonte nachdrücklich, daß sie eine strikte Anhängerin der unabhängigen Prüfung nach dem Vier-Augen-Prinzip sei. Der Druck der Baukosten nehme ständig zu. Konkurrenzkampf in der Bauwirtschaft, gepaart mit dem Einsatz von Niedriglohnkollonen, verstärkten sich immer mehr und minderten die Bauqualität. Aus diesem Grunde müsse neben dem vom Bauherrn beauftragten Planer auch ein unabhängiger Prüfingenieur die Berechnungen der Standsicherheit sowie die Bauausführung überprüfen.

Die Verantwortung des Staates für die Gewährleistung der öffentlichen Sicherheit müsse, so meinte die Ministerin weiter, so

verstanden werden, daß die Prüfingenieure nicht vom Bauherrn, sondern ausschließlich von der staatlichen Bauaufsichtsbehörde beauftragt werden sollten. Nur so sei die Unabhängigkeit gewährleistet.

Am folgenden Tag wurde die Sitzung von BVPI-Vizepräsident Dipl.-Ing. Fritz Mönnig geleitet. Während im letzten Jahr Vertreter der italienischen Bauaufsichtsbehörden Anregungen vom deutschen Prüfwesen mitnahmen, referierte auf der diesjährigen Tagung Dipl.-Ing. A. van Acker aus Belgien über die grenzüberschreitenden Baukontrollen im vereinten Europa und führte allen vor Augen, wieviel Arbeit noch notwendig ist, um gemeinsame Regelungen zu erarbeiten und grenzüberschreitende Baukontrollen zu ermöglichen.

Die anschließenden Fachvorträge behandelten das Thema Bauwerk – Boden – Wechselwirkung. Der Eurocode 1 unterscheidet direkte und indirekte Einwirkungen. Am Beispiel der Flachgründungen zeigte Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk, wie das europäische Sicherheitskonzept das Nachweisverfahren beeinflusst. Dipl.-Ing. Thomas Nendza gab eine umfassende Zusammenfassung möglicher Tiefgründungen und notwendiger Untersuchungen auch aus Sicht eines Erdbaulaboratoriums. Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch beleuchtete detailliert die Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Baugrund und zeigte am Beispiel der Hochbauten, daß der Tragwerksplaner und der Prüfingenieur die Beurteilung des Setzungsverhaltens und der Standsicherheit des Gründungselementes in das Bauwerk übertragen muß. Ihm obliegt es, diese Angaben so zu variieren, daß die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Gebäude gewährleistet ist.

Dr. H.-J. Meyer

Flachdecken und Anschlußtechniken im Verbundbau

Für die richtigen Detaillösungen sollte der Brandschutz in einer sehr frühen Planungsphase berücksichtigt werden

Der Verbundbau hat sich als sichere und wirtschaftliche Bauweise seit vielen Jahren bewährt. Die Probleme des Brandschutzes sind durch die Anwendung von konventionellem Brandschutz und die Kammerbetonbauweise gelöst, die neueren Flachträgerdecken in Stahl- und Verbundbauweise können ohne nennenswerte Probleme ausgeführt und auch die Wirtschaftlichkeit der Konstruktionen konnte durch die Weiterentwicklungen auf dem Gebiet der Anschlußtechnik weiter verbessert werden. Neuere Entwicklungen haben im Stahlverbundbau zu einer weiteren Verbesserung der Wirtschaftlichkeit sowie zur Ausweitung des Anwendungsgebiets dieser Bauweise geführt. Im folgenden Beitrag werden deshalb die neuen Anwendungen des Stahlverbundbaus in der Ausführung von Flachdecken sowie die Weiterentwicklung der Anschlußtechnik bei der Ausführung von Verbundträgern und -stützen beschrieben.

Dipl.-Ing. Wolfgang Kurz



Jahrgang 1962, hat von 1982 bis 1988 das Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Darmstadt mit der Vertiefungsrichtung Stahlbau absolviert, war von 1988 bis 1990 Statiker und Projekt Ingenieur bei der Firma stahlbau lavis offenbach und von 1990 bis 1993 Projektleiter bei der Firma stahl + verbundbau GmbH in Dreieich; von 1993 bis 1996 war er Wissen-

schaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt (Professor König); seit 1996 ist der Projektleiter bei stahl + verbundbau GmbH in Dreieich

1 Flachdeckensysteme

1.1 Allgemeines

Die Vorteile der Flachdecken im Vergleich zu Unterzugssystemen liegen in der geringeren Bauhöhe sowie in der Möglichkeit der freien Installationsführung unterhalb der Decken. Diese Vorteile haben in den letzten Jahren zu einer zunehmenden Verbreitung der Flachdecken geführt, die in Deutschland üblicherweise als Massivdecken ausgeführt werden.

In Skandinavien wurden bereits in den achtziger Jahren Systeme in Stahlbauweise entwickelt, die überwiegend bei Bürogebäuden zum Einsatz kamen. Dabei handelte es sich um Spannbetonhohldielen, die auf den Unterflanschen von Stahlträgern aufgelegt wurden, die in die Decke integriert waren (Abb. 1). Dieses Deckensystem wurde üblicherweise mit Stahlstützen kombiniert. Der Brandschutz wurde nachträglich durch Plattenverkleidung, Spritzputz oder Brandschutzanstriche gewährleistet.

Diese Bauweise wurde von der Fa. Arbed für den deutschen Markt weiterentwickelt. Kennzeichnend für das System ist, daß für den Tragsicherheitsnachweis des deckengleichen Unterzugs nur das Stahlprofil herangezogen wird. Neuere Entwicklungen haben die Ausführung von Verbundflachdecken zum Ziel, bei denen ein Verbundquerschnitt aus Stahlprofil, Bewehrung und umgebendem Beton zum Lastabtrag herangezogen wird. Alle nachfolgend beschriebenen Deckensysteme können so ausgeführt

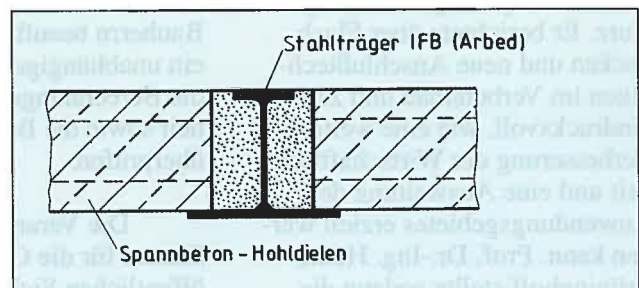


Bild 1: Stahl-Flachdecken mit Spannbetonhohldielen

werden, daß Brandschutzanforderungen bis zur Feuerwiderstandsklasse F 180 erfüllt werden. Der Brandschutz der Anschlüsse zwischen Trägern und Stützen ergibt sich dabei bereits dadurch, daß die Anschlüsse innerhalb der Decken liegen und bei ausreichender Überdeckung durch den Deckenbeton gegen die Brandeinwirkung geschützt werden.

1.2 Stahlträgerdecken mit Spannbetonhohldielen

Um die skandinavische Bauweise der deckengleichen Stahlträger mit Spannbetonhohldielen auf dem deutschen Markt anbieten zu können, wurden in einem Forschungsprogramm an der Universität Kaiserslautern (Professor Bode) und an der RWTH Aachen (Professor Sedlacek) mehrere Fragestellungen untersucht, die sich mit der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit des Systems befaßten:

Zum Einfluß der Querbiegung des Untergurts auf die Tragfähigkeit des Trägers in Längsrichtung konnte festgestellt werden, daß die Längstragfähigkeit in den meisten Fällen nur unwesentlich beeinflusst wird (Abb. 2). Zur Ermittlung der Tragfähigkeit darf nur das Stahlprofil ohne Verbundwirkung mit dem Aufbeton oder den Hohldielen herangezogen werden. Lediglich der Vergußbeton und die gegebenenfalls darin angeordnete Bewehrung zwischen den Fertigteilen darf in Rechnung gestellt werden. Soll dies erfolgen, so ist eine ausreichende Verdübelung des Vergußbetons zur Aufnahme der Längsschubkräfte zu gewährleisten.

Zur Beurteilung der Gebrauchsfähigkeit ist es jedoch sinnvoll, den unplanmäßigen Verbund zwischen Hohldiele, Aufbeton und Stahlprofil zu berücksichtigen.

Die Querkrafttragfähigkeit der Spannbetonhohldielen wird nachhaltig reduziert, da sich aus den Verformungen des Stahlträgers in Verbindung mit der hohen Steifigkeit der Hohldielen in Querrichtung eine Vier-Punkt-Lagerung der Dielen in den Ecken ergeben kann. Dies kann Risse in Längsrichtung der Hohldielen zur Folge haben. In der Praxis wird diese Fragestellung jedoch nur selten maßgebend, da in aller Regel große Spannweiten der Decken angestrebt werden und damit die Querkraftbeanspruchung der Dielen nur eine untergeordnete Rolle spielt. (Die Versuchsberichte sind bei der Studiengesellschaft für Stahlanwendung in Düsseldorf erhältlich.)

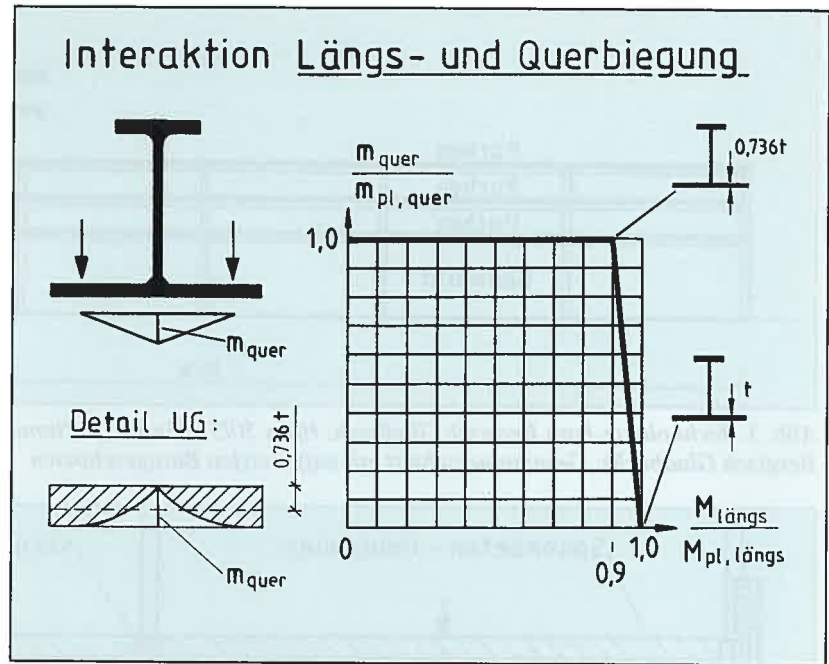


Abb. 2: Interaktionsdiagramm bei kombinierter Beanspruchung in Längs- und Querrichtung

Der Brandschutz des Stahlträgers wird in der Regel durch eine Bekleidung des sichtbaren Unterflansches gewährleistet. Möglich ist auch eine Ausführung mit tragender Längsbewehrung im Vergußbeton, bei der der Unterflansch des Trägers direkt beflammt wird und im Brandfall ausfällt. Der Anschluß des Trägers an die Stützen liegt innerhalb der Decke und wird durch den Vergußbeton gegen Brandeinwirkung geschützt. Dieser Deckentyp wird meist in Verbindung mit Stahlstützen oder Verbundstützen eingesetzt. Dabei können alle Verbundstützentypen wie kammerbetonierte Stützen, betonummantelte Stützen oder betongefüllte Hohlprofile zur Ausführung kommen.

Im Gegensatz zu massiven Betonflachdecken handelt es sich bei den Stahlträgerdecken mit Spannbetonhohldielen nicht um ein zweiachsig gespanntes Bauteil, sondern um die Kombination einer einachsig gespannten Decke mit einem senkrecht dazu angeordneten Träger. Dies hat zur Folge, daß auch die Schubkräfte aus der Decke konzentriert in den Stegen der Stahlprofile zu den Stützen geleitet und dort über stahlbaumartige Anschlüsse in die Stütze übertragen werden. Damit entsteht hier nicht die Problematik des Durchstanzens, die bei Betonflachdecken oft maßgebend für die Bemessung wird.

Es ist damit auch möglich, große Deckenöffnungen in Stützennähe anzuordnen. In diesem Zusammenhang sollte jedoch darauf hingewiesen werden, daß die Spannbetonhohldielen wegen der vorgegebenen Litzenführung und der fehlenden Querbe-

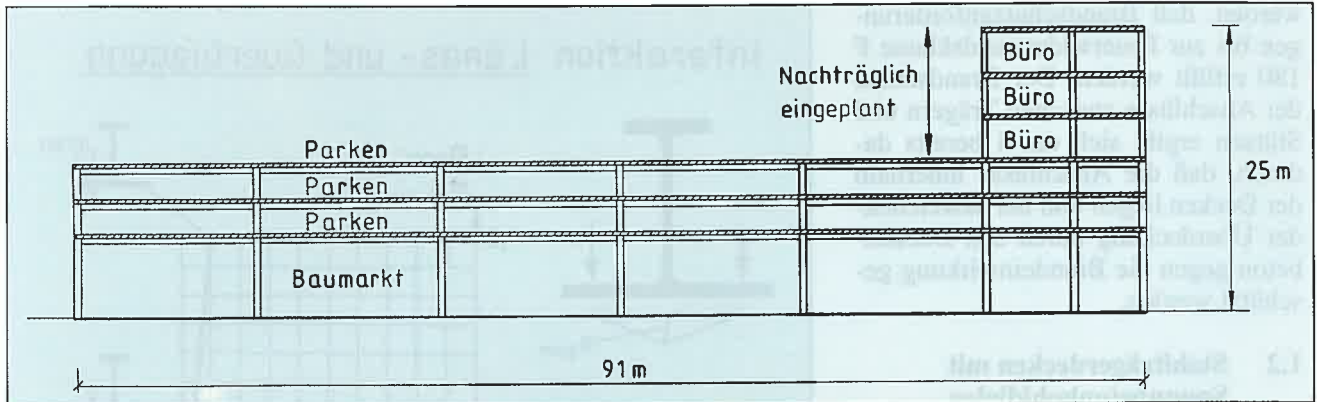


Abb. 3: Technologie-Park Bergisch Gladbach, Haus 50/51 (Entwurf: Planungsbüro Dipl.-Ing. Architekt Zimmermann, Bergisch Gladbach): Gesamtquerschnitt mit aufgesetzten Bürogeschossen

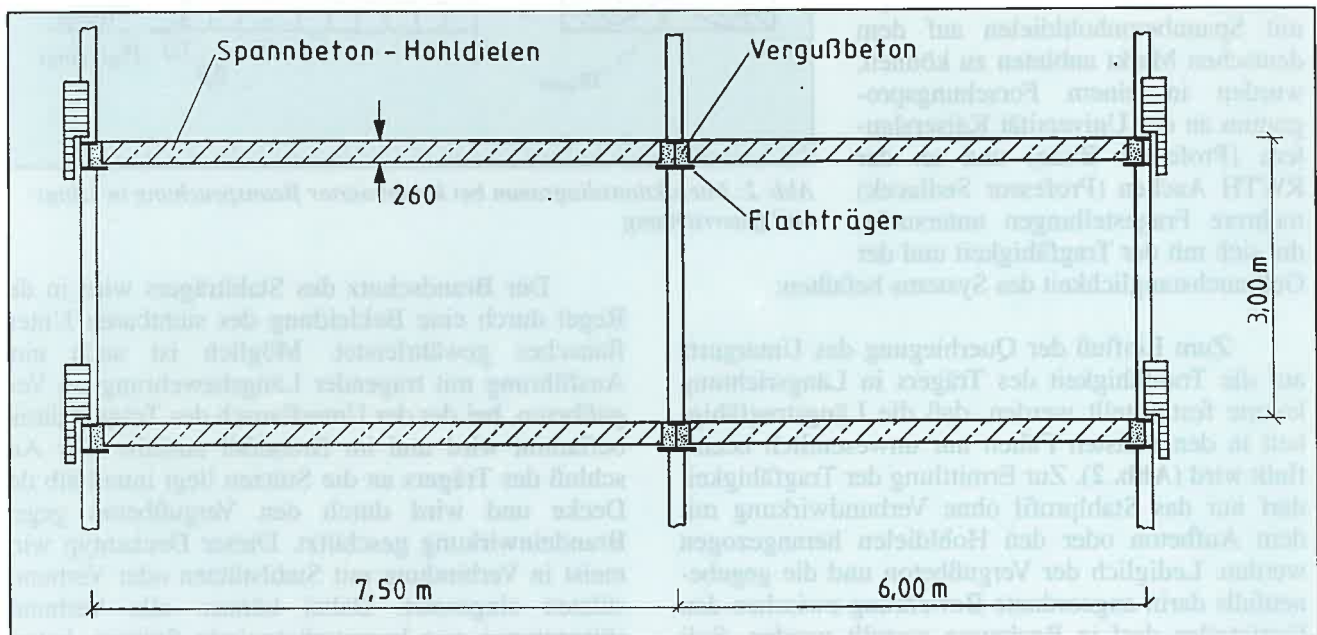


Abb. 4: Technologie-Park Bergisch Gladbach, Haus 50/51: Querschnitt der Bürogeschosse mit Flachdecken

wehrung empfindlich gegen das nachträgliche Einbringen größerer Deckenöffnungen sind. Eine gründliche Vorausplanung der Installationen und der Haustechnik ist deshalb unabdingbar.

Abb. 3 zeigt die Anwendung des Systems bei der Ausführung eines Gebäudes im Technologie-Park in Bergisch Gladbach. Aus wirtschaftlichen Gründen wurden nachträglich zusätzliche Bürogeschosse erforderlich, die auf das geplante Gebäude aufgesetzt wurden. Da die Bohrpfehlgründung zum Zeitpunkt der Umplanung bereits fertiggestellt war, wurde eine möglichst leichte Lösung angestrebt, die darüber hinaus noch eine geringe Bauhöhe aufweisen sollte, um die zulässige Gebäudehöhe nicht zu überschreiten (Abb. 4). Diese Vorgaben wurden durch die Stahlträgerdecke mit Spannbetonhohldielen erfüllt, so daß dieses System zur Ausführung kam. Abb. 5 zeigt das Bauwerk während der Verlegung der Spannbetonhohldielen.

1.3 Verbundflachträgerdecken in Ortbetonbauweise

Bei Verbundflachdecken in Ortbetonbauweise wirken Stahlprofile, die innerhalb der Decke angeordnet werden, im Verbund mit dem umgebenden Ortbeton und der Bewehrung in der Decke (Abb. 6). Die Verbundwirkung zwischen Profilstahl und Beton wird dabei üblicherweise durch Kopfbolzendübel hergestellt. Falls es erforderlich ist, eine untere Bewehrung quer zum Träger anzuordnen, kann diese durch Stegbohrungen des Stahlprofils hindurchgesteckt werden. Alternativ wäre es auch möglich, den Träger zwischen den Bewehrungslagen anzuordnen, um eine einfache Bewehrungsführung zu ermöglichen.

Diese Variante geht aber aufgrund der Verringerung der Hebelarme zwischen Profilstahl und Beton mit einem deutlichen Verlust an Biegetragfähigkeit einher.



Abb. 5: Technologie-Park Bergisch Gladbach, Haus 50/51: montierte Spannbetonhohldielen mit Stahlflachträgern

Der Profilstahl kann aus den verschiedensten gewalzten oder geschweißten Profilen bestehen. Der Untergurt des Profils kann innerhalb der Decke, bündig mit der Deckenunterkante oder unterhalb der Decke angeordnet werden (Abb. 7). Falls das Profil

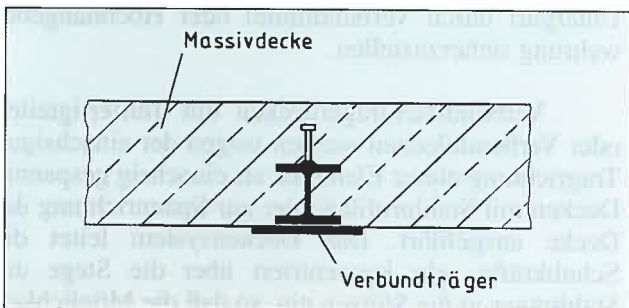


Abb. 6: Verbundflachträgerdecken in Ortbetonbauweise

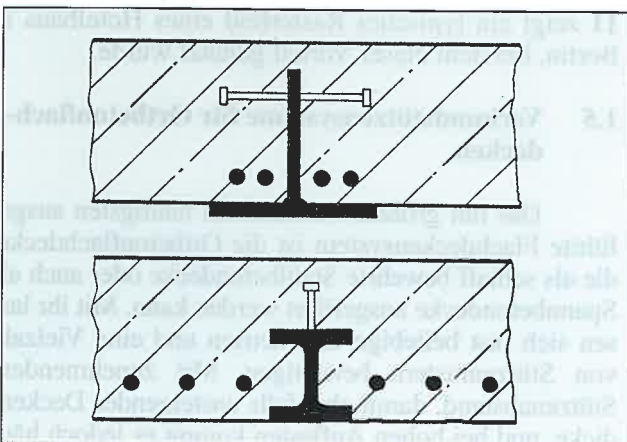


Abb. 7: Mögliche Anordnung der Stahlprofile im Deckenquerschnitt

nicht durch eine ausreichende Betondeckung gegen Brandeinwirkung geschützt wird, sind besondere Maßnahmen zu ergreifen, um den Feuerwiderstand der Konstruktion zu gewährleisten. Dabei sind zwei Fragestellungen zu beachten: Zum einen muß eine ausreichende Biege- und Schubtragfähigkeit des Verbundträgers nachgewiesen werden, zum anderen ist zu gewährleisten, daß ein sicheres Auflager der Decke auf dem Träger auch im Brandfall gewährleistet bleibt.

Wird der Untergurt des Trägers durch eine Verkleidung oder die Betonüberdeckung brandgeschützt, so ist sowohl die Tragfähigkeit des Trägers als auch das Auflager der Decke sichergestellt. Bei Ausführung ungeschützter Gurte wird das Stahlprofil im Brandfall stark erwärmt. Dies hat einen deutlichen Verlust an Tragfähigkeit für den Untergurt und Teile des Stegs zur Folge, der beim Nachweis der Biegetragfähigkeit zu berücksichtigen ist. Durch die stark verminderte Resttragfähigkeit des Untergurts ist auch das Auflager der Decke durch direkte Auflagerung auf dem Gurt in aller Regel nicht mehr gewährleistet. In diesem Fall müssen die Querkräfte aus der Decke über geeignete Verbundmittel wie zum Beispiel Kopfbolzendübel oder durch Hochhängebewehrung in Form von Schrägbügeln in das Profil eingeleitet werden (Abb. 8).

Bei Ausführung von Verbundflachträgerdecken in Ortbetonbauweise sind sowohl einachsig als auch zweiachsig gespannte Deckensysteme ausführbar. Bei zweiachsig gespannten Decken werden in aller Regel auch Verbundträger in zwei Richtungen angeordnet. Abb. 9 zeigt eine typisches Rasterfeld einer solchen Decke, wie sie bei der Goethe-Galerie in Jena zur Ausführung kam. Die Verbundträger können dabei wie Verstärkungen der Gurtstreifen verstanden werden.

Sowohl bei einachsig als auch bei zweiachsig gespannten Decken werden die Querkräfte der Decken sehr konzentriert durch die Stege der Stahl-

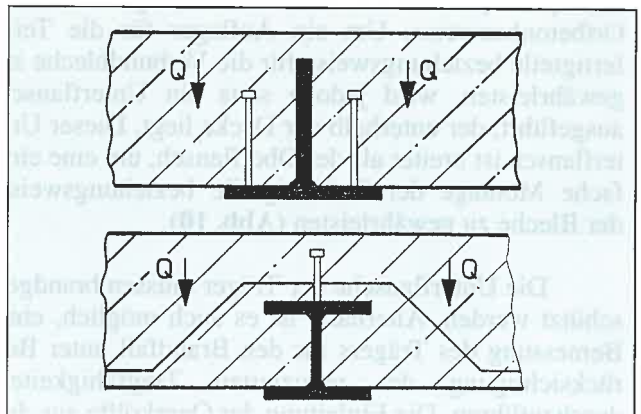


Abb. 8: Sicherstellung des Deckenauflegers im Brandfall

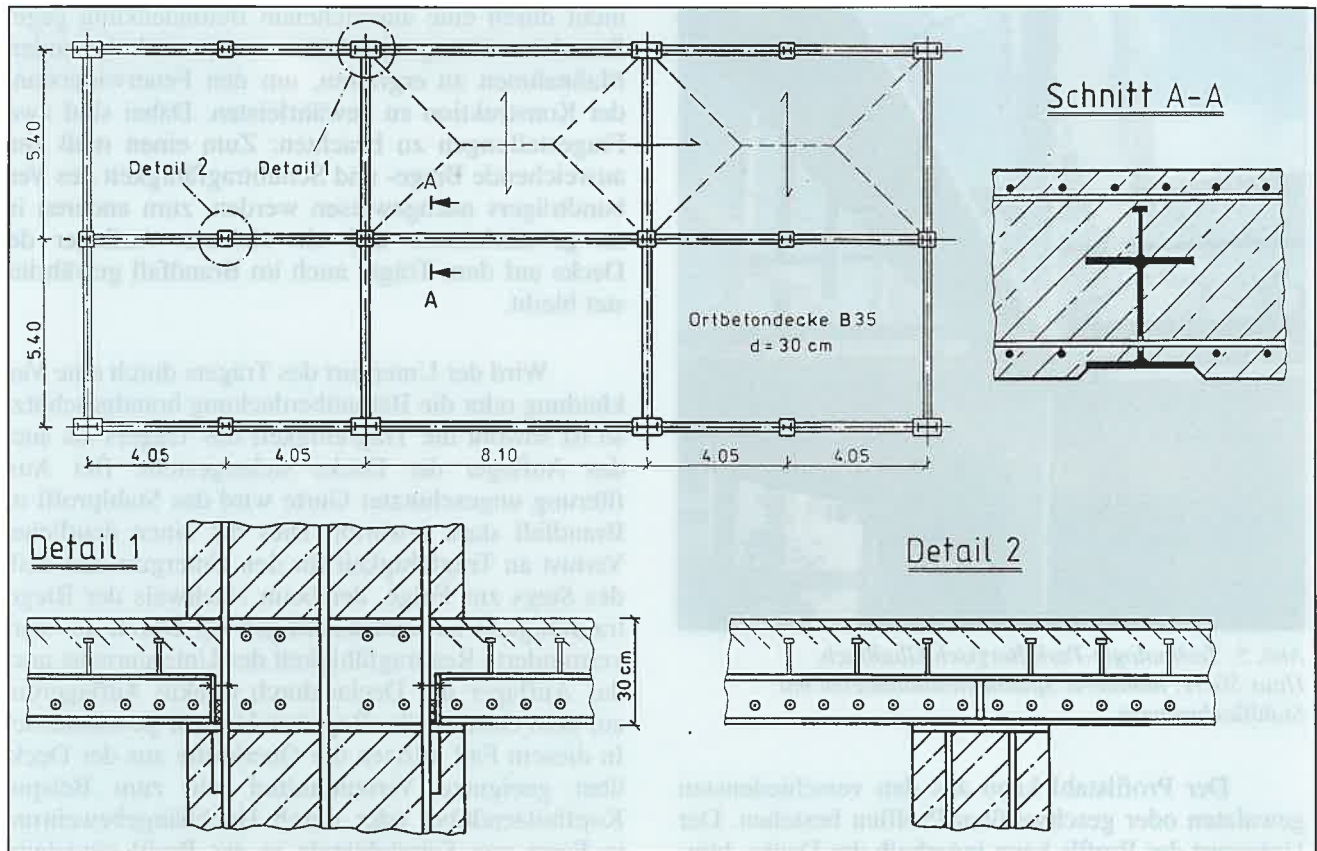


Abb. 9: Goethe-Galerie Jena (Gesamtplanung: IFB Dr. Braschel GmbH, Stuttgart): statisches System der Flachdecke, Querschnitt und Anschluß an Stütze

profile zu den Stützen geleitet. Dadurch ergibt sich, wie auch bei den Stahlträgerdecken mit Spannbetonhohldielen, die Möglichkeit, große Deckenöffnungen in Stützennähe anzuordnen. Da die Decken vor Ort bewehrt und betoniert werden, besteht auch die Möglichkeit, zu einem sehr späten Zeitpunkt noch Öffnungen einzuplanen, was bei den vorgefertigten Spannbetonhohldielen sehr viel problematischer ist.

1.4 Verbundflachträgerdecken mit Teilfertigteilen oder Verbundblechen

Dieses Deckensystem folgt den gleichen Entwurfsprinzipien wie die Verbundflachträgerdecken in Ortbetonbauweise. Um ein Auflager für die Teilfertigteile beziehungsweise für die Verbundbleche zu gewährleisten, wird jedoch stets ein Unterflansch ausgeführt, der unterhalb der Decke liegt. Dieser Unterflansch ist breiter als der Oberflansch, um eine einfache Montage der Teilfertigteile beziehungsweise der Bleche zu gewährleisten (Abb. 10).

Die Unterflansche der Träger müssen brandgeschützt werden. Alternativ ist es auch möglich, eine Bemessung des Trägers für den Brandfall unter Berücksichtigung der reduzierten Tragfähigkeiten durchzuführen. Die Einleitung der Querkräfte aus der Decke ist bei Ausfall des direkten Auflagers auf dem

Untergurt durch Verbundmittel oder Hochhängebewehrung sicherzustellen.

Verbundflachträgerdecken mit Teilfertigteilen oder Verbundblechen werden wegen der einachsigen Tragrichtung dieser Elemente als einachsig gespannte Decken mit Stahlprofilen quer zur Spannrichtung der Decke ausgeführt. Das Deckensystem leitet die Schubkräfte sehr konzentriert über die Stege der Stahlträger in die Stützen ein, so daß die Möglichkeit zur Anordnung großer stützennaher Deckenöffnungen auch bei diesem Deckensystem gegeben ist. Abb. 11 zeigt ein typisches Rasterfeld eines Hotelbaus in Berlin, bei dem dieser Vorteil genutzt wurde.

1.5 Verbundstützensysteme für Ortbetonflachdecken

Das mit großem Abstand am häufigsten ausgeführte Flachdeckensystem ist die Ortbetonflachdecke, die als schlaff bewehrte Stahlbetondecke oder auch als Spannbetondecke ausgeführt werden kann. Mit ihr lassen sich fast beliebige Geometrien und eine Vielzahl von Stützenrastern bewältigen. Mit zunehmendem Stützenabstand, damit ebenfalls ansteigender Deckendicke, und bei hohen Auflasten kommt es jedoch häufig zu Schwierigkeiten bei der Einleitung der Lasten aus der Decke in die Stützen. Diesem Durchstanzpro-



Abb. 10: Typischer Trägerquerschnitt bei Verbundflachträgerdecken mit Teilfertigteilen

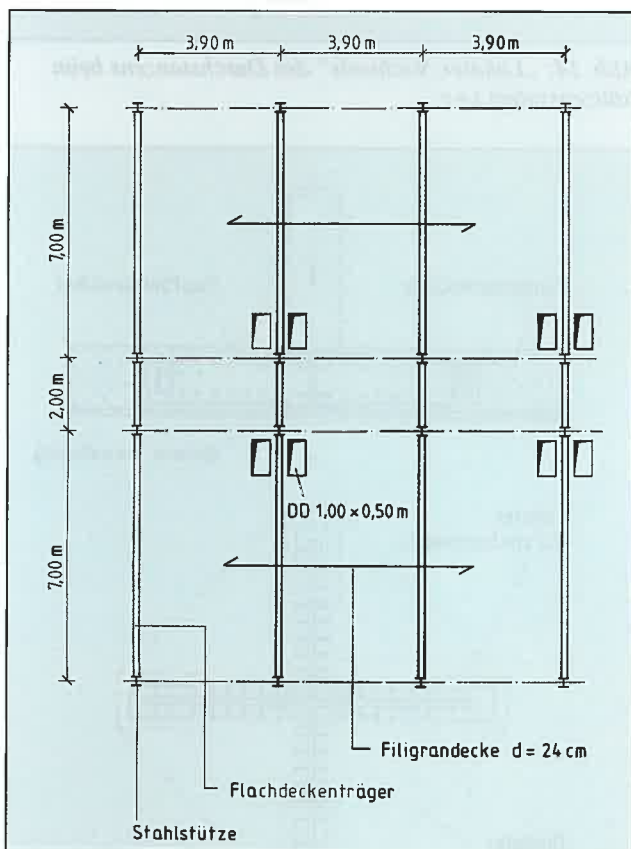


Abb. 11: Hotelbau Berlin (Entwurf: ARC Factory, Dipl.-Ing. Voissel, Berlin): Stützenraster mit Deckendurchbrüchen

blem kann durch eine lokale Verdickung der Decke, den Pilzkopf, begegnet werden. Die Pilzköpfe wirken jedoch oft störend, da sie die Bauhöhe des Deckensystems erhöhen, die Installationsfreiheit behindern und damit einige der wesentlichen Vorteile der Flachdecke wieder zunichte machen.

Die Problemstellung der Durchstanzlasten wird dadurch verschärft, daß im Rahmen der aktuellen architektonischen Entwicklung und der Tendenz zu einer Optimierung der Nutzflächen in Hochbauten

immer schlankere Stützen geplant und ausgeführt werden. Da sich durch den geringen Stützendurchmesser auch ein kleinerer kritischer Rundschnitt ergibt, führt die Verringerung der Stützendurchmesser auch zu einer Verminderung der Durchstanzlast. Hinzu kommt, daß sich aufgrund der vorliegenden Versuchsergebnisse und Erfahrungen im Eurocode 2 [1] und im Entwurf zur neuen DIN 1045 [2] geringere Durchstanzlasten ergeben als nach der gültigen DIN 1045 [3].

Um dem Trend nach schlanken Stützenquerschnitten und großen Stützenabständen mit Flachdecken ohne Pilzkopfverstärkungen Rechnung zu tragen, wurde in unserem Hause das Stützensystem s+v entwickelt, das Verbundstützen beliebiger Querschnittsform mit einem Verbundkreuz kombiniert, das die Schubkräfte der Decke aufnimmt und in die Stützen einleitet. **Abb. 12** zeigt eine schematische Darstellung des Systems.

Das Rechenmodell geht davon aus, daß die Lasten aus der Decke an den Auflagerschuhen in die Stahlkreuze eingeleitet werden. Diese Stahlkreuze werden im Verbund mit der Decke ausgeführt und leiten die Lasten als Verbundquerschnitt zur Stütze. Der Verbundquerschnitt besteht aus dem Stahlkruz, dem Deckenbeton und der Deckenbewehrung. Die mitwirkende Breite der Decke wird in Anlehnung an

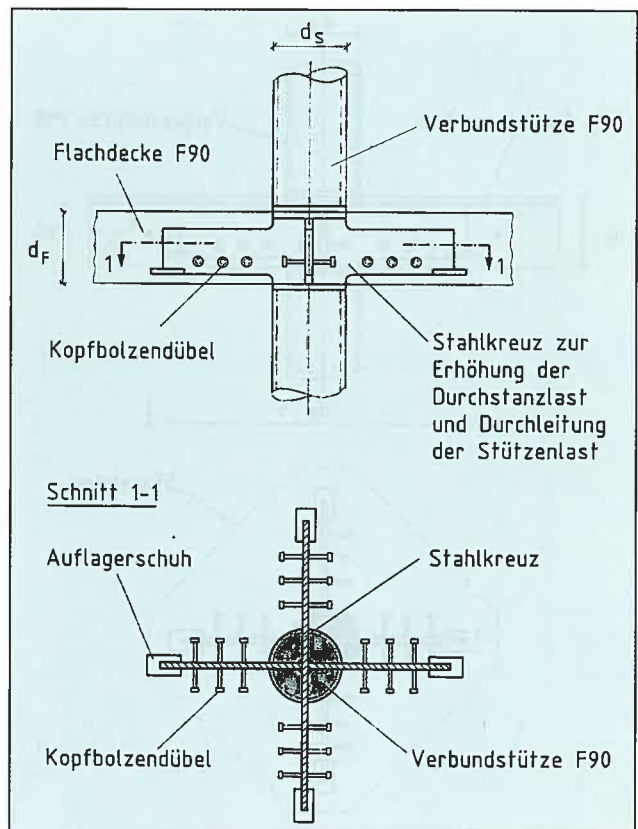


Abb. 12: Stützensystem s+v, Querschnitt und Schnitt durch das Auflagerkruz

die Regelwerke für den Verbundbau ermittelt. Die Verbundwirkung wird über Kopfbolzendübel hergestellt.

Beim Nachweis der Tragfähigkeit des Systems müssen verschiedene Durchstanznachweise geführt werden. Zunächst ist ein globaler Nachweis zu führen, bei dem der kritische Rundschnitt nach **Abb. 13** für den gesamten Stützenkopf nachgewiesen wird. Darüber hinaus sind lokal die kritischen Rundschnitte der einzelnen Auflagerschuhe nachzuweisen (siehe **Abb. 14**). Mögliche Lastausmitten sind dabei entsprechend dem zur Anwendung kommenden Regelwerk zu berücksichtigen. Dies führt häufig dazu, daß beim lokalen Durchstanznachweis die Auflagerschuhe mit ihrem kritischen Rundschnitt wie Randstützen einer Decke behandelt werden.

Als weiterer Punkt ist die örtliche Betonpresung am Auflagerschuh zu beachten.

Die Lasteinleitung aus dem Verbundkreis in die Verbundstützen wird entsprechend den üblichen Verfahren nachgewiesen.

Das Verbundkreuz des Stützensystems s+v läßt sich auch zur Ertüchtigung von Bodenplatten einsetzen, um eine Verdickung der Platten in Bereichen konzentrierter Einzellasten zu vermeiden. Hierzu

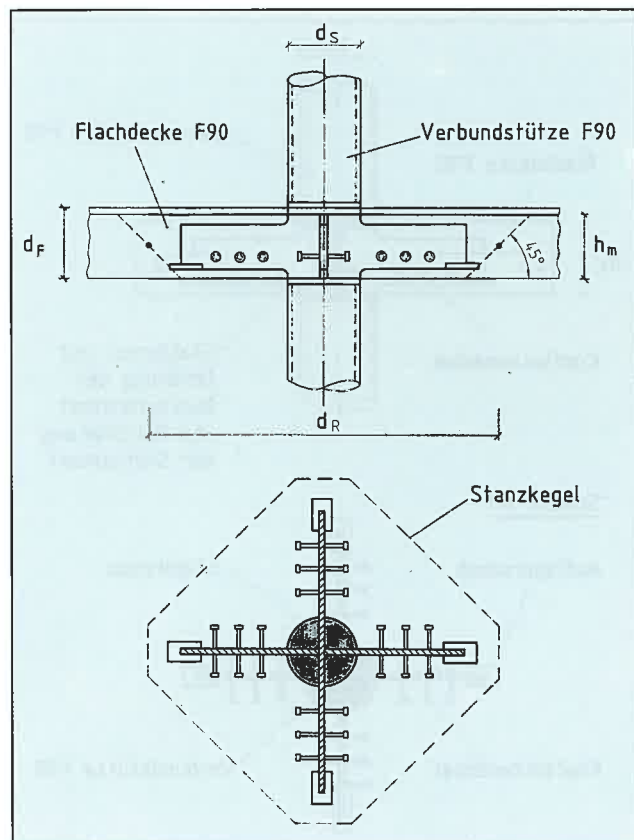


Abb. 13: „Globaler Nachweis“ des Durchstanzens beim Stützensystem s+v

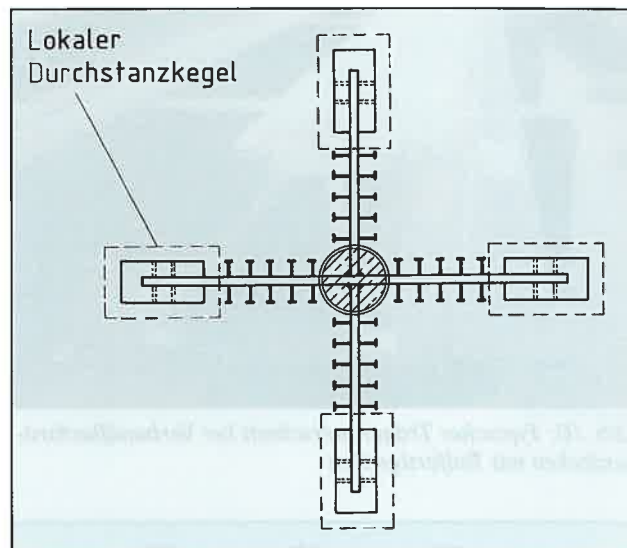


Abb. 14: „Lokaler Nachweis“ des Durchstanzens beim Stützensystem s+v

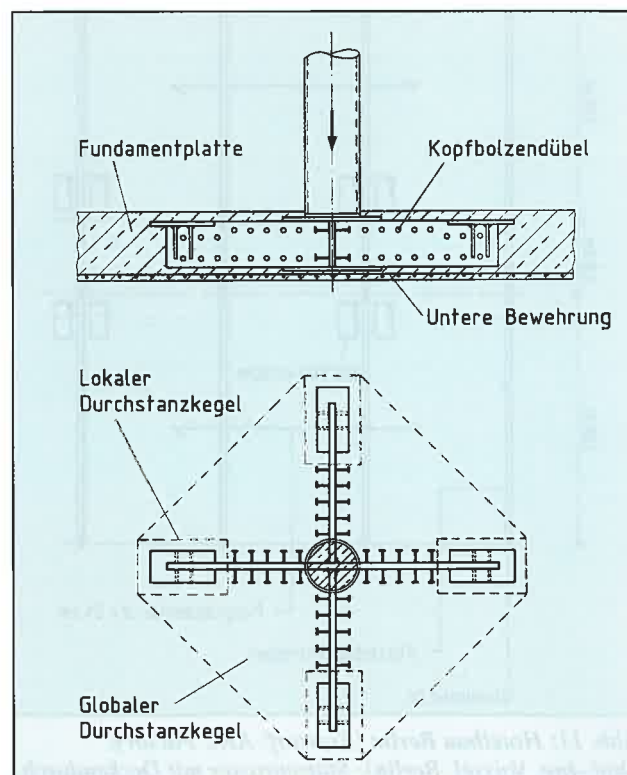


Abb. 15: Anwendungsprinzip des Stützensystems s+v zur Ertüchtigung von Bodenplatten

wird das System quasi auf den Kopf gestellt, so daß die Stütze auf einem Kreuz mit obenliegenden Auflagerschuhen steht, das die Lasten großflächig in die Bodenplatte einleitet (**Abb. 15**). Diese Anwendung des Verbundkreuzes kann in Kombination mit Stahl-, Verbund- oder Stahlbetonstützen erfolgen.

Die gesamte Bemessung des Systems erfolgt nach eingeführten Regelwerken. Eine Zulassung ist nicht erforderlich

2 Anschlußtechniken

2.1 Allgemeines

Die Verbundbauweise nahm ihre Entwicklung aus den Grundlagen der Stahlbauweise heraus. Diese Entwicklungstendenz zeigt sich auch in der Anschlußtechnik. Zunächst wurden stahlbauübliche Anschlüsse für die Verbindung von Trägern und Stützen verwendet. Mit zunehmender Querschnittsvielfalt der Verbundstützen kamen neue Anschlußtypen hinzu. Ein weiterer wesentlicher Aspekt bei der Weiterentwicklung der Anschlußtechnik ist die Verbesserung der Montagefreundlichkeit zur Verringerung der Montagezeit und die Gewährleistung des Brandschutzes der Anschlußbereiche.

Im folgenden werden einige konventionelle Anschlußtypen vorgestellt, die sich bewährt haben und auch heute noch häufig eingesetzt werden. Anschließend werden die Weiterentwicklungen gezeigt, die aus diesen bewährten Lösungen hervorgegangen sind

Allen hier gezeigten Weiterentwicklungen ist gemeinsam, daß sie speziell für die Anwendung des Profilverbundes, das heißt: für die Ausführung feuerbeständiger Verbundbauteile mit Kammerbeton und -bewehrung konzipiert wurden. Diese Bauweise hat heute den konventionellen Brandschutz durch Plattenbekleidungen oder Spritzputz weitgehend verdrängt. Konventioneller Brandschutz wird im Verbundbau meist nur noch ausgeführt, wenn ein geringes Bauteilgewicht angestrebt wird.

Bei Verbundkonstruktionen ohne Brandschutzanforderungen werden stets reine Stahlprofile im Verbund mit der Decke verwendet, ohne daß Kammerbeton ausgeführt wird. Bei diesen Systemen haben sich die konventionellen Stahlbauanschlüsse, wie sie unter Abschnitt 2.2 vorgestellt werden, als die günstigsten Lösungen erwiesen.

2.2 Konventionelle Anschlüsse

2.2.1 Fahnenblechanschlüsse

Fahnenblechanschlüsse entsprechend **Abb. 16** sind rein stahlbaumäßige Anschlüsse, die auch nach Stahlbauregeln bemessen werden. Bei der Ausführung von kammerbetonierten Trägern wird der Kammerbeton so abgeschalt, daß der Anschlußbereich frei bleibt. Anschlüsse dieser Art können sowohl als Anschlußpunkt zwischen Trägern und Stützen als auch als Verbindung von Nebenträgern mit Hauptträgern ausgeführt werden. Um die geforderte Feuerwiderstandsdauer der Gesamtkonstruktion zu erreichen,

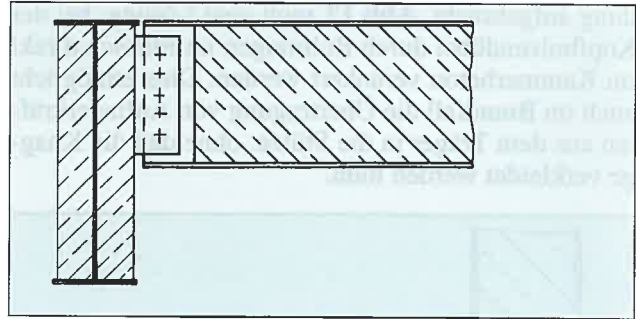


Abb. 16: Konventioneller Fahnenblechanschluß mit nachträglichem Brand schutz

müssen die offenen Anschlußbereiche nachträglich geschützt werden. Dies kann auf verschiedene Weise geschehen. Die gewählte Ausführung ist abhängig von den architektonischen Anforderungen, die an den Anschluß gestellt werden, sowie von den Witterungseinflüssen, denen der Anschlußbereich ausgesetzt ist.

Eine einfache Möglichkeit zur Erzielung der gewünschten Feuerwiderstandsdauer ist das Verstopfen der Anschlußbereiche mit Mineralwolle. Der Anschlußbereich wird anschließend mit einem Blech abgedeckt. Eine weitere Variante ist das Verschließen des Anschlußbereichs mit einer Brandschutzplatte. Bei diesen Verfahren ist zu beachten, daß sowohl Mineralwolle als auch eine Vielzahl von Brandschutzplatten nicht feuchtebeständig sind.

Als dritte Möglichkeit verbleibt das nachträgliche Verfüllen des Anschlußbereiches mit Spritzputz oder Beton. Hiermit wird in aller Regel ein feuchtebeständiger Brandschutz des Anschlusses erzielt.

Alle hier angesprochenen Brandschutzmaßnahmen sollten mit dem Brandschutzgutachter abgestimmt werden, um sicher zu sein, daß die gewählten Maßnahmen ausreichend sind, um die erforderliche Feuerwiderstandsdauer zu gewährleisten.

2.2.2 Knaggenanschlüsse

Bei konventionellen Knaggenanschlüssen wird der Verbundträger mit seiner Stirnplatte auf eine Stahlknagge aufgesetzt. Die Knagge wird am Stützenflansch angeschweißt oder aber, bei Ausführung einer Verbindung von Haupt- und Nebenträger, mittels einer Steife im Hauptträger mit dem Steg und dem Unterflansch des Hauptträgers verbunden.

Die Stahlknagge ist dabei unterhalb des kammerbetonierten aufliegenden Trägers im Brandfall der Beflammung ausgesetzt, so daß sie nachträglich brandgeschützt werden muß. Dieser nachträgliche Brandschutz wird meist in Form einer Plattenverklei-

ung aufgebracht. **Abb 17** zeigt eine Lösung, bei der Kopfbolzendübel durch Bohrungen im Flansch direkt im Kammerbeton verankert werden. Dies ermöglicht auch im Brandfall die Übertragung von Auflagerkräften aus dem Träger in die Stütze, ohne daß die Knagge verkleidet werden muß.

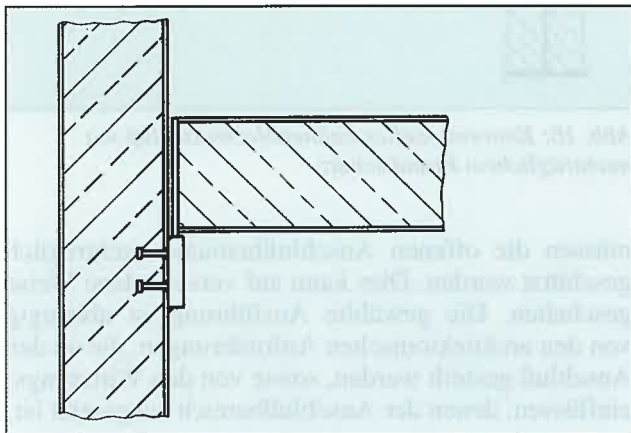


Abb. 17: Knaggenanschluß mit untenliegender Knagge und Rückverankerung im Beton der Stütze

2.2.3 Konsolaufleger

Konsolaufleger auf Konsolen aus Stahlbeton, wie sie in **Abb. 18** dargestellt sind, können bei der Auflagerung von Verbundträgern auf Stahlbetonfertigteilstützen ausgeführt werden. Die Träger werden dabei mit einer Stirnplatte auf den Konsolen abgesetzt. Die Konstruktion hat den Vorteil, daß sie ohne nachträgliche Bearbeitung feuerbeständig ist. Nachteilig ist jedoch, daß durch die unterhalb des Verbundträgers angeordnete Konsole die Bauhöhe der Konstruktion im Anschlußbereich deutlich vergrößert wird.

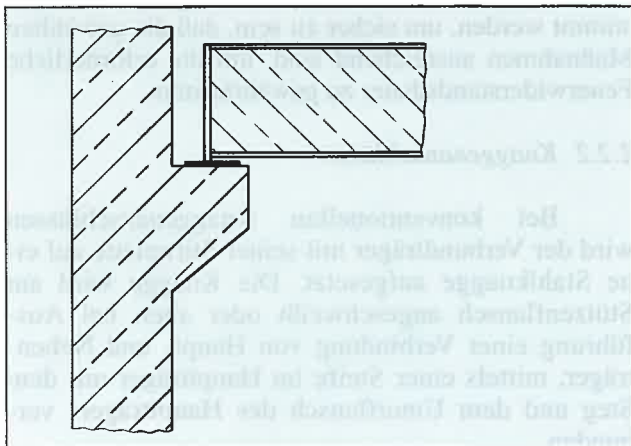


Abb. 18: Auflagerung eines Verbundträgers auf der Stahlbetonkonsole einer Fertigteilstütze

Die Anordnung von Betonkonsolen in Verbindung mit Verbundstützen ist konstruktiv schwierig und völlig ungebräuchlich.

2.3 Optimierte Anschlüsse

2.3.1 Fahnenblechanschlüsse mit integriertem Brandschutz

Bei den Fahnenblechanschlüssen mit integriertem Brandschutz werden Fahnenbleche mit geringer Bauhöhe verwendet, so daß unterhalb des Anschlußblechs ein Betonstreifen, die sogenannte Betonnase, bis zum Trägerende geführt werden kann (**Abb. 19**). Der Schraubanschluß und das Fahnenblech kommen so im Schatten des Kammerbetons zu liegen, was ihre thermische Beanspruchung im Brandfall reduziert. Gleichzeitig tritt ein Kühleffekt durch den im Brandfall aus dem Kammerbeton austretenden Wasserdampf auf. Da die Temperatur im Anschlußbereich geringer bleibt als sie sich nach der Einheitstemperaturkurve ergibt, behält der Anschluß eine gewisse Resttragfähigkeit. Die erforderliche Tragfähigkeit im Brandfall kann somit durch eine gezielte Überbemessung erreicht werden.

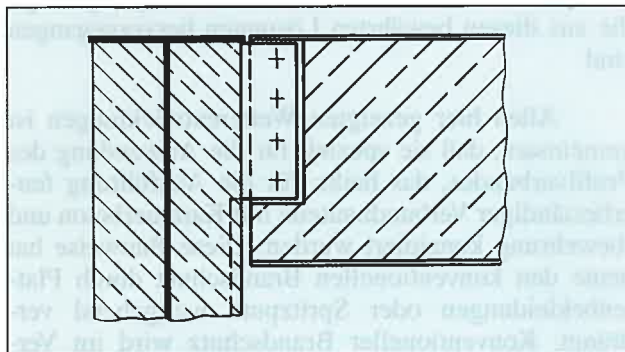


Abb. 19: Feuerbeständiger hochgesetzter Fahnenblechanschluß

Um die Brandsicherheit dieser Verbindung auf die oben beschriebene Weise zu gewährleisten, muß eine Reihe von geometrischen Randbedingungen – wie etwa eine minimale Trägerbreite und eine minimale Höhe des Betons unterhalb des Fahnenblechs – eingehalten werden. Die anrechenbare Resttragfähigkeit im Brandfall und somit die erforderliche Überbemessung ergibt sich aus den geometrischen Randbedingungen und der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer.

Das Verfahren wurde in [4] und [5] veröffentlicht. Im Einzelfall sollte jedoch die Vorgehensweise mit dem Brandschutzgutachter abgestimmt werden.

2.3.2 Knaggenanschlüsse mit Brandschutz und Lagesicherung

Diese Knaggenauflager (**Abb. 20**) unterscheiden sich in zwei wesentlichen Kriterien von den konventionellen Knaggen, wie sie im Abschnitt 2.2.2 beschrieben wurden.

Zum einen liegt die Knagge, die etwa halb so hoch ist wie der auf ihr auflagernde Träger, innerhalb der Bauhöhe des anschließenden Stahlprofils. Dadurch wird sie im Brandfall nicht direkt beflammt. Lediglich die außenliegenden Schweißnähte der Knagge seitlich und unterhalb der Knagge verlieren durch die Brandeinwirkung ihre Tragfähigkeit. Wird die obenliegende Schweißnaht, die durch den direkt davor befindlichen Träger geschützt wird, so bemessen, daß sie allein die im Brandfall auftretenden Lasten aufnehmen kann, ist der Brandschutz des Auflagers gewährleistet. Auch die Kombination aus der Rückverankerung mit Kopfbolzendübeln und einer Überbemessung der oberen Schweißnaht ist möglich.

Die zweite Besonderheit sind die eingehobelten „Nasen“ an der Knagge und an der Stirnplatte des Trägers. Diese Nasen führen zu einer Verzahnung von Träger und Knagge, die ein Abrutschen des Trägers verhindert und so seine Lage im Montagezustand sichert. Da Maßabweichungen beim Einhobeln der Nasen nicht auszuschließen sind, muß der Anschluß so bemessen werden, daß die Auflagerkräfte durch die Aufstandsfläche einer einzelnen Stahl-nase übertragen werden können.

Häufig tritt bei der Ausführung dieses Verbindungstyps das Problem auf, das eine nur über die halbe Steghöhe angeschlossene Stirnplatte nicht in der Lage ist, die auftretenden Schubkräfte aus dem Steg zu übernehmen. Diesem Problem kann durch das Aufschweißen einer Stegverstärkung oder durch das Anbringen einer zweiten, dünneren Stirnplatte in der unteren Trägerhälfte begegnet werden (Abb. 20). Bei der Ausführung zweier unterschiedlich dicker Stirnplatten über die Trägerhöhe sind diese kraftschlüssig zu verschweißen.

2.3.3 Hochgesetzte Stahlknüppel

Beim „Knüppelanschluß“ entsprechend Abb. 21 wird innerhalb der Decke ein Vollstahlquerschnitt angeordnet, der die Lasten aus dem angeschlossenen Träger von oben in die unterstützende Konstruktion einleitet. Dieser Anschluß wird häufig beim Anschluß von Nebenträgern an Hauptträger oder beim Auflagern von Verbundbauteilen auf Massivbauteilen ausgeführt.

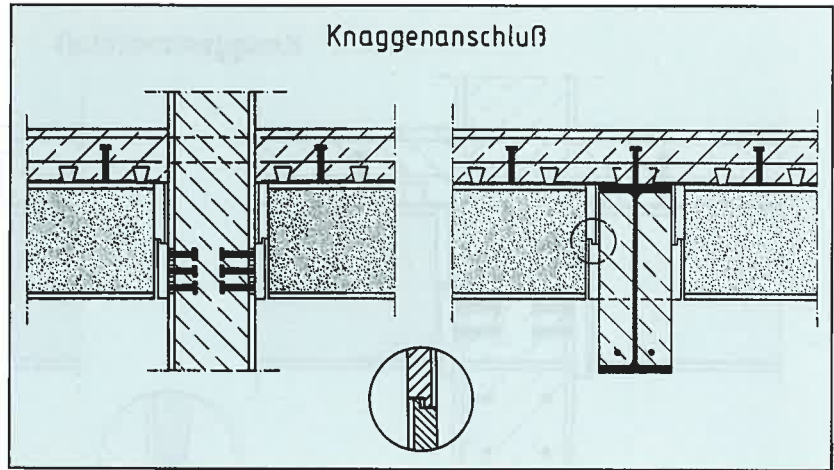


Abb. 20: Brandgeschützter Knaggenanschlusses mit Lagesicherung

Der Stahlknüppel wirkt als Einfeldträger mit Kragarm. Er wird an einer hochgezogenen Stirnplatte am Träger befestigt und findet sein zweites Auflager auf dem Oberflansch des angeschlossenen Trägers, wo er Druckkräfte in den Oberflansch einleitet. Die Schweißverbindung zwischen Knüppel und Stirnplatte dagegen wird zugbeansprucht. Bedingt durch das statische System des Stahlknüppels ergibt sich zwischen der Stirnplatte des Trägers und dem zweiten Auflagerpunkt des Knüppels eine höhere Schubbeanspruchung im Stahlträger als sie sich aus der Querkraft des Trägers ergibt. Durch die Variation von Kragarm- und Feldlänge zwischen den Auflagern des Knüppels kann die Erhöhung der Schubkraft beeinflußt werden. Bei hoch beanspruchten Trägern kann es erforderlich werden, den Steg im Anschlußbereich zu verstärken.

Ein wichtiges Detail bei der Konstruktion des Anschlusses ist ein Luftspalt zwischen Stahlknüppel und Trägeroberflansch außerhalb der Auflager. Nur dadurch kann sichergestellt werden, daß sich das berechnete statische System mit der in Rechnung gestellten Feldlänge des Stahlknüppels auch einstellt.

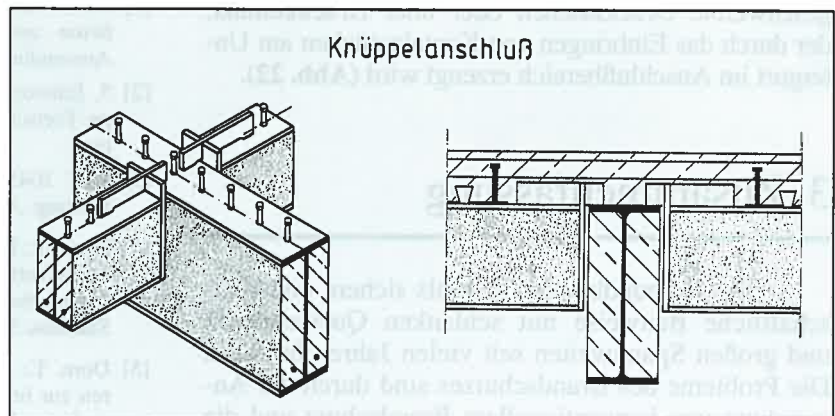


Abb. 21: Auflagerung mit Stahlknüppel

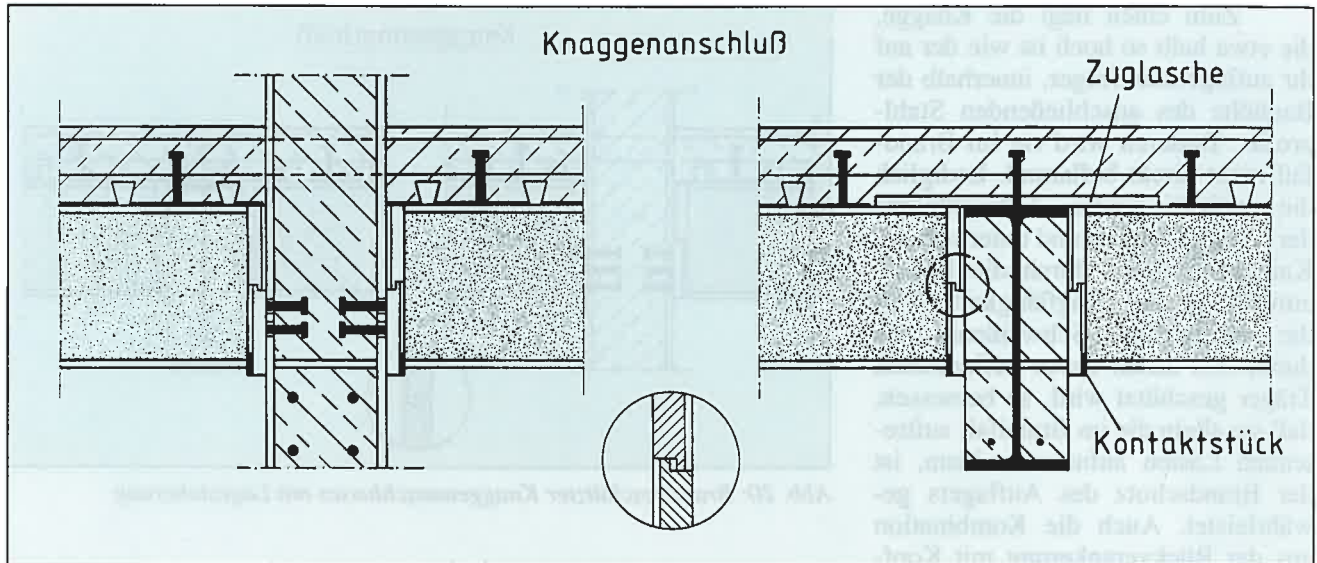


Abb. 22: Durchlaufwirkung mittels Zuglasche, Bewehrung und Druckkontakt

Wird der Knüppel dagegen vollflächig auf dem Stahlflansch aufgelegt, so werden durch Kontakt bereits sehr dicht hinter der Stirnplatte Druckkräfte zwischen Knüppel und Flansch aufgebaut. Dies führt zu sehr ungünstigen Hebelarmen und damit zu sehr viel höheren lokalen Beanspruchungen des Stegs und der Schweißnähte, als dies in Rechnung gestellt worden ist.

2.3.4 Durchlaufwirkung

Bei den Fahnenblechanschlüssen und den Knaggenauflagern kann auf einfache Weise eine Durchlaufwirkung der Verbundträger erzeugt werden. Die Zugkräfte werden durch Zuglaschen aufgenommen, die auf den Obergurten der gestoßenen Träger verschweißt werden. Zusätzlich können Zugkräfte aus dem Stützmoment auch durch Zugbewehrung in der Decke übertragen werden. Die Zugkräfte in der Bewehrung sind dann über Kopfbolzendübel an den Verbundträger anzuschließen.

Die Druckkraftübertragung erfolgt über untergeschweißte Drucklaschen oder über Druckkontakt, der durch das Einbringen von Kontaktstücken am Untergurt im Anschlußbereich erzeugt wird (Abb. 22).

3 Zusammenfassung

Der Verbundbau hat sich als sichere und wirtschaftliche Bauweise mit schlanken Querschnitten und großen Spannweiten seit vielen Jahren bewährt. Die Probleme des Brandschutzes sind durch die Anwendung von konventionellem Brandschutz und die Kammerbetonbauweise gelöst. Mit den Flachträger-

decken in Stahl- und Verbundbauweise wurde jedoch ein neues Feld für die Anwendung dieser Bauweise erschlossen. Aber auch diese neuen Deckensysteme können, weil die grundlegenden Fragen gelöst sind, mittlerweile ohne nennenswerte Probleme ausgeführt werden. Auch die Wirtschaftlichkeit der Konstruktionen konnte durch die Weiterentwicklungen auf dem Gebiet der Anschlußtechnik weiter verbessert werden. Darüber hinaus bieten die optimierten Anschlüsse weiten Raum für eine architektonisch befriedigende Ausbildung kammerbetonierter Verbundkonstruktionen und vermeiden die Vergrößerung der Bauhöhen im Anschlußbereich. Um geeignete Detaillösungen für die Anschlüsse einer Verbundkonstruktion zu finden, sollten bereits in einer frühen Planungsphase die Belange des Brandschutzes berücksichtigt werden.

Literatur

- [1] DIN V ENV 1992 Teil 1-1, Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
- [2] 5. Entwurf DIN 1045, Stand 02.1996, DAfStb-Arbeitsgruppe: Fortschreibung Betonbaunorm Bemessung und Konstruktion
- [3] DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 07.1988
- [4] Dorn, T.; Hosser, D.; Muess, J.; Schaumann, P.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern - Teil I: Einfeldträger, Stahlbau 59 (1990), Heft 12, S. 359 - 368
- [5] Dorn, T.; Hosser, D.; El-Nesr, O.: Ein rechnerisches Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von kammerbetonierten Verbundträgern - Teil II: Durchlaufträger, Stahlbau 63 (1994), Heft 8, S. 233 244

Grenzüberschreitende Baukontrolle im Vereinten Europa

Die neuen EU-Produktnormen werden dem Beton eine neue Ära eröffnen

Mit der 1993 in Kraft getretenen Bauprodukten-Richtlinie der EU sollte in ganz Europa ein freier Markt für Bauprodukte und ein stärkerer Wettbewerb entstehen, um damit eine merkliche Senkung der Baukosten zu erreichen. Die möglichen Einsparungen durch Einführung gemeinsamer Bemessungs- und Produktnormen werden europaweit immerhin auf fünf Prozent geschätzt. Als größtes Hindernis bei der Arbeit an dieser Norm erweist sich nicht etwa das Zusammenwirken der Fachleute aus den verschiedenen EU-Mitgliedsstaaten, sondern – die unvermeidliche Bürokratie. Über seine diesbezüglichen leidvollen Erfahrungen, aber auch über die Intentionen und den Sinn und Zweck der grenzüberschreitenden Baukontrolle in Europa berichtet der Autor des nachfolgenden Beitrags.

Dipl.-Ing. Arnold van Acker



Jahrgang 1936, studierte das Bauingenieurwesen an der Universität Gent in Belgien; er ist Direktor der Forschungs- und Entwicklungsabteilung der belgischen Firma Partek Concrete und verfügt über eine 35jährige Erfahrung im Bereich Betonfertigteile (Planung, Entwurf, Entwicklung); er ist Mitarbeiter bei der belgischen und europäischen Normung auf den Gebie-

ten vorgespannte und schlaffbewehrte Betonkonstruktionen; Mitglied im Koordinierungsausschuß des EC 2 und Vorsitzender der Arbeitsgruppe „Tragende Bauteile“ (WG 1) des CEN/TC 229 „Betonfertigteile“; seit 1978 Mitglied der FIP-Kommission „Fertigteile“ und seit 1986 Vorsitzender dieser Kommission

1 Einführung

Seit dem Inkrafttreten der Bauprodukten-Richtlinie sind fast fünf Jahre vergangen, und offensichtlich hat sich nicht viel geändert, mit Ausnahme der Veröffentlichung einer Anzahl vorläufiger europäischer Normen (ENVs), eines neuen Entwurfs DIN 1045-1, der teilweise auf EC 2 basiert und einer Anzahl Arbeitsgruppen und vielen Diskussionen innerhalb von CEN/TCs (Technischen Kommissionen).

Die meisten europäischen Mitgliedsstaaten sind skeptisch hinsichtlich der weiteren Entwicklung, und sie sind überzeugt, daß diese Entwicklung für eine lange Periode noch nicht abgeschlossen ist. Auf der anderen Seite gibt es auch eine Anzahl Fragen über mögliche Folgen wegen der unsicheren Zukunft der ECs:

- Was wird mit den bestehenden nationalen Vorschriften geschehen?
- werden die Zulassungen verschwinden?
- was geschieht mit den Konformitätsnachweisen?
- usw.

Im Folgenden gebe ich einige Antworten auf diese Fragen. Andere Themen befinden sich noch weiterhin in der Diskussion.

2 Stand der EC-Arbeiten

In der Bauprodukten-Richtlinie wird unterschieden zwischen:

- A-Standards, allgemein gültig: Entwurf und Ausführung
- B-Standards, gültig für Bauprodukte: Anforderungen an Produktverhalten und Produktionsvorgänge

Eurocodes gehören zur Gruppe der A-Standards. Die meisten Teile von EC 2 sind zur Zeit als ENV veröffentlicht oder werden demnächst veröf-

Tabelle 1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

| Index | Teil | Titel | veröffentlicht | |
|--------------------|------|--|----------------|--------|
| | | | Engl. | Dtsch. |
| DIN V ENV 1992-1 | 1-1 | EC 2 - Teil 1-1 Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau | 12.91 | 6.92 |
| DIN V ENV 1992-1-2 | 1-2 | Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall | 11.95 | 11.96 |
| DIN V ENV 1992-1-3 | 1-3 | Allgemeine Regeln - Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen | 10.94 | 12.94 |
| DIN V ENV 1992-1-4 | 1-4 | Allgemeine Regeln - Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge | 10.94 | 12.94 |
| DIN V ENV 1992-1-5 | 1-5 | Allgemeine Regeln - Tragwerke mit Spann- gliedern ohne Verbund | 10.94 | 12.94 |
| DIN V ENV 1992-1-6 | 1-6 | Allgemeine Regeln - Tragwerke aus unbewehrtem Beton | 10.94 | 12.94 |
| DIN V ENV 1992-2 | 2 | EC 2 - Teil 2: Betonbrücken | 6.96 | 1.97 |
| DIN V ENV 1992-3 | 3 | EC 2 - Teil 3: Fundamente | 11.96 | 12.97 |
| DIN V ENV 1992-4 | 4 | EC 2 - Teil 4: Flüssigkeits- und Behälterbauwerke | 1997 | 1997 |
| ENV 1992 | 5 | Tragwerke an und in der See | | |
| ENV 1992 | 6 | Massenbetonkonstruktionen | | |

fentlicht. Ein Überblick über den Stand der Arbeiten wird in **Tabelle 1** gegeben.

Theoretisch können die bestehenden ECs in jedem EU-Mitgliedsland genutzt werden. In der Praxis wurden sie bisher jedoch nur bei wenigen Versuchsprojekten angewendet. Eine Ausnahme stellt Belgien dar. Alle Teile von EC 2 wurden direkt in verbindliche belgische Normen überführt. Dieses Beispiel zeigt, daß es wohl möglich ist, auf der Grundlage von EC 2 zu planen. In Belgien ist dies offensichtlich leichter, weil im Gebiet der Normung eine sehr liberale Politik gilt. Der Planer ist direkt verantwortlich für seine Arbeit, und es gibt keine Prüfpflicht durch hoheitliche Stellen, wie zum Beispiel durch die Prüfsingenieure in Deutschland. Daraus folgt, daß belgische Ingenieure nicht sehr detaillierte Normen benötigen. Die jetzige Entwicklung jedoch macht aus Normen zunehmend eher Lehrbücher als Anforderungskataloge für Tragfähigkeit, Brauchbarkeit und Dauerhaftigkeit von Bauwerken.

Ende 1989 sollte EC 2 in eine verbindliche europäische Norm überführt werden. Ihr zukünftiger Status ist jedoch noch nicht völlig geklärt. In der jetzigen Situation können ECs, die als ENV veröffentlicht sind, zusammen mit dem zugehörigen nationa-

len Anwendungsdokument als Alternative zu nationalen Normen angewendet werden. Hierfür hat das DIN eine deutsche Ausgabe von EC 2 als DIN V ENV 1992-1 (Teil 1-1, Ausgabe 6.92, NAD: 4.93 und 6.95) veröffentlicht. Das DIN hat ebenso ENV 206 als DIN V ENV 206/10.90 – Beton: Eigenschaften, Herstellung, Bearbeitung und Gütenachweis zur Anwendung in Verbindung mit EC 2 veröffentlicht. Dennoch ist die praktische Anwendung nicht leicht, da noch nicht alle europäischen Materialnormen zur Verfügung stehen.

Eine andere Schwierigkeit hat ihre Ursache darin, daß nicht alle ENVs in allen deutschen Bundesländern als Technische Baubestimmungen bekannt gemacht wurden, so daß offizielle Stellen nicht generell gezwungen sind, ihre Anwendungen zu akzeptieren. Der zukünftige Status der ECs nach Umwandlung von ENV in EN wird noch diskutiert. ENs können wahrscheinlich als optionale Normen angewendet werden, zusätzlich zu den nationalen Normen. Einer der Gründe hier-

für ist der Umfang des ganzen Komplexes der ECs. Viel wurde hier getan, viel muß noch getan werden. Auf lange Sicht, und das wird nicht mehr in diesem Jahrhundert sein, kann man erwarten, daß die nationalen Normen durch die ECs ersetzt werden.

3 EC 2, Teil 3 – Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen

Um den größten Nutzen zu erzielen, ist es wichtig, daß Tragwerke aus Fertigteilen entsprechend einer geeigneten Entwurfsphilosophie geplant werden und daß sie nicht als Variation der Ortbetontechnik angesehen werden. ENV 1992-1-3 (12.94, NAD: 6.95)) enthält die notwendigen Forderungen hierfür. Daher ist diese Norm von äußerster Wichtigkeit für die Fertigteilindustrie. Die Norm wird ebenfalls als Grundlagendokument für die Erteilung von Zulassungen für Spannbeton-Hohlplatten verwendet. Im folgenden werden die wichtigsten Abschnitte der ENV 1992-1-3 behandelt:

- *Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien*
In vielen nationalen Bemessungsnormen haben die

Tabelle 2: Übersicht über Sicherheitsbeiwerte für Beton-Fertigteile in einigen europäischen Normen

| Land | γ_G | q für Decken Appart. Büro kN/m ² | | γ_Q | f_{ck} | γ_C | f_S | | γ_S | |
|-------------|--------------|---|------|--------------|---------------|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | | | | | | Stahl- beton | Spann- beton | Stahl- beton | Spann- beton |
| Eurocode 1 | | | | | | | | | | |
| Eurocode 2 | 1.35 | 2.0 | 3.0 | 1.50 | cyl 150 / 300 | 1.40 | f_y | f_p | 1.10 | 1.10 |
| Belgien | 1.35 | 1.5 | 2.0 | 1.50 | cyl 150 / 300 | 1.30 | f_y | f_p | 1.15 | 1.10 |
| Dänemark | | | | | | | | | | |
| Deutschland | | | | | | | | | | |
| England | | | | | | | | | | 1.05 |
| Finland | | | | | | | | | | |
| Frankreich | | | | | | | | | | |
| Italien | | | | | | | | | | |
| Niederlande | 1.35 1.20 | 1.75 | 2.50 | 1.50 | | 1.40 | f_y | f_p | 1.15 | 1.10 |
| Norwegen | | | | | | | | | | |
| Schweden | 1.32 1.21 | | | 1.56 1.43 | 1.50 | f_y | f_p | 1.10 | 1.10 | |

Sicherheitsbeiwerte einen historischen Hintergrund. Oft spiegeln sie traditionelle Ort betonbauweisen und -planungen wider. Dies erklärt die großen Unterschiede zwischen den europäischen Ländern. Während der letzten Jahre haben sich die Unterschiede sogar verstärkt. Das fortschrittlichste Land ist in dieser Hinsicht Schweden.

Unter dem Einfluß des Wettbewerbs zwischen Beton- und Stahlbauten, aber auch wegen der verbesserten Qualitätssicherung, haben einige Länder kürzlich niedrigere Sicherheitsspannen in ihre nationalen Normen eingeführt. Moderne Zuverlässigkeits-Theorien machen es möglich, optimale Sicherheitsbeiwerte zu definieren, wobei alle Parameter, die die Sicherheit beeinflussen, berücksichtigt werden. Dies ist der Fall in Dänemark, den Niederlanden und im Vereinigten Königreich. Unter bestimmten Bedingungen erlauben EC 1 und EC 2 die Anwendung reduzierter Sicherheitsbeiwerte bei Beton- und Bewehrungsstahl. **Tabelle 2** gibt eine Übersicht über die Sicherheitsbeiwerte, die für Betonfertigteile in verschiedenen europäischen Normen gelten.

■ **Festigkeitsklassen**

Hochleistungsbeton wird bereits routinemäßig bei vorgefertigten Betonbauten angewendet. Die Betongüte C 100 (Zylinderfestigkeit) kann ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden. ENV 1992-1-1 begrenzt die Anwendung auf maximal C 50/60, obwohl die Tür offen gelassen wird für höhere Qualitätsklassen (EC2, 3.1.2.4(3): „... wenn ihr Einsatz [durch Versuche oder aufgrund von Erfahrung] hinreichend be-

gründet ist“. In Tabelle 3.101 in ENV 1992-1-3, die die normalen Festigkeitsklassen angibt, wurden die Klassen bis C 60/70 erweitert. Auch hier besteht die Möglichkeit, höhere Festigkeiten auszuführen. In dieser Norm werden zusätzliche Regeln für höhere Qualitätsklassen angegeben.

■ **Bauteilbemessung**

Die Fertigteilmorm sieht günstigere Werte für einige Bemessungsanforderungen vor als Teil 1 von EC 2. Diese Abweichungen beruhen nicht auf der Tatsache der Vorfertigung allein, jedoch berücksichtigen sie, daß es bei der Vorfertigung möglich ist, eine größere Zuverlässigkeit als bei der Baustellenfertigung zu erzielen. Der Grund liegt an strengen Überwachungssystemen, daran daß Auswertungen von Material- und Produkteigenschaften vorgenommen werden, an dem Schutz bei der Herstellung vor ungünstigen Wetterbedingungen, am günstigen Einfluß der Serienfertigung und so weiter.

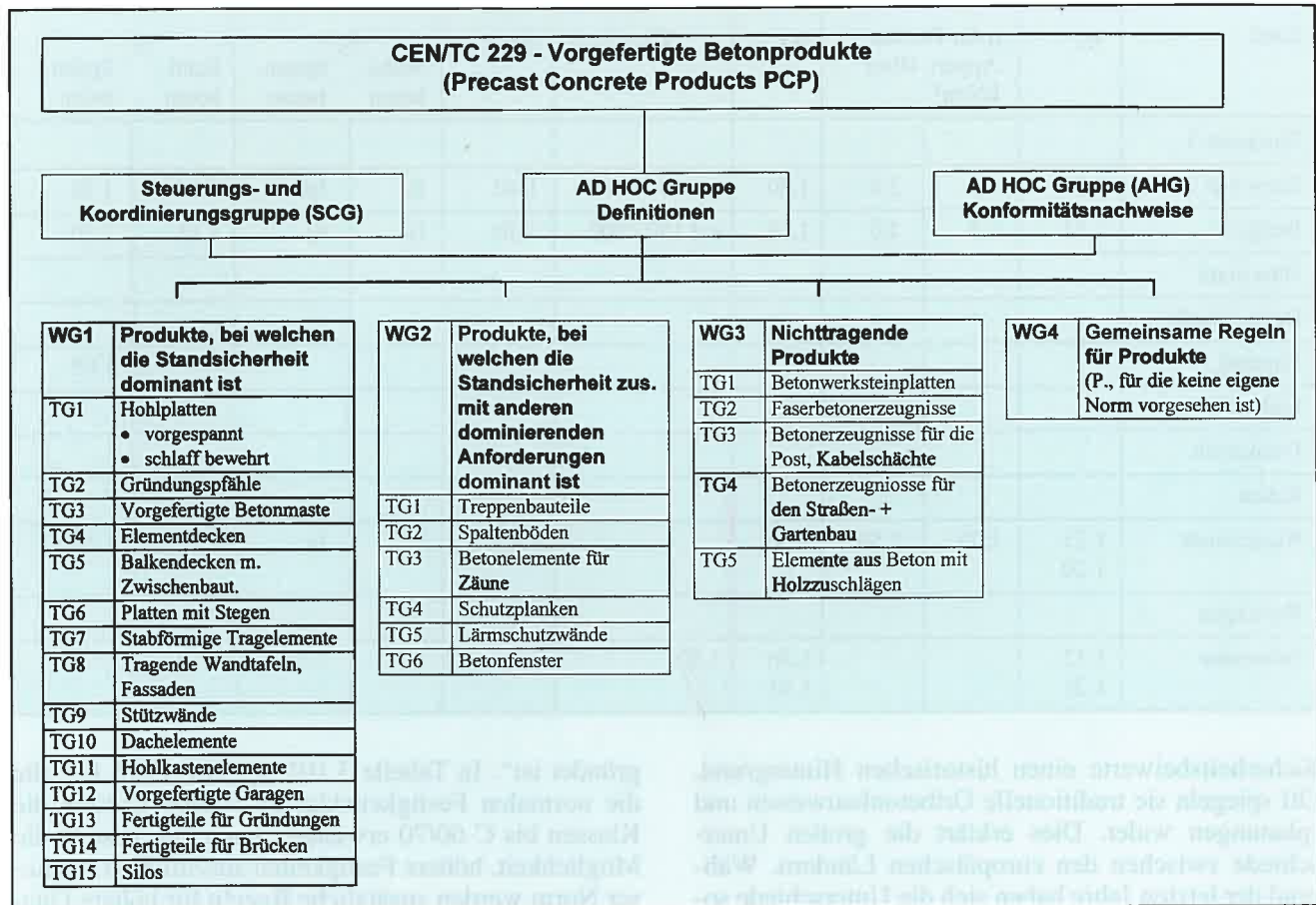
Folgende Bemessungsparameter unterliegen günstigeren Anforderungen:

- Betondeckung,
- Spannbett-Vorspannung,
- Verankerungszonen von vorgespannten Bauteilen,
- zulässige Spannungen unter Gebrauchslasten.

■ Schließlich befaßt sich die Norm gründlicher mit besonderen Gesichtspunkten der Bemessung von Betonfertigteilen, zum Beispiel:

- Querverteilung von Punkt- und Linienlasten auf Decken,

Tabelle 3: Organisation des CEN/TC 229 – Vorgefertigte Betonprodukte



- Fugenbemessung,
- Lagerbemessung,
- Scheibenwirkung,
- Robustheit,
- Bewehrungsführung.

Das Verfahren für Produktnormen unterscheidet sich vom Vorgehen bei den ECs. Produktnormen werden direkt als mandatierte ENs veröffentlicht. Bestehende nationale Parallel-Normen müssen zurückgezogen werden.

4 Produktnormen in CEN/TC 229

4.2 Stand der Arbeiten

Die Normungsarbeit begann 1990. Der gegenwärtige Stand ist folgender:

4.1 Allgemeines

Produktnormen sind B-Standards. Die Absicht der europäischen Kommission ist es, den freien Handel von Bauprodukten innerhalb des europäischen Marktes zu erleichtern. Die Produktnormen beschreiben die Eigenschaften, denen ein Produkt entsprechen muß und die Methoden ihrer Prüfung und Überwachung.

CEN-Normen für Betonfertigteile werden durch TC 229 erstellt. Die Organisation des CEN/TC 229 wird in **Tabelle 3** schematisch dargestellt. Arbeitsgruppen werden entsprechend der Bedeutung der Betonprodukte für die Standsicherheit aufgestellt, in anderen Worten, entsprechend ihrem Bezug zu EC 2.

| | | |
|--|----|--|
| Anzahl der Arbeitsgruppen: | 27 | WG1-15, WG2-6, WG3-5, WG4-1 |
| Angenommene Normen: | 1 | ENV-1170-8 Glasfaserzement-Testmethoden |
| prEN vorbereitet für formale Abstimmung: | 3 | prEN 1168-1 Hohlplatten für Decken Teil 1: Vorgespannte Platten |
| | | prEN 1170-1 bis 7 Prüfverfahren für Glasfaserbeton |
| | | prEN 1169 Allgemeine Regeln für die Herstellungüberwachung von Glasfaserbeton |

| | | | | |
|---|---|---|----|-----------------------------|
| prEN vorbereitet für die CEN-Umfrage: | 6 | Gründungspfähle | | |
| | | Maste | | |
| | | vorgefertigte Rippdeckenelemente | | |
| | | Stabförmige Bauteile | | |
| | | Zäune | | |
| | | Deckenplatten | | |
| prEN nahezu fertig für die Umfrage: | 6 | vorgefertigte Deckenplatten | | |
| | | Balkendecken mit Zwischenbauteilen | | |
| | | Dachelemente | | |
| | | Vorgefertigte Garagen | | |
| | | Betonwerksteinplatten | | |
| | | Betonerzeugnisse für den Straßen- und Gartenbau | | |
| | | Gemeinsame Regeln für vorgefertigte Betonbauteile | | |
| | | Normen in Arbeit: | 11 | vorgefertigte Deckenplatten |
| | | | | Tragende Wandtafeln |
| | | | | Hohlkastenelemente |
| Brückenelemente | | | | |
| Gründungselemente | | | | |
| Treppen | | | | |
| Sicherheitsbarrieren | | | | |
| Schallschutz | | | | |
| Betonwerksteinplatten | | | | |
| Betonerzeugnisse für den Straßen- und Gartenbau | | | | |

Die Tätigkeit des CEN/TC 229 wurde von Beginn an stark unterstützt durch BIBM (= Bureau International du Béton Manufacturé = Internationales Büro der Beton- und Fertigteilindustrie). Dank der Mitwirkung dieser Organisation gehören Betonfertigteile zu den ersten Produktfamilien, die von der Kommission ein offizielles Mandat erhielten. Das Mandat ist erforderlich, um einen legalen Mandats-Status für den harmonisierten Teil der Normen, das CE-Zeichen sowie das EC-Übereinstimmungs-Zertifikat zu erhalten.

4.3 Konformitätsnachweis

Alle Produkte, die den technischen Vorgaben von EN-Normen entsprechen, werden ein Konformitätsnachweis-Zeichen erhalten und werden dann

freien Zugang zum europäischen Markt haben. Immer noch wird darüber diskutiert, wie die Forderungen zur Anwendung des EC-Zeichens aussehen sollen. Wenn beispielsweise ein holländisches Produkt mit EC-Zeichen auf den deutschen Markt kommt, könnten außerdem sogenannte zusätzliche Forderungen, die nicht vom EC-Zeichen berücksichtigt wurden, verlangt werden. Wie in diesem Fall vorzugehen ist, ist noch nicht geklärt.

Der Konformitätsnachweis für Betonfertigteile wird auf dem Verfahren 2 + beruhen. Das bedeutet, daß ein System von fortlaufenden internen Produktkontrollen durch den Hersteller bestehen muß, und daß dieses System durch einen akkreditierten Dritten überwacht werden muß. Diese letztere Aufgabe wird durch bereits bestehende Organisationen übernommen. Sobald ein EC-Zeichen für ein Produkt vergeben wird, müssen alle anderen EU-Länder diese Tatsache respektieren. Da jedoch das EC-Zeichen nur die harmonisierten Anforderungen berücksichtigt, ist die Frage nach der ergänzenden zusätzlichen Forderungen noch immer offen. Um eine Zertifizierung dieser zusätzlichen Anforderungen durch jedes einzelne Land zu vermeiden, ist eine gegenseitige Anerkennung der Zertifizierung unvermeidlich. Eine solche gegenseitige Anerkennungs-Vereinbarung besteht bereits zwischen Belgien und Holland. Auf der europäischen Ebene wird diese Angelegenheit durch die europäische Organisation für Prüfung und Zertifizierung (EOTC) behandelt. Die Gespräche innerhalb dieser Organisation sind noch nicht weit fortgeschritten.

Das EC-Zeichen garantiert nur, daß ein Produkt den Forderungen der entsprechenden Produktnormen entspricht. Die Bestätigung der Konformität eines gesamten Bauwerks aus Fertigteilen mit den ECs ist in der Bauprodukten-Richtlinie nicht vorgesehen. In den meisten europäischen Ländern gibt es eine Zustimmung zur Bemessung von Betonbauten durch eine unabhängige Organisation. In manchen Ländern ist für alle Bauten eine Genehmigung der Planung verbindlich erforderlich, wie zum Beispiel in Deutschland durch Prüfeningenieure und in Holland durch Gemeindebehörden. In anderen Ländern, wie beispielsweise in Frankreich, ist eine Zustimmung nur für Großprojekte verbindlich vorgeschrieben, und sie wird durch private Organisationen erteilt. In Belgien ist die Prüfung des Entwurfes freiwillig und wird durch private Organisationen durchgeführt. Der Bauherr hat für diese Leistung zu bezahlen, und er erhält eine Schadensversicherung gegen Versagen. Da alle diese Regelungen auf nationaler Gesetzgebung basieren und nur nationale Interessen berühren, werden keine Änderungen im Zusammenhang mit der europäischen Gesetzgebung dabei erwartet.

4.4 Vergleichbarkeit der Fertigteilnormen

Während der Erarbeitung der ersten Produktnorm im CEN/TC 229 wurde deutlich, daß Anstrengungen unternommen werden müssen, um eine Vergleichbarkeit der Dokumente zu erzielen. Dies bezieht sich nicht nur auf die redaktionelle Form, sondern im Besonderen auf die Beschreibung des Produktverhaltens und der Konformitätsbescheinigung. Zu diesem Zweck wurde eine allgemeine Vorschrift für die Aufstellung von Regeln erarbeitet, die sich mit gemeinsamen Themen, wie Material, Dauerhaftigkeit, Zuverlässigkeit und Herstellungskontrollen befassen. Diese Norm dient als horizontales Bezugsdokument für andere Normen, die durch TC 229 erstellt werden.

4.5 Erfahrungen nach acht Jahren Arbeit

Während der vergangenen acht Jahre, in denen in CEN/TC 229 Normen geschaffen worden sind, trafen wir auf eine große Zahl von Schwierigkeiten bezüglich des Inhaltes der Normen, der Regeln ihrer Aufstellung, der Widersprüche zwischen bestehenden nationalen Regeln und anderen praktischen Schwierigkeiten. Wir entdeckten bald viele Ähnlichkeiten zwischen unserer Normungsaufgabe und dem Bauprozess: Zuerst steht der Fertigstellungstermin fest. Diejenigen, die die Arbeit ausführen sollen, erfahren zuletzt, was man von ihnen erwartet und wie sie es ausführen sollen.

Bei Beginn der Arbeit im Jahr 1990 erhielten wir nur ungenaue Angaben aus den erwähnten vorläufigen Mandaten. Während der folgenden Jahre erhielten wir neue Anweisungen und Abänderungen bestehender Anweisungen. Die Arbeit wurde sehr schwierig dadurch. Beispielsweise mußten die Normen in einen abgestimmten und einen zusätzlichen Teil geteilt werden; anfangs waren Bezüge auf ENVs nicht zugelassen, später waren sie möglich; selbst heute warten wir noch auf die endgültige Entscheidung der Kommission über das CE-Zeichen.

Die Folge war, daß Verwirrungen und Widersprüche den Anfang der Arbeit behinderten. Viele Arbeitsgruppen des TC 229 sehen in Produktnormen eher die EC-ergänzende Bemessungsnorm als ein Werkzeug zur Sicherung der Produkteigenschaften im europäischen Handel. Dies ist eine Folge der Tatsache, daß ein dringender Bedarf für ergänzende harmonisierte Regeln bestand und noch besteht. Beispielsweise werden selbst heute noch vier verschiedene Typen von Spannbeton-Hohlplatten benötigt für gleiche Lasten und Spannweiten in Belgien, Holland, Deutschland und Frankreich. Unsere Arbeit sollte diese Schwierigkeiten eigentlich ausschalten.

Was den Inhalt der Normen betrifft, waren wir mit einer ganzen Reihe von Widersprüchen konfrontiert hinsichtlich der Art, wie die Anforderungen in den verschiedenen europäischen Mitgliedsländern umgesetzt werden. Beispielsweise sind die Brandschutzforderungen in der Norm für Spannbeton-Hohlplatten einigen Ländern zu streng und anderen Ländern nicht streng genug. Trotz dieser Widersprüche war es nicht allzu schwierig, vernünftige Kompromisse zu schließen. In den seltenen Fällen, in denen wir nicht zu einer Übereinkunft kamen, hatten wir die Möglichkeit, diese Fragen in einem informativen Anhang zu behandeln.

Eine andere Schwierigkeit betraf den Umfang der Arbeit. Das Programm des CEN/TC 229 beinhaltet zur Zeit 27 Projekte, von denen 15 zur Arbeitsgruppe 1 gehören. Folglich waren die Organisationen, die in diesen Arbeitsgruppen mitarbeiteten, überlastet. Wir konnten daher die Arbeit für einige Normen nicht rechtzeitig beginnen.

Die Verfahren für die interne Genehmigung, für die Zustimmung der Mitgliedsstaaten, für die Übersetzung in die drei offiziellen Sprachen und für die formale Zustimmung sind viel zu lang. Beispielsweise begann die Arbeit an der Produktnorm für Spannbeton-Hohlplatten (prEN 1168) im Jahr 1990. Erst jetzt ist diese Norm für die formale Zustimmung bereit. Die ersten beiden Jahre wurden für die Ausarbeitung des technischen Inhaltes benötigt und mehr als fünf Jahre waren für bürokratische Arbeit erforderlich: Übersetzung, Abstimmung, CEN-Beratung und so weiter. Dieses erklärt, warum nach sechs Jahren intensiver Arbeit bis heute nicht eine offizielle EN-Norm für Fertigteile existiert. Hoffentlich ändert sich diese Situation schleunigst, und wir erwarten die Verabschiedung verschiedener Produktnormen in den kommenden Jahren. Schließlich sind wir Amateure auf dem Gebiet des Normenschreibens, obwohl von uns erwartet wird, daß wir für die Schwierigkeit der Arbeit und die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit die richtigen Spezialisten sind. Wir sind nicht vertraut mit den Begriffen der Bauprodukten-Richtlinie, kennen nicht die PNE-Regeln, haben keine Zeit, sie zu studieren, und schließlich haben nicht alle TG-Experten in Oxford studiert.

4.6 Neue europäische Normen – Vorteile oder Bedrohung ?

Die Antwort auf diese Frage ist eindeutig positiv. Die neuen europäischen Normen werden unsere Wettbewerbsfähigkeit stärken und werden helfen, die Fertigteilbauweise als eine wertvolle Konstruktionstechnik anzuerkennen. Es gibt jedoch, wie in allen guten Dingen, infolge von Kompromissen und Bürokratie einige wenige, nicht so günstige Folgen:

a) Einschränkung von Protektionismus: Bis vor kurzem war es sehr schwer, auf ausländischen Märkten seine Fertigteile anzubieten. Gründe sind eine Reihe technischer Hemmnisse:

- Abweichung der nationalen Normen,
- Notwendigkeit von Zulassungen,
- bürokratische Systeme von Konformitäts-Nachweisen und so weiter.

1992 begann sich diese Situation zu verändern, vor allem wegen der fortschreitenden Arbeit an den EC- und CEN-Normen. Führende Institute und Politiker merkten, daß die Zeit des Protektionismus vorbei war und sich ein drastischer Sinneswandel vollzog. Zulassungen für jedes Fertigteilprodukt werden immer noch in einigen Ländern benötigt und alle Prüforganisationen haben immer noch etwas zu sagen. Es gibt jedoch eine deutliche Tendenz, die Grundlagen der EC- und CEN-Produktnormen anzuerkennen, obwohl sie noch nicht verbindlich sind.

Tabelle 4a und **Tabelle 4b** zeigen den Fortschritt, den die Zulassungen der Spannbeton-Hohlplatten in Deutschland seit 1983 gemacht haben. Die mögliche Schubtragfähigkeit hat sich mehr als die Biegetragfähigkeit vergrößert. Die größten Verbesserungen werden jedoch mit der Anwendung von EC 2 zu spüren sein.

b) Technischer Fortschritt bei der Bemessung von Bauwerken aus Fertigteilen: Im EC 2, Teil Fertigteile, gibt es deutliche Vorteile:

- Vorfertigung wird immer mehr als eine besondere Herstellungstechnik angesehen und nicht als eine Variante des Ortbetonbaus;

Tabelle 4a: Tragfähigkeitskurven für Spannbetonhohlplatten Typ VARIAX 270 in Belgien, Frankreich, Deutschland und Niederlanden

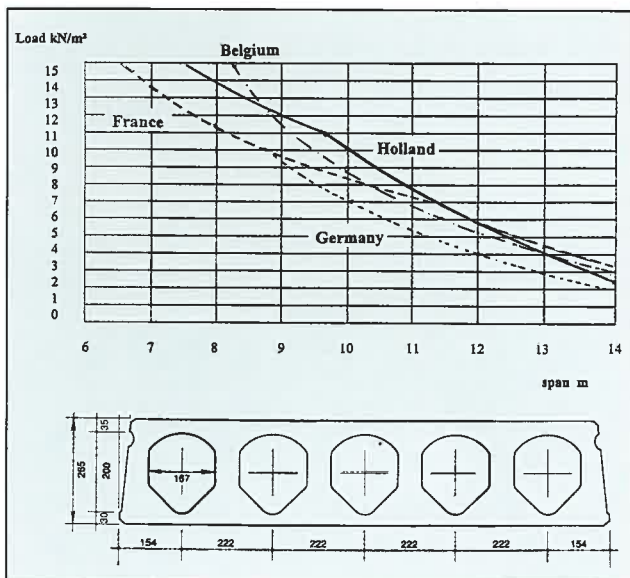
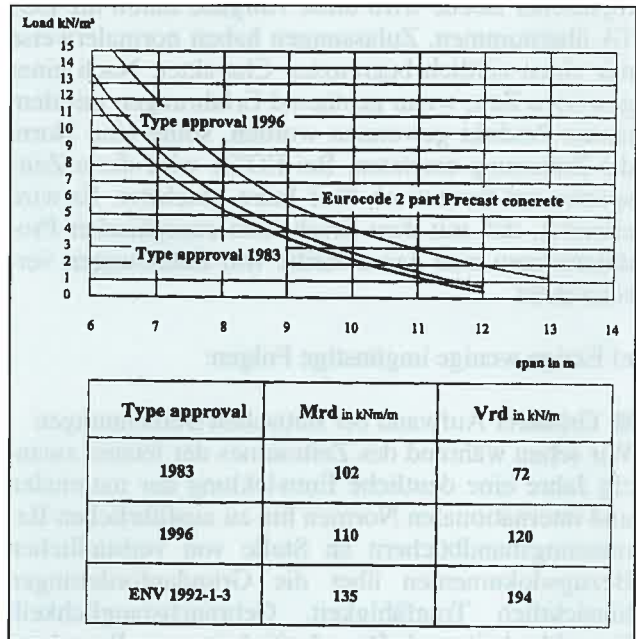


Tabelle 4b: Tragfähigkeit für Spannbetonhohlplatten Typ VARIAX 270 – Entwicklung seit 1983: Schub- und Biegetragfähigkeit



- die Norm erleichtert das Verstehen der besonderen Bemessungs-Philosophie von Bauwerken aus Fertigteilen;
- es gibt gute Berechnungsregeln für typische Bemessungssituationen von Betonfertigteilen, insbesondere im Hinblick auf Verbundwirkung zwischen Deckenelementen und der Ortbetonerfüllung;
- es ist möglich, die höhere Qualität und bessere Produktionskontrollen auszunutzen.

c) Angleichung von Sicherheitsgrenzen der verschiedenen Baumaterialien: Sowohl Betonbauwerke aus Ortbeton und aus Fertigteilen sind wegen der geforderten Sicherheitsgrenzen bei ständigen Lasten besonders benachteiligt gegenüber Stahlbauten.

In der jetzigen Situation sind die Sicherheitsbeiwerte eines Betonbalkens gegenüber denen eines Stahlbalkens mit gleichen Tragfähigkeiten um 20 bis 100 Prozent höher. Diese Tatsache beruht darauf, daß in der Vergangenheit Normen für unterschiedliche Baumaterialien von vollkommen verschiedenen Gremien entwickelt wurden. Bei den ECs behandelt CEN/TC 250 alle Materialien. Auf diese Weise wurden Unterschiede bei den Sicherheitsfaktoren unterschiedlicher Baumaterialien ausgeschlossen.

d) Was passiert mit Zulassungen?
Zulassungen sollten ursprünglich neue Produkte im Markt einführen, für die noch keine Normen zur Ver-

fügung standen. Für diesen Zweck besitzt jedes Land seine eigene Organisation, zum Beispiel das Institut für Bautechnik in Berlin in Deutschland. Auf europäischer Ebene wird diese Aufgabe durch die EOTA übernommen. Zulassungen haben normalerweise nur einen zeitlich begrenzten Charakter. Nach einer gewissen Zeit, wenn genügend Erfahrungen mit dem neuen Produkt gewonnen wurden, sollte eine Norm die Zulassung ersetzen. Bei EOTA wird diese Zeitspanne auf theoretisch fünf Jahre geschätzt. Es wird erwartet, daß mit dem Erscheinen europäischer Produktnormen eine ganze Reihe von Zulassungen verschwindet.

e) Einige wenige ungünstige Folgen:

■ Größerer Aufwand bei statischen Berechnungen
Wir sehen während des Zeitraumes der letzten zwanzig Jahre eine deutliche Entwicklung der nationalen und internationalen Normen hin zu ausführlichen Bemessungshandbüchern an Stelle von verbindlichen Bezugsdokumenten über die Grundanforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Brauchbarkeit und Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken.

■ Fortschrittliche Länder sehen sich konservativeren Regelungen gegenüber als bei ihren eigenen nationalen Normen. Dies gilt für die meisten nordischen Länder und ganz besonders für Schweden.

■ Nationale Anwendungsdokumente werden jedoch dieses Problem für die EC zeitweise lösen helfen.

■ Für einzelne Produkte gibt es noch die Möglichkeit, für besondere Fälle Zulassungen zu erhalten.

■ Hohe Kosten.

5 Schlußfolgerung

Europäische Normen entwickeln sich wie die europäischen politischen Probleme langsam, aber unumkehrbar. Die Bürokratie ist dominierend und die Kosten sind hoch. Die Möglichkeiten für die Industrie sind jedoch bedeutend und die Vorteile, zum Beispiel für vorgefertigten Beton, sind schon jetzt deutlich. Produktnormen werden ab jetzt nacheinander in Kraft treten. Sie werden eine neue Ära auf dem europäischen Markt für den Beton eröffnen.

Tiefgründungen und die Wechselwirkung Bauwerk – Baugrund

Die Ermittlung von nicht linearen Arbeitslinien unter Berücksichtigung von Baugrundverhältnis und Pfahltyp

Die Wechselwirkung zwischen Baugrund, Gründung und Bauwerk ist auch bei Tiefgründungen von großer Bedeutung. Da Pfahlgründungen die wesentliche Anwendungsform von Tiefgründungen sind, werden diese im folgenden Beitrag näher untersucht. Sein Schwerpunkt ist die Ermittlung von nicht linearen Arbeitslinien unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse und der verschiedenen Pfahltypen. Da eine analytische Ermittlung von Arbeitslinien nicht möglich ist, wird über die Erhebung empirischer Daten berichtet und auf die Ermittlung der Arbeitslinien aus statischen Pfahlprobelastungen eingegangen. Dabei wird über Probelastungen in vergleichbaren Bodenverhältnissen und über die Auswirkung verschiedener Pfahltypen auf den Verlauf der Arbeitslinien berichtet. Hierbei wird insbesondere herausgearbeitet, welchen Einfluß die Veränderung des Bodens in der Pfahlumgebung durch die Herstellung auf die Tragfähigkeit hat.



Dipl.-Ing. Thomas Nendza

Jahrgang 1963, studierte Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen, danach ging er ein halbes Jahr als Junior-Engineer zu Leighon-Brückner nach Hongkong; seit 1989 ist er Mitarbeiter, seit 1992 Mitinhaber des Erdbaulaboratoriums Essen (Professor Dr.-Ing. H. Nendza und Partner) in Essen.

1 Einführung

1.1 Allgemeines

Es besteht vielfach die Notwendigkeit, Bauwerkslasten in tiefer gelegene Bodenschichten zu führen. Ziel ist dabei, die höhere Tragfähigkeit sowie die geringere Zusammendrückbarkeit tiefer gelegener Bodenschichten auszunutzen, was durch eine Tiefgründung erreicht wird. In der überwiegenden Mehrzahl werden Tiefgründungen als Pfahlgründungen ausgeführt.

Wesentlicher und allgemein üblicher Grundsatz bei der Konzeption von Bauwerken ist es derzeit, sie gegenüber Setzungsdifferenzen so auszubilden, daß sie entweder durch Aussteifung oder durch eine entsprechende Nachgiebigkeit der Bauwerkskonstruktion schadlos für den Überbau bleiben.

Weiterhin ist eine lediglich geringe Ausnutzung der Tragfähigkeit von Pfahlgründungen feststellbar. Die daraus folgende Begrenzung von Setzungen und Setzungsunterschieden von Pfahlgründungen auf in jedem Fall unschädliche Werte hat zur Folge, daß das Setzungsverhalten der Pfähle bei der Bemessung des Bauwerkes üblicherweise nicht zu berücksichtigen war.

Als derzeitige beziehungsweise zukünftige Entwicklungen sind erkennbar:

- Gestalterische Wünsche führen zu empfindlichen Bauwerken. Hierzu gehört die Realisierung von speziellen Fassaden und filigranen Tragwerken.
- Die örtlichen Randbedingungen (Bauen in Innenstädten, neben und unter bestehenden Gebäuden, auf Brachflächen beziehungsweise Altlasten) können zu der Erfordernis führen, hohe und konzentrierte Lasten in den Baugrund einzutragen.
- Stärker wirtschaftlich orientiertes Denken sowie der allgemeine Kostendruck führen zu dem Wunsch nach einer höheren Ausnutzung auch der Pfahltragfähigkeiten.

- Die Entwicklung neuer technischer Standards führt voraussichtlich gleichfalls zu einer höheren Ausnutzung der Pfahltragfähigkeiten.

Aus diesen Entwicklungstendenzen ergeben sich folgende Konsequenzen für Konzeption und Bemessung von Pfahlgründungen:

- Die möglichen und wahrscheinlichen Setzungen und Setzungsunterschiede aus einer Pfahlgründung werden größer.
- Weiterentwicklungen bei der Maschinenteknik und bei den Herstellungs-Verfahren führen zu einer größeren Variation an Pfahlssystemen. Als Folge wird das mögliche Setzungsverhalten von Pfahlgründungen vielfältiger und gegebenenfalls sehr unterschiedlich.
- Das Verformungsverhalten von Pfahlgründungen ist als Wechselwirkung Baugrund/Gründung/Bauwerk bei Konzeption und Bemessung des Tragwerkes zu beachten.

Im folgenden soll schwerpunktmäßig aufgezeigt werden, welche Aspekte bei der Ermittlung der zulässigen Belastung von Pfahlgründungen von Bedeutung sind.

Für den Nachweis der maßgebenden Grenzzustände (DIN V 1054-100) ist die Kenntnis des Verlaufs der Arbeitslinien der Pfähle und der Pfahlgründung und damit des Trag- und Setzungsverhaltens erforderlich. Der Verlauf der Arbeitslinien wiederum ist abhängig von den Baugrundverhältnissen (Eigenschaften, Schichtung etc.) und vom Pfahltyp (einschließlich der Qualität der Herstellung).

Im folgenden soll aufgezeigt werden, welche Einflußgrößen im einzelnen für den Verlauf der Arbeitslinien maßgeblich sind. Insbesondere aber soll dargestellt werden, welche Arbeitslinien für einige gebräuchliche Pfahlssysteme in definierten Baugrundverhältnissen ermittelt wurden. Ergänzend wird erläutert, welche Grundsätze für die Konzeption von Pfahlgruppen sowie bei Pfahl-Platten-Gründungen zu beachten sind und welche Bedeutung die Wechselwirkung Baugrund/Gründung/Bauwerk hat. Abschließend sollen die gemachten Aussagen anhand von Ausführungsbeispielen beleuchtet werden.

1.2 Definitionen

Allgemein wird unterschieden zwischen Flach- und Tiefgründungen. Flachgründungen sind Einzel-/Streifenfundamente sowie Flächengründungen (Plattengründungen). Gegenstand dieses Beitrages sind Tiefgründungen im bereits angerissenen Kontext. Die

Zahl der möglichen Tiefgründungen richtet sich nach der größer werdenden Vielfalt an verfahrens- und maschinentechnischen Möglichkeiten. Hauptsächlich sind dies

- Pfahlgründungen,
- tiefliegende Flächengründungen,
- Senkkästen,
- Brunnengründungen und
- Sondergründungen, wie zum Beispiel Betonrüttelsäulen, Mixed-in-place-Säulen.

Pfahlgründungen sind im Hinblick auf die Anwendung als vorherrschende Art der Tiefgründung zu sehen. Die aktuelle Europäische Normung (EC 7, DIN V 1054-100) trägt dem Rechnung, indem zwischen Flach- und Flächengründungen und Pfahlgründungen und Verankerungen unterschieden wird. Die übrigen oben neben den Pfahlgründungen genannten Tiefgründungs-Varianten sind in der Regel auf Sonderanwendungen beschränkt.

Nach der Definition der DIN V 1054-100 ist eine Pfahlgründung eine „Gründung, bei der Bauwerkslasten über Einzelpfähle und Pfahlgruppen in den Baugrund übertragen werden“. Wir erkennen bereits an dieser Stelle, daß die später noch zu behandelnden Pfahl-Platten-Gründungen eine Mischform darstellen, da sowohl die Pfähle als auch die Platte planmäßig zur Lastabtragung herangezogen werden sollen. Die Zahl der möglichen Pfahltypen entspricht der Vielfalt der Herstellungsverfahren. Im folgenden soll ein kurzer Überblick über die Systematik der gängigen Pfahltypen gegeben werden. (**Abb. 1**)

- Bohrpfähle nach DIN 4014 bzw. pr EN 1536:
 - verrohrt,
 - unverrohrt,
 - unverrohrt und flüssigkeitsgestützt.

Bei der Herstellung wird der Boden aus dem Bohrloch gefördert.

- Verdrängungspfähle nach DIN 4026 beziehungsweise nach pr EN 12699:
 - a) Fertigpfähle (Ramppfähle) aus
 - Holz,
 - Stahl,
 - Beton,
 - Spannbeton
 mit verschiedenen Querschnitten.
 - b) Ortbeton-Pfähle
 mit verschiedenen Ramm-Systemen.

Bei der Herstellung wird der Boden vollständig verdrängt.

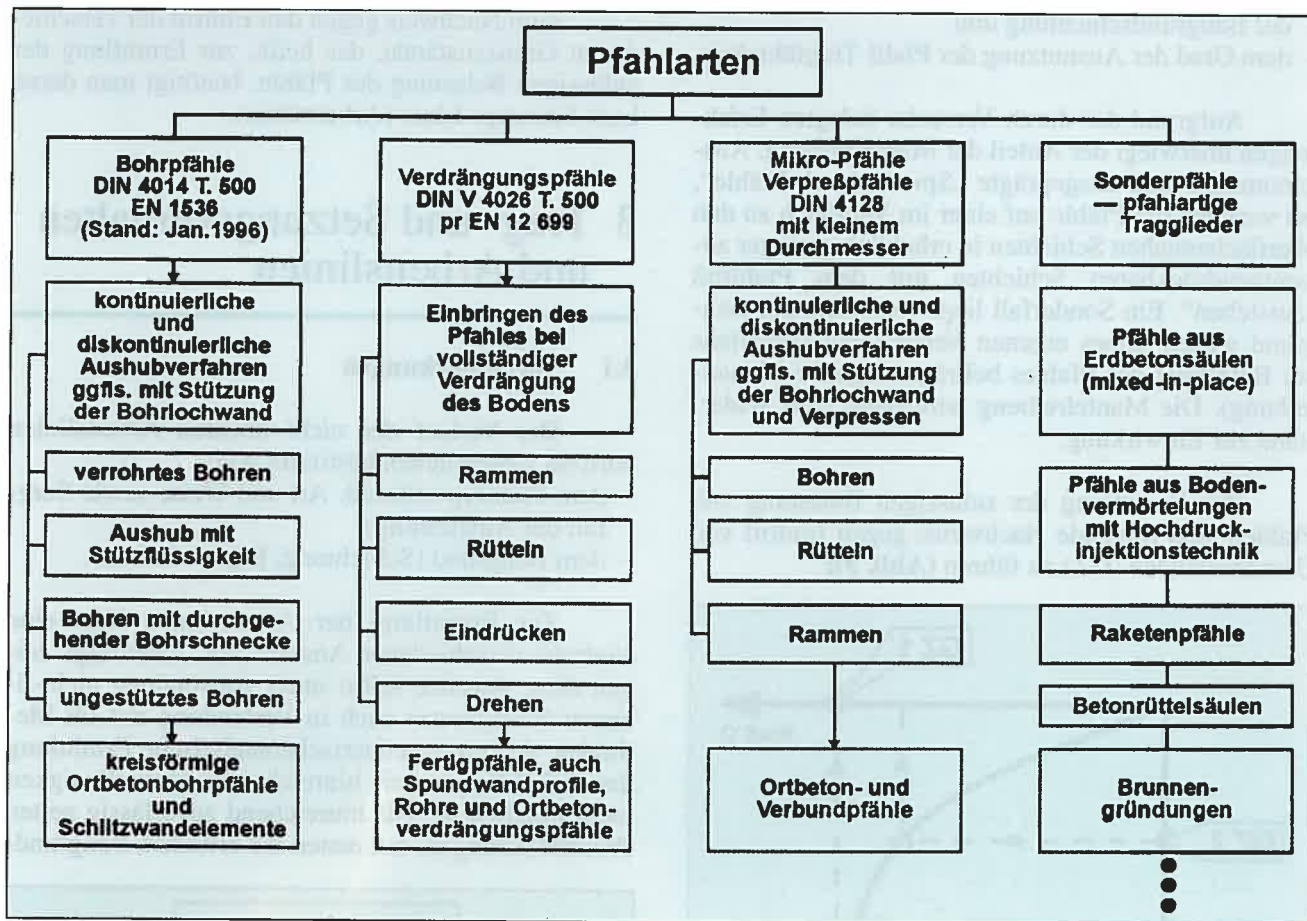


Abb. 1: Zusammenstellung der Pfähllarten unter Berücksichtigung des derzeitigen Standes der Europäischen Ausführungsnormen Spezialtiefbau

■ Micro-Pfähle (Pfähle mit kleinem Durchmesser) nach DIN 4128

Zu den vorgenannten Pfählltypen gibt es zahlreiche Variationen. Hierzu gehören insbesondere Fußaufweitungen bei Bohrpfählen und Mantelverpressungen. Diese seien deshalb besonders hervorgehoben, da ein ganz erheblicher Einfluß auf das Tragverhalten der Pfähle besteht. Besonders zu beachten ist die Pfähllherstellung im Grundwasser sowie das Ausführen von Schrägpfählen.

Bei allen Pfählltypen spielt die Sorgfalt bei der Ausführung eine Rolle. Dies gilt insbesondere für Bohrpfähle, bei denen in der Regel die größten Einflüsse auf den pfähllumgebenden Baugrund durch die Pfähllherstellung zu erwarten sind.

2 Pfähllwiderstand und zulässige Belastung

Die Belastung von Pfählen erfolgt überwiegend axial (Druck und Zug). Belastungen quer zur

Pfähllachse sollen im Rahmen dieses Beitrages nicht behandelt werden. Der Belastung/Einwirkung wirken entsprechende Pfähllwiderstände entgegen. Zur Beschreibung des axialen Pfähllwiderstandes (Abb. 2) wird unterschieden zwischen

- Pfähllfußwiderstand (Spitzendruck) und
- Mantelreibung.

Die jeweils wirksamen Anteile der Widerstände sind insbesondere abhängig von

- der Pfähllgeometrie,

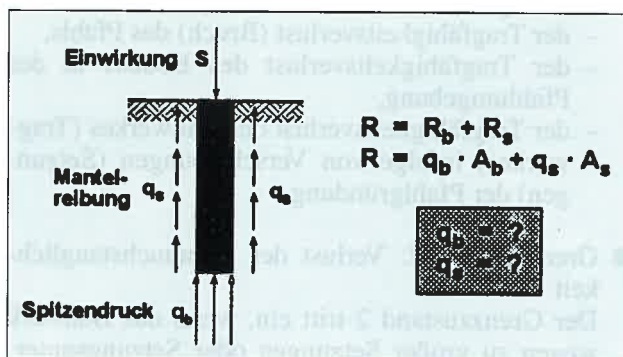


Abb. 2: Mantelreibung und Spitzendruck als Anteile des axialen Pfähllwiderstandes R

- der Baugrundsichtung und
- dem Grad der Ausnutzung der Pfahl-Tragfähigkeit.

Aufgrund der durch Versuche belegten Erfahrungen überwiegt der Anteil der Mantelreibung. Ausgenommen sind ausgeprägte „Spitzendruck-Pfähle“, bei welchen die Pfähle auf einer im Vergleich zu den oberflächennahen Schichten in erheblich geringer zusammendrückbaren Schichten mit dem Pfahlfuß „aufstehen“. Ein Sonderfall liegt vor, wenn der Baugrund wegen seines eigenen Verformungsverhaltens zur Belastung des Pfahles beiträgt (negative Mantelreibung). Die Mantelreibung wird dann vom Widerstand zur Einwirkung.

Zur Ermittlung der zulässigen Belastung von Pfählen sind folgende Nachweise gegen Eintritt von Grenzzuständen (GZ) zu führen (Abb. 3):

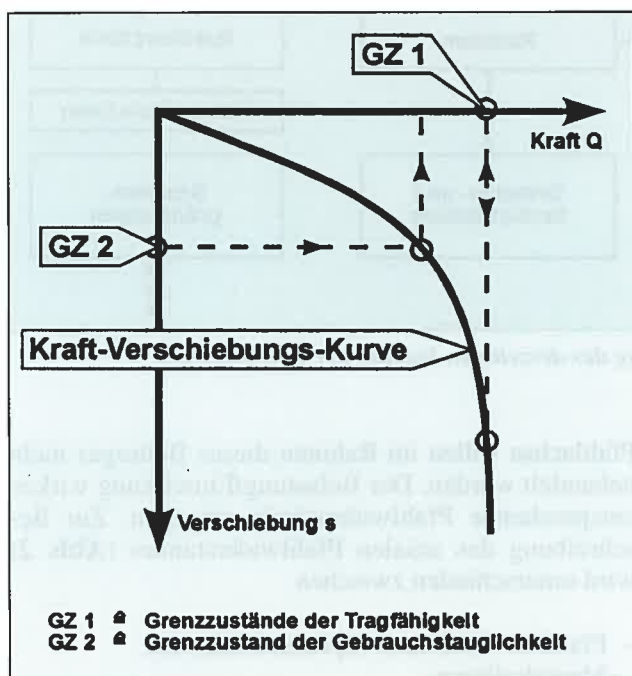


Abb. 3: Definition der zwei wesentlichen Grenzzustände (GZ)

- Grenzzustand 1: Verlust der Standsicherheit
 Hierzu gehören insbesondere:
 - der Tragfähigkeitsverlust (Bruch) des Pfahls,
 - der Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung,
 - der Tragfähigkeitsverlust des Bauwerkes (Tragwerkes) infolge von Verschiebungen (Setzungen) der Pfahlgründung.
- Grenzzustand 2: Verlust der Gebrauchstauglichkeit
 Der Grenzzustand 2 tritt ein, wenn das Bauwerk wegen zu großer Setzungen oder Setzungsunterschiede nicht dem Willen des Bauherrn entsprechend genutzt werden kann.

Zum Nachweis gegen den Eintritt der verschiedenen Grenzzustände, das heißt, zur Ermittlung der zulässigen Belastung der Pfähle, benötigt man deren Last-Setzungs-Linie (Arbeitslinie).

3 Trag- und Setzungsverhalten und Arbeitslinien

3.1 Vorbemerkungen

Der Verlauf der nicht linearen Arbeitslinien wird im wesentlichen bestimmt von:

- dem Pfahltyp (einschl. Art und Weise sowie Sorgfalt der Ausführung),
- dem Baugrund (Schichtung, Eigenschaften).

Zur Ermittlung der Arbeitslinien liegt eine Vielzahl verschiedener Ansätze vor. Allerdings zeigen diese Ansätze selbst unter Anwendung nicht-linearer Stoffgesetze auch in Verbindung mit FE-Methoden, daß eine rechnerische/analytische Ermittlung der Arbeitslinien mit hinreichender Zuverlässigkeit nicht möglich ist. Als hinreichend zuverlässig gelten Probelastungen, mit denen die örtlichen Baugrund-

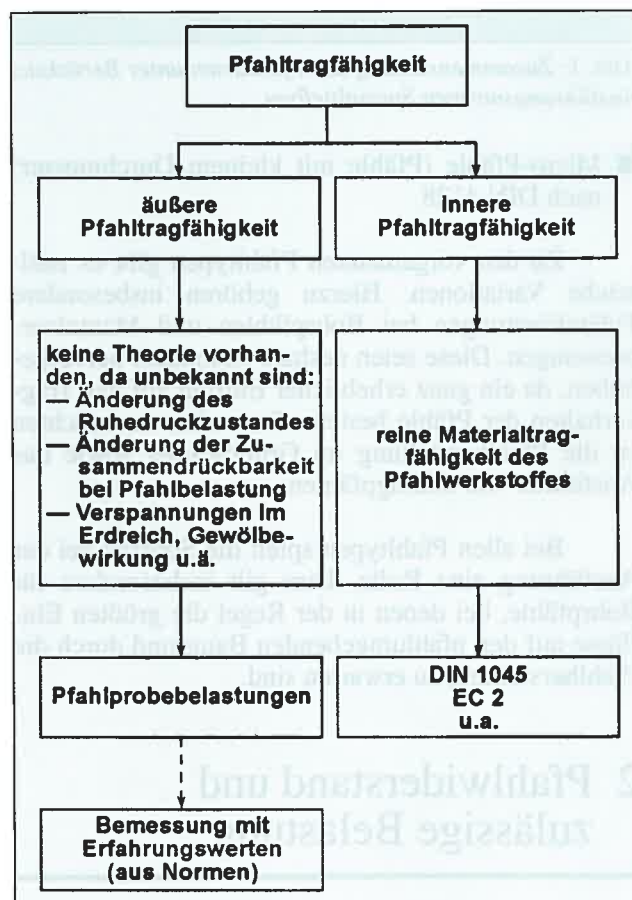


Abb. 4: Ermittlung der Pfahltragfähigkeit; Bedeutung der Pfahlprobelastung

verhältnisse sowie die angewandte Pfahlart erfaßt werden (Abb. 4).

Weil allerdings zur Ermittlung der Arbeitslinien von Pfahlgründungen bei der Mehrzahl der Bauvorhaben in der Regel keine Probelastungen durchgeführt werden, werden nachfolgend die praktischen Methoden zur Ermittlung der Arbeitslinien vorgestellt. Hierbei sei darauf hingewiesen, daß diese Methoden durchgehend auf einer Auswertung von zahlreichen Probelastungen beruhen.

3.2 Arbeitslinien aus DIN-Normen

In den bisher geltenden Normwerken liegen lediglich für Bohrpfähle (DIN 4014, Ausgabe 3.90) idealisierte Arbeitslinien vor. Diese werden aus baugrundabhängigen Größen für Spitzendruck und Mantelreibung ermittelt. Da hierbei die Unsicherheiten aus der Übertragbarkeit der Baugrundverhältnisse sowie der Pfahlherstellung berücksichtigt sind, ergibt sich in der Regel eine zwar sichere, aber weder technisch noch wirtschaftlich optimierte Bemessung. Für Ramppfähle enthält DIN 4026 (Ausgabe 8.75) lediglich Tabellenwerte für den Pfahlwiderstand zum Nachweis des Grenzzustandes 1. Eine Ermittlung von Arbeitslinien ist hier nicht möglich.

3.3 Arbeitslinien, abgeleitet aus Baugrundaufschlüssen

Zur Nutzung der Angaben aus DIN-Normen und Literatur ist die Kenntnis der maßgebenden geotechnischen Daten notwendig. Im europäischen Ausland (Niederlande) wird teilweise die Auffassung vertreten, daß zum Beispiel aus Drucksondierung unmittelbar die Arbeitslinie – und zwar in idealisierter Form – abgeleitet werden kann.

3.4 Arbeitslinien, abgeleitet aus Erfahrungen bei vergleichbaren Projekten

Bei besonderen Pfahltypen finden sich in Normung und Literatur keine ausreichenden Angaben. Dort besteht lediglich die Möglichkeit, auf bereits vorliegende Erfahrungen durchgeführter Projekte zurückzugreifen. Hierbei ist insbesondere das Problem der Übertragbarkeit der Untergrundverhältnisse zu beleuchten.

3.5 Arbeitslinien, ermittelt aus Pfahlprüfungen

Eine realitätsnahe, projektbezogene Ermittlung von Arbeitslinien macht die Ausführung von statischen Probelastungen erforderlich. Da hierbei die vorhandenen Untergrundverhältnisse sowie der zum Einsatz kommende Pfahltyp berücksichtigt werden, ergibt sich hierbei ein Optimum bei Konstruktion und

Bemessung von Gründung und Bauwerk. Oftmals stehen die zunächst hoch erscheinenden Aufwendungen der Durchführung von Probelastungen im Wege. Leider wird zu oft verkannt, daß die Optimierung des Tragwerkes sowie natürlich die architektonischen Möglichkeiten dies bei weitem aufwiegen.

Zur Prüfung von Pfählen in verschiedener Hinsicht stehen mehrere Verfahren zur Verfügung. Zur vollständigen Ermittlung der Arbeitslinie ist die Ausführung von statischen Probelastungen notwendig. Die aus Kostengründen oftmals ausgeführte dynamische Pfahl-Probelastung liefert ebenfalls Auskunft über den Pfahlwiderstand. Die Konstruktion beziehungsweise Ableitung einer Arbeitslinie aus dynamischen Pfahlbelastungen ist lediglich in idealisierter Form möglich. Allerdings wird darauf hingewiesen, daß bei der Herstellung von Ramppfählen die Ausführung einer dynamischen Pfahlprobelastung bereits verfahrensbedingt erfolgt.

Der Vollständigkeit halber erwähnt werden sollen die sogenannten Integritätsprüfungen. Hierbei handelt es sich um mit vergleichsweise geringen technischem Aufwand durchzuführende Prüfungen. Im Gegensatz zu dynamischen Pfahlprobelastungen ist das Ziel der Integritätsprüfungen ausschließlich die Überprüfung oder Ermittlung der Integrität des Pfahles nach dessen Herstellung.

3.6 Ermittlung der Arbeitslinien aus statischen Pfahlprobelastungen

Die richtige Ausführung von statischen Probelastungen setzt eine fachkundige Konzeption des Versuches voraus. So sind bei der Planung von Versuchsablauf, Meß- und Belastungseinrichtung bereits die wesentlichen Einflußparameter zu berücksichtigen. Wesentliches Problem hierbei ist die Konzeption der Belastungseinrichtung, da zur vollständigen Ermittlung der Arbeitslinien das Erreichen der Bruchlast notwendig ist (Abb. 5). Gebräuchlichste Art der Belastungseinrichtung ist die Herstellung von Reaktionspfählen, da hierfür nicht nur das gleiche Pfahlssystem verwendet werden kann, sondern das Aufbrin-

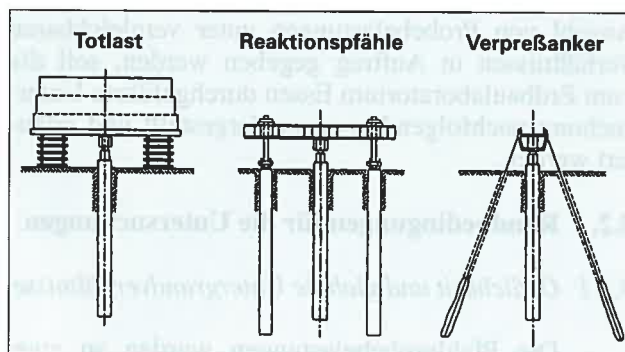


Abb. 5: Belastungseinrichtung für axiale Pfahltests

gen sowohl von Druck- als auch von Zugbelastungen möglich ist. Die Belastung mit Hilfe von Verpreßankern ist gleichfalls üblich, ermöglicht allerdings nur das Aufbringen von Druckbelastungen. Weniger gebräuchlich im Europäischen Raum, da aufwendiger und im allgemeinen ungenauer, ist die Errichtung von Widerlagern als Totlast zur Prüfung von auf Druck belasteten Pfählen.

4 Einfluß des Pfahltyps auf die Arbeitslinie

4.1 Vergleich von Arbeitslinien verschiedener Pfahltypen

Als ein wesentlicher Schwerpunkt dieses Beitrages soll aufgezeigt werden, wie sich verschiedene Pfahltypen konkret im Trag- und Setzungsverhalten unterscheiden. Grundlage ist eine umfangreiche Untersuchung für Nachgründungen im Rheinischen Braunkohlenrevier westlich von Köln, worüber auch auf der Baugrundtagung in Berlin 1996 berichtet wurde [12]. Hierbei sollte das Tragverhalten von

- Bohrpfählen nach DIN 4014,
- Verpreßpfählen nach DIN 4128 (Verbund- und Ortbetonpfählen) und
- Sonderpfählen als Segmentpfähle und Raketenpfähle

untersucht werden. Insgesamt wurden 18 Pfahlprobelastungen ausgeführt und von umfangreichen geotechnischen Prüfungen begleitet. Die Ergebnisse ermöglichen eine vergleichende Bewertung der untersuchten Pfähle insbesondere im Hinblick auf ihr unterschiedliches Tragverhalten.

Aus Gründen der Aufgabenstellung sowie der Praktikabilität bei den Pfahlprüfungen wurden im vorliegenden Fall ausschließlich Pfähle mit kleinem Durchmesser geprüft. Da allerdings der Pfahldurchmesser keinen qualitativen Einfluß auf die Vergleichbarkeit hat und in der praktischen Arbeit nur sehr selten von einem Auftraggeber eine derart große Anzahl von Probelastungen unter vergleichbaren Verhältnissen in Auftrag gegeben werden, soll die vom Erdbaulaboratorium Essen durchgeführte Untersuchung nachfolgend genauer dargestellt und erläutert werden.

4.2 Randbedingungen für die Untersuchungen

4.2.1 Örtlichkeit und globale Untergrundverhältnisse

Die Pfahlprobelastungen wurden an zwei Standorten durchgeführt, in denen, wie in anderen

Ortschaften des rheinischen Braunkohlenreviers, bereichsweise typische Aueböden den Kies-Sand der Flußterrasse des niederrheinischen Gebietes überlagern. Die Aueböden sind durch Sumpfungmaßnahmen entwässert.

4.2.2 Übersicht aller geprüften Probelpfähle

In den beiden Standorten wurden insgesamt sieben unterschiedliche Pfahlsysteme geprüft (Abb. 6 und Abb. 7). Diese sind:

| Pfahlart | System bzw. Hersteller | Bezeichnung | Durchmesser | Gesamtlänge lp [m] | Kies- einbindung Le [m] |
|--|------------------------|-------------|-------------|-----------------------|-------------------------------|
| | | | d [mm] | | |
| Bohrpfahl nach DIN 4014 | Stump | B 1 | 305 | 4,50 | 2,1 |
| | | B 2 | 305 | 4,50 | 2,2 |
| Verpreßpfahl nach DIN 4128 (Ortbetonpfahl) | Stump | V 1 | 250 | 4,50 | 2,2 |
| | | V 2 | 250 | 4,50 | 2,1 |
| | | V 3 | 250 | 5,50 | 3,0 |
| Verpreßpfahl nach DIN 4128 (Verbundpfahl) | Stump | W 1 | 160 | 5,00 | 2,5 |
| | | W 2 | 133 | 5,00 | 2,5 |
| | | W 3 | 133 | 5,00 | 2,4 |
| Segmentpfahl | Erka | E 3 | 300 | 2,50 | 0,4 |
| Segmentpfahl | Pudelko | PLW 1 | 300 | 0,80 | - |
| | | PLW 2 | 300 | 1,20 | - |
| | | PLW 3* | 300 | 2,00 | 0,1 |
| Raketenpfahl | Pöstges | PVP 1 | 163 | 1,90 | - |
| | | PVP 2 | 163 | 2,40 | 0,1 |
| | | PVP 3 | 163 | 2,30 | <0,1 |
| | | PVP 4 | 163 | 2,50 | 0,2 |
| Raketenpfahl | Lück u. Wahlen | LWR 1* | 250 | 2,00 | 0,1 |
| | | LWR 2* | 250 | 2,00 | 0,1 |

* Standort 2

Abb. 6: Übersicht aller geprüften Pfahlsysteme [12]

1. Bohrpfähle nach DIN 4014 (Ortbetonpfähle), Ø 305 mm,
2. Verpreßpfähle nach DIN 4128 als Ortbetonpfähle, System Stump, Ø 250 mm,
3. Verpreßpfähle nach DIN 4128 als Verbundpfähle, System Stump, Ø 160 mm bzw. 133 mm,
4. Segmentpfähle, System Erka, Ø 300 mm, Segmentlänge 50 cm,
5. Segmentpfähle, System Pudelko Ø 300 mm, Segmentlänge 40 cm,
6. Raketenpfähle, System Pöstges, mit PVC-Mantelrohr Ø 163 mm als Ortbetonpfähle,
7. Raketenpfähle, System Lück+Wahlen, mit Stahl-Mantelrohr Ø 250 mm als Ortbetonpfähle.

Im folgenden sollen die wesentlichen Pfahlherstellungsvorgänge kurz beschrieben werden.

- Bohrpfähle nach DIN 4014, Ø 305 (Bezeichnung B 1 und B 2):

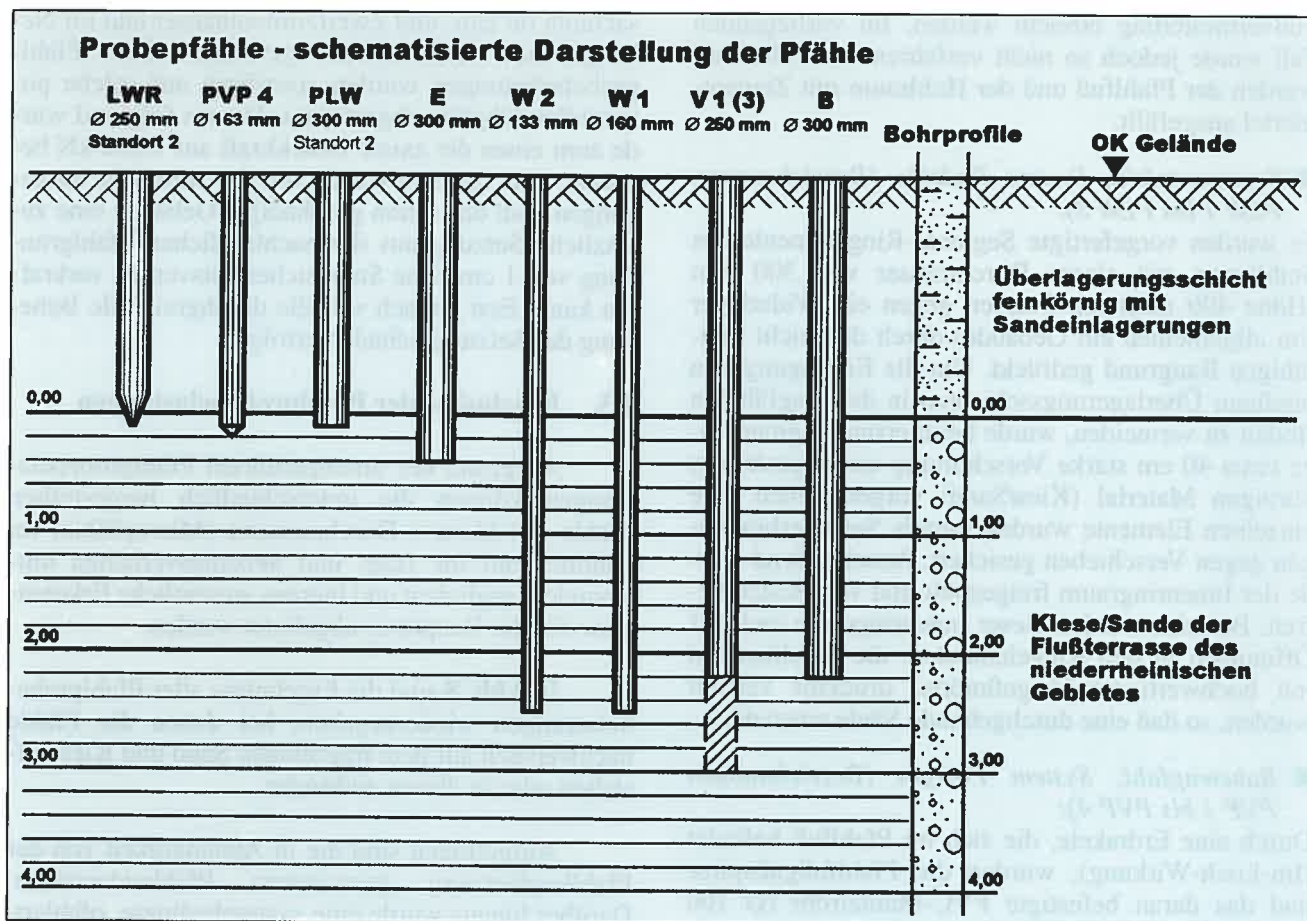


Abb. 7: Pfahlsysteme und Pfahllängen im Überblick [12]

Die Bohrpfähle wurden als Ortbetonpfähle mit einem Bohrdurchmesser von 305 mm hergestellt. Als Beton wurde B 25 verwendet. In die verrohrte Bohrung wurde der Bewehrungskorb eingesetzt. Beim Ziehen der Verrohrung wurde der Beton nur unter hydrostatischem Druck eingefüllt. Am Pfahlkopf verblieb ein kurzes Schutzrohr zur Kraftaufnahme und Kräfteinleitung ins Erdreich.

■ **Verpreßpfähle nach DIN 4128 als Ortbetonpfähle (Bezeichnung V 1 bis V 3):**

Beim System Stump wurde eine verrohrte Bohrung mit einem Durchmesser von 250 mm hergestellt. In die verrohrte Bohrung wurde eine durchgehende Längsbewehrung aus Betonstahl eingesetzt. Die Kräfteinleitung in den Boden wurde durch Verpressen mit Beton der Güte B 25 erreicht. Der Verpreßdruck betrug 10 bar.

■ **Verpreßpfähle nach DIN 4128 als Verbundpfähle (Bezeichnung W 1 bis W 3):**

Der Verpreßpfahl als Verbundpfahl mit einem Bohrohrdurchmesser von $d = 133 \text{ mm}$ bis $d = 160 \text{ mm}$ nach DIN 4128 hat ein durchgehendes vorgefertigtes Tragglied (BSt 500 S-GEWI) mit einem Durchmesser von $d = 50 \text{ mm}$, das auf gesamter Länge mit Zementmörtel umgeben ist. In eine verrohrte Bohrung

wurde zunächst das Stahltragglied mit Abstandshaltern und danach der Zementmörtel eingebracht. Die Verpressung des Zementmörtels im Bereich der Kräfteinleitungsstrecke erfolgte in gleicher Art und Weise wie bei den Ortbeton-Verpreßpfählen, allerdings mit einem Verpreßdruck von circa 15 bar. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit können ferner über mit Ventilen versehene zusätzliche Injektionsleitungen Nachverpressungen vorgenommen werden.

Das System ist als „Verbundpfahl, System Stump“ vom Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin mit der Zulassungs-Nr. Z-32.1-8 allgemein bauaufsichtlich/baurechtlich zugelassen.

■ **Segmentpfahl, System Erka (Bezeichnung E 2):**

Beim System Erka wurden einzelne vorgefertigte Segment-Ringelemente aus Stahlbeton mit einem Durchmesser von 300 mm (Höhe 500 mm) mit Hilfe einer Gegenlast (in der Regel dem Bauwerk) mit mehreren Preßvorgängen in den Untergrund eingedrückt. Die einzelnen Pfahlsegmente wurden über „Nut und Federn“ und mit Blitzzement kraftschlüssig verbunden. Nach Erreichen des tragfähigen Bodens kann mit Wasserdruck und Druckluft über den inneren Ringraum der einzelnen Segmente der Bereich unter der Pfahlspitze freigespült und somit eine

Fußverbreiterung erreicht werden. Im vorliegenden Fall wurde jedoch so nicht verfahren. Anschließend wurden der Pfahlfuß und der Hohlraum mit Zementmörtel ausgefüllt.

■ *Segmentpfahl, System Pudelko (Bezeichnungen PLW 1 bis PLW 3):*

Es wurden vorgefertigte Segment-Ringelemente aus Stahlbeton mit einem Durchmesser von 300 mm (Höhe 400 mm) mit Pressen gegen ein Widerlager (im allgemeinen ein Gebäude) durch den nicht tragfähigen Baugrund gedrückt. Um die Eintragung von bindigen Überlagerungsschichten in den tragfähigen Boden zu vermeiden, wurde beim ersten Segment eine circa 40 cm starke Vorschüttung aus abgestuftem körnigen Material (Kies/Sand) vorgenommen. Die einzelnen Elemente wurden mittels Steckverbindungen gegen Verschieben gesichert. Anschließend wurde der Innenringraum freigespült und von Boden befreit. Bewehrt wurden dieser Innenringraum und vier Öffnungen in den Ringelementen, die anschließend mit hochwertigem Verfußmörtel drucklos verfüllt wurden, so daß eine durchgehende Säule entstand.

■ *Raketentpfahl, System Pöstges (Bezeichnungen PVP 1 bis PVP 4):*

Durch eine Erdrakete, die sich im Pfahlfuß befindet (Im-Loch-Wirkung), wurden die Pfahlfußspitze und das daran befestigte PVC-Mantelrohr (\varnothing 160 mm) so lange in den Boden getrieben, bis der gut tragfähige Baugrund erreicht war. Nach Erreichen dieses Baugrundes wurde zehn Minuten lang mit voller Schlagenergie ein weiteres Eindringen versucht. Danach wurde die Erdrakete aus dem Mantelrohr gezogen, die Bewehrung (wahlweise mit Bewehrungskorb oder mit einem durchgehenden GEWI-Stahl-Tragglied) eingeführt und der Hohlraum (begrenzt durch das PVC-Mantelrohr) mit Beton B 25 ausbetoniert. Die Stahlfußspitze verbleibt ebenso wie das PVC-Mantelrohr im Untergrund.

■ *Erdraketentpfahl, System Lück + Wahlen (Bezeichnungen LWR 1 und LWR 2):*

Eine auf den Pfahlkopf wirkende Erdrakete trieb einzelne, offene Stahlrohrsegmente mit Durchmessern von 250 mm von 1,0 m Länge in den Boden, die jeweils kraftschlüssig verschweißt wurden. Das erste Rohrsegment hat eine konische Spitze, die eine kreisförmige Öffnung (Durchmesser 5 cm) aufweist. Nach Erreichen des tragfähigen Baugrundes wurde zehn Minuten mit voller Schlagenergie ein weiteres Eindringen versucht. Danach wurde die Erdrakete entfernt und anschließend das Hüllrohr bewehrt und mit Beton B 25 ausbetoniert.

4.2.3 *Untersuchungsziel*

Im Rheinischen Braunkohlenrevier sind in der Vergangenheit Nach Gründungsmaßnahmen haupt-

sächlich für Ein- und Zweifamilienhäuser und für Nebengebäude erforderlich gewesen. Die Pfahlprobelastungen wurden spezifisch auf solche potentiellen Objekte abgestimmt. Daraus folgernd wurde zum einen die axiale Druckkraft auf 1.000 kN begrenzt, zum anderen wurde von der Annahme ausgegangen, daß das schon geschädigte Gebäude eine zusätzliche Setzung aus der nachträglichen Pfahlgründung von 1 cm ohne Standsicherheitsverlust verkräften kann. Erst danach soll die durchgreifende Behebung der Setzungsschäden erfolgen.

4.3. **Ergebnisse der Pfahlprobelastungen**

Aufgrund der durchgeführten Pfahlprobelastungen können die unterschiedlich hergestellten Pfähle mit kleinen Durchmessern (Micropfähle) im Hinblick auf ihr Trag- und Setzungsverhalten miteinander verglichen und hieraus wesentliche Erkenntnisse für die Baupraxis abgeleitet werden.

In **Abb. 8** sind die Ergebnisse aller Pfahlprobelastungen wiedergegeben, bei denen die Pfähle nachweislich auf dem tragfähigen Sand und Kies aufstehen oder in diesen einbinden.

Aufgetragen sind die in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung gemessenen Pfahlwiderstände. Darüber hinaus wurde eine systembedingte, pfahlartbezogene Auswertung der gemessenen Pfahlwiderstände versucht.

Aus der grafischen Darstellung wird ersichtlich, daß sich eine globale Dreiteilung der Pfahlwiderstand-Setzungs-Kurven ableiten läßt. Im Pfahlwiderstandsbereich bis rund 300 kN liegen alle untersuchten Pfahlssysteme dicht beieinander. Die zugehörigen Pfahlkopfsetzungen schwanken zwischen zwei und sechs Millimeter und betragen im Mittel etwa vier Millimeter.

Bei gemessenen Pfahlwiderständen von 500 kN treten allerdings erhebliche Unterschiede in den Setzungen auf. Erwartungsgemäß sind die dünnen Bohrpfähle (\varnothing 305 mm), die nach DIN 4014 einzuordnen sind, vom Setzungsverhalten her als „weich“ einzustufen. Man erkennt aber aufgrund der vorhandenen Pfahllänge und der Einbindetiefe in den tragfähigen Sand und Kies, daß mit zunehmender Setzung auch noch relativ hohe Pfahlwiderstände geweckt werden können. Gleiches gilt für die Ortbeton-Verpreßpfähle nach DIN 4128 (\varnothing 250 mm), die jedoch in ihrem Setzungsverhalten günstiger einzustufen sind. So betragen bei ihnen die zugehörigen Pfahlkopfsetzungen etwa sechs bis 13 mm. In diesen zweiten Bereich der Pfahlwiderstand-Setzungs-Kurven fallen auch die dünnen Raketentpfähle (System Pöstges: \varnothing 163 mm und System Lück+Wahlen:

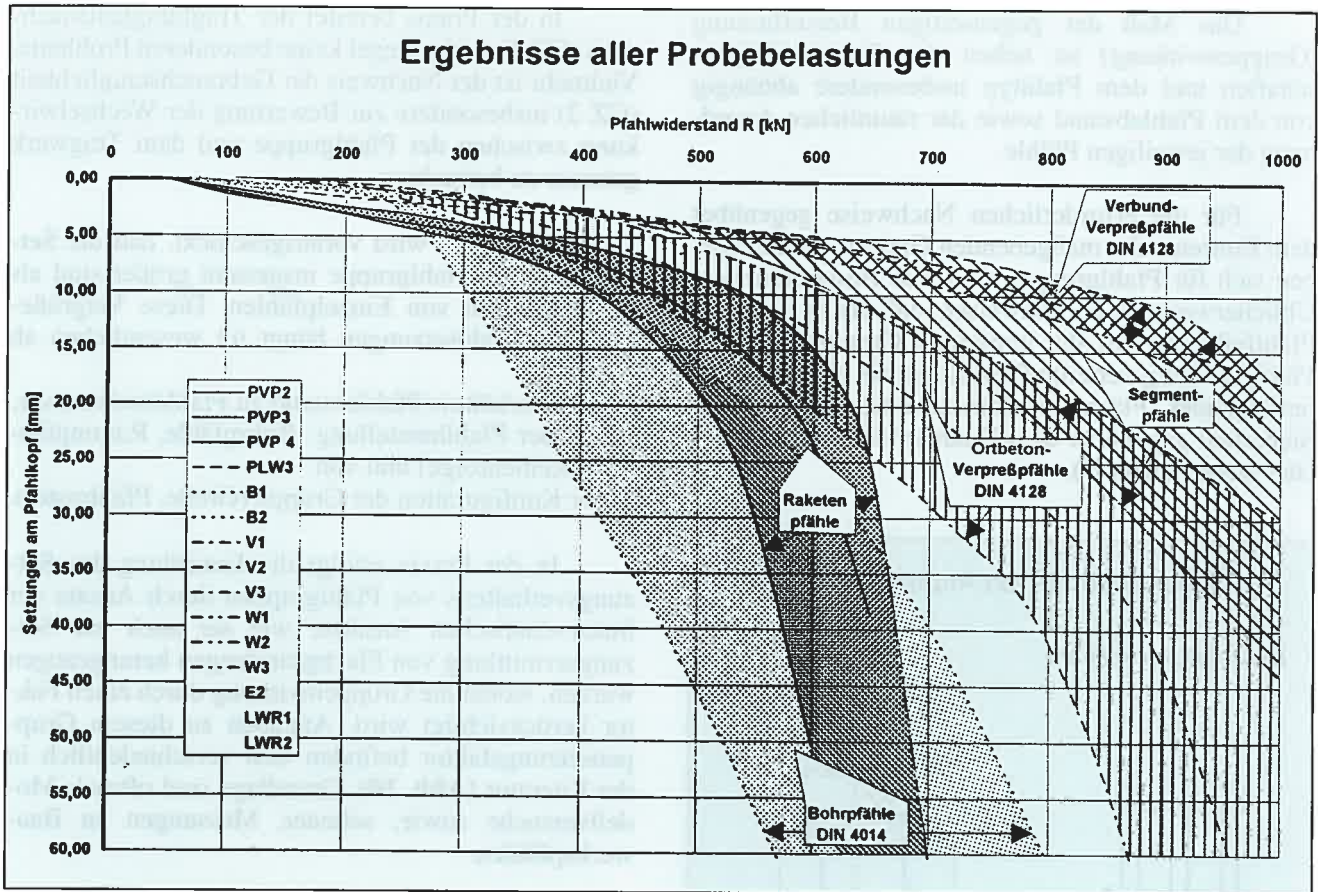


Abb. 8: Ergebnisse aller Pfahlprobelastungen (Einbindetiefe in den Sand und Kies $l_e = 0,1 \dots 3,0$ m)

Ø 250 mm), bei denen Pfahlkopfsetzungen von etwa acht bis 22 mm gemessen wurden.

In den dritten Bereich fallen neben den Verbund-Verpreßpfählen nach DIN 4128 insbesondere die Segmentpfähle mit einer sehr flachen Steigung der Pfahlwiderstandssetzungslinie und erstaunlich hohen Pfahlwiderständen.

Insgesamt gilt für alle untersuchten Pfahlsysteme, daß neben einer relativ hohen äußeren Tragfähigkeit geringe beziehungsweise geringste Pfahlkopfsetzungen auftreten. Somit liegt insgesamt ein günstiges Tragverhalten für die vorliegende Aufgabenstellung vor, so daß die Pfähle, mit Ausnahme der Bohrpfähle nach DIN 4014, in Abhängigkeit von den zu erwartenden Einwirkungen für die Nachgründung von Bauwerken besonders geeignet sind.

Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist zu bedenken, daß im Gegensatz zu den genormten Pfählen die übrigen Micropfähle ohne nennenswerte Einbindung in die tragfähigen Schichten und zum Teil geringerem Pfahldurchmesser bis zu einem Bemessungswert von $R_d = 250$ kN das etwa gleiche Setzungsverhalten zeigen (zugehörige Pfahlkopfsetzungen: 1 ... 4 mm).

5 Pfahlgruppen

In den vorangegangenen Abschnitten war das zur Beurteilung der Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk maßgebende Lastverformungsverhalten von Einzelpfählen beschrieben worden. Es wurde deutlich gemacht, daß eine analytische Ermittlung der Arbeitslinien nicht möglich ist, da die zur Verfügung stehenden Rechenmodelle die maßgebenden Einflußgrößen nicht im erforderlichen Umfang berücksichtigen können. Insbesondere der Einfluß der unmittelbaren Pfahlumgebung auf die Pfahltragfähigkeit sowie dessen Veränderung bei der Pfahlherstellung können analytisch nicht zutreffend erfaßt werden.

Der Einfluß der Pfahlumgebung auf das Trag- und Setzungsverhalten gewinnt weitere Bedeutung, wenn zusätzliche Einflußfaktoren hinzukommen. Dies ist dann der Fall, wenn durch die Lastabtragung von Pfählen die unmittelbare Umgebung benachbarter Pfähle beeinflußt wird. Man spricht dann von einer Gruppenwirkung. Dies hat zur Folge, daß die Arbeitslinien, die für Einzelpfähle, wie oben beschrieben zum Beispiel aus Pfahlprobelastungen ermittelt werden können, nicht ohne weiteres auf Pfahlgruppen übertragen werden dürfen.

Das Maß der gegenseitigen Beeinflussung (Gruppenwirkung) ist neben den Baugrundeigenschaften und dem Pfahltyp insbesondere abhängig von dem Pfahlabstand sowie der räumlichen Anordnung der jeweiligen Pfähle.

Für die erforderlichen Nachweise gegenüber dem Eintreten der maßgebenden Grenzzustände ergeben sich für Pfahlgruppen folgende Besonderheiten. Üblicherweise ist nachzuweisen, daß die in Höhe der Pfahlfußebene auf die umrissene Gesamtfläche der Pfahlgründung verteilte Gesamtlast als ein gedachtes tiefliegendes Flächenfundament eine ausreichende Sicherheit gegenüber dem Eintreten eines Grundbruches besitzt (Abb. 9).

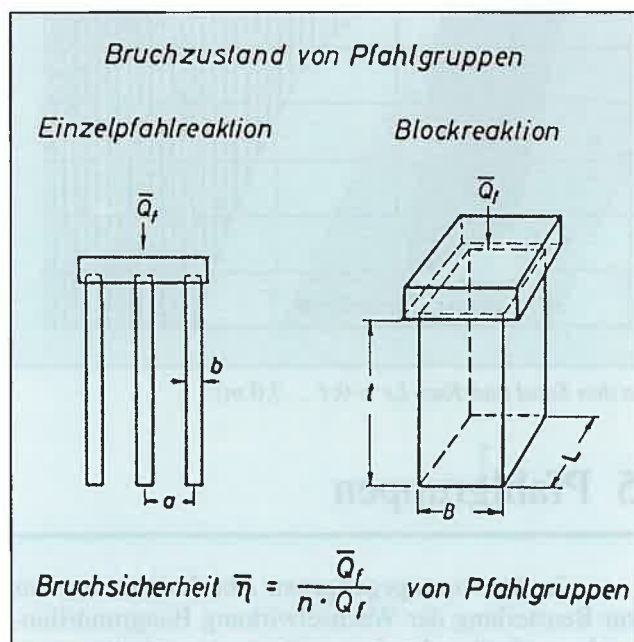


Abb. 9: Formeln zur Berechnung der Bruchsicherheit von Pfahlgruppen

In der Praxis bereitet der Tragfähigkeitsnachweis (GZ 1) in der Regel keine besonderen Probleme. Vielmehr ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) insbesondere zur Bewertung der Wechselwirkung zwischen der Pfahlgruppe und dem Tragwerk genauer zu betrachten.

Allgemein wird vorausgeschickt, daß die Setzungen einer Pfahlgruppe insgesamt größer sind als die Setzungen von Einzelpfählen. Diese Vergrößerung der Pfahlsetzungen hängt im wesentlichen ab von

- dem Verhältnis Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser,
- von der Pfahlherstellung (Bohrpfähle, Rammpfähle, Reihenfolge) und von
- der Konfiguration der Gruppe (Größe, Pfahlraster).

In der Praxis erfolgt die Ermittlung des Setzungsverhaltens von Pfahlgruppen durch Ansatz der linear-elastischen Ansätze, wie sie auch zur Setzungsermittlung von Flachgründungen herangezogen werden, wobei die Gruppenwirkung durch einen Faktor berücksichtigt wird. Angaben zu diesem Gruppensetzungsfaktor befinden sich verschiedentlich in der Literatur (Abb. 10). Grundlage sind oftmals Modellversuche sowie, seltener, Messungen an Bauwerkspfählen.

6 Pfahl-Plattengründung

Ein weiterer, ganz erheblicher Einflußfaktor ergibt sich aus der Fragestellung, inwieweit die Pfahlkopfplatte zur Lastabtragung beiträgt. Sollte dies der Fall sein, spricht man von einer Pfahl-Platten-Gründung (Abb. 11).

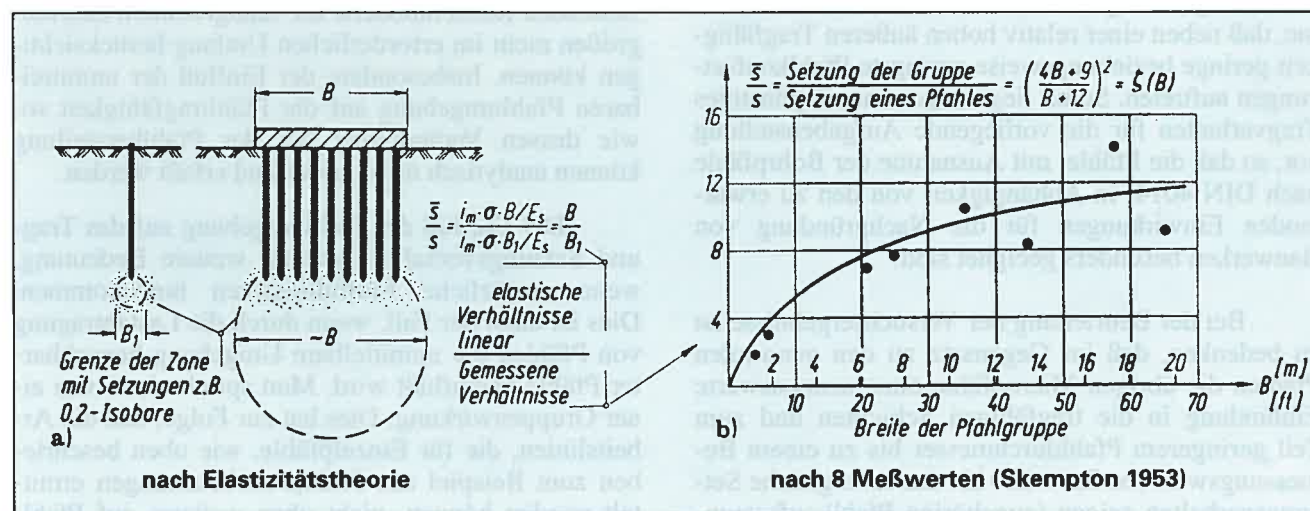


Abb. 10: Gruppensetzungsfaktor in Abhängigkeit der Breite B etwa quadratischer Pfahlgruppen im Sand

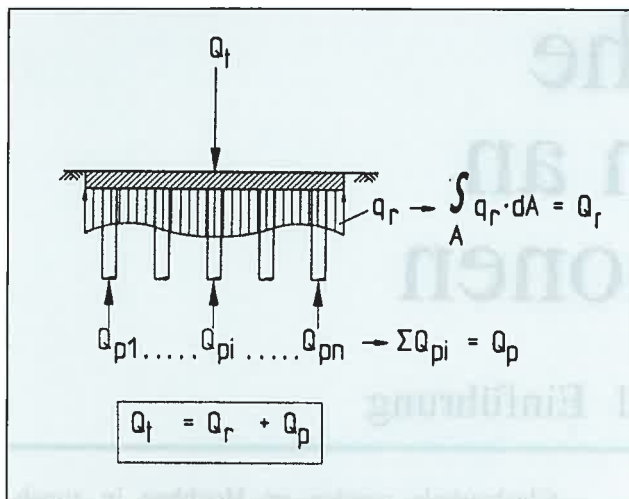


Abb. 11: Aufteilung der totalen Last Q_t auf Sohlpressungsanteile Q_r und Pfahlanteile Q_p [13]

Bei einer Pfahl-Platten-Gründung wird eine weitere Einflußgröße auf das Tragverhalten und damit die Arbeitslinien von Pfählen wirksam.

Hierbei handelt es sich um den Einfluß der Lasteinleitung der Platte, das heißt, der Spannungsausbreitung unterhalb der Platte auf die für das Lastverformungsverhalten unter anderem maßgebende unmittelbare Pfahlumgebung. Dieser Umstand wird besonders deutlich im Kräfteinleitungsbereich der Pfähle, also in Höhe der Pfahlköpfe. Dort ergeben sich zwangsläufig identische Setzungen für Platte, Baugrund und Pfahlkopf. Demzufolge ist eine Aktivierung von Mantelreibung dort nicht möglich. Zur Abschätzung des Einflusses der über die Bodenplatte eingeleiteten Spannungen ist das Verhältnis der jeweiligen Lastanteile von besonderer Bedeutung.

Unabhängig von den Schwierigkeiten bei der Bemessung einer derartigen Kombinationsgründung ergibt sich ein großes Optimierungspotential im Hinblick auf das Gesamtverformungsverhalten sowie die konstruktive Ausbildung des Gesamtsystems.

7 Zusammenfassung

Die Wechselwirkung Baugrund/Gründung/Bauwerk ist auch bei Tiefgründungen von großer Bedeutung. Da Pfahlgründungen die wesentliche Anwendungsform von Tiefgründungen sind, wurden diese im vorliegenden Beitrag näher untersucht. Zunächst wurden allgemein das Trag- und Setzungsverhalten sowie die zur Bemessung erforderlichen Nachweise gegen Eintritt maßgebender Grenzzustände beschrieben. Die zur Beurteilung der Wech-

selwirkung Baugrund/Bauwerk relevanten Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit können nur mit Kenntnis des Trag- und Setzungsverhaltens der Pfahlgründung betrachtet werden. Besonderer Schwerpunkt dieses Beitrages ist die Ermittlung von nicht linearen Arbeitslinien unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußfaktoren (Baugrundverhältnisse, Pfahltyp). Hierbei wurde zunächst auf die Angaben in den gängigen Regelwerken sowie in der Literatur hingewiesen. Da eine analytische Ermittlung der Arbeitslinien nicht möglich ist, handelt es sich hierbei um empirische Daten. Es wurde deshalb näher auf die Ermittlung der Arbeitslinien aus statischen Pfahlprobelastungen eingegangen. Anhand von Probelastungen in vergleichbaren Bodenverhältnissen wurde die Auswirkung verschiedener Pfahltypen auf den Verlauf der Arbeitslinien genauer untersucht und bewertet. Hierbei wurde insbesondere herausgearbeitet, welchen Einfluß die Veränderung des Bodens in der Pfahlumgebung durch die Herstellung auf die Tragfähigkeit hat. Ergänzend wurde hergeleitet, daß bei Pfahlgruppen sowie Pfahl-Platten-Gründungen jeweils weitere Einflüsse hinzukommen, die durch besondere Bemessungsverfahren sowie durch die Beobachtungsmethode zu begleiten sind.

Literatur

- [1] DIN V ENV 1997-1, Eurocode 7 – Teil 1: Allgemeine Regeln, Vornorm, Ausgabe 1996
- [2] DIN V 1054-100, Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Teil 100, Vornorm, Ausgabe 1996
- [3] pr EN 1536, europäische Ausführungsnorm, Bohrpfähle, Entwurf, Ausgabe 1997
- [4] pr EN 12699, europäische Ausführungsnorm Verdrängungspfähle, Entwurf, Ausgabe 1997
- [5] DIN 1054, Zulässige Belastung des Baugrundes, Ausgabe 1976
- [6] DIN 4014, Bohrpfähle, Ausgabe 1990
- [7] DIN 4026, Rammmpfähle, Ausgabe 1975
- [8] DIN 4128, Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser, Ausgabe 1983
- [9] Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT): statische axiale Probelastungen von Pfählen, Geotechnik 16 (1993), S. 124-136
- [10] Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1992
- [11] P. Arz, H.G. Schmidt, J. Seitz, S. Semprich, Abschnitt Grundbau Betonkalender 1994, Teil 2, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [12] D. Placzek, M. Köther, U. Wilden, „Zum Tragverhalten verschiedener Pfahlsysteme mit kleinem Durchmesser“, Deutsche Baugrundtagung 1996 in Berlin
- [13] E. Franke, B. Lutz, Y. El-Mossallamy, „Pfahlgründungen und die Interaktion Bauwerk/Baugrund“, Geotechnik 17 (1994), S. 157-172
- [14] H. Falkner, „Bauwerke in Wechselwirkung mit dem Baugrund“, Geotechnik 17 (1994), S. 121- 129

Bauaufsichtliche Anforderungen an Glaskonstruktionen

Das DIBt hat technische Regeln für die wichtigsten Anwendungsbereiche von Glaskonstruktionen aufgestellt

Glas spielt im Bauwesen eine immer größere Rolle. Da die Normung jedoch weit hinter dem Stand der Technik zurückgeblieben ist, bedarf jeder konstruktive Einsatz von Glasprodukten der Zustimmung der Baurechtsbehörden, was aber auf Dauer weder für diese, noch für die Planer und für die Bauausführenden ein hinnehmbarer Zustand ist. Deshalb hat ein Sachverständigenausschuß des Deutschen Instituts für Bautechnik im Auftrag der Bundesländer in den vergangenen Jahren Verwendungsregeln für die wichtigsten Anwendungsbereiche von Glaskonstruktionen erarbeitet. Über die Arbeit dieses Ausschusses und seine vorläufigen Ergebnisse berichtet der folgende Beitrag.

**Baudirektor
Hermann Charlier**



Jahrgang 1943, war nach dem Studium des Bauingenieurwesens (Vertieferrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau) an der RWTH Aachen ab 1969 als Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe tätig; 1982 wechselte er zur Landesstelle für Bautechnik nach Tübingen; seit 1992 ist er Referent beim Wirtschafts-

ministerium Baden-Württemberg in Stuttgart (Oberste Baurechtsbehörde); Obmann des Sachverständigenausschusses „Glas im Bauwesen“ beim Deutschen Institut für Bautechnik DIBt.

1 Einführung

Glasbauteile werden im Hochbau in zunehmendem Maße als Konstruktionselemente eingesetzt. Glasprodukte kommen zur Anwendung für die Herstellung einzelner tragender Bauteile (zum Beispiel als Eingangs- und Schaufensterüberdachungen, als Brüstungen oder als Geländerausfachungen), aber auch zur Herstellung großflächiger Konstruktionen für die Gebäudehülle (zum Beispiel als Überdachung von Hallen, Passagen, Kaufhäusern oder als ungeteilte Fassade von derartigen Gebäuden (Abb. 1 und Abb. 2)). Flächenbündige Ganzglasfassaden, bei denen die Glaselemente nicht mehr in Halteleisten oder Punkthaltern sitzen, sondern auf einen Trägerrahmen aufgeklebt werden (*Structural Glazing*), sind ebenfalls beliebt. Immer häufiger werden auch begehbare Bauteile wie zum Beispiel Treppen und Stege aus Glas hergestellt. Ohne Zweifel sind derartige Konstruktionen von Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, und sie unterliegen deshalb, wie andere tragenden Bauteile auch, öffentlich-rechtlichen Anforderungen gemäß § 3 Abs. (1) der Landesbauordnungen.

Ihre Verwendung ist jedoch erschwert durch den Umstand, daß die Normung in diesem Bereich weit hinter dem Stand der Technik und hinter den Einsatzmöglichkeiten für Glasbauteile zurückgeblieben ist. Zwar gibt es beispielsweise für Spiegelglas, Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG) und Isolierglas



Abb. 1: Überdachung Roßmarkt in Schweinfurt



Abb. 2: Galerienverglasung City-Center Kirchberg, Luxemburg

Produktnormen (DIN 1249-3; -10; -12; DIN 1286-1; -2), die als technische Regeln in der *Bauregelliste A* bekanntgemacht worden sind. Dies ist allerdings nur wenig hilfreich, da für die meisten der genannten Anwendungszwecke keine als technische Baubestimmungen bekanntgemachten Ausführungs- und Bemessungsnormen oder allgemeine baurechtliche Zulassungen existieren.

Deshalb dürfen nach den Vorgaben der Landesbauordnungen derartige Verglasungen nur mit Zustimmung der jeweils zuständigen obersten Baurechtsbehörde im Einzelfall ausgeführt werden. Angesichts der zunehmenden Häufigkeit solcher Konstruktionen ist dieses Verfahren weder für die Bauaufsicht noch für die Bauausführenden akzeptabel. Die Erarbeitung von technischen Regeln für derartige Glasverwendungen erschien deshalb vordringlich. Da diese Aufgabe wegen der begonnenen europäischen Normungsaktivitäten nicht einem Arbeitsausschuß des DIN übertragen werden konnte und andererseits eine Fertigstellung entsprechender CEN-Normen nicht absehbar ist, hat die Fachkommission „Baunormung“ der Arbeitsgemeinschaft der für das Bauen und Wohnen zuständigen Minister und Senatoren der

deutschen Länder (ARGEBAU) den Sachverständigenausschuß (SVA) „Glas im Bauwesen“ des Deutschen Instituts für Bauwesen (DIBt) beauftragt, Verwendungsregeln für die wichtigsten Anwendungsbereiche von Glaskonstruktionen zu erarbeiten. Der derzeitige Regelungsstand für die verschiedenen Einsatzbereiche wird im folgenden erläutert.

2 Überkopfverglasungen

2.1 Technische Regeln für Überkopfverglasungen

Den größten Regelungsbedarf gab es nach Auffassung der Fachkommission Baunormung für Verglasungen im Überkopfbereich, da es hier einerseits weder technische Regeln noch Systeme mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung gab und andererseits die öffentlich-rechtliche Aufgabe der Gefahrenabwehr offenkundig ist. Dieses Thema hat der Sachverständigenausschuß deshalb als erstes aufgegriffen und schon im Jahr 1994 „Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Überkopfverglasungen“ in einer Entwurfsfassung veröffentlicht. Nach einer Überarbeitungsphase wurde schließlich im Herbst 1996 die Schlußfassung dieser Technischen Regeln fertiggestellt [1]. Die Fachkommission hat beschlossen, diese Fassung als baurechtlich zu beachtende Technische Baubestimmung bekanntzumachen. Inzwischen ist diese bauaufsichtliche Bekanntmachung schon in mehreren Bundesländern erfolgt.

Der Anwendungsbereich der Technischen Regel mußte vorerst auf linienförmig gelagerte Überkopfverglasungen beschränkt werden, weil der Sachverständigenausschuß sich noch nicht in der Lage sah, allgemeine Anwendungsregeln für punktgestützte Überkopfverglasungen zu formulieren. Die Tragfähigkeit (insbesondere die Resttragfähigkeit) solcher Verglasungen ist in großem Maße abhängig von der konstruktiven Ausbildung der Punktstützungen (siehe auch Abschnitt 3.2). Die Brauchbarkeit dieser Verglasungen kann häufig nur durch Versuche nachgewiesen werden. Ihre Ausführung unterliegt deshalb weiterhin der Zustimmung im Einzelfall durch die zuständige oberste Baurechtsbehörde.

2.2 Resttragfähigkeitsanforderungen

Ein Nachteil des Baustoffes Glas ist seine mangelnde Zähigkeit und die damit verbundene Gefahr eines Versagens ohne Vorankündigung bei einer außerplanmäßigen Belastung. Der Bruch einer Überkopfverglasung kann schon durch einen herabfallen-

den, scharfkantigen Gegenstand ausgelöst werden. Bei Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG) besteht außerdem ein Restrisiko eines Spontanbruchs, der durch Nickel-Sulfid-Einschlüsse im Glas verursacht werden kann. Bei Temperaturerhöhungen wird durch die Volumenvergrößerung dieser Einschlüsse der Eigenspannungszustand des ESG gestört und es kann zum spontanen Bruch der Scheibe kommen.

Baurechtlich erscheint es deshalb zur Gefahrenabwehr erforderlich, bei Verglasungen über allgemein zugänglichen Verkehrsflächen auszuschließen, daß auch bei einem solchen außerplanmäßigen – mit der erforderlichen Sicherheit nicht auszuschließenden – Versagenzustand Menschen durch herabstürzende Scheiben oder Splitter gefährdet werden. Aus diesem Grund wird von Einfachverglasungen im Überkopfbereich eine Resttragfähigkeit nach Scheibenbruch gefordert. Bei Isolierverglasungen wird diese Eigenschaft lediglich von der unteren Scheibe gefordert, während für die obere Scheibe jede Glasart verwendet werden kann.

Einfachscheiben aus Spiegelglas oder aus ESG kommen deshalb für Einfachverglasungen oder als untere Scheibe von Isolierverglasungen im Überkopfbereich keinesfalls in Frage.

Verbundsicherheits-Glasscheiben (VSG-Scheiben) aus Spiegelglas mit Zwischenfolien aus Polyvinylbutyral (PVB), die unter Temperatur- und Druckeinwirkung hergestellt werden, besitzen eine derartige Resttragfähigkeit. Für Verbundgläser mit Gießharz-Zwischenschichten werden diese Eigenschaften derzeit im Rahmen von Zulassungsverfahren untersucht.

Linienförmig gelagerte VSG-Scheiben aus ESG haben ein deutlich ungünstigeres Resttragfähigkeitsverhalten. Bei diesen Scheiben besteht die Gefahr, daß sie – auch bei intakter Zwischenfolie – wegen ihrer kleinteiligen Bruchstruktur beim gleichzeitigen Bruch beider Scheiben (ausgelöst durch einen aufschlagenden Gegenstand oder infolge Zwängungen) aus der Glashalterung herausgezogen werden und als Ganzes herunterfallen. Sie dürfen deshalb nach den Technischen Regeln nicht verwendet werden.

Ihre Verwendung ist lediglich denkbar, wenn aufgrund der örtlichen Situation das Risiko eines auftreffenden oder herabfallenden Gegenstands ausgeschlossen werden kann und die Verglasung so bemessen wird, daß sie auch bei Versagen einer der beiden Scheiben noch tragfähig ist. Die Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Spontanbruchs beider Scheiben infolge von Nickel-Sulfid-Einschlüssen ist vernachlässigbar gering. Wegen der erforderlichen Bewer-

tung der örtlichen Situation kann eine derartige Verwendung aber nur mit Zustimmung im Einzelfall erfolgen.

Auch Drahtglas besitzt infolge seiner Drahteinlage – zumindest in eingeschränktem Maße – eine Resttragfähigkeit nach dem Scheibenbruch (Abb. 3). Es wurde vor der Entwicklung des Verbundsicherheitsglases häufig für Überkopfverglasungen eingesetzt, überwiegend mit positiven Erfahrungen. Drahtglas darf deshalb auch weiterhin verwendet werden, allerdings nur für Verglasungen mit Stützweiten bis zu 0,70 m.



Abb. 3: Überkopfverglasung eines Gebäudezugangs mit Drahtglas

Gut geeignet für Überkopfverglasungen ist VSG aus teilvorgespanntem Sicherheitsglas (TVG). Bei TVG handelt es sich – wie bei ESG – um ein wärmebehandeltes Spiegelglas, das jedoch einen geringeren Vorspanngrad und deshalb ein anderes Bruchverhalten als ESG aufweist.

Seine Biegebruchfestigkeit ist geringer als die von ESG, aber deutlich höher als die von Spiegelglas. Das Bruchbild gleicht jedoch demjenigen von Spiegelglas, das heißt, es bilden sich wenige Risse und entsprechend große Bruchstücke, die sich gegen die Folie des VSG abstützen können. Leider gibt es noch keine Produktnorm für die Herstellung von TVG. Deshalb ist es derzeit als nicht geregeltes Bauprodukt einzustufen und benötigt für seine Verwendung eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung beziehungsweise eine Zustimmung im Einzelfall.

Ausreichendes Resttragfähigkeitsverhalten kann auch punktgestütztes VSG aus ESG aufweisen, sofern die Zwischenfolie im Falle eines Glasbruches in der Lage ist, die Scheibenlasten in die Punktstützungen abzuleiten. Diese Konstruktionen werden sehr häufig für Eingangs- und Schaufensterüberdachungen verwendet, sie benötigen aber – wie schon erwähnt – ebenfalls eine Zustimmung im Einzelfall. Das unterschiedliche Bruchverhalten einer punktge-



Abb. 4: Punktgestützte, unterspannte Vordachverglasung eines Verwaltungsgebäudes

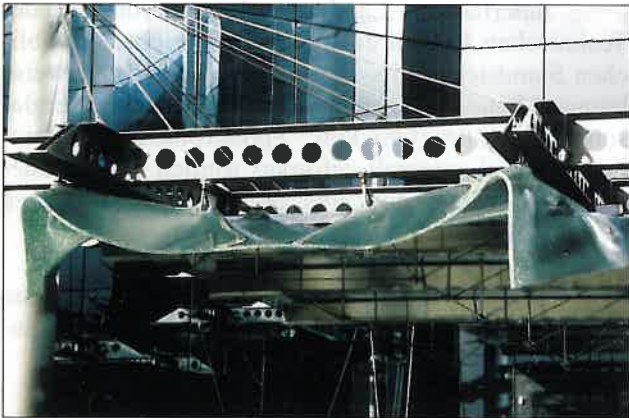


Abb. 5: Schadensbilder des Vordachs bei Ausführung in VSG aus ESG, verursacht durch Anstoßen eines LKW



Abb. 6: Schadensbild des Vordachs bei Ausführung in VSG aus TVG, verursacht durch erneutes Anstoßen eines LKW

stützten VSG-Verglasung aus ESG beziehungsweise TVG wird auf **Abb. 4** bis **Abb. 6** deutlich.

2.3 Scheibenbemessung

Neu ist die Vorgabe der Technischen Regeln, daß bei Isolierverglasungen die Einwirkungen aus Klimaveränderungen zu berücksichtigen sind. Dies betrifft die Druckdifferenzen zwischen Scheibenzwischenraum und Umgebung, die sich aus der Veränderung der Temperatur, des meteorologischen Drucks und der Höhenlage zwischen Herstellungsort beziehungsweise Herstellungszeitpunkt und der Einbausituation ergeben. Dieser Nachweis ist allerdings sehr viel aufwendiger zu führen als die Scheibenbemessung für die Einwirkungen aus Eigengewicht, Wind und Schnee, da die auf die Scheiben wirkende Druckdifferenz nicht nur von den klimatischen Randbedingungen, sondern auch von dem Aufbau der Isolierverglasung und den Scheibenabmessungen abhängt. Deshalb wurde ein vereinfachtes Berechnungsverfahren aufgenommen, das ohne spezielle Vorkenntnisse anwendbar ist. Danach wird die klimatische Belastung der Isolierverglasung als gleichförmige Flächenlast abgebildet, die mit den äußeren Einwirkungen (Eigenlast, Wind, Schnee) überlagert werden kann [2]. Dieses Näherungsverfahren ist nur anwendbar auf rechteckig gelagerte Isolierverglasungen. Natürlich können auch andere Berechnungsmethoden verwendet werden.

Erste Vergleichsrechnungen mit der Entwurfsfassung der Technischen Regeln ergaben, daß infolge der Berücksichtigung der Klimaeffekte teilweise – vor allem bei kleinen Scheibenspannweiten – erheblich größere Scheibendicken erforderlich wurden als bisher ausgeführt. Deshalb wurde in die Schlußfassung die Erleichterung aufgenommen, daß beim Nachweis der Beanspruchung aus äußeren Lasten und Klimaänderung der Kopplungseffekt zwischen beiden Scheiben berücksichtigt werden darf und außerdem für diese Lastfallkombination die zulässigen Spannungen um 15 Prozent erhöht werden können.

Somit ergeben sich für flach geneigte Isolierverglasungen (Lastfall Wind nicht maßgebend) im wesentlichen folgende nachzuweisenden Lastfallkombinationen:

- a) Nachweis der oberen Scheibe für die Beanspruchung aus äußeren Lasten ohne Kopplungseffekt, für z_{ul} ,
- b) Nachweis der oberen Scheibe für die Beanspruchung aus äußeren Lasten und Klimaänderung (zum Beispiel Wintereinwirkung, Unterdruck im Scheibenzwischenraum) mit Kopplungseffekt, für $1,15$ -faches z_{ul} und für z_{ul} f,

c) Nachweis der unteren Scheibe für die Beanspruchung aus äußeren Lasten und Klimaänderungen (zum Beispiel Sommereinwirkung, Überdruck im Scheibenzwischenraum) mit Kopplungseffekt, für 1,15-faches σ und für σ zul f,

d) Nachweis der unteren Scheibe für den Versagensfall der oberen Scheibe mit deren Belastung (Schnee), für σ zul f.

Die Lastfallkombination a) soll den Fall berücksichtigen, daß der Randverbund der Isolierverglasung defekt ist und deshalb keine Klimabelastung auftritt, andererseits auch keine Kopplungswirkung der beiden Scheiben vorhanden ist. Deshalb muß rechnerisch die gesamte äußere Last von der oberen Scheibe aufgenommen werden können. Ein Durchbiegungsnachweis ist für diesen Fall nicht erforderlich.

Die Lastfallkombinationen b) und c) gehen von einer intakten Isolierverglasung aus, bei der einerseits eine Klimabelastung möglich ist, andererseits die äußeren Lasten über den im Scheibenzwischenraum aktivierbaren Luftdruck von beiden Scheiben aufgenommen werden (Kopplungseffekt).

Die Lastfallkombination d) berücksichtigt, daß an die obere Scheibe der Isolierverglasung keine Resttragfähigkeitsanforderungen gestellt werden. Deshalb muß die untere Scheibe in der Lage sein, im Versagensfall der oberen Scheibe die gesamte Last – zumindest kurzzeitig – aufzunehmen.

Die Verbundwirkung einer VSG-Verglasung hängt unter anderem von der Dauer der Lasteinwirkung ab.

Bei Langzeit-Einwirkungen ist sie wegen der Kriecheffekte geringer als bei kurzzeitigen Einwirkungen. Bei den Standsicherheits- und Durchbiegungsnachweisen von Überkopfverglasungen aus VSG darf deshalb ein Schubverbund der Scheiben nicht berücksichtigt werden. Die so berechneten Spannungen und Durchbiegungen bilden eine Abschätzung zur ungünstigen Seite. Dies gilt jedoch nicht in gleicher Weise für die Ermittlung der Klimabelastungen und der anteiligen Lasten zufolge des Kopplungseffektes. Hier führt die geforderte Vernachlässigung des Schubverbundes zu einer geringeren Klimabelastung und einer kleineren anteiligen Belastung der VSG-Scheibe. In kritischen Fällen sollte diese Auswirkung beachtet werden.

Das Konzept zulässiger Spannungen wurde vorläufig beibehalten, da die im Rahmen der europäischen Glasnormung angestellten Überlegungen zu einem Ansatz mit Teilsicherheits-, Modifikations- und

Flächenfaktoren für Floatglas (vergl. zum Beispiel [3]) noch nicht als abgeschlossen angesehen werden können.

Es ist zu beachten, daß die zulässigen Spannungen für Spiegelglas wesentlich niedriger sind als früher in den Technischen Richtlinien des Glaserhandwerks festgelegt. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, daß in diesen Richtlinien der erhebliche Einfluß der Lasteinwirkungsdauer auf die Bruchfestigkeit von Spiegelglas nicht berücksichtigt wurde. Für das Versagen einer Floatglas-Scheibe bei Zug- oder Biegezugbeanspruchung sind die unvermeidlichen Oberflächendefekte (Mikrorisse) ausschlaggebend, die mit zunehmender Belastungsdauer ins Material hineinlaufen.

Die höhere zulässige Biegezugspannung für VSG aus Spiegelglas berücksichtigt die schon erwähnte Regelung, daß bei VSG-Verglasungen ein Schubverbund der Scheiben rechnerisch nicht angesetzt werden darf. Dies soll durch die – geringfügig – erhöhten zulässigen Spannungen ausgeglichen werden.

2.4 Bauaufsichtliche Erleichterungen

Innerhalb der Länder wurde nach Vorliegen der Technischen Regeln diskutiert, ob die über die üblichen Standsicherheits- und Durchbiegungsnachweise hinausgehenden Anforderungen an Überkopfverglasungen (Resttragfähigkeit, Splitterbindung) öffentlich-rechtlich generell gefordert werden können oder nur für Verglasungen über allgemein zugänglichen Verkehrsflächen.

Die Fachkommission „Baunormung“ kam schließlich überein, folgende Anwendungseinschränkung der Technischen Regeln vorzusehen:

1. Zu Abschnitt 1 – *Anwendungsbereich*: Die Technische Regel braucht nicht angewendet zu werden auf Überkopfverglasungen in Kulturgewächshäusern nach DIN 11 535.
2. Zu Abschnitt 3 – *Anwendungsbedingungen*: Für einzelne Fenster im Überkopfbereich mit einer Glasfläche bis zu zwei Quadratmeter und für Überkopfverglasungen von Wohnungen mit einer Scheibengröße bis zu zwei Quadratmeter und einer Einbauhöhe bis zu 3,5 Meter dürfen – abweichend von Tabelle 1 – alle in Abschnitt 2.1 aufgeführten Glaserzeugnisse verwendet werden.

Dies bedeutet, daß man bei Überkopfverglasungen, die der Öffentlichkeit nicht allgemein zugänglich sind (Kulturgewächshäuser oder Dachflächenfenster, Wintergärten, Balkonüberdachungen von Wohnungen), sowie bei kleinen Überkopfverglasungen über Verkehrsflächen (Dachflächenfenster bis

zu zwei Quadratmeter) die Entscheidung für Maßnahmen, die über die üblichen Standsicherheitsanforderungen hinausgehen, dem Bauherrn überläßt. In diesen Fällen ist das Gefährdungspotential für die öffentliche Sicherheit so gering, daß die Verantwortung des Bauherrn an die Stelle von öffentlich-rechtlichen Vorschriften treten kann.

Dieser Beschluß der Fachkommission wird von den Ländern als Anlage zu den Technischen Regeln bekanntgemacht. Die Hersteller von Dachflächenfenstern führen allerdings an, daß sich infolge der neuen Bemessungsregelungen (Klimalasten, niedrigere zulässige Spannungen) deutlich größere Glasdicken ergeben als bisher für Dachflächenfenster üblich. Die Fachkommission wird sich deshalb nochmals mit diesem Thema befassen.

3 Vertikalverglasungen

3.1 Technische Regel für Vertikalverglasungen

Angaben zur Verwendung von Vertikalverglasungen sind bislang in zwei Normen enthalten:

- DIN 18516-4: 1990-02 regelt die Verwendung von hinterlüfteten Außenwandbekleidungen aus Einscheiben-Sicherheitsglas mit punkt- oder linienförmiger Scheibenlagerung. Die Norm ist von den Ländern als bauaufsichtlich zu beachtende Technische Baubestimmung bekanntgemacht worden.
- DIN 18056: 1966-06 regelt die Bemessung und Ausführung von Fensterwänden. Diese Norm ist unter anderem wegen fehlender Regelungen zu den heute üblichen Mehrscheiben-Isolierverglasungen als veraltet anzusehen und deshalb nicht mehr in der Liste der Technischen Baubestimmungen enthalten.

Die Fachkommission „Bauormung“ hat beschlossen, keine Überarbeitung dieser Norm beim DIN zu beantragen. Sie hat statt dessen den Sachverständigenausschuß „Glas im Bauwesen“ gebeten, analog zu den Regeln für Überkopferverglasungen auch technische Regeln für die Verwendung von Fassadenverglasungen zu erstellen, die die veraltete Norm ersetzen können.

Der Ausschuß hat im Frühjahr 1997 eine Entwurfsfassung der technischen Regeln fertiggestellt, die auf Beschluß der Fachkommission in den *Mitteilungen* des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt (Heft 4/1997) veröffentlicht worden ist [4]. Auch hier mußte der Anwendungsbereich aus ähnlichen Grün-

den wie bei den Überkopferverglasungen vorerst auf linienförmig gelagerte Verglasungen beschränkt werden. Der Entwurf ist weitgehend an der technischen Regel für Überkopferverglasungen orientiert, wobei auf folgende abweichende Regelungen hingewiesen sei:

- Es werden – anders als bei den Überkopferverglasungen – keine Resttragfähigkeitsanforderungen gestellt. Dies wird mit der sehr viel geringeren Wahrscheinlichkeit begründet, daß linienförmig gelagerte Vertikalverglasungen im Falle eines Scheibenbruchs sofort aus den Halteleisten herausfallen und Menschen gefährden, die sich auf Verkehrsflächen unterhalb der Verglasung aufhalten. Hinzu kommt die Tatsache, daß nach DIN 18515-4 sogar punktförmig gelagerte Einfachverglasungen aus ESG als Außenwandbekleidung zulässig sind.
- Es wird eine zahlenmäßige Vorgabe für eine Mindestbiegesteifigkeit der Auflagerkonstruktion gemacht, bei deren Beachtung für die Ermittlung der Scheibengrößen von einer kontinuierlichen, starren Auflagerung der Scheibenränder ausgegangen werden kann. Es bleibt zu überprüfen, ob diese Vorgabe von den bisher üblichen Auflagerprofilen erfüllt wird.
- Die zulässige Biegezugspannung für Spiegelglas ist mit 18 N/mm² angegeben. Dieser Wert ist wegen der kürzeren Lasteinwirkungsdauer (Windlasten) höher als der für Überkopferverglasungen zulässige Wert von 12 N/mm², er ist andererseits deutlich niedriger als der bisher in der Praxis verwendete Wert von 30 N/mm². Beim Nachweis von Isolierglas für die Lastfallkombination Windeinwirkung plus Klimaänderung können die zulässigen Spannungen jedoch um 15 Prozent erhöht werden. Außerdem darf die Kopplung der Einzelscheiben grundsätzlich berücksichtigt werden. Dazu ist ein Näherungsverfahren im *Anhang A1* enthalten, das natürlich auch für die entsprechenden Nachweise von Überkopferverglasungen verwendet werden kann.
- Ferner ist zu beachten, daß beim Nachweis der Durchbiegungsbegrenzung von Isolierglas die Forderung $f \leq d$ nicht mehr enthalten ist. Diese Erleichterung kann nach Meinung des Sachverständigenausschusses auch für Überkopferverglasungen gelten. Eine entsprechende Änderung der Technischen Regel sollte bei passender Gelegenheit vorgenommen werden.

Insbesondere die Angaben zur Mindestbiegesteifigkeit der Auflagerkonstruktion und zur zulässigen Spannung für Spiegelglas waren innerhalb des Sachverständigenausschusses bis zuletzt in der Dis-

kussion. Es bleibt abzuwarten, ob sich bei der Erarbeitung der Schlußfassung nach Ablauf der Frist zur Stellungnahme noch Änderungen ergeben werden.

Die Fachkommission beabsichtigt, die Schlußfassung der technischen Regel ebenfalls in die Liste der Technischen Baubestimmungen aufzunehmen. Sie wird dabei auch über mögliche Anwendungseinschränkungen beraten. So ist beispielsweise zu überlegen, ob davon abzusehen ist, die Beachtung der technischen Regel auch für Fenster und Schaufensterverglasungen baurechtlich vorzuschreiben.

3.2 Punktförmig gelagerte Verglasungen

Bei den punktförmigen Scheibehalterungen sind außersitzende und in Bohrungen sitzende Systeme zu unterscheiden. In allen Fällen ist ein direkter Kontakt zwischen Glas und Metall durch Einfügen von Kunststoff- oder Gummi-Zwischenschichten zu vermeiden.

Bei den außersitzenden Glashaltern werden die Auflagerkräfte senkrecht zur Scheibenebene (zum Beispiel aus Windlasten) von den glasüberdeckenden Klemmflächen aufgenommen, während die Auflagerkräfte in Scheibenebene (zum Beispiel aus Eigenlast) entweder über die Klotzung unmittelbar von der unteren Halterfläche (Schuh) oder – zumindest teilweise – mittels Reibung (Vorspannung) ebenfalls über die Klemmflächen aufgenommen werden können. DIN 18516-4 [5] gilt bei punktförmiger Scheibenlagerung strenggenommen nur für derartige außersitzende Haltersysteme.

Verstärkt zum Einsatz kommen heute in Bohrungen sitzende Punkthalter, die in den verschiedensten – meist patentrechtlich geschützten – Varianten ausgeführt werden. Damit lassen sich sehr filigrane, hoch transparente Flächen herstellen (Abb. 7). Zu unterscheiden sind beispielsweise gelenkige und starre Systeme. Für Überkopfverglasungen sind im allgemeinen nur gelenkige Halter geeignet, da hier andernfalls wegen der zu erwartenden Scheibendurchbiegungen erhebliche Zusatzspannungen im Glas infolge der Einspannung im Halter auftreten würden. Ferner sind Systeme zu unterscheiden, bei denen die Scheiben entweder beidseitig mit Klemmtellern gehalten sind (Abb. 8) oder einseitig durch eine flächenbündige, konusförmige Verschraubung befestigt sind (Abb. 9). Neben Haltern für Einfachverglasungen gibt es auch Systeme zur Befestigung von Isolierverglasungen.

Die punktförmige Lasteinleitung sowohl in als auch senkrecht zur Scheibenebene macht eine aufwendige statische Berechnung zur Ermittlung der örtlichen Spannungsspitzen erforderlich, wobei das Be-

rechnungsverfahren wegen der zahlreichen nur unzureichend erfaßbaren Einflußfaktoren für jedes Halterssystem versuchsmäßig abgesichert werden sollte. Auch die Tragfähigkeit der Halter selber sollte durch Versuche ermittelt werden. Derzeit gibt es noch kein System mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zu-



Abb. 7: Detailbereich aus Abb. 2

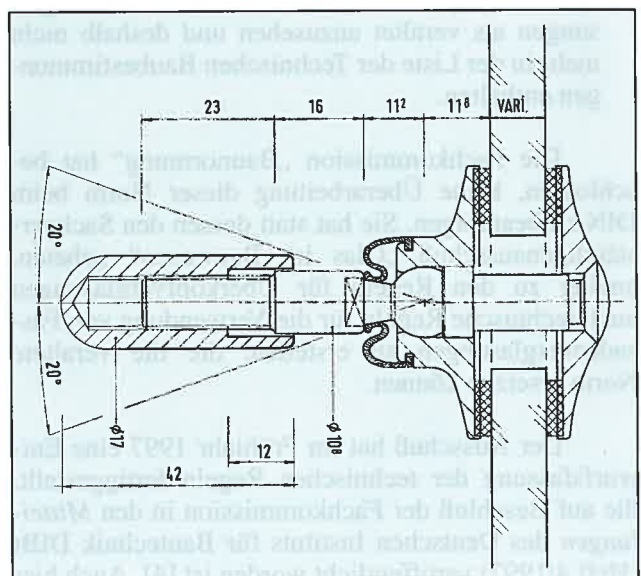


Abb. 8: Glasklemmhalter System RODAN®

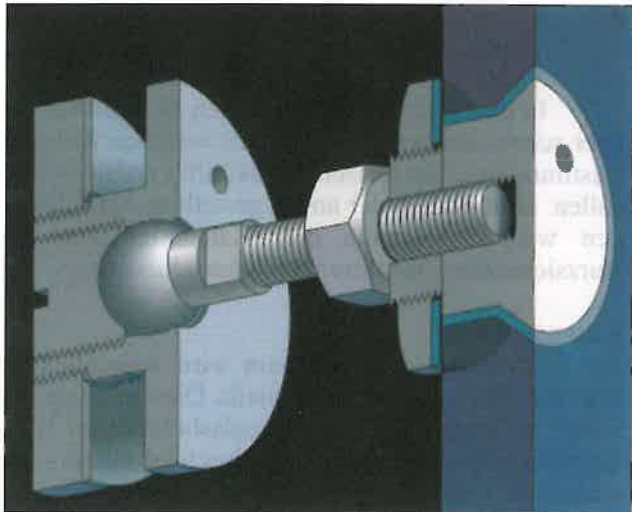


Abb. 9: Konus-Punkthalter System Vertal



Abb. 10: Toleranzproblem bei Durchsteckmontage von Punkthaltern
(Alle Fotos: R. Danz, 71101 Schönaich)

lassung. Die Ausführung solcher Verglasungen ist deshalb nur mit Zustimmung im Einzelfall möglich.

Punktgehaltene Verglasungen erfordern wesentlich größere Herstellungs- und Montagegenauigkeiten als linienförmig gelagerte Konstruktionen. Das betrifft sowohl die Herstellung der Unterkonstruktion als auch die Lage der Bohrungen in den Scheiben. Mit den Punkthaltern können Toleranzen nur in sehr begrenztem Maße ausgeglichen werden (Abb. 10). Es muß vor allem sichergestellt sein, daß noch ausreichend Platz zur Pufferung mit Kunststoff vorhanden ist.

3.3 Geklebte Verglasungen

Durch unmittelbare Verklebung der Glaselemente mit einer Unterkonstruktion werden rahmen- und halterlose Fassadenflächen ermöglicht. Häufig wird bei Isolierglaselementen die vordere Scheibe mit einem allseitigen Glasüberstand ausgebildet (Stufen-Isolierglas), der flächenbündig gestoßen wird und

mit UV-beständigen Silikonklebern auf den verdeckten Rahmen geklebt ist. Der Kleber muß hohen Ansprüchen im Hinblick auf seine Beständigkeit gegenüber Feuchte-, Licht-, Temperatur- und Mikroorganismeneinwirkung gerecht werden. Die einzelnen Elemente werden im Werk vorgefertigt und auf der Baustelle in eine Pfosten-Riegel-Konstruktion eingehängt.

Diese Verbindungstechnik wird in den USA und in Fernost seit vielen Jahren praktiziert (*Structural Glazing*) und kommt jetzt auch in Europa verstärkt zur Anwendung. Es gibt inzwischen mehrere Fassadensysteme mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik. In diesen Zulassungen wird allerdings gefordert, daß unabhängig von der Verklebung das Scheibenei-

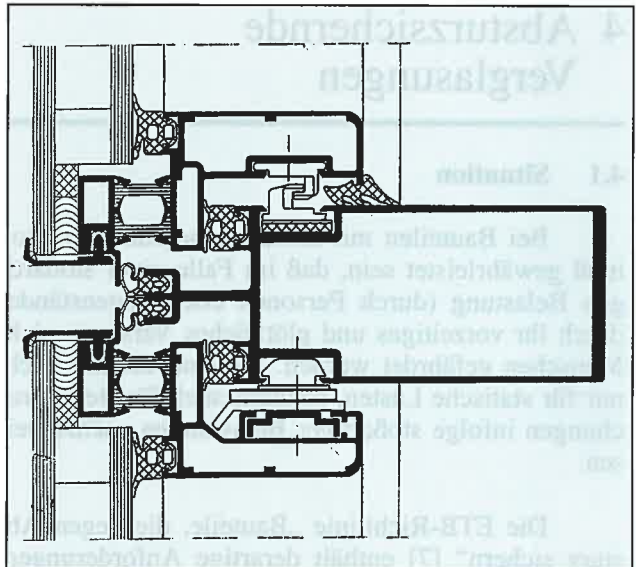


Abb. 11: Structural-Glazing-System (Schüco International KG) mit Glashalterahmen als mechanischer Sicherung

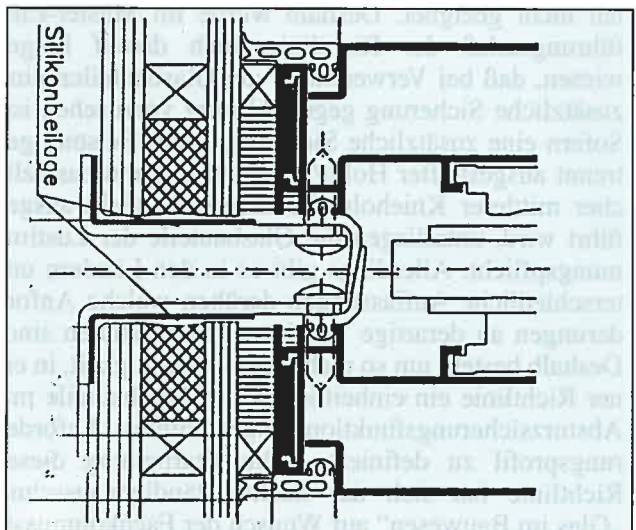


Abb. 12: Structural-Glazing-System (WICONA Bauelemente GmbH) mit Eckhaltern als mechanischer Sicherung

engewicht über Klotzung auf Glasträger abgegeben werden muß. Über die Verklebung dürfen nur die Windsoglasten aufgenommen werden.

Außerdem ist die ausschließliche Befestigung durch Verklebung nur bei Einbauhöhen der Elemente bis zu 8 Meter über Gelände zulässig. Bei einer Einbauhöhe über Gelände von mehr als 8 Meter wird eine zusätzliche mechanische Sicherung gegen Herabfallen der Scheiben gefordert. Diese Notsicherung ist bei den einzelnen Systemen unterschiedlich – entweder als umlaufender Halterahmen oder punktweise („Fotoecken“) – ausgebildet (Abb. 11 und Abb. 12). Ein Sicherheitskonzept für geklebte Glasfassaden auf probabilistischer Basis wird in [6] vorgeschlagen.

4 Absturzsichernde Verglasungen

4.1 Situation

Bei Bauteilen mit absturzsichernder Funktion muß gewährleistet sein, daß im Falle einer stoßartigen Belastung (durch Personen oder Gegenstände) durch ihr vorzeitiges und plötzliches Versagen nicht Menschen gefährdet werden. Sie sind deshalb nicht nur für statische Lasten, sondern auch für Beanspruchungen infolge stoßartiger Belastungen nachzuweisen.

Die ETB-Richtlinie „Bauteile, die gegen Absturz sichern“ [7] enthält derartige Anforderungen. Das in dieser Richtlinie enthaltene Rechenverfahren zur Ermittlung der Beanspruchung durch weichen Stoß ist allerdings für den Nachweis von Glasbauteilen nicht geeignet. Deshalb wurde im Muster-Einführungserlaß der Richtlinie auch darauf hingewiesen, daß bei Verwendung von Glasbauteilen eine zusätzliche Sicherung gegen Absturz vorzusehen ist. Sofern eine zusätzliche Sicherung (zum Beispiel getrennt ausgesteifter Holm/Handlauf und ein zusätzlicher mittlerer Knieholm/Geländerstab) nicht ausgeführt wird, unterliegen die Glasbauteile der Zustimmungspflicht. Allerdings gibt es in den Ländern unterschiedliche Auffassungen darüber, welche Anforderungen an derartige Verglasungen zu stellen sind. Deshalb besteht um so mehr die Notwendigkeit, in einer Richtlinie ein einheitliches, auf Glasbauteile mit Absturzsicherungsfunktion abgestimmtes Anforderungsprofil zu definieren. Die Erarbeitung dieser Richtlinie hat sich der Sachverständigenausschuß „Glas im Bauwesen“ auf Wunsch der Fachkommission „Baunormung“ als nächste Aufgabe vorgenommen, sobald die Fassadenrichtlinie fertiggestellt ist.

4.2 Kategorien von absturzsichernden Verglasungen

In einem ersten Schritt haben sich die Länder aber schon darüber geeinigt, nach welchen Kriterien Zustimmungen im Einzelfall zukünftig erteilt werden sollen. Hinsichtlich der an sie gestellten Anforderungen werden folgende drei Kategorien von absturzsichernden Verglasungen unterschieden:

Kategorie A:

Die absturzsichernde Funktion wird ausschließlich über die Verglasung sichergestellt. Dies ist beispielsweise bei eingespannten Ganzglasbrüstungen (Einfachverglasungen) ohne einen durchgehenden – die einzelnen Brüstungselemente verbindenden – tragenden Handlauf der Fall. Ebenso gehören raumhohe absturzsichernde Wandverglasungen (Einfach- oder Isolierverglasungen), die keinen lastabtragenden Riegel in Holmhöhe besitzen und auch nicht durch einen vorgesetzten Holm geschützt sind, in diese Kategorie.

Kategorie B:

Die absturzsichernde Funktion wird über eingespannte Ganzglasbrüstungen (Einfachverglasungen) sichergestellt, wobei jedoch zusätzlich ein durchgehender Handlauf angeordnet ist, der die einzelnen Brüstungselemente verbindet und bei Ausfall eines Elementes die planmäßigen Horizontallasten (Holmlasten) auf die Nachbarscheiben überträgt.

Kategorie C:

Die Verglasungen sind nur ausfachend angeordnet. Bei Geländern oder Brüstungen (Einfachverglasungen) ist ein unabhängiger Handlauf und bei raumhohen Wandverglasungen (Einfach- oder Isolierverglasungen) ein Querriegel oder ein vorgesetzter Holm zur Abtragung der Holmlast vorhanden.

4.3 Anforderungen an die Ausführung

Für die verschiedenen Kategorien sind die folgenden Ausführungen möglich:

Ausführung in Kategorie A:

Als Einfachverglasung und als innere Scheibe (Angriffsseite) von Isolierverglasungen ist VSG zu verwenden. Für die äußere Scheibe (Absturzseite) von Isolierverglasungen können alle Glaserzeugnisse verwendet werden. Für die innere Scheibe von Isolierverglasungen darf auch ESG verwendet werden, wenn die äußere Scheibe in VSG ausgeführt wird und die Absturzsicherungsfunktion übernimmt.

Nachweis der Tragfähigkeit unter statischer Belastung für die Einwirkungen aus Holmlast, Wind und klimatischen Veränderungen.

Nachweis der Tragfähigkeit der VSG-Scheibe unter stoßartiger Belastung durch Pendelschlag mit weichem Stoßkörper nach prEN 12600 [8] (Abb. 13).

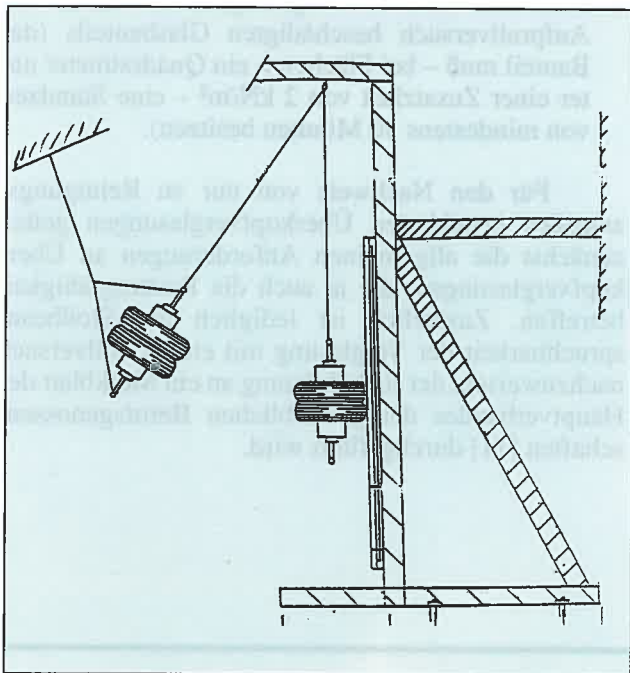


Abb. 13: Stoßkörper (45 Kilogramm-Zwillingsreifen) nach prEN 12600: 1996-09

Ausführung in Kategorie B:

Es darf nur VSG oder ESG als Einfachverglasung verwendet werden.

Nachweis der Tragfähigkeit unter statischer Belastung für die Einwirkungen aus Holmlast und eventuell Wind. Es ist nachzuweisen, daß der durchgehende Handlauf in der Lage ist, die Holmlasten bei Ausfall eines Brüstungselementes auf die Nachbarlemente zu übertragen. Die angrenzenden Verglasungen müssen so dimensioniert sein, daß sie die zusätzlichen Beanspruchungen aufnehmen können.

Nachweis der Tragfähigkeit der VSG-Scheibe unter stoßartiger Belastung durch Pendelschlag mit weichem Stoßkörper.

Ausführung in Kategorie C:

Als Einfachverglasung und als innere Scheibe von Isolierverglasungen darf nur ESG oder VSG verwendet werden; bei Anordnung zusätzlicher Kniestäbe ist auch die Verwendung von Drahtglas möglich. Für die äußere Scheibe von Isolierverglasungen können alle Glaserzeugnisse verwendet werden.

Nachweis der Tragfähigkeit unter statischer Belastung für eventuelle Einwirkungen aus Wind. Auf die Ausfachungen brauchen keine Holm- beziehungsweise Linienlasten angesetzt zu werden.

Nachweis der Tragfähigkeit der VSG-Scheibe unter stoßartiger Belastung durch Pendelschlag mit weichem Stoßkörper, sofern keine zusätzlichen Kniestäbe oder Seile angeordnet werden.

4.4 Voraussetzungen für Einfachverglasungen aus ESG

Einfachverglasungen aus ESG sind nicht zulässig über Verkehrsflächen, wo wegen besonders hohen und langanhaltenden Verkehrsaufkommens ein Personenschaden durch Abgang gefährlicher Glasbruchstücke als wahrscheinlich anzusehen ist, sofern dieser nicht durch konstruktive Maßnahmen verhindert wird. Der gefährdete Verkehrsflächenbereich kann in einem Fallwinkel der Glasbruchstücke von circa 10 Grad gegen die Vertikale angenommen werden.

Ein besonders hohes und langanhaltendes Personenaufkommen ist beispielsweise in innerstädtischen Fußgängerzonen, auf Verkehrsflächen von Warenhäusern oder in Wartehallen von Bahnhöfen und Flughäfen zu erwarten.

Zu den konstruktiven Schutzmaßnahmen zählen zum Beispiel auskragende Deckenteile, Netze oder Gitter sowie auf das ESG aufgeklebte splitterbindende Folien oder eine auf allen Seiten durchgehende Einfassung der Scheiben. Die Wirksamkeit der Schutzmaßnahmen (zum Beispiel der splitterbindenden Folien) ist gegebenenfalls durch Versuche zu belegen.

ESG-Scheiben für Einfachverglasungen sind grundsätzlich der Heißlagerungsprüfung nach DIN 18516 Teil 4 zu unterziehen.

Bei Einfachverglasungen aus ESG darf der Abstand zwischen freien Glaskanten und massiven Konstruktionsteilen oder weiteren Glasscheiben nur so groß sein, daß ein Stoß auf die freie Kante nicht möglich ist (im allgemeinen nicht größer als 50 Millimeter), ansonsten sind die freien Glaskanten in ihrer vollen Breite zu schützen. Ein Stoßversuch mit hartem Stoßkörper ist nur in Ausnahmefällen erforderlich. Wenn er durchgeführt wird, sollte dazu eine ein Kilogramm schwere Stahlkugel nach DIN 52338 [9] verwendet werden.

5 Begehbare Glasbauteile

Zu dieser Kategorie zählen zum Beispiel Treppenstufen und -podeste aus Glas, aber auch Überkopfverglasungen, die zu Reinigungszwecken begehbar sein müssen. Auch diese Bauteile können nicht nach technischen Baubestimmungen oder allgemein anerkannten Regeln der Technik beurteilt werden und benötigen eine Zustimmung im Einzelfall. Für begehbare Glasbauteile kommt nur eine Ausführung in VSG mit mindestens drei Scheiben in Betracht.

Folgende Anforderungen werden im Rahmen von Zustimmungsverfahren an planmäßig begehbare Bauteile gestellt:

- Nachweis der Tragfähigkeit bei planmäßiger Nutzung unter Verzicht auf die rechnerische Mitwirkung der obersten Scheibe und auf eine Verbundwirkung.
- Nachweis der Nutzungssicherheit (Rutschhemmung) durch entsprechende Beschichtung nach einem Merkblatt des Hauptverbandes der gewerblichen Berufsgenossenschaften [10].
- Nachweis der Tragfähigkeit beim Aufprall schwerer und scharfkantiger Gegenstände (Aufprallversuch aus 50 Zentimeter Höhe mit 40 Kilogramm schwerem zylindrischem Fallkörper und einge-

drehter M8-Schraube als Aufschlagfläche, bei dem das Bauteil nicht durchschlagen werden darf).

- Nachweis einer Resttragfähigkeit des durch den Aufprallversuch beschädigten Glasbauteils (das Bauteil muß – bei Flächen > ein Quadratmeter unter einer Zusatzlast von 2 kN/m² – eine Standzeit von mindestens 30 Minuten besitzen).

Für den Nachweis von nur zu Reinigungszwecken begehbaren Überkopfverglasungen gelten zunächst die allgemeinen Anforderungen an Überkopfverglasungen, die ja auch die Resttragfähigkeit betreffen. Zusätzlich ist lediglich die Stoßbeanspruchbarkeit der Verglasung mit einem Fallversuch nachzuweisen, der in Anlehnung an ein Merkblatt des Hauptverbandes der gewerblichen Berufsgenossenschaften [11] durchgeführt wird.

Literatur:

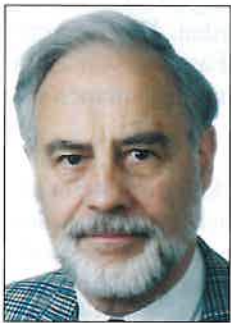
-
- [1] Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Überkopfverglasungen. Mitteilungen DIBt, Heft 5/1996, Ernst & Sohn, Berlin
 - [2] Feldmeier, F.: Zur Berücksichtigung der Klimabelastung bei der Bemessung von Isolierglas bei Überkopfverglasung. Stahlbau 65 (1996) Heft, Ernst & Sohn, Berlin
 - [3] Blank, K.: Bemessung von rechteckigen Glasscheiben unter gleichförmiger Flächenlast. Bauingenieur 68 (1993) 489-497, Springer-Verlag, Berlin
 - [4] Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Vertikalverglasungen, Entwurfsfassung Mai 1997. Mitteilungen DIBt, Heft 4/1997, Ernst & Sohn, Berlin
 - [5] DIN 18615-4: 1990-02: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet; Einscheiben-Sicherheitsglas; Anforderungen, Bemessung, Prüfung
 - [6] Wörner, J.-D.; Shen, X.: Sicherheitskonzept für Glasfassaden. Bauingenieur 69 (1994) 33-36, Springer-Verlag, Berlin
 - [7] ETB-Richtlinie „Bauteile, die gegen Absturz sichern“; Fassung Juni 1985; Beuth Verlag GmbH, Berlin
 - [8] prEN 12600: 1996-09: Glas im Bauwesen, Pendelschlagversuch, Verfahren und Durchführungsanforderungen der Stoßprüfung von Flachglas
 - [9] DIN 52338: 1985-09: Prüfverfahren für Flachglas im Bauwesen; Kugelfallversuch für Verbundglas
 - [10] Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften: „Merkblatt Nr. ZH 1/571 für Fußböden in Arbeitsräumen und Arbeitsbereichen mit erhöhter Rutschgefahr; Ausgabe April 1989
 - [11] Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften: „Merkblatt Nr. ZH 1/44 für die Beurteilung der Begehbareit von Bauteilen“; Ausgabe Oktober 1989

Wechselwirkung zwischen Fundament und Baugrund

In welcher Weise hat das europäische Sicherheitskonzept das Nachweisverfahren beeinflusst?

Der Eurocode 1 für das Bauingenieurwesen unterscheidet direkte und indirekte Einwirkungen. Dabei sind indirekte Einwirkungen diejenigen, die erst durch die Wechselwirkung des Baugrundes mit dem Fundament quantifizierbar werden. Am Beispiel der Flachgründungen wird im folgenden Beitrag gezeigt, wie das europäische Sicherheitskonzept das Nachweisverfahren beeinflusst.

Dr.-Ing. habil. Ulrich Smolczyk Jahrgang 1928, studierte, promovierte und habilitierte sich an der TU Berlin; 1961 bis 1969 war er technischer Angestellter bei der Philipp Holzmann AG in Hamburg; 1966 apl. Professor für Theoretische Bodenmechanik an der TU Berlin; 1969 bis 1994 o. Professor für Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Stuttgart; 1976 Gründung des Ingenieurbüros Smolczyk & Partner GmbH in Stuttgart; 1970 bis 1978 Leiter der Fachsektion Bodenmechanik der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 1978 bis 1990 deren Vorsitzender; 1989 bis 1994 Vizepräsident der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau; 1994 Ehrendoktorat der TU Dresden; 1978 Herausgeber der Zeitschrift Geotechnik; Herausgeber und Schriftleiter des Grundbautaschenbuchs; Obmann der Arbeitsgruppe für die Überarbeitung des Eurocodes 7 „Geotechnical Design“



1 Zum Begriff der indirekten Einwirkung

In der europäischen Vornorm ENV 1991 Teil 1 werden die Begriffe für die Tragwerksplanung des Bauingenieurwesens definiert. So werden im Abschnitt 4.1 die Einwirkungen definiert, wobei wie folgt unterschieden wird:

- (1) *P* Als Einwirkung *F* wird bezeichnet:
- eine direkte Einwirkung, z.B. eine Kraft (*Last*), die auf ein Tragwerk wirkt, oder
 - eine indirekte Einwirkung, z.B. eine aufgezwungene oder behinderte Verformung oder Beschleunigung, die z.B. von Temperaturänderungen, Feuchtigkeitsänderungen, ungleicher Setzung oder Erdbeben herrührt.

Die europäische Vornorm für die Geotechnik, ENV 1997, bezieht sich zwar in dem Abschnitt 2.4.2, der sich mit den Einwirkungen befaßt, nicht mehr auf diese Unterscheidung, subsumiert aber sowohl die aktiven als auch die passiven Erddrücke bei den Einwirkungen. Bei der Abstimmung zwischen dem konstruktiven Ingenieurbau und dem Grundbau ist es daher wichtig zu betonen, daß der Erddruck durch eine „aufgezwungene oder behinderte Verformung“ zustandekommt und somit eine indirekte Einwirkung ist. Allenfalls der Ruhedruck kann als direkte Einwirkung klassifiziert werden.

Indirekte Einwirkungen und Wechselwirkungen sind nicht begrifflich deckungsgleich, auch wenn die Erddruckabhängigkeit von den Bauwerks-Kontaktbedingungen die im Grundbau hauptsächliche Wechselwirkung ist. Zu den Wechselwirkungen zählen aber auch Veränderungen im Baugrund, die zum Beispiel durch wiederholte Lastwechsel oder Änderungen des Sättigungsgrades oder ähnliches verursacht werden.

Bei der Untersuchung eines Tragelements geht man in der Baustatik so vor, daß um das betrachtete Element gedanklich ein Rundschnitt gelegt wird. An diesem werden dann alle Kräfte und Momente ange-

setzt. Sie bilden ein Gleichgewichtssystem und verursachen – gegebenenfalls mit eingepprägten Verschiebungen – innere Schnittlasten, für die das Tragelement zu bemessen ist. Dagegen ist die Bemessungssituation im Grundbau dadurch gekennzeichnet, daß an dem Gleichgewicht des zu untersuchenden Tragwerks ein Kontinuum beteiligt ist, das man zwar auch noch (**Abb. 1**) symbolisch durch ein Stabwerk modellieren kann, bei dem aber jeder „Stab“ unter Last um ein gewisses Maß bleibend oder elastisch nachgibt, bevor Gleichgewicht eintritt. Auch wenn man der Vereinfachung halber Retardationseffekte aus dem Modell herausläßt, verursachen alle das Kontinuum stellvertretenden Stäbe indirekte Einwirkungen, weil – abgesehen von Gründungen auf Fels -die festen Lager das Tragwerk nicht direkt stützen.

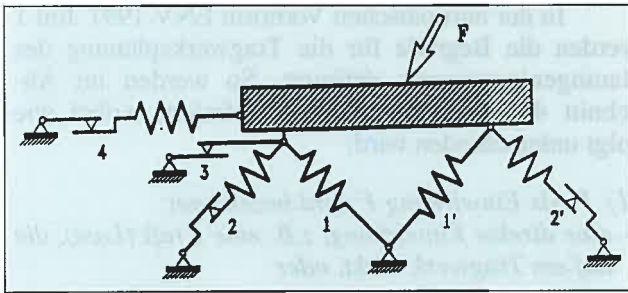


Abb. 1: Rheologisches Baugrundmodell für ein Flachfundament

Das Stabwerkmodell soll vor allem klarstellen, daß der Widerstand gegen ein Versagen im System nicht dadurch definiert ist, daß die am Tragwerk angreifenden Kräfte in einwirkende und widerstehende unterteilt werden. Sondern der „Bemessungswiderstand“, wie er im Abschnitt 9.3.5 der ENV 1991-1 definiert wird, ist stets der Verformungswiderstand der Stäbe und des Tragwerks, also des Baugrundes und der Gründung. Wären das Tragwerk ein starrer Körper und seine Lagerpunkte ebenfalls starr (in der symbolischen Darstellung: Stablängen 0), dann würde die Prüfung des Verformungswiderstandes gegenstandslos. Zu prüfen wäre dann die Lagesicherheit wie zum Beispiel im Auftriebsfall. Eine Trennung der einwirkenden Kräfte in Einwirkungen und Widerstände wäre dann willkürlich. Wohl aber macht es Sinn, die am Systemverhalten beteiligten mechanischen Größen in „günstig“ und „ungünstig“ wirkende zu unterscheiden und die zu fordernden Teilsicherheitsbeiwerte dementsprechend festzulegen.

Wenn man von dem Sonderfall absieht, daß alle Systemkomponenten starr sind, läßt sich der statische Nachweis für eine Gründung prinzipiell in zwei Stufen ausführen:

- Stufe 1: den Einwirkungen („Stabkräfte“ + äußere Kräfte + eingepprägte Kräfte) steht mit ausreichender Sicherheit ein Bemessungswiderstand im Tragwerk entgegen.

- Stufe 2: der Baugrund hält mit ausreichender Sicherheit gegen Versagen stand (**Abb. 1**: die Stäbe haben einen Bemessungswiderstand mit ausreichender Sicherheit).

Die Nachweise müssen in der Regel sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) geführt werden. Für die Nachweise der Stufe 2 ist in der europäischen Normung der Eurocode 7 maßgebend. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf diese Nachweise und auf die Frage, inwieweit der indirekte Charakter der Baugrund-Einwirkungen eine Rolle spielen kann.

2 Blockfundament

Zunächst zum einfachen Grundfall des Stützenfundamentes. Sofern es überhaupt möglich ist, flach zu gründen, kann entweder (a) mit den zulässigen Sohlpressungen bemessen werden, die im Anhang zur Neufassung der DIN 1054 in graphischer Form statt wie früher (DIN 1054, 1976) in Tabellenform enthalten sind, oder – wenn die Voraussetzungen dafür nicht zutreffen – (b) aufgrund der Nachweise für die Grenzzustände ULS und SLS.

Die Tabellenwerte decken die Stützwirkung der Stäbe 1 und 2 des Baugrundmodells in **Abb. 1** ab; der Nachweis für den Gleitwiderstand (Stab 3) gilt nur als berücksichtigt, solange die Bemessungswerte der schiebenden – in der Regel horizontalen – Einwirkungen nicht größer sind als 20 Prozent der vertikalen, von denen die Sohlreibung abhängt und die zulässigen Sohlpressungen in Abhängigkeit von dem Verhältnis H_d/V_d abgemindert werden. Die Begrenzung auf 20 Prozent gab es in der Fassung von 1976 nicht; sie dürfte aber im Hochbau im allgemeinen erfüllt sein.

Das Problem der Wechselwirkung erscheint also meist erst dann, wenn die seitliche Stützung des Bodens („Stab 4“) mit herangezogen werden soll, was grundsätzlich zulässig ist, wenn gewährleistet werden kann, daß diese Stützung auch immer vorhanden ist, solange die H-Last wirkt.

Während beim Ansatz des Sohlwiderstandes nur die durch die V-Last verursachte Sohlreibung, nicht aber eine eventuelle effektive Kohäsion des Bodens angesetzt werden darf, da zwischen Fundament und gewachsenem bindigen Boden üblicherweise eine kapillarbrechende kohäsionslose Schicht eingeschaltet wird, und selbst dann, wenn das nicht geschehen sollte, Störungen der Bodenoberfläche nicht auszuschließen sind, werden bei der Ermittlung der resultie-

renden Einwirkung aus Erdwiderstand und Erddruck sowohl die Reibung als auch eine etwa vorhandene Kohäsion, beziehungsweise eine daraus abzuleitende Gesamtfestigkeit, berücksichtigt. Man muß aber beachten, daß diese beiden Anteile durch ganz unterschiedliche Verschiebungsmaße aktiviert werden, so daß sich die folgenden beiden Fälle ergeben:

a.) eine Kohäsion ist gering oder gar nicht vorhanden, oder das Fundament wird in einer Baugrube geschalt hergestellt und der Arbeitsraum verfüllt: in diesem Fall wird zuerst der Sohlwiderstand voll aktiviert, bevor über ein von der Lagerungsdichte des Bodens abhängiges Verschiebungsmaß einen darüber hinaus erforderlichen seitlichen Bodenwiderstand aktiviert. Das Maß der erforderlichen Verschiebung hängt natürlich davon ab, in welchem Maß der Erdwiderstand herangezogen werden soll – wenn man ihn voll aktivieren wollte, käme man durchaus auf Verschiebungen bis in den Dezimeterbereich. Früher wurde deswegen pauschal nur die Hälfte des Erdwiderstandes zugelassen. Damit ist man auch heute, wenn man die charakteristischen Werte der Scherparameter φ' und c' ansetzt, wegen des stark nichtlinearen Verlaufs der Mobilisierungsfunktion vor unzulässig großen Fundament-Ausweichungen geschützt. Man kann aber auch – was bei Brückenfundamenten zum Beispiel durchaus wirtschaftlich bedeutsam werden kann – eine differenziertere Betrachtung anstellen, wobei der Grenzzustand SLS der Gebrauchstauglichkeit und das für den SLS zulässige Verschiebungsmaß, angesetzt auf die vom Baugrundfachmann anzugebende Arbeitslinie des Erdwiderstandes, zugrunde zu legen sein werden. Dabei ist die Räumlichkeit des Erdwiderstandes zu berücksichtigen. Dagegen spielt der Abzug des aktiven Erddrucks auf der gegenüberliegenden Fundamentfläche nur eine geringfügige Rolle. Das gilt auch für den Fall, daß die Gleitsicherheit durch einen Sporn konstruktiv verbessert wird.

b.) das Fundament wird im gut standfesten, vorbelasteten bindigen Boden von mindestens steifer Konsistenz ohne Arbeitsraum betoniert. In diesem Fall – Extrem: weicher Fels – steht die Kohäsion ohne nennenswerte Verschiebung als Widerstand zur Verfügung, unter Umständen sogar eher als die Sohlreibung. In diesem Fall genügt eine kräftemäßige Betrachtung, wobei der Grenzzustand ULS mit den Bemessungswerten der Einwirkungen auf das Fundament zugrunde zu legen ist, um sicherzustellen, daß der Boden bei seiner Inanspruchnahme eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen behält. Das wird der Fall sein, wenn entweder der mit charakteristischen Scherparametern berechnete Erdwiderstand nur zu 75 Prozent angesetzt wird, oder er mit Bemessungswerten der Scherparameter bei Einhaltung einer 1,25-fachen Teilsicherheit berechnet wird. Der SLS

braucht dann nicht mehr eigens nachgewiesen zu werden.

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird allerdings in allen Bemessungssituationen maßgebend, wo es um die realistische Einschätzung von Setzungen, Setzungsdifferenzen und elastischen Federwirkungen des Baugrundes geht. In jenen einfachen Fällen, in denen mittels zulässiger Sohlpressungen dimensioniert wird, gibt die DIN 1054-100 Hinweise auf die damit möglicherweise verbundenen Setzungen im Bereich weniger Zentimeter. Die Setzung eines Fundamentes ändert sich bei mittiger Belastung proportional zum Produkt aus Sohldruck und Fundamentbreite; wenn man also die Sohlfläche nach beiden Richtungen vergrößert, nimmt sie ab.

Bei größeren Fundamenten und höheren Lasten, wie etwa bei Brückenpfeilern, ist jedoch eine Setzungsberechnung unerlässlich, selbst wenn man sich darüber klar sein muß, daß die Aussagegenauigkeit begrenzt ist – Setzungen unter einem Zentimeter sind allenfalls der Größenordnung nach prognostizierbar. Für die Berechnung muß der Tragwerksplaner die charakteristischen Einwirkungen auf das Fundament angeben, und zwar getrennt nach ständigen, quasi-ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Es genügt nicht, nur die Eigengewichtslasten des Bauwerkes anzusetzen – man denke zum Beispiel an ein Lagerhaus, das ständig zu 60 Prozent belegt ist: hier werden auch die Nutzlasten wesentlich zu den Setzungen, vor allem aber zu den Setzungsdifferenzen, beitragen. Wenn schließlich der Tragwerksplaner verlangt, das elastische Antwortverhalten des Bodens auf mögliche Bemessungssituationen genannt zu bekommen, müssen die Verformungsberechnungen auch sämtliche Einwirkungen dieser Bemessungssituationen berücksichtigen.

Damit kommen wir zur eigentlichen Wechselwirkung zwischen Flachgründung und Boden: wie reagieren die „Federstäbe“ 1 und 2 des Baugrundmodells. Die Bodenmechanik sagt dazu, daß die Arbeitslinie der Stäbe ausgeprägt nichtlinear ist: erstens reagiert ein vorbelasteter Boden sehr viel steifer als ein erstbelasteter, und zweitens führt eine Setzung zur Verfestigung, so daß sich in etwa eine abnehmende Proportionalität der Setzung zum Logarithmus der Druckspannung ergibt. Im Grenzzustand SLS kann man davon ausgehen, daß ein seitliches Ausweichen des Bodens, in **Abb. 1** bei den Stäben 2 durch das Reibungselement symbolisiert, noch nicht nennenswert zur Setzung beiträgt, so daß man bei derartigen Blockfundamenten vereinfacht von einem eindimensionalen Druck-Setzungsverhalten ausgehen kann.

Abb. 2 stellt eine typische Arbeitslinie dar. Das durch Vorbelastung erzeugte elastische Antwortver-

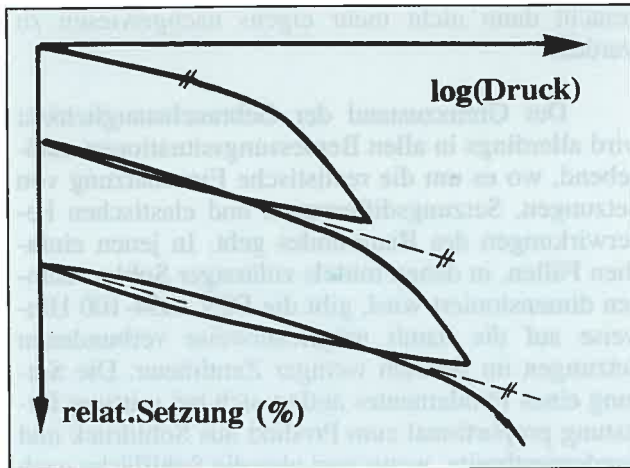


Abb. 2: Beispiel einer Druck-Setzungs-Linie eines Bodens

halten ist relativ unabhängig vom Spannungsniveau und kann deswegen praktisch durch einen konstanten Steifemodul dargestellt werden. In den meisten Fällen erhält der tragende Baugrund aber bei seiner erstmaligen Inanspruchnahme eine höhere Druckspannung als vorher, was einen zeitlich verzögerten Konsolidierungsvorgang in Gang setzt. Wenn man diesen ziemlich komplexen mechanischen Vorgang durch nur einen Modul erfassen will, müssen zwei Gesichtspunkte abgewogen werden:

- a.) Sind die Konsolidationszeiten des Bodens so kurz, daß auch die pseudoständigen Einwirkungen beim Druckspannungs-Niveau zu berücksichtigen sind, oder genügt der Ansatz der ständigen Einwirkungen?
- b.) Bleibt das Druckspannungs-Niveau in der Nähe des Vorbelastungs-Knickpunktes der Arbeitslinie oder liegt es deutlich höher?

Die europäische Normung geht davon aus, daß diese für das Ergebnis sehr wesentlichen Überlegungen nicht durch einen Teilsicherheitswert abgepuffert werden, sondern vor der Festlegung des charakteristischen Wertes eines Steifemoduls (oder einer für die Bemessung maßgebenden Arbeitslinie) angestellt werden. Das logische Muster sieht deswegen für den verantwortlichen Baugrundgutachter so aus, daß er in einem ersten Schritt aus den Ergebnissen von Laborversuchen und Feldversuchen (Sondierungen!) sogenannte „abgeleitete Werte“ für die Baugrundsteifigkeit herausliest und in einem zweiten Schritt unter Herbeiziehung seiner (hoffentlich vorhandenen) einschlägigen Erfahrung die charakteristischen Werte für die Steifemoduln festlegt.

Da die Zahl der wirtschaftlich vertretbaren Versuche im Grundbau bekanntlich sehr begrenzt ist, fordert die europäische Normung die Angabe sowohl eines unteren als auch eines oberen charakterischen

Wertes – in beiden Fällen eines als sich eingeschätzten Mittelwertes, da die lokalen Streuungen, die sich auch bei großer Erkundungsdichte noch ergäben, für den Integral-Charakter der Setzung ohne Bedeutung sind. Dagegen zeigt die Erfahrung bei normaler Erkundungsdichte, daß sich selbst dann ein Setzungsunterschied am Fundament einstellt, wenn er bei Ansatz nur eines repräsentativen Wertes für den Steifemodul rechnerisch gar nicht eintreten sollte. Er macht ungefähr die Hälfte der rechnerischen Mittelsetzung aus und ist bei den Blockfundamenten etwas stärker ausgeprägt als bei Plattengründungen. Hier spielen nicht nur unentdeckt gebliebene Heterogenitäten des Baugrundes eine Rolle, sondern auch Randbedingungen, wie sie sich beispielsweise durch eine einseitig vorhandene Nachbarbebauung ergeben, durch die die Vorbelastung des Bodens einseitig beeinflusst wird – was ja in der üblichen Setzungsberechnung gar nicht berücksichtigt werden kann.

Dieser letztgenannte Effekt darf allerdings nicht mehr vernachlässigt werden, wenn das Gelände einseitig geböscht ist oder eine Baugrube in der engen Umgebung ausgehoben werden soll. Ich habe dazu bei der Spezialsitzung zur letzten Baugrundtagung 1996 einiges vorgetragen [1].

3 Blockfundamente in der Gruppe

Die über einen Bauwerks-Grundriß verteilten Blockfundamente sind gewöhnlich genügend weit voneinander entfernt – denn sonst würde man gleich zu einer Plattengründung übergehen –, um hinsichtlich Tragfähigkeit und Setzungsverhalten unabhängig voneinander bemessen werden zu können. Die gängige Praxis, bei Hochbauten die Stützenlasten gewissermaßen statisch bestimmt herunterzurechnen, das Bauwerk also als eine schlaife Last ohne eine innere Steifigkeit in die zu erwartende Setzungsmulde zu stellen, hat sich bewährt.

Das hängt naturgemäß damit zusammen, daß bei diesen Bauwerken die Eigengewichtslasten dominieren und sich die innere Steifigkeit des Tragwerks erst im Verlauf des Baufortschritts und überhaupt zeitlich verzögert einstellt. Es gibt also zwar eine Wechselwirkung mit dem Baugrund, aber sie führt nicht zu Lastumlagerungen zwischen den Stützpunkten, und die durch die Baugrund-Nachgiebigkeit ausgelösten Nebenspannungen im Tragwerk werden relaxiert.

Aber auch bei sehr großen veränderlichen Lasten läßt sich eine abträgliche Wechselwirkung zwi-

schen Bauwerk und Baugrund oft konstruktiv vermeiden – zum Beispiel dadurch, daß man hoch belastete Bauwerksteile durch Setzungsfugen von wenig belasteten trennt.

Statisch relevante Wechselwirkungen, die bei Nichtbeachtung zu Schäden führen können, treten bei Bauwerken, die auf Einzel- oder Streifenfundamenten gegründet sind, dann auf, wenn sich die Randbedingungen plötzlich ändern. Das ist insbesondere dann der Fall, wenn neben einem bestehenden Bauwerk eine tiefe Baugrube ausgehoben wird. In der Praxis wird in der Regel versucht, durch einen sogenannten „verformungsarmen Verbau“ unerwünschte Fundamentbewegungen am Altbau zu vermeiden. Das ist auch ganz richtig. Nur: „verformungs-arm“ heißt nicht „verformungs-los“; auch vorgespannte Rückverhängungen des Verbaus können zu Verschiebungszuständen führen, die horizontale Zwangskräfte auf die Einzelfundamente verursachen.

Besonders problematisch sind Baumaßnahmen nahe an bestehenden Bauwerken, wenn diese im Hang gegründet sind, weil die Sicherheit gegen Hangbewegungen – man braucht noch gar nicht an einen Böschungsbruch zu denken – möglicherweise nur durch die Stützwirkung des Altbaus gegeben ist. Wenn man am Hangfuß vor oder neben dem Altbau neu aushebt, können großräumig Kriechverformungen im Hang aktiviert werden, die zu unterschiedlichen Verschiebungsmaßen der einzelnen Fundamente führen. Bei einem Aushub vor dem Altbau würde in einem solchen Fall auch ein verformungsarmer Verbau wirkungslos sein, das heißt, gegebenenfalls muß zunächst einmal der Hangschub konstruktiv reduziert und das Hangwasser drainiert werden, ehe mit dem Aushub begonnen wird.

Während es also in vielen Fällen genügt, die konventionellen Setzungsberechnungen für die einzelnen Fundamente ohne Einbeziehung sekundärer Wechselwirkungen zwischen Tragwerk und Baugrund durchzuführen und dem Tragwerksplaner die Setzungswerte vorzugeben, gebietet es die Sorgfaltspflicht, zu prüfen, ob nicht auch horizontale Verschiebungen auftreten können – denn wenn sie auftreten, sind sie schadensträchtiger als die Setzungen. Man kennt das aus den Gebieten, in denen Bergschäden auftreten, ist sich aber sonst solcher Risiken – zumal sie schwer zu quantifizieren sind – oft nicht bewußt.

4 Flächen Gründungen

Wenn der Bauingenieur von der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund spricht, denkt

er gewöhnlich an die Bemessung der Sohlplatte einer Flächen Gründung, denn bei solchen Platten spielt kaum die Sicherheit gegen ein Versagen des Baugrundes eine Rolle, sondern die Gebrauchstauglichkeit der Platte.

Das bedeutet, daß mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen das aus Tragwerk, Gründung und Baugrund bestehende System auf sein Verformungsverhalten hin analysiert werden muß. Diese Berechnung wird normalerweise unter der Annahme eines linear elastischen Verhaltens von Bauwerk und Baugrund durchgeführt. Weiter wird das Bauwerk vereinfacht als aus der Gründungsplatte, den aufgehenden Stützen oder Wänden und dem Überbau bestehend angenommen (Abb. 3).

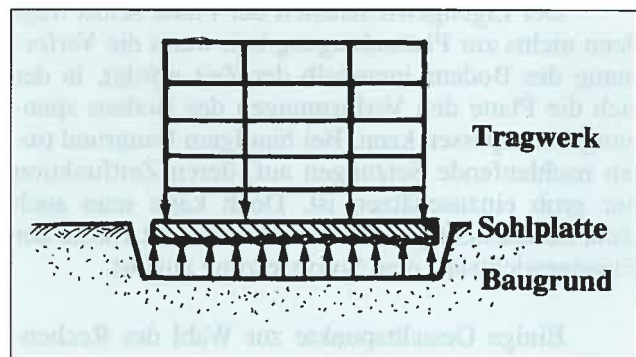


Abb. 3: Vereinfachtes Prinzip der Plattenberechnung

Die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk entwickelt sich in der Unterfläche der Platte und führt zu der Frage nach der wirklichkeitsnahen Sohldruckverteilung [2]. Die Annäherung an die statische Wirklichkeit kann bekanntlich in drei Stufen erfolgen:

- 1.) Bei der sogenannten „einfachen Annahme“ wird die Wechselwirkung entweder überhaupt nicht, oder wenn, dann in Form einfacher Abschätzungen, berücksichtigt. Die Sohldruckverteilung ergibt sich dabei als direkte Einwirkung statisch bestimmt aus der Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen.
- 2.) Die Entwicklung des Sohldruckes unter Last wird als indirekte Einwirkung in Form vertikaler Federstäbe („Bettungsmodulverfahren“) eindimensional und ohne gegenseitige Schubkopplung ermittelt.
- 3.) Das Kontinuum Baugrund wird durch ein finites System von Lagerpunkten ersetzt. Die zunächst ohne Berücksichtigung der Wechselwirkung errechneten Lagerkräfte dienen als Randlasten für eine Verformungsberechnung im Baugrund, aus der sich Lagerpunktverschiebungen ergeben, die noch nicht mit der Biegefläche der Sohlplatte übereinstimmen. Das ergibt zusätzliche Zwangskräfte im Tragwerk und eine veränderte Sohldruckverteilung. Die Über-

einstimmung der Plattenbiegung mit der Baugrundrandverformung erfolgt iterativ.

Bei jedem dieser Berechnungsmodelle hängt die Plattenbiegung von der Steifigkeit der Platte selbst und dem Beitrag an Steifigkeit ab, den der Überbau beisteuert. Da hier kein geotechnisches Thema behandelt wird, sei auf die Untersuchungen hingewiesen, über die Netzel im Grundbautaschenbuch berichtet [2]. Da die Tragwerke heute meist mittels EDV untersucht werden, sei hier nur darauf hingewiesen, daß die Rißbildung in der Platte und die Normalkraftverformungen in den Stützen berücksichtigt werden sollten, um eine realistische Biege-Steifigkeit der Platte zu erhalten.

Der Eigengewichtsanteil der Platte selbst trägt dann nichts zur Plattenbiegung bei, wenn die Verformung des Bodens innerhalb der Zeit erfolgt, in der sich die Platte den Verformungen des Bodens spannungslos anpassen kann. Bei bindigem Baugrund treten nachlaufende Setzungen auf, deren Zeitfunktion nur grob einzuschätzen ist. Doch kann man auch dann berücksichtigen, daß mindestens die Hälfte der Eigengewichtslast eine Sofortsetzung auslöst.

Einige Gesichtspunkte zur Wahl des Rechenmodells.

Die unter 1.) erwähnte statisch bestimmte Ermittlung des Sohldrucks bedeutet eine gleichmäßige beziehungsweise eine trapezförmige Verteilung der Tragwerkslasten über die Platte, das heißt, sie führt zu um so unwirtschaftlicheren Bemessungen, je konzentrierter die Einwirkungen auf die Platte sind. Wenn man Behälter im gefüllten Zustand untersucht, mag das ohne diese Bedeutung sein. Im normalen Hochbau aber ergeben sich völlig überhöhte Biegemomente und Querkräfte. Eine pauschale Verbesserung ergibt sich, wenn man die Einwirkungen von Einzellasten linear ins Feld hinein abnehmen läßt.

Das unter 2.) genannte Bettungsmodulverfahren taugt umgekehrt am ehesten für den Fall der Einzellast auf einer biegeweichen Platte – bevorzugtes Anwendungsbeispiel ist die Fahrbahnplatte. Das Verfahren war vor der EDV-Periode im Bauingenieurwesen auch für die Plattenbemessung allgemein sehr beliebt, weil alle benötigten Werte tabuliert im Schrifttum vorgegeben waren. Seine Nachteile sind:

- Der Bettungsmodul muß unter Berücksichtigung der speziellen Randbedingungen durch eine Setzungsberechnung ermittelt werden; dabei geht der Starrkörperanteil der Setzung voll ein, so daß der Bodenwiderstand unterschätzt wird.

- Die räumlich mittragende Wirkung des Baugrundes wird nicht erfaßt; gleichmäßige Lasten verursachen keine Plattenbiegung. Das Verfahren ist im konstruktiven Ingenieurbau nicht zuletzt deswegen so beliebt, weil es die Verantwortung für die Angabe charakteristischer Bettungsmoduln ganz dem Baugrundgutachter überläßt, der oft die Einzelheiten des Tragwerks noch gar nicht kennt, wenn man von ihm diese Angaben verlangt.

Nachdem der Ansatz 2.) bodenmechanisch letztlich doch auf eine Setzungsberechnung hinausläuft, lag es nahe, ohne den Umweg über einen Bettungsmodul die Einflußlinie für die Einzellast auf dem Halbraum zu benutzen, um durch Superposition der statisch unbestimmten Sohldruckkräfte in diskreten Punkten der Platte im Sinne der statischen Deformationsmethode zu einer Biegefläche zu kommen, die sowohl dem elastischen Potential des Tragwerks wie dem des Bodens gerecht wird. Dieses von *Kany* entwickelte und von ihm *Steifemodulverfahren* genannte Verfahren ist heute die Grundlage der EDV-Software für Plattenberechnungen [3]. Die Steifigkeit der Platte und die des Baugrunds werden in einer festen Verhältniszahl erfaßt; beide werden als linear elastisch angesehen. Das Verfahren ist ein deutlicher Fortschritt gegenüber dem Rechenmodell 2.), auch wenn die auf die Platte einwirkenden Kräfte und Momente noch als „direkte Einwirkungen“ angesehen werden – die eigentliche Wechselwirkung mit dem Aufgehenden also nicht berücksichtigt wird.

Ein Berechnungsverfahren im Sinne des Ansatzes 3.) läßt sich mit dem Verfahren der finiten Elemente formulieren. Ideal wäre ein hybrides System dergestalt, daß ein beliebiges Verfahren der Tragwerksstatik durch geeignete Übergangselemente mit einem beliebigen FE-Verfahren zur Ermittlung der Baugrundverformungen verknüpft werden kann. Zur Zeit gibt es das noch nicht, so daß eine mechanisch überzeugende Berücksichtigung der Wechselwirkung von Tragwerk und Baugrund darauf angewiesen wäre, die beiden Systeme getrennt zu berechnen und an der Kontaktfläche iterativ zur Deckung zu bringen. Ob sich das für die praktischen Belange überhaupt lohnt, ist allerdings fraglich.

Das Problem der Wechselwirkung stellt sich aber auch noch in anderer Weise, wenn es um die Sohlschubverformungen geht. Normalerweise brauchen sie bei der Plattenberechnung nicht berücksichtigt zu werden, da Temperatur und Schwinden keine große Rolle spielen. Anders sieht das aus, wenn die Platte vorgespannt werden soll und die Frage zu beantworten ist, in welchem Maß die Vorspannung durch die Sohlreibung aufgezehrt wird. Wenn man nämlich hier vereinfacht den Baugrund als starr ansähe und als Gleitung nur die Verschiebung zur Mo-

bilisierung der Sohlreibung berücksichtigte, käme man zu einer zu weitgehenden und damit unwirtschaftlichen Reduktion der Vorspannkraft durch die Sohlreibung. Untersuchungen von Kolb (1988) zu dieser Variante der Wechselwirkung liegen vor [4]; die entsprechenden Formeln findet man in dem bereits zitierten Kapitel des Grundbautaschenbuches [2].

5 Schlußfolgerungen

Die Wechselwirkung flach gegründeter Tragwerke mit dem Baugrund ist mit den von der Geotechnik heute zur Verfügung gestellten Rechenmo-

dellen mit einer für die Praxis völlig ausreichenden Genauigkeit zu erfassen – selbst wenn die Steifigkeit des Tragwerks über der Sohlplatte beziehungsweise über den Fundamenten nur mit relativ groben Abschätzungen berücksichtigt werden kann. Entscheidender als das Rechenmodell selbst ist die Wahl der charakteristischen Werte für die Nachgiebigkeit des Baugrundes. Da der Nachweis der Wechselwirkung insbesondere für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Bedeutung hat, also für eine Bemessungssituation, bei der der Baugrund noch weitgehend als linear elastisch approximiert werden kann, wird die Nachgiebigkeit durch Steifemoduln definiert. Die nichtlinearen Druck-Setzungslinien des Baugrundes müssen dazu vom Baugrundgutachter unter Beachtung des erwarteten Spannungsniveaus sachgerecht linearisiert werden.

Literatur

- [1] Smolczyk, U./Weber, K. (1996): Indirekte Einwirkungen bei Flachgründungen. Geotechnik 19, S.274 – 279.
- [2] Smolczyk, U./Netzel, D. (1992): Flachgründungen. In: Grundbautaschenbuch 4.Auflage, Teil 3, Kapitel 3.1. Verlag Ernst & Sohn Berlin. S.a. 5.Auflage (1997).
- [3] Grasshoff, H./Kany, M. (1992): Berechnung von Flächengründungen. In: Grundbautaschenbuch 4.Auflage, Teil 3, Kapitel 3.2. Verlag Ernst & Sohn Berlin (S.a. 5 Auflage, 1997)
- [4] Kolb, H. (1988): Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischem Zwang. Mitteilung 28, Baugrundinstitut Stuttgart.

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure 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

BVPI:

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

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 Prüfmgenieure für Baustatik gehalten worden sind.

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

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

VMPA Verband der Materialprüfungsämter e.V.

Rudower Chaussee 5 Geb. 13.7, 12484 Berlin, Telefon (0 30) 67 05-91 90, Fax (0 30) 67 05-91 95

Verzeichnis der sachverständigen Prüfstellen für die Durchführung von Güteprüfungen nach DIN 4109 – Schallschutz im Hochbau –

Stand August 1997

VMPA

Verband der Materialprüfungsämter e.V.

Der Verband der Materialprüfungsämter e.V. wurde 1948 als unabhängiger Verein mit gemeinnütziger Zielsetzung gegründet. Heute arbeiten in den 54 Mitgliedsinstitutionen ca. 4.000 Mitarbeiter, davon allein 1.500 Wissenschaftler.

Die Mitgliedsinstitutionen des Verbandes sind flächendeckend über ganz Deutschland verteilt. Materialprüfungsämter der Schweiz, Österreichs, der Ukraine und der Slowakei sind ebenfalls Mitglieder des VMPA.

Dem Verband obliegt die Förderung, die Beratung sowie die Interessenvertretung seiner Mitglieder im Bereich der Materialprüfung. Er ist alleiniger Gesellschafter der DAP (Deutsche Akkreditierungssystem Prüfwesen) GmbH.

Seit dem 1. Januar 1997 hat der VMPA das Weiterführen des Verzeichnisses der Schallschutzprüfstellen für Güteprüfungen nach DIN 4109 – Schallschutz im Hochbau – vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) übernommen, das in dieser Zeitschrift abgedruckt ist.

Es wurde eine Fachkommission gegründet, in der auf dem Fachgebiet arbeitende Materialprüfungsämter sowie verschiedene Fachverbände mitarbeiten. Neu in dieses Ver-

zeichnis aufzunehmende Prüfstellen werden von der Fachkommission des VMPA begutachtet und überprüft. Die in das Verzeichnis neu aufgenommenen bzw. die aus dem DIBt-Verzeichnis übernommenen Prüfstellen erhalten ein Zertifikat und werden regelmäßig alle 2 bis 3 Jahre überprüft.

Seit dem 1. Januar 1997 hat der VMPA auch das Weiterführen des Verzeichnisses der Betonprüfstellen W nach DIN 1045 vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) übernommen. Auch dafür wurde eine Fachkommission gegründet, in der auf dem Fachgebiet arbeitende Materialprüfungsämter sowie verschiedene Fachverbände mitarbeiten. Für die übernommenen und neu aufzunehmenden Prüfstellen wurde durch die Fachkommission ein Verfahrensablauf definiert. Dementsprechend werden die Prüfstellen von den Betonprüfstellen F oder den Materialprüfungsämtern/-anstalten überwacht. Die in das Verzeichnis neu aufzunehmenden bzw. übernommenen Prüfstellen erhalten ein Zertifikat

Das Verzeichnis und der Verfahrensablauf können in der **VMPA-Geschäftsstelle** angefordert bzw. über unseren Service im Internet: <http://www.vmpa.de> und unseren Faxabruf: **0 64 09/8 22-0 44** abgerufen werden.

Verzeichnis der sachverständigen Prüfstellen für die Durchführung von Güteprüfungen nach DIN 4109
– Schallschutz im Hochbau –

Baden-Württemberg

Aichtal
Ingenieurbüro Engel
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. V. Engel
Schillerstraße 33, 72631 Aichtal
Tel.: 07127/51904
VMPA-SPG-169-97-BW

Bad Teinach-Zavelstein
IFB Ingenieurgesellschaft für Bauphysik
und Bautenschutz
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. F. Stahl
Wielandstraße 2,
75385 Bad Teinach-Zavelstein
Tel.: 07053/92200
VMPA-SPG-118-97-BW

Durmersheim
Ingenieurbüro für Schalltechnik
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. K. Müller
Am Rankrain 12, 76448 Durmersheim
Tel.: 07245/93736-0
VMPA-SPG-145-97-BW

Schorndorf
Gerlinger und Merkle
Ingenieurbüro für Akustik und Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. H. Gerlinger,
Dipl.-Ing. D. Merkle
Werderstraße 42, 73614 Schorndorf
Tel.: 07181/93987-0
VMPA-SPG-119-97-BW

Stuttgart
Fraunhofer-Institut für Bauphysik IBP *)
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. W. Scholl
Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart
Tel.: 0711/970 - 3314
VMPA-SPG-165-97-BW

Stuttgart
GN Bauphysik
Prüfstellenleiter: Prof. Dr. Hanno Ertel
Bahnhofstraße 14-18, 70372 Stuttgart
Tel.: 0711/954 88 00
VMPA-SPG-168-97-BW

Waiblingen-Hegnach
Ingenieurbüro Dr. Schäcke + Bayer GmbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. M. Schäcke
Hartweg 21, 71334 Waiblingen-Hegnach
Tel.: 07151/52091
VMPA-SPG-117-97-BW

Weinheim
vRP von Rekowski + Partner
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. E. von Rekowski
Sommergasse 3, 69469 Weinheim
Tel.: 06201/5958-0
VMPA-SPG-176-97-BW

Winnenden
Kurz und Fischer GmbH Beratende
Ingenieure für Bauphysik/Bautenschutz
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. R. Kurz
Marktstraße 12, 71364 Winnenden
Tel.: 07195/3034
VMPA-SPG-120-97-BW

Bayern

Bayreuth
Franken Consult
Gesellschaft für Ingenieurwesen mbH
Prüfstellenleiter: Dr. rer. nat. W. Krah
Nibelungenstraße 32, 95444 Bayreuth
Tel.: 0921/8806-0
VMPA-SPG-115-97-BY

Bayreuth
IBAS-Ingenieurgesellschaft für Bauphysik,
Akustik und Schwingungstechnik mbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. W. Rüger
Richard-Wagner-Straße 70,
95444 Bayreuth
Tel.: 0921/757430
VMPA-SPG-148-97-BY

Garching
Bayerisches Staatliches Prüfamt für
Technische Physik bei der TU München
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. D. Müller
85748 Garching
Tel.: 089/2891-2452
VMPA-SPG-170-97-BY

Germering
MBG Scholz GmbH
Prüfstellenleiter:
Dipl.-Meteorologe Roland Scholz
Geschwister Scholl Ring 5,
82110 Germering
Tel.: 089/84060070
VMPA-SPG-138-97-BY

Ingolstadt
Reinhard O. Neubauer VDI Ingenieurbüro
für Bauphysik und Akustik
Prüfstellenleiter: Reinhard O. Neubauer
Theresienstraße 28, 85049 Ingolstadt
Tel.: 0841/34173
VMPA-SPG-101-97-BY

München
Accon GmbH Ing.-Büro für Schall- und
Schwingungstechnik
Prüfstellenleiter: Dr. rer. nat. W.J. Probst
Gräfelfinger Straße 133a, 81375 München
Tel.: 089/701058
VMPA-SPG-171-97-BY

München
Akustik Süd GmbH Institut für
Schallschutz und technische Akustik
Prüfstellenleiter: Dr. G. Stetter
Siegessstraße 8, 80802 München
Tel.: 089/383945-0
VMPA-SPG-116-97-BY

München
Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft mbH
Prüfstellenleiter:
Dipl.-Ing. (FH) C. Hentschel
Hansastraße 20, 80686 München
Tel.: 089/5797-383
VMPA-SPG-113-97-BY

München
Obermeyer Planen + Bauen
Institut für Umweltschutz und Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. A. Said
Hansastraße 40, 80686 München
Tel.: 089/57 99-0
VMPA-SPG-177-97-BY

München

Steger und Piening GmbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. A. Piening
Frauendorferstraße 87, 81247 München
Tel.: 089/89160104
VMPA-SPG-114-97-BY

München
TÜV Anlagen und Umwelt GmbH
Institut für Materialprüfung
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. R. Schirmer
Westendstraße 199, 80686 München
Tel.: 089/5791-1154
VMPA-SPG-155-97-BY

Nürnberg
Landesgewerbeanstalt Bayern
Bereich Umweltschutz
Prüfstellenleiter:
Dipl.-Ing. Siegfried Tauchmann
Tillystr. 2, 90431 Nürnberg
Tel.: 0911/655-5451
VMPA-SPG-107-97-BY

Rosenheim
Institut für Fenstertechnik e.V. *)
Prüfstellenleiter: Dr. R. Schumacher
Theodor-Gietl-Straße 9, 83026 Rosenheim
Tel.: 08031/261-0
VMPA-SPG-172-97-BY

Sauerlach
Meßbüro Manz GmbH Schall & Schimmel
Prüfstellenleiter:
Dipl.-Phys. Wolfgang Manz
Kirchstraße 29a, 82054 Sauerlach
Tel.: 08104/668670
VMPA-SPG-102-97-BY

Westheim
igi Niedermeyer Institute GmbH
Untersuchen, Beraten, Planen GmbH
Prüfstellenleiter: Dr. Siegfried Niedermeyer,
Dipl.-Phys. Dr. U. Decker
Hohenrüdinger Straße 11,
91747 Westheim
Tel.: 09082/73-102
VMPA-SPG-139-97-BY

Berlin

Berlin
Akustik-Ingenieurbüro Moll GmbH
Prüfstellenleiter: W. Moll
Elvirasteig 11, 14163 Berlin
Tel.: 030/809987-0
VMPA-SPG-149-97-BE

Berlin
Akustik-Labor Berlin
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. H. Braune
Holbeinstraße 17/18, 12203 Berlin
Tel.: 030/84 37 14 0
VMPA-SPG-103-97-BE

Berlin
BeSB GmbH Berlin
Schalltechnisches Büro
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. P.J. Feierfeil
Undinestraße 43, 12203 Berlin
Tel.: 030/844908-0
VMPA-SPG-122-97-BE

Verzeichnis der sachverständigen Prüfstellen für die Durchführung von Güteprüfungen nach DIN 4109
– Schallschutz im Hochbau –

Berlin

GeBRa Gesellschaft für Bau- und
Raumakustik mbH Beratung, Planung,
Gutachten, Messungen
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. E. Sonntag
Agricolastraße 26, 10555 Berlin
Tel.: 030/391003-20
VMPA-SPG-121-97-BE

Berlin

Ingenieurgesellschaft BBP
Bauconsulting mbH
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. W.-D. Kreie
Wolfener Straße 36, 12681 Berlin
Tel.: 030/93 69 23 11
VMPA-SPG-123-97-BE

Berlin

Institut für Technische Akustik der
Technischen Universität Berlin *)
Prüfstellenleiter: Prof. Dr.-Ing. M. Möser
Einsteinufer 25, 10587 Berlin
Tel.: 030/31422931
VMPA-SPG-146-97-BE

Berlin

Kötter Beratende Ingenieure Berlin GmbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. B. Fleischer
Amanlisweg 31, 12685 Berlin
Tel.: 030/5436015
VMPA-SPG-158-97-BE

Berlin

Müller-BBM GmbH Schalltechnisches
Beratungsbüro
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. R. Kiekebusch
Geisbergstraße 41, 10777 Berlin
Tel.: 030/2113015
VMPA-SPG-159-97-BE

Brandenburg

Cottbus

GWJ Ingenieurgesellschaft für Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. R. Jackisch
Berliner Straße 62, 03046 Cottbus
Tel.: 0355/791689
VMPA-SPG-137-97-BB

Potsdam

Akustik Ingenieurbüro Dahms
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. Lothar Krawczack
Sellostraße 7, 14471 Potsdam
Tel.: 0331/970507
VMPA-SPG-151-97-BB

Bremen

Bremen

Ingenieurbüro Gerlach
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. P. Gerlach
Lilienthaler Heerstraße 278, 28357 Bremen
Tel.:
VMPA-SPG-157-97-HB

Hamburg

Hamburg

Gesellschaft für Umweltschutz TÜV Nord
mbH (GfU)
Prüfstellenleiter: Dipl.-Phys. J. Blöcker
Große Bahnstraße 31, 22525 Hamburg
Tel.: 040/8557-0
VMPA-SPG-105-97-HH

Hamburg

Institut für Schall- und Schwingungstechnik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. M. Keßler
Fehmarnstraße 12, 22047 Hamburg
Tel.: 040/669408-0
VMPA-SPG-135-97-HH

Hessen

Bensheim

Dr. Gruschka Ingenieurgesellschaft mbH
Prüfstellenleiter: Dr. rer. nat.
H.D. Gruschka
Lilienthalstraße 15, 64625 Bensheim
Tel.: 06251/64064
VMPA-SPG-163-97-HE

Eschborn

TÜV Anlagen- und Umweltechnik GmbH
Niederlassung Hessen
Prüfstellenleiter: Dr. rer. nat. E. Krämer
Mergenthalerallee 27, 65760 Eschborn
Tel.: 06196/498-540
VMPA-SPG-134-97-HE

Limburg

Gesellschaft für Schalltechnik und
Arbeitsschutz mbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. W. Körner
Hoenbergstraße 2a, 65555 Limburg
Tel.: 06431/5541
VMPA-SPG-132-97-HE

Oberursel-Stierstadt

Institut für Akustik und Bauphysik *)
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. W. Teuber
Kiesweg 22, 61440 Oberursel-Stierstadt
Tel.: 06171/75031
VMPA-SPG-133-97-HE

Wehrheim

isab - Ing.-Büro für Schallschutz, Akustik
und thermische Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. W. Hoffmann
Limesstraße 12, 61273 Wehrheim
Tel.: 06081-5070
VMPA-SPG-174-97-HE

Mecklenburg-Vorpommern

Rostock

Ingenieurbüro für Akustik und
Lärmbekämpfung
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. V. Schroeder
Hermannstraße 22, 18055 Rostock
Tel.: 0381/27903
VMPA-SPG-108-97-MV

Rostock

Kohlen und Wendlandt
Applikationszentrum Akustik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. O. Kohlen
Uhlenweg 36, 18146 Rostock
Tel.: 0381/681611
VMPA-SPG-128-97-MV

Niedersachsen

Braunschweig

Amtl. Materialprüfanstalt für das Bauwesen
beim Institut für Baustoffe, Massivbau u.
Brandschutz *)
Prüfstellenleiter: Dipl.-Phys. K. Paulmann
Beethovenstraße 52, 38106 Braunschweig
Tel.: 0531/3915431
VMPA-SPG-110-97-NI

Hannover

Technischer Überwachungs-Verein
Hannover/Sachsen-Anhalt e.V.
Prüfstellenleiter:
Obering. Dipl.-Ing. V. Bertram
Am TÜV 1, 30519 Hannover
Tel.: 0511/986-1921
VMPA-SPG-182-97-N

Hildesheim

Institut für Prüfung und Forschung im
Bauwesen Hildesheim e.V. an der FH
Hildesheim/Holzminde
Prüfstellenleiter: Prof. Dipl.-Ing. S. Tepper
Hohnsen 2, 31134 Hildesheim
Tel.: 05121/261731
VMPA-SPG-141-97-NI

Nordrhein-Westfalen

Aachen

ifas - Institut für akustische Signalanalyse
Prüfstellenleiter: Prof. Dipl.-Ing. R. Pohlenz
Maria-Theresia-Allee 31, 52064 Aachen
Tel.: 0241/707070
VMPA-SPG-104-97-NW

Aachen

SWA Schall- und Wärmemeßstelle
Aachen GmbH *)
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. B. Gebing
Grüner Weg 83, 52070 Aachen
Tel.: 0241/91 08 585
VMPA-SPG-142-97-NW

Bergisch Gladbach

Ingenieurbüro Graner und Partner GmbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. Herbert Cramer
Lichtenweg 15, 51465 Bergisch Gladbach
Tel.: 02202/93630-0
VMPA-SPG-124-97-NW

Bergisch Gladbach

Trümper + Overath Ingenieurgesellschaft
für Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. G. Trümper
Schloßstraße 76,
51429 Bergisch Gladbach
Tel.: 02204/52025
VMPA-SPG-153-97-NW

Bochum

Ruhruniversität Bochum Institut für
Kommunikationsakustik
Prüfstellenleiter:
Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. Jens Blauert
Universitätsstraße 150 (Geb. IC/1),
44801 Bochum
Tel.: 0234/7002496
VMPA-SPG-147-97-NW

Dortmund

Ingenieurbüro für Akustik und Bauphysik
Schwetzke & Partner GbR
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. U. Schwetzke
Grenzweg 41, 44267 Dortmund
Tel.: 0231/483486
VMPA-SPG-109-97-NW

Dortmund

Ingenieurbüro für technische Akustik und
Bauphysik E. Bauer und Partner GmbH
Prüfstellenleiter: E. Bauer
Wittbräucker Str. 410, 44267 Dortmund
Tel.:
VMPA-SPG-150-97-NW

Verzeichnis der sachverständigen Prüfstellen für die Durchführung von Güteprüfungen nach DIN 4109
– Schallschutz im Hochbau –

Dortmund
Materialprüfungsamt Nordrhein-
Westfalen *)
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. D. Kutzer
Marsbruchstraße 186, 44287 Dortmund
Tel.: 0231/4502-420
VMPA-SPG-167-97-NRW

Düsseldorf
Akustikberatung Peutz GmbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. W. Schuller
Kolberger Straße 19, 40599 Düsseldorf
Tel.: 0211/74 20 62
VMPA-SPG-173-97-NRW

Düsseldorf
Institut für Schalltechnik, Raumakustik,
Wärmeschutz Dr.-Ing. Klapdor GmbH
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. R. Klapdor
Kalkumer Straße 173, 40468 Düsseldorf
Tel.: 0211/4220218
VMPA-SPG-178-97-NRW

Erkrath
Ingenieurbüro Müller, Michel und Partner
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. H.-J. Müller
Sedentaler Straße 17, 40699 Erkrath
Tel.: 02104/31035
VMPA-SPG-160-97-NW

Essen
Institut für Schall- und Wärmeschutz *)
Prüfstellenleiter:
Dipl.-Math.u.Phys. Kröger
Krekeler Weg 48, 45276 Essen
Tel.: 0201/503471
VMPA-SPG-183-97-NRW

Essen
RWTÜV Anlagentechnik GmbH Zentralabt.
Lärm- und Erschütterungsschutz
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. J. Struwe
Langemarckstraße 20, 45141 Essen
Tel.: 0201/825-0
VMPA-SPG-127-97-NW

Heiligenhaus
Institut für Bautechnik Eckard Grün
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. R. Grün
Brockhorstweg 58-60, 42579 Heiligenhaus
Tel.: 02054/5075
VMPA-SPG-111-97-NW

Köln
TÜV Rheinland Sicherheit- und
Umweltschutz GmbH
Prüfstellenleiter: Dr. rer. nat. K. Tegeder
Am Grauen Stein, 51105 Köln
Tel.: 0221/806-2439
VMPA-SPG-180-97-NRW

Krefeld
Ingenieurbüro für Bauphysik, Akustik und
Fenster
Prüfstellenleiter: C.I. Mitter
Breslauer Straße 198, 47829 Krefeld
Tel.: 02151/43934
VMPA-SPG-126-97-NW

Meerbusch
Alfred Funke Ingenieurgesellschaft mbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. Alfred Funke
Nachtigallenweg 40, 40668 Meerbusch
Tel.: 02150/25 15
VMPA-SPG-112-97-NW

Mühlheim an der Ruhr
Institut für Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. H.R. Grün
Großenbaumer Straße 240,
45479 Mühlheim an der Ruhr
Tel.: 0208/480048
VMPA-SPG-181-97-NRW

Rheine
Kötter Beratende Ingenieure GmbH
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. A. Schällig
Bonifatiusstraße 400, 48432 Rheine
Tel.: 05971/971015
VMPA-SPG-154-97-NW

Troisdorf
Institut für Baustoffprüfung und Fußboden-
forschung
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. E. Müller
Industriestraße 19, 53842 Troisdorf
Tel.: 02241/42042
VMPA-SPG-131-97-NW

Velbert
Institut für Umweltmeßtechnik IFU
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. D. Bergmann
Krumbeckstraße 22, 42553 Velbert
VMPA-SPG-164-97-NW

Rheinland-Pfalz

Koblenz
Fachhochschule Koblenz
Amtliche Prüfstelle für Schallschutz
Prüfstellenleiter: Prof. Dr. H. Metzger
Finkenherd 4, 56075 Koblenz
Tel.: 0261/55931
VMPA-SPG-125-97-RP

Ludwigshafen
Werner Genest und Partner
Ingenieurgesellschaft mbH
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. K.G. Schwartz
Parkstraße 70, 67061 Ludwigshafen
Tel.: 0621/58615-0
VMPA-SPG-161-97-RP

Saarland

Sulzbach
Technischer Überwachungs-Verein
Saarland e.V.
Prüfstellenleiter:
Obering. Dipl.-Ing. H. Monstadt
Saarbrücker Straße 8, 66280 Sulzbach
Tel.: 06897/506-0
VMPA-SPG-144-97-SL

Sachsen

Dresden
Ingenieurbüro Löwe
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. R. Löwe
Karpantenstraße 56, 01326 Dresden
Tel.: 0351/4605185
VMPA-SPG-166-97-SN

Dresden
Kötter Beratende Ingenieure
Dresden GmbH
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. W. Schirmer
Zur Wetterwarte 10, Haus 108,
01109 Dresden
Tel.: 0351/8890923
VMPA-SPG-179-97-SN

Langebröck
Müller-BBM GmbH Schalltechnisches
Beratungsbüro
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. B.-G. Haustein
Lessingstraße 10, 01465 Langebröck
Tel.: 035201-221
VMPA-SPG-156-97-SN

Leipzig
Materialforschungs- und Prüfanstalt für
Bauwesen Leipzig
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. H.J. Teichert
Richard-Lehmann-Straße 19, 04275 Leipzig
Tel.: 0341/3904-105
VMPA-SPG-129-97-SN

Schleswig-Holstein

Halstenbek
Taubert und Ruhe GmbH Beratungsbüro
für Akustik und thermische Bauphysik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. C. Ruhe
Bickbargen 151, 25469 Halstenbek
Tel.: 04101/46525
VMPA-SPG-136-97-SH

Kiel-Kronshagen
Akustik-Labor Kiel
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. Lehmann
Kopperpähler Allee 33,
24119 Kiel-Kronshagen
VMPA-SPG-140-97-SH

Lübeck
Institut für Akustik im Technologischen
Zentrum an der FH Lübeck
Prüfstellenleiter: Prof. Dr.-Ing. H.-J. Gober
Stephensonstraße 1, 23562 Lübeck
Tel.: 0451/500-5159
VMPA-SPG-143-97-SH

Reinbek
Beratungsbüro für Bau- und Raumakustik
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. W. Jensen
Eichenallee 18, 21465 Reinbek
VMPA-SPG-162-97-SH

Thüringen

Eisenach-Stockhausen
Ingenieurbüro Frank und Dr. Katzula
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. B. Frank
Am Schinderrasen 6,
99819 Eisenach-Stockhausen
Tel.: 036920/80507
VMPA-SPG-152-97-TH

Gera-Kleinaga
Ingenieurbüro Arnulf Bühner
Prüfstellenleiter: Dipl.-Ing. C. Bühner
Ahornstraße 8, 07554 Gera-Kleinaga
Tel.: 036695/30250
VMPA-SPG-130-97-TH

Weimar-Legefefeld
ITA-Ingenieurgesellschaft für Technische
Akustik mbH/Beratende Ingenieure VBI
Prüfstellenleiter: Dr.-Ing. Gerald Knaust
Ahornallee 1, 99438 Weimar-Legefefeld
Tel.: 03643/2447-0
VMPA-SPG-106-97-TH

*) auch Schallschutzprüfstelle Gruppe I
für Eignungs- und Güteprüfungen

