



# Der Prüferingenieur

---

15 Oktober 1999

---

**Seite 6**

Timm: Abschaffung der Prüfpflicht vermehrt  
den Pfusch am Bau und vermindert den Verbraucherschutz

**Seite 8**

Prüfaufträge werden weiterhin nach Leistung vergeben

**Seite 13**

Traggerüste sind Ingenieurbauwerke

**Seite 16**

Durchstanzen – Versuche und Bemessung

**Seite 34**

Tragende faserverstärkte Kunststoffe im Bauwesen

**Seite 40**

Erfahrungen und Lehren aus den neuen Berliner Tunnelbauten

**Seite 57**

Die Haftung der Staatlich anerkannten Sachverständigen

## EDITORIAL

Prof. Dr.-Ing. A. Krebs  
Die „Ekel“ sehen es anders 5

## NACHRICHTEN

- Arbeitstagung 1999 in Magdeburg:  
Timm: Abschaffung der Prüfpflicht vermehrt den Pfusch am Bau  
und vermindert den Verbraucherschutz 6
- Gespräch im Verkehrsministerium: Prüfaufträge  
werden weiterhin nach Leistung vergeben 8
- Erdbeben: BVPI sieht sich in ihrer Forderung nach unabhängiger Prüfung bestärkt 9
- Große VDI-Tagung über das Bauen und Gestalten mit Glas 9
- Hessens Wirtschaftsminister will keine Abstriche  
an den Sicherheitsforderungen 10
- NRW: Alle Gebäude geringer Höhe werden künftig  
von der Prüfpflicht ausgenommen 11
- Glas und Stahlbau beim 8. Bautechnischen Seminar in Nordrhein-Westfalen 11
- Das BÜV-QMS-Handbuch steht jetzt allen  
Mitgliedern zur Nutzung zur Verfügung 12
- Fachtagung über Schäden an der Gebäudetechnik 12

## GERÜSTBAU

Arbeitskreis Gerüste im BÜV:  
Traggerüste sind Ingenieurbauwerke 13

## KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger/Dipl.-Ing. Rüdiger Beutel  
Durchstanzen – Versuche und Bemessung 16

Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner/Dipl.-Ing. S. Deußner  
Tragende faserverstärkte Kunststoffe im Bauwesen 34

## TUNNELBAU

Dr.-Ing. Dieter Winselmann  
Erfahrungen und Lehren aus den neuen Berliner Tunnelbauten 40

## HAFTUNGSRECHT

Dr. jur. Bernhard Bellinger  
Die Haftung des Staatlich anerkannten Sachverständigen 57

## IMPRESSUM 66

---

Verzeichnis der Prüfstellen für Güteprüfungen nach DIN 4109



# Die „Ekel“ sehen es anders

Auf der Prüfmgenieurtagung der Bundesvereinigung 1998 in Bremen haben zwei Vorträge über die Probleme bei Traggerüsten – einerseits aus der Sicht der Prüfmgenieure (Dipl.-Ing. Schmiedel) und andererseits aus der Sicht der ausführenden Firmen (Dipl.-Ing. Weise) – großes Interesse gefunden. Sie wurden in der letzten Ausgabe des *Prüfmgenieurs* wiedergegeben.

Die beiden Vorträge im „Doppelpack“ sollten der Wegbereitung für eine bessere Verständigung in den fachlichen Fragen dienen. Daher war verabredet worden, den Inhalt der jeweiligen Vortragstexte jeweils rechtzeitig vorher auszutauschen. Leider wurde von dem Vertreter der Gerüstbauindustrie diese Gelegenheit nicht genutzt. Trotz frühzeitiger Übersendung des Vortrages des Vertreters der Prüfmgenieure an ihn, war der Inhalt seines Vortrages bis zuletzt unbekannt. Dadurch wurde eine Chance verтан.

Es ist eine Stärke der Prüfmgenieure, anders lautende Meinungen anzuhören. Daher wurde auch der Vortrag Dipl.-Ing. Weise im *Prüfmgenieur* wortwörtlich, ungekürzt und ohne Kommentierung abgedruckt. Dieses fiel nicht leicht, weil unter anderem die von Weise gewählte Einteilung der Prüfmgenieure vom „Praktiker“ bis zum „Ekel“ als nicht sachlich und unfair angesehen wird.

Schon in der Diskussion, unmittelbar nach dem Vortrag, haben die Prüfmgenieure ihre sachlichen Einwände vorgetragen. In dieser Ausgabe des *Prüfmgenieurs* wird von den Mitgliedern des Arbeitskreises Gerüste im BÜV sachlich und ausführlich Stellung bezogen. So sehen es die Prüfmgenieure: Wir arbeiten nicht gegen die Gerüstbauer, sondern mit diesen für die Standsicherheit!

Offenkundig stellen Weises Äußerungen aber auch nicht die Meinung der Mehrzahl der kompetenten Gerüstbaufirmen dar.

Es gibt eine große Zahl von solchen, die mit den vermeintlichen „Ekeln“ in positiver Atmosphäre sach-



**Professor Dr.-Ing. A. Krebs**  
Geschäftsführender  
Gesellschafter der Krebs und  
Kiefer Beratende Ingenieure für  
das Bauwesen (Darmstadt);  
Prüfmgenieur für Baustatik;  
zugelassen als Prüfmgenieur  
und Sachverständiger beim  
Eisenbahn-Bundesamt

lich und erfolgreich zusammenarbeiten.

Die Gerüstbauindustrie sollte klar den Vorteil von einheitlichen Prüfgrundsätzen der Prüfmgenieure hinsichtlich der Auslegung von Vorschriften erkennen, weil damit eindeutige Kalkulationsgrundlagen gegeben sind und kein Mitwettbewerb Nachteile gegenüber den anderen hat.

Insofern kommt ein einheitliches Vorgehen der Prüfmgenieure der Gerüstbauindustrie entgegen.

Hierzu steht im Widerspruch, daß Dipl.-Ing. Weise, als Vertreter der Gerüstbauindustrie, 1996 in einem Brief um eine Aufschiebung der Diskussion mit der Vereinigung der Prüfmgenieure bittet, „da wir fürchten, daß Ihr Vorstoß dazu führt, daß eine nicht kalkulierbare Zahl von Prüfmgenieuren in Zukunft sorgfältiger prüfen wird“.

Wie soll man darüber hinaus verstehen, dass die Prüfmgenieure seit 1997 vergeblich den Gerüstbauverband auffordern, die strittigen bzw. unter Prüfmgenieuren – nach Aussage der Industrie – unterschiedlich entschiedenen Punkte zu benennen.

Erst sehr verzögert, nämlich erst seit Anfang März dieses Jahres, liegt eine solche Liste vor. Diese macht allerdings nicht den Eindruck, dass hier durchgehend ungleiche Grundsatzentscheidungen der Prüfmgenieure angesprochen werden. Teilweise beinhaltet sie Wunschvorstellungen der ausführenden Firmen, wie z.B. die Akzeptanz von „grundsätzlich einseitigen Schottblechen“.

Im Traggerüstbau kompetente Prüfmgenieure haben kürzlich unter dem Dach des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) einen Arbeitskreis gegründet, der sich zu allen bekannten fachlichen Reibungspunkten – die Liste des Gerüstbauverbandes wird einbezogen – eine gemeinsame Meinung bilden wird. Nach geplanten Klärungsgesprächen mit dem Gerüstbauverband wird das Ergebnis im *Prüfmgenieur* veröffentlicht werden, so dass dann eine gemeinsame Basis für die Gerüstbauindustrie und für die Prüfmgenieure in Sachen Traggerüstbau gegeben sein wird.

## Arbeitstagung der Bundesvereinigung in Magdeburg

# Timm: Abschaffung der Prüfpflicht vermehrt den Pfusch am Bau und vermindert den Verbraucherschutz

## Prüfingenieure erwarten eine Prozesslawine Bauüberwachung muss unabhängig bleiben

Als ein „erschreckendes Szenario“ hat der Vizepräsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Klaus Kunkel, das bezeichnet, was der sachsen-anhaltinische Bauminister Dr. Jürgen Heyer anlässlich der diesjährigen Arbeitstagung der BVPI Ende September in Magdeburg über die Weiterentwicklung des Bauordnungsrechts „angedacht“ hat. Dieses Szenario – die langsam aber sicher fortschreitende „Entleihung“ der Prüfingenieure für Baustatik aus der hoheitlichen Beauftragung in das privatvertragliche Auftragsverhältnis – beherrschte sowohl einen großen Teil der Vortragsinhalte, als auch die zahlreichen Kollegengespräche am Rande dieser Tagung.

Dr.-Ing. Günter Timm, der Präsident der BVPI, brachte die Sorgen der Prüfingenieure auf den Punkt, als er im Magdeburger Maritim-Hotel in seiner Begrüßungsansprache vor vollem Saal und in Anwesenheit des Ministers sagte, die Konsequenzen der Einschränkung des Vier-Augen-Prinzips für die Sicherheit der Bevölkerung würden allmählich unübersehbar, und als er am Beispiel der Zerstörungen durch die Erdbeben in der Türkei, in Griechenland und in Taiwan im gleichen Atemzug auf die „entsetzlichen Folgen“ hinwies, die sich aus unzureichenden oder fehlenden unabhängigen Überwachungsstrukturen am Bau ergeben könnten. In diesen drei Ländern seien die „schnell und ohne qualitätssichernde Maßnahmen“ erbauten Häuser für deren Bewohner zur „tödlichen Falle“ geworden, obwohl die Bauingenieurkollegen in diesen Ländern „ausreichend technisches Know-how haben, um solche Katastrophen zu verhindern“.

Dieses bedrückende Beispiel und der warnende Timm-

sche Hinweis auf einige Nachbarländer, die jetzt wieder zu unabhängigen Überwachungen zurückkehrten, weil sie „leidvolle Erfahrungen“ mit Personen- und Sachschäden gemacht hätten, konnten den Minister für Städtebau, Wohnungswesen und Verkehr des Landes Sachsen-Anhalt, Dr. Jürgen Heyer, jedoch nicht bewegen, sein Redemanuskript zu verlassen und darauf einzugehen, was Timm als Beispiele für mögliche Konse-

quenzen der zu befürchtenden baurechtlichen Entwicklung in Deutschland angeführt hat, die, so Timm, von den Politikern „ohne Einbeziehung der Erfahrungen der Prüfingenieure im Rahmen der Deregulierung betrieben“ werde.

Statt dessen entwickelte Heyer sein Szenario von den „wesentlichen Änderungen“, die in seinem Lande künftig zur Vereinfachung der bauordnungsrechtlichen Verfahren führen sollen. Es sei, so Heyer, „angedacht“,

- den Katalog der genehmigungsfreien Vorhaben zu erweitern,
- bestimmte Vorhaben von der Genehmigung freizustellen,
- das vereinfachte Genehmigungsverfahren zum Regelverfahren auszubauen,

Die Vorträge der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik werden – wie immer – im *Prüfingenieur* veröffentlicht. Einige schon in dieser Ausgabe, die übrigen im nächsten Heft.

Einen Beitrag hätten wir ganz besonders ausführlich behandeln müssen, weil er so viel Beifall erhalten hat, wie selten ein Vortrag bei einer der Tagungen der BVPI. Die „Kunsthistorische Überraschung in drei Dimensionen“ nämlich, die der Architekt Prof. Dipl.-Ing. Manfred Kolb vom Fachgebiet CAD in der Architektur der Universität Darmstadt den Teilnehmern der BVPI-Tagung bereitet hat. Leider konnten und können in den Genuss dieser Überraschung nur jene Prüfingenieure kommen, die in Magdeburg zugegen waren, beschreiben kann man sie nicht. Denn Kolbs Überraschung war eine dreidimensionale CAD-Film-Reise durch den Vatikanischen Palast, den er und seine Mitarbeiter mit neuesten EDV-technischen Methoden und Instrumenten im Rechner Saal für Saal, Raum für Raum und Detail für Detail nach alten und neuen Plänen vollständig rekonstruiert und dann in bunte dreidimensionale Bilder verwandelt haben. Die Reise, auf die Kolb in Magdeburg die 400 Mitglieder und Gäste der BVPI durch diese virtuellen Säle und Räume mitnahm, war eine kunsthistorisch außerordentlich kenntnisreiche und informative Stippvisite im Vatikan, die sogar in die privaten Gemächer des Papstes führte.

- das normale Genehmigungsverfahren nur noch für Vorhaben vorzusehen, die wegen ihres technischen Schwierigkeitsgrades oder wegen der besonderen Art ihrer Nutzung einer umfassenden Prüfung durch die untere Bauaufsichtsbehörde bedürfen, und
- die Verantwortung der Gemeinden zu stärken.

Die Bauaufsichtsbehörden sollen demnach also auch in Sachsen-Anhalt künftig Prüfungen und Genehmigungen nur im „absolut unverzichtbaren Raum“, wie Heyer sich ausdrückte, vornehmen und sich ansonsten auf die Einhaltung bauaufsichtlicher Anforderungen durch jene Bescheinigungen verlassen können, die der Entwurfsverfasser und der staatlich anerkannte Sachverständige bestimmter Fachbereiche im Auftrag des Bauherren erstellt haben. Und in alledem sieht Heyer dann auch noch ein „breites Betätigungsfeld für die Prüfengeure“.

Weil dieses „Betätigungsfeld“ keine sachsen-anhaltinische Spezialität, sondern ein bundesweiter Trend ist, hat BVPI-Präsident Dr. Timm anderntags auch öffentlich schweres Geschütz aufgeföhren. „Eine Prozesslawine“, so sagte er in einer gut besuchten Pressekonferenz vor Vertretern von Zeitungen, Presseagenturen und Fernsehsendern, sei zu befürchten und eine weitere Zunahme des Pfsuchs am Bau, wenn die bislang staatlich angeordneten bautechnischen Prüfungen in immer mehr Bundesländern dem freiwilligen Belieben der privaten Bauherren und Investoren überlassen werden sollten.

Die von Heyer skizzierte und derzeit von vielen Politikern in ganz Deutschland ins Auge gefasste Qualität der Deregulierung ist nach Timms Worten – und vor allem nach der täglichen Praxiserfahrung der Prüfengeure – deshalb nur dann tragbar, wenn die



*Sachsen-Anhalts Bauminister Dr. Jürgen Heyer (links) ließ sich vom Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik Dr.-Ing. Günter Timm das Vier-Augen-Prinzip im Vier-Augen-Gespräch erläutern.*

existierenden staatlichen und damit hoheitlichen Überwachungselemente „durch gleichwertige ersetzt werden“. Alles andere sei Augenwischerei, weil eine solche Vereinfachung der Baugenehmigungsverfahren, die einerseits die öffentlichen Kassen entlaste, andererseits aber einen wichtigen Sektor des Verbraucherschutzes am Bau außer Kraft setze, nur „der falsche Weg sein kann“.

In den von Minister Heyer erwähnten „Staatlich anerkannten Sachverständigen“ (SaS) sehen viele Bau-Politiker wohl den richtigen Weg. Er soll den Prüfengeur klassischer Prägung mittelfristig ersetzen, kann es aber nach Ansicht der Prüfengeure nicht – weil dem SaS die hoheitliche Funktion fehlt, und weil erste Erfahrungen mit dieser neuen Rechtsfigur in Nordrhein-Westfalen, wie der Leiter

des Bauaufsichtsamtes Köln, Dipl.-Ing. Rolf Gabriel, in Magdeburg berichtete, den Unteren Bauaufsichtsbehörden „keine Entlastung“ bringt. Die Tagespraxis zeige, so Gabriel, dass die vom Gesetzgeber intendierte und erhoffte Koordination aller SaS durch den Entwurfsverfasser, „nur mangelhaft geschieht“ und dass Hektik und Fehlermöglichkeiten zugenommen hätten. Dies deshalb, weil das vereinfachte Baugenehmigungsverfahren geprüfte Unterlagen erst bei Baubeginn verlangt, und weil die Bauherren deshalb den Tragwerksplaner erst nach der Erteilung der Baugenehmigung, also kurz vor Baubeginn beauftragten.

Diese Praxis-Erfahrungen mit dem SaS dürfte die Übernahme der nordrhein-westfälischen Lösung in anderen Bundesländern erschweren. Vor allem auch in Sachsen-Anhalt, denn hier hat der Präsident der Ingenieurkammer des Landes, Doz. Dr.-Ing. Klaus Hoppe, eine, wie er es nannte, „Ehrenerklärung“ abgegeben: „Wenn es in Sachsen-Anhalt zu einer Sachverständigenordnung nach nordrhein-westfälischem Muster kommen soll“, so sagte Hoppe „wird die Ingenieurkammer der ihr dann zukommenden hohen Verantwortung gerecht werden.“ Volle ingenieurkammerpolitische Rückendeckung also für die Prüfengeure, für die, wie Hoppe sagte, die Ingenieurkammer als Körperschaft öffentlichen Rechts eine zusätzliche wirksame Interessenvertretung sei. -kw-

## EU-Normen nicht vor 2005

Der Präsident des Deutschen Instituts für Bautechnik, Prof. Dr.-Ing. Horst Jürgen Bossenmayer, hat auf der Arbeitstagung der BVPI Ende September in Magdeburg, den neuesten Zeitrahmen für die Einführung eines konsistenten bautechnischen EN-Regelwerkes abgesteckt. Vor 2005, so sagte Bossenmayer, werde es ein solches Werk wohl nicht geben. Rechnet man die Übergangszeiten hinzu, komme man nicht umhin, als wahrscheinlichen Zeitpunkt für seine verbindliche Einführung die Jahre 2006 oder 2007, „vielleicht sogar auch erst das Ende des ersten Dezenniums des neuen Jahrtausends“ anzunehmen. Dieser Zeitrahmen mache es unumgänglich, so Bossenmayer, die überholten deutschen Regelwerke alsbald zu aktualisieren. Die neue Betonnorm DIN 1045 wird Bossenmayers Worten zufolge bereits im kommenden Jahr fertiggestellt sein.

**Spitzengespräch mit dem Bundesverkehrsministerium und der DEGES brachte Klarheit:**

## Prüfaufträge werden weiterhin nach Leistung vergeben

**BVPI-Präsident Dr. Timm: „Verordnungen für die Honorare sind für uns äußerst wichtig“**

**Das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) und die „Deutsche Einheit Fern- Straßenplanungs- und Bau GmbH“, besser bekannt unter ihrem Kurznamen DEGES, haben bestätigt, dass auch künftig alle Prüfleistungen unterhalb der EU-Schwellenwerte von 200.000 ECU weiterhin freihändig an kompetente Prüfingenieure vergeben werden. Oberhalb der Schwellenwerte sollen die Aufträge in einem Leistungswettbewerb mit drei geeigneten Prüfingenieuren besprochen werden.**

Das ist das Ergebnis eines Spitzengesprächs zwischen dem Ministerium und der DEGES einerseits und der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bau-technik BVPI andererseits. Es hatte den Zweck, eine „abgestimmte und tragfähige Vorgehensweise“ für die Beauftragung und Honorierung der Prüfingenieure für Bau- statik bei öffentlichen Prüf- Aufträgen zu vereinbaren, nachdem einige Missverständnisse aufgetreten waren, weil die DEGES in jüngster Zeit oberhalb der EG-Schwellenwerte Aufträge an Prüfingenieure in einem Wettbewerb nach VOF erteilt hatte.

Dies war auch der Grund dafür, dass der Präsident der BVPI, Dr.-Ing. Günter Timm, als Leiter der Delegation der Prüfingenieure den Vertretern des Ministeriums gegenüber eindeutig und überzeugend festgestellt hat, dass es für die Prüfingenieure von „äußerster Wichtigkeit“ sei, ihre Honorare in Verordnungen oder in Dienstanweisungen festzulegen. Nicht nur die DEGES, auch einige andere öffentliche Auftraggeber würden nämlich immer wieder versuchen, Prüfaufträge im Preiswettbewerb zu vergeben. Was die Vergabe von Prüfingenieuraufträgen oberhalb der Schwellen-

werte angeht, so waren sich die Gesprächsteilnehmer einig, dass in diesem Auftragsbereich nur die VOF angewendet werden könne. Das habe zur Folge, dass diese Aufträge in einem Verhandlungsverfahren mit einem vorgeschalteten Teilnahmewettbewerb vergeben werden.

Dabei hat die Vergabestelle, so machte der Vertreter des BMVBW, Baudirektor Poppinga, deutlich, zu prüfen, ob die Sachverständigen oder die Büros, die sich beworben haben, in der Lage sind, die ausgeschriebene Leistungsleistung ordnungsgemäß zu erbringen.

Dazu würden vorrangig die Auswahlkriterien Fachkunde, Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit herangezogen. Von den nach dieser Bewertung verbleibenden Bewerbern würden in der Regel drei bis fünf Bewerber zur Angebotsabgabe aufgefordert werden, wobei dann allerdings auch der angebotene Preis ein Wertungskriterium für die Ermittlung des Auftragnehmers sei.

Auf diesen Hinweis gaben die Vertreter der Prüfingenieure zu bedenken, dass die unter dieser Prämisse zur Angebotsabgabe aufgeforderten Büros notgedrungen

in einen Preiswettbewerb treten müssten, der nicht mehr sicherstelle, dass die im Bewerbungsgespräch zugesagte vernünftige Prüfleistung in vollem Umfang erbracht werden könne, weil das Honorar nicht mehr auskömmlich sei. Nach Ansicht der AG-Seite bestehen jedoch keine Probleme bei der Wertung, Unterpisangebote zu erkennen und aus der Wertung auszuschließen.

Zur Feststellung eines angemessenen Honorars bietet die BVPI der AG-Seite an, hierfür die Honorar-Bewertungs- und Verrechnungsstelle für Prüfingenieure einzuschalten.

Die Forderung der Prüfingenieure nach einer alsbaldigen Fortschreibung und inhaltlichen Überprüfung ihrer Gebührentabelle beantworteten die Vertreter des BMVBW mit dem Hinweis, dass die öffentlichen Auftraggeber „sich bislang an der Gebührenordnung der ARGEBAU orientieren“ und dass von dieser Vorgehensweise auch zukünftig nicht abgewichen werden solle. Ansprechpartner für Honorar-Fortschreibungen sei deshalb, so Baudirektor Poppinga, die ARGEBAU. Der Bund sei aber bereit, eine Bund-Länder-Arbeitsgruppe zu bilden, die wesentliche Vorarbeiten für die Erarbeitung einer neuen Honorarordnung im Brückenbau der Bundesfernstraßen leisten solle.

Am Rande des Gespräch erwähnten die teilnehmenden Prüfingenieure – Prof. Dr.-Ing. Albert Krebs, Prof. Dr.-Ing. Jörg Peters und der Geschäftsführer der BVPI, Dr.-Ing. Hans Jürgen Meyer – auch die ihrer Ansicht nach unangemessene Vergabepaxis der DEGES, mehrere Bauwerke in einer Verkehrseinheit zusammenzufassen. Darauf wolle die DEGES, so versicherte ihr Repräsentant, Dudzik, in Zukunft jedoch verzichten und die Prüfaufträge nur noch für Einzelbauwerke vergeben.

## Lehren aus den türkischen und griechischen Erdbeben

# BVPI sieht sich in ihrer Forderung nach unabhängiger Prüfung bestärkt

## Wirtschaftliche Interessen dürfen nicht dazu führen, bautechnische Regeln zu ignorieren

**Die verheerenden Auswirkungen der Erdbeben in der Türkei und Griechenland hat die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI) zum Anlass für eine Presse-Information genommen, mit der die deutsche Öffentlichkeit darauf hingewiesen wird, dass die wirtschaftliche Unabhängigkeit bautechnisch prüfender Instanzen ein lebenswichtiges Gut sei und dass das sogenannte Vier-Augen-Prinzip bei der unabhängigen Bau-Prüfung in Deutschland in hoheitlichem Auftrag erhalten bleiben müsse.**

Weil in der Türkei ganz offensichtlich wirtschaftliche Interessen dazu geführt hätten, bestehende Vorschriften für den Bau von Gebäuden zu ignorieren und insbesondere auch in den erdbebengefährdeten Gebieten möglichst kostengünstig zu bauen, müsste auch dort, heißt es in der Meldung der BVPI, unverzüglich das Element der Unabhängigkeit

der bautechnischen Prüfung und Überwachung eingeführt und die Bemühungen um die Einführung und Einhaltung einer solchen Prüfung forciert werden.

Die BVPI weist darauf hin, dass sie der türkischen Regierung schon vor zwei Jahren dabei geholfen habe, ein Prüfsystem nach deutschem Muster in der Türkei

zu etablieren. Damals habe sie – vor dem Hintergrund ihrer reichen Erfahrungen mit dem deutschen Prüfsystem – darauf aufmerksam gemacht, dass „nur eine staatliche oder eine vom Staat in Auftrag gegebene hoheitliche Prüfung“ die notwendige wirtschaftliche Unabhängigkeit garantieren könne.

Aus den türkischen Erfahrungen zieht die BVPI den Schluss, dass in Deutschland die Tendenzen zur Privatisierung der bautechnischen Prüfung und Überwachung auch unter diesem Aspekt mit besonderer Sorgfalt bedacht werden müsse.

Bis jetzt werde in den in Deutschland von Erdbeben bedrohten Gebieten die unabhängige Prüfung für alle Gebäude noch hoheitlich zwingend vorgeschrieben. Es müsse aber erreicht werden, dass trotz der Tendenzen zur Privatisierung oder sogar zum Verzicht auf die bautechnische Prüfung die unabhängige hoheitliche Prüfung nach dem Vier-Augen-Prinzip in Deutschland erhalten bleibe.

## Am 1. und 2. März 2000 in Baden-Baden

# Große VDI-Tagung über das Bauen und Gestalten mit Glas

Die Gestaltung, die Konstruktion, die Bauphysik, die Bemessung und die Ausführung von Glas im Bauwesen stehen im Mittelpunkt einer großen Fachtagung, die die VDI-Gesellschaft Bautechnik, der Bund Deutscher Architekten (BDA), die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI), der Fachverband Konstruktiver Glasbau und der Verband Beratender Ingenieure (VBI) am 1. und 2. März 2000 in Baden-Baden veranstalten werden.

Unter der wissenschaftlichen Leitung des Präsidenten der TU Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner, soll dabei den Architekten und Ingenieuren geholfen werden, ihre nach Ansicht des VDI noch immer vorhandene Unsicherheit beim Umgang mit Glas zu überwinden.

Dazu werden in zahlreichen Vorträgen die gestalterischen, technischen und wirtschaftlichen Potenziale des Einsatzes von Glas im Bauwesen erklärt.

Die Veranstaltung wendet sich an Ingenieure und Architekten, Baufirmen, Planungsbüros, Glashersteller und Genehmigungsbehörden, die sich mit Baukonstruktionen aus Glas in Entwurf, Planung, Bemessung, Genehmigung und Bauausführung befassen. Im Rahmen einer begleitenden Fachausstellung können interessierte Fachfirmen und Institutionen ihre Produkte, Verfahren und Leistungen vorstellen und durch persönliche Beratung erläutern.

Auskünfte erteilt und Anmeldungen nimmt entgegen die VDI-Gesellschaft Bautechnik Postfach 10 11 39 40002 Düsseldorf Tel.: 0211/6214-313 Fax: 0211/6214-575.



**LBO-Novellierung nach dem Regierungswechsel**

## Hessens Wirtschaftsminister will keine Abstriche an den Sicherheitsanforderungen

### Prüfingenieure: Trennung des baurechtlichen und des bautechnischen Prüf-Verfahrens

Nach dem SPD-CDU-Regierungswechsel in Hessen dreht sich jetzt dort wieder das Karussell der Vorschläge für eine Novellierung der hessischen Landesbauordnung. Mit vielen bekannten fach- und sachfremden Argumenten wird dabei versucht, die Prüfungen auf ein „notwendiges“ Minimum zu reduzieren. Allerdings wird dieses Minimum wahrscheinlich so definiert, dass, wie Hessens Wirtschaftsminister Dieter Posch (F.D.P.) jüngst offiziell verkündete, an den Sicherheitsanforderungen keine Abstriche vorgenommen werden.

Das bedeutet aber, wie unser Korrespondent in Hessen, Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hurtienne, berechtigterweise vermutet, dass an eine künftige Abschaffung der statischen Prüfung nicht gedacht wird.

Diese politischerseits geäußerte Grundüberzeugung sei, meint Schmidt-Hurtienne, für die hessischen Prüfingenieure eine gute Gelegenheit, deutlich zu machen, dass sie mit positiver Intention an den Vorschriften der neuen Landesbauordnung mitzuarbeiten gewillt sind.

„Sicher – einfacher – schneller – billiger“, wie es der Kasseler Prüfingenieur Bodo Hensel einmal formuliert hat, sollte dabei das Motto sein, an dem sich alle Überlegungen zu orientieren haben, da nur Lösungen in diese Richtung Aussicht auf Erfolg hätten.

Folgende Ziele für einen modernen Wohnungsbau sind konsensuell weitgehend klar und werden von den Prüfingenieuren auch unterstützt:

- mehr Entstaatlichung,
- Beschleunigung des Bauverfahrens,
- Privatisierung,

- Kostenreduktion,
- stärkere Eigenverantwortung,
- Sicherung volkswirtschaftlicher Belange (Werterhaltung, Energieeinsparung, Verbraucherschutz, Umweltschutz),
- Schutz des Bauherren vor Vermögens- und Personenschäden,
- Rechtssicherheit,
- Bauwerkssicherheit und Ordnung.

Wenn der neue hessische F.D.P.-Wirtschaftsminister grundsätzlich auf eine präventive Prüfung baustatischer Nachweise nicht verzichten will, um einem drastischen Absinken der Qualität von Standsicherheitsnachweisen vorzubeugen, dann kann das nach Ansicht der Prüfingenieure am besten dann funktionieren, wenn das baurechtliche Verfahren von dem Vorgang der bautechnischen Prüfung vollkommen getrennt wird.

Im übrigen empfiehlt Schmidt-Hurtienne als Stellvertreter Vorsitzender der hessischen Landesvereinigung allen Landesvereinigungen, den Videofilm „Die neuen Bauordnungen der Länder im Spiegel der TV-Kritik“ zu nutzen, der in der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der

Prüfingenieure für Bautechnik in Hamburg bereit liegt. Er müsse, so meint Schmidt-Hurtienne, an alle Landtagsabgeordneten aller Landtage geschickt werden, damit sie mehr wissen darüber, was die Prüfung der statischen Nachweise bedeutet.

### Freudenstadter Berichtsband liegt schon vor

Die Landesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg hat ihre jüngste Arbeitstagung in Freudenstadt dokumentiert. Der Berichtsband enthält Vorträge über DIN 4123, nichtrostende Stähle, CFK-Lamellen, Auswüchse im Brückenbau, nachträglich in Bohrlöcher eingemörtelte Bewehrungsstäbe, Temperatureinwirkungen beim Brückenentwurf und über die Bedeutung der Gebrauchstauglichkeitsanforderungen und kostet 65 Mark. Er kann in der Geschäftsstelle der Landesvereinigung in Mannheim bestellt werden (Fax: 0621/41949-75).

### Vortragsabend über Betonbau für wassergefährdende Stoffe

DPÜ und TOS veranstalten zusammen mit dem VDI-Bezirksverein Berlin-Brandenburg am 23. März 2000 ab 17 Uhr im Deutschen Technikmuseum in Berlin einen Vortragsabend über Betonbau für wassergefährdende Stoffe. Referenten sind BVPI-Präsident Dr. Timm, DPÜ- und TOS-Geschäftsführer Dr. Meyer, Dr. Nordhues (TOS Darmstadt) und Dipl.-Ing. Mönning (TOS Berlin). Themen sind Grundlagen des Bau- und Wasserrechts, Beispiele für die Anwendung der DAfStb-Richtlinie (9.96) und konstruktive Grundlagen und Erfahrungen bei der Abnahme von Auffangräumen. Anmeldungen und Auskünfte beim DPÜ (Fax: 040/353565).

Neue LBO soll am 1. Januar in Kraft treten

## NRW: Alle Gebäude geringer Höhe werden künftig von der Prüfpflicht ausgenommen

**Prüfingenieure intervenierten bisher erfolglos gegen eine erweiterte Freistellung**

Das Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes Nordrhein-Westfalen geht davon aus, dass die novellierte Landesbauordnung (wie geplant) am 1. Januar 2000 als Gesetz verkündet und am selben Tag in Kraft treten wird. Das meldet unser Korrespondent in Nordrhein-Westfalen, Diplom-Ingenieur Josef G. Dumsch (Wuppertal).

Danach hat das Ministerium sogar die feste Absicht, gleichzeitig die auf das neue Gesetz abgestimmte Bauprüfverordnung im Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen zu veröffentlichen.

An der Neufassung der Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige nach der Landesbauordnung (SV-VO) wird noch gearbeitet. Die Ingenieurkammer-Bau NW arbeitet unter maßgeblicher Beteiligung von Prüfingenieuren an einem entsprechenden Diskussionspapier.

Den Prüfingenieuren geht es dabei insbesondere um die Pflichten der Sachverständigen und um eine eindeutige Entgeltregelung für alle im baurechtlichen Verfahren zu erbringenden Prüfleistungen.

Die Änderungen in der novellierten Landesbauordnung NW, die für die Prüfingenieure von besonderem Interesse sind, werden im wesentlichen die folgenden sein:

■ Bei Gebäuden geringer Höhe entfällt künftig die staatlich verordnete Prüfung der Standsicherheitsnachweise. Während bisher

lediglich Gebäude geringer Höhe mit nicht mehr als zwei Wohnungen von der Prüfpflicht freigestellt sind, betrifft dies künftig alle Gebäude, bei denen der Fußboden des obersten Geschosses nicht mehr als sieben Meter über Gelände liegt. Ob bei diesen Gebäuden ein oder mehrere Keller oder Garagengeschosse geplant sind, ist dabei unerheblich.

Gegen diese Ausweitung der Freistellung von der Prüfpflicht haben die nordrhein-westfälische Vereinigung der Prüfingenieure und die Ingenieurkammer-Bau NW ihre Bedenken schriftlich und durch Vortrag im Landesparlament zum Ausdruck gebracht.

Leider konnte sich das zuständige Ministerium nicht entschließen, die ihm offensichtlich zu weit gehende Formulierung in der Gesetzesvorlage rechtzeitig zu korrigieren.

Zur Zeit kann man nur hoffen, dass aufgrund der massiven Einsprüche von verschiedenen Seiten die Parlamentarier der Sicherheit und Ordnung (§ 3 BauO NW) einen höheren Stellenwert einräumen als dies der zuständige Minister will.

Am 4. November in Wuppertal

## Glas und Stahlbau beim 8. Bautechnischen Seminar in Nordrhein-Westfalen

Das Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes Nordrhein-Westfalen und die Landesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik in NRW veranstalten am 4. November in der Wuppertaler Stadthalle ihr 8. Bautechnisches Seminar.

Es ist verschiedenen aktuellen bautechnischen und bauaufsichtlichen Themen gewidmet. Auf der Tagesordnung stehen Vorträge über

■ Glas im Bauwesen,

■ die Grenztragfähigkeit von Stahlquerschnitten,

■ den Brandschutz im Stahlbau und in Stahlverbundkonstruktionen,

■ den Baugrund in der bautech-

nischen Prüfung,

■ Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen bei bestehenden Gebäuden,

■ Fakten und Hintergründe über die Änderungen in der neuen Landesbauordnung,

■ die neuen Ausgaben der Liste der Technische Baubestimmungen und der Bauregelliste.

Die Teilnahme kostet 80 Mark. Auskünfte und Anmeldungen bei der Vereinigung der Prüfingenieure für Baustatik in NRW Hohenstaufenalle 56 52074 Aachen, Tel.: 0241/71404, Fax: 0241/707146

**Büroorganisation wird verbessert**

## Das BÜV-QMS-Handbuch steht jetzt allen Mitgliedern zur Nutzung zur Verfügung

**QMS-Einführung mit vertretbarem Aufwand  
Praxistauglichkeit hat sich erwiesen**

**Prüfingenieure und Beratende Ingenieure des Bauüberwachungs-Vereins BÜV können jetzt mit einem jeweils den eigenen Verhältnissen angepassten vertretbaren Aufwand ein Qualitätsmanagement-System (QMS) in ihren Büros einführen, wenn sie das Qualitäts-Management-Handbuch des BÜV nutzen.**

Diese QMS-Vorlage enthält alle Elemente der DIN ISO 9001, kann aber um die notwendigen individuellen und bürostrukturellen Details ergänzt werden und dann als eigene Anleitung für die Erarbeitung und Einführung eines QM-Systems genutzt werden. Das QMS-Handbuch des BÜV beschreibt nicht nur die allgemeinen Anforderungen an ein QM-System, sondern es sind auch für 20 Qualitätselemente der DIN ISO 9001 ausführliche exemplarische Verfahrensanweisungen enthalten. Mit beiden Teilen – Handbuch und Verfahrensanweisungen – kann einfach und schnell ein QM-System aufgebaut und umgesetzt werden. Die Zertifizierung kann dann kostengünstig erreicht werden.

Der Vizepräsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik, Diplom-Ingenieur Fritz Mönnig, berichtete jüngst über seine Erfahrungen mit dem QMS-Handbuch des BÜV, die Umsetzung der Forderungen des QM-Systems gestalte sich wesentlich einfacher als der erste Anschein vermuten lasse. Die Verfahrensanweisungen können als echte Orientierungshilfen für die Organisation der täglichen Arbeit aufgefasst werden. Mönnig veranschlagte aufgrund eigener Erfahrungen den Zeitraum für die Um-

setzung auf etwa drei Monate, und er ist sich sicher, dass die nachfolgende Zertifizierung auch in anderen Büros „nahezu ohne Verluste für den Ablauf und für das Betriebsergebnis“ erreicht werden könne.

Mönnig betont auch, dass ein QM-System nicht die fachliche Arbeit eines Ingenieurs bewerte und sie auch nicht in irgendwelche Zwänge presse. Es werde vielmehr nur die organisatorische Abwicklung der Bürotätigkeit von den Regelungen erfasst und verbessert. Allein dies führe zu Einsparungen und zu größerer Klarheit über die Abläufe im Betrieb.

Mönnig ist übrigens einer der ersten Prüfingenieure in Deutschland, die ein QM-System auch für Prüfleistungen in ihrem Büro realisiert haben. Seinem Pioniergeist in dieser Sache haben es die Prüfingenieure zu verdanken, dass das QMS-Handbuch des BÜV für Prüfleistungen überhaupt zustande kommen konnte. Mit zäher Hartnäckigkeit, mit erheblichem Aufwand an Zeit und Geld und mit einem erheblichen Maß an Idealismus hat Mönnig mit seinen Mitarbeitern im Büro und mit einigen anderen Prüfingenieuren an diesem Handbuch gearbeitet, um es jetzt in seiner Vollendung der Kollegenschaft zu übergeben.

**Anfang Februar in  
Berlin**

## Fachtagung über Schäden an der Gebäudetechnik

Die VDI-Gesellschaft Technische Gebäudeausrüstung veranstaltet am 3. und 4. Februar 2000 in Berlin eine ingenieurtechnische Fachtagung, die Sachverständigen, Planern, Ausführenden, Geschädigten, Versicherungen, Projektentwicklern und Immobilienverwaltern einen **Erfahrungsaustausch über Mängel und Schäden in der Gebäudetechnik (Raumlufttechnik, Wärme-/Heizungstechnik, Warmwasserversorgung) bieten soll.**

Im Mittelpunkt der Tagung, deren wissenschaftliche Leitung der Vorsitzende der technischen Organisation von Sachverständigen TOS e.V., Dr.-Ing. Harald Bitter vom Prüflaboratorium WSP Lab in Stuttgart, übernommen hat, stehen Mittel und Wege, um Schäden frühzeitig zu erkennen und aktiv zu vermeiden.

Die Referenten, allesamt Experten ihres Faches, werden dabei erklären und mit dem Auditorium diskutieren, wie Mängel und Schäden entstehen und welche Ursachen dafür häufig verantwortlich sind. Sie führen dabei vor, wie man anhand der Auswirkungen bereits aufgetretene Fehler erkennen und beseitigen kann.

Weitere Informationen bei der VDI-TGA  
Postfach 101139  
40002 Düsseldorf  
Tel.: 0211/6214-251  
Fax: 0211/6214-177  
E-Mail: tga@vdi.de

# Traggerüste sind Ingenieurbauwerke

## Die Prüflingenieure arbeiten nicht „gegen die Gerüstbauer“, sondern für die Standsicherheit

In seiner Veröffentlichung „Zusammenarbeit ist wesentlich sinnvoller als ein Gegeneinander – Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten aus der Sicht einer ausführenden Firma“ in der April-Ausgabe (1999) des *Prüflingenieurs* suggeriert der Autor, dass die von ihm geschilderte Problematik – nämlich ein unverhältnismäßig hoher und daher wirtschaftlich belastender Aufwand für Planung und Konstruktion von Traggerüsten – überwiegend den Prüflingenieuren anzulasten sei. Diese Einschätzung wird von den Prüflingenieuren nicht geteilt, die sich im Arbeitskreis Gerüste im BÜV zusammengeschlossen haben. Sie vertreten vielmehr, den Standpunkt: Die Prüflingenieure arbeiten nicht „gegen die Gerüstbauer“, sondern für die Standsicherheit. Im folgenden Beitrag nehmen die Mitglieder dieses Arbeitskreises dazu Stellung.

Arbeitskreis Gerüste im BÜV:  
 Dipl.-Ing. Klaus König,  
 Dipl.-Ing. Friedhelm Löschmann,  
 Dr.-Ing. Hans Jürgen Meyer,  
 Dr.-Ing. Walter Ropers,  
 Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel,  
 Dipl.-Ing. Heinz Steiger,  
 Dr.-Ing. Günter Timm,  
 Dr.-Ing. Tilman Zichner.

Es gibt kaum einen Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus, in dem die Auffassungen zwischen Prüflingenieur und dem Montagebetrieb über eine fachgerechte Konstruktion so oft und so weit auseinander klaffen wie im Traggerüstbau.

Für den Prüflingenieur ergibt sich daher häufig der Zwang zu einer sehr weitgehenden Kooperation, Toleranz und Geduld. Nicht selten wundert er sich, wie nachlässig, lückenhaft und von der Aufgabenstellung abweichend auf Seiten der Unternehmen in der Planung und Ausführung gearbeitet wird.

Eine Vielzahl von Beispielen aus der täglichen Praxis belegt dieses [1]. Manchmal drängt sich der Eindruck auf, es handele sich um eine vorläufige Planung, nur um zu sehen, was sagt denn der Prüfer dazu. Hinzu kommt, dass der Tragwerksplaner, der Gerüstbauer und der Schalungsbauer nur selten ausreichend kooperieren. Dadurch werden dem Prüflingenieur vielfach Abstimmungsaufgaben zugemutet.

Im Folgenden soll auf einige Punkte des eingangs erwähnten Beitrages [2] aus der Sicht der Prüflingenieure eingegangen werden, ohne die teilweise polemische Form aufzugreifen.

### Zu 1 Einführung

Traggerüste werden häufig aus Konstruktionen gebildet, deren Komplexität nicht ausreichend erkannt wird. Der Einschätzung, dass Traggerüste „*provisorische Konstruktionen*“ seien, muss energisch widersprochen werden. Sie sind vielmehr notwendige Hilfskonstruktionen, die während einer begrenzten und definierten Standzeit eingesetzt werden, aber in dieser nahezu 100% der Bemessungslast abzutragen haben. Dabei werden die zulässigen Beanspruchungen weitgehend ausgenutzt, da Überdimensionieren in Traggerüsten aus wirtschaftlichen Gründen eher selten anzutreffen sind. Außerdem ist die Frischbetonlast eines Brückenüberbaus als Nutzlast des Traggerüstes exakt zu bestimmen, so dass diesbezügliche Reserven, wie z.B. üblicherweise bei Nutzlasten im Hochbau, nicht vorhanden sind. Dies bedeutet, dass bei der technischen Bearbeitung auf die richtige Erfassung der Schnittgrößen und Systeme größeren Wert zu legen ist und für Vernachlässigungen entsprechende Korrekturfaktoren einzu-

führen sind, zumal zusätzliche Tragsicherheiten z.B. infolge statisch unbestimmter Systeme selten vorhanden sind.

## Zu 2 Kaufmännische Besonderheiten

Dass Gerüstbauer den kritischen Blick der Prüferingenieure und damit deren Forderungen für oft „nicht richtig und überflüssig“ erachten, wird auch dadurch deutlich, dass bei wiederholtem Zusammentreffen von gleichen Gerüstplanern, gleichen Gerüstmaterialien und mit demselben Prüferingenieur sich ein gewisser Prozentsatz der Prüffeststellungen wiederholt. Dies abzustellen, ist sicher nicht Angelegenheit der Prüferingenieure. Zwischen zwei Projekten hätte es hierfür in der Vergangenheit oft Zeit und Möglichkeiten gegeben, in einer ruhigen Diskussion die Probleme zu klären. Wenn die Gerüstbauer beklagen, dass sie aus Termingründen in der Prüfungsphase gezwungen sind, „auf Wünsche und Forderungen des Prüferingenieurs einzugehen“, so ist ihnen vorzuwerfen, dass sie die Zeiten außerhalb dieses Termindrucks für solche grundsätzlichen Klärungen nicht nutzen.

Andererseits gibt es aber auch eine Zusammenarbeit von Gerüstbauer und Prüferingenieur in vielfacher Wiederholung ohne diese Probleme. Die Überzeugung der „nicht richtigen“ und „überflüssigen Forderungen“ der Prüferingenieure scheint demnach bei einer großen Anzahl von Sachbearbeitern in Gerüstbaufirmen nicht vorzuherrschen.

Dass ein fachkritischer Blick in die Bücher (statische Berechnungen, Konstruktionszeichnungen) der Gerüstbauer notwendig ist, lässt sich sehr einfach anhand gesammelter Prüffeststellungen bei einer Vielzahl von durchgeführten Prüfungen belegen. Dass ein genauso fachkritischer Blick bei der Kontrolle der montierten Konstruktionen notwendig ist, erfordert die hohe Versagenswahrscheinlichkeit von Gerüstkonstruktionen ohne Wenn und Aber. Nicht selten liegt zwischen Berechnung und dargestellter Konstruktion einerseits sowie zwischen dargestellter Konstruktion und Ausführung andererseits eine große Diskrepanz, obwohl im letzteren Fall nach DIN 4421 der Unternehmer in einem Ausführungsprotokoll sogar bestätigt hat, dass die Ausführung mit den eingezeichneten Unterlagen übereinstimmt.

Wenn dem in [2] beschriebenen „Theoretiker“ das Übersehen von Fehlern unterstellt wird, gesteht der Autor damit ein, dass tatsächlich solche auch gemacht werden. Er impliziert sogar, dass er diese Fehler festgestellt, aber nicht abgestellt hat.

Fehler und Fehleinschätzungen sind nun einmal nicht zu vermeiden, die Ursachen hierfür sind so viel-

fältig wie der Mensch eben mal ist. In diesem Sinne kann es nur im Interesse aller Beteiligten sein, dass möglichst keine Fehler übrig bleiben, bevor ein Traggerüst der Belastung ausgesetzt wird. Die meisten Prüferingenieure müssen es ertragen, für das hartnäckige Verfolgen dieses Zieles in einer emotionalen Reaktion auch einmal als „Ekel“ bezeichnet zu werden.

Fließend und individuell unterschiedlich sind wohl auch die Einschätzungen von Änderungsvorschlägen des Prüferingenieurs, die dem „Praktiker“ als „vernünftiger“ Beitrag, dem „Theoretiker“ als „unwichtige Kleinigkeit“ und dem „Ekel“ als „Auflagen“ zugeschrieben werden.

Der Prüferingenieur handelt im Sinne des auf dem Gerüstbauer lastenden großen Termindrucks, wenn er bereits möglichst schnell nach Erhalt der Unterlagen und nach erster Durchsicht einen Prüfvermerk schreibt, in dem er auf fehlende Unterlagen und Nachweise hinweist. Erfahrungsgemäß dienen die üblichen Telefongespräche dem Informationsaustausch, ersetzen aber die Schriftform nicht. Genau richtig handelt der Prüferingenieur doch wohl auch, wenn jeweils eine Kopie dieses Prüfvermerkes an den zuständigen Koordinator und an das „Amt“ als Auftraggeber des Prüferingenieurs gehen. Wo dieses unterlassen wurde, haben die Prüferingenieure bei Verzögerungen in der Bearbeitung oft den Vorwurf gehört, dass Koordinator und Amt gehindert würden, auf das Geschehen Einfluss zu nehmen.

Wenn es wirklich zuträfe, dass sich ein Prüferingenieur durch eine Vielzahl von Mängelfeststellungen einen „Namen machen“ kann, muss man gerechterweise ergänzen, dass ihn manchmal allerdings unvollständige, widersprüchliche und fehlerhafte Unterlagen geradezu dazu zwingen. Es ist im übrigen eine Unterstellung, wenn man davon ausgeht, dass das „Amt“, das Fachkompetenz hat und am Baufortschritt interessiert ist, einen Prüferingenieur mit vorwiegend überflüssigen Anforderungen nicht durchschauen würde.

## Zu 3 Zum Sicherheitsniveau im Traggerüstbau

Das jeweils erreichte Sicherheitsniveau ist wesentlich von der Art der Konstruktion und der Sorgfalt der Montage abhängig. Es ist durch probabilistische Untersuchungen bewiesen und durch praktische Erfahrungen belegt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit bei Traggerüsten eben nun einmal höher ist, als bei anderen Konstruktionen. Dieses ergibt sich unter anderem dadurch, dass bei der Mehrzahl der Gerüstkonstruktionen Sekundäreinspannungen mit Lastumlagerungsmöglichkeiten fehlen. Bei Überlastung einzelner Bauteile kann es dann sofort zum

Kollaps (Reissverschlusseffekt) des Gesamtsystems kommen. Der Einsturz des Gerüsts der Aartalbrücke im November 1996 sei hierfür als Beispiel genannt

Die einzelnen aufgeführten sogenannten „Sicherheitsreservepotentiale“ werden im Arbeitskreis Gerüste des BÜV (Bau-Überwachungs-Verein e.V. der Prüfsingenieure) durchleuchtet und auf Gegenständigkeit überprüft. Hierbei können die Interpretationen der DIN 4421-Verfasser (z.B. zu der Ersatzlast 1/100V) nicht unberücksichtigt bleiben.

Sicher ist es heute, nach fast 20 Jahren Arbeiten mit der DIN 4421, angebracht, sinnvolle Änderungen und Anpassungen anzugehen. Den Aussagen in [2] (Ziffer 3, letzter Absatz) muss jedoch heftig widersprochen werden: Bei Traggerüsten handelt es sich sehr wohl um ausgelastete Konstruktionen mit relativ hohem Gefahrenpotential, insbesondere wenn man – wie die Prüfsingenieure bei der Überwachung – feststellen muss, in welchem heruntergekommenen Zustand sich manches Gerüstteil befindet und wie mangelhaft oft Schweissnähte auf der Baustelle ausgeführt werden.

#### Zu 4 Beispiele aus der Praxis

Das Beispiel in [2] soll mit der Abb. 4.1 nachweisen, wie bei einem „relativ einfachen Traggerüst“ von einem Prüfsingenieur überzogene Forderungen gestellt wurden. Richtig ist jedoch, dass es sich wegen des im Grundriss extrem schiefen und stark gekrümmten Überbaues mit großer Querneigung um ein relativ schwieriges Traggerüst handelt, und dass sämtliche aufgelisteten Maßnahmen nicht unnötig, sondern statisch erforderlich waren. Durch die angeforderten, zunächst fehlenden Nachweise (siehe Pos. 10 und 11 der Tabelle 4.1 [2]) wurden alle diese Maßnahmen von der ausführenden Firma als statisch erforderlich selbst erkannt und nachgewiesen; rein konstruktive Forderungen wurden nicht gestellt. Es handelt sich also nicht um „Zusatzkosten durch Auflagen des Prüfsingenieurs“, sondern um Maßnahmen, die die Gerüstbaufirma auf Hinweis des Prüfsingenieurs selbst getroffen hat.

#### Zu 5 Traggerüstträger aus Walzprofilen ohne Lagersteifen

Die zitierten Versuche und Untersuchungen, die stabilisierende Wirkung der Schalungskonstruktion im Auflagerbereich als Ersatz für eine Gabellagerung zu nutzen, sind interessant. Allerdings kann eine Anerkennung der auf dem Untersuchungsbericht fußenden Anwendungstabellen durch die Prüfsingenieure nicht ohne weiteres erfolgen. Hierzu bedarf es

einer Typenprüfung der Anwendungstabellen durch ein Landesamt für Baustatik oder einer bauaufsichtlichen Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik.

#### Zu 6 Vorschlag zur Verbesserung der Situation

Dem unterbreiteten Vorschlag, nämlich Auswahl, Beauftragung und Vergütung der Prüfsingenieure durch den Gerüstbauunternehmer, kann durch die Prüfsingenieure nicht zugestimmt werden, da eine vertragliche und somit finanzielle Bindung der Prüfsingenieure an den Gerüstbauunternehmer zu einer Abhängigkeit führen würde. Das Vier-Augen-Prinzip wäre eklatant in Frage gestellt.

Auch unterliegen Brückenbauwerk und Traggerüst statischen Wechselwirkungen, die nur ein Prüfsingenieur zutreffend beurteilen kann, der für beides – Brücke und Traggerüst – zuständig ist.

#### Zu 7 Zusammenfassung

Es ist nicht die Absicht der Prüfsingenieure, als „Oberaufseher“ aufzutreten. Sehr oft ist aber festzustellen, dass sie die einzigen „Draufseher“ auf die Unterlagen und „Aufseher“ auf der Baustelle zu sein scheinen.

Wir Prüfsingenieure möchten abschließend feststellen: Eine partnerschaftliche Zusammenarbeit zwischen Prüfsingenieur und Gerüstbau im Sinne einer Schadensverhütung ist und bleibt unser Ansinnen.

- [1] Schmiedel U.: Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten, Der Prüfsingenieur, April 1999
- [2] Weise, Th.: Zusammenarbeit ist wesentlich sinnvoller als ein Gegeneinander, Der Prüfsingenieur, April 1999

# Durchstanzen – Versuche und Bemessung

## Ein neues Nachweiskonzept für die Durchstanzbewehrung mit einer Querkraftdeckungsline

Neue experimentelle Untersuchungen für die Bemessung von Stahlbetonplatten gegen Durchstanzen und neue Durchstanzversuche des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen haben gezeigt, dass bei einer konstruktiven Durchbildung nach DIN 1045 der schubbewehrte Bereich zu klein ist und dass die rechnerischen Traglasten bei hoher Beanspruchung durch ein vorzeitiges Versagen im äußeren Rundschnitt nicht erreicht werden. Für DIN 1045-1 wird daher im folgenden Beitrag ein Nachweiskonzept vorgeschlagen, das eine Abstufung der Durchstanzbewehrung entsprechend einer Querkraftdeckungsline ermöglicht und ein Durchstanzen im äußeren Rundschnitt, widerstandsfrei zur Plattenquerkraftbemessung, verhindert.

### Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger



Jahrgang 1954; 1979 Diplom an der RWTH Aachen; 1985 bis 1993 Philipp Holzmann AG (Frankfurt); seit 1993 Leiter des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen (IMB); seit 1994 Prüflingenieur für Baustatik der Fachrichtung Massivbau

### Dipl.-Ing. Rüdiger Beutel



Jahrgang 1964; 1989 Diplom im Bauingenieurwesen an der FH-Hamburg; 1994 Diplom im Bauingenieurwesen an der RWTH-Aachen; seit 1994 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB)

## 1 Einführung

Das Tragverhalten von Flachdecken wird seit Anfang dieses Jahrhunderts experimentell und theoretisch erforscht. Bereits 1906 erstellte C.A.P. Turner die erste Pilzdecke in Minneapolis, die auf Grundlage der analytischen Ansätze für punktgestützte Stahlplatten des deutschen Maschinenbauingenieurs Grashof (1878) berechnet wurde. In diesen ersten Jahren der Entwicklung konzentrierten sich die Untersuchungen auf das Biegetragverhalten im Bereich der punktförmigen Unterstüütungen. Maillart erkannte 1908 als erster, dass orthogonal bewehrte Platten Biegebeanspruchungen in beliebiger Richtung aufnehmen können. Da das Tragverhalten mit den damals vorhandenen theoretischen Grundlagen nicht erfasst werden konnte, führte er auf dem Bauhof seiner Firma die ersten großmaßstäblichen Belastungsversuche durch (Abb. 1).

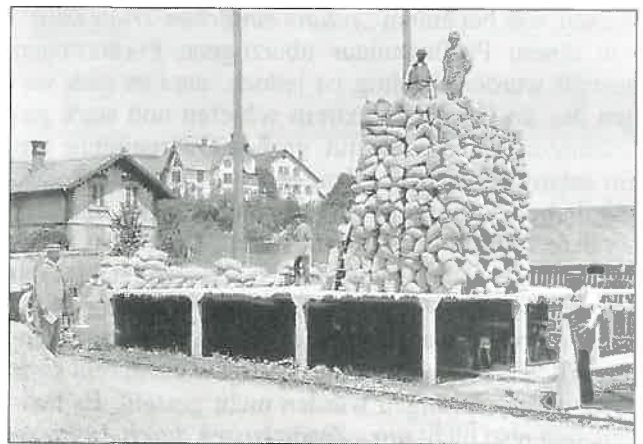


Abb. 1: Belastungsversuche an Flachdecken von Robert Maillart, 1908 [1]

Die Biegebeanspruchungen von Flachdecken können heute mit dem Ersatzrahmenverfahren [2] oder nach der Methode der Finiten Elemente [3] zuverlässig ermittelt werden. Sie sind daher nicht mehr Gegenstand der Forschung. Neben dem Biegeversagen kann ein Querkraftversagen im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung an den Decken-Stützenverbindungen eintreten, das als Durchstanzen bezeichnet wird. Zur Ermittlung des Durchstanzwiderstandes von Flachdecken existiert derzeit noch keine allgemeingültige theoretische Lösung. Die Bemessungsre-

geln gegen Durchstanzen basieren daher auf empirischen Ansätzen, die in umfangreichen Versuchsprogrammen an Flachdeckensystemen oder an Deckenausschnitten (Abb. 2) gewonnen wurden.

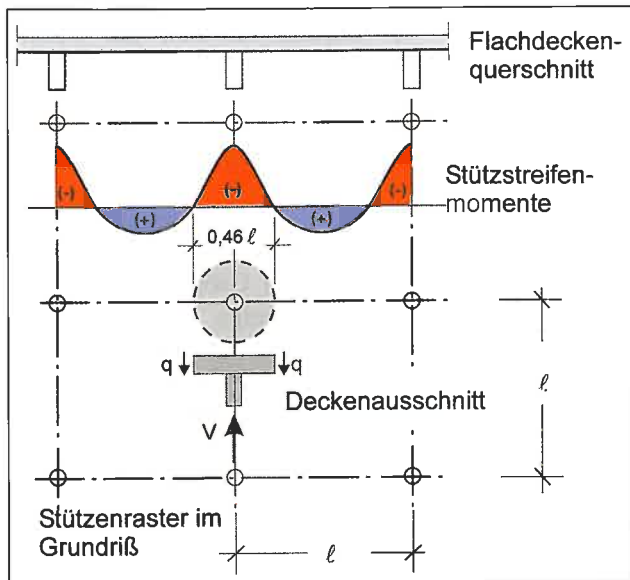


Abb. 2: Flachdeckensystem und Deckenausschnitt zur Untersuchung des Durchstanzwiderstandes

Mechanische Modelle liegen auf Grundlage der Elastizitätstheorie, der Plastizitätstheorie, der Balkenalogie in Form von Fachwerkmodellen und in gemischten Ansätzen vor. Diese Modelle bilden jedoch nur bereichsweise die Wirklichkeit befriedigend ab. Nichtlineare räumliche Ansätze, die derzeit auf Basis von Finite-Elemente-Berechnungen entwickelt werden, müssen noch experimentell überprüft und kalibriert werden.

## 2 Versuchsergebnisse

### 2.1 Vergleich der Ergebnisse von Durchstanzversuchen an Deckenausschnitten und Deckensystemen

Ladner, Scheidt und Gut [4] führten 1977 in einem aufwendigen Versuchsprogramm einen experimentellen Vergleich zwischen dem Durchstanztragverhalten eines neunfeldrigen Flachdeckensystems und identischen Deckenausschnitten im Bereich von Innen-, Rand- und Eckstützen durch. Hierbei zeigten sich folgende Ergebnisse:

#### Plattendurchbiegungen:

Die Plattendurchbiegung wird maßgeblich von der Rissbildung in der Flachdecke bestimmt, die wiederum von der Bewehrungsführung abhängig ist. Die Erstrissbildung verläuft im Stützbereich parallel zur

Lage der oberen Bewehrung und wird durch die geringere statische Nutzhöhe der zweiten Bewehrungslage ausgelöst. Entsprechend dieser Rissbildung sind zunächst die Durchbiegungen der Flachdecke in Richtung der unteren Bewehrungslage größer als die parallel zur oberen Lage. Mit steigender Last gleichen sich die Durchbiegungen an. Insoweit ist es gerechtfertigt, bei der statischen Berechnung von einer mittleren statischen Nutzhöhe auszugehen.

Deckenausschnitte weisen immer größere Durchbiegungen auf, als ein Flachdeckensystem. Insbesondere trifft dies auf den unteren Belastungsbereich zu, da bei Flachdeckensystemen wegen der Membranwirkung nahezu keine Biegerisse vorhanden sind. Vereinfachend kann gesagt werden, dass die mittlere Durchbiegung im Bereich des Momentennullpunktes bei Deckenausschnitten etwa doppelt so groß ist wie bei dem entsprechenden Flachdeckensystem (Abb. 3).

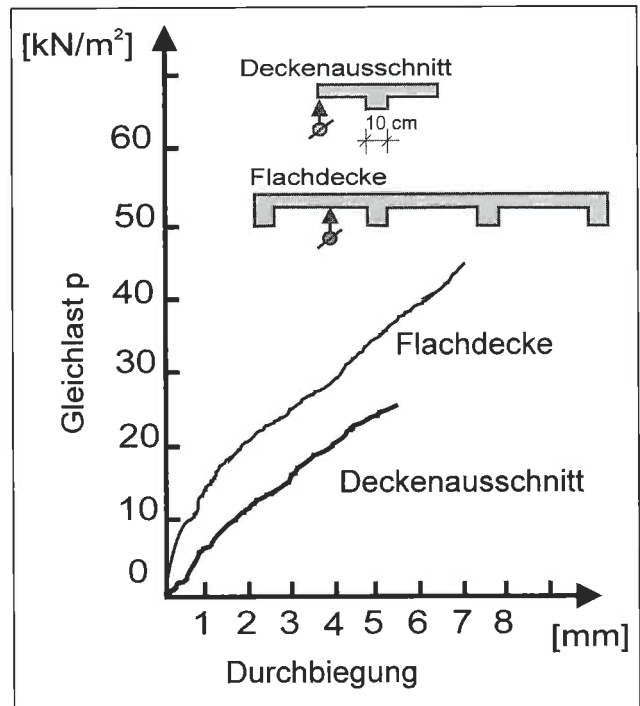


Abb. 3: Mittlere Durchbiegung im Bereich des Momentennullkreises bei einem Flachdeckensystem und dem zugehörigen Deckenausschnitt [4]

#### Plattenschnittgrößen in den Stützstreifen:

Aus Dehnungsmessungen können mit üblichen Annahmen (ebenbleiben der Querschnitte, Materialgesetze für Beton und Stahl, vollständiger Verbund) die Plattenschnittgrößen der Versuchskörper ermittelt werden. Es zeigte sich, dass die Membranwirkung in der Flachdecke deutlich von der Verformung abhängig ist und dass sowohl Druck- als auch Zugmembrankräfte entstehen können. Abb. 4 veranschaulicht, dass an einer Innenstütze (Stütze 11) in radialer Richtung zunächst Druckkräfte wirksam sind, die dann



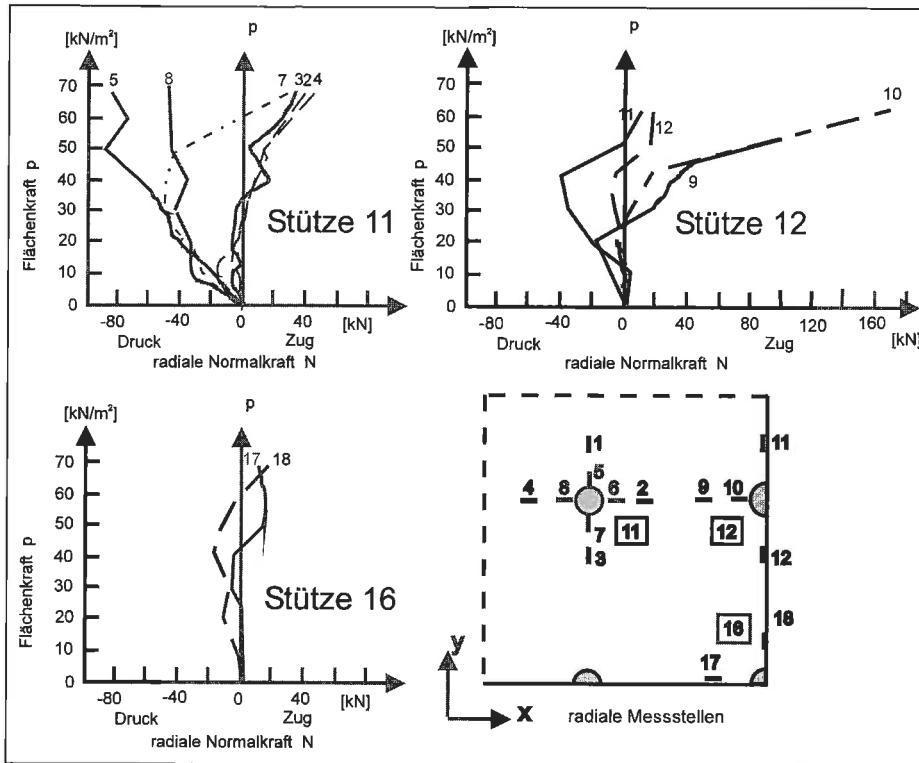


Abb. 4: Radial gerichtete Normalkräfte einer Flachdecke in Stützenumgebung als Funktion der Belastung  $p$  [4]

mit steigender Belastung zum Teil in Zugkräfte übergehen. Im Bereich von Rand- (Stütze 12) und Eckstützen (Stütze 16) wirken die Membrankräfte meist als Zugbeanspruchung.

In tangentialer Richtung überwiegen hingegen bei allen Stützen die Druckbeanspruchungen. Dieser tangentialer Membran-Druckspannungszustand führt bei Flachdeckensystemen gegenüber entsprechenden

Deckenausschnitten unter Kurzzeitbelastung zu einer um ca. 30 % höheren Durchstanzlast. Jedoch ist diese Traglaststeigerung vorsichtig zu bewerten, da sich der Membranspannungszustand infolge Betonkriechens abbaut und bei feldweiser Deckenbelastung nur teilweise aktiviert wird.

Alle weiteren Plattenschnittgrößen zeigen in Verlauf und Größenordnung nur geringfügige Unterschiede zwischen dem Deckensystem und dem Deckenausschnitt. Diese Ergebnisse verdeutlichen, dass die an Deckenausschnitten ermittelten Durchstanzlasten auf der sicheren Seite liegen und dass die Beanspruchung der Decken-Stützenverbindung mit einem Deckensystem vergleichbar ist. Daher werden heute aus Kostengründen Durchstanz-

versuche nahezu ausschließlich an Deckenausschnitten durchgeführt (Abb. 5).

## 2.2 Durchstanzen ohne Schubbewehrung

### 2.2.1 Durchstanzen im Bereich von Innenstützen

Durchstanzen ohne Schubbewehrung tritt als plötzlicher Bruch ohne Vorankündigung auf. Es bil-

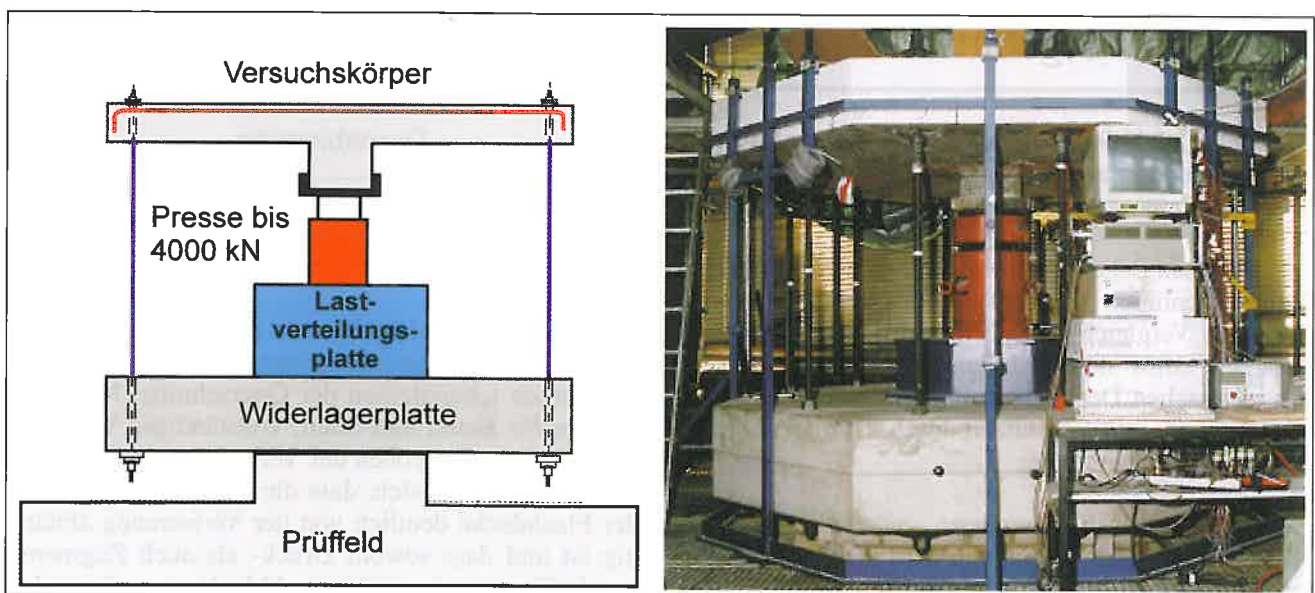


Abb. 5: Versuchsaufbau der Durchstanzversuche an Deckenausschnitten im Bereich von Innenstützen am Institut für Massivbau (IMB) in Aachen [8]

det sich ein Durchstanzkegel, ausgehend vom Stützenanschnitt unter ca. 30 bis 35° (Abb. 6b). Der Durchstanzkegel hebt sich auf der Deckenoberseite deutlich von der übrigen Platte ab (Abb. 6a), während die Deckenunterseite nur geringfügige oder keine Betonabplatzungen zeigt (Abb. 6c).

Das Durchstanzen ohne Schubbewehrung ist gekennzeichnet durch eine Zunahme der Betonstauchungen in Umfangsrichtung (Tangentialrichtung) bei gleichzeitiger Abnahme der Betonstauchungen in radialer Richtung (Abb. 7b). Die obere Biegezugbewehrung wird im Bruchzustand nicht bis zur Streckgrenze ausgenutzt, die maximale Beanspruchung tritt im Bereich des Stützenanschnittes auf (Abb. 7c). Die Druckbewehrung (untere Bewehrung) wird infolge der geringen Druckzonenhöhe nur geringfügig beansprucht.

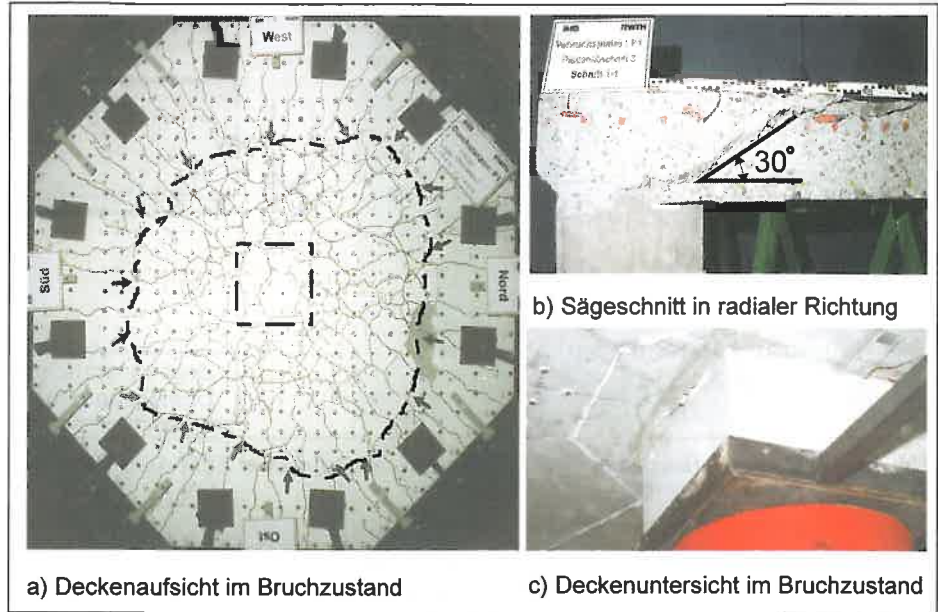


Abb. 6: Durchstanzversagen des Versuchskörpers P1 ohne Schubbewehrung [8]

Die geringen maximalen Betonstauchungen des Versuchskörpers P1 verdeutlichen, dass Durchstanzen nicht primär mit einem Versagen der Betondruckzone beschrieben werden kann. Neuere Ansätze [5], [6], [7] berücksichtigen daher die Betonzugfestigkeit als maßgebenden Versagensparameter.

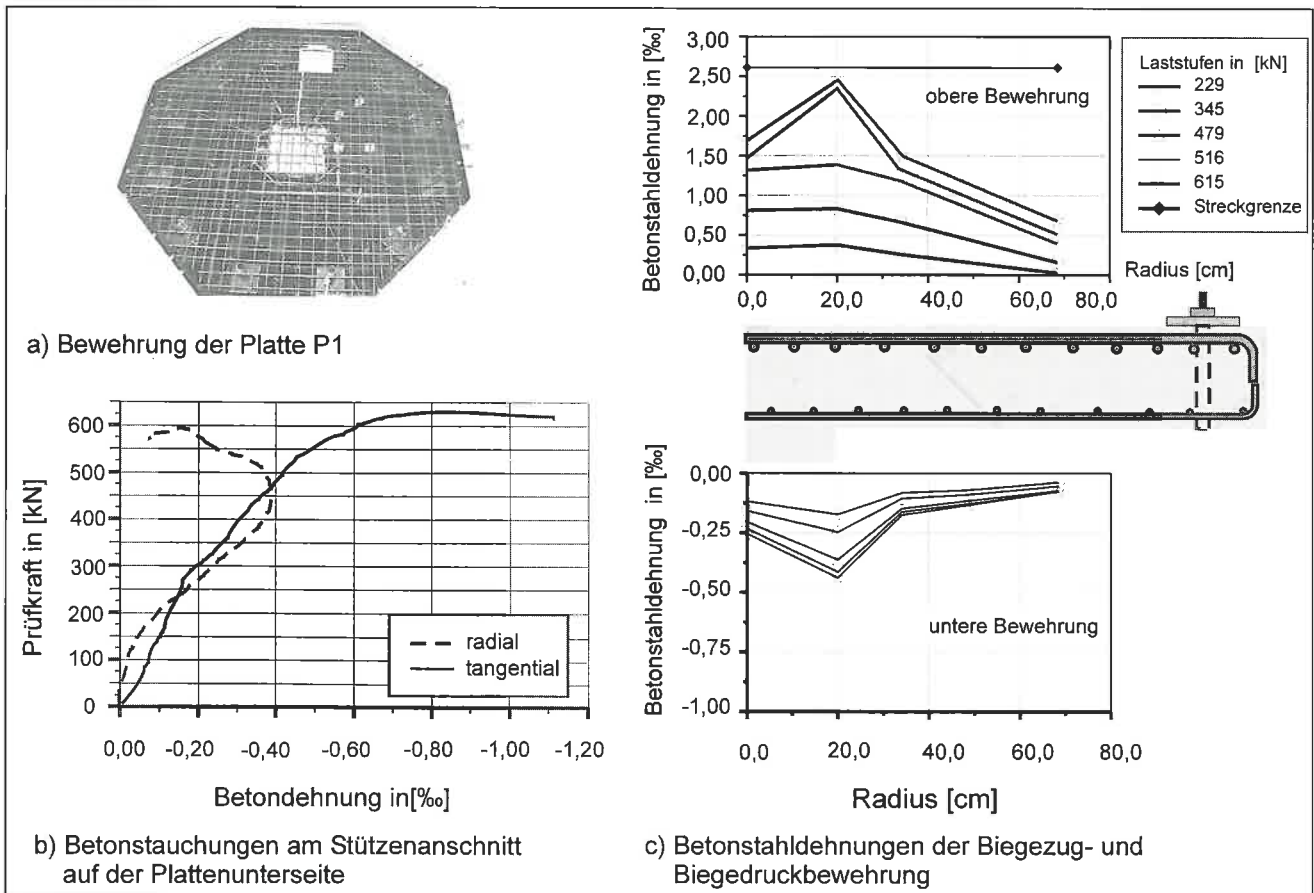


Abb. 7: Betonstauchung und Betonstahldehnung des Versuchskörpers P1 [8]

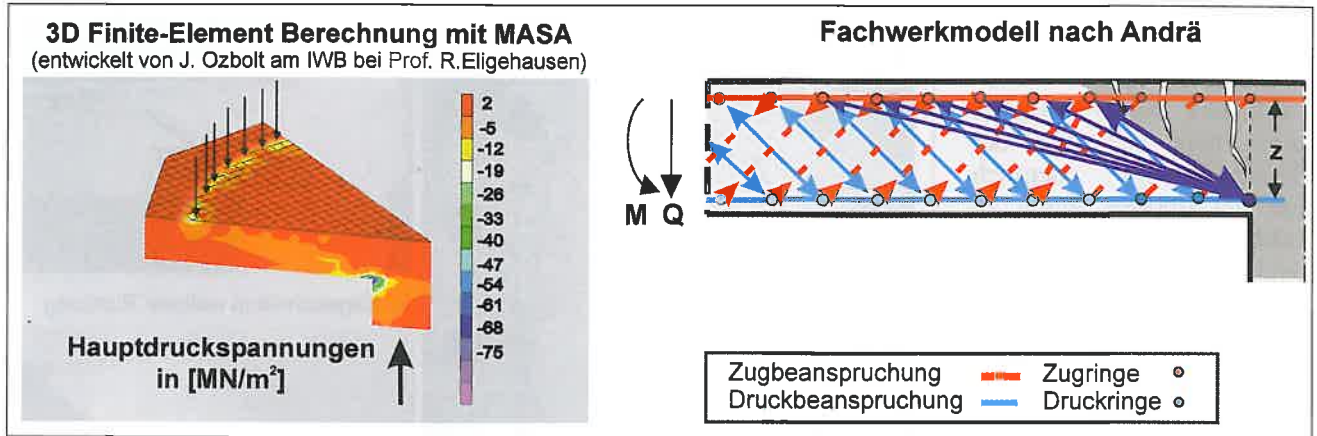


Abb. 8: Vergleich von Hauptdruckspannungen einer nichtlinearen FEM-Simulation im Versagenszustand [8] mit dem Fachwerkmodell (nach André [9])

Menétrey [6] weist in nichtlinearen numerischen Studien nach, dass neben dem Längsbewehrungsgrad die Betonzugfestigkeit und die Bruchenergie wesentliche Parameter des Durchstanzens sind. Eigene numerische Studien bestätigen den Einfluß dieser Parameter. Ein Vergleich zwischen dem theoretischen Verlauf der Hauptdruckspannungen einer nichtlinearen FEM-Simulation und dem Fachwerkmodell nach André [9] bestätigt die räumliche Fachwerkwirkung (Abb. 8).

### 2.2.2 Durchstanzen unter Berücksichtigung von Deckenaussparungen

Im Durchstanzbereich sind häufig Deckendurchbrüche für die Haustechnik erforderlich, welche die Durchstanztragfähigkeit der Decken-Stützenverbindung erheblich reduzieren. Der Durchstanzkegel geht in der Regel von der einspringenden Kante am Stützenanschluss aus (Abb. 9). Wird die Biegezugbewehrung im Durchstanzbereich konstant gehalten und die erforderliche Auswechselfbewehrung neben der Aussparung konzentriert angeordnet, so wird die Biegetragfähigkeit der Flachdecke nicht vermindert [10].

Die Durchstanztragfähigkeit ist bei symmetrisch und unsymmetrisch angeordneten Aussparungen unterschiedlich zu beurteilen. Bei symmetrisch angeordneten Aussparungen kann davon ausgegangen werden, dass die Querkräfte zentrisch in die Stütze eingeleitet werden und die Beanspruchung proportional zum Verhältnis des gesamten Stützenumfangs zum reduzierten Restumfang vergrößert wird (Ausfall des Umfangs im Bereich des Öffnungswinkels  $\psi$ ). Bei unsymmetrisch angeordneten Aussparungen entstehen neben der erhöhten Querkraftbeanspruchung auch Zusatzmomente. Nötling zeigt in [10], dass diese zusätzlichen Momente mit einer 50%igen Vergrößerung des Abzugwinkels  $\psi$  ausreichend berücksichtigt sind.

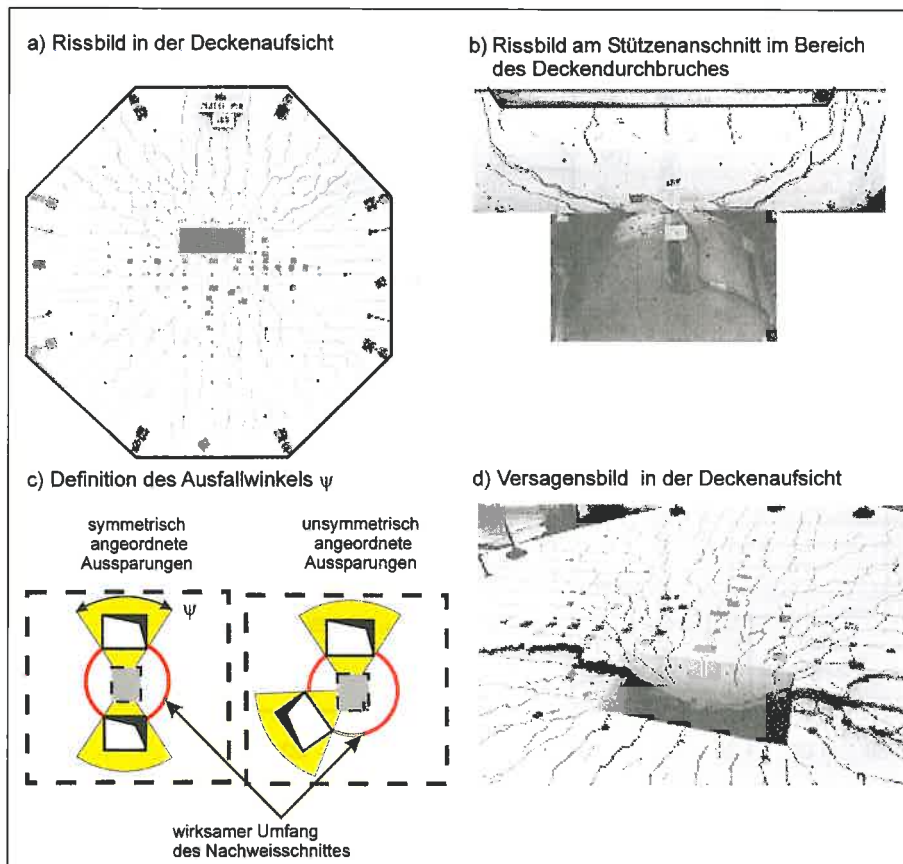


Abb. 9: Bruch des Versuchskörpers P 18 aus [11] mit Aussparung im stützennahen Bereich und Definition des Ausfallwinkels  $\psi$

## 2.2.3 Durchstanzen im Bereich von Rand- und Eckstützen

Rand- und Eckstützen werden unsymmetrisch beansprucht, so dass neben dem Durchstanzen auch ein Schubtorsionsbruch oder ein Biegetorsionsbruch eintreten kann. Die maßgebende Bruchform wird durch die Größe der Lastausmitte  $e = M/V$  (Abb. 10) bestimmt. Ist die Lastausmitte klein, so stellt sich ein Schubbruch senkrecht zum freien Rand ein. Wächst die Ausmitte bis zum Stützendurchmesser an, entwickelt sich ein Biegeschubbruch. Bei weiterer Vergrößerung der Ausmitte wird schließlich die Bruchform des Schubtorsionsbruches maßgebend. Die Veränderung der Bruchformen mit wachsender Lastausmitte führt zu einer deutlichen Verminderung der Traglast der Decken-Stützenverbindungen [10] (Abb. 11).

Neben den Parametern Betonfestigkeit, Längsbewehrungsgrad, Stützendurchmesser und statische Nutzhöhe beeinflussen im Bereich von Rand- und Eckstützen zusätzlich die Bewehrungsführung an den freien Rändern, die Stützenanschlussbewehrung und der Abstand der Stütze vom freien Rand die Traglast.

Liegt die oberste Lage der Biegezugbewehrung parallel zum freien Rand, so ist die Durchstanzzlast um bis zu 37% größer als bei einer Anordnung senkrecht zum freien Rand (Abb. 12).

Pöllet [12] ordnet auf der Basis von Versuchsauswertungen den verschiedenen Ausführungsarten der Deckenanschlussbewehrung im Stützbereich einen Wirkungsgrad  $\kappa_a$  zu (Tab. 1). Der Wir-

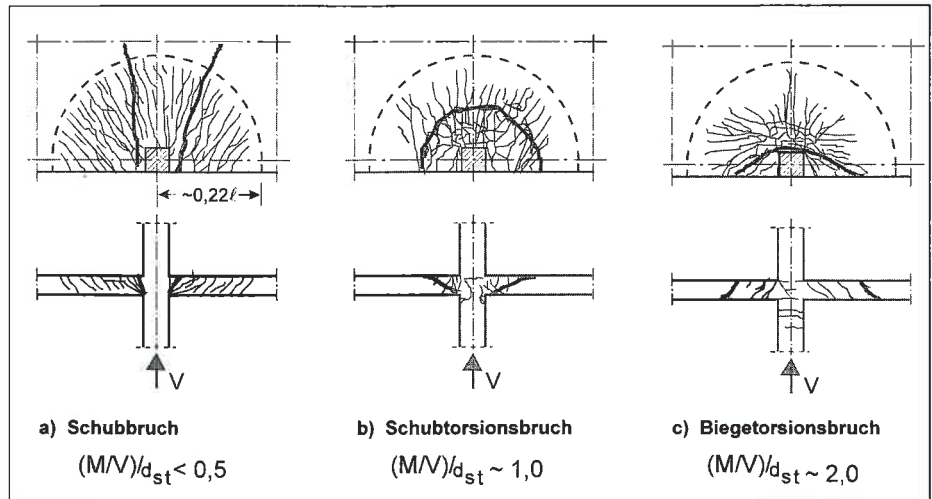


Abb. 10: Riss- und Bruchbilder für die Versagensarten im Bereich von Rand- und Eckstützen in Abhängigkeit von der Ausmitte  $e$  der Stützennormalkraft

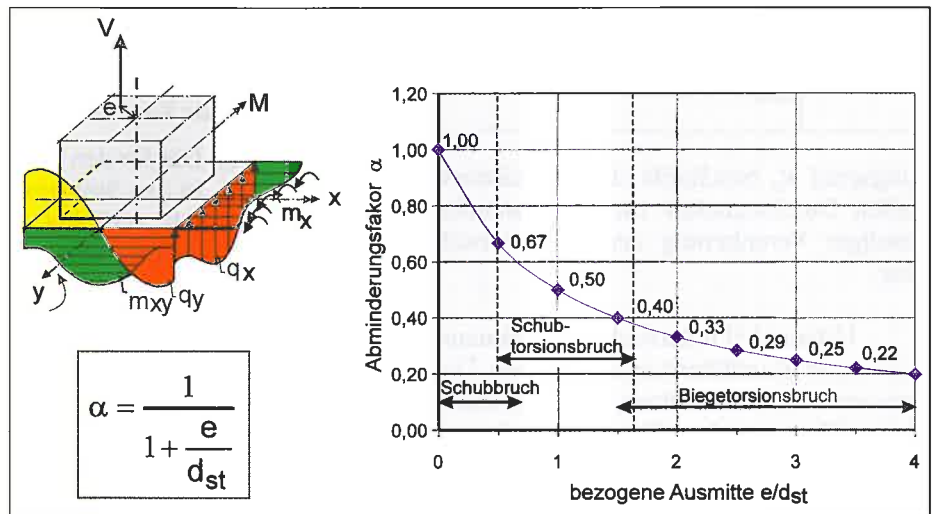


Abb. 11: Verminderung des Querkraftwiderstandes nach [10] für Innen-, Rand- und Eckstützen in Abhängigkeit von der auf die Stützenbreite  $c$  bezogenen Lastausmitte  $e$

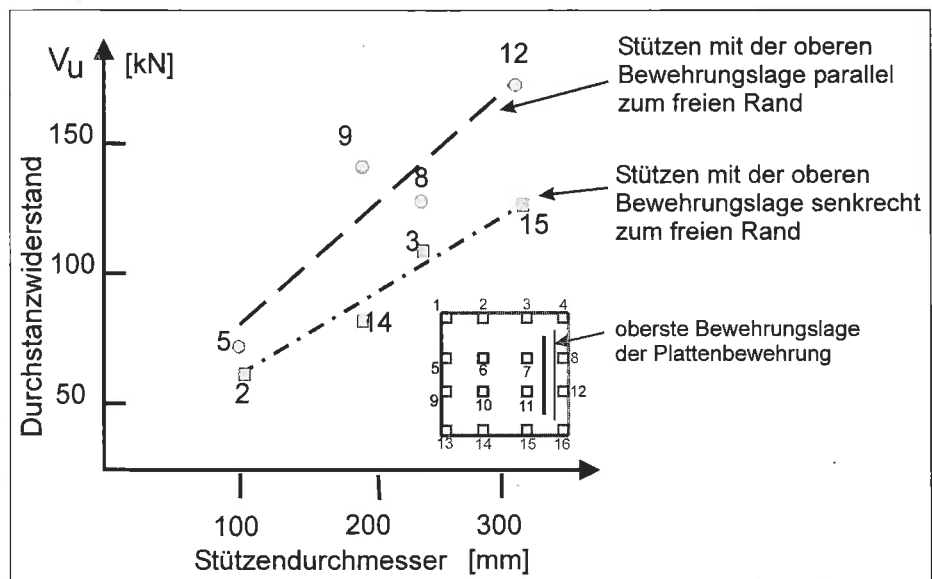


Abb. 12: Durchstanzzlasten für verschiedene Randstützendurchmesser unter Berücksichtigung der Verlegerichtung der Biegezugbewehrung (aus [4])

Tab.1: Wirkungsgrad  $\kappa_a$  für die Art und Ausbildung der Verankerung der oberen bzw. unteren Bewehrung an freien Plattenrändern (nach [12])

Wirkungsgrad $\kappa_a$	Art und Ausbildung der Verankerung	Bezeichnung
1,0		Schlaufen
		abgebogene Stäbe mit ausreichender Verankerung in der Stütze
		schlaufenartige Verankerung mit $x_1 \geq \begin{cases} d_{st} + d_{Platte} \\ d_{st} + 0,5 \cdot l_0 \end{cases}$
0,8		schlaufenartige Verankerung
0,7		Winkelhaken

Wirkungsgrad  $\kappa_a$  beschreibt den Verhältniswert der erzielten Durchstanzlast zur Durchstanzlast bei vollständiger Verankerung der Deckenanschlussbewehrung.

Urban [13] untersuchte experimentell den Einfluss eines Randüberstandes auf den Durchstanzwiderstand von Randstützen. Die Versuchsauswertung (Abb. 13) zeigt, dass Randstützen bei einem Randüberstand von  $3d$  die Durchstanztraglast von Innenstützen erreichen, wenn der Einfluss der Momentenbeanspruchung nach Abb. 11 berücksichtigt wird.

Das Durchstanztragverhalten im Bereich von Rand- und Eckstützen ist noch genauer zu untersuchen,

da wesentliche Einflussparameter in den Bemessungsregeln unberücksichtigt bleiben und nur wenige Versuche mit wirklichkeitsnahen Deckendicken durchgeführt wurden, insbesondere für Platten mit Durchstanzbewehrung. Hierzu werden derzeit Untersuchungen am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt.

### 2.3 Durchstanzen unter Brandeinwirkung

Die Problematik des Durchstanzens unter Brandeinwirkung wurde ausführlich von Kordina in [14] erläutert. Das Verhalten von Flachdecken unter Brandangriff ist gekennzeichnet durch die Veränderung der Schnittgrößenverteilung gegenüber dem Lastfall Eigengewicht und Verkehrslast (Abb. 14). Der Anstieg des Stützmomentes durch Zwang infolge Brandeinwirkung von unten führt frühzeitig zum Fließen der oberen Bewehrung.

Kordina leitet aus einer Parameterstudie folgende konstruktive Regeln ab:

- (1) Die für den Kaltzustand erforderliche Bewehrung in den Stützenstreifen ist auch für den Brandlastfall (erhöhte negative Stützmomente) ausreichend. Eine Abstufung der Längsbewehrung muss jedoch den vergrößerten Bereich der negativen Momente berücksichtigen. Hierzu ist es ausreichend, die Stützbewehrung um 15% der Stützweite  $l$  gegenüber der Kaltbemessung zu verlängern.
- (2) Es sollten mindestens 20% der oben liegenden Stützbewehrung der Stützenstreifen über die gesamte Feldlänge durchlaufen. Diese Mindestbewehrung sollte insbesondere bei Spannbeton-Flachdecken (im Bereich der Momentennullpunkte) vorgesehen werden.

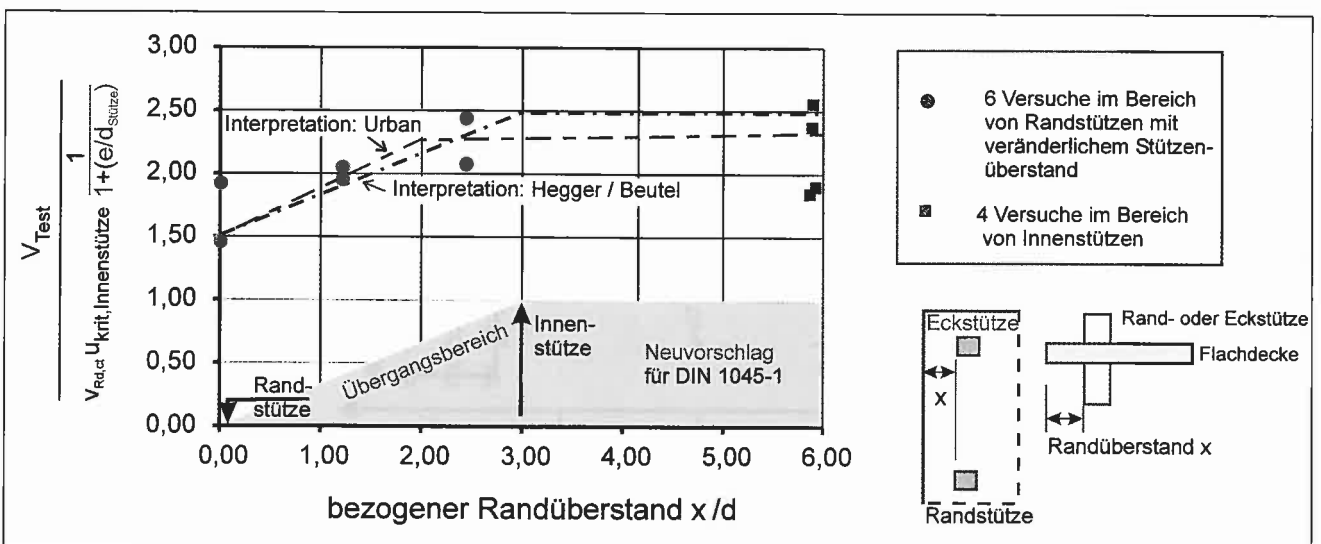


Abb. 13: Versuchsauswertung zum Einfluss des Randüberstandes auf den Durchstanzwiderstand von Randstützen (nach [13])

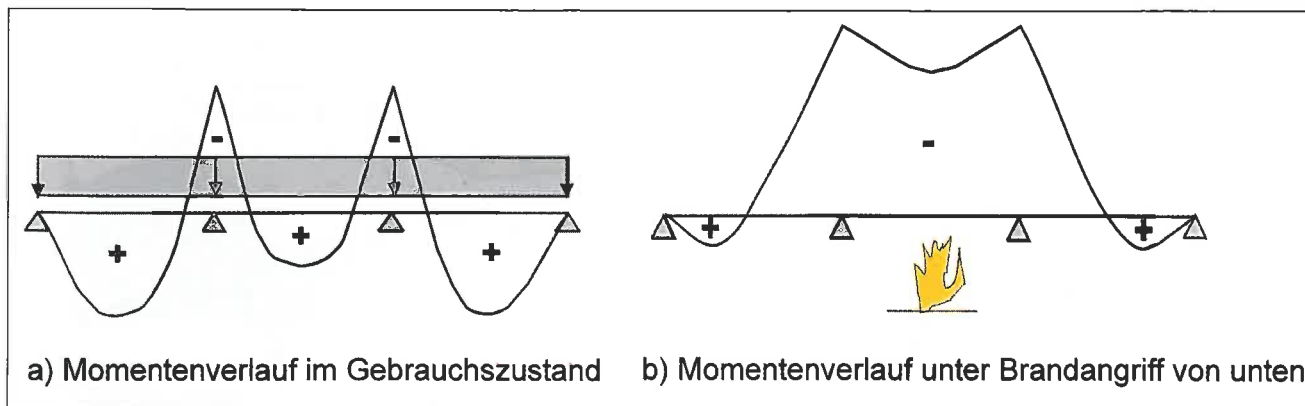


Abb. 14: Momentenumlagerung eines dreifeldrigen Plattenstreifens unter Brandangriff von unten

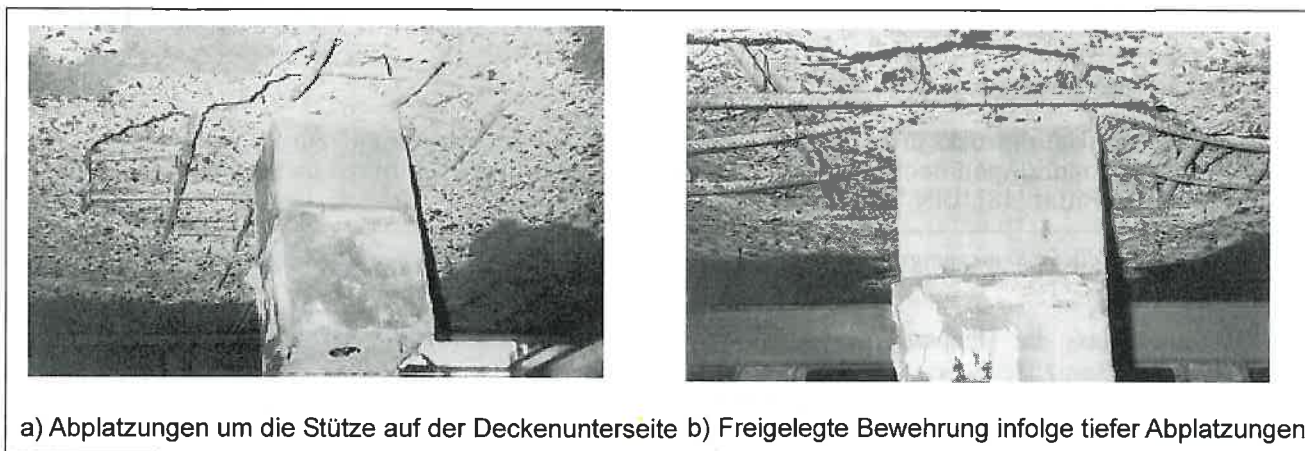


Abb. 15: Deckenuntersicht mit Abplatzungen bei Durchstanzversuchen im Brandfall (nach [14])

- (3) Die in den Kreuzungspunkten von Feld- und Stützstreifen im Brandlastfall hervorgerufenen negativen Momente sind ebenfalls durch eine Mindestbewehrung von 0,3% abzudecken, die in vielen Fällen schon durch die Kaltbemessung (Variation der Verkehrslaststellung) vorhanden ist.
- (4) Diese oben liegende Mindestbewehrung nach Punkt (2) und (3) wirkt im Nachbruchverhalten als zusätzliche Zugmembrane, die die Gefahr des Einsturzes von Flachdecken vermindert.
- (5) Bei Beachtung dieser konstruktiven Regeln kann i.a. auf einen rechnerischen Nachweis des Brandlastfalls verzichtet werden.

Die Durchstanzversuche an Deckenausschnitten unter Brandeinwirkung [14] zeigten, dass schon bei geringer Brandeinwirkung Abplatzungen an der Plattenunterseite (**Abb. 15**) auftreten.

Nach EC 2 ist die Feuerwiderstandsklasse mit einem globalen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_F = 1.0$  nachzuweisen. Dies entspricht etwa 70% des Bemessungswertes des Durchstanzwiderstandes. Die Auswertung von 14 Brandversuche in [14] zeigt, dass der Bemes-

sungswert nur in zwei Versuchen geringfügig unterschritten wurde und somit eine Tragreserve von 30% für die aus dem Brand resultierende Zwangsbeanspruchung ausreichend ist.

## 3 Durchstanzen mit Schubbewehrung im Bereich von Innenstützen

### 3.1 Allgemeines

Bei weitgespannten oder hochbelasteten Flachdecken wird in der Praxis häufig das Durchstanzen zum maßgebenden Bemessungskriterium, das die Deckendicke bestimmt. Die Anordnung von Durchstanzbewehrung führt zu einer begrenzten Traglaststeigerung und zu einer erhöhten Verformungsfähigkeit der Flachdecke. Die Tragmechanismen und die Höhe der Traglaststeigerung werden jedoch stark unterschiedlich beurteilt [10], [15], [16], [17].

Die Bemessung von Bügeln und Schrägstäben nach DIN 1045 beruht im wesentlichen auf der Mo-

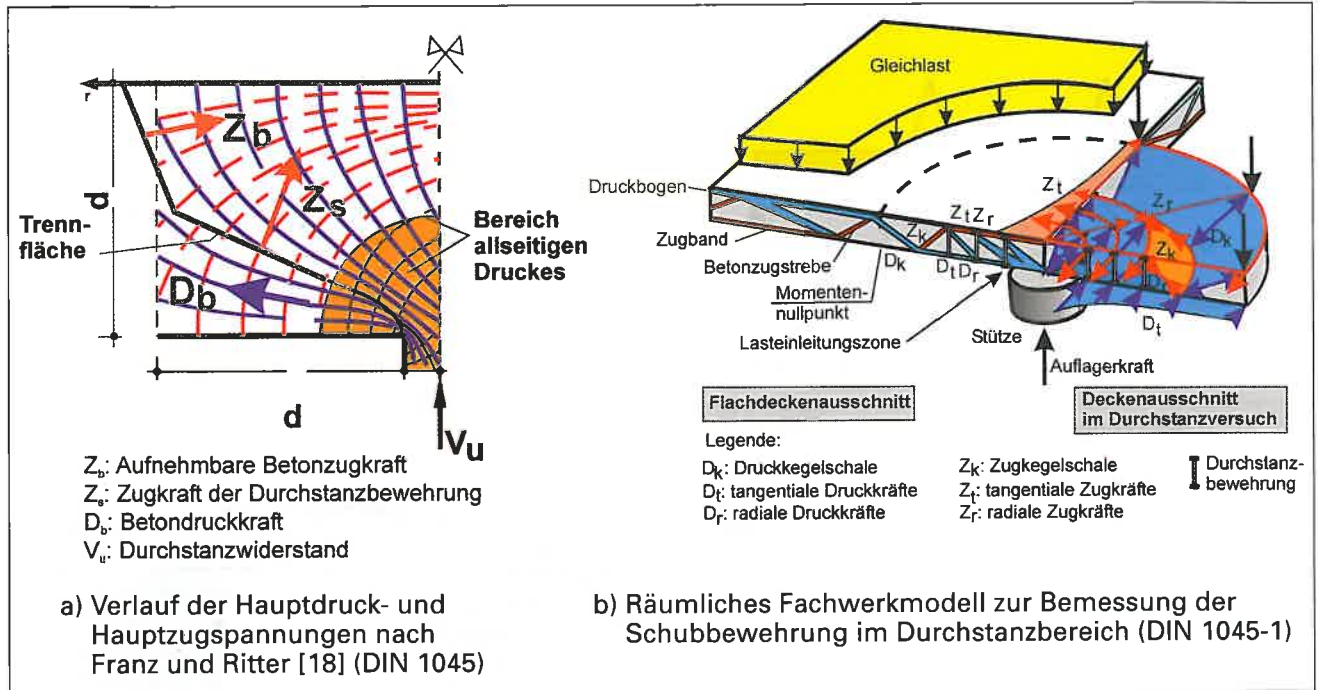


Abb. 16: Unterschiedliche Bemessungsmodelle im Durchstanzbereich nach DIN 1045 (alt) und DIN 1045-1 (neu)

dellvorstellung, dass die Hauptzugspannungen (ermittelt nach der Elastizitätstheorie) im Durchstanzbereich (Abb. 16) aufzunehmen sind. Franz und Ritter zeigen in [18], dass im Durchstanzkegel ca. 70 % der Stützenlast von den steil verlaufenden Hauptzugspannungen und 30 % von der Vertikalkomponente der Hauptdruckspannungen übertragen werden. In DIN 1045 wird daher die Durchstanzbewehrung für 75 % der Stützenlast bemessen und die maximal zulässige Schubspannung auf  $\kappa_2 \tau_{02}$  begrenzt, um die Tragfähigkeit der Betondruckzone zu erfassen. Außerhalb des Durchstanzkegels wird der Bügelbewehrung keine Tragwirkung zugewiesen, da die Hauptzugspannungen flach verlaufen und von der Betonzugfestigkeit aufgenommen werden können. Im Gegensatz hierzu wird schon in den älteren Zulassungen für Dübelleisten [19] und Doppelkopfancker [20] nach DIN 1045 von einem Fachwerkmechanismus im Durchstanzbereich ausgegangen.

Die Traglaststeigerung dieser Sonderformen der Durchstanzbewehrung gegenüber Bügeln kann gleichermaßen auf die Vergrößerung des schubbewehrten Bereiches, die schlupfarmen Bewehrungs-

elemente und im Fall der Dübelleiste auf eine zusätzliche Stabilisierung der Betondruckzone am Stützenanschnitt zurückgeführt werden.

Mit dem empirischen Bemessungsansatz nach EC 2, Teil 1, in Verbindung mit der deutschen Anwendungsrichtlinie wird dagegen die Tragfähigkeit von schubbewehrten Flachdecken in wirtschaftlich relevanten Bereichen deutlich geringer eingeschätzt als nach DIN 1045. In [8] wurde daher die Traglaststeigerung durch Bügel als Durchstanzbewehrung experimentell und theoretisch untersucht, um ein geeignetes Bemessungsmodell herzuleiten.

### 3.2 Aktuelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Bügeln als Durchstanzbewehrung am IMB der RWTH Aachen

Grundvoraussetzung für die Wirtschaftlichkeit von Bügeln als Durchstanzbewehrung ist neben der Tragfähigkeit ein einfacher Einbau auf der Baustelle. Nachteilig bei den Bewehrungsformen aus Betonstahl (Abb. 17) ist der hohe Verlegeaufwand, da eine Umschließung der Längsbewehrung in der Zug- und Druckzone gefordert wird. Wesentlich einfacher zu verlegen sind Bügelkörbe aus Listennatten (Abb. 18). Der untere Basisbügel wird entweder vor der unteren Bewehrung verlegt oder auf die untere Bewehrung gestellt. Der Kappenbügel wird zuletzt

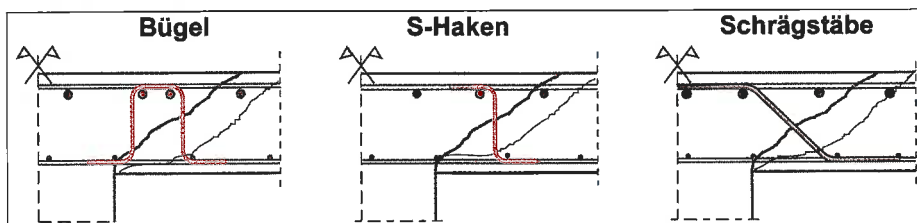


Abb. 17: Schubbewehrung im Durchstanzbereich nach DIN 1045

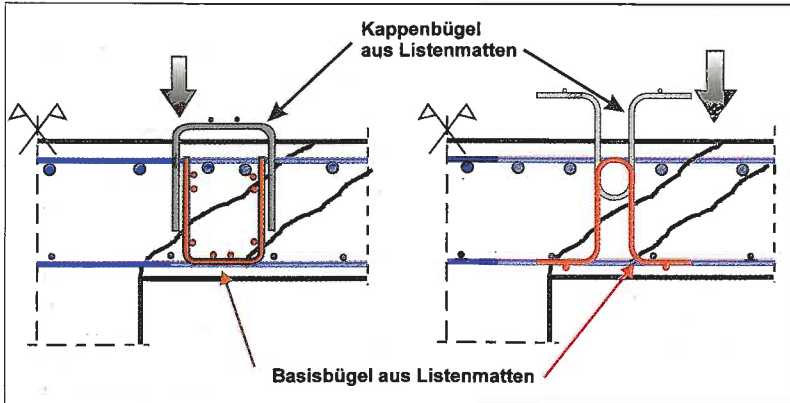


Abb. 18: Schubbewehrungsformen I und III aus Listenmatten [8]

durch die obere Bewehrung gesteckt. Für diese ver-  
 letetechnisch günstige Ausführung, die eine Abstimmung des Längsbewehrungsrasters auf die Durchstanzbewehrung erfordert, kann allerdings bei übli-

chen Plattendicken die Übergreifungs-  
 länge nach DIN 1045 meistens nicht nachgewiesen werden.

Die Tragfähigkeit der Durchstanz-  
 bewehrung wird maßgeblich durch die  
 Wirksamkeit ihrer Verankerungsele-  
 mente bestimmt. In den vier Diagrammen  
 von **Abb. 19** ist für verschiedene Ver-  
 ankerungselemente die aufnehmbare Stahl-  
 spannung in Abhängigkeit des Verankerungsschlupfes dargestellt. Die Auszieh-  
 versuche an Verankerungen aus Beton-  
 stahl wurden von Leonhardt [21] an un-  
 gerissenen Betonkörpern durchgeführt,  
 der Ausziehversuch mit Kopfbolzen nach Elgehausen und Furche [22] rechnerisch ermittelt. Die ge-  
 schlossenen Bügel im **Abb. 19c** weisen im Mittel den  
 größten Verankerungsschlupf auf. Mit angeschweiß-

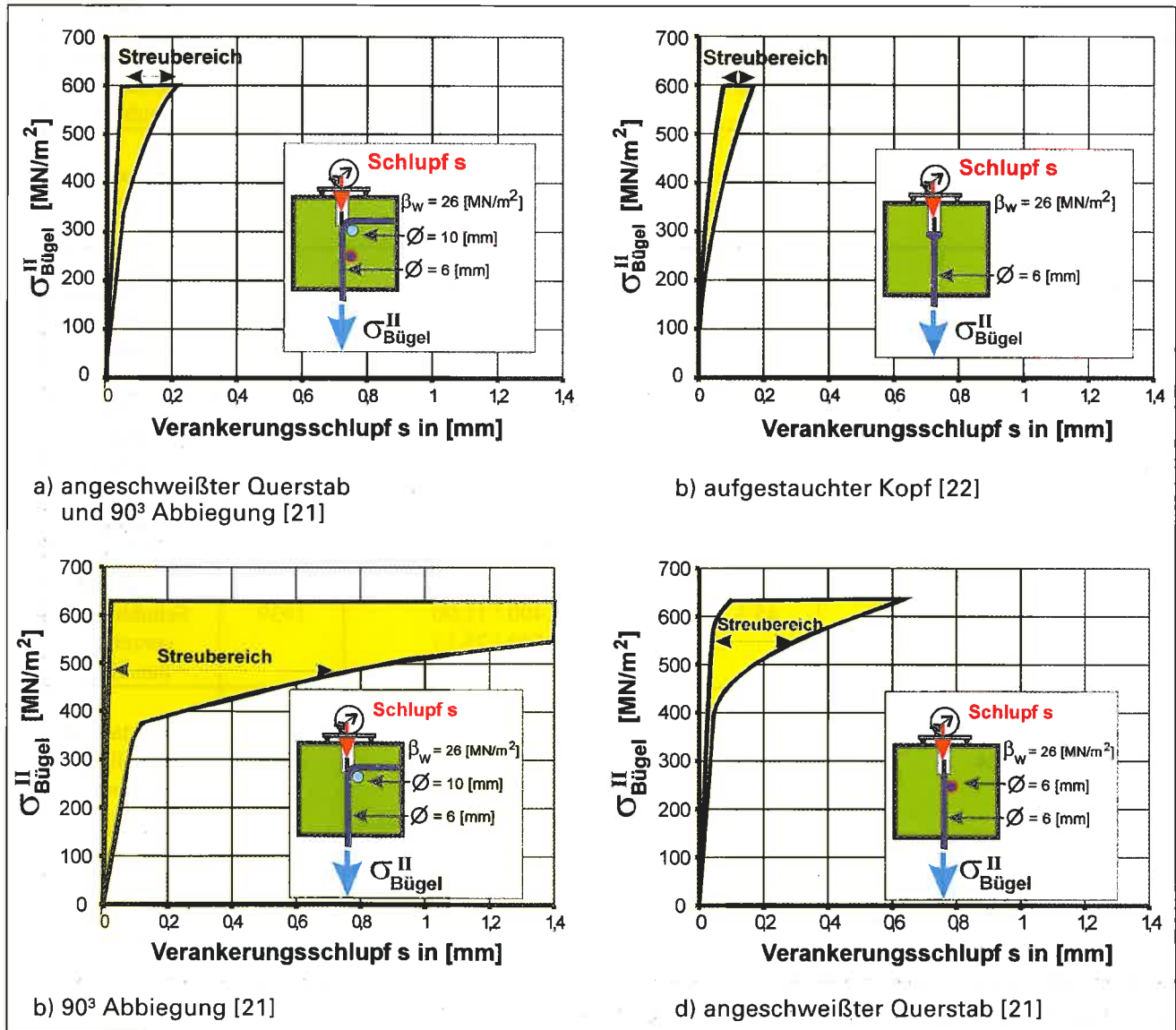


Abb. 19: Verankerungsverhalten verschiedener Endverankerungen im ungerissenen Beton (nach [21], [22])



Tab. 2: Parameter und Bruchlasten der Durchstanzversuche aus [8]

Versuch	statische Nutzhöhe $d$	Stütze $a/b$	Zylinder druck- festigkeit $f_c$	Längs- beweh- rung $\rho_\ell, \rho_\ell'$	Schub- bewehrung $l_{sw}, A_{sw}$	Bruch- last $V_u$	Versagens- ursache
	[m]	[m]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[m], [cm <sup>2</sup> ]	[kN]	
P1	0,190	0,4 / 0,4	21,9	0,806 0,235	keine	615	Durchstanzen
P1-I	0,190	0,4 / 0,4	27,3	0,806 0,235	0,110 / 11,0 0,200 / 11,0/Σ 22,0	1151	Durchstanzen außerhalb der Schubbew.
P1-II	0,190	0,4 / 0,4	26,2	0,806 0,235	0,100 / 12,57 0,200 / 9,43/Σ 22,0	1052	Durchstanzen außerhalb der Schubbew.
P2-I	0,195	0,4 / 0,4	37,9	0,789 0,230	0,075 / 7,04 0,175 / 7,04 0,250 / 7,04 0,350 / 10,05/Σ 31,2	1359	Durchstanzen außerhalb der Schubbew.
P2-II	0,190	0,4 / 0,4	29,8	0,806 0,235	0,060 / 4,02 0,172 / 13,07 0,362 / 15,08/Σ 32,2	1109	Durchstanzen innerhalb der Schubbew.
P2-III	0,190	0,4 / 0,4	37,5	0,806 0,235	0,065 / 7,04 0,165 / 7,04 0,260 / 7,04 0,365 / 10,05/Σ 31,2	1287	Biegeschub- bruch
P3-I	0,219	0,32 / 0,32	23,2	1,15 0,413	0,085 / 6,03 0,189 / 9,05 0,355 / 8,04 0,459 / 15,08 0,685 / 5,03/Σ 43,3	1624	Durchstanzen innerhalb der Schubbew.
P4-III	0,222	0,32 / 0,32	27,8	1,132 0,408	0,105 / 6,03 0,205 / 10,50 0,365 / 8,04 0,465 / 16,08 0,615 / 4,02/Σ 44,2	1522	Durchstanzen innerhalb der Schubbew./ vorzeitig beendet
P5-I	0,221	0,32 / 0,32	45,3	1,354 0,409	0,115 / 15,71 0,255 / 18,85 0,400 / 11,00 0,540 / 25,13 0,690 / 18,85/Σ 44,2	1939	Durchstanzen innerhalb der Schubbew./ vorzeitig beendet
P6-I	0,224	0,32 / 0,32	46,3	1,753 0,550	0,100 / 22,62 0,268 / 31,67 0,428 / 22,62 0,596 / 31,67 0,718 / 22,62/Σ 131,2	2349	Durchstanzen innerhalb der Schubbew.
P7-I	0,230	0,32 / 0,32	40,0	1,301 0,393	0,145 / 18,85 0,285 / 25,13 0,455 / 15,71 0,595 / 21,99 0,740 / 15,71/Σ 97,4	2105	Durchstanzen innerhalb der Schubbew.

$A_{sw}$ : Nettoquerschnitt des Bügelstoßes (einfacher Bügelquerschnitt)

$l_{sw}$ : radialer Bügelabstand vom Stützenanschnitt

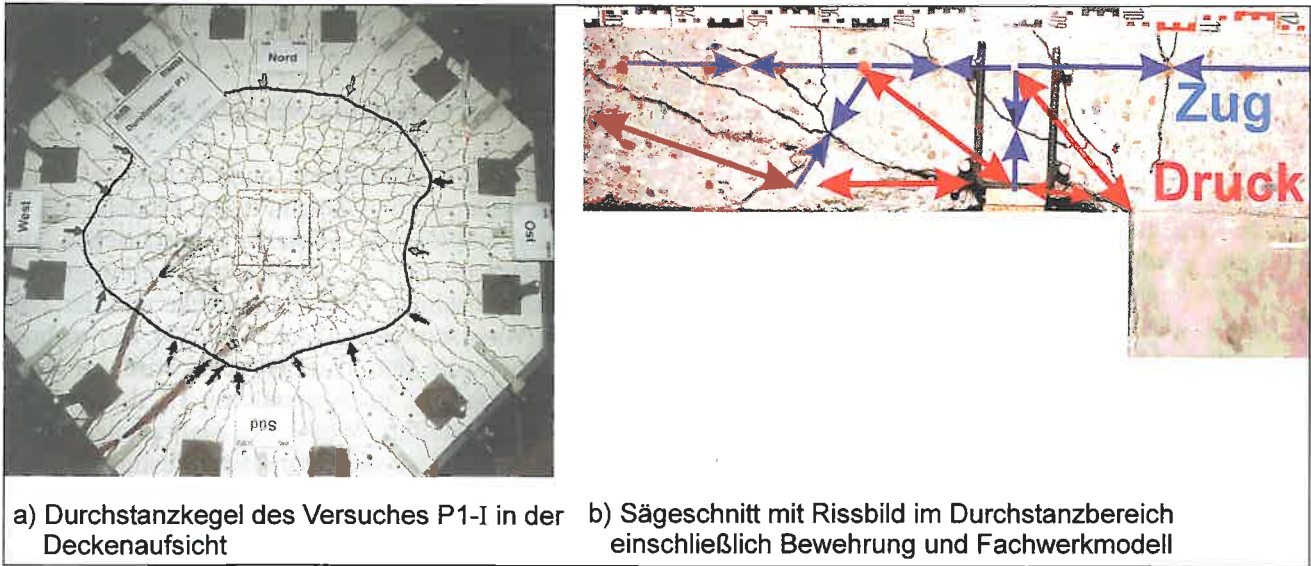


Abb. 20: Rissbild und Sägeschnitt des Versuchskörpers P1-I

ten Querstäben lässt sich sowohl bei Schubzulagen als auch bei geschlossenen Bügeln die Qualität der Verankerung verbessern, d.h. eine Verminderung des Verankerungsschlupfes erzielen. Die hohe Wirksamkeit von Bewehrungsformen mit aufgestauchten Köpfen kann im wesentlichen auf den geringen Verankerungsschlupf zurückgeführt werden [23].

Um die Wirksamkeit verschiedener Durchstanzbewehrungsformen aus Betonstahl zu überprüfen, wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen in einem von der AiF geförderten Forschungsvorhaben elf Durchstanzversuche mit Plattendicken von 22 bis 26 cm durchgeführt [8]. Versuchsp Parameter waren neben dem Längsbewehrungs- und Schubbewehrungsgrad vor allem die Anordnung, d.h. die Länge des Bereiches mit Durchstanzbewehrung, und die Ausbildung der Durchstanzbewehrung, geschlossene Bügel nach DIN 1045 und EC 2 (Form II) und zweiteilige Bügelformen (Formen I und III nach Abb. 18). Tab. 2 gibt einen Überblick über die Versuchsp Parameter und Bruchlasten.

Die Versuchskörper P1-I und P1-II versagten unerwartet außerhalb des Bereichs mit Schubbewehrung, obwohl die Abstandsregeln von DIN 1045 und EC 2 eingehalten waren (Abb. 20).

Die Versagensbilder der Versuchskörper P1-I und P1-II, die Bügelbeanspruchungen und die Größenordnung der Durchstanzlast zeigten, dass die Schubbewehrung im Durchstanzkegel wirksam war. Die maximale Tragfähigkeit nach DIN 1045 konnte jedoch nicht erreicht werden, da ein Versagen außerhalb der Schubbewehrung auftrat (Abb. 20b).

Aus den Versuchsergebnissen lassen sich drei wesentliche Erkenntnisse für Platten mit Durchstanzbewehrung ableiten:

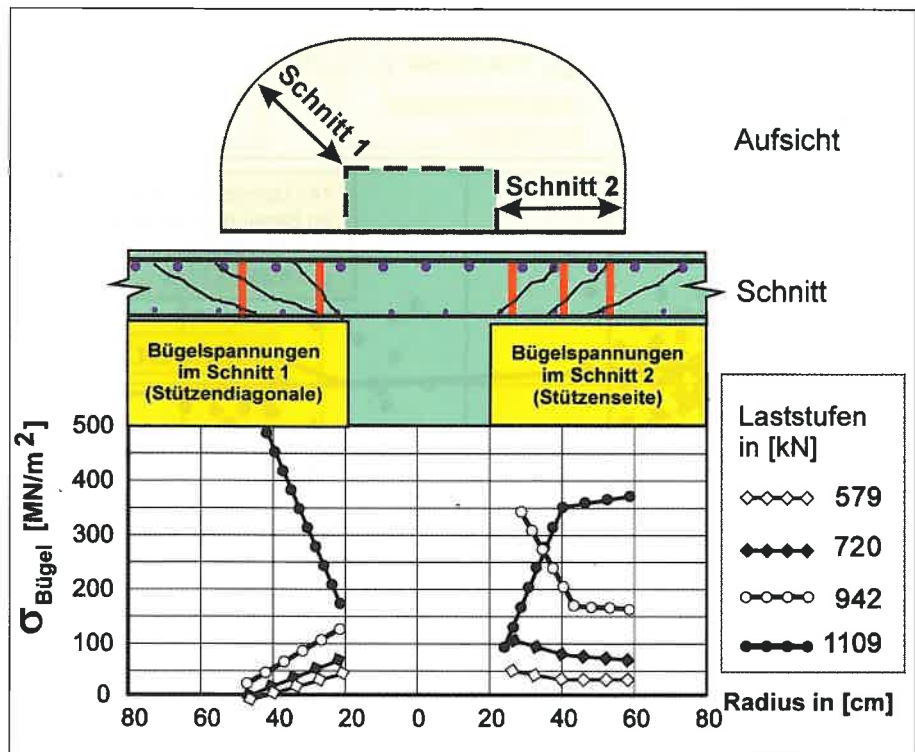


Abb. 21: Bügelbeanspruchung des Versuchskörpers P2-II (mit konventionellen Bügeln)

- (1) Da sich bei hoher Beanspruchung mehrere Schürbe bilden (Abb. 20) und sich der maßgebende Versagensbereich nach außen verlagert, ist der Bereich mit Durchstanzbewehrung gegenüber den Regelungen nach der gültigen DIN 1045 zu vergrößern.
- (2) Im Bruchlastbereich wird die Durchstanzbewehrung infolge Verankerungsschlupf an den Seiten einer rechteckigen Stütze (Schnitt 2) nur bis zu 70 % der Streckgrenze eines BSt 500 beansprucht (Abb. 21), während Bügel in Eckbereichen die Streckgrenze erreichen können. Hieraus folgt, dass im Tragfähigkeitsnachweis eine reduzierte Stahlspannung anzusetzen ist.
- (3) Die zweiteiligen Bügel aus gebogenen Listmatten nach Abb. 18 erreichten im Versuch gleiche oder höhere Tragfähigkeiten wie geschlossene Bügel und sind damit als Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen geeignet.

## 4 Bemessungskonzept von DIN 1045-1 (Stand 04.99)

Aufgrund einer systematischen Auswertung aller verfügbaren Versuchsdaten mit realistischen Bau-

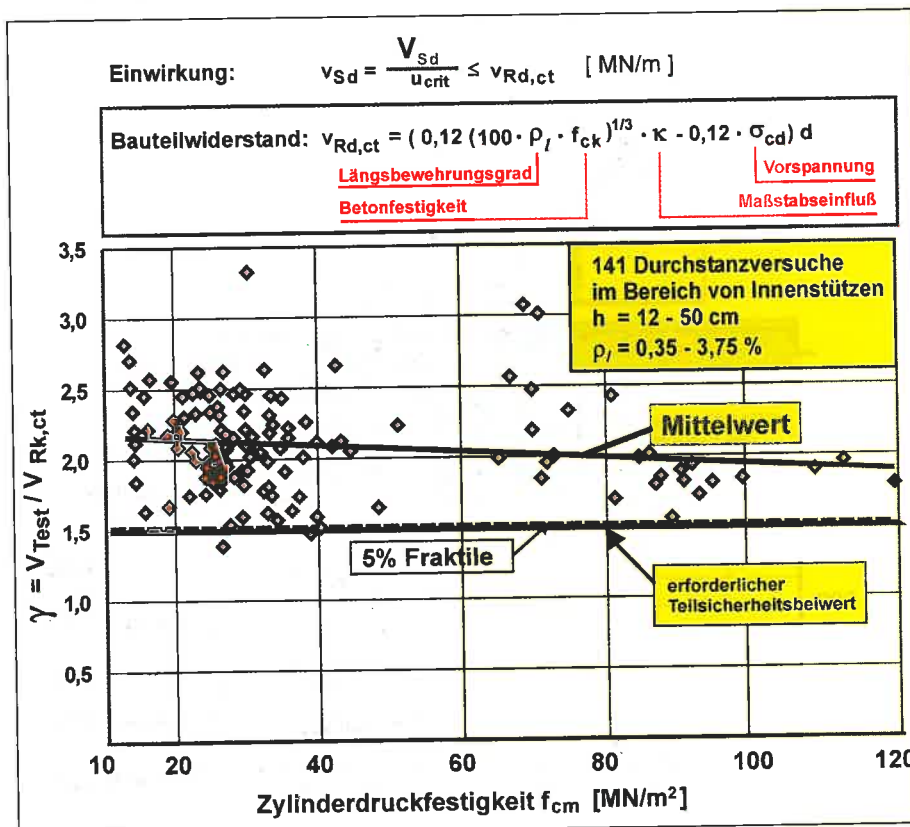


Abb. 22: Bauteilwiderstand und Versuchsnachrechnung zum Durchstanzen ohne Schubbewehrung

teilmessungen wurde für den Weißdruck von DIN 1045-1 folgendes Bemessungskonzept abgeleitet:

### 4.1 Durchstanzen ohne Schubbewehrung

Für das Durchstanzen ohne Schubbewehrung wird der Widerstand in Anlehnung an Model Code 90 mit einer empirischen Gleichung beschrieben, die von der Betonfestigkeit, dem Längsbewehrungsgrad, dem Maßstabseinfluss der Plattendicke und der zentrischen Vorspannung abhängt (Abb. 22). Der rechnerische Nachweis der Tragsicherheit wird im kritischen Rundschnitt, im Abstand von 1,5 d vom Stützenschnitt, geführt. Wegen des mehraxialen Spannungszustandes ist die Grundschubfestigkeit nach Untersuchungen von Kordina gegenüber einer linien-gelagerten Platte um 20 % angehoben [17].

Der Vergleich mit 141 Versuchen aus der Literatur (Abb. 22) zeigt, dass mit diesem Bemessungsansatz der geforderte Teilsicherheitsbeiwert der Materialseite für ein Betonversagen von 1,5 sichergestellt wird.

### 4.2 Durchstanzen bei Platten mit Schubbewehrung

Wird bei hoher Beanspruchung eine Durchstanzbewehrung erforderlich, ist zwischen drei Versagensformen zu unterscheiden (Abb. 23):

- (1) Die obere Grenze der Tragfähigkeit wird durch die mehraxialen Druck- und Schubbeanspruchungen des Betons am Stützenschnitt bestimmt, hier durch  $V_{Rd,max}$  gekennzeichnet.
- (2) Im Bereich der Durchstanzbewehrung kann ein Versagen dieser Bewehrung auftreten, der zugehörige Bemessungswert wird mit  $V_{Rd,sy}$  bezeichnet.
- (3) Als Drittes ist die Querkrafttragfähigkeit außerhalb des Bereiches mit Durchstanzbewehrung nachzuweisen.

Der maximale Durchstanzwiderstand wird durch die mehraxiale Druck- und Schub-

festigkeit am Stützenanschnitt bestimmt. In **Abb. 24** ist in einem Radialschnitt die Versagenszone zu erkennen. Die größten Betonstauchungen treten entsprechend dem räumlichen Fachwerkmodell in tangentialer Richtung auf, die in der Größenordnung von 3‰ liegen. Die Betonstauchungen in radialer Richtung sind dagegen deutlich geringer. Mit diesen Messwerten wird die Modellvorstellung von der Ausbildung räumlicher Kegelschalen, die auf die Stütze zulaufen, eindeutig belegt. Wird der maximale Durchstanzwiderstand als der 1,7-fache Wert der

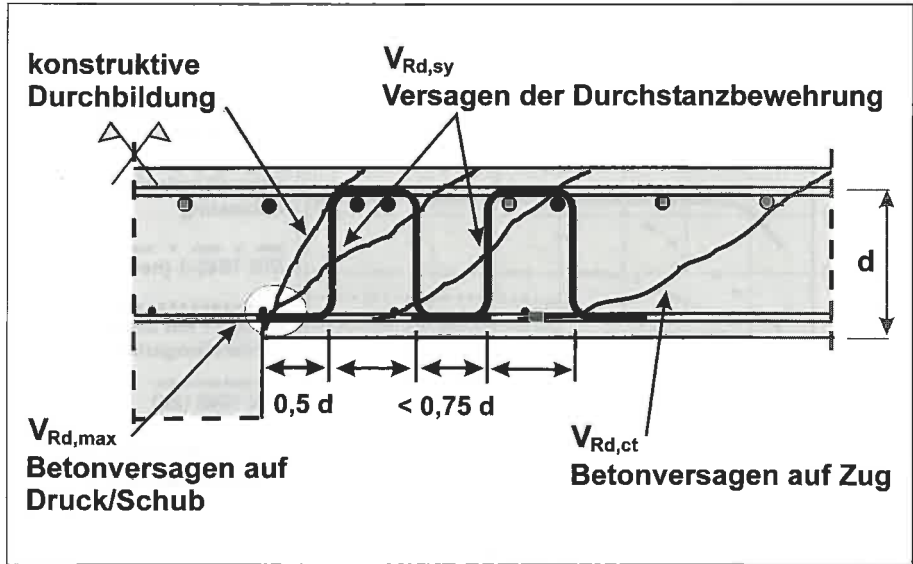


Abb. 23: Versagensformen im Bereich mit Durchstanzbewehrung



**Bauteilwiderstand:  $V_{Rd,max} = 1,7 \cdot V_{Rd,ct}$  [MN/m]**

( $V_{Rd,ct}$  = Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung)

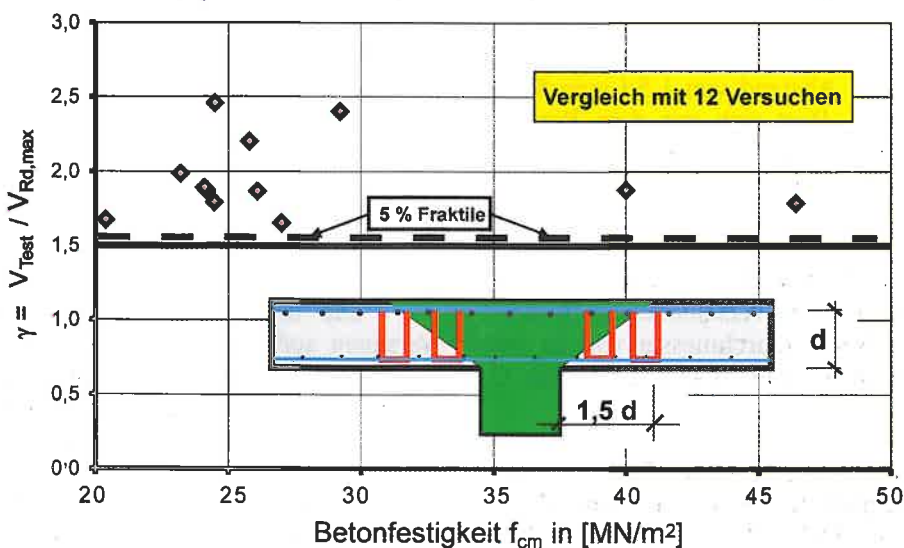


Abb. 24: Versagensform, Bemessungsgleichung und Versuchsnachrechnung zum maximalen Durchstanzwiderstand

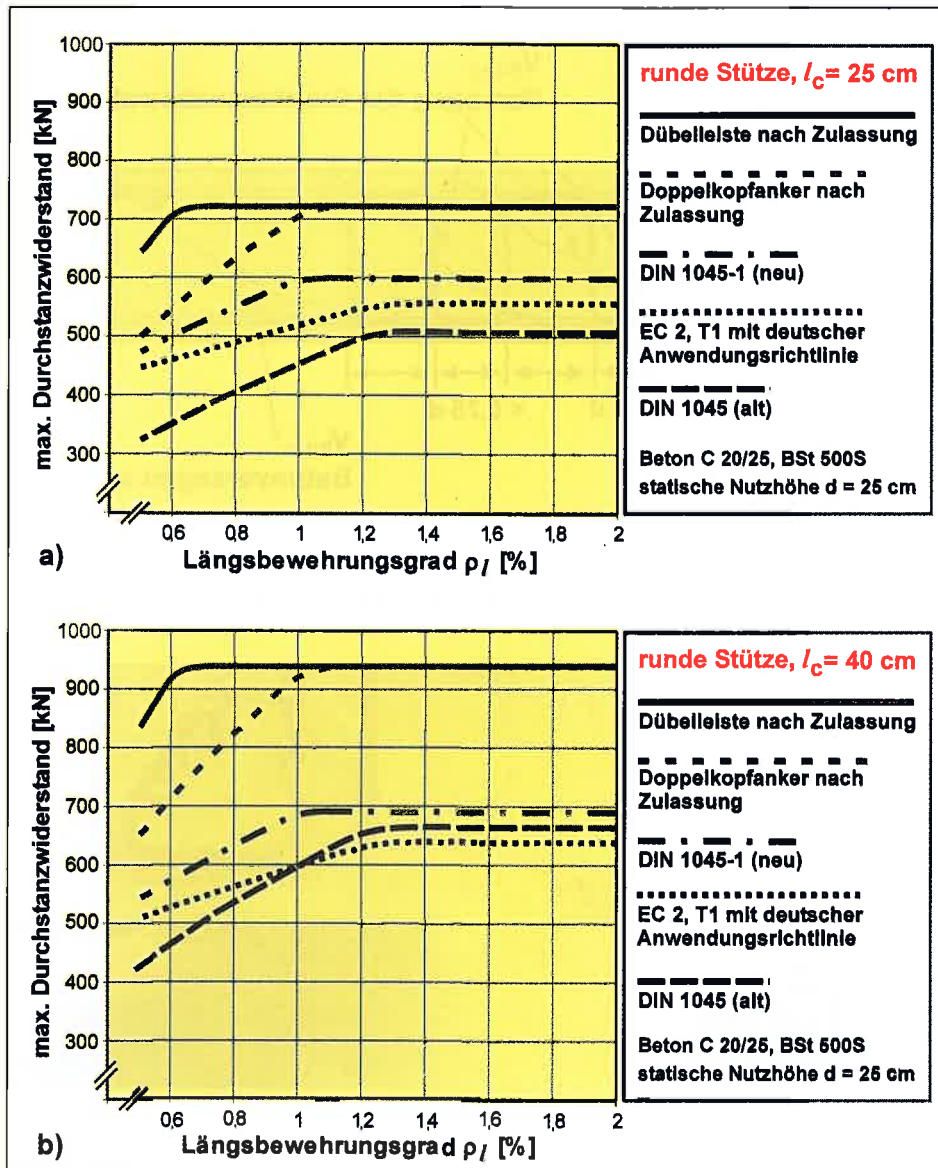


Abb. 25: Vergleichsrechnungen zum maximalen Durchstanzwiderstand a) Stützendurchmesser  $l_c = 25$  cm, b) Stützendurchmesser  $l_c = 40$  cm

Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung im kritischen Rundschnitt, im Abstand von  $1,5d$  vom Stützenanschnitt, definiert, lässt sich mit dem Bemessungskonzept nach DIN 1045-1 für alle Betonfestigkeiten ein gleichbleibendes Sicherheitsniveau erreichen (Abb. 24).

In Abb. 25 wird exemplarisch der maximale Durchstanzwiderstand nach verschiedenen Bemessungskonzepten für Stützendurchmesser von 25 cm und 40 cm bei gleicher Betonfestigkeitsklasse C 20/25 durchgeführt.

Gegenüber der gültigen DIN 1045 wird bei kleinen Stützendurchmessern die rechnerische Maximaltragfähigkeit nach DIN 1045-1 vergrößert. Der Abstand zu den Bewehrungsformen mit Zulassung (Dübelleiste und Doppelkopfanker) wird hier verrin-

gert. An dieser Stelle wird deutlich, dass sowohl der günstige mehraxiale Spannungszustand als auch das Verankerungsversagen in der hier besonders kleinen Betondruckzone gleichartig erfasst werden. Im Bereich üblicher Stützenabmessungen stellt sich in etwa die Tragfähigkeit nach der gültigen DIN 1045 ein.

Um die maximale Tragfähigkeit ausnutzen zu können, ist ein vorzeitiges Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung zu verhindern und der Bereich mit Durchstanzbewehrung gegenüber der gültigen DIN 1045 zu vergrößern. Entsprechend der Querkraftbeanspruchung (Abb. 26) wird die erforderliche Durchstanzbewehrung nach außen hin abgestuft. Die Darstellung entspricht einer Schubkraft-Deckungslinie wie sie von der Querkraftbemessung von Balken bekannt ist.

Die Tragfähigkeit im Bereich der Durchstanzbewehrung setzt sich aus einem konstanten Betontraganteil  $v_{\text{crd}}$  und einem Traganteil der Durchstanzbewehrung zusammen. Mit

dem Beiwert  $\kappa_s$  wird die Wirksamkeit der Verankerung der Durchstanzbewehrung beschrieben, der den verminderten Verankerungsschlupf mit zunehmender Plattendicke berücksichtigt. Der Vergleich mit Versuchen zeigt, dass dieser Bemessungsansatz ein gleichbleibendes Sicherheitsniveau sicherstellt (Abb. 26).

Die dritte mögliche Versagensform ist das Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung. Der günstige Einfluss des mehraxialen Spannungszustandes am Stützenanschnitt wird mit zunehmendem Abstand vom Stützenanschnitt abgebaut.

Daher verringert sich der Betontraganteil außerhalb der Durchstanzbewehrung mit wachsendem Abstand von der Stütze und erreicht ca. im Abstand der 5,5-fachen Plattendicke (gemessen auf der

Plattenoberseite) die Querkrafttragfähigkeit der liniengelagerten Platte. Auch hier zeigt der Vergleich zwischen rechnerischer und experimenteller Traglast ein gleichbleibendes Sicherheitsniveau (Abb. 27).

Diese Regelung lehnt sich an die neuen Zulassungen für die Dübelleiste und den Doppelkopfanker an, so dass die derzeit hier noch vorhandenen Widersprüche zu DIN 1045 beseitigt werden.

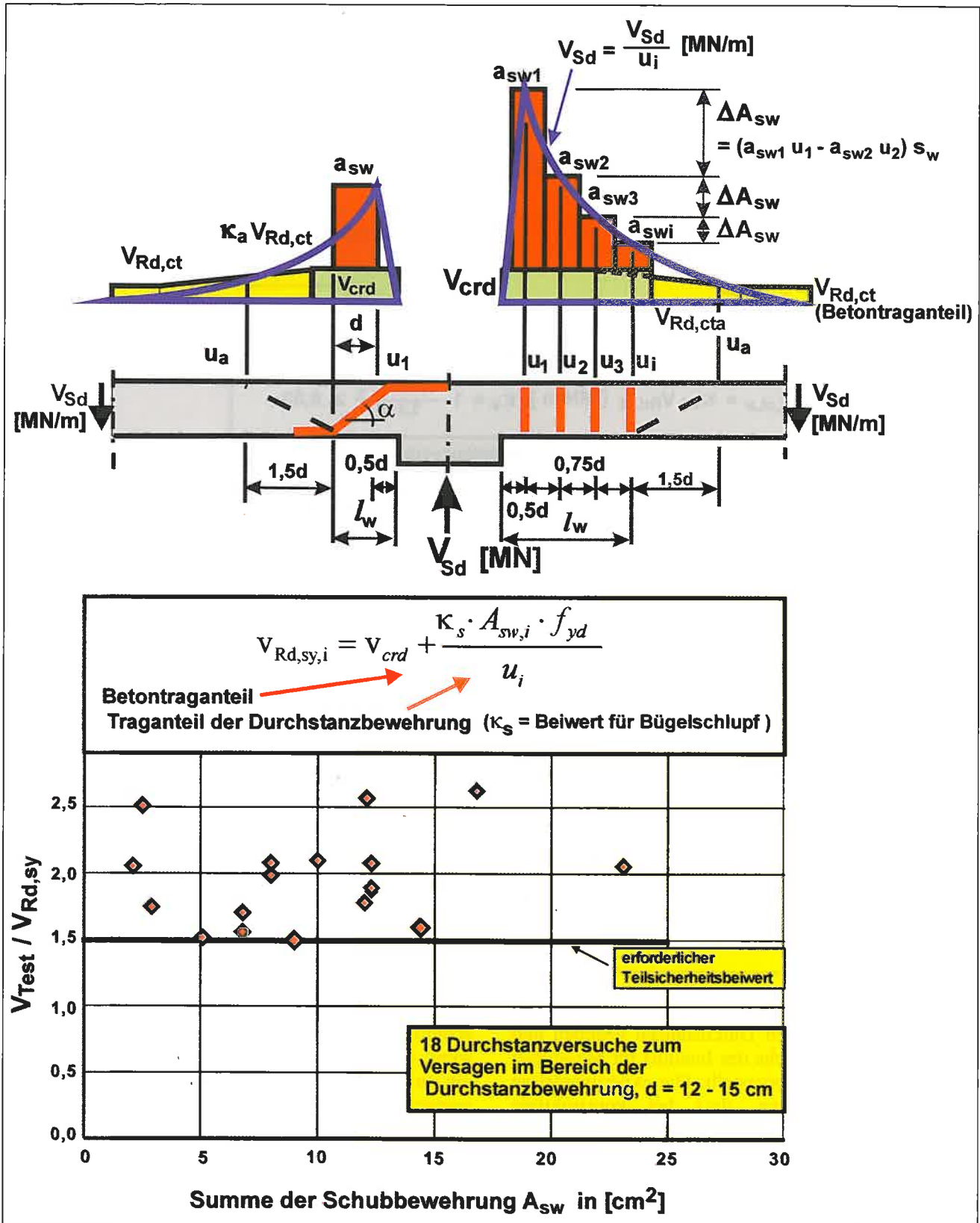


Abb. 26: Bemessungsgleichung und Versuchsnachrechnung zum Bügelversagen im Durchstanzbereich

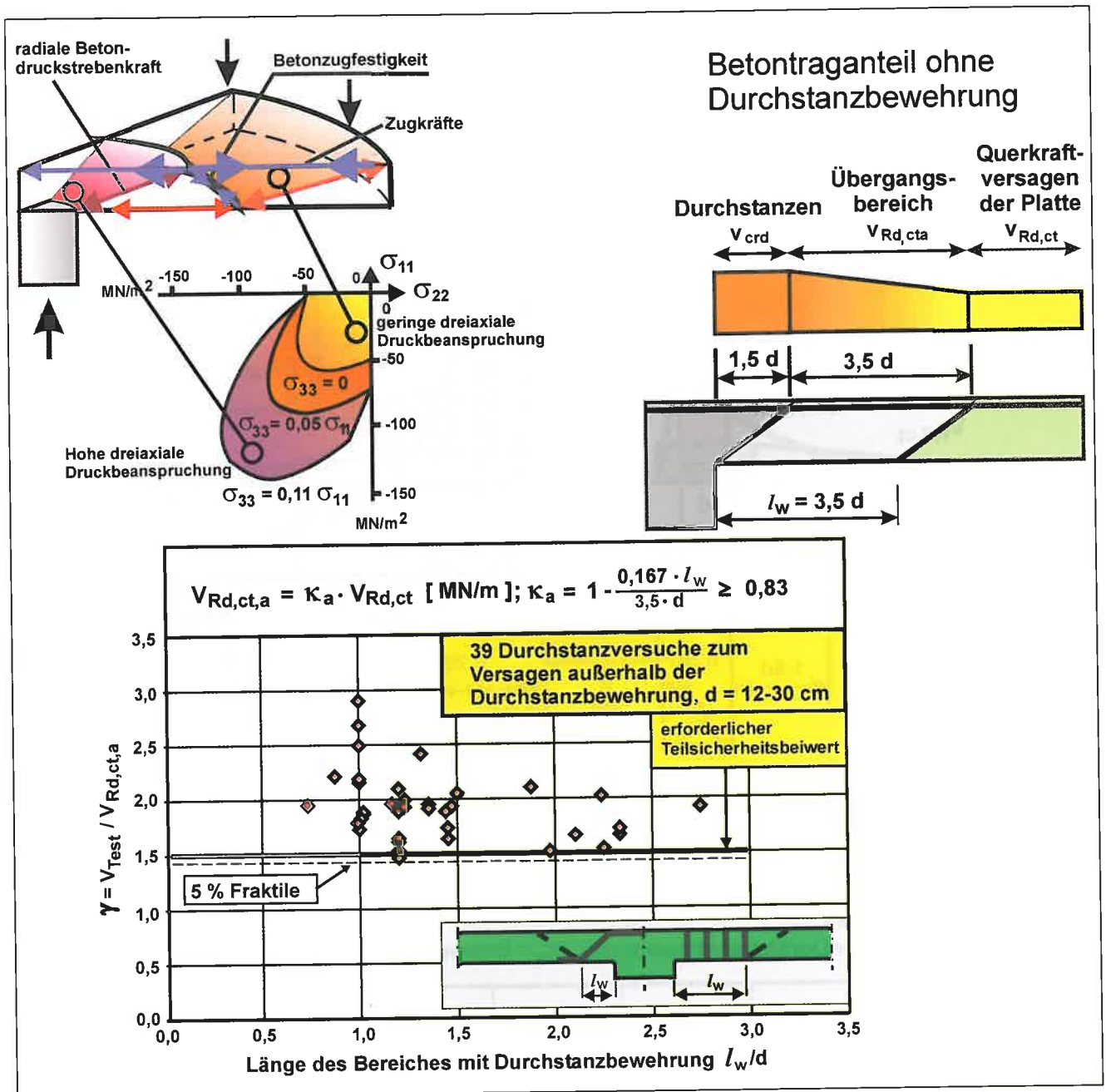


Abb. 27: Bemessungsgleichung und Versuchsnachrechnung zum Versagen außerhalb des Durchstanzbereiches

## 5 Zusammenfassung

Es wurde ein Überblick zur Bemessung von Stahlbetonplatten gegen Durchstanzen gegeben und neue Durchstanzversuche des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen vorgestellt. Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass bei konstruktiver Durchbildung nach DIN 1045 der schubbewehrte Bereich zu klein ist und die rechnerischen Traglasten bei hoher Beanspruchung durch ein vorzeitiges Versagen im äußeren Rundschnitt nicht erreicht werden. Für DIN 1045-1 wird daher auf Basis der durchgeführten Versuche und einer systematischen Auswertung aller

bekanntenen Versuche ein Nachweiskonzept vorgeschlagen, dass eine Abstufung der Durchstanzbewehrung entsprechend einer Querkraftdeckungslinie ermöglicht und ein Durchstanzen im äußeren Rundschnitt, widerspruchsfrei zur Plattenquerkraftmessung, verhindert. Mit diesem Nachweiskonzept wird ein ausgeglichenes Sicherheitsniveau für alle Versagensarten sichergestellt. Im Vergleich zur gültigen DIN 1045 ergibt sich mehr Schubbewehrung, da sich der Bereich mit Durchstanzbewehrung vergrößert und die Streckgrenze der Bügel infolge Verankerungsschlupf nicht ausgenutzt wird. Dieser erhöhte Betonstahlbedarf kann wirtschaftlich durch einfach zu verlegende Bügelmatte ausgeglichen werden.

## 6 Literatur

- [1] Gesellschaft für Ingenieurbaukunst: Robert Maillart, Beton-Virtuose; Katalog zur Ausstellung des Instituts für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Zürich 1996
- [2] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken; DafStb, Heft 240, 1978
- [3] Wegner, R.; Harbord, R.; Duddeck, H.: Flach- und Pilzdecken im ungerissenen und im gerissenen Zustand; Der Bauingenieur, Heft 50, Seite 19-26, 1975
- [4] Ladner, M.; Schaidt, W.; Gut, S.: Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken; Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Bericht Nr. 205, 1977
- [5] Georgopoulos, T.: Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherung gegen progressiven Kollaps; Dissertation Universität München, 1986
- [6] Menetrey, Ph.: Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures, Dissertation Lausanne, 1994
- [7] Hallgren, M.: Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs; Royal Institute of Technologie, Dissertation 1996
- [8] Hegger, J.; Beutel, R.: Sicherheit gegen Durchstanzen von schubbewehrten Flachdecken; AiF-Forschungsvorhaben 10644 N, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 1998
- [9] Andrä, H.P.: Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken; Institut für Baustatik, Universität Stuttgart, Dissertation 1982
- [10] Kordina, K.; Nölting, N.: Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten; DafStb, Heft 371; 1986
- [11] Müller, F.-X.; Muttoni, A.; Thürlimann, B.: Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen; Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-5, 1984
- [12] Pöllet, L.: Untersuchung von Flachdecken auf Durchstanzen im Bereich von Eck- und Randstützen; Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Dissertation 1983
- [13] Urban, T.: Badania nosnosci zelbetowych plaskich stropow w strefie slupow skrajnych, Instytut Inzynierii Budowlanej, 1984
- [14] Kordina, K.: Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten; DafStb, Heft 479, 1997
- [15] Albrecht, A.: Durchstanzen bei Flachdecken – Vergleich der Bemessung und Konstruktion; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, Seite 130-140, 1999
- [16] Kordina, K.: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1; DAFStb, Heft 425, 1992
- [17] Kordina, K.: Zum Tragsicherheitsnachweis gegenüber Schub, Torsion, Durchstanzen nach EC 2 Teil 1; Erläuterungen zur Neuauflage von Heft 425 und Anwendungsrichtlinie zu EC 2. Beton und Stahlbetonbau, Heft 4, S. 97-100, 1994
- [18] Franz, G.; Ritter, K.: Der räumliche Spannungszustand im Stützbereich von Flachdecken; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, Seite 132-137, 1964
- [19] Zulassung Nr. Z 15.1-30 des Deutschen Instituts für Bautechnik vom 17.06.1996 für Kopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützenbereich punktförmig gestützter Platten
- [20] Zulassung Nr. Z 4.6-185 des Deutschen Instituts für Bautechnik vom 19.06.1995 für Halfen-Durchstanzbewehrung Typ HDB (System Anco Plus) als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten
- [21] Leonhardt, F.; Walter, R.: Geschweißte Bewehrungsmatten als Bügelbewehrung, Schubversuche an Plattenbalken und Verankerungsversuche; Bautechnik, Heft 10, 1965
- [22] Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug; Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Dissertation 1994
- [23] Eligehausen, R.; Hegger, J.; Beutel, R.; Vocke, H.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten oder Doppelkopfkankern im Auflagerbereich; Bauingenieur, Band 74, Heft 4, Seite 202-209, 1999



# Tragende faserverstärkte Kunststoffe im Bauwesen

**Bautechnik und Bauaufsicht sollten den Kunststoffen bald mehr Aufmerksamkeit schenken**

Kunststoffe haben die tragenden Bereiche des Bauwesens bisher nur sehr zaghaft erobert. Mit der Richtlinie für tragende Kunststoffe im Bauwesen will der Bauüberwachungsverein (BÜV) jetzt aber eine Grundlage schaffen, auf der eine sichere Bemessung und Ausführung von tragenden Kunststoffen möglich ist. Dabei werden konsequent die im Bauwesen üblichen Sicherheitsüberlegungen in handhabbare Formulierungen und Vorgaben umgesetzt. Die bauaufsichtliche Akzeptanz dieser Richtlinie muß nun das nächste Ziel sein, damit Kunststoffkonstruktionen, sicher und wirtschaftlich bemessen, im Bauwesen eingesetzt werden können, ohne durch aufwendige Genehmigungsverfahren behindert zu werden. Zudem ist das Vorgehen auf andere Kunststoffmaterialien auszudehnen, um auch deren Eigenschaften für das Bauwesen zu erschließen. Dazu liefert der folgende Beitrag grundlegendes Praxiswissen.



**Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner**  
 Jahrgang 1954, promovierte an der TH Darmstadt, wurde 1990 an die TU Darmstadt berufen, 1994 zum Prüffingenieur ernannt, erhielt 1995 die Statik-Professur an der TH Darmstadt und wurde im selben Jahr deren Präsident



**Dipl.-Ing. S. Deußner**  
 Jahrgang 1966, studierte an der FH und an der TH Darmstadt, war von 1990 bis 1994 Mitarbeiter im Ingenieurbüro Cornelius, Schwarz, Zeitler in Darmstadt und ist jetzt wiss. Mitarbeiter am Statik-Institut der TU Darmstadt

## 1 Einführung

Die lange Tradition des Bauwesens ist unter anderem charakterisiert durch den kontinuierlichen Wandel der verwendeten Materialien und damit möglichen Konstruktionen. Standen zunächst unmittelbar der Natur entnommene Baustoffe wie Holz und Steine im Vordergrund, führte die Entwicklung von neuen Materialien auch zu einer raschen Änderung der Konstruktionen. So sind Ziegel, Stahl und Beton als vom Menschen konfektionierbare Materialien aus dem heutigen Bauwesen nicht mehr wegzudenken. Aber auch die Weiterentwicklung des Holzes wurde insbesondere durch die Brettschichttechnik vorangetrieben. In jüngster Zeit gesellte sich Glas, dessen Durchsichtigkeit schon seit Jahrhunderten fasziniert, zu den konstruktiven Materialien hinzu. Der Einsatz von Kunststoffen ist hingegen bisher nur sehr zögerlich erfolgt. So werden Fugen, Glasverklebungen und Fensterrahmen zwar in der Regel aus Kunststoff gefertigt, im Gegensatz zum Maschinen-, Behälter- und



Abb. 1: Seitenleitwerk des Airbus A 310 (Bild: Toray)

Flugzeugbau (Abb. 1) hat Kunststoff den tragenden Bereich im Bauwesen bisher jedoch nur sehr zaghafte erobert.

Bedenken hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Tragfähigkeit und Feuerwiderstandsfähigkeit waren letztlich meist ausschlaggebend. Der Bauüberwachungsverein (BÜV) hat nun eine Initiative gestartet, um dem Kunststoff auf einer soliden ingenieurmäßigen Basis den Weg in die Ingenieurpraxis zu ebnet [1].

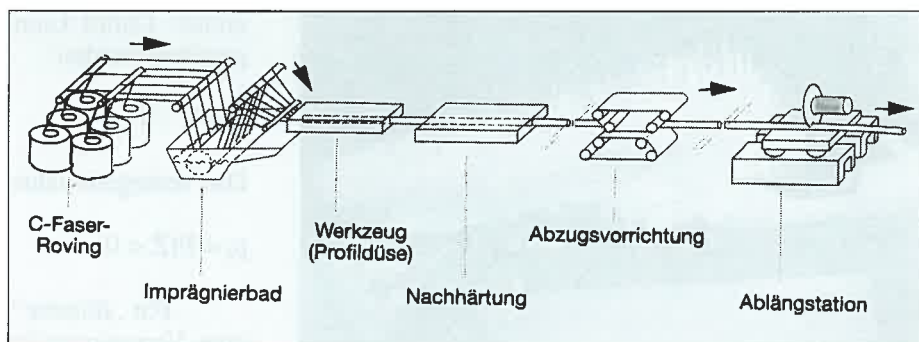


Abb. 2: Schematische Darstellung der Pultrusion

ner unidirektionalen Verstärkung versehen. Flächige Konstruktionen werden hingegen auch flächig verstärkt, wobei auch hier die Fasern sowohl in Richtung als auch der Menge der Beanspruchung angepasst werden können.

Aus diesen Anforderungen ergeben sich insbesondere folgende Herstellungsverfahren für faserverstärkte Kunststoffe, welche im Baubereich eingesetzt werden können:

- Pultrudierte Profile,
- Lamine,
- Wickellamine.

## Pultrudierte Profile

Bei einem Pultrusionsprozess werden die verwendeten Fasern zuerst durch ein Harzbad gezogen. Die benetzten Fasern passieren dann eine Formstrecke; danach werden die so entstandenen Profile ausgehärtet. In Abb. 2 ist dieser Prozeß schematisch dargestellt. Durch die Wahl unterschiedlicher Formwerkzeuge könne durch diesen Prozess unterschiedliche prismatische Bauteile hergestellt werden.

## Lamine

Als Lamine werden alle flächigen faserverstärkten Bauteile bezeichnet, diese können aber ganz unterschiedlich hergestellt werden. So können Lamine mit Kurzfasern oder mit Langfasern verstärkt werden. Bei den kurzfaserverstärkten Laminen gibt es im wesentlichen folgende Herstellungsverfahren:

- Faserspritzverfahren,
- Wirrfasermatten,
- Schleuderverfahren,
- SMC (Sheet Moulding Composit) (siehe Abb. 3).

Bei der Verwendung von Langfasern werden diese in der Regel in Form von Textilien verwendet. Diese können dann maschinell oder von Hand verarbeitet werden.

## 2 Materialeinteilung

Um eine ausreichende Zugfestigkeit und Formstabilität zu erreichen, werden für tragende Bauteile vor allem faserverstärkte Kunststoffe eingesetzt. Dieses Kompositmaterial besteht aus einer Matrix, in die Fasern eingebunden sind. Als Fasern werden dabei in erster Linie Aramid-, Kohle- und Glasfasern eingesetzt. Diese übertragen vor allem die Zugkräfte, während die Matrix die Druckkräfte aufnimmt. Weiterhin wird die Matrix dafür benötigt, die Fasern in ihrer räumlichen Lage zu fixieren und die Kräfte von einer Faser zur nächsten zu übertragen.

Die verwendeten Matrixkunststoffe können eingeteilt werden in:

- Thermoplaste,
- Elastomere,
- Duroplaste

Der Unterschied dieser Harzsysteme liegt in der Vernetzung der Moleküle. So bestehen Thermoplaste aus linearen oder verzweigten Kettenmolekülen, welche nicht vernetzt sind. Elastomere aus schwach vernetzten Kettenmolekülen und Duroplaste bestehen aus stark vernetzten Kettenmolekülen.

Aufgrund dieser Vernetzungen können Elastomere und Duroplaste auch durch Schmelzen nicht mehr getrennt werden. Elastomere kommen fast nur in Lagern zur Anwendung. Thermoplaste werden vor allem für „kleinere“ extrudierte Bauteile verwendet, während bei pultrudierten Profilen und Laminen meist Duroplaste zum Einsatz kommen.

Die Faserrichtung von faserverstärkten Kunststoffen sollte nach Möglichkeit immer dem Kräftefluss angepasst werden. So werden reine Zugglieder, wie zum Beispiel faserverstärkte Stäbe, immer mit ei-



Abb. 3: Herstellung von SMC Platten (Bild: SMC-Initiative in der AVK e. V.)

## Wickellamine

Wickellamine sind Lamine, in denen zwischen den gewickelten Schichten aus Faser-Rovings Lagen aus Wirrfasern oder Gelegen vorhanden sind. Mit dieser Technik werden vor allem Rohre hergestellt.

## Allgemeine Eigenschaften

Generell können folgende Eigenschaften von faserverstärkten Kunststoffen genannt werden [5]:

- geringe Rohdichte ( $\approx 0,8-2,2\text{g/mm}^3$ ),
- Temperaturdehnung in der Regel relativ groß,
- bis auf Spezialkunststoffe in der Regel elektrisch isolierend,
- hohe chemische Beständigkeit (Verwendung der Materialien in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen),
- in weiten Bereichen steuerbare Steifigkeit ( $2.000 < E < 300.000$ ),
- in weiten Bereichen steuerbare Festigkeit.

## 3 Grundlagen der Bemessung

Das Bauwesen ist durch seine sicherheitsbasierten Bemessungen gekennzeichnet. So wird die Wahrscheinlichkeit, daß die Einwirkung (S) größer als der Widerstand (R) einer Konstruktion ist, be-

grenzt. Damit kann folgende Versagensfunktion angegeben werden:

$$Z = R - S$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  ist dann:

$$p_f = P(Z < 0)$$

Für „übliche“ Bauten wird in der GruSiBau [2] eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $p_f < 1 \cdot 10^{-6}$  pro Jahr gefordert. Diese Versagenswahrscheinlichkeit muß nach EC1 für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren gewährleistet sein.

Da bei Faserverbundkunststoffen die Werkstoffkennwerte abhängig von der Belastungsdauer und den Umweltbedingungen sind, müssen diese Faktoren explizit berücksichtigt werden. Hierzu ist die Berücksichtigung verschiedener Einwirkungskombinationen notwendig (Abb. 4).

Der Nachweis ausreichender Sicherheit kann auf zwei Arten geschehen:

1. Die Kurzzeitkennwerte des Materials werden mit Hilfe von Abminderungsfaktoren für Temperatur, Belastungsdauer etc. reduziert, und diese Bemessungswerte des Widerstandes werden den Einwirkungen gegenübergestellt.
2. Durch Versuche wird eine Zeitstandslinie für das entsprechende Material und die jeweiligen Umgebungsbedingungen ermittelt, und eine mittels Schadensakkumulation berechnete Ersatzbelastung wird dem am Ende des Bemessungszeitraums vorhandenen Widerstand gegenübergestellt.

Beide Verfahren werden im folgenden kurz erläutert.

**Verfahren 1.** (Ermittlung des Widerstandes über die Kurzzeitkennwerte – Gegenüberstellung mit den Einwirkungen)

Der charakteristische Wert des Widerstandes ergibt sich nach [1] zu:

$$R_k = \frac{R_{k0,05}}{k_{mod}}$$

hierin ist:

$R_{k0,05}$  der 5% Fraktilwert der Kurzzeitfestigkeit  
 $k_{mod}$  Modifikationsfaktor zur Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen

$k_{mod}$  ergibt sich aus:

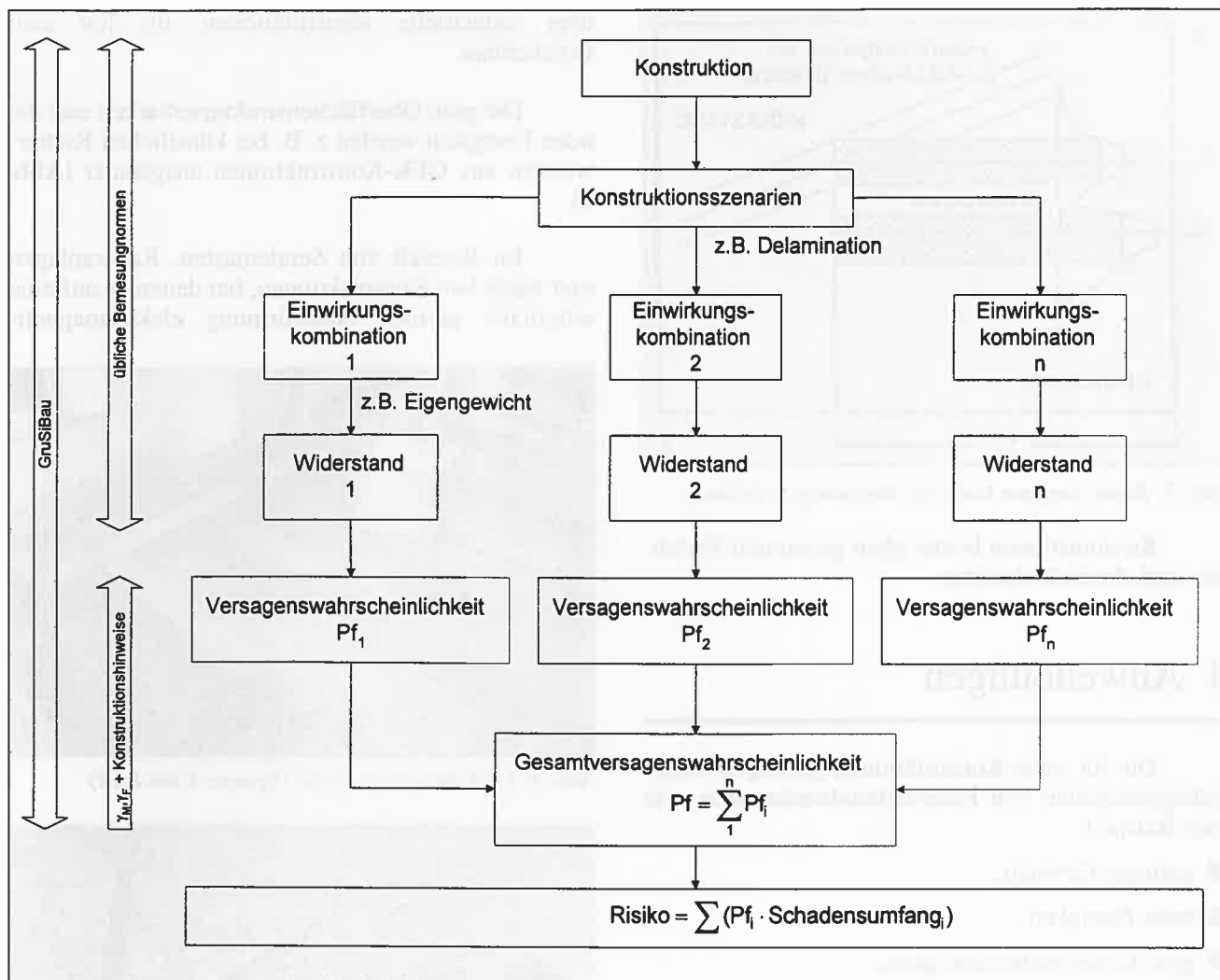


Abb. 4: Unterschiedliche Einwirkungskombinationen

$$k_{\text{mod}} = k_{A1} \cdot k_{A2} \cdot k_{A3}$$

hierin ist:

- $k_{A1}$  Abminderungsfaktor infolge Belastungsdauer
- $k_{A2}$  Abminderungsfaktor infolge Medieneinfluß
- $k_{A3}$  Abminderungsfaktor infolge Temperatureinfluß

Für eine Reihe von Faserverbundkunststoffen sind diese Abminderungsfaktoren in der BÜV-Richtlinie [1] und in DIN 18820 [3] zusammengestellt.

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich dann zu:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  ist abhängig von den Herstellungsbedingungen und damit von den Streumengen der Materialeigenschaften, er wird zwischen 1,2 und 1,5 liegen.

Der Bemessungswert des Widerstandes wird dem Bemessungswert der Einwirkungen gegenübergestellt, welcher analog EC1 ermittelt werden kann.

$$S_d \leq R_d$$

**Verfahren 2.** (Ermittlung der Zeitstandlinie des Widerstandes – Gegenüberstellung der schadensakkumulierten Einwirkung)

Bei diesem Verfahren muß eine Zeitstandlinie in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und des verwendeten Materials ermittelt werden. Dies muss in der Regel durch Versuche geschehen. Dem mit Hilfe der Zeitstandlinie ermittelten Widerstand am Ende des Bemessungszeitraums wird dann die Ersatzeinwirkung gegenübergestellt. Die Ersatzeinwirkung muss dabei mit Hilfe von Schadensakkumulationsregeln bestimmt werden. In **Abb. 5** ist dieses Vorgehen schematisch dargestellt.

Rechenverfahren hierfür sind zum Beispiel in der BÜV-Richtlinie [1] und in [4] angegeben.

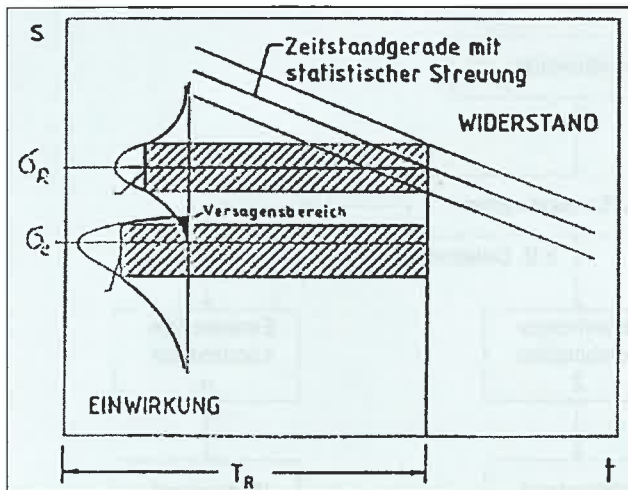


Abb. 5: Bemessung am Ende des Belastungszeitraumes

Kombinationen beider oben genannten Verfahren sind ebenfalls denkbar.

## 4 Anwendungen

Die für viele Konstruktionen günstigen Materialeigenschaften von Faserverbundwerkstoffen, wie zum Beispiel

- geringes Gewicht,
- hohe Festigkeit
- gute Korrosionsbeständigkeit,
- magnetische Neutralität,

sind ausschlaggebend dafür, dass sich dieses Material immer weiter durchsetzt. Die Anwendungen erstrecken sich mittlerweile vom Freizeitbereich,



Abb. 6: Künstlicher Kletterturm (System: T-Wall, Statik: Deußler)



Abb. 7: Radardom (System: Essco)

über industrielle Konstruktionen, bis hin zum Brückenbau.

Die gute Oberflächenstrukturierbarkeit und die hohe Festigkeit werden z. B. bei künstlichen Kletterwänden aus GFK-Konstruktionen ausgenutzt (Abb. 6).

Im Bereich von Sendemasten, Radaranlagen und ähnlichen Konstruktionen, bei denen es auf eine möglichst geringe Abschirmung elektromagneti-



Abb. 8: GFK-Bewehrte Decke (System: Com-BAR)



Abb. 9: GFK-Gebäude Eyecatcher (System: Fiberline)



Abb. 10: Begehungsstufe aus GFK-Profilen (System: Derakane)

scher Wellen ankommt, werden GFK-Konstruktionen schon seit langem eingesetzt. Eine typische Anwendung sind hier die Radardome (Abb. 7) und Flughafenzäune im Bereich von Instrumentenlandesendern.

Auch legen heute immer mehr Menschen Wert darauf, möglichst wenig Stahl in Ihrem Wohnhaus zu verwenden, um die natürliche elektromagnetische Strahlung nicht zu beeinflussen. Aus diesem Grund steigt die Nachfrage nach stahlfreien Bewehrungsmaterialien (Abb. 8) immer mehr an. Aber auch mehrstöckige Gebäude mit GFK-Profilen herzustellen, ist mittlerweile nicht nur theoretisch möglich, wie das Beispiel von Fiberline (Abb. 9) zeigt.



Abb. 11: Fiberlinebrücke in Kolding (System: Fiberline)

Mit Profilen aus Faserverbundkunststoffen lassen sich ebenfalls stahlbauähnliche Konstruktionen (Abb. 10) bis hin zu Brückenbauwerken erstellen. Die wenigen bis jetzt ausgeführten Bauwerke haben zwar eher einen wissenschaftlichen Charakter, dennoch ist das geringe Gewicht von Faserverbundkonstruktionen gerade bei Konstruktionen mit großen Spannweiten ein enormer Vorteil. Während bei Brückenkonstruktionen aus Stahl und Beton das Konstruktionsgewicht die möglichen Nutzlasten in der Regel bei weitem überschreiten, ist dies bei Brücken aus Faserverbundkonstruktionen umgekehrt. Die Fiberline-Brücke in Kolding wiegt zum Beispiel bei einer Brückenlänge von 40 m und einer möglichen Verkehrslast von  $5 \text{ kN/m}^2$  nur ca. 10 Tonnen (Abb. 11).

## 5 Literatur

- [1] BÜV: Richtlinie für tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen (Entwurf, Bemessung und Konstruktion), Entwurf Juni 1999, noch nicht veröffentlicht
- [2] Deutsches Institut für Normung e. V.: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, 1. Auflage 1981
- [3] DIN 18820 Teil 1-4: Lamine aus textilverstärkten ungesättigten Polyester- und Phenacrylatharzen für tragende Bauteile
- [4] Meyer, H.-J. Zur Bemessung von GFK-Bauteilen unter Zuhilfenahme der Linear-Elastischen Bruchmechanik und probabilistischer Versagenskriterien
- [5] Seeger, T.: Werkstoffmechanik / Werkstofftechnologie, Skript TU-Darmstadt

# Erfahrungen und Lehren aus den neuen Berliner Tunnelbauten

## Fehler und Unzulänglichkeiten können einen kaum vorstellbaren Sanierungsaufwand hervorrufen

Die Baugruben für die Tunnel und Bahnhöfe der Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins sind mit den terminlichen und baulichen Randbedingungen eine große Herausforderung für alle Beteiligten. Die folgende Ausführungen zeigen, dass die Überwachung und Kontrolle der Ausführungsqualität bei den Spezialtiefbauarbeiten ungleich schwieriger ist und die Ausführung insgesamt riskanter als zum Beispiel im Ingenieurhochbau ist. Fehler und Unzulänglichkeiten können sich hier oft erst viel später rächen – mit Folgen, deren Umfang- und Sanierungsaufwand weit über möglichen Einsparungen einer nur kostenoptimierten Planung hinausgehen. Hier ist es erforderlich, dass alle Beteiligten entsprechend sensibilisiert sind und dass konstruktive Mindestanforderungen an die Abmessungen und ergänzende Kontrollen festgeschrieben werden, die durch den Wettbewerb nicht unterschritten werden dürfen.

### Dr.-Ing. Dieter Winselmann



Jahrgang 1953, Studium an der TU Braunschweig, dort von 1978 bis 1984 wiss. Assistent am Institut für Statik, seit 1984 Beratender Ingenieur im Ingenieurbüro Prof. Duddeck & Partner (Braunschweig), seit 1992 dessen Geschäftsführender Gesellschafter, seit 1996 Prüflingenieur für Baustatik (Massivbau) und vom Eisenbahn-Bundesamt als Prüflingenieur zugelassen für den konstruktiven Ingenieur- und Brückenbau.

Die Anordnung von Kopfbahnhöfen mit Ringbahnen entspricht nicht mehr den heutigen Anforderungen an schnellen Durchgangsverkehr mit optimierten Umsteigeknoten. Für Berlin wurde daher ei-

## 1 Einführung

Durch den zweiten Weltkrieg wurde Berlin zweigeteilt. Die Trennung verlief mitten durch das historische Zentrum Berlins. Die Stadtteile entwickelten sich voneinander weg – im Westen zum Kurfürstendamm hin, im Osten zum Alexanderplatz. Die ehemaligen Zentren um das Brandenburger Tor und den Reichstag lagen genau im Grenzbereich und wurden als Folge des Mauerbaus große innerstädtische Nord-Süd-gerichtete Brachflächen.

Das alte Eisenbahnkonzept Berlins bestand – wie auch in anderen Großstädten, z. B. in Paris – aus Kopfbahnhöfen, in die der Fernverkehr aus den verschiedenen Himmelsrichtungen geführt wurde. Die sechs Kopfbahnhöfe waren um die Stadt herum angeordnet und durch eine lokale Ringbahn verbunden. In Berlin waren dies z. B. der Schlesische Bahnhof, der Potsdamer Bahnhof und der alte Lehrter Bahnhof.

Mit der Trennung der Stadt wurde auch die durch den Krieg ohnehin stark zerstörte Verkehrsinfrastruktur im Osten und im Westen weiter voneinander abgetrennt.

Mit der Wiedervereinigung entwickelten sich in Berlin die alten Verkehrsströme neu. Die Entscheidung, Berlin wieder zur Hauptstadt zu machen und die geplante Verlegung des Regierungssitzes von Bonn in den Spreebogen machten es notwendig, ein neues Eisenbahnkonzept zu entwickeln, um die Folgen der Trennung und des Krieges endgültig zu überwinden und um das zu erwartende neue Verkehrsaufkommen zu bewältigen.

## 2 Das neue Verkehrskonzept im Zentralen Bereich Berlins

Die Anordnung von Kopfbahnhöfen mit Ringbahnen entspricht nicht mehr den heutigen Anforderungen an schnellen Durchgangsverkehr mit optimierten Umsteigeknoten. Für Berlin wurde daher ei-

ne konsequente Ost-West / Nord-Süd-Linienführung entschieden, deren Kreuzung der neue große Lehrter Bahnhof mit 240.000 Fahrgästen täglich sein wird.

Möglich wird dies durch die Nutzung und den Ausbau der bestehenden Ost-West-Verbindung über die Stadtbahnbögen und den Bau einer vollständig neuen unterirdischen Nord-Süd-Trasse im Bereich der oben beschriebenen Brachflächen entlang der ehemaligen Grenze zwischen Ost und West.

Die Überlegungen für diese neue Linienführung, die aufgrund der Geometrie auch „Pilz-Konzept“ genannt wird, und ihre Umsetzung mussten sehr zügig erfolgen, da die Brachflächen zwar für innerstädtisches Bauen neuer Verkehrswege ungewöhnliche Möglichkeiten eröffneten, da sie aber im Rahmen der neuen Stadtentwicklung schnellstmöglich auch architektonisch neu gestaltet werden sollten.

Hiermit wird bereits eine für das ganze Bauen im Zentralen Bereich von Berlin bestimmende Größe deutlich: Termine und zugehörige Zwänge. Diese Zwänge zeigen sich auch daran, dass die einzigartige Möglichkeit einer grundsätzlich neuen unterirdischen Nord-Süd-Verbindung direkt vor dem Reichstag entlang und unter den neuen Regierungsbauten im Spreebogen hindurch führt und demzufolge vor diesen zeitkritischen Bauten fertiggestellt sein muss.

Das neue Verkehrskonzept für den Zentralen Bereich von Berlin (Abb. 1) umfasst die Nord-Süd-Verbindung der Eisenbahn, die vom Bahnhof Papestraße kommend im Süden im Gleisdreieck in die Tunnellage geführt wird und dann in sechs Senkkästen bis zum Landwehrkanal reicht.

Von hier führen vier einzelne, ca. 575 m lange, im Schildvortrieb aufzufahrende Tunnelröhren bis an das Südende des Potsdamer Platzes unmittelbar vorbei an der Neubebauung von DaimlerChrysler, die sich vom Potsdamer Platz bis zum Landwehrkanal erstreckt.

An die Tunnelröhren schließen sich dann mit einer Gesamtlänge von ca. 450 m der in offener Bauweise erstellte Regionalbahnhof Potsdamer Platz und die ebenfalls in offener Bauweise ausgeführten Tunnel im Lenné-Dreieck an.

Ein 40 m langer Tunnelabschnitt im Lenné-Dreieck wird als Senkkasten ausgeführt, weil hier in der Planung eine frühzeitige Überfahrt vorgesehen war.

Am Potsdamer Platz und im Lenné-Dreieck werden die Fernbahnbauten zusammen mit den angrenzenden Investorenbauten ausgeführt. Teile der

Hochbauten gründen auf den Tunnelbauten mit Flächenlasten von bis zu 700 kN/m<sup>2</sup>.

Auf das Lenné-Dreieck folgen unter dem Tiergarten bis zum Reichstag wieder vier einzelne, ca.

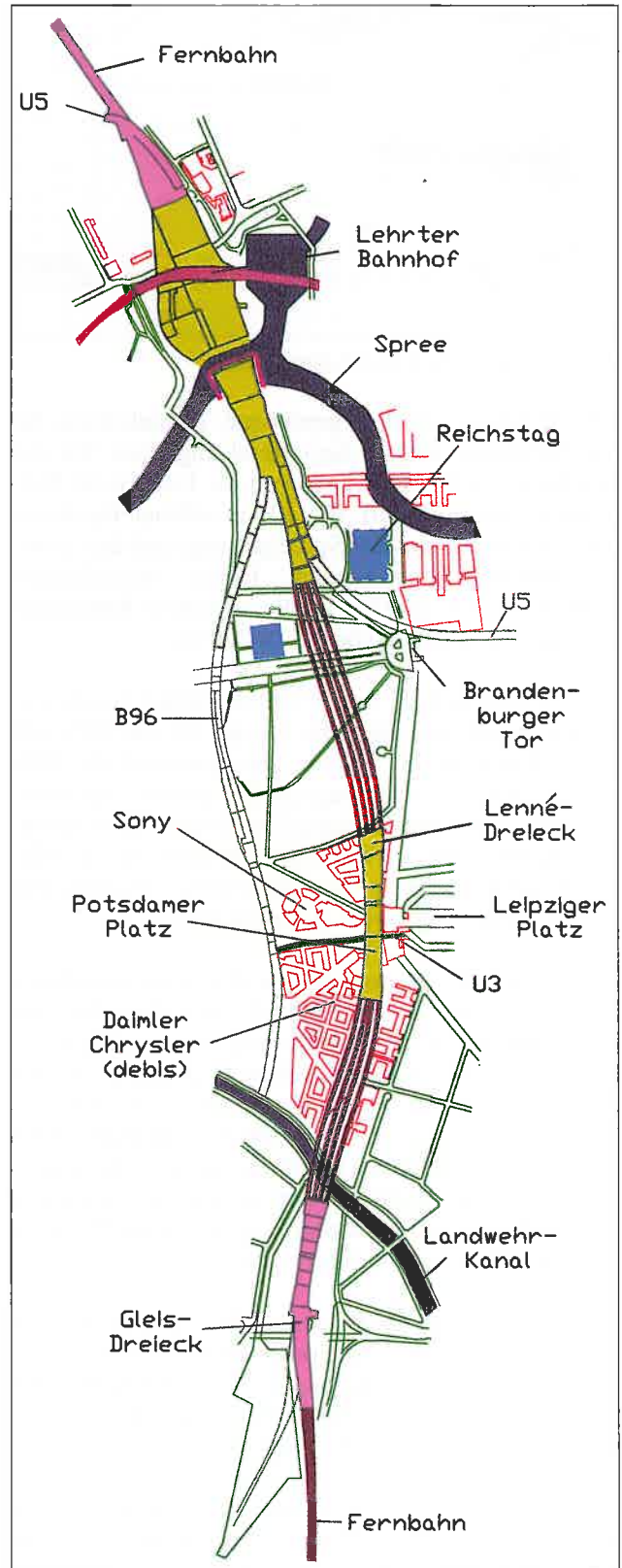


Abb. 1: Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich, Grundriss



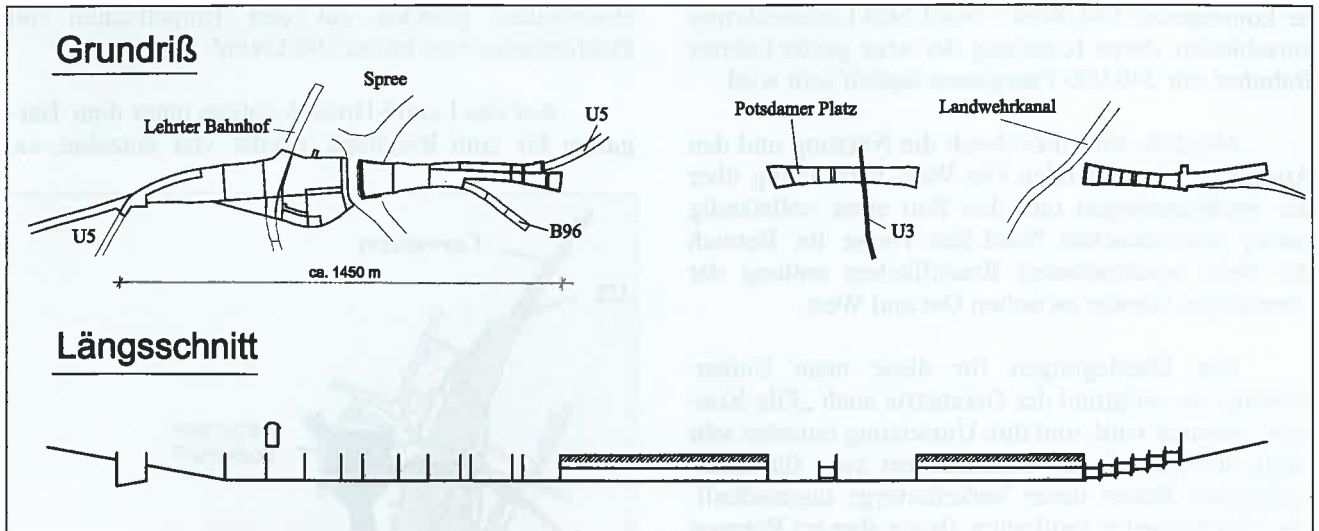


Abb. 2: Längsschnitt Fernbahntrasse

700 m lange, schildvorgetriebene Tunnelröhren für die Fernbahn, die ab dem Reichstag dann bis zur Nordrampe auf einer Länge von ca. 1.450 m in Tunnelbauwerken verläuft, die alle in offener Bauweise erstellt werden und die Spreequerung und den Lehrter Bahnhof einschließen. Einen vereinfachten Längsschnitt zeigt **Abb. 2**. Die einzelnen Baugruben erreichen eine Breite von bis zu 200 m.

Zusätzlich zu dem Fernbahntunnel werden in diesen Baugruben auch die Tunnel für die B96 und die U-Bahnlinie U5 erstellt. Die Bundesstraße B96, die ehemalige „Entlastungsstraße“ parallel zur Mauer, wird vom Landwehrkanal bis zum Lehrter Bahnhof ebenfalls neu in Tunnelage geführt und in offener Bauweise bzw. in Deckelbauweise errichtet. Die Trasse verläuft z.T. unter der alten Straße.

Die U5, die im Rahmen der Verkehrsanlagen im Spreebogen zunächst vom Pariser Platz bis zum Reichstag im Schildvortrieb aufgefahen und dann bis nördlich des Lehrter Bahnhofs ebenfalls in den offenen Baugruben errichtet wird, wird erst betriebsbereit sein, wenn sie über eine Verlängerung nach Osten unter den Linden hindurch bis zum Alexanderplatz reicht. Im Norden endet sie zur Zeit, nachdem sie die Tunnel der Fernbahn kurz vor deren Portal in Richtung Westen unterfahren hat.

Im Bereich des Potsdamer Platzes und des dort im Bau befindlichen Regionalbahnhofs werden zusätzlich in Ost-West-Richtung die Tunnelbauten für die U-Bahnlinie U3 vorsorglich erstellt, da eine spätere Kreuzung kaum mehr möglich wäre.

Hierzu wird der vorhandene S-Bahnhof, der unmittelbar im Osten neben dem neuen unterirdischen Regionalbahnhof liegt, umgebaut. Er enthielt zwar aus dem Bau in den 30er Jahren schon einen

„Vorsorgetrog“ für die U3, doch dessen Linienführung passt nicht mehr zum neuen Verkehrskonzept am Potsdamer Platz.

Durch den neuen Regionalbahnhof wird die U3 auf einer „Brücke“ im Bereich der Fußgängerpasselle geführt.

### 3 Bauweisen: Die großen Abschnitte werden offen erstellt

Die Bauweisen für die neuen Tunnelbauten im Zentralen Bereich Berlins sind im Rahmen der Trassenbeschreibung schon erwähnt worden. Nur einzelne Abschnitte werden in geschlossener Bauweise als schildvorgetriebene Tunnel mit Tübbingauskleidung aufgefahen. Da es sich sowohl bei der Fernbahn als auch bei der U5 jeweils um einspurige Röhren handelt, sind die Außendurchmesser der Auskleidung der Tunnelröhren mit 8,65 m und 6,45 m im Vergleich zu anderen im Moment im Bau befindlichen schildvorgetriebenen Tunneln, wie dem unter der Elbe mit ca. 14 m Durchmesser und dem unter der Weser, vergleichsweise klein.

Auch die Bodenverhältnisse und Wasserdrücke weisen auf einen eher „normalen“ Tunnelvortrieb hin.

Unabhängig hiervon darf aber nicht übersehen werden, dass auch hier durch die zumindest in den Anfahrbereichen z.T. geringe Überdeckung, durch die Unterfahrung des Landwehrkanals mit geringer Überdeckung bis zur Kanalsole und einem hier zusätzlich mit extrem geringem Abstand zu unterfah-

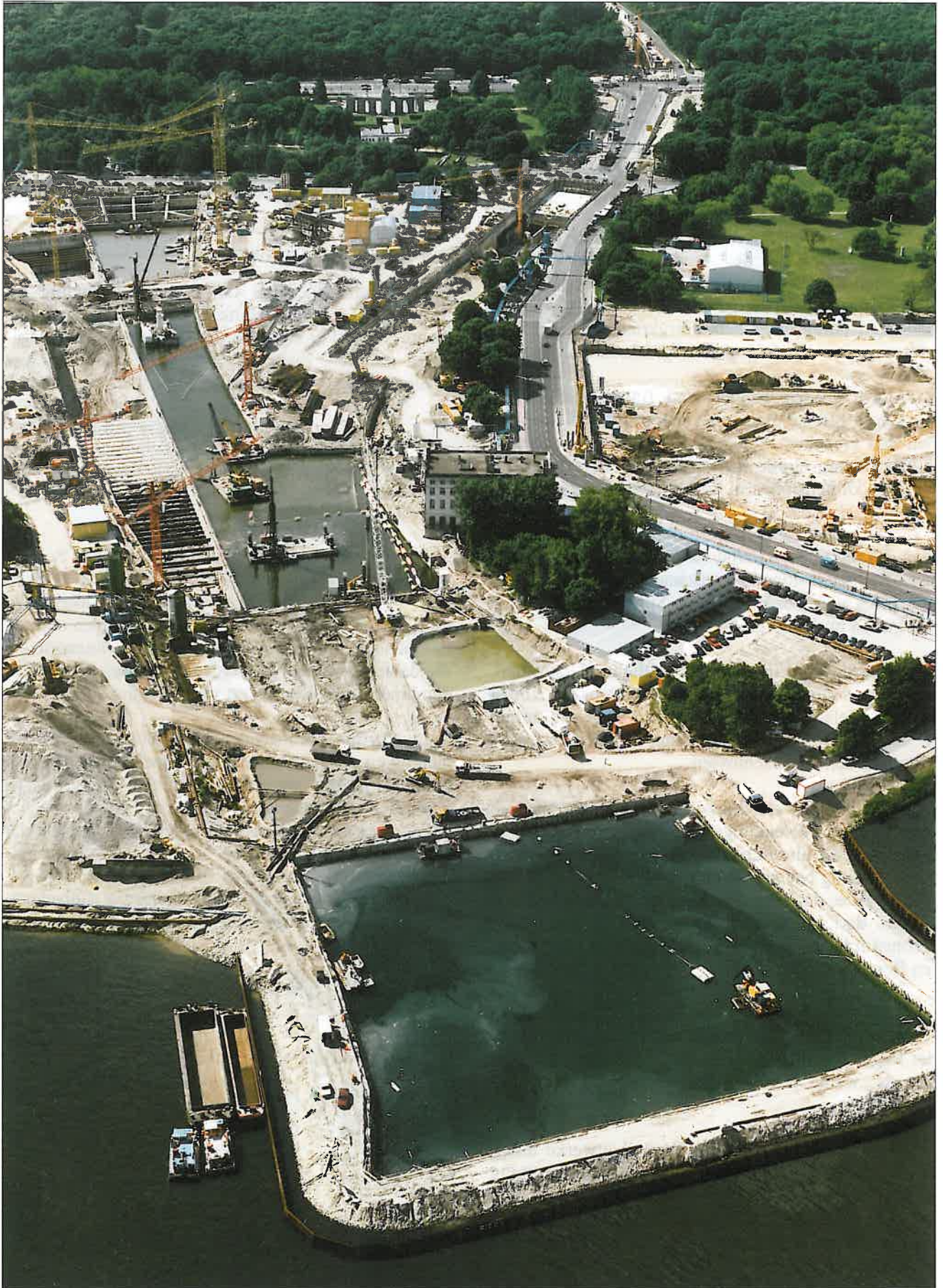


Abb. 3: Blick auf die Baugruben im Spreebogen von Norden

renden Fernwärme Kanal sowie durch die Unterfahrung des Brandenburger Tores die Probleme im Detail liegen.

Dies hat u. a. der Verbruch bei den Vorbereitungen zur ersten Ausfahrt aus dem Senkkasten am Landwehrkanal gezeigt, wo der vor der Brillenwand vorhandene Injektionskörper nicht in der Lage war, seine Dichtfunktion voll zu erfüllen.

Der Vortrieb wird auch hier in Kürze nach zusätzlicher Vereisung des Ausfahrbereiches und zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen im Innern wieder aufgenommen werden. In der Zwischenzeit sind drei der vier Röhren unter dem Tiergarten mit zwei Vortriebsmaschinen erfolgreich aufgeföhren worden.

Die großen Tunnel- und Bahnhofsabschnitte werden in offener Bauweise erstellt. Hierzu sind neben den einzelnen Senkkästen Baugruben erforderlich, an deren Größe man eindrucksvoll erkennt, in welchen Dimensionen in Berlin gebaut wird.

Die Baugruben haben eine Gesamtfläche von über 200.000 m<sup>2</sup> und sind im Mittel ca. 18 bis 20 m tief. Die Dimensionen veranschaulicht **Abb. 3**, die einen Blick von Norden auf den Spreebogen mit dem Tiergarten im Hintergrund zeigt.

Berlin liegt in einem eiszeitlichen Urstromtal, so dass das Grundwasser relativ hoch, nur ca. 2 bis 3 m unter Gelände ansteht. Aufgrund der Lage mitten in der Stadt ist eine Absenkung des Grundwassers grundsätzlich ausgeschlossen.

Wegen der durchlässigen Sande würden sich großräumige Absenkungstrichter ergeben und den Tiergarten, die alte Bebauung und auch die Trinkwassergewinnung beeinträchtigen. Durch ihre Größe und die Vorgabe, dass das Grundwasser nicht beeinflusst werden darf, werden die Baugruben zu der großen Herausforderung bei den Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins.

Die unterirdischen Tunnel- und Bahnhofsbauewerke, die in den Baugruben erstellt werden, sind in der Regel Stahlbetonrahmenkonstruktionen. Sie werden als „weiße Wanne“ ohne Außenabdichtung hergestellt.

In der Regel sind die Tunnelbauwerke durch ihr Eigengewicht und die dauerhafte Überschüttung auftriebssicher. In den Bahnhöfen und z. T. in den Rampen bzw. unter der Spree reicht das Eigengewicht allein nicht aus, so dass hier die im Bauzustand erforderliche Verankerung der Unterwasserbetonsohle in die Konstruktionsbetonsohle hinein für den Endzustand verlängert wird.

Im Streckenbereich werden die Tunnel in Blöcken mit Raumfugen erstellt. In den Bahnhofsreichen ist dies aufgrund architektonischer Vorgaben bzw. wegen der Überbauung nicht möglich, so dass hier 400 bis 500 m lange monolithische Bauwerke im Untergrund entstehen.

## 4 Bauverfahren für dichte Baugruben im Wasser

Baugruben ohne Grundwasserabsenkung erfordern eine allseits dichte Umschließung und eine dichte Sohle. Für ihre Ausführung sind i. w. drei Varianten möglich, die sich prinzipiell in der Art der Sohlausbildung unterscheiden (**Abb. 4**).

Der einfachste Fall liegt vor, wenn auftriebssicher in entsprechender Tiefe geologisch eine undurchlässige Schicht vorhanden ist. Die Wände können dann in diese Schicht einbinden und so einen wasserdichten Trog bilden.

Ist von Natur aus keine abdichtende Schicht vorhanden – wie dies in Berlin im Zentralen Bereich der Fall ist – gibt es zum einen die Möglichkeit, eine tiefliegende Dichtsohle künstlich zu erzeugen oder eine hochliegende Sohle in der Baugrube anzuordnen, die dann gegen den Wasserdruck auf Zug in den Boden hinein zurückverankert werden muss.

Für die tiefliegenden Dichtsohlen sind in Abhängigkeit von dem anstehenden Boden und vor allem in Abhängigkeit von seiner Durchlässigkeit Injektionssohlen mit Zementen, Feinstzementen oder Weichgelen, aber auch Düsenstrahlsohlen denkbar. Von der angestrebten Dichtfunktion her sind Weichgele aufgrund ihres Fließverhaltens auch in feinkörnigen Böden am besten geeignet. Ihre chemische Unbedenklichkeit ist jedoch wegen der möglichen Abgabe von

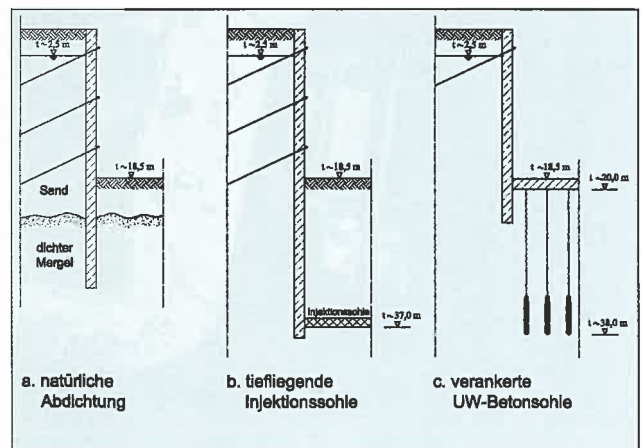


Abb. 4: Offene Baugruben im Grundwasser, Bauverfahren

Aluminaten an das Grundwasser umstritten, so dass der Einsatz von Weichgelsohlen – besonders im Zusammenhang mit den großflächigen Anwendungen und der Nutzung des Grundwassers als Trinkwasser – in den letzten Jahren auch in Berlin untersagt wurde.

Abhilfe wurde z. T. dadurch versucht, dass die Weichgelsohlen durch Zementinjektionen eingekapselt wurden. Alternativ, allerdings entsprechend aufwendiger, können tiefliegende Dichtsohlen auch als Düsenstrahlsohlen ausgeführt werden.

Ein Nachteil der tiefliegenden Dichtsohlen für tiefe Baugruben ist, dass sie extrem lange Wände erfordern, die besonders bei großräumigen, langgestreckten Baugruben – je nach Fließrichtung – als Grundwasserstauer wirken können.

Hier sind dann zumindest lokal Rückbaumaßnahmen erforderlich. Sie können in der Form geschehen, dass von vornherein Fenster in den Baugrubenwänden nur durch Vereisung geschlossen werden oder dass Teile der Wände nachträglich überbohrt und so wieder geöffnet werden.

Bei den hochliegenden, rückverankerten Unterwasserbetonsohlen – die für die Tunnel- und Bahnhofsbauten im Zentralen Bereich zur Regelbauweise geworden sind – werden sowohl die Rückverankerung, die in der Regel aus eingerüttelten bzw. geramnten Stahlprofilen (mit oder ohne Injektion) oder aus Kleinbohr-Verbundpfählen besteht, als auch die Sohle selbst nach dem Aushub durch das Wasser eingebracht. Die wesentlichen Herstellphasen zeigt **Abb. 5**.

Stellt man die unterschiedlichen Bauweisen der hoch- und tiefliegenden Dichtsohle gegenüber, so ergibt sich im Hinblick auf die Qualitätssicherung der Ausführung als wesentlicher Unterschied die schon oben angeführte größere Tiefe der erforderlichen Dichtwände und der Injektionsbohrungen bei den tiefliegenden Sohlen.

Mit der Tiefe der Baugrube und der Länge der Wände steigt das Ausführungsrisiko infolge von Richtungsabweichungen und Schwierigkeiten bei der Wandherstellung an. Hier besteht zunehmend die Gefahr, dass angrenzende Schlitz- bzw. Dichtwandlamellen sich in den Fugen nicht ausreichend überdecken und so dem von außen wirkenden hohen Wasserdruck keinen ausreichenden Widerstand entgegenzusetzen. Um eine dichte Injektionssohle zu erreichen, muß ein entsprechend enges Injektionsraster gewählt werden, das neben der Ausbreitfähigkeit des Injektionsgutes auch von der Bohrgenauigkeit abhängt.

Das Auffinden und nachträgliche Sanieren von Fehlstellen ist sowohl in den Wänden als auch in den

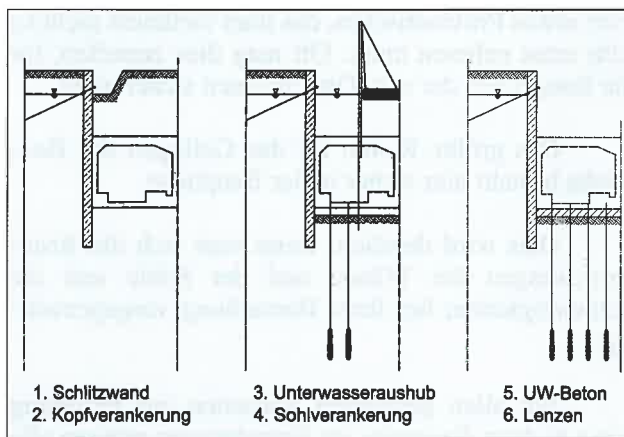


Abb. 5: Bauphasen für Baugruben mit rückverankerter, hochliegender Unterwasserbetonsohle

Dichtsohlen sehr schwierig bzw. kaum gezielt möglich. Der lückenlosen Überwachung der Schlitzarbeiten sowie der Bohr- und Injektionsarbeiten für die Sohle kommt daher eine entscheidende Bedeutung zu.

Ein Vorteil der tiefliegenden Dichtsohlen ist jedoch, dass der gesamte Aushub trocken stattfindet, die Wände in dem freizulegenden Bereich dabei einfach überwacht und nachgearbeitet werden können und dass die o. g. Undichtigkeiten zwar einen Wasserzufluss mit z. T. sehr aufwendigen, teuren und zeitraubenden Sanierungen bedeuten, aber in der Regel keine direkte Standsicherheitsgefährdung der Baugruben darstellen.

Baugruben mit hochliegender Dichtsohle (UW-Beton) reichen zwar selbst nicht so tief ins Grundwasser, wirken daher weniger als Stauer, erfordern aber neben der tiefreichenden Zugverankerung der Sohlen auch eine aufwendige und risikoreiche Unterwasserbetonage, bei der ein systematisches Vorgehen und äußerste Sorgfalt die Ausführungsqualität sicherstellen und vor allem gewährleisten müssen, dass keine Schlammeneinschlüsse in der Sohle vorhanden sind.

Auch hier ist die Sensibilisierung aller Ausführenden, die im einzelnen oft gar nicht erkennen können, welche großen Folgen kleinere Fehler haben, und eine entsprechende lückenlose Überwachung erforderlich.

## 5 Qualitätssicherung im Spezialtiefbau

In den Köpfen vieler Bauherren und vielleicht sogar auch mancher ausführender Ingenieure sind Baugruben zunächst Baubehelfe. Dieses Wort impli-

ziert etwas Provisorisches, das man vielleicht nicht so sehr ernst nehmen muss. Oft mag dies zutreffen, für die Baugruben der o. g. Dimensionen sicher nicht.

Das größte Risiko für das Gelingen des Bauwerks besteht hier sicher in der Bauphase.

Dies wird deutlich, wenn man sich die Beanspruchungen der Wände und der Sohle und die Schwierigkeiten bei Ihrer Herstellung vergegenwärtigt.

Bei allen genannten Varianten zur Erzielung einer dichten Baugrube im Grundwasser müssen alle Arbeiten von der Geländeoberfläche bzw. vom Wasser aus oder von Tauchern durchgeführt werden.

Ein erstes Beispiel hierfür ist die Herstellung der Schlitzwände. Sie werden in einem schmalen Schlitz,  $d = 120$  bis  $150$  cm, je nach anstehendem Boden ca.  $3$  bis  $6$  m lang und  $30$  oder gar  $40$  m tief von einem Spezialgreifer ausgehoben. Als Stützung für den Erd- und Wasserdruck wirkt vorübergehend eine Bentonitsuspension.

In den Schlitz wird anschließend der vorgefertigte Bewehrungskorb eingestellt. Dann wird im Kontraktorverfahren von unten beginnend Beton eingebaut. Bei den Baugrubentiefen von ca.  $18$  bis  $20$  m und nur einlagiger Verankerung am Kopf sind in den Wänden mehrere Bewehrungslagen mit in der Regel insgesamt weit mehr als  $100 \text{ cm}^2/\text{m}$  erforderlich. In Sonderbereichen mußten sogar bis zu  $4$  oder gar  $5$  Bewehrungslagen eingebaut werden.

Für Kontraktorbeton ist dies extrem viel. Die DIN 4126 sagt zwar nicht explizit, dass dies nicht zulässig sei, spricht jedoch stets höchstens von der zweiten Bewehrungslage ... Die Suspension muss so viskos sein, dass sie den Boden ausreichend stützt, um Einschlüsse sicher zu verhindern. Sie muss aber andererseits auch so fließfähig sein, dass der Beton sie – trotz der großen Bewehrungsdichte – zuverlässig verdrängen kann.

Während der gesamten Arbeiten sieht die Mannschaft vor Ort nur die Bentonitoberfläche. Sie muss nach „Gefühl“ und vor allem Erfahrung arbeiten, muss sich darauf verlassen, dass das, was in den Büros geplant wurde, auch funktioniert.

Als Kontrolle bleibt nur die genaue Überwachung der Einstellungen zum Fließverhalten der Suspension und der Vergleich des theoretischen mit dem tatsächlich eingebauten Betonvolumen und die Kontrolle durch Taucher vor dem Lenzen mit entsprechender vorgängiger Reinigung der Fugen z. B. durch Hochdruckwasserstrahl.

Die letzte Überprüfung, die letzte Antwort auf die Frage, ob wirklich keine Bentonit- oder Bodeneinschlüsse vorhanden sind, die die Dichtigkeit oder gar das Tragverhalten beeinträchtigen, kommt erst mit dem Realitätstest beim Lenzen der Baugrube. Hier wird der große Unterschied des Spezialtiefbaus zu anderen Ingenieurbauten deutlich, bei denen wir z. B. um die Schalung herumgehen können, wo wir Kontrollmöglichkeiten haben, wo wir den Beton sehen, wenn er in die Schalung fließt und wo wir auch gezielte Rüttelgassen lassen und an Stellen großer Bewehrungskonzentrationen besonders sorgfältig verdichten können.

Das Ausführungsrisiko und das „Qualitätsmanagement“ liegen zwar bei dem Auftragnehmer, angesichts des Kostendruckes ist die Spannbreite zwischen wünschenswerten Kontrollen und minimal nötigen jedoch groß. Im Sinne der Gesamtverantwortung für das Projekt ist der Auftraggeber gut beraten, hier Mindestanforderungen zu definieren. Dies betrifft besonders die o. g., immer wieder gefährdeten Schlitzwandfugen und die Anschlüsse zur Sohle, die unbedingt kontrolliert werden müssen.

Bei den Schlitzwandfugen sind die am gefährdetsten, bei denen lange Arbeitspausen zwischen den einzelnen Elementen liegen, da dann Beton, der ggf. um die Abstellkonstruktion herumgeflossen ist, erhärtet ist und vom Schlitzwandgreifer evtl. nicht vollständig entfernt wird.

Die insgesamt sehr guten Erfahrungen nach den vielen tausend Quadratmetern Wand in Berlin zeigen, dass eine erfolgreiche Ausführung bei entsprechender Qualitätssicherung möglich ist. Der Regelfall waren stets intakte Wandflächen und vor allem auch Fugen. Dies bestätigen ganz beeindruckend auch viele Sägeschnitte, die im Rahmen von Teilabbrüchen der Wände durchgeführt wurden und eine optimale Einbettung der Bewehrung zeigen. Es gibt aber auch andere Beispiele, wie die **Abb. 6** zeigt, bei der in einem Einzelfall über die ganze Breite einer Lamelle ein Bodeneinschluss bis weit hinter die Bewehrung vorhanden war und erfolgreich saniert werden konnte.

Hieran wird noch einmal besonders deutlich, wie wichtig neben der Qualitätssicherung vor allem auch die Kontrolle nach dem Aushub ist. Erst so wird es möglich, noch rechtzeitig zu reagieren und zu sanieren, um in den Ausmaßen und Folgekosten weit schwerwiegendere Havarien zu vermeiden.

Hier ist als eine Lehre zu bedenken, dass es gerade bei den heute immer weiter verbreiteten funktionalen Vergabeweisen nötig wird, gerade die Überwachungen und Kontrollen, die durch Vorschriften nicht

erfasst sind, im Rahmen der Ausschreibung genau vorzugeben. Hier geht es nicht allein nur um lokale Gefahren und Gewährleistung, sondern über entsprechende Sanierungszeiten und Auswirkungen in andere Lose hinein auch um die termingerechte Fertigstellung und somit das Gelingen der Gesamtmaßnahme und die Verantwortung des Bauherrn.

Wie schon bei den Wänden, gilt auch für die Baugrubensohlen, dass aufgrund der nur begrenzten Überwachungsmöglichkeiten der Arbeitsvorbereitung und -kontrolle während der Ausführung höchste Priorität zuzuordnen ist.

Die tiefliegenden Dichtsohlen z.B. werden von der Geländeoberfläche bis weit unter die spätere Baugrubensohle gebohrt und müssen trotz der Ungenauigkeiten bei den Bohransatzpunkten, trotz der Lotabweichungen bei Bohrlängen von über 40 m, die evtl. auch durch Steinlagen führen, eine geschlossene Sohle garantieren.

Wie weit darf hier im Hinblick auf die Möglichkeiten der Ausführungsqualität und die eingeschränkten Kontrollen eine Optimierung zwischen wirtschaftlichen und technischen Aspekten des Bohrrasters gehen? Wer soll abschätzen, wie teuer eine Fehlstelle einschließlich der aufwendigen und zeitraubenden Suche mit allen Folgekosten werden kann und wer rechnet dies in der Angebotsphase gegen, wenn es im Konkurrenzkampf um günstige Angebote geht? Welche Probleme können auch hier dem Bauherrn infolge nicht mehr abstimmbarer Terminpläne entstehen?

Die Unterwasserbetonsohle erfordert einen genauen Unterwasseraushub. Die Ebenheit der Aushubsohle wird nach dem Grobaushub mit Großgerät in der Regel erst durch Saugpumpen mit Tauchereinsatz erreicht. Mit dem Absaugen, das auch nach dem Einbringen der Zugpfahlverankerung noch einmal wiederholt werden muss, ist zu gewährleisten, dass auch der Restschlamm weitestgehend beseitigt wird.

Neben groben, nicht erkannten Aushubabweichungen ist dieser Restschlamm bzw. die Sedimentation von Feinteilen das größte Risiko für die Unterwasserbetonsohle. Der Schlamm kann zu Einschlüssen in der Sohle führen, die dann die Dichtigkeit oder sogar das Tragvermögen der gesamten Sohle infrage stellen können. Solche Fehler werden erst beim oder nach dem Lenzen bemerkt und können im schlimmsten Fall zu schlagartigen Sohlaufbrüchen führen.

Deshalb ist es erforderlich, auch während des Betonierens noch kontinuierlich Schlamm abzusaugen. Besondere Schwachstellen stellen erfahrungsgemäß der Übergang zwischen Unterwasserbetonsohle und Schlitzwand und die Einbettung der Pfahl-



Abb. 6: Fehlstelle in einer Schlitzwandlamelle

köpfe dar. An den Wänden sollten planmäßig Injektionsleitungen vorgesehen werden, um den Anschluß verpressen zu können und auch Nachdichtungen zu ermöglichen.

Die Erfahrungen zeigen, dass der Anschluß an die Wände über Reibung ohne Nut ausführungstechnisch beim Betonieren besser ist. Auf die Reinigung der Anschlussfläche mit Hochdruckstrahl wird aber ausdrücklich hingewiesen. Die Sohle ist dabei abzudecken. In Abhängigkeit von der Größe der Baugrubenfläche muss entschieden werden, ob der Beton in einem Arbeitsgang kontinuierlich eingebracht wird (auch über mehrere Tage) oder ob die Fläche mit provisorischen Abstellungen eingeteilt wird.

Bei einer großflächigen Betonage sind Risse infolge der Abkühlung der Hydratationswärme besonders in den Ecken nicht auszuschließen, aber auch die Abstellungen in der Baugrube sind mit entsprechenden Injektionsmöglichkeiten zu versehen, damit sie nicht zu Fehlstellen werden. Kleinere Felder haben im Hinblick auf die Qualitätssicherung den Vorteil, den Beton kontrollierter einzubringen.

Für eine Vorabüberprüfung der Sohlqualität sind wir auf indirekte Messverfahren – wie Eigenpotentialmessungen bei einer Probelenzung vor dem Aushub – angewiesen. Sie können Hinweise auf Orte für Undichtigkeiten geben.

Einen konkreten Aufschluss über Art und Umfang von Fehlstellen bieten jedoch auch sie nicht. Das

gleiche gilt für Kontrollen der Sohle unter Wasser. Hier werden z. B. seismische oder geoelektrische Verfahren angewandt, die aber auch noch in der Erprobung sind und die sich speziell vor dem Hintergrund der vielen Störeinflüsse (z.B. Stahlverankerungspfähle) noch erst bewähren müssen.

Bei bekannten Fehlstellen lassen sich die Signale im Nachhinein zwar darauf hin interpretieren, sie im Rahmen der Eichung aber vorab von Störeinflüssen zu trennen, ist nicht immer leicht.

Qualitätssicherung im Sinne eines Beitrages zum Gesamtsicherheitskonzept ist es auch, wenn als Folge der o.g. Gefahrenpotentiale in der Ausschreibung vorgegeben wird, dass bei den tiefen Baugruben das Pfahlraster für die Zugverankerung auf  $3,0 \times 3,0$  m zu begrenzen ist und die Sohle eine Regeldicke von 1,5 m nicht unterschreiten darf – auch wenn dies nicht in Normen festgelegt ist und rechnerisch oft weniger reichen würde. Hiermit werden sicherheitsrelevante Grundelemente einem Preiswettbewerb über Mengenreduktion entzogen.

Im Vorfeld der Arbeiten hat es Diskussionen über den Einsatz von Stahlfaserbeton als Unterwasserbeton gegeben. Ziel war es, einen zumindest teilweise duktilen Werkstoff zu erhalten.

Durch spezielle Versuche ist die Einbauarbeit unter Wasser nachgewiesen worden. Am Potsdamer Platz ist Stahlfaserbeton auch zum Einsatz gekommen. Wegen der vielen o.g. Ausführungsrisiken ist aber auch hierbei eine Verringerung der Abmessungen nicht sinnvoll, so dass aufgrund der Mehrkosten, aber auch wegen der Einwände der ausführenden Firmen, alle anderen Baugruben der VZB in Normalbeton hergestellt wurden.

Die Herstellung der Zugpfahlverankerung als Rüttelinjektionspfähle entzieht sich, wie schon die anderen o.g. Arbeiten, jeder augenscheinlichen Kontrolle. Zur durchgängigen Sicherstellung der Qualität ist es hier daher besonders wichtig, alle signifikanten Daten, wie z. B. Eindringgeschwindigkeit, Injektionsdruck und -menge zu überwachen und möglichst automatisch zu registrieren.

Die Höhenlage der Pfähle ist vor dem Betonieren noch einmal aufzumessen. Werden vorgegebene Toleranzen nicht eingehalten, sind Ersatzpfähle zu setzen. Nach dem Betonieren ist durch Taucher zu kontrollieren, dass alle Pfahlköpfe kraftschlüssig von Beton umhüllt sind.

Ist dies nicht der Fall, sind die Pfahlköpfe nachträglich – unter Wasser – zu umschließen und entsprechend zu vergießen. Schon, um den kraft-

schlüssigen Anschluß der Pfähle sicherzustellen ist es wichtig, die Unterwasserbetonsohlen dicker auszuführen, damit die Köpfe ausreichend tief einbinden.

Um zumindest eine stichprobenartige Kontrolle zu haben, ist in Berlin festgelegt worden, neben den üblichen vorlaufenden Pfahlzugversuchen, zusätzliche Abnahmeprüfungen in der Baugrube an mindestens 3 % der Pfähle unter Wasser durchzuführen. Auch diese Festlegungen müssen in der Ausschreibung klar vorgegeben werden, da sie sehr aufwendig und aus den Vorschriften so nicht zwingend ableitbar sind.

Um eine ausreichende Ausführungsqualität bei den vielen Arbeiten unter Wasser zu gewährleisten, ist es wichtig, sich schon in der Planung für robuste und einfache Lösungen zu entscheiden. Für die Sohlzugverankerung kommen grundsätzlich zwei verschiedene Bauarten infrage. Im Rahmen der VZB werden i. w. RI-Pfähle, die aus HE-B bzw. HE-M Profilen mit ausgesteifter Kopfplatte bestehen, ausgeführt. Alternativ kommen im Bereich des Lehrter Bahnhofs Gewi-Pfähle  $d = 63$  mm zur Anwendung. Bei diesen Pfählen müssen die schweren Kopfplatten ( $d = 30 - 40$  cm) nachträglich aufgeschraubt werden. Aufgrund der großen Anzahl ist das hier sehr befriedigend automatisiert worden; werden die Kopfplatten jedoch von Tauchern einzeln montiert, so wie es ursprünglich vorgesehen war, ist aus der Sicht der Qualitätssicherung die robustere Lösung mit fertig montiertem Kopf bei den RI-Pfählen vorzuziehen. Die RI-Pfähle sind auch gegen spätere Einwirkungen beim Betonieren etc. robuster.

Wie empfindlich das System der zugverankerten Unterwasserbetonsohle bei den hohen Wasserdrücken auf kleinste Fehler reagiert, zeigt **Abb. 7** mit dem Photo einer Fehlstelle in der Nähe eines Pfahles –



Abb. 7: Leckage einer UW-Betonsohle in der Nähe eines Pfahles

die durch dessen Einfluß mit den o. g. Verfahren wohl kaum zu orten ist. Als Folge dieser Leckage musste die gesamte Baugrube geflutet werden, nur um einen vergleichsweise kleinen Kanal injizieren zu können, da dies vorher trotz großen Einsatzes gegen den Wasserdruck nicht möglich war. Nach einer gewissen Zeit der Reparaturversuche muss die Entscheidung zum Fluten kommen, da zum einen die Gefahr besteht, dass die Leckage sich wegen der starken Strömung weiter ausbreitet, evtl. sogar für die Sicherheit relevant wird, da der Grundwasserspiegel außen sofort abfällt und vor allem aber auch, da durch die Mengen eingespülten Sandes die Qualität der späteren Gründung beeinträchtigt wird. Nach dem Sanieren und erneutem Lenzen ist der Bereich unterhalb der UW-Betonsohle aufwendig wieder zu injizieren, um eine kraftschlüssige Auflagerung zu gewährleisten.

Wenn diese Bilder und die Ausführungen zur Qualitätssicherung den Eindruck erwecken könnten, dass dies alles kaum zu beherrschen sei, dann ist dies falsch und keinesfalls beabsichtigt.

Die **Abb. 8** und **9** zeigen beeindruckend noch einmal die Dimensionen der Baugruben und wie es in der Regel überall dort aussieht, wo alles funktioniert hat. Dies ist aufgrund des hohen und qualifizierten Einsatzes aller Beteiligten bisher in den allermeisten Fällen ohne Probleme gelungen, da mit den o. g. Kontrollen Risiken weitestgehend minimiert wurden und potentielle Fehlstellen – falls sie überhaupt vorhanden waren – erkannt und saniert wurden. Bei entsprechenden Vorbereitungen hat die Qualität der Unterwasserbetonage – besonders auch im Hinblick auf die Ebenheit – die Erwartungen der Vorplanung oft weit übertroffen.

Die Ausführungen sollen vor allem deutlich machen, wieviel schwieriger es ist, die Sicherheit einer Baugrubenumschließung beim Lenzen zu gewährleisten, als z. B. die Tragfähigkeit einer Spannbetonbrücke vor der ersten Überfahrt eines SLW zu beurteilen.

Im Gegensatz zu den eingeschränkten Kontrollmöglichkeiten der Baugrubenumschließung steht die Größe der Beanspruchung. Zahlenvergleiche machen dies schnell deutlich. Auf die Unterwasserbetonsohlen – nachgewiesen als unbewehrte Druckgewölbe – wirken im Mittel vollflächig  $160 \text{ kN/m}^2$  Wasserdruck. Die auf  $18 \text{ m}^2$  anzusetzende Ersatzlast für einen SLW 60 ist dagegen nur  $33,3 \text{ kN/m}^2$ , die Flächenlast der Hauptspur auf Brücken nur  $5 \text{ kN/m}^2$ . Ziel der Ausführungen ist, darauf hinzuweisen, dass die Art der Herstellung und die Möglichkeit bzw. Unmöglichkeit einer Überwachung eingehen müssen, wenn Dicken dimensioniert und Toleranzen festgelegt werden. Auch wenn die Statik und die rechneri-



Abb. 8: Baugrube C vor dem Lehrter Bahnhof



Abb. 9: Baugrube Regionalbahnhof Potsdamer Platz, Nordabschnitt

sche Prüfung der Statik es zulassen, dürfen Bauelemente im Spezialtiefbau nicht zu filigran werden. Dies muß durch klare Vorgaben vorab außerhalb des Wettbewerbs festgelegt werden.

## 6 Havarievorsorge

Mehr noch als bei jedem anderen Bauwerk müssen wir uns bei so außergewöhnlichen Bauwerken nach der Berechnung, nach der statisch-konstruktiven Prüfung noch einmal fragen: „Was können wir vergessen haben? Was ist durch Berechnung, durch Nachweise nicht zu erfassen, nicht ausreichend abzusichern? Wo sind evtl. auch im Kleinen noch Effekte, die wir angesichts der vielen großen gelösten Probleme nicht ausreichend gewürdigt haben, deren Gefahr wir unterschätzt haben können? Wo müssen wir zur Sicherheit noch konstruktive Reserven vorsehen, Zusatzuntersuchungen durchführen? Wo sind Schäden möglich, welche unrealistischen Schäden müssen wir im Kopf andenken, um die zu erkennen, die durch ‚Betriebsblindheit‘ sonst verborgen bleiben? Welche vielleicht unbedeutenden Einzelfehler können zusammen zur



großen Havarie führen? Wo haben Annahmen in den Sicherheitsnachweisen die größten Auswirkungen oder welche Bauteile haben stille Reserven in den Nachweisen (z.B. Wasserdruck kann nicht größer werden, so dass er einen kleineren Teilsicherheitsbeiwert erhalten könnte)?“ Und natürlich auch die Frage: „Wo hat die Ausführung die größten Probleme gehabt?“

Zur Havarievorsorge gehört bei einer Baumaßnahme mit so vielen und so großen Baugruben schon die Frage nach den maximal zulässigen, „vertretbaren“ Abmessungen einer Einzelbaugrube. Dies wird auch deutlich aus den Ausführungen zu kleinen Fehlern, kleinen Leckagen, die aufgrund des großen Strömungsdruckes – obwohl sie nur ganz lokale Fehlstellen sind – in **Abb. 7** war es maximal ein kaum armdicker Kanal – erst nach erneutem Fluten der gesamten Baugrube saniert werden können.

Im Rahmen des Entwurfes ist die Größe der Einzelbaugruben für die Havarievorsorge in Berlin auf 20.000 m<sup>2</sup> festgelegt worden. Diese Grenze ergab sich aus hydrogeologischen Betrachtungen zur Begrenzung der Grundwasserabsenkung im Einzugsbereich der Baugrube in einem Schadensfall.

Sie ist jedoch zusätzlich auch sinnvoll, um Arbeitsabläufe (z.B. Schlitzwandherstellung in der Nachbarbaugrube, wenn noch Arbeiten unter Wasser stattfinden) in einzelne Etappen einteilen zu können.

Mit der Definition der max. zulässigen Größe einzelner Baugruben stellt sich aber auch zwingend sofort die Frage, wie lange eine solche Teilung aufrecht erhalten werden muss. Sicherlich muss dies zumindest so lange sein, bis auf beiden Seiten eines Schottes gelenzt ist, bis auf beiden Seiten die Wände und die Sohle zumindest äußerlich begutachtet wurden und sich bewährt haben.

Schäden können aber auch später noch auftreten. Die in **Abb. 7** dargestellte Undichtigkeit in der Sohle stellte sich erst eine Woche nach dem Lenzen ein, an anderer Stelle waren es sogar fünf Wochen.

Fehlstellen in Schlitzwandfugen, die gerade noch tragfähig sind, können durch nachträgliche Arbeiten ihre Resttragfähigkeit verlieren und aufbrechen. Die größere Gefahr dürfte bei den Kopplungen der Baugruben vom Abbruch der Schottwand zwischen den Baugruben selbst herrühren. Der Abbruch hat daher unbedingt schonend zu erfolgen.

Hier hat sich das Schneiden der Wände in einzelne am Kran hängende Blöcke bisher sehr bewährt. Um die Sicherheit zu erhöhen und wegen der nötigen Umsteifungen ist es sinnvoll, das Bauwerk soweit wie möglich an die auszubauenden Schotte heranzu-

führen und diese so lange wie möglich zu erhalten, auch wenn dies den Bauablauf behindert.

Einen möglichen Bauablauf zeigt **Abb. 10**. Eine besonders kritische Situation ist das Einbringen der ersten Reihen RI-Pfähle in der zweiten Baugrube. Hier müssen in der benachbarten Baugrube die Hebungen der Unterwasserbetonsohle kritisch beobachtet werden. Die Auflast aus dem Bauwerk hilft hier sehr.

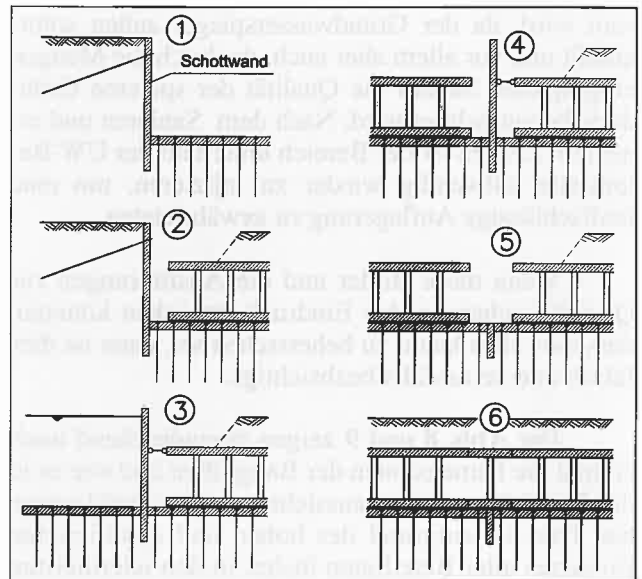


Abb. 10: Bauablauf zur Kopplung zweier Baugruben

Wegen der Gesamtgröße der Baumaßnahme reicht die Teilung in einzelne Baugruben während der sicherlich kritischsten Phase – nämlich der Herstellung der Baugrube selbst – allein nicht aus. Mit Fortschreiten der Arbeiten wachsen die zusammenhängenden Tunnel- und Baugrubenflächen stetig an.

Im Rahmen eines globalen Havariekonzeptes ist es erforderlich, auch nach der Fertigstellung der Tunnel in den Baugruben während der gesamten Bauzeit an mehreren Stellen Schotte vorzuhalten.

Dies ist nötig, um Bereiche konsequent voneinander abzutrennen und sich nicht der Gefahr auszusetzen, bei einer lokalen Havarie – durch die Bauwerke hindurch – evtl. das gesamte Baufeld zu beeinflussen.

Zur Ausbildung solcher Abschnitte ist es erforderlich, die Tunnel außen durch umlaufende Rahmen bzw. Dichtinjektionen gegen die Baugrube abzudichten, auf den Tunneln Wände vorzusehen und in den Tunnelröhren selbst Schotte einzubauen.

Es darf nicht möglich sein, dass z.B. eine Havarie beim Anfahren der zweiten Tunnelröhre im Schildvortrieb am Landwehrkanal dazu führen könn-



Abb. 11: Potsdamer Platz von Osten, Mai 1997

te, dass durch die erste Röhre Baugruben bzw. Bereiche des Regionalbahnhofs am Potsdamer Platz oder gar Teile der Investorenbauten geflutet würden.

Dies überall und konsequent umzusetzen ist oft aufwendiger als es auf den ersten Blick erscheint. Hier gehen in höchstem Maße die Bauabläufe in den einzelnen Losen und bei den Nachbarbebauungen ein, die durch lokale Optimierungen, Zeitverzögerungen oder einfach durch Umplanungen bei einem so großen Projekt immer wieder geändert werden.

Die Behinderungen durch die zusätzlichen Einteilungen sind oft groß, dies gilt auch für die Kosten. Wenn alles – wie wir alle hoffen – immer gut geht, sind die Schotte überflüssig gewesen. Sie konsequent umzusetzen, ist daher nicht einfach.

Wie komplex die Zusammenhänge im einzelnen sind, zeigt **Abb. 11** mit einer Luftaufnahme des Potsdamer Platzes von Osten in einer relativ frühen Bauphase im Mai 1997. Ein zugehöriger Grundriß ist in **Abb. 12** dargestellt.

In der Mitte sehen wir die Brückenüberfahrt zur Aufrechterhaltung des Verkehrs über der nördlichen Teilbaugrube für den Regionalbahnhof. Die Brücke muß zur Herstellung der Unterwasserbetonsohle und der Zugverankerung quer verschieblich sein.

Die Baugrube hat einen zusätzlich nach Westen gerichteten Teil, in dem ein Abschnitt des Hochhauses A1 von DaimlerChrysler errichtet wird. Nach

Süden ist in der Verlängerung der Alten Potsdamer Straße ein Fangedamm eingebaut worden, um die Trennung der Baugrube nachträglich zu ermöglichen.

Im südlichen Teil ist die Baugrube zu diesem Zeitpunkt schon gelenzt und der erste Rohbauabschnitt und die Brillenwand für die Schildfahrt können schon gebaut werden. Durch eine Stahlpfeilerwand getrennt, schließt sich hier die Restbaugrube für das Hochhaus B1 an, das bis auf den Regionalbahnhof reicht. Weiter nach Norden ist der Senkkasten im Lenné-Dreieck in der Endphase der Herstellung.

Vor dem Tiergarten ist die ausgesteifte Anfahrbaugrube für die Schildfahrt zu sehen, die als nächstes gelenzt wird. Sie wird vorlaufend zur Hauptbaugrube hergestellt, die dann bis zum Senkkasten reicht. Die Aufteilung in so viele einzelne, miteinander ver-

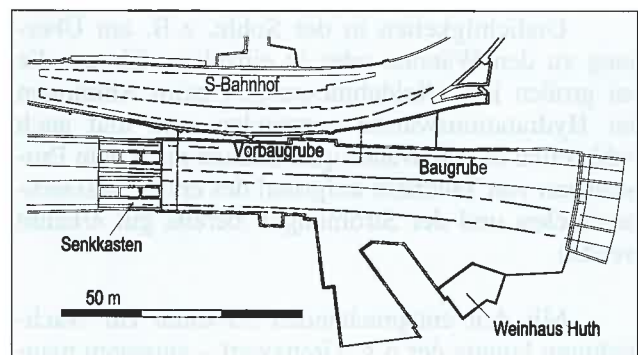


Abb. 12: Grundriß Gemeinsame Baugrube Potsdamer Platz und bestehender S-Bahnhof

quickesten Abschnitte entsteht hier i.w. aus Termini-  
zwängen benachbarter Lose bzw. der angrenzenden  
Investoren.

Zur Havarievorsorge gehört auch, vor dem  
Lenzen mögliche Versagensszenarien durchzuspielen  
und als Folge die entsprechenden Vorkehrungen zu  
treffen, diesen Schäden begegnen zu können. Bei so  
großen Baugruben ist es beim Lenzen u.a. erforder-  
lich,

- Alarmpläne zu erstellen,
- in regelmäßigen Abständen die Verformungsmes-  
sungen durchzuführen, um schnell Unregelmäßig-  
keiten zu erkennen,
- über den Wasserstand und die geförderte Wasser-  
menge kontinuierlich zu beobachten, ob sich  
Leckagen, schlagartige Undichtigkeiten andeuten

sowie

- Belastungsmaterial – z.B. gefüllte Big-Bags – für  
einen möglichen lokalen Sohlaufbruch
- Holzkeile, Holzwolle oder ähnliches Material zum  
Stopfen von Fugen und damit zum Ermöglichen  
von Injektionen,
- Bohrgerät – und Injektionsmaterial,
- Rückbefüllungsleitungen zum schnellen Fluten  
mit 1000 m<sup>3</sup>/h und mehr, um Einspülungen mög-  
lichst schnell zu begrenzen

ständig einsatzbereit vorzuhalten.

Das Lenzen sollte in Etappen erfolgen. Nach  
einer Probelenzung von ca. 25 % hat sich eine Behar-  
rungsphase bewährt, in der über den Zustrom die  
Dichtigkeit beurteilt werden kann. Als maximal  
zulässiger Zufluß sind in Berlin im Endzustand nach  
dem Lenzen 1,5 l/s und 1.000 m<sup>2</sup> festgelegt worden.

Undichtigkeiten in der Sohle, z.B. am Über-  
gang zu den Wänden oder in einzelnen Rissen, die  
bei großen Einzelfeldabmessungen beim Abklingen  
der Hydratationswärme entstanden sind und auch  
Fehlstellen in den Wandfugen können nach dem Pro-  
belenzen von Tauchern aufgrund des ersten Wasserü-  
berdruckes und der Strömungen bereits gut erkannt  
werden.

Mit den entsprechenden Arbeiten zur Nach-  
dichtung konnte der o.g. Grenzwert – entgegen man-  
cher vorheriger Befürchtung – in der Regel deutlich  
unterschritten werden.

## 7 Messkonzepte

Zur Kontrolle so großer Grundbaumaßnahmen  
gehören auch Messkonzepte im Rahmen der „Beob-  
achtungsmethode“. In Berlin wurde dazu in den Aus-  
schreibungen vorgesehen, dass in jeder Baugrube in  
den Wänden im Abstand von max. 50 m Inklinome-  
terrohre zur Messung der Verschiebungen vorzusehen  
waren.

Die Sohlhebungen der Unterwasserbetonsoh-  
len waren in verschiedenen Schnitten zu messen.  
Dies geschah z.T. durch Verlängerung mit Mess-  
pfählen, die auf die RI-Pfähle gesetzt wurden. Alter-  
nativ wurde vom Institut für Grundbau und Boden-  
mechanik der TU Braunschweig ein Verfahren ent-  
wickelt und in einigen Losen erfolgreich eingesetzt,  
bei dem ein Inklinometerrohr auf der UW-Betonsohle  
befestigt war, das mit entsprechend großen Radien an  
den Wänden aus der Baugrube geführt wurde. Durch  
Befahren mit der Inklinometersonde war zu beliebi-  
gen Zeiten die Sohlhebung meßbar. Zusätzlich wur-  
den Ankerkräfte und Verformungen der Schlitzwände  
am Kopf gemessen.

Exemplarisch zeigt **Abb. 13** die Ergebnisse von  
Verformungsmessungen an einer Schlitzwand und  
dem dahinter liegenden Boden für einen Schnitt in ei-  
ner ersten – nicht ganz so tiefen – Baugrube im Bau-  
feld des Investors DaimlerChrysler (debis).

Hier waren sechs Schnitte als vorlaufende  
Messquerschnitte noch aufwendiger instrumentiert,  
um auch den Boden hinter der Wand zu erfassen.  
Dargestellt sind die Horizontalverschiebungen der  
Wand und die Vertikalverschiebungen im Boden.

Aufgrund von Forschungsergebnissen musste  
davon ausgegangen werden, dass die Wege zur Mo-  
bilisierung des passiven Erddrucks bei Sand unter  
Wasser erheblich größer sind als bei trockenem  
Sand.

Um bei den einfach verankerten Wänden ein  
sicheres Fußauflager zu gewährleisten, ist bei den  
Baugruben für die Verkehrsanlagen im Zentralen Be-  
reich daher als Sicherheitsbeiwert für das Erdauflager  
im Rahmen der Ausschreibung  $\eta_a = 3$  (bei realisti-  
schen Reibungswinkeln ohne „versteckte“ Sicher-  
heitszuschläge) vorgegeben worden.

Die Wand verhält sich zunächst anders als er-  
wartet. Nach dem Aushub sind die Verschiebungen in  
Höhe der späteren UW-Betonsohle noch klein, hier  
nur ca. 7 mm. Danach wachsen sie beim Einrütteln  
der RI-Pfähle jedoch schlagartig an. Vor dem Lenzen  
erreichen Sie hier ca. 65 mm.

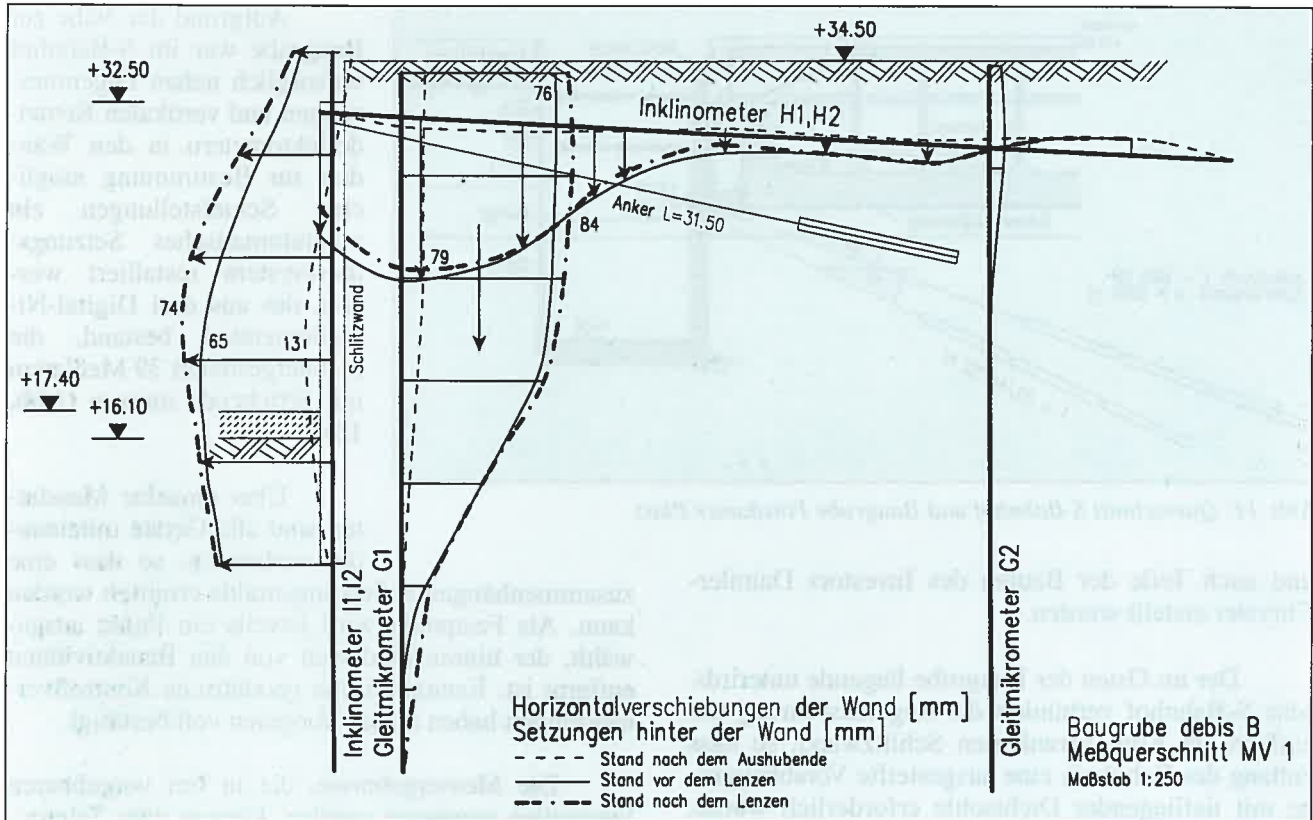


Abb. 13: Wand- und zugehörige Bodenverformungen in den einzelnen Bauphasen

An einer anderen Stelle sind sie in einer tieferen Baugrube mit zusätzlichen Erschwernissen beim Rütteln wegen dicht gelagerter tiefer Schichten auf bis zu 12 cm angestiegen. Offensichtlich reagiert der Sand wegen der eiszeitlichen Überlagerungslasten, die ihn verdichtet haben, in diesen Tiefen zunächst horizontal deutlich steifer. Beim Rütteln verliert er diese Steifigkeit und zeigt die erwarteten großen Verformungen.

Nach dem Lenzen sind wegen der UW-Betonsohle nur noch Zusatzverschiebungen im Feld zu beobachten, der untere Teil bewegt sich eher zurück. Die in **Abb. 13** dargestellten, hier gemessenen Verschiebungen zur Sohle hin sind wahrscheinlich auf Meßungenauigkeiten zurückzuführen.

Die Inklinometer mußten z.T. am Kopf eingemessen werden, wenn sie nicht tief genug in unbeeinflussten Untergrund reichten oder, da es z.T. aufgrund der großen Verformungsunterschiede am Wandfuss nicht immer möglich war, die Sonde bis nach unten zu führen.

Deutlich wird auch die Vertikalverschiebung (Setzung) hinter der Wand im Bereich des aktiven Gleitkeils, die aufgrund der großen Fußverschiebung bis zu  $\frac{3}{4}$  der Wandhöhe hinunterreicht.

## 8 Sonderprobleme

Zu den bereits genannten grundsätzlichen Anforderungen an die Erstellung der Baugruben kommen aufgrund lokaler Randbedingungen zusätzliche Detailprobleme.

Die Baugruben im Norden grenzen unmittelbar an die Stadtbahnbögen des Lehrter Bahnhofes. Diese Strecke, über die auch der gesamte Ost-West-Fernverkehr läuft, muss voll in Betrieb bleiben, bis der erste Abschnitt des neuen Lehrter Bahnhofes fertiggestellt und die Trasse umgelegt ist. Aufgrund des hohen Schadenspotentials für den Betrieb auf den Stadtbahnbögen, die direkt neben der 20 m tiefen, nur am Kopf verankerten Baugrubenwand stehen, wurden hier vorsorglich alle Schlitzwandfugen vor dem Lenzen verblecht und verpreßt, um eine Havarie und das Einspülen von Sand sicher zu verhindern.

Große Schwierigkeiten hat der bestehende S-Bahnhof am Potsdamer Platz bereitet. Er liegt an der engsten Stelle nur 2 m von der Baugrubenwand entfernt (**Abb. 12**).

Die Baugrube hat einen extrem unregelmäßigen Querschnitt, da in ihr der neue Regionalbahnhof

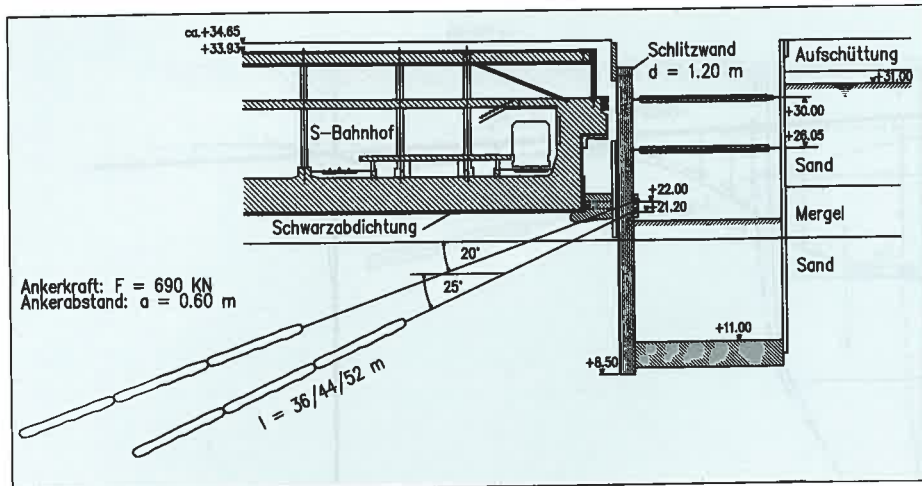


Abb. 14: Querschnitt S-Bahnhof und Baugrube Potsdamer Platz

und auch Teile der Bauten des Investors Daimler-Chrysler erstellt wurden.

Der im Osten der Baugrube liegende unterirdische S-Bahnhof verhindert die Regelausführung der einfach am Kopf verankerten Schlitzwand, so dass entlang des Bahnhofs eine ausgesteifte Vorabbaugrube mit tiefliegender Dichtsohle erforderlich wurde, von der aus dann Anker unter dem S-Bahnhof gebohrt werden konnten.

Die Anker liegen damit ungünstig tief, für die endgültige Baugrube fast im Schwerpunkt der angreifenden Last aus Erd- und Wasserdruck (Abb. 14).

Der so massiv wirkende Bahnhofstrog ist aufgrund mangelnder Bewehrung (4,4 cm<sup>2</sup>/m, Stahl I, bei 1,7 m dicken Wänden) rechnerisch nicht in der Lage, die einseitig von Osten wirkenden Erddrucklasten abzutragen.

Aufgrund der Schwarzabdichtung ist eine Lastübertragung in den Untergrund nicht zulässig, so dass davon ausgegangen werden muss, dass der Bahnhof durch den langen Kragarm und eine Haltekraft in Höhe der Sohle die Verankerung zusätzlich belastet und die Statik so insgesamt Ankerkräfte von 2.300 kN/m ausweist.

Als Folge waren unter dem Bahnhof zwei Lagen Anker mit horizontalen Abständen von jeweils nur 0,6 m gegen 10 m Wasserdruck zu bohren. Die Grenze des sinnvoll Machbaren ist hier sicherlich nicht mehr weit.

Aufgrund der Nähe zur Baugrube war im S-Bahnhof vorsorglich neben Fugenmessungen und vertikalen Kettendeflektometern in den Wänden zur Bestimmung möglicher Schiefstellungen ein vollautomatisches Setzungsmesssystem installiert worden, das aus drei Digital-Nivelliergeräten bestand, die rechnergesteuert 39 Meßblättern mit Strichcode messen (Abb. 15).

Über einzelne Messblättern sind alle Geräte miteinander verbunden, so dass eine zusammenhängende Setzungsmulde ermittelt werden kann. Als Festpunkt wird jeweils ein Punkt ausgewählt, der hinreichend weit von den Bauaktivitäten entfernt ist. Exemplarische geodätische Kontrollmessungen haben dieses Vorgehen voll bestätigt.

Die Messergebnisse, die in frei vorgebbaren Intervallen gemessen werden, können über Telefonleitung und Modem jederzeit abgerufen werden und werden seit Dezember 1995 u.a. bei uns im Büro überwacht.

Wie sinnvoll es war, diese zunächst aufwendig erscheinende Messanlage zu installieren, zeigte sich schnell nach der Herstellung der ersten Anker in der 120 m langen Vorabbaugrube, die schon nach zwei Wochen zu Setzungen von 20 mm führten.

Erst nach vier Wochen und verschiedenen Optimierungsversuchen zur Ankerherstellung wurden die Arbeiten mit geändertem Bohrablauf entlang der Westwand des Bahnhofes fortgesetzt. Die Setzungen erreichten durch die Bohrarbeiten unter der Westwand des S-Bahnhofes Werte von 60 bis 70 mm

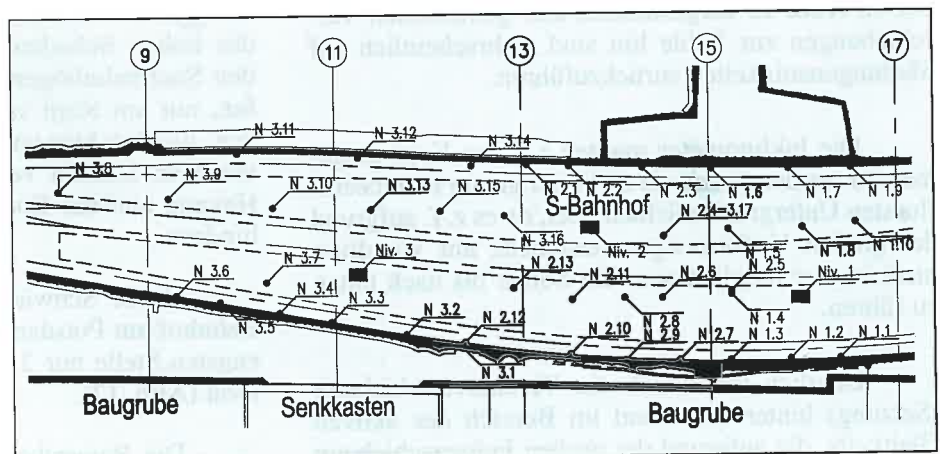


Abb. 15: Setzungsmesspunkte im S-Bahnhof

(Abb. 16) und stiegen durch das Einbringen der Rüttelinjektionspfähle bis auf ca. 80 mm an.

Auf der Ostseite sind im wesentlichen durch die Ankerbohrarbeiten Setzungen von ca. 20 mm aufgetreten, was eine entsprechende Verkipfung des Bahnhofes zur Folge hatte. Durch das Messsystem war es möglich, die Arbeiten so zu steuern, dass sich eine in Längsrichtung noch verträgliche Setzungsmulde ausbildete und dass vor allem die Außenabdichtung – auch in den Blockfugen – keine Schäden genommen hat.

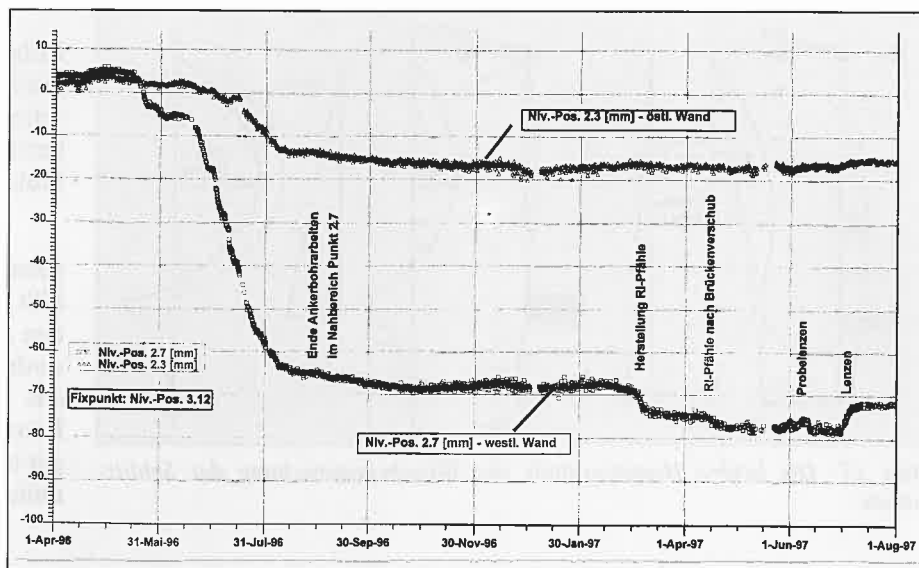


Abb. 16: Setzungen im S-Bahnhof

Wegen der guten Kontrollmöglichkeiten und täglicher Zuordnung der Setzungen zu den Bohrarbeiten war es sogar möglich, die Arbeiten während eines gerichtlichen Beweisverfahrens weiterzuführen!

Die Folgen eines Stillstandes oder gar einer gegebenenfalls erforderlichen Umplanung mit allen Konsequenzen für die gesamte Bebauung am Potsdamer Platz (Abb. 11) wären kaum vorstellbar gewesen.

Die Investition in das Messsystem hat sich mehr als gelohnt. Dies ist eine Erfahrung, die auch für andere Großprojekte des Spezialtiefbaus gelten sollte.

Lieber zunächst etwas mehr messen, dafür aber in der Lage sein, später in kritischen Situationen interpretationsfähige Daten zu haben, die ein Weiterbauen ermöglichen, wo rechnerische Nachweise allein nicht mehr reichen.

Im Rahmen der Planung ist früh die Frage gestellt worden, welche Sicherheit für das Gewicht des zur Zugverankerung der Sohle anzuhängenden Bodenpaketes anzusetzen sei. Bei klar definierten Gewichten gehen wir beim Nachweis der Auftriebssicherheit mit  $\eta_a = 1,1$  und im Bauzustand z.T.  $\eta_a = 1,05$  dicht an Grenzen heran.

Die DIN 1054 fordert für über Reibung an Bauwerken wirksame Erdkräfte eine um 0,3 auf  $\eta_a = 1,4$  erhöhte Sicherheit, die in der EAB konsequent auch für angehängte Bodengewichte zugrunde gelegt wird.

Für den Arbeitskreis Baugruben war ein Grund, den Sicherheitsbeiwert auf 1,4 zu setzen, die

in aller Regel große Unsicherheit bei der Bestimmung des von einem Zugpfahl aktivierten Bodenvolumens. Für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins kann aufgrund der nur kleinen Pfahlabstände von max. 3 m bei Längen von 18 bis 20 m davon ausgegangen werden, dass das erfaßte Bodenvolumen mit großer Sicherheit feststeht, so dass eigentlich eine Situation zwischen beiden oben genannten Ansätzen vorliegt.

Speziell für diese Zugverankerung wurde daher ein Sicherheitsbeiwert von  $\eta_a > 1,25$  gefordert, der vom Eisenbahnbundesamt über eine Zustimmung im Einzelfall nach zusätzlichen Untersuchungen genehmigt wurde.

Zur Bestätigung des Pfahltragverhaltens waren in jedem Los vorlaufend vor der Herstellung der Baugrube Einzelpfahlversuche und Gruppenpfahlversuche durchzuführen. Die Gruppenversuche wurden zunächst an fünf, dann sogar an neun Pfählen gleichzeitig durchgeführt.

Die Pfähle wurden dabei weggesteuert mit mehreren Lastzyklen gezogen, bis der innere Pfahl das Gebrauchslastniveau erreicht hatte. Die Kräfte in den äußeren Pfählen waren wegen der Wegsteuerung größer und schirmten den inneren Pfahl gegen die Randeinwirkungen ab, so dass für diesen Pfahl die Bedingungen in der Baugrube näherungsweise simuliert werden konnten.

Anschließend wurde der innere Pfahl bis zum Versagen weiter belastet. Die Gruppenversuche konnten die Ansätze und Überlegungen zu den Sicherheitsbeiwerten bestätigen. Durch einen Vergleich der Hebungen der Einzelpfahlversuche mit den Hebungen der bei der Qualitätssicherung bereits genannten

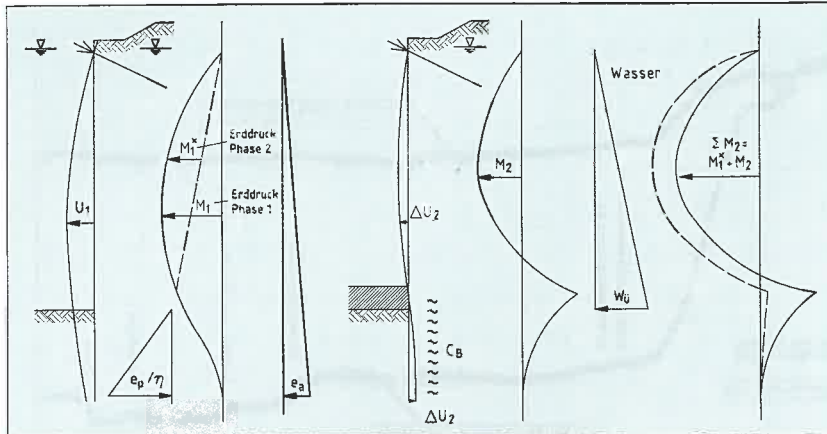


Abb. 17: Die beiden Hauptzustände der Biegebeanspruchung der Schlitzwände

3 % Abnahmeprüfungen in der Baugrube wurde der Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit der Baugrubenpfähle vor dem Lenzen erbracht.

Die beim Lenzen gemessenen Hebungen haben mit ihrer linearen Abhängigkeit vom ansteigenden Wasserüberdruck bestätigt, dass stets ein ausreichender Abstand vom Grenzzustand vorhanden war.

Mit den Überlegungen zum erforderlichen Sicherheitsniveau konnte zum einen wirtschaftlicher gebaut werden, durch die Begrenzung der Pfahllängen wurde in einzelnen Bereichen bei diesen Tiefen und der vorhandenen Geologie aber auch das Einbringen erst möglich.

Die Baugrubenwände sind mit einer Stärke von 1,2 bis 1,5 m bei Baugrubentiefen von z.T. über 20 m im Grundwasser extrem hoch ausgelastet und die erforderlichen Bewehrungsmengen sind oft kaum noch einbaubar. Die statische Berechnung der Wände muss daher das reale Tragverhalten möglichst gut erfassen.

Die Rechenansätze bei Baugrubenwänden mit Unterwasserbetonsohle geben hier immer wieder Anlass zu Diskussionen.

Der erste Zustand in der Aushubphase 1 vor dem Lenzen – noch ohne die Betonsohle – ist mit den üblichen Erddruckansätzen einfach nachweisbar.

In der zweiten Bauphase wird der Baugrund unter der Sohle vor der Schlitzwand durch das Lenzen und die Lastumlagerung in die Zugpfähle entlastet. Die Schlitzwand stützt sich infolge der abnehmenden Kräfte des Erdauftragers ( $E_p$ ) und infolge des Wasserdruckes gegen die fertige Unterwasserbetonsohle ab.

Der Wandfuss will sich zur Erdseite hin bewegen, wo er aufgrund der großen Vertikalspannungen schnell größere Erddruckreaktionen hervorruft und so in der Lage ist, ein Stützmoment aufzubauen.

Der ursprüngliche Erdwiderstand – das Auflager vor der Wand – fällt rasch auf  $E_0$  ab. Zusammen mit den neuen Belastungen aus dem Wasserdruck ändert sich als Folge auch das statische System für den ersten Bauzustand, da sich das untere Auflager auf die Unterwasserbetonsohle hin umlagert.

Charakteristische Momentenlinien für diesen Zustand sind – getrennt für Erd- und Wasserdruck – in **Abb. 17** dargestellt.

Die „elastische“ Addition der Momente  $M_1$  aus Phase (1) und  $M_2$  aus Phase (2) bildet die Realität nicht zutreffend ab. Bei voller Entspannung des Erdwiderstands der Phase (1) vor der Wand wird der auf die Wand wirkende aktive Erddruck wie von einem Einfeldträger abgetragen.

In diesem Fall sind  $M_1^*$  und  $M_2$  zu addieren. Die „elastische“ Addition ohne Berücksichtigung des Systemwechsels am Fuß überschätzt das Feldmoment und unterschätzt das Stützmoment und die Querkraft am Auflager.

Der Ausführung kommen diese detaillierteren Überlegungen entgegen, da die Feldbewehrung, die ohnehin an der Grenze der Einbaubarkeit liegt, reduziert werden kann.

Selbst wenn bei diesem Modell – falls der Erdwiderstand sich nicht voll abbaut – ein wenig Traglastgedanken helfen müssten, ist das Ergebnis mit einer noch gut betonierbaren Feldbewehrung und einer angemessenen Stützbewehrung für die Gesamtsicherheit der Wand von Vorteil.

Zur zusätzlichen rechnerischen Absicherung wurde im Rahmen der Bemessungsvorgaben für die Baugruben in Berlin ergänzend der Nachweis gefordert, dass das Feldmoment aus Erd- und Wasserdruck am Einfeldträger sowie das Volleinspannmoment infolge des Wasserdruckes in Höhe der Unterwasserbetonsohle jeweils mit einer Sicherheit von  $\eta > 1,25$  abzudecken sind.

# Die Haftung des staatlich anerkannten Sachverständigen

## Haftungsbeschränkungen lassen sich nur vertraglich vereinbaren

Die weitgehende „Privatisierung“ bestimmter Prüfungen durch qualifizierte Ingenieure im Bereich des Bauwesens hat für diese nicht nur Änderungen in der Qualifizierung ihres Tätigwerdens zur Folge, sondern, daran anschließend, auch im Bereich des anzuwendenden Rechtes bei Vertragsstörungen, vor allem im Bereich der Haftung. Die damit einhergehenden zahlreichen wie unübersehbaren Probleme lassen sich nur durch vertragliche Haftungsbeschränkungen eindämmen. Die machen aber nur dann Sinn, wenn sie sich strikt an der restriktiven Rechtsprechung orientieren. Den Schwerpunkt des folgenden Beitrages bildet deshalb die Frage nach der Haftung des Ingenieurs im Allgemeinen und nach der des Prüflingenieurs und des staatlich anerkannten Sachverständigen im Besonderen, wobei sich der Autor, der Fülle der verschiedenen landesrechtlichen Regelungen wegen, auf das Landesrecht von Nordrhein-Westfalen beschränkt und dessen Terminologie verwendet.



**Dr. jur. Bernhard Bellinger**  
 Jahrgang 1953, Rechtsanwalt in Düsseldorf; vereidigter Buchprüfer, Fachanwalt für Steuerrecht, Steuerberater; Mitglied des Prüfungsausschusses nach § 12 Abs. 1 der Wirtschaftsprüfungsordnung NRW (Abnahme der Examensprüfung für vereidigte Buchprüfer)

## 1 Einführung

Die Änderungen des Baurechts ab 1994 haben zu einer Veränderung der Rahmenbedingungen der Ingenieure im Bereich des Bauwesens geführt. So sind in verschiedenen Bundesländern die Bauordnungen und die Verordnungen über die Prüflingenieure für Baustatik geändert und neue Verordnungen über staatlich anerkannte Sachverständige im Bauwesen erlassen worden.

Ziel dieser Rechtsänderungen war, im Bauwesen staatlichen Einfluß zu reduzieren, Verfahrensbereiche weitgehend zu privatisieren, damit das Bauen zu beschleunigen und die dabei anfallenden Kosten zu minimieren.

Diese Novellen haben für die Ingenieure nicht nur Änderungen in der Qualifizierung ihres Tätigwerdens zur Folge, sondern daran anschließend auch im Bereich des anzuwendenden Rechtes bei Vertragsstörungen, vor allem im Bereich der Haftung.

Insbesondere der letzte Teil bildet den Schwerpunkt dieses Beitrages. Die Fülle der landesrechtlichen Regelungen macht es unmöglich, im Rahmen dieses Artikels die Landesrechte einzeln vorzustellen. Unterschiede bestehen insoweit nicht nur hinsichtlich der Terminologie, sondern auch hinsichtlich der Schwellen, von deren Überschreitung es abhängt, ob (noch) der staatlich anerkannte Sachverständige oder (schon) der Prüflingenieur für Baustatik tätig werden muß bzw. kann. Dieser Aufsatz basiert deshalb auf dem Landesrecht von Nordrhein-Westfalen und verwendet dessen Terminologie.

## 2 Was unterscheidet den Prüflingenieur vom Sachverständigen?

Welche Rechtsvorschriften auf die Dienstleistung des prüfenden Ingenieurs Anwendung finden,



hängt davon ab, in welcher Funktion der Ingenieur tätig wird. Dabei sind im wesentlichen drei Bereiche von Bedeutung:

### 2.1 Prüfingenieur für Baustatik

Die Tätigkeit des Prüfingenieurs ist in der Bautechnischen Prüfungsverordnung (BauPrüfVO) geregelt. Danach ist der Prüfingenieur für Baustatik für die Prüfung der Standsicherheitsnachweise inklusive des statisch-konstruktiven Brandschutzes sowie der Nachweise zum Brand- und Schallschutz der tragenden Bauteile zuständig (§§ 6, 21 BauPrüfVO).

Hintergrund dieser möglichen Übertragung der Begutachtung an den Prüfingenieur für Baustatik ist ein öffentlich-rechtliches Prinzip: Danach ist Bauen eine Angelegenheit der öffentlichen Ordnung und der allgemeinen Sicherheit. Dementsprechend dürfen durch einen Bau Leben und Gesundheit sowie die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden. Dieses Prinzip gilt im Baurecht auch heute noch fort. Auch hier hat aber der Bauherr regelmäßig die Wahl, ob er zum Prüfingenieur optiert oder Nachweise über den staatlich anerkannten Sachverständigen selbst beibringt.

### 2.2 Staatlich anerkannter Sachverständiger

Mit der Reduzierung des Tätigkeitsfeldes des Prüfingenieurs für Baustatik ging die Regelung des staatlich anerkannten Sachverständigen im Bauwesen einher. Die entsprechende landesrechtliche Verordnung (SV-VO) regelt u.a. insoweit die Prüfung der Standsicherheit. Während der Prüfingenieur im Rahmen hoheitlicher Aufgabenstellungen tätig wird, hat hier der Gesetzgeber eine Verlagerung beim Beibringen der Nachweise zum Bauherrn vorgenommen. Der staatlich anerkannte Sachverständige erteilt dem Bauherrn eine Bescheinigung. Der Bauherr selbst legt diese Bescheinigung der Bauaufsichtsbehörde vor zum Nachweis, dass die entsprechenden Vorschriften eingehalten wurden.

### 2.3 Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger

Vom Prüfingenieur für Baustatik und dem staatlich anerkannten Sachverständigen zu trennen ist schließlich der öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige. Seine Pflichten ergeben sich aus § 36 der Gewerbeordnung. Rechtliche Probleme des öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen außerhalb des Bereichs der SV-VO sind nicht Gegenstand dieses Beitrages.

## 3 Rechtsnatur des Auftragsverhältnisses

### 3.1 Öffentlich-rechtliches Auftragsverhältnis

Wird der Prüfingenieur für Baustatik im öffentlichen Auftrag tätig, erledigt er Aufgaben der Bauaufsichtsbehörden. Hier trägt er nur gegenüber diesen Behörden die Verantwortung für Vollständigkeit und Richtigkeit seiner Prüfungen. Seinen Auftrag erhält er von der Bauaufsichtsbehörde direkt (vgl. § 21 III BauPrüfVO NW; ausführlich Werner-Reuber, BauR 1996, 796 ff). Folgerichtig ist der Prüfingenieur für Baustatik staatlich beliehener Unternehmer, was weitreichende haftungsrechtliche Konsequenzen hat, wie noch darzustellen sein wird.

### 3.2 Zivilrechtliches Auftragsverhältnis

Der staatlich anerkannte Sachverständige steht in einem unmittelbaren Vertragsverhältnis mit dem Bauherrn, dem er eine entsprechende Bescheinigung über die Einhaltung bestimmter baurechtlicher Vorschriften erteilt. Das Auftragsverhältnis richtet sich deshalb ausschließlich nach Zivilrecht.

Bauchschmerzen wegen des zivilrechtlichen Auftragsverhältnisses muß der eigentliche Ansatz dieser Tätigkeit bereiten: Grundsätzlich bleibt natürlich die Überwachung von Sicherheit und Ordnung staatliche Aufgabe. Mit der Vorgabe des zivilrechtlichen Auftragsverhältnisses wird der Ingenieur vom hoheitlichen „Polizisten“ zum „Security“ herabgestuft. Herabgestuft ist auch deshalb hier als Begriff angemessen, weil die Unabhängigkeit im Bereich hoheitlicher Tätigkeit eingetauscht wird gegen die Abhängigkeit von wirtschaftlichen Interessen des privaten Auftraggebers.

So liegt es auf der Hand, dass große Bauträgergesellschaften eben nicht den gründlichst prüfenden Ingenieur suchen, sondern den, der möglichst kostengünstig die erforderlichen Bescheinigungen ausstellt.

Mit der Neuregelung hat der Gesetzgeber den Ingenieur ins Spannungsfeld zwischen öffentlicher Sicherheit einerseits und wirtschaftlicher Abhängigkeit von privaten Auftraggebern andererseits geworfen.

Gerade in Zeiten schwacher öffentlicher Bauaufträge läuft der Kampf um den Kunden Gefahr, eben nicht über die Qualität der Ingenieurleistung geführt zu werden. Von daher ist die in einem Positionspapier der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V. zum Thema Bautechnische Prüfung

angedachte Kontrollinstanz durchaus sinnvoll, wobei im Kern die stichprobenartige Kontrolle der Abwicklung der Prüfaufträge im Hinblick auf korrekte Gebührenabrechnung hier einen sauberen Wettbewerb versprechen kann.

In einem Arbeitspapier mit dem Titel „Privatisierung der Prüftätigkeit“ vom 16.05.1996 hat Dr. Hubert Verheyen deshalb völlig zu Recht angeregt, in den Landesbauordnungen, bzw. den „Sachverständigen-Verordnungen“ festzulegen, dass der (privat beauftragte) prüfende Ingenieur verpflichtet sei, bei nicht ausräumbaren Schwierigkeiten und Unstimmigkeiten mit dem Bauherrn die untere Bauaufsicht zu informieren, die dann entsprechend einzuschreiten habe. Damit werde der prüfende Ingenieur (auch wenn er durch Werkvertrag privat beauftragt sei) hoheitlich tätig, was haftungsrechtliche Konsequenzen (Beschränkungen) zur Folge haben müsse.

### 3.3 Honorarrecht

Zwar sind die Gebührentabelle der Prüftätigkeit und die Honorartabelle der staatlich anerkannten Sachverständigen aufeinander abgestimmt. Die Probleme liegen jedoch in einem anderen Feld: Die anrechenbaren Kosten entsprechend der HOAI sind beim staatlich anerkannten Sachverständigen manipulierbar, während ein aufgrund der Kubatur des Gebäudes ermittelter Rohbauwert wegen des dazu amtlich veröffentlichten Multiplikators mathematisch nur ein Ergebnis zulässt. Hier wäre eine einheitliche Bemessungsgrundlage wünschenswert.

Unbefriedigend ist, dass die deutlich schärfere Haftung des staatlich anerkannten Sachverständigen nicht einherging mit einer entsprechenden Anpassung der Honorare. So ist es nicht nachvollziehbar, dass im Kern die gleiche Honorarstruktur für eine Tätigkeit als Prüftätigkeit für Baustatik wie für eine solche als staatlich anerkannter Sachverständiger gelten soll.

Im letzteren Fall ist die Auftragsbearbeitung mit deutlich höheren Versicherungskosten belegt, was kalkulatorisch in die Honorargröße eingerechnet werden müsste.

## 4 Haftungsfragen

### 4.1 Gesetzliche Haftung bei öffentlich-rechtlicher Beauftragung

Da der Prüftätigkeit für Baustatik seinen Prüfauftrag von der unteren Bauaufsichtsbehörde erhält, entsteht zwischen ihm und dem Bauherrn sowie

dem Aufsteller der zu prüfenden Unterlagen und dem bauausführenden Unternehmen kein eigenes Vertragsverhältnis. Daraus folgt, dass der Prüftätigkeit hier nach den Grundsätzen der Amtshaftung im Sinne des Artikel 34 Satz 1 des Grundgesetzes haftet.

Das bedeutet im Kern, dass bei einem Prüfungsfehler des Ingenieurs die Verantwortlichkeit den Staat oder die Körperschaft trifft, die ihm den Auftrag erteilt hat. Der Rückgriff beim Prüftätigkeit ist dann der entsprechenden haftenden Körperschaft nur möglich, wenn der Prüftätigkeit den Schaden vorsätzlich oder grob fahrlässig verursacht hat.

Gänzlich ausgeschlossen ist der Rückgriff beim Prüftätigkeit, wenn die öffentlich-rechtliche Körperschaft selbst nicht in die Haftung genommen werden kann. Das ist insbesondere dann der Fall, wenn der geschädigte Bauherr oder ein sonstiger geschädigter Dritter auf andere Weise Schadenersatz realisieren kann. Der Prüftätigkeit haftet im Fazit damit subsidiär hinsichtlich anderer Personen, die selbst eine Schadensursache gesetzt haben und damit vom Bauherrn oder dem ansonsten geschädigten Dritten erfolgreich in die Haftung genommen werden können.

Die Haftungsprivilegierung über das Subsidiaritätsprinzip greift jedoch nur im Bereich der Fahrlässigkeit. „Subsidiarität“ ist in diesem Zusammenhang juristische Terminologie. Im öffentlichen Recht, konkret hier im Staatshaftungsrecht, versteht man unter Subsidiaritätsprinzip eine Reihenfolge. Der nachrangig = subsidiär Haftende kann nur dann in Anspruch genommen werden, wenn der Anspruchsberechtigte anderweitig keinen Schadenersatz realisieren kann. Der subsidiär Haftende ist deshalb gegen einen gleichzeitigen oder vorrangigen Zugriff des Gläubigers geschützt.

### 4.2 Gesetzliche Haftung bei privatrechtlicher Beauftragung

Der staatlich anerkannte Sachverständige hingegen haftet nach allgemeinem Zivilrecht, konkret primär nach Werkvertragsrecht. Die Haftung greift dementsprechend bereits bei einfacher Fahrlässigkeit und erstreckt sich auch auf Mangelfolgeschäden, wobei die Verjährungsfrist je nach Pflichtverletzung bis zu dreißig Jahren betragen kann.

Eigentlich hätte man auf den ersten Blick erwarten müssen, dass der Prüftätigkeit, wenn er durch die gesetzliche Umstellung nun als staatlich anerkannter Sachverständiger Prüftätigkeiten erbringt, alte Haftungsprivilegien (insbesondere das Subsidiaritätsprinzip) für sich in Anspruch nehmen können sollte, da ja hier behördliche Aufgaben nicht entfallen sind, sondern nur übertragen wurden.

Nun besteht allerdings die Besonderheit darin, dass diese Aufgaben nicht etwa auf den Ingenieur übertragen wurden, sondern auf den Bauherrn. Dem Privatisierungspostulat folgend hat der Bauherr selbst die Prüfungen durchführen zu lassen und die Prüfungsnachweise der Bauaufsichtsbehörde nur noch vorzulegen. Von daher ist nicht zwingend, dass trotz der gesetzlichen Neuregelung dem Ingenieur hier das Haftungsprivileg verbleiben müsste. Dementsprechend tritt der Sachverständige bei Beauftragung durch den Bauherrn neben Architekt und sonstige Ingenieure, womit sich die Haftung nach Werkvertragsrecht einschließlich des Instituts der positiven Vertragsverletzung bei Verletzung von vertraglichen Nebenpflichten richtet. Daneben haftet der prüfende Ingenieur ggf. auch deliktisch gemäß den §§ 823 ff BGB, was auch die Geltendmachung von Schmerzensgeld eröffnet. Voraussetzung ist hier zunächst, dass die dort genannten Rechtsgüter (insbesondere Eigentum und körperliche Unversehrtheit) verletzt werden. Auch hier kommt Gesamtschuldnerschaft in Betracht mit anderen am Bau Beteiligten. Soweit der Ingenieur die Einhaltung baurechtlicher Bestimmungen überprüft, liegen diese Vorschriften nicht nur im Interesse der Allgemeinheit, sondern auch konkret im Interesse des Bauherrn, seiner Familienangehörigen und der Mieter. Sie bilden daher Schutzgesetze im Sinne des § 823 II BGB und eröffnen diese Vorschrift ebenfalls als Haftungsnorm.

Wichtig für den staatlich anerkannten Sachverständigen hinsichtlich der Verjährung ist, woraus seine Inanspruchnahme erfolgt:

Hängt der Schaden eng mit dem Mangel der Prüfung zusammen, ist Haftungsnorm § 635 BGB. Gemäß § 638 BGB verjähren diese Ersatzansprüche in fünf Jahren nach Abnahme der Werkleistung des Sachverständigen.

Dem Sektor des § 635 BGB wird man insbesondere zusortieren müssen: Planungsfehler, Überwachungsfehler, entgangenen Gewinn, den technischen Minderwert des Bauwerkes sowie Mehrkosten für Nachbesserungen. Der Schadenersatzanspruch des Bauherrn verkürzt sich jedoch um die Mehrkosten, die bei ordnungsgemäßer Ausführung von vornherein entstanden wären (sogenannte „Sowieso-Kosten“).

Anders liegt die Haftungslage, wenn es sich um sog. entfernte Mangelfolgeschäden handelt. Für diese greift als Anspruchsgrundlage das Institut der positiven Vertragsverletzung (pVV). Hier beträgt die Verjährungsfrist 30 Jahre. In diesen Bereich gehören insbesondere Unfälle aus Brandschäden und daraus etwa entstehender Nutzungsausfall.

Ansprüche aus Werkvertrag und positiver Vertragsverletzung können nicht nur der Bauherr selbst, sondern zumindest auch die Mieter des Gebäudes direkt beim staatlich anerkannten Sachverständigen geltend machen. Ob auch Besucher in den Kreis der Anspruchsberechtigten einzubeziehen sind, ist umstritten und wird von der Rechtsprechung bislang abgelehnt.

### 4.3 Verschuldensgrade

Die Verschuldensformen sind im Gesetz teilweise nicht definiert, sondern werden vorausgesetzt. Bedeutung haben sie insbesondere als Haftungsvoraussetzung sowie im Bereich des Versicherungsschutzes.

#### 4.3.1 Vorsatz

Unter Vorsatz ist Wissen und Wollen eines rechtswidrigen (pflichtwidrigen) Erfolges zu verstehen. Unter Erfolg ist nicht der eingetretene Schaden zu verstehen. Vielmehr geht es nur darum, ob das Prüfergebnis bewusst falsch erstellt wird.

#### 4.3.2 Fahrlässigkeitsformen

Der Begriff der Fahrlässigkeit ist vom Gesetzgeber in § 276 BGB formuliert. Danach handelt fahrlässig, wer die im Verkehr erforderliche Sorgfalt außer Acht läßt. Die im Verkehr erforderliche Sorgfalt wird daran gemessen, wie sich ein ordentlicher, normal veranlagter, gewissenhafter Mensch in der betreffenden Situation verhalten müsste. Abgestellt wird auf den Maßstab der entsprechenden Berufsgruppe. Eine Verletzung der Sorgfaltspflicht kann bereits darin bestehen, dass ein Sachverständiger einen Gutachtenauftrag nach draußen weitergibt, ohne dies dem Auftraggeber mitzuteilen. Damit wird nämlich gegen die Elementarpflicht jedes Sachverständigen verstoßen, Gutachten höchstpersönlich zu erstellen. Den zulässigen Rahmen steckt insoweit § 6 SV-VO.

Grobe Fahrlässigkeit liegt vor, wenn die im Verkehr erforderliche Sorgfalt in besonders schwerem Maße verletzt worden ist. Das gilt insbesondere dann, wenn schon einfachste, ganz naheliegende Überlegungen nicht angestellt werden und das nicht beachtet wird, was im gegebenen Fall jedem einleuchten musste (BGH NJW-RR 1994, 1471).

#### 4.3.3 Relevanz des Verschuldensgrades

Bestimmte deliktische Haftungsvorschriften setzen Vorsatz voraus (§ 826 BGB). Daneben ist § 61 des Versicherungsvertragsgesetzes von Bedeutung, der die Versicherung leistungsfrei stellt ab grober Fahrlässigkeit der Herbeiführung des Versicherungsfalles.

## 4.4 Verjährungsprobleme

### 4.4.1 Verjährungsbeginn

Der Verjährungsbeginn ist abhängig davon, welche Ansprüche betroffen sind. Der werkvertragliche Anspruch aus § 635 BGB verjährt gemäß § 638 BGB zwingend ab Abnahme. Eine regelrechte Abnahme gibt es bei der Leistung des prüfenden Ingenieurs nicht. Die Rechtsprechung behilft sich damit, dass jedenfalls die Zahlung der Rechnung des Ingenieurs Abnahmefiktion habe (BGH BauR 1979, 76). Von daher empfiehlt sich, abrechnungsfähige Teile der Ingenieurleistung über Teilschlussrechnungen auch einzeln abzurechnen, um für diesen Sektor Verjährungsfristen in Gang zu setzen. Bei der Haftung wegen entfernter Mangelfolgeschäden über pVV beginnt die Verjährung zu laufen mit der Pflichtverletzung. Da hier 30 Jahre zur Disposition stehen, ist der Ablauf der Verjährungsfrist in der Praxis praktisch ohne Bedeutung.

Im deliktischen Bereich beginnt die Verjährung mit der Kenntnis des Geschädigten vom Schaden und der Person des Ersatzpflichtigen (§ 852 BGB).

### 4.4.2 Hemmung der Verjährung

Die Hemmung der Verjährung bewirkt, dass der Zeitraum, während dessen die Hemmung besteht, nicht in die Verjährungsfrist eingerechnet wird. Nach Wegfall der Hemmung läuft die Verjährungsfrist also weiter. Beim prüfenden Ingenieur tritt Verjährungshemmung insbesondere ein, wenn er sich im Einverständnis mit dem Bauherrn der Prüfung unterzieht, ob seine Leistung mangelhaft war und wie man diesen Mangel beseitigen könnte. Sind mehrere Werkunternehmer an einem Mangel beteiligt, wirken die Nachbesserungsversuche des einen auch gegenüber den anderen verjährungshemmend, da der Auftraggeber nicht übersehen kann, in wessen Teilwerk der Fehler zu suchen ist. Die Hemmung der Verjährung tritt aber nur hinsichtlich solcher Mängel ein, die Gegenstand der Mängelprüfung oder Nachbesserung sind (BGH NJW 1997, 727; Jagenburg NJW 1999, 2223).

### 4.4.3 Unterbrechung der Verjährung

„Verjährungs-Unterbrechung“ ist im Kern die wohl am meisten missverstandene Formulierung des Verjährungsrechtes. Vom deutschen Sprachgebrauch her sollte man meinen, dass eine „unterbrochene“ Verjährung nach dem Unterbrechungstatbestand weiterläuft, wie etwa der Spielfilm nach der Werbe-Unterbrechung. Im deutschen Verjährungsrecht hat Unterbrechung aber einen ganz anderen Effekt:

Unterbrechung der Verjährung bewirkt, dass die bis zur Unterbrechung verstrichene Zeit nicht mitgerechnet wird. Nach Beendigung der Unterbrechung beginnt also die Verjährungsfrist komplett von vorn neu zu laufen (§ 217 BGB). Verjährungsunterbrechung tritt insbesondere ein bei Anerkenntnis und Klageerhebung des Berechtigten. Beachtlich ist, dass die Unterbrechung der Verjährung nur hinsichtlich solcher Mängel eintritt, auf die sich die verjährungsunterbrechenden Handlungen beziehen. Bei einem Rechtsstreit kann also der Schadenersatz für nicht eingeklagte Beträge verjähren, obwohl sich der Rechtsstreit mit der Schadensursache selbst befasst. Verjährungsunterbrechende Wirkung hat weiter die Beantragung eines gerichtlichen Beweissicherungsverfahrens.

## 4.5 Haftung neben anderen am Bau Beteiligten

### 4.5.1 Gesamtschuldnerschaft gemäß § 421 BGB

Häufig sind Mängel am Bau nicht monokausal. Prüft der Ingenieur als staatlich anerkannter Sachverständiger, liegt meist der Fehler nicht bei ihm allein, sondern ebenso beim Architekt und anderen Ingenieuren als Planverfassern, beim Objektüberwacher und eventuell beim Bauunternehmer. Wird nach „falschen“ Plänen ein Bau durchgezogen, kann sich der Sachverständige regelmäßig nicht zu Lasten anderer am Bau Beteiligter komplett aus der Verantwortung zurückziehen, weil seine Hauptverpflichtung nun einmal gerade darin besteht, die Ordnungsmäßigkeit der Leistungen der für das Bauvorhaben tätigen Architekten und Ingenieure sowie des Bauunternehmers zu überprüfen. Typischer Haftungsfall ist damit, dass der Sachverständige Mängel des Planverfassers nicht erkannt hat, auch nicht im Rahmen der den Bau begleitenden Stichproben. Der Sachverständige bildet dann mit den anderen am Bau Beteiligten eine Zweckgemeinschaft, wenn sie bei großzügiger Betrachtungsweise ein und dieselbe Bauleistung erbringen. Da der staatlich anerkannte Sachverständige Pläne anderer Verfasser prüft und den Baufortschritt mit Stichproben begleitet, gerät er in ein Gesamtschuldverhältnis mit allen anderen, zu denen er über Gutachten und Stichproben Nahtstellen bildet. Befindet sich dementsprechend der Sachverständige im Haftungskonzert der Gesamtschuldnerschaft, hat der Bauherr die freie Auswahl, wen von den am Bau mit Mängeln Beteiligten er sich herauspicks. Der Bauherr kann dabei auf einen allein zugehen und ihn in voller Höhe in Anspruch nehmen. Diese Auswahl trifft der Bauherr regelmäßig aufgrund anwaltlicher Empfehlung danach, wo er am schnellsten gewinnt und seine Ansprüche auch realisieren kann. Klassisches Ziel ist dabei zunächst immer der Architekt, weil er für den Bauherrn die Leistungen der anderen am Bau Beteiligten koordiniert. Sind Planunterlagen falsch, wird

sich der Bauherr im Zweifel entweder den Planverfasser oder den prüfenden Ingenieur als Zielscheibe aussuchen. Wird der staatlich anerkannte Sachverständige vom Bauherrn in Anspruch genommen, kann er keine quotenmäßige Reduzierung verlangen wegen Fehlern der anderen am Bau Beteiligten. Es führt also nicht zu einer Haftungsminderung, wenn die Arbeiten, die der Sachverständige zu überprüfen hatte, schon selbst fehlerhaft waren.

## 4.5.2 Modell des § 426 BGB

Haften mehrere als Gesamtschuldner, wird aber nur einer von ihnen in Anspruch genommen, so kann der Inanspruchgenommene Rückgriff bei den anderen Haftenden nehmen. Für diesen Innenausgleich zwischen den Gesamtschuldnern wird nach dem Denkmodell des § 254 BGB eine Haftungsquote gebildet nach den jeweiligen Verantwortungsbereichen und Verursachungsbeiträgen. Hierbei gilt zunächst der Grundsatz, dass kein gesamtschuldnerisch Haftender einen Anspruch darauf hat, dass seine Leistung von einem anderen am Bau Beteiligten überprüft oder beaufsichtigt wird (Werner/Pastor, *Der Bauprozess*, 9. Aufl., 1999, Rz. 1993). Der Architekt oder Ingenieur, der den falschen Plan aufgestellt hat, kann sich also gegenüber dem prüfenden Ingenieur nicht darauf berufen, es läge ein Prüfungs- oder Überwachungsfehler vor, bei dessen Vermeidung der Schadenseintritt nicht erfolgt wäre. Beim internen Ausgleichs-Rückgriff wird daher gequotelt, wobei diese Quotelung regelmäßig zu 25 bis 33 % den Prüfer und im übrigen den Überprüften belastet. Im Extremfall kann sogar eine Alleinhaftung des Überprüften herauskommen. Letztlich setzt das Gericht nach den Besonderheiten des Einzelfalles die Quote nach eigenem Ermessen fest. Die Haftungsquote wird natürlich bei erster Inanspruchnahme des staatlich anerkannten Sachverständigen nur dann zum Segen, wenn der Rückgriff im Innenausgleich dank Bonität des Hauptverursachers auch glückt. Gerade unter diesem Aspekt kann es für den Bauherrn sinnvoll erscheinen, sich primär an den Sachverständigen zu halten, der im Zweifel ausreichenden versicherungsrechtlichen Deckungsschutz hat, womit es dann für den Sachverständigen zur Lotterie werden kann, ob er im Innenverhältnis mit den anderen Gesamtschuldnern Ausgleich erlangt. Soweit die Deckungssummen der Versicherungen reichen, gehen entsprechende Rückgriffsansprüche auf die Versicherungen über, die sie dann auch bei den anderen am Bau Beteiligten selbst geltend machen. Kritisch ist nur der Bereich der nicht durch Versicherungen gedeckten Schadenssummen.

Der Ausgleichsanspruch gemäß § 426 BGB ist ein selbständiger Anspruch (aus eigenem Recht), der

in 30 Jahren verjährt (BGH BauR 1972, 246). Wird der Gesamtschuldnerausgleich durchgeführt, kann sich der intern in Anspruch Genommene gegenüber den anderen am Bau Beteiligten also nicht darauf berufen, dass er sich gegenüber dem Bauherrn mit der Verjährungseinrede oder Haftungsbeschränkungen gegen eine Inanspruchnahme wehren könnte (Werner/Pastor, a.a.O., Rz. 2208). Die Verjährungseinrede gilt nur im Verhältnis zum Bauherrn, nicht also gegenüber den anderen Gesamtschuldnern. Selbst wenn also die eigenen Verjährungsfristen abgelaufen sind, kommt eine Haftung über den Gesamtschuldnerausgleich nach § 426 BGB auch noch später in Betracht. Kritisch ist dieser Bereich insbesondere beim Wechsel der Versicherungsgesellschaft. Die alte Versicherungsgesellschaft haftet nämlich nur für solche Schadensfälle, die binnen zwei Jahren nach Vertragsende dort angemeldet werden. Bei Ablauf dieser Frist ist der prüfende Ingenieur zwar möglicherweise schon haftbar, aber noch nicht in Anspruch genommen. Er verliert dann seinen Deckungsschutz. Daraus kann man nur die Empfehlung ableiten, beim Wechsel der Versicherung vom neuen Versicherer zu verlangen, dass er das entsprechende Risiko des Vorversicherers übernimmt. Da der neue Versicherer ja am Versicherungsverwechslung interessiert ist, kann nicht sein, dass der Ingenieur daraus einen Versicherungsnachteil durch eine Deckungslücke erleidet.

Zu empfehlen ist, bei alleiniger erster Inanspruchnahme durch den Bauherrn von der Möglichkeit Gebrauch zu machen, direkt gegen andere Gesamtschuldner den internen Freistellungsanspruch geltend zu machen als Befreiungsanspruch nach § 887 ZPO im Wege einer Vorschussklage (BGH NJW 1986, 978). Der Ausgleichsanspruch des Gesamtschuldners entsteht nicht erst nach der Zahlung an den Bauherrn, sondern direkt ab Inanspruchnahme.

Sinnvoll ist auf jeden Fall, ergänzend den anderen in Betracht kommenden Gesamtschuldnern im Prozessfall direkt den Streit zu verkünden, um das Prozessergebnis auch gegen diese wirken zu lassen. Prekär wird die Situation naturgemäß dann, wenn der Bauherr aufgrund vertraglicher Haftungsbeschränkungen der Verjährungseinrede der anderen am Bau Beteiligten ausgesetzt ist und nur der staatlich anerkannte Sachverständige noch gesamtschuldnerisch in Anspruch genommen werden kann, obwohl ihn eigentlich verschuldensmäßig eine geradezu banale Quote trifft. Das kann schon im Hinblick auf die Prozesskosten fatale Folgen haben. In diesem Fall sollte bei ansonsten intaktem Verhältnis zum Bauherrn von der Möglichkeit Gebrauch gemacht werden, dem Bauherrn den internen Ausgleichsanspruch nach § 426 BGB abzutreten, was dem Bauherrn die Klage gegen den „Hauptschuldigen“ ohne Probleme der Verjährungseinrede eröffnet.

## 4.6 Vertragliche Haftungsbeschränkungen

Grundsätzlich sind Haftungsbeschränkungen durch vertragliche Vereinbarungen zu erreichen. Vertragliche Haftungsbeschränkungen über Formulare haben grundsätzlich das Damokles-Schwert der Nichtigkeit wegen Verstoßes gegen das Gesetz über die Allgemeinen Geschäftsbedingungen (AGBG) über ihren Häuptern schweben. In den Schutzbereich dieses Gesetzes dringt ein, wer ein (auch selbst erstelltes) Formular verwendet, das zum mehrfachen Gebrauch bestimmt ist (ausführlich: BGH NJW 1992, 2759). Das sind praktisch alle Hausverträge, mit denen der Ingenieur seine Dienstleistungen nach außen standardisiert anbietet. Diesem Problem ausweichen kann man nur dadurch, dass man in seinem Vertragsmuster vom Gesetz abweichende Regelungen erkennbar zur Disposition stellt, also zum Aushandeln freigibt (BGH, a.a.O.).

Dieses AGB-Gesetz differenziert bei Klauseln danach, ob sie gegenüber einer Person verwendet werden, die bei Abschluss des Vertrages in Ausübung ihrer gewerblichen oder selbständigen beruflichen Tätigkeit handelt (Unternehmer) oder (verkürzt) als Privatperson auftritt. Der Unternehmer gilt als weniger schutzwürdig.

Das AGB-Gesetz zieht daraus die Konsequenz, dass bestimmte aufgelistete Klauseln, die gegenüber Privatpersonen automatisch nichtig sind, gegenüber Unternehmern wirksam sind, bzw. sein können. Die letztgenannte Einschränkung ist deshalb notwendig, weil das AGB-Gesetz in § 9, der auch gegenüber Unternehmern gilt, fest schreibt, dass Klauseln unter anderem dann nichtig sind, wenn sie massiv gegen gesetzliche Leitbilder verstoßen. Der Bundesgerichtshof zieht aus den ausdrücklich eigentlich nur gegenüber Privatpersonen greifenden Vorschriften des AGB-Gesetzes den Schluss, darin liege auch eine gesetzgeberische Wertung. Das verwischt die im AGB-Gesetz vorgesehene Unterscheidung in der Schutzwürdigkeit dogmatisch nicht haltbar und macht heute praktisch jede Prognose unmöglich, wie weit die Nichtigkeitsgefahr über das AGB-Gesetz reicht. Was unter den Nichtigkeitskatalog der §§ 10 und 11 des AGBG fällt und eigentlich nur bei Verträgen mit Privatleuten gilt, birgt damit grundsätzliche Nichtigkeits-Risiken auch gegenüber dem kaufmännischen Vertragspartner.

Sinn machen Haftungsbeschränkungen nur beim staatlich anerkannten Sachverständigen. Da das Verhältnis zum Sachverständigen zivilrechtlicher Natur ist, bleibt dem Sachverständigen die Möglichkeit, Haftungsbeschränkungen in sein Vertragsverhältnis einzuziehen.

Zu denken ist hier insbesondere an eine Haftungsbeschränkung auf Vorsatz und grobe Fahrlässigkeit sowie eine Vereinbarung der Vorausklage gegenüber dem Hauptleistungsverpflichteten. Letzteres kann schon deshalb sinnvoll sein, weil unterschiedliche Deckungssummen bei den Versicherungen bestehen und solche Haftungsprozesse regelmäßig recht kostspielig sind. Zentrale Haftungsfragen lassen sich dann auf einem fremden Kriegsschauplatz aus der Ferne beobachten. Das ist schon unter dem Blickwinkel des § 426 BGB von Interesse, weil nach überwiegender Meinung der Ausgleichsanspruch nach § 426 BGB Prozesskosten nicht umfaßt (BGH NJW 1971, 884).

Gegenüber Privatpersonen ist nach EU-Recht (Text abgedruckt bei Ulmer/Brandner/Hansen, AGBG, 8. Aufl., § 11 Nr. 7 AGBG Rz. 40) bei Personenschäden keine formularmäßige Freizeichnung mehr möglich.

Neben einer summenmäßigen Begrenzung kann eine Haftung für mittelbare Schäden, insbesondere untypische Folgeschäden ausgeschlossen werden. Auch eine Ersetzung der Haftung durch Abtretung von Versicherungsansprüchen ist grundsätzlich möglich (Ulmer/Brandner/Hansen, a.a.O., § 11 Nr. 7 AGBG Rz. 27).

Sinnvoll (wenn durchsetzbar) ist weiter, die Gewährleistungsfrist auf zwei Jahre zu beschränken (entsprechend § 13 VOB/B). Hier sollte allerdings im Vertrag vorab eine entsprechende Leerzeile vermerkt werden, um den maschinenschriftlichen Eintrag unter dem Stichwort Gewährleistungsfrist als individuelle Vereinbarung auszuweisen. Dieser maschinenschriftliche Eintrag darf aber vom Ingenieur nicht vorab eingetragen werden, weil er sonst wieder ins AGBG führt und die Klausel nichtig macht (so für den Architekten: LG München BauR 1996, 737; auch der Formulartext, wonach Ansprüche gegen den Architekten zwei Jahre nach Bezugsfertigkeit verjähren, würde zur Nichtigkeit führen [BGH NJW 1992, 2759]). Sinnvoll wäre als späterer Eintrag etwa: „Schadenersatzansprüche, die nicht den Verjährungsfristen nach § 638 BGB unterliegen, verjähren nach drei Jahren, sofern nicht Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit vorliegen. Die Verjährungsfrist beginnt mit der Übergabe des Prüfergebnisses an den Auftraggeber.“

Andernfalls greift das AGBG mit der Konsequenz der Unwirksamkeit gemäß § 11 Nr. 10 f AGBG gegenüber Nichtkaufleuten. Nach der Rechtsprechung des BGH (zuletzt BGH DB 1999, 1112, NJW 1999, 2434) gilt diese Rechtsfolge über § 9 AGBG auch, wenn der Vertragspartner Kaufmann ist.

Nicht möglich ist dem Ingenieur, formularmäßig „Gewährleistung nach VOB“ zu vereinbaren (OLG Düsseldorf BauR 1994, 762).

Unwirksam wegen § 11 Nr. 10e AGBG ist eine Fristbestimmung zur Anzeige nicht offensichtlicher Mängel, sofern diese Frist kürzer als die Verjährungsfrist für den gesetzlichen Gewährleistungsanspruch ist. Bei offensichtlichen Mängeln hingegen können Ausschlussfristen wirksam vereinbart werden (vgl. Bayerlein, Praxishandbuch Sachverständigenrecht, 2. Aufl., § 37 Rz. 30 und 31). Die unterste Grenze dieser Frist dürfte bei einer Woche liegen (Palandt/Heinrichs, 58. Aufl., 1999, § 11 AGBG Rz. 66).

## 4.7 Versicherungsschutz

Unterschiedlich sind zunächst bereits die landesrechtlichen Anforderungen an die Ingenieure, je nach der Art ihrer Tätigkeit. Während der Prüfmgenieur für Baustatik regelmäßig als Anerkennungsvoraussetzung eine Haftpflichtversicherung mit einer Mindestdeckungssumme pauschal für Personen-, Sach- und Vermögensschäden für jeden einzelnen Schadensfall vorweisen muss (vgl. § 18 II Nr. 2 Bau-PrüfVO NW), gibt es entsprechende Vorschriften beim staatlich anerkannten Sachverständigen nicht bundesweit. In NRW hat der staatlich anerkannte Sachverständige den Abschluss einer ausreichenden Haftpflichtversicherung nachzuweisen. Dabei ist in NRW die Mindestdeckungssumme für Personenschäden für jeden Versicherungsfall mit DM 3,0 Mio. und DM 500.000,00 für Sach- und Vermögensschäden durchzuführen.

Wird der Prüfmgenieur als staatlich anerkannter Sachverständiger tätig, greift seine Haftpflichtversicherung als Prüfmgenieur für Baustatik nicht automatisch, sondern nur bei entsprechender Erstreckung des Versicherungsvertrages auch auf diesen Bereich.

Grundsätzlich zu beachten ist § 61 des Versicherungsvertragsgesetzes (VVG), wonach die Versicherung auf einen Schadensfall dann nicht zu zahlen hat, wenn den Versicherungsnehmer Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit bei der Haftungsbegründung treffen.

Weiter ist für den Ingenieur von Bedeutung, dass der Versicherungsschutz seiner Versicherung nach den Versicherungsbedingungen nur für den Umfang der gesetzlichen Gewährleistungsfristen gilt. Weitet der Ingenieur im Vertrag mit dem Bauherrn also die gesetzliche Gewährleistungsfrist aus, verliert er für die überschüssige Zeit automatisch den Versicherungsschutz.

## 4.8 Arbeitsrechtlicher Rückgriff

Kann sich der Versicherer mit Erfolg auf § 61 VVG wegen grober Fahrlässigkeit oder Vorsatz bei der Herbeiführung des Versicherungsfalles berufen,

bleibt dem staatlich anerkannten Sachverständigen, der das Gutachten hausintern delegiert hat, in bestimmten Fällen noch der arbeitsrechtliche Rückgriff beim zuständigen Sachbearbeiter. Bei grober Fahrlässigkeit hat der Arbeitnehmer in aller Regel nämlich den gesamten Schaden aus seiner fehlerhaften Dienstleistung zu tragen.

Die gleiche Problemstellung kann sich ergeben, wenn die Deckungssumme der Versicherung zu niedrig ist und daraus eine Inanspruchnahme des staatlich anerkannten Sachverständigen resultiert. Die Rechtsprechung der Arbeitsgerichte zum Verschuldensgrad, ab dem ganze oder teilweise Haftung des Arbeitnehmers in Betracht kommt, wechselt permanent. Aktuell gilt, dass der Arbeitnehmer bei leichtester Fahrlässigkeit nicht haftet, während bei normaler Fahrlässigkeit eine Quotelung zwischen Arbeitnehmer und Arbeitgeber stattfindet, die sich an den Gesamtumständen des Einzelfalles orientiert (Grad des Verschuldens des Arbeitnehmers, Gefahrgeneigtheit der Arbeit, Schadenshöhe, ein vom Arbeitgeber einkalkulierbares oder durch Versicherung deckbares Risiko, hierarchische Stellung des Arbeitnehmers im Betrieb, Höhe seines Gehaltes, evtl. sogar persönliche Verhältnisse des Arbeitnehmers, Dauer der Betriebszugehörigkeit, Lebensalter und bisheriges Verhalten). Unter dem vorgenannten Aspekt, dass die Versicherbarkeit Einfluß auf den Rückgriff beim Arbeitnehmer hat, sollten auf jeden Fall ausreichende Deckungssummen im Versicherungsvertrag vereinbart werden.

## 4.9 Konsequenzen der Rechtsform

Nicht für die Haftung, sondern für den Erfolg bei der Inanspruchnahme ist von Bedeutung, in welcher Rechtsform der Ingenieur auftritt. Tritt er als Einzelunternehmer auf, haftet er voll, einschließlich seines Privatvermögens. Treten mehrere Ingenieure als Gesellschaft bürgerlichen Rechts auf, haftet jeder alleine voll, einschließlich seines Privatvermögens. Verbinden sich mehrere Ingenieure in einer Partnerschaftsgesellschaft, beschränkt sich die Haftung auf das Vermögen der Partnerschaft. Halten die Partner das Vermögen der Partnerschaft gering, baut sich ein Haftungsschild vor dem Privatvermögen der Partner auf. Schließen sich die Ingenieure in einer Kommanditgesellschaft (KG) zusammen, haftet der Komplementär voll, einschließlich seines Privatvermögens, die anderen Kommanditisten nur bis zur Höhe ihrer Einlage. Werden hingegen die Rechtsformen der GmbH oder Aktiengesellschaft gewählt, besteht eine Haftungsbeschränkung auf das Gesellschaftsvermögen. Der Durchgriff auf den Gesellschafter ist nur nach den Grundsätzen der Durchgriffshaftung möglich. Der Bereich der Durchgriffshaftung ist aber so umfangreich, dass er nicht zum

Gegenstand dieses Beitrages gemacht werden kann. Anmerken darf ich noch, dass sich für Ingenieure die GmbH und die Aktiengesellschaft heute als Rechtsform nicht mehr eignen. In der Vergangenheit boten sie den Vorteil des Haftungsschildes, da sich die Haftung auf das Gesellschaftsvermögen beschränkte.

Ein katastrophaler Haftungsfall konnte daher zwar die Firma vernichten, aber nicht die Existenz der Gesellschafter. Erkauft wurde dieser Vorteil allerdings mit der zusätzlich entstehenden Gewerbesteuer, weil Kapitalgesellschaften kraft Rechtsform gewerbesteuerpflichtig sind. Heute bietet das gleiche Haftungsschild die Partnerschaftsgesellschaft - und zwar ohne Gewerbesteuerpflicht. Die Partnerschaftsgesellschaft ist vom Gesetzgeber exakt zu dem Zweck als gesellschaftliches Modell den Freiberuflern angeboten worden, um ihnen ein Haftungsschild zu gewähren, das zum freiberuflichen Status passt. Soweit heute noch über die Gesellschaftsform der GmbH gelaufen wird, empfiehlt sich, über den gesetzlich zulässigen Zwischenschritt der Umwandlung von der GmbH in eine Gesellschaft bürgerlichen Rechtes von dort aus dann weiter umzuwandeln in eine Partnerschaftsgesellschaft. Weil die GmbH das für den Freiberufler nicht passende Modell war, sieht nämlich das

Umwandlungsrecht keine direkte Umwandlung von der GmbH zur Partnerschaftsgesellschaft vor. Diese Lücke ist jedoch überbrückbar.

## 5 Strafrecht

Der Prüflingenieur für Baustatik hat ebenso wie der staatlich anerkannte Sachverständige zu beachten, dass Fehler Personenschäden zur Folge haben können, womit die Fehler strafrechtliche Relevanz bekommen. Grundsätzlich wird hier abgestellt auf die Person des Tätigen, der mit der fehlerhaften Arbeit zum strafrechtlichen Täter wird. Anknüpfungspunkt praktisch jeder strafrechtlichen Norm ist ein schuldrechtlicher Vorwurf an den Täter, konkret also die Feststellung, dass ein Schadenseintritt einer konkreten Person vorgeworfen werden kann. Hier unterscheidet sich Strafrecht vom Zivilrecht. Während das Zivilrecht auf den Auftragnehmer abstellt und damit den Inhaber eines Ingenieurbüros grundsätzlich primär haften lässt, zielt Strafrecht nur auf den entsprechenden Sachbearbeiter ab. Zivilrechtliche Haftung und strafrechtliche Verfolgung können sich also bei einem einheitlichen Sachverhalt durchaus gegen unterschiedliche Personen richten.

Irrtümlich wurde dieser Artikel nicht in der endgültigen Fassung an den Verlag gesandt und enthält leider einen Fehler.

Unter Ziffer 4.9 wird aufgrund der Möglichkeit, die Haftung auf das Gesellschaftsvermögen zu beschränken, die Partnerschaftsgesellschaft empfoh-

len. Die Möglichkeit, die persönliche Haftung auszuschließen, besteht über eine gesetzliche Haftungsbegrenzung verbunden mit dem Abschluß einer Berufshaftpflichtversicherung für andere Freiberufler, für Ingenieure derzeit noch nicht. Daher verbleibt es noch bei der GmbH als Mittel der Haftungsbegrenzung.



**Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.  
Dr.-Ing. Günter Timm, Ferdinandstr. 38-40, 20095 Hamburg  
ISSN 1430-9084

**Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahring 36, 53639 Ittenbach  
Tel.: 0 22 23/91 23 15, Fax: 0 22 23/9 09 80 01

**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 Bautechnik 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.

Müggelseedamm 109, 12587 Berlin, Telefon (0 30) 6 41 86-116, Fax (0 30) 6 41 86-119

---

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

*\*) auch Schallschutzprüfstelle für Eignungsprüfungen (ehemals Gruppe I)*

Stand September 1999

### **Baden-Württemberg**

#### *Aichtal*

Ingenieurbüro Engel  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. (FH) V. Engel  
Umlandstraße 6  
72631 Aichtal  
Tel.: 07127/953316  
Fax: 07127/56320  
E-Mail: Engel.Aichtal@t-online.de  
VMPA-SPG-169-97-BW

#### *Backnang*

Bauphysik 5  
Ingenieurbüro für Wärme, Feuchte,  
Schallschutz und Akustik  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. (FH) J. Seyfried  
Zwischenäckerle 73  
71522 Backnang  
Tel.: 07191/83759  
Fax: 07191/88305  
VMPA-SPG-186-97-BW

#### *Bad Teinach-Zavelstein*

IFB Ingenieurgesellschaft für Bauphysik  
und Bautenschutz mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. F. Stahl  
Wielandstraße 2  
75385 Bad Teinach-Zavelstein  
Tel.: 07053/92200  
Fax: 07053/92202  
VMPA-SPG-118-97-BW

#### *Durmershheim*

Ingenieurbüro für Schalltechnik Dr. Müller  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. K. Müller  
Am Rankrain 12  
76448 Durmersheim  
Tel.: 07245/93736-0  
Fax: 07245/93736-1  
VMPA-SPG-145-97-BW

#### *Freiburg i.Br.*

ITA - Ingenieurgesellschaft für  
Technische Akustik mbH  
Beratende Ingenieure VBI  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. H.-U. Wilhelm  
Dipl.-Phys. B. Bohl  
Oberlinden 22  
79098 Freiburg i.Br.  
Tel.: 0761/8912-31  
Fax: 0761/8912-32  
VMPA-SPG-196-98-BW

#### *Schorndorf*

Gerlinger + Merkle  
Ingenieurgesellschaft für Akustik und  
Bauphysik mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. D. Merkle  
Dipl.-Ing. H. Gerlinger  
Werderstraße 42  
73614 Schorndorf  
Tel.: 07181/93987-0  
Fax: 07181/93987-50  
E-Mail: Gerlinger\_Merkle@t-online.de  
VMPA-SPG-119-97-BW

#### *Stuttgart*

Fraunhofer-Institut für Bauphysik IBP \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. W. Scholl  
Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart  
Tel.: 0711/970 - 3314  
Fax: 0711/970 - 3406  
VMPA-SPG-165-97-BW

#### *Stuttgart*

GN Bauphysik  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dr.-Ing. H. Ertel  
Dipl.-Ing. G. Nedder  
Bahnhofstraße 14-18  
70372 Stuttgart  
Tel.: 0711/9548800  
Fax: 0711/564613  
VMPA-SPG-168-97-BW

#### *Waiblingen-Hegnach*

Ingenieurbüro Dr. Schäcke + Bayer  
GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. M. Schäcke  
Hartweg 21  
71334 Waiblingen-Hegnach  
Tel.: 07151/95643-0  
Fax: 07151/95643-45  
VMPA-SPG-117-97-BW

# VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

## Weinheim/Bergstr.

Ingenieurbüro vRP von  
Rekowski + Partner  
Beratende Ingenieure VBI  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. E. von Rekowski  
Sommergasse 3  
69469 Weinheim  
Tel.: 06201/5958-0  
Fax: 06201/5958-57  
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.: 07195/9147-0  
Fax: 07195/9147-10  
E-Mail: KF.Winnenden@t-online.de  
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  
Fax: 0921/880688  
VMPA-SPG-115-97-BY

### Bayreuth

IBAS-Ingenieurgesellschaft für  
Bauphysik, Akustik und Schwingungs-  
technik mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. W. Rüger  
Richard-Wagner-Straße 70  
95444 Bayreuth  
Tel.: 0921/757430  
Fax: 0921/7574343  
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  
Fax: 089/2891-2473  
VMPA-SPG-170-97-BY

## Germering

MBG Scholz  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Met. R. Scholz  
Kerschensteinerstraße 52  
82110 Germering  
Tel.: 089/84060070  
Fax: 089/84060072  
E-Mail: MGB-Scholz@t-online.de  
VMPA-SPG-198-97-BY

## Ingolstadt

Reinhard O. Neubauer VDI  
Ingenieurbüro für Bauphysik und Akustik  
Prüfstellenleiter:  
M.Sc. Dipl.-Ing.(FH) R. O. Neubauer  
Theresienstraße 28  
85049 Ingolstadt  
Tel.: 0841/34173  
Fax: 0841/35238  
E-Mail: Reinhard-Neubauer-VDI.de  
VMPA-SPG-101-97-BY

## München

Accon GmbH  
Ingenieurbüro für Schall- und  
Schwingungstechnik  
Prüfstellenleiter:  
Dr. rer. nat. W. Probst  
Gräfelinger Straße 133 A  
81375 München  
Tel.: 089/701058  
Fax: 089/7005602  
VMPA-SPG-171-97-BY

## München

Akustik Süd GmbH  
Institut für Schallschutz und Technische  
Akustik  
Prüfstellenleiter:  
Dr. G. Stetter  
Siegesstraße 8  
80802 München  
Tel.: 089/383945-0  
Fax: 089/383945-99  
VMPA-SPG-116-97-BY

## München

Dorsch Consult  
Ingenieurgesellschaft mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. (FH) C. Hentschel  
Hansastraße 20  
80686 München  
Tel.: 089/5797-383  
Fax: 089/5797-835  
VMPA-SPG-113-97-BY

## München

Möhler + Partner  
Beratende Ingenieure für Schallschutz  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. (FH) R. Liegl  
Schwanthalerstr. 79  
80336 München  
Tel.: 089/544217-0  
Fax: 089/544219-99  
E-Mail: info@mopa.de  
VMPA-SPG-202-99-BY

## München

Obermeyer Planen + Beraten  
Institut für Umweltschutz und Bauphysik  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. A. Said  
Hansastraße 40  
80686 München  
Tel.: 089/57 99-660  
Fax: 089/57 99-666  
VMPA-SPG-177-97-BY

## München

Steger & Piening GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. A. Piening  
Frauendorferstraße 87  
81247 München  
Tel.: 089/89160104  
Fax: 089/8110387  
VMPA-SPG-114-97-BY

## München

TÜV Anlagen und Umwelttechnik GmbH  
Institut für Materialprüfung  
Unternehmensgruppe TÜV  
Süddeutschland  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. R. Schirmer  
Westendstraße 199  
80686 München  
Tel.: 089/5791-1154  
Fax: 089/5791-2070  
E-Mail: Ralf.Schirmer@AW.TUEV.DE  
VMPA-SPG-155-97-BY

## Nürnberg

Landesgewerbeanstalt Bayern  
Bereich Umweltschutz  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. (FH) S. Tauchmann  
Tillystr. 2  
90431 Nürnberg  
Tel.: 0911/655-5460  
Fax: 0911/655-5453  
VMPA-SPG-107-97-BY

# VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

## *Nürnberg*

Wolfgang Sorge Ingenieurbüro für  
Bauphysik GmbH  
Beratende Ingenieure VBI Nürnberg-  
Dresden  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. W. Sorge  
Südwestpark 42  
90449 Nürnberg  
Tel.: 0911/67047-0  
Fax: 0911/67047-47  
E-Mail: info@ifbSorge.de  
VMPA-SPG-175-97-BY

## *Planegg bei München*

Müller-BBM GmbH  
Schalltechnisches Beratungsbüro VBI  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. G. Hilz  
Robert-Koch-Straße 11  
82152 Planegg bei München  
Tel.: 089/85602-229  
Fax: 089/85602-111  
E-Mail: HiQMBBM.DE  
VMPA-SPG-194-97-BY

## *Pöcking*

Akustikbüro Schwartzberger  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. C. Burkhart  
Parkstraße 7 A  
82343 Pöcking  
Tel.: 08157/9335-0  
Fax: 08157/9335-99  
E-Mail:  
Schwartzberger@compuserve.com  
VMPA-SPG-189-97-BY

## *Rosenheim*

Institut für Fenstertechnik e.V. \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dr. R. Schumacher  
Theodor-Gietl-Straße 7-9  
83026 Rosenheim  
Tel.: 08031/261-0  
Fax: 08031/261-290  
VMPA-SPG-172-97-BY

## *Sauerlach*

Meßbüro Manz GmbH  
Schall & Schimmel  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Phys. W. Manz  
Kirchstraße 29a  
82054 Sauerlach  
Tel.: 08104/668670  
Fax: 08104/668671  
VMPA-SPG-102-97-BY

## *Stephanskirchen/Rosenheim*

Labor für Schall- und Wärmemeßtechnik  
Prof. F. Holtz \*)  
Prüfstellenleiter:  
Prof. F. Holtz  
Edlinger Straße 76  
83071 Stephanskirchen/Rosenheim  
Tel.: 08036/3006-0  
Fax: 08036/3006-33  
VMPA-SPG-200-98-BY

## *Westheim*

igi Niedermeyer Institute  
Untersuchen, Beraten, Planen GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dr. S. Niedermeyer  
Dr. Bohmann  
Hohentrüdingen Straße 11  
91747 Westheim  
Tel.: 09082/73-102  
Fax: 09082/8460  
VMPA-SPG-139-97-BY

## **Berlin**

### *Berlin*

ACCON Berlin GmbH  
Ingenieurbüro für Schall- und  
Schwingungstechnik  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. U. Donner  
Bundesallee 156  
10715 Berlin  
Tel.: 030/789 085-0  
Fax: 030/789 085-5  
VMPA-SPG-193-97-B

### *Berlin*

Akustik - Ingenieurbüro Moll GmbH  
Prüfstellenleiter:  
W. Moll  
Elvirasteig 11  
14163 Berlin  
Tel.: 030/809987-0  
Fax: 030/8023094  
E-Mail: akustikbuero.moll@t-online.de  
VMPA-SPG-149-97-B

### *Berlin*

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

## *Berlin*

BeSB GmbH Berlin  
Schalltechnisches Büro  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. P.J. Feierfeil  
Undinestraße 43  
12203 Berlin  
Tel.: 030/844908-0  
Fax: 030/844908-44  
E-Mail: besb@uemail.de  
VMPA-SPG-122-97-B

## *Berlin*

GeBRa Gesellschaft für Bau- und  
Raumakustik mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. F. Schultz  
Agricolastraße 26  
10555 Berlin  
Tel.: 030/391003-20  
Fax: 030/391003-25  
VMPA-SPG-121-97-B

## *Berlin*

Ingenieurgesellschaft BBP  
Bauconsulting mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. W.-D. Kreie  
Wolfener Straße 36  
12681 Berlin  
Tel.: 030/93 69 23 11  
Fax: 030/93 69 23 44  
E-Mail: BBP@BauCon.de  
VMPA-SPG-123-97-B

## *Berlin*

Institut für Technische Akustik der  
Technischen Universität Berlin \*)  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dr.-Ing. M. Möser  
Einsteinufer 25  
10587 Berlin  
Tel.: 030/31422428  
Fax: 030/31425135  
VMPA-SPG-146-97-B

## *Berlin*

Kötter  
Beratende Ingenieure Berlin GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. B. Fleischer  
Amanlisweg 31  
12685 Berlin  
Tel.: 030/5436015  
Fax: 030/5436016  
VMPA-SPG-158-97-B

# VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

---

## *Berlin*

KSZ Ingenieurbüro GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. S. Köckritz  
Torstraße 7 B  
10119 Berlin  
Tel.: 030/44008793  
Fax: 030/44008795  
VMPA-SPG-201-98-B

## *Berlin*

Müller-BBM GmbH  
Schalltechnisches Beratungsbüro  
Zweigbüro Berlin  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. R. Kiekebusch  
Geisbergstraße 41  
10777 Berlin  
Tel.: 030/2113015  
Fax: 030/2114587  
VMPA-SPG-159-97-B

## **Brandenburg**

### *Cottbus*

GWJ Ingenieurgesellschaft für  
Bauphysik  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. R. Jackisch  
Berliner Straße 62  
03046 Cottbus  
Tel.: 0355/791689  
Fax: 0355/791685  
VMPA-SPG-137-97-BB

### *Potsdam*

Akustik Ingenieurbüro Dahms & Partner  
Beratende Ingenieure  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. L. Krawczack  
Sellostraße 7  
14471 Potsdam  
Tel.: 0331/970507  
Fax: 0331/962609  
VMPA-SPG-151-97-BB

### *Teltow*

AIT GbR  
Akustik-Ingenieurbüro Dr. Trautmann  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. U. Trautmann  
Oderstraße 54  
14513 Teltow  
Tel.: 03328/31083-0  
Fax: 03328/31083-22  
E-Mail: utrautm@aol.com  
VMPA-SPG-199-98-BB

## **Bremen**

### *Bremen*

Ingenieurbüro Gerlach  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. P. Gerlach  
Lilienthaler Heerstraße 278  
28357 Bremen  
Tel.: 0421/272547  
VMPA-SPG-157-97-HB

## **Dänemark**

### *DK-8000 Aarhus C*

DELTA Akustik & Vibration  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. Dan B. Pedersen  
Kongsvang Alle 33  
DK-8000 Aarhus C  
Tel.: + 458611/4922  
Fax: + 458611/4377  
VMPA-SPG-188-97-DK

## **Hamburg**

### *Hamburg*

Gesellschaft für Umweltschutz  
TÜV Nord mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Phys. J. Blöcker  
Große Bahnstraße 31  
22525 Hamburg  
Tel.: 040/8557-2459/2555  
Fax: 040/8557-2116  
VMPA-SPG-105-97-HH

### *Hamburg*

Institut für Schall- und Schwingungs-  
technik  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. M. Keßler  
Fehmarnstraße 12  
22047 Hamburg  
Tel.: 040/669408-0  
Fax: 040/669408-88  
VMPA-SPG-135-97-HH

## **Hessen**

### *Bensheim*

Dr. Gruschka  
Ingenieurgesellschaft mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dr. rer. nat. H.D. Gruschka  
Lilienthalstraße 15  
64625 Bensheim  
Tel.: 06251/8456-0  
Fax: 06251/8456-99  
VMPA-SPG-163-97-HE

## *Ehringshausen*

Schalltechnisches Büro A. Pfeifer  
Prüfstellenleiter:  
Ing. grad. W. Steinert  
Birkenweg 6  
35630 Ehringshausen  
Tel.: 06449/6015  
Fax: 06449/6662  
VMPA-SPG-191-97-HE

## *Eschborn*

TÜV Anlagen- und Umwelttechnik  
GmbH  
Niederlassung Hessen  
Prüfstellenleiter:  
Dr. rer. nat. E. Krämer  
Mergenthalerallee 27  
65760 Eschborn  
Tel.: 06196/498-540  
Fax: 06196/498-565  
VMPA-SPG-134-97-HE

## *Frankfurt/Main*

AC Bauphysik Consult  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. A. Carroux  
Breitlacherstraße 2  
60489 Frankfurt/Main  
Tel.: 069/786935  
Fax: 069/787261  
VMPA-SPG-184-97-HE

## *Limburg a.d. Lahn*

Gesellschaft für Schalltechnik und  
Arbeitsschutz mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. W. Körner  
Hoenbergstraße 2a  
65555 Limburg  
Tel.: 06431/5541  
Fax: 06431/52453  
VMPA-SPG-132-97-HE

## *Oberursel*

Institut für Akustik und Bauphysik \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. W. Teuber  
Prof. Dr. E.J. Voelker  
Kiesweg 22  
61440 Oberursel  
Tel.: 06171/75031  
Fax: 06171/85483  
VMPA-SPG-133-97-HE

# VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

## Wehrheim

isab Ingenieurbüro für Schallschutz,  
Akustik und thermische Bauphysik

Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. W. Hoffmann  
Limesstraße 12  
61273 Wehrheim  
Tel.: 06081/5070  
Fax: 06081/57332  
VMPA-SPG-174-97-HE

## Wiesbaden

ITA-Ingenieurgesellschaft für Technische  
Akustik

mbH Beratende Ingenieure VBI \*)

Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. H.U. Wilhelm  
Dipl.-Ing. E. Sälzer  
Max-Planck-Ring 49  
65205 Wiesbaden  
Tel.: 06122/9561-0  
Fax: 06122/9561-61  
VMPA-SPG-185-97-HE

## Mecklenburg-Vorpommern

### Rostock

Ingenieurbüro für Akustik und  
Lärmbekämpfung  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. V. Schroeder  
Hermannstraße 22  
18055 Rostock  
Tel.: 0381/4903473  
Fax: 0381/49 03 472  
E-Mail: ib.akustik@t-online.de  
VMPA-SPG-108-97-MV

### Rostock

Kohlen & Wendlandt  
Applikationszentrum Akustik  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. O. Kohlen  
Uhlenweg 36  
18146 Rostock  
Tel.: 0381/681611  
Fax: 0381/683037  
E-Mail: KW Akustik@aol.com  
VMPA-SPG-128-97-MV

## Niedersachsen

### Braunschweig

Materialprüfanstalt für das  
Bauwesen beim  
Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der TU Braunschweig \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Phys. K. Paulmann  
Beethovenstraße 52  
38106 Braunschweig  
Tel.: 0531/3915461  
Fax: 0531/3914573  
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  
Fax: 0511/986-2066  
VMPA-SPG-182-97-NI

### Hildesheim

Institut für Prüfung und Forschung  
im Bauwesen  
Hildesheim e.V. an der FH  
Hildesheim/Holzminde  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dr.-Ing. G. Berg  
Hohnsen 2  
31134 Hildesheim  
Tel.: 05121/264626  
Fax: 05121/264611  
VMPA-SPG-141-97-NI

## Nordrhein-Westfalen

### Aachen

Dr. Szymanski  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. J. Szymanski  
Elsa-Brandström-Straße 16  
52070 Aachen  
Tel.: 0241/151178  
Fax: 0241/157278  
VMPA-SPG-195-97-NRW

### Aachen

ifas - Insitut für akustische Signalanalyse  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dipl.-Ing. R. Pohlentz  
Maria-Theresia-Allee 31  
52064 Aachen  
Tel.: 0241/707070  
Fax: 0241/706050  
VMPA-SPG-104-97-NRW

## Aachen

SWA Schall- und Wärmemeßstelle  
Aachen GmbH \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. B. Gebing  
Grüner Weg 83  
52070 Aachen  
Tel.: 0241/91 08 585  
Fax: 0241/9108587  
VMPA-SPG-142-97-NRW

## Bergisch Gladbach

Ingenieurbüro Graner und Partner  
GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. H. Cramer  
Lichtenweg 15  
51465 Bergisch Gladbach  
Tel.: 02202/93630-0  
Fax: 02202/93630-30  
VMPA-SPG-124-97-NRW

## Bergisch Gladbach

Ingenieurgesellschaft für Bauphysik  
Trümper - Overath - Heimann - Römer  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. G. Trümper  
Schloßstraße 76  
51429 Bergisch Gladbach  
Tel.: 02204/52025  
Fax: 02204/57043  
VMPA-SPG-153-97-NRW

## Bochum

Ruhruniversität Bochum  
Institut für Kommunikationsakustik  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. J. Blauert  
Universitätsstraße 150 (Geb. IC/1)  
44801 Bochum  
Tel.: 0234/7002496  
Fax: 0234/7094165  
E-Mail: central@ika.ruhr-uni-bochum.de  
VMPA-SPG-147-97-NRW

## Dortmund

Ingenieurbüro für Akustik und Bauphysik  
Schwetzke & Partner GbR  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. U. Schwetzke  
Grenzweg 41  
44267 Dortmund  
Tel.: 0231/483486  
Fax: 0231/482573  
VMPA-SPG-109-97-NRW

## VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

### Dortmund

Ingenieurbüro für technische Akustik  
und Bauphysik  
E. Bauer und Partner GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Ing. grad. E. Bauer  
Wittbräucker Str. 410  
44267 Dortmund  
Tel.: 0231/948017-0  
Fax: 0231/948017-23  
E-Mail: ITAB@ITAB.de  
VMPA-SPG-150-97-NRW

### Dortmund

Materialprüfungsamt  
Nordrhein-Westfalen \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. D. Kutzer  
Marsbruchstraße 186  
44287 Dortmund  
Tel.: 0231/4502-420  
Fax: 0231/4502-583  
VMPA-SPG-167-97-NRW

### Düsseldorf

Institut für Lärmschutz  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. E. Buchta  
Arnheimer Straße 107  
40489 Düsseldorf  
Tel.: 0211/401035  
Fax: 0211/9400631  
VMPA-SPG-192-97-NRW

### Düsseldorf

Institut für Schalltechnik, Raumakustik,  
Wärmeschutz Dr.-Ing. Klapdor GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. R. Klapdor  
Kalkumer Straße 173  
40468 Düsseldorf  
Tel.: 0211/4220218/419556-0  
Fax: 0211/420511  
VMPA-SPG-178-97-NRW

### Düsseldorf

Peutz Consult GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. W. Schuller  
Kolberger Straße 19  
40599 Düsseldorf  
Tel.: 0211/99958260  
Fax: 0211/999582270  
E-Mail: dus@peutz.de  
VMPA-SPG-173-97-NRW

### Erkrath

Ingenieurbüro Müller, Michel und Partner  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. H.-J. Müller  
Sedentaler Straße 17  
40699 Erkrath  
Tel.: 02104/31035  
Fax: 02104/31437  
VMPA-SPG-160-97-NRW

### Essen

Institut für Schall- und Wärmeschutz \*)  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Math.u.Phys. H. Kröger  
Krekeler Weg 48  
45276 Essen  
Tel.: 0201/503471  
Fax: 0201/503901  
VMPA-SPG-183-97-NRW

### Essen

RWTÜV Anlagentechnik GmbH  
Zentralabteilung Lärm- und  
Erschütterungsschutz  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. J. Struwe  
Langemarckstraße 20  
45141 Essen  
Tel.: 0201/825-3362  
Fax: 0201/825-3377  
VMPA-SPG-127-97-NRW

### Heiligenhaus

Institut für Bautechnik Eckard Grün  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. R. Grün  
Brockhorstweg 58-60  
42579 Heiligenhaus  
Tel.: 02054/5075  
Fax: 02054/84494  
VMPA-SPG-111-97-NRW

### Köln

TÜV Rheinland  
Sicherheit und Umweltschutz GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dr. rer. nat. K. Tegeder  
Am Grauen Stein  
51105 Köln  
Tel.: 0221/806-2439  
Fax: 0221/806-1725  
VMPA-SPG-180-97-NRW

### Krefeld

Ingenieurbüro für Bauphysik, Akustik  
und Fenster  
C.I. Mitter, Beratender Ingenieur  
Prüfstellenleiter:  
C.I. Mitter  
Breslauer Straße 198  
47829 Krefeld  
Tel.: 02151/43934  
Fax: 02151/475015  
VMPA-SPG-126-97-NRW

### Meerbusch

Alfred Funke  
Ingenieurgesellschaft mbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. P. Vogelsang  
Nachtigallenweg 40  
40668 Meerbusch  
Tel.: 02150/25 15  
Fax: 02150/20 12  
VMPA-SPG-112-97-NRW

### Mülheim an der Ruhr

Institut für Bauphysik  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. H.R. Grün  
Großenbaumer Straße 240  
45479 Mülheim an der Ruhr  
Tel.: 0208/480048  
Fax: 0208/480594  
VMPA-SPG-181-97-NRW

### Rheine

Kötter Beratende Ingenieure GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. A. Schällig  
Bonifatiusstraße 400  
48432 Rheine  
Tel.: 05971/9710-0  
Fax: 05971/9710-43  
E-Mail: koetter@t-online.de  
VMPA-SPG-154-97-NRW

### Troisdorf

Institut für Baustoffprüfung und  
Fußbodenforschung  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. E. Müller  
Industriestraße 19  
53842 Troisdorf  
Tel.: 02241/42042  
Fax: 02241/41798  
VMPA-SPG-131-97-NRW

# VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

## *Velbert*

IFU Institut für Umweltmeßtechnik  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. D. Bergmann  
Dipl.-Ing. J. Bergmann  
Krumbeckstraße 22  
42553 Velbert  
Tel.: 02053/7406  
Fax: 02053/40746  
E-Mail: ifu-bergmann@wtal.de  
VMPA-SPG-164-97-NRW

## **Rheinland-Pfalz**

### *Koblenz*

Fachhochschule Koblenz  
Amtliche Prüfstelle für Schallschutz  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dr. H. Metzger  
Finkenherd 4  
56075 Koblenz  
Tel.: 0261/55931  
Fax: 0261/56953  
VMPA-SPG-125-97-RP

### *Ludwigshafen*

Werner Genest und Partner  
Ingenieurgesellschaft mbH  
Prüfstellenleiter:  
Prof. Dr.-Ing. K.G. Schwartz  
Parkstraße 70  
67061 Ludwigshafen  
Tel.: 0621/58615-0  
Fax: 0621/582354  
E-Mail: genest.lu@t-online.de  
VMPA-SPG-161-97-RP

## **Saarland**

### *Sulzbach*

Technischer Überwachungs-Verein  
Saarland e.V.  
Prüfstellenleiter:  
Dr. J. Schuh  
Saarbrücker Straße 8  
66280 Sulzbach  
Tel.: 06897/506-0  
Fax: 06897/506209  
VMPA-SPG-144-97-SL

## **Sachsen**

### *Dresden*

Hamann Consult  
Beratende Ingenieure für  
Akustik/Lärm- und Erschütterungsschutz  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. L. Wellner  
Kauschaer Straße 8  
01239 Dresden  
Tel.: 0351/47378-0  
Fax: 0351/4737812  
VMPA-SPG-197-98-SN

### *Dresden*

Ingenieurbüro Löwe  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. R. Löwe  
Chemnitzer Str. 121  
01187 Dresden  
Tel.: 0351/4708003  
Fax: 0351/4708006  
E-Mail: ibl-dd@t-online.de  
VMPA-SPG-166-97-SN

### *Dresden*

KÖTTER Beratende Ingenieure  
KBI-Schallschutzberatung GmbH  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. W. Schirmer  
Zur Wetterwarte 10, Haus 109  
01109 Dresden  
Tel.: 0351/8890923  
Fax: 0351/8890918  
VMPA-SPG-179-97-SN

### *Langebrück*

Müller-BBM GmbH  
Schalltechnisches Beratungsbüro  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. B.-G. Haustein  
Lessingstraße 10  
01465 Langebrück  
Tel.: 035201/725-13  
VMPA-SPG-156-97-SN

### *Leipzig*

Materialforschungs- und Prüfanstalt  
für das Bauwesen Leipzig e.V.  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. H.J. Teichert  
Richard-Lehmann-Straße 19  
04275 Leipzig  
Tel.: 0341/3904-105  
Fax: 0341/3026070  
E-Mail: mfpa.fassade-und-befestigung@  
t-online.de  
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  
Fax: 04101/43075  
E-Mail: taubertundruhe@t-online.de  
VMPA-SPG-136-97-SH

### *Kiel-Kronshagen*

Akustik-Labor Kiel  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. Lehmann  
Ing. H.O. Gresser  
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  
Tel.: 040/713538  
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  
Fax: 036920/80507  
VMPA-SPG-152-97-TH



## VMPA – Verband der Materialprüfungsämter e.V.

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

---

### *Gera-Kleinaga*

Ingenieurbüro Arnulf Bühner  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Ing. (FH) C. Bühner  
Aga Ahornstraße 8  
07554 Gera  
Tel.: 036695/30250  
Fax: 036695/30251  
E-Mail: Arnulf-Buehrer@t-online.de  
VMPA-SPG-130-97-TH

### *Großlohra*

Ingenieur- und  
Sachverständigengesellschaft  
für Bauphysik  
Dr. Blechschmidt - Keyßner - Reinhold  
Prüfstellenleiter:  
Dipl.-Phys. F. Reinhold  
Auf der Katzenburg 1  
99759 Großlohra  
Tel.: 036338/60375  
Fax: 036338/50076  
VMPA-SPG-187-97-TH

### *Weimar-Legefild*

ITA Ingenieurgesellschaft für Technische  
Akustik mbH  
Beratende Ingenieure VBI  
Prüfstellenleiter:  
Dr.-Ing. G. Knaust  
Ahornallee 1  
99438 Weimar-Legefild  
Tel.: 03643/2447-0  
Fax: 03643/2447-17  
VMPA-SPG-106-97-TH

