



Der Prüferingenieur

33 Oktober 2008

Seite 3

Der Wind dreht sich

Seite 25

Sicherheitsnachweise in der Geotechnik nach der neuen DIN 1054

Seite 42

Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell

Seite 53

Die Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung im Eisenbahn-Bundesamt

Seite 60

Die Statik unseres Körpers oder: Das Kreuz mit dem Kreuz

INHALT

EDITORIAL

Dr.-Ing. Klaus Kunkel: Der Wind dreht sich **4**

NACHRICHTEN

„Der privatisierende Staat muss Regeln setzen und durchsetzen“: BVPI-Arbeitstagung in Saarbrücken:
Anregende Fachvorträge, eine Podiumsdiskussion und eine berufspolitische Überraschung **6**

BVPI Mitgliederversammlung: Satzungsänderungen und volle Zustimmung zum Haushalt **8**

BVPI-Arbeitstagung 2008 in Saarbrücken: Weiterbildung, Fachgespräche, Gaumenkitzel und Geschichte **9**

Der BÜV konzentriert sich künftig auf die ganzheitliche Prüfung und Überwachung **10**

Günter Timm wurde **70** **11**

Über 300 Teilnehmer bei der 10. Fachtagung „Baustatik-Baupraxis“ in Karlsruhe:
Eine Brücke zwischen Praxis und Forschung **12**

BVPI-Arbeitstagung 2009 am 18. und 19. September auf Sylt **13**

In Berlin werden die Bestandsunterlagen nicht länger von den Behörden archiviert **14**

Das Prüfen konnte noch nicht aus der Dienstleistungsrichtlinie
der EU herausgenommen werden **15**

Breinlinger wird Timms Nachfolger im Ausschuss Einwirkungen auf Bauten **15**

vpi-EBA sondiert ihr Umfeld: Informationsgespräch mit dem EBA und den Eisenbahn-Ingenieuren **16**

vpi-EBA wurde Mitglied der Bundesvereinigung **16**

Andrä stellt in Japan das deutsche Prüfwesen vor **16**

Otto Lennertz † **17**

Die BVPI hat dieses Jahr fünf Brandschutzseminare über die Heißbemessung durchgeführt **18**

Erfolgreiche Arbeitstagung der Prüfungingenieure in Baden-Württemberg **18**

Rolf Windels † **19**

Die vier Ingenieurkammern im Südwesten loben wieder einen Schülerwettbewerb aus **19**

Die Reichenhall-Umfrage der BVPI soll noch einmal durchgeführt werden **20**

Weiterbildung für die Sachkundigen Planer für Betoninstandsetzung **20**

3. und überarbeitete Auflage der „Kommentierten Kurzfassung DIN 1045-1“: Wertvolles
Hilfsmittel für die Arbeit mit der Stahlbetonnorm **21**

Im März in München: Zertifizierungslehrgang Sachkundige Planer **21**

Ab Juli 2009 gilt nur noch die Holzbaunorm 1052:2008-11 **22**

Datenbank-Recherche der CEBC soll die Gründe für Baufehler analysieren **22**

Andrä: Der Ausschluss des menschlichen Irrtums könnte viele Baufehler vermeiden **23**

Der Technische Koordinierungsausschuss will einen Leitfaden Bauüberwachung herausgeben **24**

Neue Ausgabe der Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen **24**

GEOTECHNIK

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler:

Sicherheitsnachweise in der Geotechnik nach der neuen DIN 1054 **25**

STANDSICHERHEIT

Prof. Dr.-Ing. Günter Axel Rombach:

Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell **42**

EBA-PRÜFUNGEN

Dipl. Jur. Reiner Gauchel:

Die EBP: Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung im Eisenbahn-Bundesamt **53**

ORTHOPÄDIE

Jean-Claude Alix:

Die Statik unseres Körpers oder: Das Kreuz mit dem Kreuz **60**

IMPRESSUM **65**

Der Wind dreht sich

1990 wurde ich in Hamburg von der Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung der Prüffingenieure zum Vizepräsidenten gewählt. Ich hatte zu jener Zeit – nur drei Jahre zuvor zum Prüffingenieur anerkannt – von Verbandsarbeit nicht viel Ahnung, auch nicht davon, was uns Prüffingenieure bedrückt.

Bald aber merkte ich, dass uns damals schon der Wind der Deregulierung und Privatisierung heftig ins Gesicht blies. Immer wieder wurde bei den hierfür zuständigen Stellen über eine Ausweitung der von der Prüfpflicht freigestellten baulichen Anlagen diskutiert, es wurden Kriterienkataloge für nicht zu prüfende Bauten aufgestellt und der privat zu beauftragende Prüfsachverständige geschaffen, von dem man nicht wußte, ob er hoheitlich oder privatrechtlich tätig ist.

Immer wenn ich – gleichgültig wen – fragte, warum man denn deregulieren und privatisieren wolle, erhielt ich keine zufriedenstellende Antwort. Das Argument, die Baugenehmigungsverfahren zu beschleunigen, konnte nur vorgeschoben sein, denn nie hatte ein Prüffingenieur das Baugenehmigungsverfahren behindert. Auch das Argument, die öffentlichen Haushalte zu entlasten, zog nicht wirklich, da der Betreuungsaufwand der Behörden für die Prüffingenieure vernachlässigbar gering war.

Woher kam also die Idee zur Deregulierung und Privatisierung?

Niemand im Bauwesen konnte mir diese Frage beantworten; sie mußte von sonst irgendwoher kommen und im Bauwesen als Vorwand dienen. Also machte ich mich auf die Suche und schaute mich in anderen Bereichen um.

Wohin auch immer ich mein Augenmerk richtete, in allen Bereichen herrschte Kostendruck, und in allen Bereichen wurden mit dem Argument des Kostendrucks Deregulierung und Privatisierung betrieben: Ob im Gesundheitswesen, im Bildungswesen, im Arbeits- und Sozialbereich, überall wurde dereguliert und privatisiert. Aber nirgendwo war eine Antwort auf die gestellte Frage nach dem „Woher“ zu erhalten.



*Dr.-Ing. Klaus Kunkel
Mitglied des Vorstands
der Bundesvereinigung der
Prüffingenieure*

Aber es musste eine Antwort geben, denn eine Idee entsteht nicht aus dem Nichts. Jede Idee hat einen Ursprung, auch wenn er noch so schwer zu erkennen ist. Wenn der Ursprung dieser Idee schon nicht in der Gegenwart zu finden war, so mußte er in der Vergangenheit zu finden sein. Nach langer Zeit des Nachforschens wurde ich fündig.

Mitte der 1970er Jahre hatte die US-Regierung unter Präsident Nixon den Wert des Dollars vom Wert des Goldes abgekoppelt, was dann auch für andere Währungen gültig wurde. Seitdem konnten die westlichen Währungen frei floaten, es gab keine festen Wechselkurse mehr. Die Geschäfte im Finanzbereich nahmen immer spekulativeren Charakter an, immer mehr Kapital ging der Realwirtschaft verloren, weil es für dubiose Finanzgeschäfte gebraucht wurde. Die Wirtschaft verkam immer mehr zu einer Kasinowirtschaft, denn man konnte die irrsinnigsten Wettgeschäfte eingehen.

Es waren die internationalen Finanzkreise, die größtes Interesse daran hatten, ihre Geschäfte ohne staatliche Kontrolle über alle Grenzen hinweg abwickeln zu können.

Hier also waren die Verfechter von Deregulierung und Privatisierung zu finden. Da sie über genügend Finanzmittel verfügten, konnten sie ihre Macht ausweiten und uns sozusagen einer Gehirnwäsche unterziehen: Der freie Markt ist alles, staatliche Kontrolle ist nichts.

Mein Ingenieurverband sagte mir: Das kann nicht lange gut gehen. Je länger es aber gut ging, umso schwieriger wurde es, dagegen zu argumentieren. Ich erinnere mich an eine Diskussion im Düsseldorfer Industrieclub, als mir ein Teilnehmer entgegnete: „Sie sind ja nur Statiker, ich aber bin Professor der Nationalökonomie.“

Zwar gab es auch schon in den 1990er Jahren warnende Stimmen, aber in Deutschland verhalten sie wegen der Wiedervereinigungseuphorie und in den angelsächsischen Ländern, dem Ursprung von Deregulierung und Privatisierung, zeigten sie keine Wirkung.

Zum 8. Deutschen Sachverständigen-Tag im Jahre 2001 in Berlin war ich eingeladen worden, einen Vortrag über Sicherheit im Bauwesen zu halten. Um zu zeigen, dass nicht nur im Bauwesen das staatliche Gemeinwesen regulierend eingreifen muß, habe ich Mißstände aus vielen anderen Bereichen aufgezeigt.

Sie erinnern sich sicherlich noch an die damals aktuelle BSE-Krise. An diesem Beispiel konnte ich leicht darlegen, mit welchen dramatischen Folgen zu rechnen ist, wenn Gewinnstreben oberste Maxime ist.

Klasse statt Masse muß das oberste Ziel sein, was in besonderem Maße für die Baubranche gelten muß. Ich habe auf den furchtbaren Eiertanz hingewiesen, der aufgeführt wurde, bevor die Verfütterung von Tiermehl verboten wurde. Spätestens hier müßte allen klar geworden sein, dass der Staat einzugreifen hat, wenn die Sicherheit der Verbraucher gefährdet ist; auch dies gilt in besonderem Maße für das Bauwesen.

Für meine mahnenden Worte erhielt ich viel Beifall von den Kollegen und Kopfschütteln von den Politikern in der ersten Reihe.

Am 23. September 2008 jährte sich der Tag, an dem vor zehn Jahren der New Yorker Spekulationsfond Longterm Capital Management beinahe zusammengebrochen wäre. Ironischerweise saßen in diesem Fond zwei Nobelpreisträger für Wirtschaftswissenschaften in der Geschäftsleitung. Eine Reihe von Großbanken, darunter auch die Deutsche Bank, stützte den Fond mit einer aus heutiger Sicht läppischen Milliardensumme. Vor zehn Jahren war darüber nichts in den führenden deutschen Zeitungen zu lesen, es wurde verschwiegen. Erst ein Jahr später wurde in einer kurzen Zeitungsnotiz zugegeben, dass das Weltfinanzsystem ein Jahr zuvor vor dem Kollaps stand.

Heutzutage, im Zeichen der gegenwärtigen Krise, wurde diesem Beinahezusammenbruch in den deutschen Zeitungen gebührende Aufmerksamkeit eingeräumt. Offensichtlich ist nunmehr der Damm gebrochen. Wenn solche Ereignisse aber aktuell verschwiegen werden können, frage ich mich, was alles hinter den Kulissen der Öffentlichkeit geschieht, wovon wir nichts erfahren.

Es zeigt die Macht der Kulissenschieber und die Ohnmacht der Akteure auf der öffentlichen Bühne einschließlich der Presse (ein Abstecher hinter die Kulissen: ein amerikanischer Politiker sprach vom 11. September als dem Reichstagsbrand der USA).

Aus dem Fall Longterm Capital Management hatte man keine Lehre gezogen, man machte so weiter wie zuvor. Spekulations- und Wettgeschäfte wurden sogar ausgeweitet, Deregulierung und Privatisierung trieben weiter ihr Unwesen. Immer wenn zwischenzeitlich eine der kleineren Blasen platzte, waren warnende Stimmen zu hören, aber geändert hat sich nichts. Mir wurde klar, dass es irgendwann zu dem großen Knall kommen mußte. Jetzt ist er da.

Zuerst brachen die großen Investmentbanken in den USA zusammen, halbstaatliche Immobilienfinanzierer und andere Banken gerieten ins Strudeln, und staatliche Rettungspakete wurden geschnürt. Aber diese Rettungspakete allein, auch wenn sie mit hohen Milliardensummen versehen sind, werden nicht helfen, das System zu retten, viel zu hoch ist die Summe der bereits faulen und der vermeintlich noch werthaltigen Papiere, die in den letzten Jahrzehnten angehäuft wurden. In einem Korb voller Äpfel werden die faulen Äpfel alle anderen anstecken; man muß den Korb ausleeren, die faulen wegwerfen und die übrigen verwerten.

Immer noch wollen uns viele Stimmen Glauben machen, es seien nur die gierigen und unverantwortlichen Banker gewesen, die mit kriminellen Handlungen uns das alles eingebrockt haben.

Nein, das System ist kriminell. Diese Banker wären die längste Zeit auf ihrem Posten gewesen, wenn sie nicht die Möglichkeiten, die das System ihnen bot, genutzt hätten. Ihre Aktionäre hätten sie unverzüglich gefeuert.

Das Finanzsystem muss einem Konkursverfahren unterzogen und feste Wechselkurse eingeführt werden, es muß auf das Gemeinwesen und die reale Wirtschaft ausgerichtet und diesem untergeordnet werden.

Schon jetzt, beim Zusammenbruch einzelner Banken, wird allenthalben nach dem Staat als dem Retter der letzten Instanz gerufen. Es ist die Einsicht gewachsen, dass der Markt nicht alles regeln kann und dass das staatliche Gemeinwesen ordnend eingreifen und regulieren muß. Eine Neuordnung im Finanzbereich wird sich – zunächst als Idee und dann real – wiederum auf alle Lebensbereiche, insbesondere auch auf das Bauwesen in konstruktiver Weise auswirken.

Wir Prüflingenieure werden den Rückenwind spüren.

BVPI-Präsident Andrä: Deregulierung bedeutet nicht nur Personalabbau

„Der privatisierende Staat muss Regeln setzen und durchsetzen“

BVPI-Arbeitstagung in Saarbrücken: Anregende Fachvorträge, eine Podiumsdiskussion und eine berufspolitische Überraschung

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, hat anlässlich der diesjährigen Arbeitstagung der BVPI im Congress-Centrum Saarbrücken Politik und Verwaltung aufgefordert, Einsicht für die Forderung der Prüfengeure zu entwickeln, dass für die Durchführung von staatlicher Deregulierung und Privatisierung sinnvolle Regeln gesetzt und deren Einhaltung auch durchgesetzt werden müssen. Andräs Appell bildete den berufspolitischen Höhepunkt der diesjährigen BVPI-Arbeitstagung, die nicht nur ein außergewöhnlich zugkräftiges Fachprogramm, sondern auch ein ebensolches Begleitprogramm bot – und eine Podiumsdiskussion, die den Auswirkungen nachspüren sollte, die von Eigenverantwortung und Kontrolle auf unsere öffentliche Sicherheit ausgeübt werden.

Das Selbstverständnis der Prüfengeure hat der BVPI-Präsident in das Zentrum seiner Eröffnungsrede gestellt, bei der er einen vollen Saal vor sich hatte, sich aber trotzdem – oder gerade deswegen? – nicht scheute, einige Wahrheiten auszusprechen, die anzumerken er in dieser oder anderer Form bei kaum einer der vielen öffentlichen Veranstaltungen versäumt, bei denen er die Prüfengeure offiziell zu repräsentieren hat.

Auch ihm geht es um Sicherheit; um jene Sicherheit nämlich, die von den Prüfengeuren und Prüfsachverständigen erzeugt wird oder werden soll, wenn sie an des Staates statt oder im Auftrag des Bauherren für Sicherheit am Bau sorgen sollen.

Dieser Staat aber versäume, sagte Andrä, eine seiner wichtigsten Aufgaben, jene nämlich, Spielregeln für die Privatisierung und Deregulierung nicht nur zu setzen, sondern sie auch durchzusetzen. Deregulierung und Privatisierung, so Andräs Credo, dürften staatlicherseits nicht nur als Personalabbau verstanden werden und demzufolge den Abbau staatlicher



Fordert staatliche Durchsetzungskraft für die Regeln, die für die Deregulierung aufgestellt werden müssen: der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä.

Durchsetzungskraft bewirken; nein, Deregulierung und Privatisierung müssten von einer starken Verwaltung gelenkt und durchgesetzt werden, die sich auch vor der Übernahme jener Verantwortung nicht scheut, die ihr mit der Privatisierung und Deregulierung entsteht. „Die Diskussion über die Umsetzung der Dienstleistungsrichtlinie der EU im Aufgabenbereich der Bauaufsicht,“ sagte Andrä, „lässt erkennen, dass in den für die Bauordnung zuständigen Landesregierungen der deutschen

Bundesländer der Wille zur offenkundigen Durchsetzung dieser Spielregeln, und damit die Bereitschaft, Verantwortung zu tragen, sehr unterschiedlich ausgeprägt ist.“ Dafür schießen aber die Regeln, so ergänzte Andrä seine Aussage, die es eigentlich zu reduzieren gälte, unermesslich ins Kraut. „Der Umfang europäischer Regeln für das Bauwesen in Form von Normen oder Verordnungen und Richtlinien wird“, betonte Andrä unter dem Beifall seiner Kollegen und Gäste, „derzeit von keinem der am Bau Beteiligten mehr übersehen und hat zu signifikanten wirtschaftlichen und qualitativen Einbußen geführt.“

Die Auseinandersetzung mit der Dienstleistungsrichtlinie der EU nahm Andrä als Beispiel für die Begründung seiner Ansicht, dass man weniger die Umstände beklagen als vielmehr den Anstoß dafür geben sollte, dass „im Sinne eines einheitlichen Rechtsraums im europäischen Binnenmarkt andere Mitgliedsstaaten von der Effizienz deutscher Planungsstrukturen überzeugt und das deutsche Bauordnungsrecht nicht ausgehöhlt, sondern anderen Mitgliedsstaaten der Europäischen Gemeinschaft als Leitbild zur Übernahme und Weiterentwicklung empfohlen“ werden könne.

Als die Schwerpunkte der Arbeit der Bundesvereinigung der Prüfengeure nannte Andrä folgerichtig die Herstellung übergeordneter Zusammenhänge. Sie bestehen

■ im Schulterschluss mit Kammern, Berufsverbänden und der Bauindustrie,



Die Podiumsdiskussion suchte eine gemeinsame Basis für die Forderung nach einer stärkeren Kontrolle gesetzlich geforderter Prüfung und Überwachung. Es diskutierten (von links): Dr. Arnold Ludes, Präsident der saarländischen Tierärztekammer, Prof. Dr.-Ing. Manfred Nußbaumer, Vizepräsident des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie, Prof. Dr. Reinhard Odoj vom Institut für Sicherheitsforschung und Reaktortechnik des Forschungszentrums Jülich und Jan Wolter vom Deutschen Industrieverband für optische, medizinische und mechatronische Technologien (Spectaris). Moderator war der ZDF-Redakteur Andreas Halbach.

- in der Konkretisierung der Aufgaben der Bauaufsicht in Bauordnungen und Prüfverordnungen, aber auch gegenüber der Öffentlichkeit,
- in der Überzeugungsarbeit bei politischen Entscheidungsträgern in Europa,
- in der Einflussnahme auf die Entwicklung europäischer Richtlinien und Verordnungen,
- in der Weiterentwicklung von Fehlervermeidungs- und Risikobewertungsstrategien und
- in der Entwicklung EC-gerechter, aber handhabbarer Normen.

Neue saarländische PPVO droht ein Ordnungsgeld für Honorardumping an

Die Prüffingenieure im Saarland werden mit die ersten Prüffingenieure in Deutschland sein, denen ohne Wenn und Aber eine Geldbuße von bis zu 250.000 Euro droht, wenn sie einen Honorarnachlass gewähren oder wenn sie die zuständige Bewertungs- und Verrechnungsstelle nicht einschalten. Darauf hat – quasi als eine erfreuliche landespolitische Überraschung – der saarländische Umweltminister Stefan Mörsdorf bei der Arbeitstagung hingewiesen. Unter dem Eindruck seiner ministeriellen Ankündigung einer staatlichen Anti-Honorardumping-Verordnung (sie ist mittlerweile in

Kraft getreten), war diese Arbeitstagung deshalb eine jener Tagungen in der Verbandsgeschichte der Prüffingenieure, die nicht nur nach vorne blickte, sondern auch berechtigte berufspolitische Hoffnungen weckte.

Denn mit der saarländischen „Verordnung über Prüfpersonal und technische Prüfungen nach der Landesbauordnung“, die Mörsdorf in seinem Grußwort erwähnte, sollen ja, wie er sagte, jene „Fehlentwicklungen verhindert werden“, die nicht nur den Prüffingenieuren selbst zu schaffen machen – als Honorardumping in jeder Form, als Honorarnachlassforderung oder ganz einfach als falsche Leistungsbewertung –, sondern die durch nachlässige oder unvollständige Prüfungen und Überwachungen auch für den Bauherren und damit für die Sicherheit der Bürger katastrophale Konsequenzen zeitigen können.

Mit dieser Verordnung im Rücken aber könnten, sagte Mörsdorf, die Prüffingenieure im Saarland ab sofort jedwedes unangebrachte Ansinnen der Auftraggeberschaft guten Mutes und Grundes ablehnen, ohne Nachteile erwarten zu müssen, weil ja wohl niemand von (s)einem Prüffingenieur erwarten würde, für eine läppische Honorarreduzierung eine Geldbuße in dieser Höhe zu riskieren. Dies sei, so Mörsdorf, nicht nur gut für das Selbstverständnis eines ganzen Berufsstandes, sondern auch für die Sicherheit im Lande. Er hoffe deshalb, dass möglichst bald möglichst viele andere deutsche Länder dem saarländischen Beispiel folgen mögen.

Die Podiumsdiskussion brachte die Erfahrungen mehrerer Berufe zusammen

Ein Höhepunkt der Arbeitstagung sollte auch die Podiumsdiskussion



Der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüffingenieure im Saarland, Dipl.-Ing. Gerhard Schaller (Mitte), umrahmt vom Umweltminister des Saarlandes, Stefan Mörsdorf (links), und BVPI-Präsident Dr.-Ing. Hans-Peter André.

BVPI Mitgliederversammlung: Satzungsänderungen und volle Zustimmung zum Haushalt

Im Rahmen der Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieurinnen für Bautechnik (BVPI) vom 11. September bis 13. September fand auch die Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung statt.

Tagesordnungspunkte waren u.a. der Bericht des Vorstandes, der Bericht der Rechnungsprüfer, die Entlastung des Vorstandes, diverse Satzungsänderungen, die Wahl des Ehrengerichts und die Haushalte der Jahre 2009 und 2010.

Eröffnet hat diese Mitgliederversammlung der Präsident der Bundesvereinigung der Prüflingenieurinnen für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä.

Er begrüßte die Anwesenden und dankte besonders der Landesvereinigung Saarland.

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Orde-
mann und Dipl.-Ing. Harald Peter
Hartmann haben die Kasse geprüft.
Dabei wurde festgestellt, dass sie
ordnungsgemäß und sorgfältig ge-
führt wurde und die Mittel sachge-
recht eingesetzt wurden. Die Rech-
nungsprüfer bescheinigten eine or-
dentliche und korrekte Buchhaltung
ohne jegliche Beanstandung.

Die Vorschläge zur Änderung
der Satzung sind vorab mit der Einla-
dung versandt worden. Sie wurden
im Einzelnen besprochen. Änderun-
gen waren die Aufnahme der vpi-
EBA-Mitglieder in die Bundesverei-
nigung der Prüflingenieurinnen und eine
Ergänzung der Organe der Bundes-
vereinigung um:
(d) das Ehrengericht.

Die Satzungsänderung wurde
mit großer Mehrheit angenommen.

Für die Wahl des Ehrengeri-
chts wurden vorgeschlagen:

Dipl.-Ing. Karl-Ludwig Mesterom
Dr.-Ing. Heinrich Hochreither
Dr.-Ing. Hermann Poll
Dipl.-Ing. Werner Henneker

Das Ehrengericht wurde mit
großer Mehrheit gewählt.

Besonderer Dank wurde den
ausscheidenden Kollegen gewidmet,
namentlich Dr.-Ing. Peter Martens,
Prof. Dr.-Ing. habil. Lothar Schubert
und Dipl.-Ing. Traugott Rostalski.

Auch der Haushaltplan für die
Jahre 2009/2010 ist mit Einladung
verteilt worden. Nach erklärenden
Erläuterungen des im Vorstand dafür
zuständigen Dr.-Ing. Dieter Winsel-
mann fand der Haushaltsplan die
vollständige Zustimmung der An-
wesenden.

kussion werden, die die Bundes-
vereinigung ihren Mitgliedern
und Gästen nunmehr zum dritten
Mal offerierte. Die Wahl des
Themas „Mehr Sicherheit im öf-
fentlichen Leben! Durch Kon-
trolle oder Eigenverantwor-
tung?“ war für die Prüflingenieu-
re insofern von immanenter Be-
deutung, als durch den Trend zur
Deregulierung im Baubereich
festzustellen ist, dass der Staat
sich zunehmend aus der Verant-
wortung stiehlt und die Qua-
litätskontrollen zunehmend auf
die am Bau Beteiligten abge-
wälzt werden, alles unter dem
Schlagwort: Eigenverantwortung
der handelnden Personen und
Firmen, einschließlich der mei-
stens laienhaften Bauherren.

Insofern sollte mit der Dis-
kussion eine Möglichkeit geboten
werden, Erfahrungen aus anderen
Bereichen des öffentlichen Lebens
zu reflektieren und hieraus gege-
benenfalls Rückschlüsse für den
Baubereich ziehen zu können.

Deshalb wurden, bis auf eine Aus-
nahme, Diskutanten eingeladen,
die aus anderen Bereichen des öf-
fentlichen Lebens kamen – des
Lebensmittelrechts, der Entsor-
gung radioaktiver Abfälle, der Me-
dizintechnik – und deren Thesen –
zur Diskussion gestellt.

Das waren:

■ Dr. Arnold Ludes, der Präsi-
dent der saarländischen Tier-
ärztekammer, ein Veterinär, der
profunde Erfahrungen in der
Lebensmittelkontrolle und -über-
wachung besitzt,

■ Prof. Dr.-Ing. Manfred Nuß-
baumer, Vizepräsident des
Hauptverbandes der Deutschen
Bauindustrie, der als fähiger und
abgeklärter Baufachmann und
-manager seit Jahrzehnten Prü-
fungen und Überwachungen am
Bau organisiert und in Auftrag
gibt,

■ Prof. Dr. Reinhard Odoj, vom
Institut für Sicherheitsforschung

und Reaktorteknik des For-
schungszentrums Jülich, der
grundlegendes Wissen und er-
schöpfende Erfahrungen mit der
Prüfung und Überwachung von
Kernkraftanlagen und der Über-
wachung radioaktiven Abfalls
hat und

■ Jan Wolter vom Deutschen In-
dustrieverband für optische, me-
dizinische und mechatronische
Technologien (Spectaris), dessen
Aufgabe es ist, die Qualität und
Wirksamkeit medizintechnischer
Geräte zu testen und zu überprü-
fen (und der einige in der Tat
höchst erstaunliche, um nicht zu
sagen höchst ärgerliche Fakten
und Zusammenhänge aus dem
Nähkästchen seines Geschäftes
mit dem bundesdeutschen Kran-
kenkassensystem erzählte).

Wohl wissend, dass in einer
solchen Diskussion nicht in allen
Fragen und Belangen ein vollstän-
diger Schulterschluss und ein ein-
heitliches Meinungsbild möglich

sein würden, zeigte die Diskussion unter Leitung des ZDF-Redakteurs Andreas Halbach, der die Prüfingenieure und ihre Arbeit gut kennt, ganz deutlich: Vertrauen und Eigenverantwortung sind gut, Kontrolle ist besser!

Das (eigen)verantwortliche Handeln der Verantwortlichen und Beteiligten in wichtigen Prozessen könne als eine Selbstverständlichkeit erkannt werden, meinten die Teilnehmer. Ein Mindestmaß an sachkundiger Begleitung und Kontrolle der Prozesse und Vorgänge sei zwingend erforderlich und finde in den von den Diskutanten vorgestellten Bereichen auch bereits statt. Gleichwohl sei bedauerlicherweise festzustellen, dass die Ergebnisse solcher Kontrollen nicht immer im Sinne des Prozess-erfolges abliefen.

Für diese Erfahrung nannten die Diskussionsteilnehmer einige schlagende Beispiele aus ihrer jeweiligen Berufspraxis. Ursachen dafür könnten zum Beispiel sein, dass unter dem Diktat einer falsch verstandenen und praktizierten Wirtschaftlichkeit zwar die billigste, aber nicht die notwendige und erforderliche Leistung bestellt und geliefert würden – als Beispiel aus der Medizintechnik wurden Rollstühle genannt, die nicht patientengerecht waren, also zu groß oder zu klein; oder dass bei der atomaren Abfallentsorgung nicht das notwendige Fachwissen in den Entscheidungs- und Kontrollablauf eingebunden würde, also Experten für nukleare Abfälle, sondern, wie beispielsweise beim Salzbergwerk Asse II geschehen, Geologen.

Als Resümee dieser Diskussion kann man festhalten: Sowohl Eigenverantwortung als auch Kontrolle sind erforderlich bei der Formulierung, Einrichtung und Umsetzung von Kontrollmechanismen. Es scheint aber geboten, die Prozesse

► weiter Seite 10

BVPI-Arbeitstagung 2008 in Saarbrücken

Weiterbildung, Fachgespräche, Gaumenkitzel und Geschichte

Im Vordergrund der diesjährigen Arbeitstagung in Saarbrücken, als wesentlichem Bestandteil der berufsständischen Tätigkeit der BVPI, stand die berufliche Weiterbildung der Prüfingenieure. Über verschiedene Themen, beispielsweise über die Normung und über aktuelle Prüf- und Überwachungsmethoden, referierten renommierte Vertreter von Behörden und Hochschulen. Ihre Vorträge werden, wie immer, in diesem und im nächsten *Prüfingenieur* veröffentlicht.

Darüber hinaus sind die BVPI-Arbeitstagungen mit ihrem Fach- und Begleitprogramm nach Ansicht vieler Teilnehmer immer wieder sehr gute Gelegenheiten, um sich mit den Kolleginnen und Kollegen oder auch mit guten Freunden in neutraler Umgebung auszutauschen und sich neu oder besser kennen zu lernen und zu verstehen.

den kulturellen und historischen Sehenswürdigkeiten, beispielsweise zu den Schauplätzen der keltischen und römischen Geschichte in dieser Region.

Beim so genannten Landesabend in der ehemaligen Elektromotorenzentrale II des alten Eisen- und Stahlwerkes der Burbacher Hütte, die heute für Veranstaltungen



Landesabend im E-Werk bei Kerzenschein und leiser Musik.

Im Rahmen des Begleitprogramms hatte der saarländische vpi-Landesverband in diesem Jahr in enger Gemeinschaftsarbeit mit der Bundesgeschäftsstelle ein vielseitiges und attraktives Begleitprogramm organisiert. Drei Touren in die Umgebung Saarbrückens führten die Teilnehmer(innen) zu bedeuten-

gen genutzt wird, konnte neben dem authentischen Erleben saarländischen Humors und den geschmacklichen Sensationen der regionalen Küche, in historisch-industrieller und architektonisch charmanter Atmosphäre bei Kerzenschein und leiser Musik so manches Fach- und Freundesgespräch geführt werden.

durch umfassendes Fachwissen und unabhängige bzw. lieferneutrale Steuerung begleiten zu lassen.

Noch ein Höhepunkt: der Vortrag eines Mediziners

Ein weiterer der vielen Höhepunkte dieser Arbeitstagung war der rednerisch leichtfüßig daherkommende aber inhaltlich schwergewichtige Festvortrag von Jean-Claude Alix, einem Mediziner, der kein Doktor ist, sondern ein autodidaktisch zum Heilpraktiker mutierter Physiker und Informatiker, der den Ingenieuren, die gebannt und gespannt und mit offenen Augen und Oh-

ren zuschauten und zuhörten, die Statik des menschlichen Skeletts erklärte, seine Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit, seine Gebrauchstauglichkeit und seine Sanierungsbedürftigkeit.

Das vielfache innerliche Aha-Erlebnis, das wohl jeden Tagungsteilnehmer bei diesem Vortrag mehrfach überfiel, bewies erneut die Richtigkeit der Grundüberlegung der Veranstalter der Arbeitstagungen der Bundesvereinigung, dass nämlich solche fachfremden, gleichwohl brennend interessierenden Vorträge durchaus etwas zu suchen haben auf diesen Tagungen, vor allem dann, wenn

sie so viel offenen Zuspruch und Beifall finden wie Alix mit seiner Statik des menschlichen Körpers. (Die Essenz der Alix'schen Lehre steht auf Seite 60.)

Viele Aha-Erlebnisse hatten die teilnehmenden Mitglieder der Bundesvereinigung auch im Laufe des großen Fachprogramms, das ja als Weiterbildungsangebot der Bundesvereinigung immer im Vordergrund der Arbeitstagungen steht. Die Referate dieses Fachprogramms stehen, wie immer, in diesem und im nächsten Heft des *Prüfingenieurs*.

*Klaus Werwath
Manfred Tiedemann*

Der BÜV konzentriert sich künftig auf die ganzheitliche Prüfung und Überwachung

Mitgliederversammlung wählte einen neuen Vorstand und ein Ehrengericht

Der Bau-Überwachungsverein (BÜV) will seine berufspolitische Arbeit in Zukunft noch stärker der ganzheitlichen Prüfung widmen und in Richtung Weiterbildung, Zertifizierung und Regelung akzentuieren. Das hat die Mitgliederversammlung 2008 in Saarbrücken beschlossen, die gleichzeitig einen neuen Vorstand gewählt hat.

Die BÜV-Mitgliederversammlung fand im Rahmen der Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) in Saarbrücken vor dem Hintergrund statt, dass Struktur und Ziele des BÜV auf den Prüfstand zu stellen seien, um das Profil des BÜV für zukünftige Aufgaben zu schärfen.

Der BÜV soll zukünftig seine Eigenständigkeit und sein Profil schärfen im Sinne von ganzheitlicher Planung, Prüfung und Überwachung in Koordination mit anderen Fachbereichen (z. B. TGA oder Anlagenbau). Außerdem kommt den Arbeitskreisen mit fachspezifischen Themen hinsichtlich Weiterbildung, Zertifizierung

und Erstellung von Regelwerken eine ganz besondere Bedeutung zu. Nur Nutzung des Energiepotenzials in der Interessenverfolgung der BVPI und des BÜV wird weiterhin die gemeinsame Geschäftsstelle in Berlin zur Verfügung stehen.

Die Neubesetzung des BÜV-Vorstandes und die damit verbundene Entflechtung von der BVPI soll beiden Verbänden die Möglichkeit bieten, ihr Augenmerk konzentriert auf die jeweiligen Schwerpunkte zu richten.

Als wesentliches Ergebnis der Mitgliederversammlung ist außerdem festzustellen, dass der bisherige Vorstand für seine

erfolgreiche Arbeit der letzten Jahre hinsichtlich der Neustrukturierung des BÜV große Verdienste erworben habe, was durch die einstimmige Entlastung des Vorstandes bekundet wurde.

Der neue Vorstand ist geringer besetzt als der frühere und wird gebildet von den Diplom-Ingenieuren Rüdiger Scheel (als Vorsitzendem) sowie Jörg Duenning und Wilfried Kunze als dessen Stellvertretern.

Das Ehrengericht, das erstmals auch für den BÜV satzungsgemäß verankert wurde, wird gebildet von Dr.-Ing. Dieter Zauft, Dipl.-Ing. Werner Henneker, Dr.-Ing. Hermann Poll und Dr.-Ing. Heinrich Hochreither.

Damit sind alle Weichen für eine erfolgreiche Zukunft des BÜV gestellt, und die Mitglieder dürfen gespannt sein auf die zukünftige Entwicklung und Umsetzung der gesteckten Ziele.

Günter Timm wurde 70

Vor einigen Wochen ist der Prüfmgenieur für Baustatik, Beratende Ingenieur und langjährige frühere Präsident der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Günter Timm, 70 Jahre alt geworden. Die Präsidentschaft der BVPI hatte er 1991 übernommen und über 15 Jahre lang weg- und richtungweisend innegehabt. Timm hat mit der Vollendung seines siebzigsten Lebensjahres seine Tätigkeit als Prüfmgenieur aufgegeben, weshalb nachfolgend sein über 40-jähriger beruflicher Werdegang gewürdigt werden soll.

Nach einer Ausbildung zum Betonbauer begann Günter Timm sein Studium an der Hamburger Bauschule, die er 1961 mit dem Abschluss Dipl.-Ing. (FH) verließ, um sein Studium an der Technischen Universität in Karlsruhe fortzusetzen. Bereits drei Jahre nach Studienabschluss promovierte er am dortigen Lehrstuhl für Massivbau bei Professor Gotthard Franz auf dem Gebiet des Stahlbetonbaus.

1969 trat Timm in das Hamburger Ingenieurbüro Dr.-Ing. Peters, Dr.-Ing. Windels ein, zwei Jahre später wurde er in die Partnerschaft aufgenommen, und das Büro hieß fortan Peters · Windels · Timm (später Windels · Timm · Morgen, jahrzehntelang besser bekannt unter dem Kürzel WTM).

Früh schon hatte Timm erkannt, dass die Objektplanung ein auch für Bauingenieure bedeutendes Feld darstellt. Deshalb hat er schon in den ersten Jahren seiner Partnerschaft große Objektplanungsaufträge akquiriert und bearbeitet. Dazu gehörten die Planung von Siloanlagen, Hafenumschlagflächen, Hochwasserschutzanlagen und Kaimauern ebenso wie die Planung von Tunneln und Brücken. Zunehmend bot das Büro WTM unter seiner Leitung Generalplanungen im Bereich Gewerbe- und Industriebau an.

Im Zusammenhang mit einer Vielzahl von Hafen- und Industrieprojekten setzte sich Günter Timm intensiv mit Planungsaufgaben beim Umgang mit Gefahrstoffen auseinander und engagierte sich sehr im Interessenfeld zwischen Auftraggebern und Behörden. Häufig entwickelte er dabei unkonventionelle Lösungen, die Theorie und Praxis hervorragend und zur Zufriedenheit



Dr.-Ing. Günter Timm, langjähriger Präsident der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI) wurde 70 Jahre alt.

aller Beteiligten verknüpften. Seine Erfahrungen auf diesem Gebiet brachte er in die Arbeit an der DAFStb-Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ ein, und Günter Timm war einer der ersten staatlich anerkannten Sachverständigen für den Umgang mit wassergefährdenden Stoffen nach dem Wasserhaushaltsgesetz.

Den Bereich der Tragwerksplanung hat Günter Timm nie verlassen. Viele Bauten in Hamburg und weit darüber hinaus verdanken ihre Standsicherheit seinem Wirken. Bereits im Jahre 1975 wurde er als Prüfmgenieur für die Fachrichtung Stahlbau, Massivbau und Holzbau anerkannt und engagierte sich schon bald als Landesvorsitzender in Hamburg für seine Prüfmgenieurkollegen.

Eine ganz besondere Reputation in Deutschland und über die Grenzen hinaus hat er sich als Präsident der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik nach seiner Wahl im Jahre 1991 erarbeitet. Er lenkte diese Vereinigung bis 2004 und prägte sie durch sein Engagement und das Beschreiten neuer Wege.

Als Sprachrohr der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure entstand

die Fachzeitschrift *Der Prüfmgenieur*, die Günter Timm ins Leben rief und die heute in keiner Bibliothek eines Ingenieurbüros fehlen sollte.

Er stärkte darüber hinaus die Rolle der Beratenden Ingenieure und der Prüfmgenieure durch seine engagierte Mitgliedschaft in einer Vielzahl von Fachausschüssen, insbesondere als Vorsitzender des Spiegelausschusses EC1 „Einwirkungen“ und als Mitglied im engeren Vorstand des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Darüber hinaus war er unter anderem in Normen- und Arbeitsausschüssen der Hafenbautechnischen Gesellschaft und des DIN tätig.

In berufsständischen Organisationen, wie VBI, AIV und VDI vertrat Günter Timm, meist in gehobener Position, die Interessen der Beratenden Ingenieure und verschaffte dem Berufsstand auch in der Öffentlichkeit mehr Gehör. Dazu zählt mit Sicherheit auch seine Unterstützung bei der Gründung der Hamburgischen Ingenieurkammer Bau.

Die Liste der unter der Federführung von Günter Timm in seinem Büro bearbeiteten Projekte füllt Seiten. Seit Mitte der 70er Jahre standen Projekte in Ägypten, Frankreich, Italien, Kuwait, Mosambik, Nigeria, den Philippinen, Saudi Arabien, Simbabwe und der Türkei auf der Tagesordnung. Zur Abwicklung großer Auslandsprojekte gründete Günter Timm gemeinsam mit anderen namhaften Hamburger Architektur- und Ingenieurbüros die Planungsgesellschaft hamburgplan, deren Geschäftsführer er von 1977 bis 1999 war.

Damit schuf er gute Voraussetzungen für die Auslandstätigkeit seiner Nachfolger, sowohl im heutigen Büro WTM Engineers als auch bei der in eine Aktiengesellschaft umgewandelten hamburgplan AG.

Zum Jahreswechsel 2005/2006 ist Günter Timm aus der Partnerschaft Windels · Timm · Morgen ausgeschieden.

*Karl Morgen
Ulrich Jäppelt
Stefan Ehmman*

Über 300 Teilnehmer bei der 10. Fachtagung „Baustatik-Baupraxis“ in Karlsruhe

Eine Brücke zwischen Praxis und Forschung

Die Landesvereinigung der Prüfengeure in Baden-Württemberg war mit mehreren Referenten maßgeblich am Erfolg beteiligt

An der Universität Karlsruhe (TH) fand im Frühjahr die 10. Fachtagung „Baustatik-Baupraxis“ statt. Sie wurde auch in diesem Jahr von der Landesvereinigung der Prüfengeure in Baden-Württemberg maßgebend unterstützt, weil die Kollegen Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Ramm, Prof. Dr.-Ing. Werner Sobek, Dipl.-Ing. Josef Steiner, Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier, Dr.-Ing. Frank Breinlinger und Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter mit ihren Vorträgen deutlich zur inhaltlichen Gestaltung beigetragen haben. Die Themen, die Vorträge, die Präsentation durch die Vortragenden und die sich daraus ergebenden vielen Fachdiskussionen machten die Tagung mit über 300 Teilnehmern zu einem großen Erfolg.

Die Fachtagungen „Baustatik-Baupraxis“ werden seit 1981 im Abstand von drei Jahren an wechselnden Hochschulorten ausgerichtet. Sie sollen den direkten Kontakt und den Gedankenaustausch zwischen den Hochschulen und der Baupraxis fördern. Veranstalter sind die Lehrstühle und Institute für Statik im deutschsprachigen Raum – vertreten durch die Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis und unterstützt von der German Association for Computational Mechanics (GACM). Organisatoren der diesjährigen Tagung

waren Prof. Dr.-Ing. habil. Werner Wagner und Dr.-Ing. Sven Kinkel vom Institut für Baustatik der Fakultät Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften der Universität Karlsruhe (TH).

In sieben Plenar- und 32 Sektionsvorträgen wurden fachlich anspruchsvolle Themen erörtert, die zu vielen Fachdiskussionen führten. Dabei stellten die Universitätsinstitute ihre baupraxisorientierten Forschungsvorhaben vor, während die Kollegen aus der Baupraxis über Erfahrungen bei Be-

rechnung, Entwurf und Konstruktion komplexer Bauwerke vortrugen.

Den Auftakt der zweitägigen Veranstaltung bildeten die Vorträge von G. Blaasch (München), über „Bauen ohne Ende – Burj Dubai, das höchste Gebäude der Welt“ und von W. Sobek (Stuttgart) über „Innovationserzeugung und Innovationsverhinderung im Bauingenieurwesen“. Ein weiterer Hauptvortrag wurde von J. Steiner (Mannheim) zum Thema „Fehlerempfindliche Wechselwirkung: Neue Normen und Computergläubigkeit“ gehalten. Die Kollegen R. Ziegler (Wien) und K.-U. Bletzinger (München) setzten sich in ihren Vorträgen „Entwurf und Konstruktion von Freiformflächen aus Stahl und Glas“ bzw. „Blobs, Segel und Membrane – numerische Formfindung leichter Tragwerke“ mit den Themen Formfindung und Optimierung auseinander. Zum Abschluss der Tagung zeigten E. Ramm (Stuttgart) in seinem Vortrag „Die Statik wird dynamisch – Modellbildung und Anwendungen“ und U. Peil, Braunschweig, zum Thema „Statik und Dynamik von Stadionsdächern“ die vielfältigen und komplexen Probleme bei der Modellbildung von Tragwerken unter statischen und dynamischen Belastungen.

Zusätzlich zu den Plenarvorträgen gab es acht weitere Sitzungen zu speziellen Themen. Hierbei wurden behandelt:

- Aktuelle Fragen aus dem Brückenbau
- Renaissance im Kraftwerksbau
- Außergewöhnliche Einwirkungen

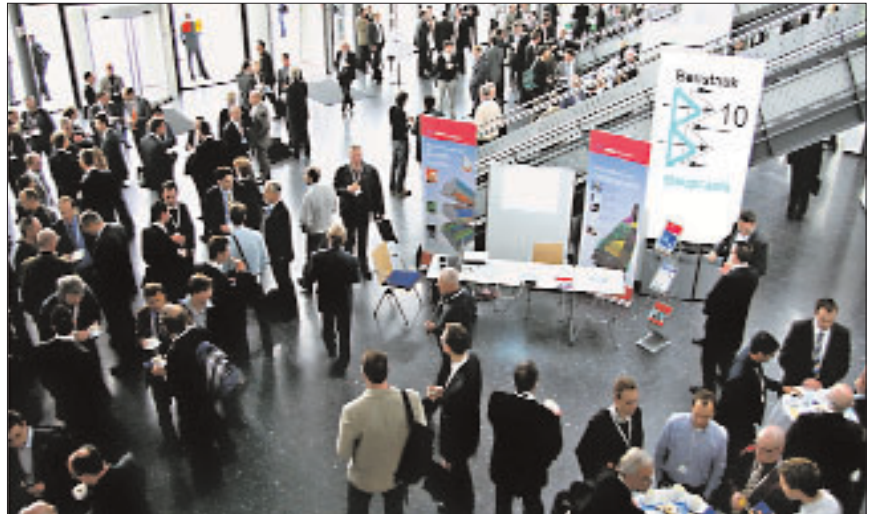


Prof. Dr.-Ing. U. Peil von der TU Braunschweig hat auf der 10. Fachtagung „Baustatik-Baupraxis“ die Statik und Dynamik von Stadionsdächern und damit die vielfältigen und komplexen Probleme bei der Modellbildung von Tragwerken unter statischen und dynamischen Belastungen erläutert.

- Beiträge aus der universitären Forschung
- Numerische Simulation
- Stahl-Glas-Konstruktionen

Kernpunkt vieler Diskussionen waren die beiden Sitzungen zum Thema Statik am Gesamtmodell. Hier wurden einerseits die Leistungsfähigkeit und Möglichkeiten heutiger Programmsysteme diskutiert und andererseits Erfahrungen bei der Anwendung auf konkrete Bauprojekte aus der Praxis aufgezeigt bzw. sich daraus ergebende Forderungen abgeleitet.

Auf der gemeinsamen Abendveranstaltung zeigte Klaus Stiglat (Karlsruhe) in seinem Vortrag „Aus dem Alltag eines Bauingenieurs“ eine Zusammenstellung seiner besten Karikaturen und erhielt dafür viel Beifall. Durch seine humorvollen Kommentare zu Intention und Entstehung ergaben sich für die Tagungsteilnehmer völlig neue und interessante Sichten auf seine – den Punkt treffenden – Arbeiten.



Mehr als 300 Teilnehmer sind zur diesjährigen Fachtagung „Baustatik-Baupraxis“ nach Karlsruhe gekommen – wo auch wieder die Software-Hersteller ihre Produkte vorstellen konnten.

Die 11. Fachtagung der Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis wird 2011 in Innsbruck stattfinden

W. Wagner, Karlsruhe

Das Tagungsprogramm sowie einige Impressionen von der Tagung sind auf den Internetseiten der Forschungsvereinigung

(www.baustatik-baupraxis.de) zu finden.

Die Tagungsbeiträge wurden in einem Berichtsband veröffentlicht. Er kostet 40 Euro und kann bestellt werden über:

ISBN 978-3-935322-14-0

Fax: 0721/608-6015

E-Mail: bs@uni-karlsruhe.de

www.bs.uni-karlsruhe.de

BVPI-Arbeitstagung 2009 am 18. und 19. September auf Sylt

Weil die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) in Saarbrücken sowohl mit Blick auf die Fachvorträge als auch aus der Sicht derer, die das Begleitprogramm frequentiert haben, als ein großer Erfolg angesehen werden darf, haben der Vorstand und die Geschäftsstelle der BVPI berechnete Hoffnungen darauf, dass auch die Arbeitstagung 2009 ein ähnliches Gelingen zuteil werden wird.

Sie wird am 18. und 19. September 2009 in Westerland auf Sylt stattfinden.

Die Vorbereitungen für die Arbeitstagung laufen bereits jetzt auf Hochtouren. Sie zielen ab auf ein Vortrags- und Diskussionsprogramm, das verschiedene Abwehrmöglichkeiten gegen die Gefahren

der mittlerweile überbordenden Normung im Bauwesen nachweisen und zur Diskussion stellen soll, weil die allmählich eine normale Erfüllung der öffentlich-rechtlichen Aufgaben des Prüfengeurs stark zu behindern beginnt. Daneben sollen auf Sylt Chancen und Möglichkeiten für den Export des bewährten deut-

schen Prüfsystems in einzelne Länder der EU besprochen und das brennende Problem erörtert werden, inwieweit die Durchdringung der Arbeit der Prüfengeure durch die weitere Entwicklung der elektronischen Datenverarbeitung (Haftungs-)Risiken für die Prüfengeure hervorrufen.

Aufgrund der besonderen Ortswahl ist die Frage der Hotelkontingente für die Teilnehmer eine etwas schwierige. Die Geschäftsstelle ist aber bemüht, die gewohnten Kontingente für Unterkünfte (Hotels, Appartements) zu organisieren.

In Berlin werden die Bestandsunterlagen nicht länger von den Behörden archiviert

Die Prüfsingenieure können die Bauherren und Eigentümer bei der Prüfung vor einem unkalkulierbaren Kostenrisiko schützen

Weil die Bauaufsichtsbehörden dort offenbar nicht mehr in der Lage sind, die für ein Bauvorhaben maßgeblichen Unterlagen über dessen gesamte Lebensdauer aufzubewahren, ist die Aufbewahrungspflicht für diese Bauunterlagen in Berlin jetzt auf die Bauherren selbst, beziehungsweise auf die Eigentümer übertragen worden. Trotz energischer und gut begründeter Einsprüche von Seiten der Berliner Landesvereinigung der Prüfsingenieure wurde diese Änderung mit der jüngsten Novellierung der Berliner Bauverfahrensverordnung (BauVerfVO) eingeführt, die am 1. Januar vergangenen Jahres in Kraft getreten war.

Die Bauaufsichtsbehörden archivieren zukünftig nur noch Unterlagen, die dem Zweck dienen, den bestehenden baulichen Zustand (Bestandsschutz) nach § 85 Abs. 1 BauOBln zu dokumentieren.

Konkret heißt es in der BauVerfVO:

„§ 15 Aufbewahrungspflicht

(1) Die Bauherrin oder der Bauherr und deren oder dessen Rechtsnachfolgerin oder Rechtsnachfolger sind verpflichtet,

1. die Baugenehmigung oder die Bestätigung nach § 70 Abs. 4 Satz 4 der Bauordnung für Berlin,
2. die Bauvorlagen, soweit sie geprüft worden sind, die geprüften Bauvorlagen,
3. die bautechnischen Nachweise, soweit sie geprüft worden sind, die geprüften bautechnischen Nachweise, einschließlich der Prüf- und Überwachungsberichte,
4. die auf das Bauvorhaben bezogenen Nachweise der Verwendbarkeit bis zur Beseitigung der Anlage oder bis zu einer die Genehmigungsfrage insgesamt neu aufwerfenden Änderungen

oder Nutzungsänderung aufzubewahren. Auf Verlangen der Bauaufsichtsbehörde sind diese Unterlagen vorzulegen. (...)“

Diese Aufbewahrungspflicht gilt für die gesamte Lebensdauer des Bauwerks und geht bei Verkauf an den Neueigentümer über. Gehen die Unterlagen verloren oder werden sie beschädigt oder unvollständig vorgelegt, begeht der Bauherr/Eigentümer eine Ordnungswidrigkeit und muss zusätzlich für die aufwendige und kostenintensive Neuerstellung der Unterlagen aufkommen.

Eine einheitliche Umsetzung dieser geänderten Verfahrensverordnung ist durch die Bezirke in Berlin nicht zu erkennen. Einige Bezirke schreiben die Eigentümer an, um die Unterlagen an diese abzugeben. In anderen Bezirken werden die Archive zurzeit noch aufrecht erhalten. Hier ist aber nicht klar, wie lange das noch der Fall ist.

Bisher haben es die Bauaufsichtsbehörden versäumt, die Bauherren und Eigentümer über diese gravierenden Änderungen ausreichend in Kenntnis zu setzen.

Die neu entstandenen Verpflichtungen und Risiken bei Ver-

lust sind den meisten Bauherren nicht bewusst, so dass diese häufig fahrlässig mit den Unterlagen umgehen.

Es muss damit gerechnet werden, dass die Vollständigkeit der Unterlagen zukünftig den Wert eines Objektes wesentlich mitbeeinflusst und bei einem Verkauf ein wichtiges Verkaufsargument wird.

Zum Schutz der Bauherren zukünftiger Bauvorhaben müssen diese bei der Prüfung auf die neue Situation, auf den Wert der Unterlagen und auf ihre geeignete Aufbewahrung hingewiesen werden.

Dabei bietet sich neben der selbstständigen Aufbewahrung eine Auslagerung der Unterlagen an. Hier gibt es auf Bauunterlagen spezialisierte Archivierungsunternehmen (z. B. DEBA Deutsche Bauarchiv GmbH oder Rhenus Logistics). Gegen eine geringe Gebühr werden die Unterlagen abgeholt, erfasst und sicher eingelagert, so dass das Aufbewahrungsrisko für den Eigentümer minimiert wird.

Der Hinweis auf die aktuelle Situation und die gebotenen Möglichkeiten durch die Mitglieder der VPI könnte somit Bauherren vor einem unkalkulierbaren Kostenrisiko schützen.

Dipl.-Ing. Wolfram Steinke

Das Prüfen konnte noch nicht aus der Dienstleistungsrichtlinie der EU herausgenommen werden

Die ARGEbau verschließt sich den Argumenten der BVPI nach wie vor

Trotz aller beharrlichen Bemühungen ist es der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik bisher noch nicht gelungen, die Tätigkeit des Prüfens aus dem Geltungsbereich der Dienstleistungsrichtlinie (DLR) der EU mit der Begründung herauszunehmen, dass die Prüfsachverständigen „Öffentliche Gewalt“ im Sinne des Artikels 45 des EG-Vertrages ausüben und damit der so genannten Bereichsausnahme der DLR unterfallen müssten. Auch eine engere Einbeziehung in den Prozess der Novellierung der Musterbauordnung (MBO) und der Musterprüfverordnung (M-PPVO) ist der Bundesvereinigung bisher nicht gelungen.

Die Inhalte der Entwürfe für die Novellierung dieser beiden Musterverordnungen waren bis zum Redaktionsschluss dieser Ausgabe zwar noch nicht bekannt, dem Vernehmen nach sind aber in der M-PPVO folgende wichtige Festlegungen getroffen worden;

- Die Anerkennung für die Prüfung von Bauvorhaben und Überwachung von Bauvorhaben kann nur natürlichen Personen zuteil werden.

- Für europäische Prüfer gibt es in Deutschland kein Niederlassungsgebot, eine hinreichende räumliche Nähe zum Bauvorhaben ist aber gewünscht. EU-Bürger müssen aber keine Niederlassung in Deutschland einrichten.

- Innerhalb Deutschlands gilt kein generelles Verbot für eine Zweitniederlassung, die im Einzelfall der Zustimmung der Anerkennungsbehörden beider betreffender Länder bedarf. Hierbei sind Nachweise hinsichtlich der Eigenverantwortlichkeit, der Anzahl der Mitarbeiter und der Sicherstellung zur Bauüberwachung zu erbringen.

- Abrechnungsstelle: Die Prüfsachverständigen und Prüfsachverständigen

sollen sich einer gemeinsamen Abrechnungsstelle (z. B. BVS) bedienen.

Es muss nun abgewartet werden, ob und wenn ja in welchem Umfang die in der M-PPVO formulierten Bedingungen im Hinblick auf eine harmonisierte europäische Bauordnung durch die 16 Landesbauverwaltungen in die Praxis umgesetzt werden.

Hinsichtlich der Rechtmäßigkeit der Einbeziehung der Prüfsachverständigen in die Dienstleistungsrichtlinie der Europäischen Union gibt es bekanntlich unterschiedliche juristische Ansichten, die in diesem Zusammenhang zu beachten sind.

Dazu sei schon jetzt auf einen Aufsatz über „Die bauaufsichtliche Tätigkeit der Prüfsachverständigen als Ausübung öffentlicher Gewalt“ hingewiesen, den der renommierte Staatsrechtler Prof. Dr. Christoph Degenhart von der Universität Leipzig demnächst in der Zeitschrift für deutsches und internationales Bau- und Vergaberecht (ZfBR) veröffentlichen wird, dem offiziellen Organ der Deutschen Gesellschaft für Baurecht und des Institutes für Deutsches und Internationales Baurecht.

Breinlinger wird Timms Nachfolger im Ausschuss Einwirkungen auf Bauten

Nach 18 Jahren ununterbrochener Tätigkeit als sein Vorsitzender ist Dr. Ing. Günter Timm kürzlich aus dem Ausschuss „Einwirkungen auf Bauten“ (DIN 1055) beziehungsweise aus dem Spiegelausschuss CEN/TC 250/SC 1 ausgeschieden. Timms höchstes Ziel ist es immer gewesen, in diesem Ausschuss der Regelungsflut im konstruktiven Ingenieurbau entgegenzuwirken und die konstruktiven Ziele mit einfachen Mitteln und Nachweisen anzustreben. Im Hinblick auf die europäische Normung war es ihm ein Anliegen, die Novellierung der DIN 1055 und des EC 1 in Anlehnung an europäische Konzepte zukunftsweisend auszugestalten.

Als neuer Vorsitzender ist in der Septembersitzung dieses Ausschusses der Prüfsachverständigen Dr.-Ing. Frank Breinlinger gewählt worden. Er betreibt ein Ingenieurbüro in Tuttlingen und ist Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüfsachverständigen in Baden-Württemberg.

vpi-EBA sondiert ihr Umfeld: Informationsgespräch mit dem EBA und den Eisenbahn-Ingenieuren

Die Verwaltungsvorschrift Bau des EBA muss noch sorgfältig abgestimmt werden

In der 32. Ausgabe des *Prüfingenieurs* ist ausführlich über die Entstehung der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA), über die Resonanz in der Mitgliedschaft sowie über die Zusammenarbeit mit dem EBA und der DB AG berichtet worden. In der Zwischenzeit hat die vpi-EBA ihre Bindungen zum EBA und zur DB AG weiter konsolidiert, beispielsweise im Rahmen von Kontaktgesprächen und bei der Sitzung des vpi-EBA-Koordinierungsausschusses am 28. August in Berlin.

In dieser Sitzung haben die Repräsentanten des EBA erläutert, dass und warum die Fertigstellung der Verwaltungsvorschrift Bau (VVBau) des EBA noch einige Zeit in Anspruch nehmen wird. Sie müsse, so wurde berichtet, mit dem Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und mit der DB AG noch im Einzelnen abgestimmt werden.

Zwecks Eruiierung etwaiger Gemeinsamkeiten hatte zuvor,

nämlich Anfang Mai 2008, ein erstes Kontaktgespräch zwischen der vpi-EBA und dem Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI) stattgefunden. Dabei konnte festgestellt werden, dass es hinsichtlich der Mitgliedschaften in beiden Verbänden zu keinerlei Kollisionen kommen könne, da sich die Mitglieder der vpi-EBA vornehmlich aus dem Fachbereich des Referats 21 des EBA rekrutierten, während es sich beim VDEI um solche Personen handele, die

aus dem Fachbereich des Referats 22 des EBA stammen. Beiden Verbänden hätten indes das Ziel, ihre Mitglieder fortlaufend gründlich und präzise über die laufende Zusammenarbeit zu informieren.

Einigkeit bestand zwischen den Vertretern der vpi-EBA und des VDEI dahingehend, dass zur Durchsetzung gemeinsamer Ziele ein mehr Schlagkraft versprechender Schulterschluss zwischen beiden Verbänden ins Auge gefasst werden solle, der in der nächsten Sitzung konkretisiert werden müsse.

Andrä stellt in Japan das deutsche Prüfwesen vor

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, hat Anfang Juni in Tokyo auf Einladung des japanischen Verbandes Beratender Ingenieure (Association of Japanese Consulting Engineers, AJCE) mehrere Vorträge über das deutsche Prüfwesen am Bau gehalten. Anlass war die unbefriedigende Bauschadensbilanz in Japan, wo nach Modellen für eine unabhängige Prüfung und Überwachung gesucht wird.

Fachliche und berufspolitische Gespräche führte Andrä darüber hinaus mit den Präsidenten mehrerer Fachverbände und mit den Ministern und Staatssekretären einiger relevanter japanischer Ministerien.

vpi-EBA wurde Mitglied der Bundesvereinigung

Die vpi-EBA-Mitglieder sind auf der Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) am 11. September 2008 in Saarbrücken mit dem Beschluss über eine entsprechende Satzungsänderung in die Bundesvereinigung der Prüferingenieure BVPI offiziell integriert worden.

Bekanntlich war es im Rahmen der Vorgaben für bautechnische Prüftätigkeiten für das Eisenbahnbundesamt (EBA) und

wegen der anstehenden Veränderungen der Beauftragungsstruktur beim EBA geboten – und vom EBA auch gewünscht –, analog zu den vpi-Landesvereinigungen eine eigene Interessenvertretung der EBA-Prüfer ins Leben zu rufen. Dies ist mit der Gründung der vpi-EBA geschehen, in der alle vom Eisenbahnbundesamt anerkannten Prüfer für bautechnische Bereiche Mitglied werden können (siehe auch *Der Prüferingenieur*, Heft 32, Seite 15 und obige Meldung).

Otto Lennertz †

Plötzlich und unerwartet ist im Alter von fast 87 Jahren der wohl älteste Prüflingenieur Deutschlands, der Beratende Ingenieur Otto Lennertz verstorben.

Sein fast fünf Jahrzehnte währendes Engagement war der ordnungs- und berufspolitischen Absicherung der Unabhängigkeit der Beratenden Ingenieure und der Prüflingenieure für Baustatik gewidmet. Ebenso setzte er sich behertzt für das Zustandekommen der Ingenieurkammer-Bau NRW ein, und er war bis zur letzten Stunde in der Vertreterversammlung und einigen Ausschüssen aktiv. Durch seine Einlassungen zu aktuellen Themen und seine Gabe, in freier Rede das Wesentliche prägnant und präzise vorzutragen, war Otto Lennertz für seine Kollegen zeitlos präsent.

Den Begriff Freizeit verstand er anders als die meisten Menschen. Sich einbringen in Verantwortung für seinen Berufsstand und das Gemeinwohl und handeln in persönlicher Verantwortung – das war sein Credo. Er, der den Krieg als Soldat erlebt hatte, hat sehr früh erkannt, dass nur eine demokratische Ordnung diesem Land die Zukunft sichern kann; wenn auch damit ein ständiges und beharrliches Ringen um die richtigen Entscheidungen verbunden ist.

Abschreckend für ihn war die Vorstellung eines Rückzugs der persönlichen Verantwortung, weil dies nach seiner Ansicht den Generationenvertrag und die notwendige Vertrauensbasis im geschäftlichen Umgang aufs höchste gefährde.

Die berufliche Entwicklung und ehrenamtliche Tätigkeit von Otto Lennertz umfassend zu würdigen, ist kaum möglich und kann nur stichwortartig aufgezeigt werden.



Im Alter von fast 87 Jahren ist Otto Lennertz verstorben. Er war einer der Prüflingenieure der ersten Stunde.

Ausgehend von seinem Berufsstart 1946 in einem namhaften Ingenieurbüro für Baustatik in Aachen eröffnete er 1958 sein Ingenieurbüro und wurde kurze Zeit später unbefristet als Prüflingenieur für Baustatik durch das Land NRW anerkannt. In dieser Funktion – wie auch als Beratender Ingenieur – war er bis zu seinem Tode tätig.

Daneben war er – und dies immer ehrenamtlich:

- Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüflingenieure für Baustatik NRW von 1987 bis 1998 und in dieser Zeit Mitglied im Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung,

- Vorsitzender des Ehrenrats des Verbandes Beratender Ingenieure VBI bis 1962 und seit 1968 Vorstandsmitglied,

- seit 1976 stellvertretender Vorsitzender des VBI-Landesverbandes NRW und gleichzeitig Mitglied des erweiterten Bundesvorstandes,

- Vorstandsmitglied im Verband Freier Berufe NRW seit 1974 und ab 1994 stellvertretender Vorsitzender,

- Delegierter des VBI im Comité de Liaison des Ingénieurs-Conseils von 1967 bis 1974,

- Präsident der Commission des Direktives und Mitglied in einigen Technischen Ausschüssen.

Die Ingenieurkammer-Bau NRW hat Otto Lennertz entscheidend mitgeprägt. Seine Nominierung für die anstehende Wahl zur 4. Vertreterversammlung war für den VBI NRW und ihn selbst ganz selbstverständlich.

Sein außerordentliches Engagement fand verdientermaßen öffentliche Anerkennungen: 1992 erhielt Otto Lennertz das Verdienstkreuz 1. Klasse und 1998 das Große Verdienstkreuz des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland.

Dieser außergewöhnliche Kollege hat allein durch sein Beispiel viele zur Mitarbeit an berufspolitischen Aufgaben motiviert. Glaubwürdigkeit, gepaart mit Weitblick und Beharrlichkeit zeichneten Otto Lennertz in besonderer Weise aus.

Seine Betroffenheit zum Tode seines Vorgängers im Amt des Vorsitzenden der Vereinigung der Prüflingenieure für Baustatik NRW und ältesten aktiven Prüflingenieurs in Deutschland brachte Dr.-Ing. Jörg Erdmann in einer spontan verfassten Kurzmitteilung an alle VPI-Mitglieder zum Ausdruck.

Sein „Sich einbringen!“ verstehen wir als sein Vermächtnis.

Dipl.-Ing. Josef Dumsch

Die BVPI hat dieses Jahr fünf Brandschutzseminare über die Heißbemessung durchgeführt

Die Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) hat in diesem Jahr bereits fünf bundesweit ausgerichtete Brandschutzseminare der Reihe „Heißbemessung/Stufe 1 – Übergang zwischen DIN 4102 und den Eurocodes“ durchgeführt. Ihr vornehmliches Ziel war es und wird es auch bei den künftigen Seminaren sein, die Teilnehmer für den konstruktiven Brandschutz zu sensibilisieren und ihnen auch schwierige ingenieurtechnische Lösungen zugänglich zu machen.

Vor dem Hintergrund der europäischen Harmonisierung der DIN 4102 konnten als Referenten für die Seminarreihe Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser und Dr.-Ing. Ekkehard Richter von der TU Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann von der Universität Hannover, Dr.-Ing. André Müller vom Ingenieurbüro Zilch + Müller Ingenieure GmbH, Dr.-Ing. Jens Upmeyer vom Büro Hagen-Ingenieure sowie Dipl.-Ing. Klaus-Dieter Wathling von der Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin gewonnen werden.

Auch wenn es dem Anwender der DIN 4102-4 nicht behagt, dass neuerdings zusätzliche Überlegungen erforderlich sind und auch eine Anwendungsnorm zu

berücksichtigen ist, erfreute sich die Seminarreihe eines regen Zulaufs, in dessen Verlauf über

- bauaufsichtliche Verfahrensfragen,
- Brandschutznachweise nach DIN 4102 für StB-Bauteile,
- Brandschutznachweise nach EC 2, 3 und 4,
- die Brandschutzbemessung von StB-Stützen sowie über die
- Brandschutzbemessung von Stahl- und Verbundkonstruktionen

berichtet wurde.

Ins Bewusstsein konnte den Seminarteilnehmern dabei gerufen

werden, dass im Hinblick auf den internationalen Vergleich und den Wettbewerb auf europäischem Boden der eingeschlagene Weg unumkehrbar ist.

Für das kommende Jahr plant die BVPI eine Stufe 2 der Brandschutz-Seminarreihe „Heißbemessung“, in deren Verlauf vertieft auf die rechnerischen Nachweisverfahren zum Brandschutz eingegangen werden soll. Neben den Beton-, Stahl- und Verbundbauten werden dann auch die Holzbauten nach Eurocode 5, Teil 1-2 einbezogen werden. Vornehmlich soll dann aber die Durchführung der Nachweise anhand typischer Anwendungsbeispiele erläutert und von den Seminarteilnehmern selbstständig geübt werden.

Das Bisherige summierend kann konstatiert werden, dass die Brandschutz-Seminarreihe der BVPI mit insgesamt über 500 Teilnehmern bisher sehr erfolgreich war und auf eine sehr positive Resonanz gestoßen ist.

Erfolgreiche Arbeitstagung der Prüflingenieure in Baden-Württemberg

Am 26. und 27. Juni nächsten Jahres wird die Arbeitstagung 2009 der Landesvereinigung der Prüflingenieure in Baden-Württemberg stattfinden, und zwar dort, wo auch die Jahrestagung 2008 mit großem Erfolg stattgefunden hat: in Baden-Baden.

Die diesjährige Jahrestagung der Prüflingenieure von Baden-Württemberg am 27. und 28. Juni hatte mit ihrer traditionellen bundesweiten Ausstrahlung und ihrem fachlich wieder attraktiven Programm ein großes Interesse der

Kollegenschaft und ihrer Gäste aus Politik, Wirtschaft und Verwaltung hervorgerufen. Rund 140 Prüflingenieure und Vertreter der Ministerien haben über die Nationalisierung der EU-Dienstleistungsrichtlinie, über Geotechnik, Glas,

Metallschäume, hochfeste Zug- und Druckglieder und über gebrauchstaugliche Normen sehr intensiv und konstruktiv diskutiert. Auch der Festvortrag „Erfolgreich Führen mit Werten“ hat bei den Teilnehmern Impulse für das eigene Büro und Lebensumfeld ausgelöst. Nach dem Besuch des Wall Street Theatres am Gesellschaftsabend äußerten sich die Teilnehmer spontan: „Nächstes Jahr kommen wir wieder“!

Rolf Windels †

Als „Leitfigur und Vorbild“ hat der Landesverband Hamburg im Verband Beratender Ingenieure VBI ihn bezeichnet, und die Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Hamburg, deren Vorsitzender er 15 Jahre lang gewesen ist, hat ihm attestiert, „mit seiner wachen und kämpferischen Art viel für unsere Vereinigung getan zu haben“.

Die Rede ist von dem Prüfmgenieur und Beratenden Ingenieur Dr.-Ing. Rolf Windels, der Anfang August, im 85. Lebensjahr stehend, verstorben ist. Windels war insgesamt 34 Jahre Mitglied der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik, davon 15 Jahre als Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüfmgenieure in Hamburg und Mitglied im Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung.

Windels wurde am 29. Juli 1924 in Bremen geboren und studierte gleich nach dem Krieg an der Technischen Hochschule in Hannover Bauingenieurwesen. 1949 legt er

die Diplom-Hauptprüfung ab und trat – nach sieben Jahren praktischer Tätigkeit bei Dyckerhoff & Widmann – 1956 als Partner in das damalige Hamburger Ingenieurbüro Dr.-Ing. Siebert und Dr.-Ing. Peters ein. Im gleichen Jahr erfolgte an der TH Hannover seine Promotion über das Thema „Zur Spannungumlagerung infolge des Kriechens und Schwindens bei Tragwerken mit Verbundquerschnitten“.

In der kurze Zeit später in diesem Büro begonnenen jahrzehntelangen Partnerschaft mit Dr.-Ing. Günter Timm und später mit Dr.-Ing. Karl Morgen – früher hieß das Büro WTM, heute WTM Engineers GmbH – wurden zahlreiche, sehr ambitionierte Projekte erfolgreich bearbeitet (siehe auch: „Günter Timm wurde 70 Jahre“ auf Seite 11).

Dr. Windels wurde am 1. Januar 1957 in den Verband Beratender Ingenieure VBI aufgenommen, dem er bis zu seinem Tode verbunden blieb. Von 1979 bis 1991 gehörte er



Rolf Windels verstarb im 85. Lebensjahr

dem VBI-Bundesvorstand an. In dieser Zeit engagierte er sich in besonderem Maße für eine faire Vergütung von Ingenieurleistungen. Aber auch in anderen technisch-wissenschaftlichen Vereinen brachte er sein vielfältiges Wissen ein.

Die vier Ingenieurkammern im Südwesten loben wieder einen Schülerwettbewerb aus

Unter den Schirmherrschaften der Bundesministerin für Bildung und Forschung Annette Schavan und der vier jeweils zuständigen Landesminister haben die Ingenieurkammern von Baden-Württemberg – als federführende Kammer – Hessen, Rheinland-Pfalz und des Saarlandes kürzlich zum zweiten Mal ihren gemeinsamen Schülerwettbewerb *TurmHochdrei* ausgelobt, mit dem sie dem Nachwuchsproblem der Bauingenieure entgegentreten wollen.

Das Wettbewerbsziel ist der Bau eines 80 Zentimeter hohen Wasserturms, der ab 60 Zentimeter Höhe einen Liter Sand in einem beliebig ausgearbeiteten Behälter fassen muss. Als Baumaterialien sind nur Papier, Balsaholz, Kleber, Schnur und Stecknadeln zugelassen. Bis zum 23. Januar 2009 können die Arbeiten eingereicht werden.

Mit ihrem Schülerwettbewerb wollen die Ingenieurkam-

mern im Südwesten Deutschlands die kreativ-technische Kompetenz der Schüler fördern und spielerisch das Interesse an Naturwissenschaft und Technik fördern. Doch der Fantasie sind auch Grenzen gesetzt. Denn eine Fachjury wird strenge Bewertungskriterien anlegen. Dabei stehen unter anderem die statische Konstruktion und die Verarbeitungsqualität der Wassertürme auf dem Prüfstand.

Nach den vier Landeswettbewerben nehmen die besten 24 Türme aus den beteiligten Ländern an einem gesamten Südwestwettbewerb teil. Insgesamt winken den teilnehmenden Schülern rund 10.000 Euro Preisgelder und interessante Sachpreise aus dem Ingenieurwesen.

In einem Statement zum Wettbewerb betonten die Kammern die große Bedeutung des Ingenieurberufs. In jedem Bauwerk stecke eine Ingenieuridee. Umso bedrohlicher sei es, dass sich immer weniger junge Menschen für ein Ingenieurstudium entscheiden würden. Deshalb unterstütze auch die Politik die Ingenieurkammern bei ihrer Nachwuchsarbeit.

Die Reichenhall-Umfrage der BVPI soll noch einmal durchgeführt werden

Wie weitreichend berufsständisches Handeln sich auswirken kann, das zeigt eindrucksvoll das Geschehen nach der Umfrage, die die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik unmittelbar nach dem Einsturz des Daches der Eislaufhalle in Bad Reichenhall im Jahre 2006 unter ihren Mitgliedern durchgeführt hatte.

Zehn Prozent aller Mitglieder der BVPI haben sich damals an dieser Umfrage beteiligt und etwa 950 Bauwerke – im wesentlichen Sportanlagen, Einkaufsmärkte, Schulen oder Kindergärten – untersucht. Ergebnis: Die Hälfte aller damals untersuchten Gebäude hatte teils erhebliche Mängel.

Dieses Ergebnis, das auch hinsichtlich der fachpolitischen Forderung nach einer Wiederkehrenden Bauüberwachung von Hallenbauten äußerst prägnant war, wurde unter anderem in einer Meldung im *Prüfm Ingenieur* (Heft 29, Oktober 2006, Seite 13) veröffentlicht.

Mittlerweile haben sich manche Dinge getan:

- Die Bauministerkonferenz erarbeitete im September 2006 die „Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten“ und forderte damit verstärkt die Eigenverantwortung der Beteiligten.

- In den deutschen Ländern (u.a. in Bayern) wurden, darauf aufbauend, fundierte „Anleitungen“ für die praktische Vorgehensweise beschrieben und eingeführt.

- Das BMVBS hat eine Richtli-

nie für die Überwachung der Verkehrssicherheit (RÜV) für die bundeseigenen Liegenschaften eingeführt.

- Die großen Prüforganisationen haben ihre frühere Strategie fortgesetzt und bedienen mittlerweile große Kommunen mit ihrem Fachwissen, welches nicht dem Credo der Prüfm Ingenieure entspricht, nach dem derjenige, der prüfen soll, auch planen können muss.

In Erwartung des Urteils im Prozess um den Einsturz der Eis-sporthalle von Bad Reichenhall will die Geschäftsstelle der BVPI ihre Umfrage von damals wiederholen und die gewonnenen Daten aktualisieren. Sie sollen die Argumentation der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure zur wiederkehrenden Prüfung und Überwachung unterstützen.

Weiterbildung für die Sachkundigen Planer für Betoninstandsetzung

Im Rahmen des vom Arbeitskreis „Bauwerkserhaltung, Instandsetzung und Überwachung“ des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) ins Leben gerufenen und inhaltlich aufgebauten Systems der Personalzertifizierung gemäß der entsprechenden Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), ist Anfang November 2008 in Fulda die dritte Weiterbildungsveranstaltung der „Sachkundigen Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken“ durchgeführt worden.

Auch sie richtete sich in erster Linie an die vom Arbeitskreis zertifizierten „Sachkundigen Planer“. Infolge gestiegenen Interesses an diesem Themenkomplex erging jedoch auch an solche Ingenieure eine Einladung für dieses Seminar, die, außerhalb des Arbeitskreises stehend, sich planend mit Betoninstandsetzungen befassen.

Wie auch in den vergangenen Jahren haben wieder namhafte Vertreter aus Wirtschaft, Wissenschaft und Verwaltung zu ausgewählten Fachthemen referiert und für Fragen, Diskussionen und Gespräche zur Verfügung gestanden.

Themen der diesjährigen Veranstaltung waren u.a.:

- Erfahrungsberichte zur Umsetzung von Instandsetzungsvorhaben,

- Update zur Entwicklung der Akkreditierung der Personalzertifizierung im DPÜ,

- Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen im Regelungsbereich der ZTV-ING,

- elektrostatische Auf- und Entladung: Grundlagen, ableitfähige Böden, Messverfahren,

- Besonderheiten der Instandsetzung von Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen.

3. und überarbeitete Auflage der „Kommentierten Kurzfassung DIN 1045-1“

Wertvolles Hilfsmittel für die Arbeit mit der Stahlbetonnorm

Erläuterungen zur Anwendung und zu den Hintergründen der Normregeln

Die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik, der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein, der Verband Beratender Ingenieure VBI und das Institut für Stahlbetonbewehrung (ISB) haben vor kurzem ihre „Kommentierte Kurzfassung der DIN 1045-1“ in 3. und vollständig überarbeiteter Auflage herausgegeben. Sie wurde wieder von Dr.-Ing. Frank Fingerloos vom Betonverein zusammengestellt, der in den Normenausschüssen für DIN 1045-1 und für den Eurocode 2 mitwirkt.

Die Herausgabe der 3. und überarbeiteten Auflage erfolgte vor dem Hintergrund, dass die DIN 1045 (Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion) zwar seit 2005 für die Planung und Bauausführung verbindlich ist, dass sich aber seitdem eine Vielzahl von Auslegungsfragen und Berichtigungen ergeben hat. Die Erarbeitung des Nationalen Anhangs für den Eurocode 2 zog darüber hinaus die Auseinandersetzung mit einigen europäischen Regeln nach sich, die über die

DIN 1045 hinausgehen oder von ihr abweichen.

Als Ergebnis ist im August 2008 die konsolidierte Neufassung der Teile 1 bis 3 von DIN 1045 erschienen, in welche die bisherigen Erfahrungen eingeflossen sind und in die im Vorgriff auf den künftigen Eurocode 2 auch einige erweiterte Regeln aufgenommen worden sind. Hinzu kommt die Einführung der Feuchtigkeitsklassen aus der Alkali-Richtlinie des DAfStb. Die Neuausgabe DIN 1045-1 von 2008 ist in der Muster-Liste der Techni-



Eine wertvolle Hilfe für den Tragwerksplaner ist die kommentierte Kurzfassung der DIN 1045-1 von Frank Fingerloos.

schen Baubestimmungen (Fassung Februar 2008) enthalten.

Die bisher sehr erfolgreiche Aufnahme der kommentierten Kurzfassung der DIN 1045-1 bestätigt den großen Bedarf der Tragwerksplaner an einem vereinfachten Hilfsmittel für die Arbeit mit der Stahlbetonnorm. In der Kurzfassung werden die relevanten Bezüge zu den zugehörigen Normen DIN 1055-100, DIN EN 206-1, DIN 1045-2 und DIN 1045-3 hergestellt.

Das Buch kann beim Beuth-Verlag (ISBN 3-410-16000-0) und beim IRB-Verlag (ISBN 3-8167-6707-9) bestellt werden. Es kostet 39 Euro.

Die Mitglieder der Bundesvereinigung der Prüferingenieure können Sammelbestellungen über ihre Landesvorsitzenden vornehmen.

Im März in München: Zertifizierungslehrgang Sachkundige Planer

Der BÜV-Arbeitskreis „Bauwerkserhaltung, Instandsetzung und Überwachung“ ist schon jetzt mit der Planung der Durchführung der 5. Ausbildungsveranstaltung „Zertifizierter Sachkundiger Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken“ beschäftigt. Sie wird in Kooperation mit der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau vom 3. bis 7. März 2009 in München durchgeführt werden.

Neben Teilnehmern, die die Zertifizierung anstreben und daher vorrangig behandelt werden, sind auch Teilnehmer willkommen, die an einer Fortbildung ohne anschließende Zertifizierung interessiert sind.

Anmeldungen und Interessensbekundungen zur Teilnahme am Zertifizierungslehrgang sowie Anfragen wegen der Erfüllung der Teilnahmevoraussetzungen sind zu richten an den Bau-Überwachungsverein (BÜV), Kurfürstenstrasse 129, 10785 Berlin, Tel.: 030/3198914-20, Fax: 030/3198914-29, vidackovic@bvpi.de

Ab Juli 2009 gilt nur noch die Holzbaunorm 1052:2008-11

Ab dem 1. Juli 2009 wird es für den konstruktiven Holzbau nur noch die DIN 1052:2008-11 (beziehungsweise, soweit schon eingeführt, die DIN V ENV 1995 Teil 1-1) geben. Das geht aus dem Bericht hervor, den der Beratende Ingenieur und öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige für Holzbau, Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz von der Hochschule Karlsruhe – Technik und Wirtschaft – der Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik (BVPI) auf Anfrage zu diesem Thema erstattet hat. Er schreibt:

Die Bearbeitung der DIN 1052 ist abgeschlossen. Es ist vorgesehen, einen Weißdruck DIN 1052:2008-11 mit den eingearbeiteten Berichtigungen, Änderungen und Ergänzungen herauszubringen und in den Ländern einzuführen. Die Koexistenzphase dieser Neufassung der Norm soll ein halbes Jahr betragen. Damit wäre ab dem 1. Juli 2009 nur noch die DIN 1052:2008-11 (bzw. soweit eingeführt DIN V ENV 1995 Teil 1-1) anzuwenden.

Die wesentlichen Änderungen gegenüber der Fassung 2004 sind:

- Aktualisierung der Daten der mitgeltenden Normen,

- Änderung der Klasse der Lasteinwirkungsdauer bei Parkhäusern,

- Änderung der Formel für die Gabellagerung,

- Änderung der Grenzbedingungen bei Druck senkrecht zur Faser,

- zusätzliche Faktoren bei der charakteristischen Schubfestigkeit beim Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Beanspruchung schräg zur Faser (betrifft alle Bereiche, schräge Ränder Brettschichtholz, Keilzinkenstöße, Versätze und dgl.),

- Erhöhung der Steifigkeit bei Ermittlung der Kippschlankeit,

- bei Ausklinkungen mit schrägem Rand zusätzliche Nachweise gefordert,

- Ergänzung der Nachweise der Ausklinkung am unbelasteten Rand,

- Änderung der Randbedingungen bei Durchbrüchen, beim Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit zusätzlicher Faktor, zusätzliche Nachweise,

- Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln; zusätzlicher Nachweis bei Scherversagen im Holz (neuer Anhang J – informativ),

- Nagelplatten, Berichtigung und zusätzliche Angaben, Änderung der Mindestanschlusskräfte,

- bei Klebungen Bezug auf Norm für Klebstoffe.

Weitere Änderungen gibt es in den Anlagen A, E, F und J.

Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz

Datenbank-Recherche der CEBC soll die Gründe für Baufehler analysieren

Die EU-Kommission und die europäische Versicherungsbranche haben das Thema Fehlervermeidung beim Bauen entdeckt. Diesen Schluß hat der Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik (BVPI), Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, gezogen, nachdem er mehrere Sitzungen der Arbeitsgruppe „Building Defects“ innerhalb des Dachverbandes der Bauprüfer in Europa (CEBC) geleitet hatte.

Tiedemann sitzt seit zwei Jahren namens und im Auftrag der BVPI jener CEBC-Arbeitsgruppe vor, die in ganz Europa ausgedehnte Recherchen nach solchen Fehler-Datenbanken durchführt.

Im Rahmen dieser CEBC-Aktivitäten (Consortium of Euro-

pean Building Control) haben neben den regelmäßigen Business-Meetings auch Workshops stattgefunden, in denen das Konzept für die gemeinsame Arbeit, eine einheitliche fachliche Terminologie und der genaue Umfang der künftigen Recherchen festgelegt worden sind. Schwerpunktmäßig, so

wurde dabei vereinbart, solle auf europäischer Ebene zunächst nach solchen Informationsdatenbanken recherchiert werden, in denen Schäden durch Planung und Bautätigkeit gespeichert sind und die nach vereinheitlichter Methode einer Auswertung und Analyse zuzuführen sind.

Die letzte Arbeitssitzung fand im Juni 2008 in Brüssel statt. Hierzu wurden internationale Experten eingeladen, die den anderen Teilnehmern der Sitzung die von ihnen betriebenen oder unterstützten Datenbanken vorstellten.

Als Gäste waren außerdem Antonio Paparella (Europäische Kommission, Generaldirektion Unternehmen und Industrie) und Hakima Ben Azzous (Verband der europäischen Versicherungsunternehmen) erschienen.

Im Ergebnis lässt sich feststellen, dass zumindest in den Kernländern der EU ein umfangreiches Datenmaterial hinsichtlich dokumentierter Bauschäden vorliegt, wobei es in aller Regel um die Ursachen und mögliche Vermeidung der Schäden geht. Als Ursachen für dokumentierte

Bauschäden sind Defizite im Baumaterial, im Entwurf, in der Bauausführung und in der Nutzung der Bauwerke festzustellen.

Es wurde festgestellt, dass auf europäischer Ebene rund zehn Prozent des gesamten Umsatzes fehlerhaft sind. Sowohl von der Versicherungsbranche als auch von Seiten der europäischen Kommission wurde das Thema der Fehlervermeidung und entsprechender Strategien deshalb mit großem Interesse wahrgenommen, und es soll entsprechend unterstützt werden.

Demnächst will die Arbeitsgruppe an alle Mitgliedsstaaten eine Anfrage nach existierenden nationalen Informationsdatenbanken richten und ein Auswertungsschema erarbeiten, mit dem die vorhandenen Schadensfälle gefiltert, analysiert und kategorisiert werden können. Zwecks Auswertung nach diesem Schema sollen entsprechende Studienarbeiten an Hochschulen initiiert werden. Des Weiteren soll die aktive Unterstützung der Europäischen Kommission und nationaler relevanter Versicherungsgesellschaften gesucht werden.

Andrä: Der Ausschluss des menschlichen Irrtums könnte viele Baufehler vermeiden

Der BVPI-Präsident hielt beim Ettersburger Gespräch einen vielbeachteten Vortrag über die Qualitätssicherung am Bau

Nicht die Zuweisung der Haftung ist das Ziel, sondern ihre Vermeidung; nicht irgendwelche Sicherheitsbeiwerte der EU können Baufehler vermeiden, sondern der Ausschluss des menschlichen Irrtums. Mit diesen beiden Quintessenzen ist neulich das Forum „Sicherheit von Qualität beim Planen und Bauen“ zu Ende gegangen, das im Rahmen seiner so genannten Ettersburger Gespräche der Bauverband Hessen/Thüringen Anfang September durchgeführt hat.

Diese beiden Schlussfolgerungen stellen das Ergebnis mehrerer Referate dar, die über das Generalthema der Ettersburger Gespräche gehalten worden sind, u. a. das von Rechtsanwalt Bernd Knipp von der Deutschen Gesellschaft für Baurecht und das von Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, dem Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfengeieure.

Knipp hatte einen vielbeachteten Vortrag gehalten, dessen Inhalt, nach lebhafter und zielgerichteter Diskussion, die Notwendigkeit darstellte, den Lösungsansatz für das am Bau allgegenwärtige Problem der Haftung umzudrehen: Nicht die Zuweisung der Haftung müsse das Ziel sein, sondern deren Vermeidung.

Andräs Analyse des zu diskutierenden Problems bot einen ernstzunehmenden neuen Ausgangspunkt für richtungweisende Gedanken über die Vermeidung von Bauschäden und -fehlern und über die Verteilung der Haftung am Bau an.

Andrä stellte in den Mittelpunkt seiner Überlegungen den menschlichen, allzumenschlichen Irrtum. Er müsse ausgeschlossen werden, um mehr Sicherheit am Bau – oder sonst wo – zu erzeugen. Die Quellen des Irrtums, als des größten Fehlerpotenzials menschlichen Handelns und Denkens überhaupt, müssten austrocknet werden, und zwar mithilfe wissenschaftlich fundierter Strategien, mit denen die neuralgi-

schen Punkte für Fehler und Irrtum sichtbar gemacht werden könnten. So könnten, meinte Andrä, neuartige Ansätze für die Analyse von Risiken und deren Vermeidung definiert und ganz neue Möglichkeiten der Vermeidung von Fehlern erschlossen werden.

Die Ettersburger Gespräche werden seit einiger Zeit vom hessisch-thüringischen Bauverband in enger Kooperation mit dem Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, der Bundesingenieurkammer, dem Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik (BVPI), der VHV-Versicherungen und anderen Vertretern der Baubranche veranstaltet.

In der September-Veranstaltung wurden neben dem Sicherheitsthema Gedanken über die Bedeutung und Realisierung der Qualität in der Wertschöpfungskette Bau geäußert und ausgetauscht.

Der Technische Koordinierungsausschuss will einen Leitfaden Bauüberwachung herausgeben

Die Harmonisierung aller Technischen Mitteilungen wird zielstrebig komplettiert

Der Technische Koordinierungsausschuss der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik hat den Worten seines Berichtes in der 32. Ausgabe des *Prüfingenieurs* eindeutige Taten folgen lassen und nun die Arbeit für einen „Leitfaden zur Bauüberwachung“ aufgenommen, der das Tätigkeitsfeld des Prüfingenieurs beschreiben soll. Zwecks Erfüllung seiner Aufgaben hat der Ausschuss die Anzahl seiner jährlichen Sitzungen von zwei auf drei erhöht.

Die jüngste Sitzung dieses Ausschusses fand am 11. September im Rahmen der Arbeitstagung der BVPI in Saarbrücken statt. Ein wichtiges Thema dort war, neben dem „Leitfaden“ auch die Harmonisierung der Technischen Mitteilungen voranzutreiben, wobei der an die betreffenden Mitglieder gerichtete Appell zur zügigen Unterstützung offensichtlich offenes Gehör gefunden hat.

Die bis jetzt auf der Website der BVPI eingestellten Technischen Mitteilungen werden in Form einer Arbeitsteilung geprüft und, sofern erforderlich, aktualisiert. Fachgebiete, wie z. B. Einwirkungen/Lastannahmen, Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau etc. erfahren derzeit eine intensive Bearbeitung, so dass noch in diesem Jahr mit der Veröffentlichung von entsprechenden Technischen Mitteilungen gerechnet werden kann.

Innerhalb der Mitgliedschaft des Technischen Koordinierungsausschusses erfolgt ein ausgeprägter Erfahrungsaustausch, wobei im Rahmen eines Rundgesprächs zur Situation in den Ländern auf allgemeine, landesspezifische Entwicklungen und Neuerungen hingewiesen wird, zum anderen aber auch fachspezifische Themen beleuchtet werden.

So wird zum Beispiel in regelmäßigen Abständen über den Sachstand zur DIN 1052 sowie die

Weiterentwicklung der Massivbaunorm (EC 2) berichtet.

Von besonderem Interesse ist weiterhin das Thema „Kontakt zu Gremien und Ausschüssen“, über deren Entwicklung vornehmlich Prof. Dipl.-Ing. Günter Ernst als Vorsitzender des Technischen Koordinierungsausschusses die Mitglieder informiert.

Für seine Arbeit an dem „Leitfaden zur Bauüberwachung“ hat der Ausschuss einen Arbeitskreis ins Leben gerufen.

In einem ersten Schritt hat

die Bundesgeschäftsstelle aus allen Bundesländern auf Grundlage der Landesprüfverordnungen Arbeitsmaterial recherchiert und an die Mitglieder des internen Arbeitskreises weitergegeben.

In einem zweiten Schritt wird eine Sichtung des verfügbaren Materials vorgenommen werden, wobei Gemeinsamkeiten in Sachen Inhalt und Begrifflichkeit extrahiert werden sollen. Auf dieser Grundlage soll dann der avisierte Leitfaden zur Bauüberwachung erstellt werden.

Man sieht, dass auch in diesem Jahr dem Technischen Koordinierungsausschuss zahlreiche Aufgaben obliegen. Angesichts des starken Engagements seiner Mitglieder und einer zielgerichteten Organisation können diese aber ergebnisorientiert realisiert werden.

EAU 2004 als EAU 2008 auf CD-ROM

Neue Ausgabe der Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen

Die Hafenbautechnische Gesellschaft hat kürzlich eine aktualisierte und digitalisierte Version ihrer *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2004* herausgegeben. Sie gilt international als Standardwerk für Entwurf, Ausschreibung, Vergabe, und technische Bearbeitung von Hafen- und Wasserbauten. Darüber hinaus bieten die EAU wertvolle Hilfestellung für wirtschaftliche und umweltverträgliche Bauausführung, Bauüberwachung und Vertragsabwicklung.

In die digitalisierte Fassung der EAU wurden arbeitserleichternde Funktionen integriert, beispielsweise eine Volltextsuche und eine einfacher zu bedienende Navigation. Gegenüber der gedruckten Fassung der Version von 2004 sind in der *EAU digital* (auf CD-ROM) Änderungen und Ergänzungen entsprechend der Technischen Jahresberichte der Hafenbautechnischen Gesellschaft eingearbeitet. Abgerundet wird die CD-ROM von einem Anbieterverzeichnis, in dem Planungsbüros, bauausführende Unternehmen, Zulieferer und Softwarehersteller ihre Produkte und Dienstleistungen vorstellen.

ISBN: 978-3-433-02915-2
www.ernst-und-sohn.de
Fax: 030/47031/240

Sicherheitsnachweise in der Geotechnik nach der neuen DIN 1054

Diese Norm fasst die Regelungen für alle Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau zusammen

Ende 2007 ist die alte DIN vom November 1976 endgültig zurückgezogen und durch die inzwischen auch bauaufsichtlich eingeführte neue DIN 1054 vom Januar 2005 ersetzt worden. Sie ist wesentlich umfassender als ihre Vorgängernorm und kann als übergeordnete Grundsatznorm der Geotechnik betrachtet werden, da sie erstmals alle relevanten Regelungen für die Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau in sich vereint. Ihre wesentlichen Inhalte werden in dem folgenden Beitrag vorgestellt. Parallel werden auf europäischer Ebene die geotechnischen Sicherheitsnachweise in dem übergeordneten Eurocode EC7 in Verbindung mit einem länderspezifischen Nationalen Anhang geregelt, in dem keine Regelungen mehr enthalten sein dürfen, die sich auch schon im EC7 finden. Obwohl DIN 1054:2005 inhaltlich kompatibel mit dem EC7 ist, wird sie daher nach einer Übergangszeit zu einer Rumpfnorm schrumpfen müssen, in der nur noch die nationalen Ergänzungsregeln enthalten sein werden, auf die der Nationale Anhang verweist. Damit ist nach dem jetzigen Zeitplan 2009 zu rechnen.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler



studierte Bauingenieurwesen (Bodenmechanik und Grundbau) und promovierte an der TU Karlsruhe, war von 1987-2000 Mitarbeiter bei der Philipp Holzmann AG, zuletzt als Geschäftsführer der Philipp Holzmann Planungsgesellschaft mbH; seit April 2000 ist er Inhaber des Lehrstuhls für Geotechnik im Bauwesen und Leiter des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsbau und Verkehrswasserbau an der RWTH Aachen.

1 Einführung

Seit mehr als 30 Jahren versucht man zur Beseitigung von Handelshindernissen im europäischen Markt einheitliche Technische Regeln und Normen zu erlassen. Auf Beschluss der europäischen Kommission wurde das Europäische Komitee für Normung CEN (Comité Européen de Normalisation) in Brüssel mit dieser Aufgabe betraut.

Das CEN hat dazu für die Erarbeitung einzelner Normengruppen Technische Komitees (TC) gebildet, die in Unterkomitees gegliedert sind. Diese wiederum bedienen sich zur Erstellung der eigentlichen Normungsarbeit weiterer Untereinheiten in Form von Arbeitsgruppen und Projektteams (Abb. 1).

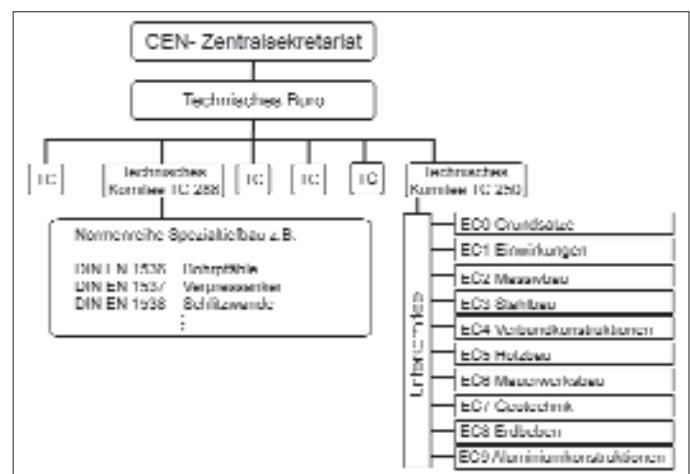


Abb. 1: Struktur der europäischen Normung

Für die Sicherheit im Bauwesen sind die durch das TC 250 erstellten Eurocodes maßgebend, wobei der Eurocode EC0 die allgemeinen Grundsätze zum Sicherheitskonzept, der EC1 die wesentlichen Ausführungen zu den Einwirkungen auf Tragwerke und die Eurocodes EC2 bis EC9 die fachspezifischen Regelungen enthalten. Maßgebend für die Bestimmung der Sicherheit in der Geotechnik ist der EC7 in Verbindung mit dem EC0 und EC1.

Die Ausführungsrichtlinien für die Geotechnik werden in einer eigenen Normenreihe unter dem ge-

meinsamen Oberbegriff „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ behandelt, für deren Erstellung das Technische Komitee TC 288 verantwortlich ist. Die für die verschiedenen Gewerke des Spezialtiefbaus erstellten Normen ersetzen die bisher bekannten Ausführungsnormen, die z. T. aber auch noch Regelungen zur Berechnung und Bestimmung der Sicherheit enthielten. So löst beispielsweise die neue, in Deutschland und Europa gültige DIN EN 1536 die bekannte nationale Bohrpfahlnorm DIN 4014 ab.

Der Grund, weshalb neben den europäischen Aktivitäten im Normungswesen überhaupt noch eine eigenständige Entwicklung einer deutschen Sicherheitsnorm in Form von DIN 1054 betrieben wurde, waren anfänglich unüberbrückbare Gegensätze über die Art der Nachweisführung in der Geotechnik.

Während der EC7 in seiner früheren Fassung von 1996 fast ausschließlich eine Nachweisführung nach den später noch erläuterten Regelungen des Grenzzustands GZ 1C vorsah, bestand man in Deutschland bei den meisten Nachweisen auf der Nachweisführung mit charakteristischen Größen im Grenzzustand GZ 1B, da sonst das bewährte Sicherheitsniveau in Deutschland aufgegeben worden wäre [1].

Dem trug die Überarbeitung des EC7 Rechnung, dessen Neufassung in Deutschland als DIN EN 1997-1 im Oktober 2006 unter dem Titel „Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln“ veröffentlicht wurde. Da darin eine Öffnung für mehrere Nachweisverfahren enthalten ist, stellt sich DIN 1054 in ihrer jetzigen Form weitgehend kompatibel mit den entsprechenden Regelungen des Eurocodes EC7 dar.

Allerdings sieht die europäische Normung vor, dass die Eurocodes gleichlautend für alle Staaten Europas gelten und nur noch länderspezifische Dinge oder Regelungen, die der Eurocode offen lässt oder wo er Alternativen zulässt, in einem Nationalen Anhang (NA) geregelt werden dürfen.

Zu den wichtigsten nationalen Regelungen gehört dabei die Festlegung der Größe der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte. In dem NA dürfen ansonsten aber keine Regelungen aufgenommen sein, die bereits im entsprechenden Eurocode enthalten sind.

Dies bedeutet, dass DIN 1054 in der jetzt erst bauaufsichtlich zugelassenen Fassung von 2005 bereits wieder grundlegend überarbeitet werden muss. Sie wird zu einer Rumpfnorm schrumpfen, die nur noch die national zu regelnden Elemente enthält. Anfänglich war die Herausgabe dieser Rumpfnorm nach

Veröffentlichung von DIN EN 1997-1 und Ende der 2005 begonnenen zweijährigen Kalibrierungsphase noch im Jahr 2007 als DIN 1054:2007 geplant. Aufgrund der langwierigen Abstimmungen hat dies jedoch schon mit dem Gelbdruck bis Mitte 2008 gedauert, so dass zum Zeitpunkt der Drucklegung dieses Beitrags mit der endgültigen Fassung nicht vor 2009 zu rechnen war. Das Ende der so genannten Koexistenzperiode, innerhalb derer konkurrierende nationale Normen noch parallel zum Eurocode verwendet werden, dürfte sich daher gegenüber den in **Abb. 2** angegebenen Zeiten entsprechend nach hinten schieben.

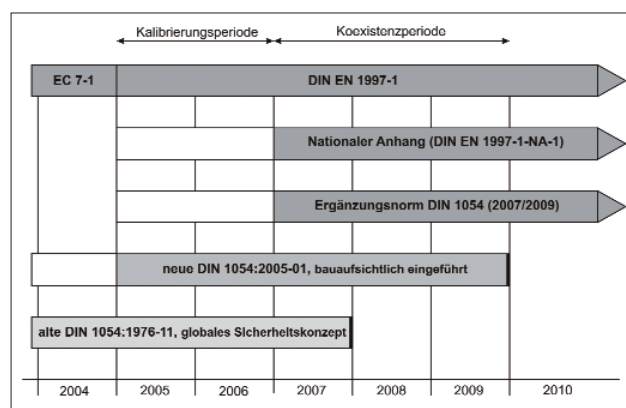


Abb. 2: Ursprünglicher Zeitplan für die Einführung des Nationalen Anhangs zum EC 7-1 und der zugehörigen Ergänzungsnorm (in Anlehnung an [2])

Der Anwender wird zukünftig drei Regelwerke parallel beachten müssen. Der Eurocode EC 7-1 in Form von DIN EN 1997-1 stellt die Grundnorm dar. An den Stellen, an denen DIN EN 1997-1 eine nationale Regelung vorsieht oder zulässt, findet sich eine entsprechende Regelung im Nationalen Anhang NA-1 zu DIN EN 1997-1. Sofern die nähere Spezifizierung nicht schon explizit im NA-1 vorgenommen ist, besteht sie nur aus einem Verweis auf die entsprechende Anwendungsregel, die ihrerseits meist in der Ergänzungsnorm DIN 1054:2009 zu finden sein wird. Dort finden sich dann weitere Verweise auf mitgeltende Normen oder einschlägige Empfehlungen aus Arbeitskreisen und Ausschüssen wie die EAB, EAU oder EA-Pfähle.

Um für den Anwender die Handhabung der parallel zu beachtenden drei Regelwerke zu erleichtern, war zum Zeitpunkt der Drucklegung dieses Beitrags geplant, neben der Einzelveröffentlichung der drei Regelwerke diese auch in einem einzigen Normenhandbuch zusammenzufassen (**Abb. 3**). Näheres zur historischen Entwicklung und der zukünftigen Einordnung von DIN 1054 im europäischen Regelwerk findet sich in [3] und [4].

Derzeit ist jedoch noch DIN 1054 „Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ in der

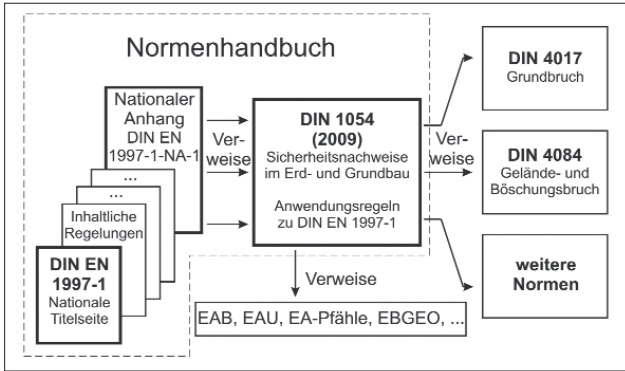


Abb. 3: Zukünftiges Normenhandbuch für die Anwendung von DIN EN 1997-1 (in Anlehnung an ([2])

Fassung von Januar 2005 mit den zwischenzeitlich erfolgten vier Berichtigungen bauaufsichtlich eingeführt und damit alleine verbindlich. Die Übergangsfrist für die Anwendung der bisherigen DIN 1054 „Zulässige Belastung des Baugrunds“ aus dem Jahr 1976 hatte bereits mit Ablauf des vergangenen Jahres geendet. Im Gegensatz zu ihr ist die neue DIN 1054 wesentlich umfassender und kann als übergeordnete Grundsatznorm der Geotechnik betrachtet werden, in der erstmals alle relevanten Regelungen zu den Sicherheitsnachweisen im Erd- und Grundbau vereint sind. Grundlage ist dabei das Teilsicherheitskonzept, das sich auch in der entsprechenden europäischen Normung findet.

2 Das neue Sicherheitskonzept

Um den Unterschied zwischen dem früher in Deutschland nach DIN 1054:1976-11 angewendeten globalen Sicherheitskonzept und dem mittlerweile anzuwendenden Teilsicherheitskonzept nach der neuen DIN 1054 von 2005 und dem EC7 deutlich zu machen, wird zunächst noch einmal das globale Sicherheitskonzept kurz erläutert.

2.1 Globales Sicherheitskonzept

Bei diesem Konzept werden in einer Grenzbeurteilung die maximal möglichen Widerstände mit den tatsächlich wirkenden Lasten verglichen. In der nachfolgend noch erläuterten Nomenklatur der neuen DIN 1054 entspricht dies dem Vergleich der charakteristischen Widerstände mit den charakteristischen Einwirkungen. Ausreichende Sicherheit ist gegeben, wenn das Verhältnis dieser beiden Größen einen ausreichend großen Wert aufweist. Beispielhaft ist dies in **Abb. 4** für den Grundbruchnachweis dargestellt, in die auch die Bezeichnungen nach der neuen DIN 1054 in Klammern aufgenommen sind.

Bei der Anwendung des globalen Sicherheitskonzepts zur Bestimmung von noch nicht bekannten

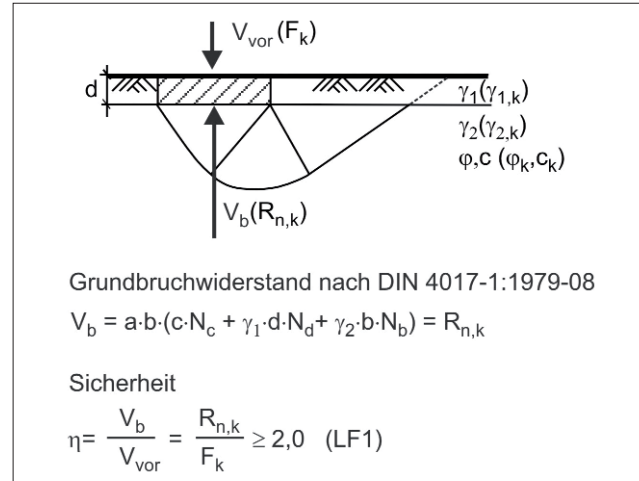


Abb. 4: Grundbruchnachweis nach Globalem Sicherheitskonzept

Bauteilabmessungen (z.B. Fundamentbreite beim Grundbruchnachweis) entsteht das Problem, dass durch die Verwendung von charakteristischen Größen in der statischen Berechnung ein Gleichgewichtszustand betrachtet wird, bei dem die Sicherheit automatisch den Wert 1,0 aufweist, da bei dieser Betrachtung keine Sicherheitsreserven eingerechnet werden.

In der Praxis hat man sich damit beholfen, dass die Widerstände vor dem Eingang in die statische Berechnung abgemindert wurden, z. B. durch Division des Erdwiderstands durch den Faktor $\eta = 1,5$ bei der Bestimmung der Einbindetiefe einer Baugrubenwand (EAB:1994, 3. Auflage, EB 19).

2.2 Teilsicherheitskonzept

Beim Teilsicherheitskonzept wird die im System vorhandene Sicherheit auf die Widerstands- und die Einwirkungsseite aufgeteilt. Dadurch hat man die Möglichkeit, die einzelnen Komponenten je nach ihrer Datengüte und Wertigkeit für die Gleichung des Grenzgleichgewichts unterschiedlich zu gewichten. Ausreichende Sicherheit ist gegeben, wenn die allgemeine Ungleichung erfüllt ist, nach der die Summe der Bemessungswiderstände R_d zu jeder Zeit größer ist als die Summe der Bemessungseinwirkungen F_d :

$$\sum R_d \geq \sum F_d$$

In **Abb. 5** ist die Vorgehensweise für das Grundbruchbeispiel nach neuer DIN 1054 für den später noch erläuterten Grenzzustand GZ 1B dargestellt. Hierbei werden die charakteristische Einwirkung und der charakteristische Widerstand erst unmittelbar vor dem Einsetzen in den Sicherheitsnachweis zu den so genannten Bemessungsgrößen verändert.

In diesem Fall erhält man die Bemessungsgrößen dadurch, dass der charakteristische vertikale

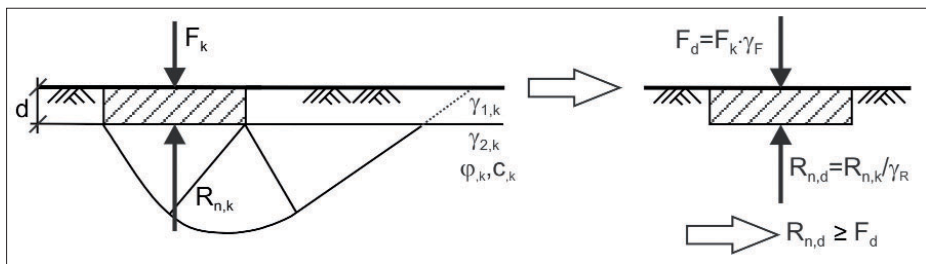


Abb. 5: Grundbruchnachweis nach Teilsicherheitskonzept

Grundbruchwiderstand $R_{n,k}$ aus der Grundbruchgleichung nach DIN 4017, der sich genauso ergibt wie zuvor beim globalen Sicherheitskonzept, durch einen Teilsicherheitsbeiwert γ_R dividiert und die charakteristische vertikale Einwirkung F_k mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_F multipliziert wird. Die beiden Teilsicherheitsbeiwerte sind größer als 1,0 und können im Einzelnen den Tabellen 2 und 3 von DIN 1054 entnommen werden. Der Sicherheitsnachweis ist erbracht, wenn gezeigt werden kann, dass

$$R_{n,d} \geq F_d$$

ist.

Will man wissen, wie viel rechnerische Sicherheit über die Teilsicherheitsbeiwerte hinaus in dem System noch steckt, bestimmt man den Ausnutzungsgrad μ der Widerstände. Dazu werden die Bemessungswiderstände noch so weit abgemindert, dass die Grenzzustandsgleichung gerade identisch erfüllt wird:

$$\mu \cdot R_{n,d} = F_d$$

3 Aufbau und Inhalte der neuen Sicherheitsnorm DIN 1054

3.1 Inhaltsübersicht

DIN 1054 enthält insgesamt 12 Abschnitte und 7 Anhänge. In den ersten drei Abschnitten werden zunächst der Anwendungsbereich erläutert, die normativen Verweise aufgelistet und Begriffe und Formelzeichen definiert. Abschnitt 4 beschäftigt sich mit der Definition der Geotechnischen Kategorien sowie mit den allgemeinen Regelungen für Sicherheitsnachweise. Dabei wird insbesondere auf die Darstellung der verschiedenen Grenzzustände und den damit verbundenen unterschiedlichen Nachweisführungen eingegangen. Abschnitt 5 ist dem Baugrund und der dabei wichtigen Festlegung charakteristischer Bodenkenngrößen gewidmet. Abschnitt 6 beschäftigt sich eingehend mit den Einwirkungen und Widerständen und der damit zusammenhängenden Definition von Lastfällen. Außerdem enthält Abschnitt 6 die Tabellen mit den Teilsicherheitsbeiwerten. Die folgenden Ab-

schnitte 7 bis 12 erläutern dann die Anwendung des Sicherheitskonzepts für die verschiedenen geotechnischen Fragestellungen wie Flachgründungen, Pfahlgründungen, Baugruben etc. Einzelheiten und zusätzliche Erläuterungen mit Rechenbeispielen zur Anwendung der neuen Norm finden sich in [3].

Des Weiteren sei auf die Fachartikel des demnächst erscheinenden Grundbautaschenbuchs (7. Auflage, 3. Teil) verwiesen.

Anhang A enthält die in der alten DIN 1054 noch als „zulässige Bodenpressung“ bezeichneten Werte der jetzt als „aufnehmbare Sohldrücke“ bezeichneten Größen. In den Anhängen B bis D sind die Erfahrungswerte zur Bestimmung der charakteristischen Pfahlwiderstände zusammengestellt und Anhang E gibt Angaben zu Einwirkungen und Widerständen bei quer zur Pfahlachse belasteten Pfahlgruppen. Die Anhänge F und G schließlich enthalten die Übergangsbestimmungen für Normen und Technische Baubestimmungen, die noch auf dem alten Nachweiskonzept aufbauen und noch nicht an das neue Teilsicherheitskonzept angepasst worden sind. Zitate aus DIN 1054 werden im Folgenden in Anführungszeichen gesetzt.

3.2 Anwendungsbereich

Der Anwendungsbereich von DIN 1054 ist in Abschnitt 1 der Norm geregelt: „Die Norm betrifft die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken und Bauteilen im Erd- und Grundbau. Sie gilt für deren Herstellung und Nutzung und schließt die Änderung bestehender Bauwerke ein.“

In der Norm werden Grundsätze formuliert und Regeln aufgestellt, wie die Nachweise für vom Baugrund beeinflusste Grenzzustände zu führen sind. Die Norm unterscheidet dabei zwischen Gründungen und geotechnischen Bauwerken. Zu den Gründungen zählen Flach-, Pfahl- und Senkkastengründungen. Bei diesen resultieren die wesentlichen Einwirkungen aus dem Überbau und werden in der Regel aus der Tragwerksplanung des aufliegenden Tragwerks übergeben. Zu den geotechnischen Bauwerken zählen z.B. Stützbauwerke, Baugrubenwände und Erdbauwerke wie Dämme und Einschnitte. Bei ihnen ergeben sich die Einwirkungen vorwiegend aus der geotechnischen Beanspruchung.

3.3 Geotechnische Kategorien

Die Herstellung von Gründungen und geotechnischen Bauwerken erfordert eine gründliche Planung

und Vorbereitung, zu der auch eine ausreichende Erkundung und Untersuchung des Baugrunds gehört. Dafür wird in der Praxis ein Sachverständiger für Geotechnik beauftragt. Bei ihm wird vorausgesetzt, dass er fachkundig und erfahren auf dem Gebiet der Geotechnik ist. Spezielle Anforderungen an das Berufsbild oder den Ausbildungsgang werden nicht gestellt [5].

Da der Sachverständige für Geotechnik nicht institutionalisiert ist, taucht der Begriff in DIN 1054 erst gar nicht auf. Vielmehr wird festgehalten, dass der Entwurfsverfasser nach § 54 der Musterbauordnung MBO (2002) die Gesamtverantwortung für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen trägt. Es obliegt daher ihm, bei fehlender eigener fachlicher Kompetenz auf dem Gebiet der Geotechnik im Einvernehmen mit dem Bauherrn über die Einschaltung eines Fachplaners für Geotechnik zu entscheiden [(DIN 1054, 4.1 (1))].

Allerdings heißt es in Anlage 2.1/9 des Kommentars zur Musterliste der Technischen Baubestimmungen bei der Einführung von DIN 1054:2005-01: „DIN 1054 nimmt wiederholt Bezug auf Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen, die den Anforderungen von DIN 4020:2003-09 genügen. Diese müssen vor der konstruktiven Bearbeitung der baulichen Anlage vorliegen.“ Damit wird der Sachverständige für Geotechnik indirekt wieder zur Klärung der geotechnischen Fragestellungen bei einem Bauwerk verpflichtet. Denn es heißt in Abschnitt 5 von DIN 4020: „Der Entwurfsverfasser hat den Bauherrn rechtzeitig auf die Notwendigkeit einer geotechnischen Untersuchung hinzuweisen. Der Bauherr hat geotechnische Untersuchungen für den Entwurf rechtzeitig zu beauftragen und hierfür einen Sachverständigen für Geotechnik einzuschalten“.

Die Aufgabe des Sachverständigen für Geotechnik besteht darin, die erforderlichen geotechnischen Untersuchungen und Messungen nach den Vorgaben von DIN 4020 zu planen und deren fachgerechte Durchführung zu überwachen. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen hat er die charakteristischen Werte für die Baugrundkenngrößen und Grundwasserstände festzulegen, die später Eingang in die Berechnungen zur Überprüfung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit finden. Es ist weiter seine Aufgabe, aus den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Boden und daraus resultierende Folgerungen für die Planung und Konstruktion aufzuzeigen und dem Bauherrn und den beteiligten Fachplanern mitzuteilen.

Die Mindestanforderungen an Umfang und Qualität der durchzuführenden geotechnischen Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen richten sich nach der Geotechnischen

Kategorie. DIN 1054 nimmt dabei in Anlehnung an DIN 4020 eine Aufteilung in drei Kategorien vor (DIN 1054, 4.2).

Geotechnische Kategorie GK 1:

Sie umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, die mit vereinfachten Verfahren aufgrund von Erfahrungen hinreichend beurteilt werden können.

Geotechnische Kategorie GK 2:

Sie umfasst Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerke und Baugrund. Sie erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen. Neben dem geotechnischen Untersuchungsbericht ist auch ein geotechnischer Entwurfsbericht zu erstellen.

Geotechnische Kategorie GK 3:

Sie umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad, insbesondere auch bei Anwendung der Beobachtungsmethode. Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von zusätzlichen Untersuchungen und von vertieften Kenntnissen und Erfahrungen auf dem jeweiligen Spezialgebiet. Auch hier ist ein geotechnischer Entwurfsbericht anzufertigen.

Die Einordnung einer Baumaßnahme in eine Geotechnische Kategorie erfolgt zu Beginn der Planungen. Eine spätere Änderung auf Grund der beim Bau vorgefundenen Verhältnisse ist möglich und u. U. notwendig. Detaillierte Zuordnungen geotechnischer Konstruktionen zu den Geotechnischen Kategorien werden in den jeweiligen Fachabschnitten von DIN 1054 vorgenommen. Weitere allgemeine Kriterien in Abhängigkeit von der Art des Bauwerks, dem Baugrund, den Grundwasserhältnissen und der Umgebung finden sich in DIN 4020 und in [6].

3.4 Wichtige Begriffe der neuen Sicherheitsnorm

Für die nachfolgende Vorstellung einzelner Inhalte von DIN 1054 ist es notwendig, vorab einige wichtige Begriffe zu definieren. Die Begriffsdefinitionen sind in ihrer Gesamtheit zu betrachten, da sie aufeinander Bezug nehmen.

3.4.1 Charakteristischer Wert

Als charakteristischer Wert wird nach DIN 1054 der Wert einer Einwirkung oder eines Wider-

stands bezeichnet, von dem angenommen wird, „dass er mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer des Bauwerks und der entsprechenden Bemessungssituation nicht überschritten oder unterschritten wird.“ Charakteristische Größen werden durch den Index „k“ gekennzeichnet.

Während die vom Tragwerk auf die Gründungskonstruktion übertragenen Einwirkungen relativ zuverlässig eingeschätzt werden können, zählt die Festlegung von Homogenbereichen im Boden mit zugehörigen charakteristischen Bodenkennwerten, aus denen dann sowohl grundbauspezifische Einwirkungen, wie z. B. der aktive Erddruck, als auch Bodenwiderstände, wie z. B. der passive Erddruck, abgeleitet werden, zu den schwierigsten Aufgaben in der Geotechnik.

In der Regel wird dazu ein Sachverständiger für Geotechnik eingeschaltet werden, der, aufbauend auf seinem Wissen und seiner Erfahrung, den Sicherheitsabstand zwischen dem von ihm anzugebenden charakteristischen Wert und dem rechnerischen Mittelwert einer Größe festlegt, wie das beispielhaft für den Reibungswinkel in der linken Hälfte von **Abb. 6** gezeigt ist. Einflussparameter auf die Größe des Sicherheitsabstands sind u. a.:

- Qualität und Quantität der Datenbasis,
- Auswirkung eines Bauwerksversagens auf die Umgebung,
- Empfindlichkeit der Bauwerkskonstruktion im Hinblick auf baugrundbedingte Verformungen,
- die Fähigkeit der Konstruktion, bei Annäherung an den Grenzzustand schädliche Kräfte umzulagern (Duktilität).

Bei geringer Streuung der Messwerte und geringem Einfluss des Parameters auf das Gesamtergebnis, kann der charakteristische Wert auch mit dem

Mittelwert zusammenfallen, wie das beispielhaft für die Wichte des Bodens in der rechten Hälfte von **Abb. 6** gezeigt ist. Es kann auch erforderlich werden, obere und untere charakteristische Werte festzulegen und in den Berechnungen jeweils den ungünstigsten Wert auszuwählen.

Ein typisches Beispiel dafür stellt der Ansatz der Betonwichte dar, die beim Nachweis gegen Aufschwimmen mit dem unteren Wert von 24kN/m^3 und in allen anderen Fällen, bei denen das Betongewicht ungünstig wirkt, mit 25kN/m^3 angesetzt wird (EAB: 2006, 4. Auflage, EB 62). Ein solches Erfordernis kann auch bei starken Streuungen der Bodenkennwerte gegeben sein.

Aufgrund der starken Interaktion zwischen Bauwerkskonstruktion und Untergrund sollte der fachliche Austausch zwischen dem Sachverständigen für Geotechnik und dem Tragwerksplaner nicht auf die reine Übergabe von Bodenkennwerten beschränkt bleiben, sondern auch die Diskussion über die damit erhaltenen Ergebnisse einschließen.

Dies trifft insbesondere für Verformungsrechnungen zu, bei denen heute praktisch ausschließlich elektronische Rechenprogramme vorwiegend auf Basis Finiter Elemente zum Einsatz kommen. Bei verschiebungsempfindlichen Konstruktionen mag der Sachverständige für Geotechnik schnell geneigt sein, zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit die entsprechenden verformungsbestimmenden Kenngrößen des Untergrunds wie z. B. die Steifemoduli der einzelnen Bodenschichten möglichst vorsichtig, d. h. niedrig anzusetzen. Dies kann aber bei der Bestimmung der Schnittgrößen für die Abschätzung der Grenztragfähigkeit zu unrealistischen und unsicheren Ergebnissen führen.

3.4.2 Repräsentativer Wert

Nach DIN 1055-100:2001-03 ist ein repräsentativer Wert, gekennzeichnet durch den Index „rep“, definiert als der Wert einer Einwirkung, der der Nachweisführung in Grenzzuständen zugrunde liegt. Treten nur ständige Einwirkungen auf, stellt der charakteristische Wert den repräsentativen Wert dar. Treten zusätzlich voneinander unabhängige veränderliche Einwirkungen auf, so wird der reprä-

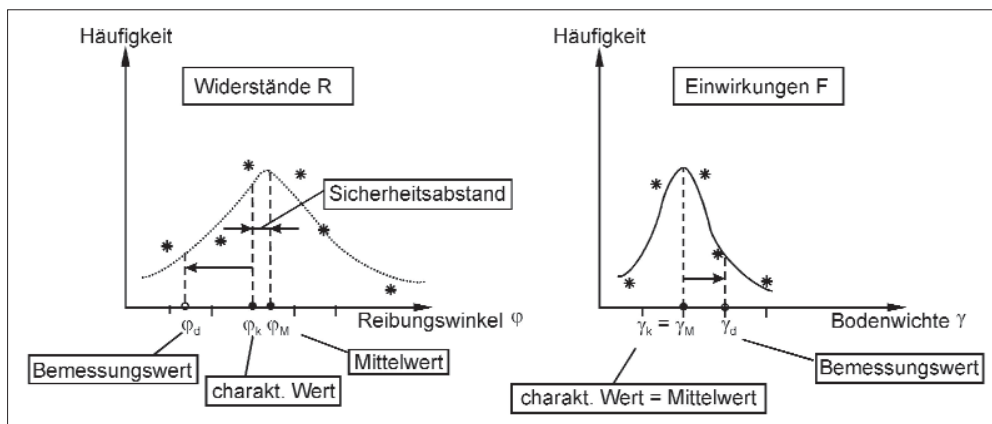


Abb. 6: Festlegung charakteristischer Werte am Beispiel des Reibungswinkels φ und der Bodenwichte γ

sentative Wert der veränderlichen Einwirkungen dadurch gebildet, dass bei der summarischen Berücksichtigung der Auswirkungen von ständigen und veränderlichen Einwirkungen die veränderlichen Einwirkungen mit einem Kombinationsfaktor ψ_i abgemindert werden, womit berücksichtigt wird, dass nicht alle veränderlichen Einwirkungen gleichzeitig auftreten. Die Größe des ψ_i -Wertes richtet sich nach der Häufigkeit des Auftretens der veränderlichen Einwirkung Q_k . Angaben zur Größe des Kombinationsbeiwerts ψ_i finden sich im Anhang A von DIN 1055-100.

Die Bildung repräsentativer Werte findet insbesondere bei der Bemessung von Hochbauten statt. In die geotechnische Berechnung fließen sie damit indirekt bei der Übergabe der Gründungslasten ein.

3.4.3 Bemessungswert

Als Bemessungswert, gekennzeichnet durch den Index „d“, wird nach der neuen DIN 1054 der Wert einer Einwirkung, einer Beanspruchung oder eines Widerstands bezeichnet, „der für den Nachweis eines Grenzzustandes zugrunde gelegt wird“. Der Bemessungswert einer Einwirkung wird dadurch erhalten, dass der repräsentative Wert mit einem Teilsicherheitsfaktor $\gamma_F \geq 1,0$ multipliziert wird:

$$F_d = F_{rep} \cdot \gamma_F$$

Der Bemessungswert eines Widerstands ergibt sich aus der Division des charakteristischen Widerstands durch einen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_R \geq 1,0$:

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

3.4.4 Nennwert

Als Nennwert wird ein Wert bezeichnet, der nicht über Teilsicherheitsbeiwerte oder sonstige Sicherheitselemente sondern unmittelbar als Bemessungswert festgelegt wird. Die meisten geometrischen Größen werden in den Sicherheitsnachweisen direkt mit ihrem Nennwert eingesetzt.

3.4.5 Einwirkung

DIN 1054 nimmt explizit Bezug auf DIN 1055-100:2001-03, deren Titel „Einwirkungen auf

Tragwerke“ lautet und die sich als Bindeglied zum Eurocode versteht. Darin werden Einwirkungen als „auf das Tragwerk einwirkende Kraft- oder Verformungsgrößen“ bezeichnet, wobei eine sehr differenzierte Betrachtung der einzelnen Einwirkungen vorgenommen wird. Diese vielfältigen Einwirkungsarten werden in der Geotechnik nach DIN 1054 gemäß **Abb. 7** auf drei Hauptgruppen beschränkt:

- Gründungslasten,
- grundbauspezifische Einwirkungen,
- dynamische Einwirkungen.

Generell sind die Anteile aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen getrennt zu behandeln, da diese bei den meisten Nachweisen mit unterschiedlichen Teilsicherheitsfaktoren belegt werden. Bei den veränderlichen Einwirkungen sind wie üblich nur die ungünstigen Einwirkungen zu berücksichtigen. Nach DIN 1054 wird bis auf die Nachweise im Grenzzustand GZ 1A keine Differenzierung zwischen günstigen und ungünstigen ständigen Einwirkungen vorgenommen. In diesem Punkt unterscheidet sich DIN 1054 von der Vorgehensweise im Hochbau, wo eine solche Differenzierung vorgesehen ist (DIN 1055-100, Anhang A, Tabelle A.3).

3.4.5.1 Gründungslasten

Gründungslasten (DIN 1054, 6.1.2) werden nach DIN 1054 als Schnittgrößen (Beanspruchungen) aus der statischen Berechnung des aufliegenden Tragwerks am Übergang zur Gründungskonstruktion definiert. Sie sind als charakteristische bzw. repräsentative Größen für jede kritische Einwirkungskombination in den maßgebenden Bemessungssituationen sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) anzugeben.

Die Übernahme von charakteristischen bzw. repräsentativen Gründungslasten aus der Tragwerksplanung bedarf einer engen Abstimmung zwischen dem Tragwerksplaner des aufliegenden Tragwerks und dem Planer für die Gründung, da im Konstruktiven Ingenieurbau im Gegensatz zu den meisten Nachweisen der Geotechnik die statische Berechnung bereits mit Bemessungswerten durchgeführt wird. Dies bedeutet, dass die charakteristischen Einwirkungen noch vor der Ermittlung der Schnittgrößen mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten erhöht werden und zudem die Kopplung von ständigen und

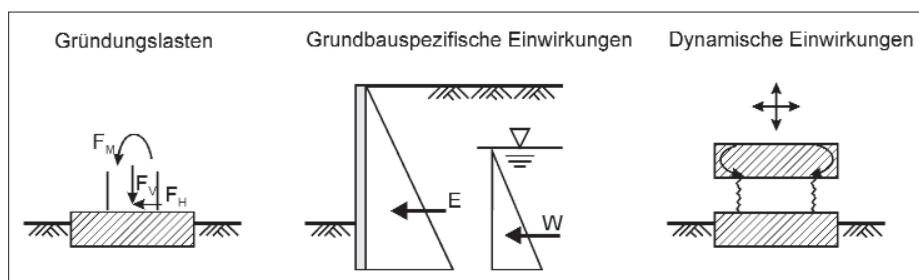


Abb. 7: Einteilung der Einwirkungen nach DIN 1054

verschiedenen veränderlichen Einwirkungen nicht einfach durch Addition, sondern über die beschriebenen Kombinationsbeiwerte $\psi_i < 1,0$ vorgenommen wird (z. B. [7]).

Als Ergebnis der statischen Berechnung werden demnach ebenfalls bereits Bemessungsgrößen erhalten, die für die Angabe der Gründungslasten wieder in charakteristische bzw. repräsentative Größen zurück transformiert werden müssen. Dies gelingt nur dann eindeutig, wenn die statische Berechnung auf der Grundlage einer linear elastischen Berechnung erfolgte und die Auswirkungen infolge der verschiedenen Einwirkungen getrennt ermittelt wurden.

Schwieriger wird es, wenn die statische Berechnung auf nichtlinearer Basis mit Bemessungsgrößen durchgeführt wird, da sich dann aufgrund der unterschiedlichen verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte im Endergebnis nicht mehr sagen lässt, welcher Anteil der Beanspruchungen aus ständigen und welcher aus veränderlichen Einwirkungen stammt. DIN 1054 empfiehlt in Abschnitt 6.1.2 (2) für solche Fälle lediglich, die Bemessungsbeanspruchungen „aufgrund eines am untersuchten Tragwerk orientierten Kriteriums in jeweils einen Anteil $E_{G,d}$ aus ständigen Einwirkungen und einen Anteil $E_{Q,d}$ aus veränderlichen Einwirkungen aufzuteilen und diese Anteile durch Division mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1055-100:2001-03 Tabelle A.3 oder anderen maßgebenden Einwirkungsnormen in charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchungen umzuwandeln“. Da nähere Angaben fehlen, wie die Aufteilung vorgenommen werden soll, ist hier die enge Abstimmung mit dem Tragwerksplaner unerlässlich.

3.4.5.2 Grundbauspezifische Einwirkungen

Zu den grundbauspezifischen Einwirkungen (DIN 1054, 6.1.3) zählen u. a.:

- Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck,
- Seitendruck und negative Mantelreibung bei Pfählen,
- veränderliche statische Einwirkungen z. B. aus Nutzlasten auf das Grundbauwerk,
- Baugrundverformung aus Nachbarbebauung oder Bodenentnahme,
- Verwitterung mit Herabsetzung der Scherfestigkeit.

Bei der Bestimmung von Erddrücken und ihrer Verteilung muss beachtet werden, dass diese verschiebungsabhängig sind. **Abb. 8** zeigt dies qualitativ für die Entwicklung der resultierenden Erddruckkraft E bei einer Fußpunktdrehung einer Baugrubenwand.

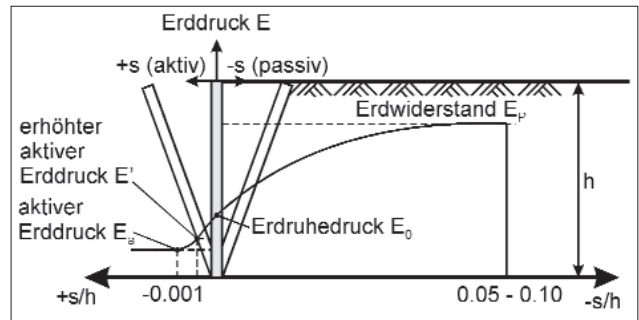


Abb. 8: Abhängigkeit der resultierenden Erddruckkraft von der Verschiebung der Wand

Sofern die Wand überhaupt nicht verschoben wird, wirkt der Erdruhedruck E_a , der bei ausreichender Bewegung der Wand vom Erdreich weg auf den Grenzwert des aktiven Erddrucks E_a abfällt. Wenn die Verformungen einer Stützkonstruktion begrenzt bleiben sollen und dies auch durch die Wahl der Stützkonstruktion (z. B. massive Schlitzwand) bautechnisch realisiert wird, muss auf der Einwirkungsseite mit einem erhöhten aktiven Erddruck gerechnet werden, dessen Größe meist als Mittelwert zwischen aktivem Erddruck und Erdruhedruck festgelegt wird.

Sofern der Boden eine Kohäsion aufweist, ergeben sich im oberen Wandbereich rechnerisch Zugspannungen. Aus Sicherheitsgründen werden diese nicht angesetzt. Stattdessen wird mit einem Mindesterdruk gerechnet, der mit einem fiktiven Reibungswinkel von $\phi^* = 40^\circ$ unter Beachtung der tatsächlichen Wand- und Geländeneigung bestimmt wird. Früher wurde hierfür generell ein Mindesterdrukbeiwert von $K_a^* = 0,2$ angesetzt.

Der Erddruck wird sich in Abhängigkeit der Wandverschiebung im Normalfall in den Grenzen zwischen dem aktiven Erddruck bzw. Mindesterdruk und dem Erdruhedruk bewegen. Allerdings ist zu beachten, dass es beim lagenweisen Einbau eines Bodens hinter einer Wand bei intensiver Verdichtung oberflächennah zu einem Anwachsen des Erddrucks über den Ruhedruk hinaus kommen kann. DIN 4085 gibt Hinweise, wie dieser Verdichtungsdruck in Abhängigkeit des eingesetzten Verdichtungsgeräts näherungsweise angesetzt werden kann (DIN 4085:2007-10, 6.6.1).

Je nach Stützung der Wand und ihrer Biegesteifigkeit kommt es zu Erddruckumlagerungen, die im Ergebnis eine deutlich andere Verteilung ergeben, als es der klassischen dreieckförmigen Erddruckverteilung entspricht. Hinweise, wie diese Umlagerung bei den einzelnen Wandsystemen in realitätsnahe Verteilungen vorzunehmen ist, finden sich in den EAB (2006). Die Verformbarkeit der Wand hat auch Einfluss auf die erforderliche Vorspannkraft von Ankern.

Die Ermittlung des charakteristischen Erddrucks erfolgt i. d. R. für den oberen charakteristischen Wert des Erddrucks. Für den Fall, dass sich ein geringerer Erddruck ungünstig auf die Bemessung auswirken würde, sieht DIN 1054 vor, dass der untere charakteristische Wert des Erddrucks angesetzt wird (DIN 1054, 10.3.1 (7)). Bei bindigen Böden darf dazu $E_{ah} = 0$ gesetzt werden, bei nichtbindigen Böden wird i. d. R. die Hälfte des oberen charakteristischen Wertes angesetzt. Der untere Wert des aktiven Erddrucks wird beispielsweise beim Nachweis gegen Aufschwimmen für die Berechnung der günstig wirkenden seitlichen Scherkräfte zugrunde gelegt.

Für die Ermittlung des charakteristischen Wasserdrucks ist sowohl ein höchster als auch ein niedrigster Wasserstand festzulegen, da beide Wasserstände bei der Bemessung von Bauwerken oder Teilen davon zu den maßgebenden Beanspruchungen beitragen können.

Werden Baugruben mit einem wasserdichten Verbau im Grundwasser hergestellt, kann je nach Konstruktion und Art der Grundwasserhaltung eine Umströmung des Wandfußes eintreten. Gegenüber der hydrostatischen Druckverteilung wird im Strömungsfall der Wasserdruck p_w auf der aktiven Seite reduziert und auf der passiven Seite erhöht. Gegenläufig dazu wurden durch die Strömungskräfte die Wichte des Bodens auf der aktiven Seite erhöht und auf der passiven Seite vermindert, was bei der Berechnung der Erddrücke zu berücksichtigen ist. Die dazu notwendige Bestimmung des hydraulischen Gradienten erfolgt i. d. R. durch die Auswertung eines Strömungsnetzes (**Abb. 9**). Nur in einfachen Fällen, z. B. bei homogenem Boden unterhalb des Grundwasserspiegels, darf der hydrostatische Wasserdruck vereinfacht so angesetzt werden, als sei eine Umströmung und damit das Auftreten von Strömungskräften unterbunden (DIN 1054, 10.3.2 (5)).

3.4.5.3 Dynamische Einwirkungen

Zu den dynamischen Einwirkungen (DIN 1054, 6.1.4) zählen:

- Verkehrslasten,
- Anprall- und Stoßlasten,
- Erdbeben.

Dynamische Einwirkungen dürfen in der Regel als veränderliche statische Einwirkungen berücksichtigt werden. Bei erheblichen dynamischen Einwirkungen, wie sie durch Anpralllasten, Druckwellen oder Schwingungen von Maschinenfundamenten entstehen können, muss im Einzelfall aber geprüft werden, ob nicht die Massenträgheitskräfte in den Berechnungen mit berücksichtigt werden müssen. Bei Einwirkungen durch Erdbeben ist DIN 4149:2005-04 hinzuzuziehen.

3.4.6 Auswirkung

Als Auswirkung (DIN 1055-100, 3.1.2.19) wird die Folge einer Einwirkung auf das Tragwerk, auf Teile davon oder in einem bestimmten Querschnitt verstanden. Die Auswirkung kann in Form einer Schnittgröße, einer Spannung, einer Dehnung oder Verformung auftreten.

3.4.7 Beanspruchung

Als Beanspruchung (DIN 1054, 6.1.5) wird die Summe der Auswirkungen aus den einzelnen Einwirkungen in Form von Schnittgrößen am betrachteten Bauwerk bezeichnet. Ein typisches Beispiel einer Beanspruchung stellt die Erdauflagerkraft bei einem Baugrubenverbau dar, die später im Sicherheitsnachweis dem möglichen Erdwiderstand gegenübergestellt wird (s. **Abb. 13** in Kapitel 4.2).

3.4.8 Widerstände

Widerstände (DIN 1054, 6.2) werden durch die Festigkeit der beanspruchten Baustoffe oder des Baugrunds hervorgerufen. Als Beispiele für den Widerstand eines Baustoffs seien hier die Betondruckfestigkeit bei einer Schlitzwand oder der Materialwiderstand des Stahlzugglieds bei einem Anker genannt (**Abb. 10a**). Die Festigkeit des Bodens wird durch die

Scherparameter Reibung und Kohäsion bestimmt. Bei manchen Nachweisen werden – wie im Beispiel des abrutschenden Erdkeils – direkt die mit den Scherparametern berechneten Bemessungswerte der Reibungs- und Kohäsionskräfte in der Gleitfuge angesetzt (**Abb. 10b**). Bei anderen Nachweisen werden aus den charakteristischen Scherparametern abgeleitete summarische Größen als Widerstände bezeichnet.

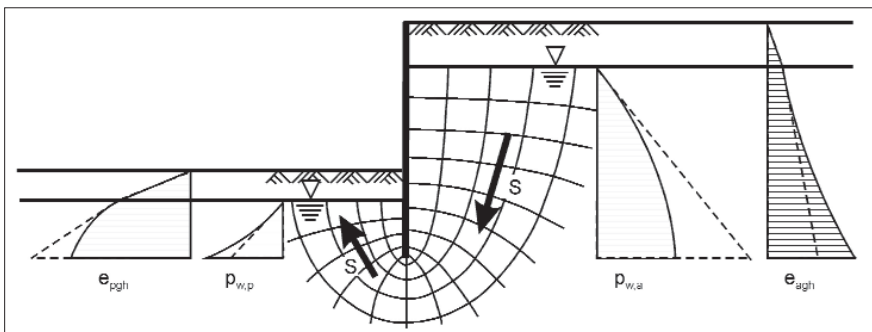


Abb. 9: Auswirkung von Strömungskräften auf Erd- und Wasserdruck bei Umströmung des Wandfußes einer Baugrubenwand

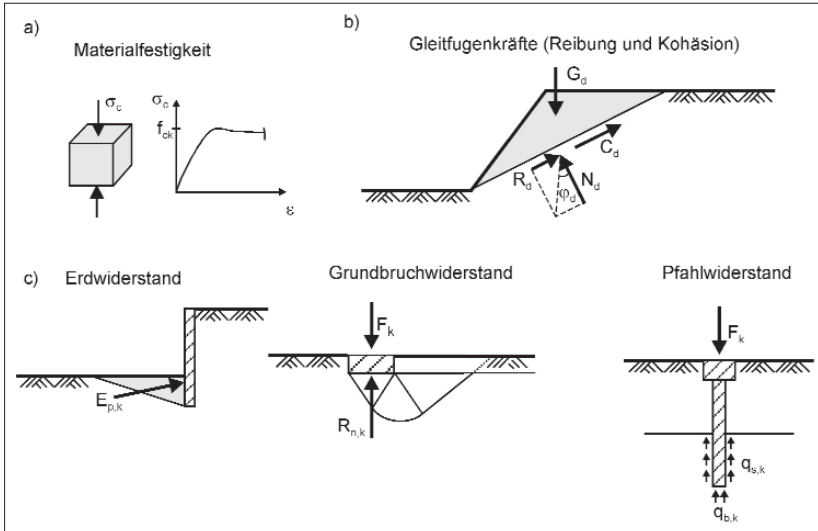


Abb. 10: Widerstände: a) Materialwiderstand; b) direkter Scherwiderstand; c) abgeleitete Widerstände

net und in die Grenzzustandsgleichung eingesetzt. Typische Vertreter dieser Gruppe sind der Erdwiderstand, der Grundbruchwiderstand und der Pfahlwiderstand (**Abb. 10c**).

Problematisch ist in der Geotechnik, dass sich Widerstände und Einwirkungen nicht immer eindeutig voneinander trennen lassen. Ein Beispiel hierfür stellt das schräg belastete Fundament in **Abb. 11** dar. Die Vertikalkomponente der Einwirkung P_v bewirkt in der Sohlfuge eine Normalkraft N , die ihrerseits eine Reibungskraft R aktiviert, die maximal den Betrag $R = N \cdot \tan \delta_s$ annehmen kann. Dabei bezeichnet die Größe δ_s den Sohlreibungswinkel. Eine Erhöhung der Einwirkung P bewirkt sowohl eine Steigerung der ungünstigen horizontalen Beanspruchung P_h als auch über den Vertikalanteil P_v den Aufbau einer vergrößerten Normalkraft N und damit auch eine größere Reibungskraft.

Dieses einfache Beispiel macht deutlich, dass in den einzelnen Grenzzustandsnachweisen klare Regelungen über den Ansatz von Einwirkungen und Widerständen getroffen werden müssen, um damit berechnete Sicherheiten überhaupt erst bewerten und anschließend auch vergleichen zu können.

3.4.9 Lastfälle

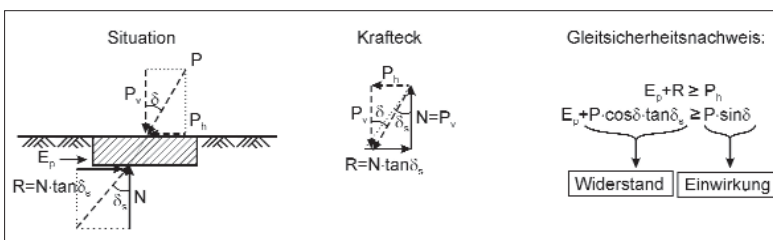


Abb. 11: Nichteindeutigkeit von Einwirkungen und Widerständen bei einem schräg belasteten Fundament

3.4.9.1 Einwirkungskombinationen

Eine Einwirkungskombination (DIN 1054, 6.3.1) umfasst bei der Betrachtung eines Grenzzustandes die gleichzeitig auftretenden möglichen Einwirkungen.

Die Norm unterscheidet dabei folgende Einwirkungskombinationen:

Regel-Kombination (EK 1):

„Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.“

Seltene Kombination (EK 2):

„Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.“

Außergewöhnliche Kombination (EK 3):

„Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Erdbeben, Katastrophen oder Unfällen.“

3.4.9.2 Sicherheitsklassen bei Widerständen

In ähnlicher Weise wie die Einwirkungskombinationen beschreiben die Sicherheitsklassen (DIN 1054, 6.3.2) „den Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkungen“. DIN 1054 unterscheidet dabei:

Zustände der Sicherheitsklasse 1 (SK 1):

„Auf die Funktionszeit des Bauwerks angelegte Zustände.“

Zustände der Sicherheitsklasse 2 (SK 2):

„Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur eines Bauwerks und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk.“ Insbesondere zählen auch Baugrubenkonstruktionen zur Sicherheitsklasse SK 2.

Zustände der Sicherheitsklasse 3 (SK 3):

„Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.“

3.4.9.3 Lastfallzuordnungen

Lastfälle (LF) (DIN 1054, 6.3.3) werden für die Grenzzustände der Tragfähigkeit GZ 1 aus Einwirkungskombinationen in Verbindung mit Sicherheitsklassen bei den Widerständen gebildet. DIN 1054 unterscheidet dabei drei Lastfälle:

Lastfall LF 1:

„Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1“ (ständige Bemessungssituation).

Lastfall LF 2:

„Seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1 oder Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2“ (vorübergehende Bemessungssituation).

Lastfall LF 3:

Außergewöhnliche Kombination EK 3 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2 oder seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 3 (außergewöhnliche Bemessungssituation bzw. Erdbebensituation).

Die Einteilung in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen bzw. Erdbebensituation folgt dabei DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), erster bis vierter Spiegelstrich.

Tabelle 1 zeigt, dass DIN 1054 nicht alle theoretischen Kombinationsmöglichkeiten erfasst. Dies macht auch Sinn, da eine Kombination EK 1 mit SK 3 bzw. EK 3 mit SK 1 unrealistisch ist. Bei einer denkbaren Kombination von EK 2 mit SK 2 lässt die Norm hingegen Teilsicherheitsbeiwerte zu, die zwischen den Werten der Lastfälle 2 und 3 liegen, ohne sich allerdings genauer festzulegen. Ebenfalls erlaubt sie, in begründeten Sonderfällen bei Kombination von EK 3 mit SK 3 die Teilsicherheitsbeiwerte auf 1,0 zu reduzieren.

	SK 1	SK 2	SK 3
EK 1	LF 1	LF 2	–
EK 2	LF 2	LF 2*)	LF 3
EK 3	–	LF 3	LF 3**)

*) Interpolation zwischen LF 2 und LF 3

**) ggf. $\gamma_F = \gamma_E = \gamma_R = 1,0$

Tab. 1: Festlegung der Lastfälle aus der Verbindung von Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen

Durch die Einführung der Lastfälle bei geotechnischen Bauwerken werden die repräsentativen Werte der unabhängigen Einwirkungen unmittelbar bestimmt. Eine Untersuchung mit Kombinationsbeiwerten beim gleichzeitigen Auftreten von veränderlichen Einwirkungen erübrigt sich damit (DIN 1054, 6.3.3 (4)).

4 Grenzzustände und Nachweise

DIN 1054 unterscheidet zwischen Grenzzuständen der Tragfähigkeit GZ 1 und dem Grenzzu-

stand der Gebrauchstauglichkeit GZ 2. Die Grenzzustände der Tragfähigkeit werden dabei noch weiter in die drei Grenzzustände GZ 1A, GZ 1B und GZ 1C unterteilt. Die Vorgehensweise, wie und zu welchem Zeitpunkt die Bemessungswerte in den jeweiligen Grenzzustandsgleichungen gebildet werden, ist dabei unterschiedlich.

Beim Nachweis der Grenzzustände GZ 1B und GZ 1C wird vorausgesetzt, dass das Gesamtsystem aus Baugrund und Bauwerk eine ausreichende Duktilität (DIN 1054, 4.3.4) besitzt. Dieser Begriff ist neu in DIN 1054 aufgenommen worden. Er bezeichnet das Vermögen einer Konstruktion, bei Annäherung an den Grenzzustand unschädlich Kräfte im Baugrund und im Bauwerk umlagern zu können. Oft ist dies in der Geotechnik gegeben, da z. B. die Einwirkungen aus aktivem Erddruck mit zunehmender Verschiebung abnehmen, während die Widerstände in Form des Erdwiderstands mit wachsender Verschiebung zunehmen. Ein nicht duktiler System stellt hingegen eine umströmte Baugrubenwand mit rückschreitender Erosion dar (EAU, E 116). Im konstruktiven Ingenieurbau fällt ein Knickstab in diese Kategorie.

4.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

4.2.1 Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A

Der Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A behandelt das Versagen eines Bauwerks durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch (DIN 1054, 3.1.2.5 und 4.3.1). Er umfasst in der Geotechnik im Wesentlichen die Fälle des Aufschwimmens einer Gründungskonstruktion und den hydraulischen Grundbruch. Aber auch das Abheben eines zugbelasteten Fundaments (z. B. Seilverankerungsblock bei einer Schrägseilbrücke) zählt zum Grenzzustand GZ 1A.

Im GZ 1A werden nur günstige und ungünstige Einwirkungen gegenübergestellt. Im Beispiel der tief liegenden Injektionssohle in **Abb. 12** resultieren die ungünstigen ständigen Einwirkungen $F_{G,dst}$ aus dem Wasserdruck W und die günstigen ständigen Einwirkungen $F_{G,stab}$ aus den Gewichtskräften der Injektionssohle G_{Bi} und des darüber liegenden wassergesättigten Bodens G_B . Letztere sind mit den unteren charakteristischen Werten der Wichten zu berechnen. Günstige vorübergehende Einwirkungen dürfen nicht berücksichtigt werden. Ungünstige vorübergehende Einwirkungen $F_{Q,dst}$ treten in diesem Beispiel nicht auf. Denkbare Widerstände im Boden in Form von Reibungskräften an den Seitenwänden oder von Konstruktionselementen wie Auftriebsankern oder Auftriebspfählen werden beim Nachweis des GZ 1A nicht als Widerstände, sondern als günstig wirkende Einwirkungen behandelt.

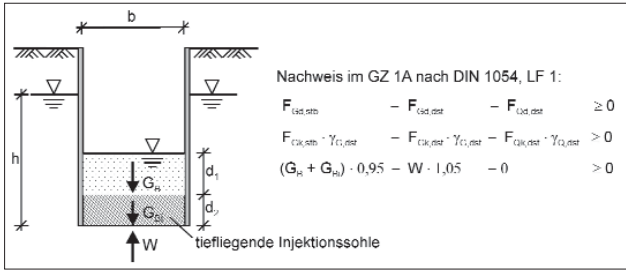


Abb. 12: Grenzzustand GZ 1A der Lagesicherheit am Beispiel einer Baugrube mit tiefliegender Injektionssohle

4.2.2 Grenzzustand des Versagens von Bauwerken oder Bauteilen GZ 1B

Dieser Grenzzustand beschreibt das Versagen von Bauwerken oder Bauteilen durch Bruch im Bauwerk oder durch Bruch des stützenden Bodens (DIN 1054, 3.1.2.6 und 4.3.2). Typische Versagensformen des GZ 1B sind z. B. der Bruch eines Ankerstahls als Materialversagen, das Versagen eines Fundaments durch Gleiten oder Grundbruch und das Versagen eines Erdwiderlagers bei einer Stützkonstruktion.

Kennzeichen des Grenzzustands GZ 1B ist die Berechnung der Schnittgrößen mit charakteristischen Einwirkungen. In Abb. 13 ist die Vorgehensweise für die Nachweisführung im Grenzzustand GZ 1B am Beispiel einer einfach verankerten, frei aufgelagerten Spundwand dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird auf eine Unterscheidung in ständige und veränderliche Beanspruchungen bei diesem Beispiel verzichtet. Im Einzelnen sind folgende Schritte durchzuführen:

- Bestimmung der charakteristischen Beanspruchungen in Form der Ankerkraft $A_{h,k}$, der Erdauflagerkraft $B_{h,k}$ und des Spundwandmoments $M_{s,k}$ aus den charakteristischen Einwirkungen in Form des aktiven Erddrucks $E_{agh,k}$.

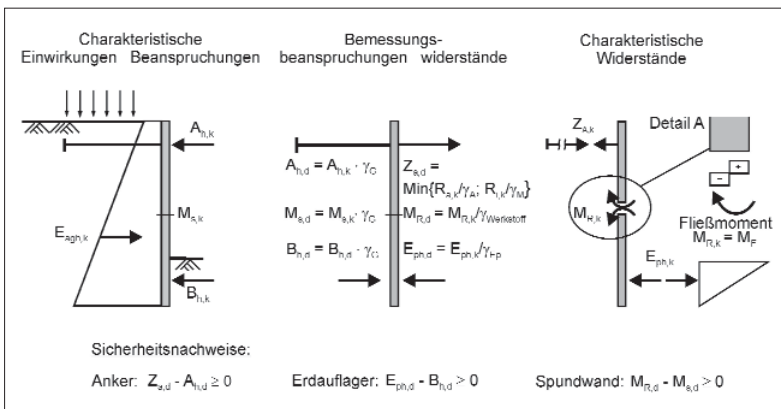


Abb. 13: Vorgehensweise bei der Nachweisführung im Grenzzustand GZ 1B für das Beispiel einer einfach verankerten, frei aufgelagerten Spundwand

- Bestimmung der charakteristischen Widerstände in Form des Erdwiderstands $E_{ph,k}$ (berechnet mit den charakteristischen, d. h. nicht abgeminderten Scherfestigkeitsparametern), der charakteristischen Herausziehungskraft des Ankers $R_{a,k}$ (aus Ankerprüfung) und der Festigkeit des Stahlzugglieds $R_{i,k}$ sowie des charakteristischen Bruchmoments der Spundwand $M_{R,k}$ aus dem Fließmoment M_F .

- Bildung der Bemessungsgrößen durch Multiplikation der charakteristischen Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten von Tabelle 2 und Division der Widerstände durch die Teilsicherheitsbeiwerte von Tabelle 3 von DIN 1054.

- Überprüfung ausreichender Sicherheit durch Vergleich der Bemessungsgrößen. Diese Überprüfung muss jeweils getrennt für die Anker, das Erdauflager und die Spundwand erfolgen.

4.2.3 Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandesicherheit GZ 1C

Der Grenzzustand GZ 1C beschreibt „das Versagen des Baugrunds, ggf. einschließlich auf ihm befindlicher Bauwerke durch Bruch im Boden oder Fels, ggf. auch zusätzlich durch Bruch in mitragenden Bauteilen, z. B. Böschungsbruch, Geländebruch“ (DIN 1054, 3.1.2.7 und 4.3.3).

Beim Nachweis des Grenzzustands GZ 1C werden vor Beginn der eigentlichen Berechnung die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter $\tan\phi_k$ und c_k auf die Bemessungswerte $\tan\phi_d$ und c_d abgemindert. Ebenso werden die charakteristischen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten auf die Bemessungseinwirkungen erhöht (Abb. 14). Allerdings wirkt sich diese Erhöhung nur auf die veränderlichen Einwirkungen Q_k aus, da nach Tabelle 2 von DIN 1054 der Teilsicherheitsbeiwert γ_G für ständige Einwirkungen in allen drei Lastfällen 1,0 beträgt. Erst mit den so veränderten Einwirkungen und Widerständen wird die eigentliche statische Berechnung durchgeführt. Im Fall des Gleitkreises ist dann z. B. nachzuweisen, dass die mit den Bemessungsscherparametern berechneten haltenden Momente $M_{H,d}$ immer größer bleiben als die treibenden Momente $M_{T,d}$ aus den Bemessungseinwirkungen.

4.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZ 2

Der Grenzzustand GZ 2 beschreibt einen „Zustand des Tragwerks, bei dessen Überschreitung die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht mehr erfüllt

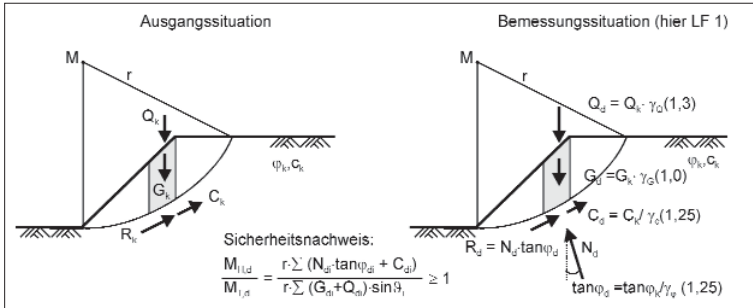


Abb. 14: Vorgehensweise bei der Nachweisführung im Grenzzustand GZ 1C für das Beispiel des Böschungsbruchs

sind“ (DIN 1054, 3.1.2.8). Um dies festzustellen, ist in der Regel zu überprüfen, ob die erwarteten Verformungen schadlos vom Bauwerk aufgenommen werden können. Die Verformungen sind dabei immer mit charakteristischen Größen zu bestimmen, d. h. alle Teilsicherheitsbeiwerte sind 1,0. Dies bedeutet, dass die Schnittgrößen direkt aus dem Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1B übernommen werden können. Dies ist ein großer Vorteil gegenüber den alternativen Nachweiskonzepten des EC 7-1, bei denen, ähnlich wie beim Nachweis für den Grenzzustand GZ 1C, vorab die Bemessungsgrößen gebildet werden. Dies hat zur Folge, dass für den Nachweis des Grenzzustands GZ 2 zusätzlich eine komplette Neuberechnung des Systems mit charakteristischen Größen durchgeführt werden muss.

Wie groß die Verformungen im Einzelnen sein dürfen, hängt von der Art des Bauwerks und den Anforderungen an seine Nutzung ab. Die Vorgaben in Form von zulässigen Setzungen, Verdrehungen etc. für den Nachweis des Grenzzustands GZ 2 müssen daher immer vorab vom Planer des Bauwerks angegeben werden.

Für das in **Abb. 15** dargestellte nachträglich aufgestockte Gebäude muss z. B. nachgewiesen werden, dass die dadurch bedingte charakteristische (d. h. tatsächliche) Setzungsdifferenz Δs_k im direkten Hausanschlussbereich, die für den Nachweis des Grenzzustands GZ 2 identisch mit dem Bemessungs-

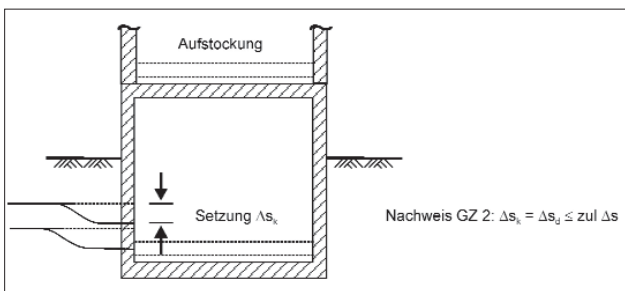


Abb. 15: Nachweis der Gebrauchstauglichkeit am Beispiel der Zerstörung einer Hausanschlussleitung durch zu große Setzungen infolge nachträglicher Aufstockung eines Gebäudes

wert Δs_d ist, kleiner bleibt als die durch das Material der Hausanschlussleitung und die Konstruktion des Anschlusses bedingte maximal zulässige Setzungsdifferenz Δs .

4.4 Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054

Für die einzelnen Grenzzustände gelten unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte, die in **Tabelle 2** für die Einwirkungen und in **Tabelle 3** für die Widerstände abgedruckt sind. Darin sind auch schon die durch die erwartete Berichtigung 4 (DIN 1054 Ber 4: Entwurf Stand Juni 2008) zu DIN 1054 vorgenommenen Änderungen eingeflossen, die eine erst Anfang des Jahres herausgegebene Berichtigung 3 (DIN 1054 Ber 3:2008-01), die allerdings zu heftigen Protesten in der Fachwelt geführt hatte, wieder außer Kraft setzt.

Wie man **Tabelle 2** und **Tabelle 3** entnehmen kann, sind die Größen der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte abhängig vom betrachteten Grenzzustand und dem Lastfall.

5 Zukünftige Normung im Umfeld des EC 7-1

Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 1 ist die erst 2005 bauaufsichtlich eingeführte DIN 1054:2005-01 durch die inzwischen erfolgte Veröffentlichung des EC7 innerhalb einer vorgegebenen Anpassungs- und Übergangsfrist bereits wieder zurückzuziehen.

Zukünftig wird es nur noch die europäische Sicherheitsnorm für Geotechnik DIN EN 1997-1 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang und der Ergänzungsnorm DIN 1054:2009 geben. Um dem Verwender der Normen die Handhabung zu erleichtern, war zum Zeitpunkt der Drucklegung dieses Beitrags geplant, alle drei Regelwerke in einem einzigen Normenhandbuch zusammenzufassen. Da DIN EN 1997-1 in ihrer jetzigen Form mehrere Nachweisverfahren zulässt, die auch die in DIN 1054:2005-01 vorgesehenen Verfahren abdecken, stellt die inhaltliche Integration von DIN 1054 kein größeres Problem dar. Auf die wesentlichen sachlichen Änderungen wird nachfolgend kurz eingegangen.

5.1 Einwirkungen

Bei den Einwirkungen gilt nach wie vor die aus DIN 1054 bekannte Dreiteilung in Gründungslasten, dynamische Einwirkungen und geotechnische

Einwirkungen	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit				
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Ständige Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Ständige Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{E0g}	1,20	1,10	1,00
Günstige ständige Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_G	1,50	1,30	1,10
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit γ_G = für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen γ_G = für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 8.3.4 (2). Pfähle mit überwiegender Zugbeanspruchung bei gleichzeitig wirkenden Druck- und Zugkräften				

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen in Anlehnung an Tabelle 2 von DIN 1054:2005-01 unter Berücksichtigung der erwarteten Berichtigung 4 (Stand Juni 2006)

Widerstand	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1B: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit				
Bodenwiderstände				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{Ep} \gamma_{Gr}$	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände				
Pfahldruckwiderstand bei Probelastung	γ_{Pc}	1,20	1,20	1,20
Pfahlzugwiderstand bei Probelastung	γ_{Pt}	1,30	1,30	1,30
Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund von Erfahrungswerten	γ_P	1,40	1,40	1,40
Verpressankerwiderstände				
Widerstände des Stahlzuggliedes	γ_M	1,15	1,15	1,15
Herausziehewiderstand des Verpresskörpers	γ_A	1,10	1,10	1,10
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_G	1,50	1,30	1,10
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränierten Bodens	γ_ϕ	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
Herausziehewiderstände				
Boden- bzw. Felsnägel, Ankerzugpfähle	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	γ_A	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände in Anlehnung an Tabelle 3 von DIN 1054:2005-01

Einwirkungen, wobei letztere den bisherigen grundbauspezifischen Einwirkungen entsprechen. Für die Bestimmung der Bemessungsgrößen werden jetzt auch die aus dem Hochbau bekannten Kombinationsregeln bei veränderlichen Einwirkungen zugelassen. Dies betrifft allerdings nicht die Nachweise gegen Aufschwimmen und gegen hydraulischen Grundbruch, bei denen die Bemessungswerte weiterhin ohne Kombinationswerte aus den charakteristischen Werten zu bestimmen sind.

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte wurden unverändert aus der bisherigen DIN 1054 übernommen. Es hat lediglich eine Anpassung der Bezeichnungen bei den Grenzzuständen und den Lastfällen gegeben.

5.2 Widerstände

Die Neuerung bei den Widerständen betrifft im Wesentlichen nur die Tabellen mit den Teilsicherheitsbeiwerten. Neben einer Anpassung der Bezeichnungen für die Grenzzustände und Lastfälle ist auch eine Aufteilung in Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Größen X (Scherparameter) und für die in Kapitel 3.4.8 als abgeleitete Widerstände bezeichneten Größen (z. B. Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand etc.) vorgenommen worden. Damit sind bisher bestehende Unsicherheiten, mit welchen Scherparametern im Einzelnen z.B. die Erddrücke zu berechnen waren, beseitigt.

Direkte Angaben zu Sicherheitsbeiwerten für Baustoffe sind jetzt komplett aus den Tabellen herausgenommen. Hier wird auf die jeweiligen material-spezifischen Regelwerke verwiesen. Bei den geometrischen Vorgaben sind in der Regel keine weiteren Sicherheiten einzurechnen, so dass direkt die Nennwerte a_{nom} in die Bemessungsgleichung eingesetzt werden können. Lediglich in Fällen, in denen eine Abweichung von den geometrischen Vorgaben eine nachhaltige Wirkung auf die Zuverlässigkeit eines Bauwerks hat, muss ein Zuschlag $\pm\Delta a$ zu dem Nennwert gemacht werden, der im Einzelnen in den Abschnitten über Flachgründungen und Stützbauwerke auch zahlenmäßig benannt wird.

5.3 Bemessungssituationen

Die bisherigen Lastfälle, die aus der Kombination von Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen gebildet wurden, werden zukünftig als Bemessungssituationen bezeichnet, nach denen sich dann weiterhin die jeweilige Größe der Teilsicherheitsbeiwerte richtet. Bei der Bildung der verschiedenen Bemessungssituationen sind die Kombinationsregeln für die Einwirkungen nach DIN EN 1990 zu beachten. Unterschieden werden:

a) Bemessungssituation BS-P (Persistent situations): Dieser Bemessungssituation werden ständige und regelmäßig während der Funktionszeit des Bauwerks auftretende veränderliche Einwirkungen zugeordnet.

b) Bemessungssituation BS-T (Transient situations): Diese Bemessungssituation bezieht sich auf zeitlich begrenzte Zustände wie sie bei der Herstellung oder Reparatur eines Bauwerks vorliegen. Auch Baugrunderkonstruktionen, soweit für einzelne Konstruktionsteile wie z. B. Steifen oder Anker nichts anderes festgelegt ist, werden der Bemessungssituation BS-T zugeordnet. Des Weiteren zählen Situationen, bei denen neben den veränderlichen Einwirkungen der Bemessungssituation BS-P noch eine seltene, ungewöhnlich große oder planmäßig nur einmalige bzw. nie auftretende Einwirkung auftritt, ebenfalls zur Bemessungssituation BS-T.

c) Bemessungssituation BS-A (Accidental situations):

Die Bemessungssituation BS-A liegt vor, wenn neben den ständigen und veränderlichen Einwirkungen der Bemessungssituationen BS-P und BS-T noch außergewöhnliche Einwirkungen in außergewöhnlichen Situationen wie z.B. Feuer, extremes Hochwasser oder Ankerausfall auftreten. Die Bemessungssituation BS-A kann auch gegeben sein, wenn gleichzeitig mehrere, voneinander unabhängige, seltene, z. B. ungewöhnlich große oder planmäßig einmalige bzw. nie auftretende Einwirkungen vorhanden sind.

d) Bemessungssituation BS-E (Earthquake):

Die Bemessungssituation BS-E liegt beim Auftreten von Erdbeben vor.

5.4 Grenzzustände

Auch in DIN EN 1997-1 wird in Grenzzustände der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State ULS) und Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State SLS) unterschieden. Die Grenzzustände der Tragfähigkeit werden in DIN EN 1997-1 allerdings anders bezeichnet und weiter aufgeteilt als in DIN 1054. Im Einzelnen wird unterschieden in:

5.4.1 Grenzzustand EQU

Dieser Grenzzustand liegt vor, wenn ein Gleichgewichtsverlust des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds auftritt, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind. Dieser Grenzzustand beschränkt sich in der Geotechnik auf den Kippnachweis, der nach DIN EN 1990 vereinfacht durch Vergleich der destabilisierenden und der stabilisierenden Einwirkungen bezogen auf die fiktive Kippkante am Fundamentrand geführt werden kann.

5.4.2 Grenzzustand UPL

Dieser Grenzzustand beschreibt den Gleichgewichtsverlust eines Bauwerks oder des Baugrunds infolge Auftriebs durch Wasserdruck oder andere Vertikalkräfte und entspricht damit dem bisherigen Nachweis gegen Aufschwimmen.

5.4.3 Grenzzustand HYD

Dieser Nachweis behandelt den durch einen Strömungsgradienten verursachten Hydraulischen Grundbruch mit innerer Erosion und Piping im Boden.

5.4.4 Grenzzustand STR

Mit diesem Grenzzustand wird ein inneres Versagen oder eine sehr große Verformung des Tragwerks oder seiner Bauteile beschrieben, wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist. Dieser Grenzzustand entspricht dem bisherigen Grenzzustand GZ 1B für die Betrachtung von Materialfestigkeiten.

5.4.5 Grenzzustand GEO

Der Grenzzustand GEO wird nachgewiesen, um Versagen durch große Verformungen oder nicht ausreichende Festigkeit des Baugrunds zu verhindern. Die Art und Weise, wie die Bemessungsgrößen gebildet und in die Grenzzustandsgleichung eingesetzt werden, ist von der geotechnischen Problemstellung abhängig.

Insgesamt kennt DIN EN 1997-1 drei verschiedene Nachweisverfahren, von denen in Deutschland allerdings nur die Verfahren 2 und 3 zur Anwendung kommen. Zur sprachlichen Vereinfachung werden die damit nachgewiesenen Grenzzustände als GEO-2 und GEO-3 bezeichnet.

5.4.5.1 Grenzzustand GEO-2

Die Vorgehensweise beim Grenzzustand GEO-2 folgt dem Ablauf der Nachweisführung beim früher verwendeten Grenzzustand GZ 1B. Entsprechend wird er für den Nachweis eines ausreichenden Erdwiderstands, einer ausreichenden Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch, bei der Tragfähigkeit von Ankern und Pfählen sowie der Bestimmung der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge angewendet.

5.4.5.2 Grenzzustand GEO-3

Das Nachweisverfahren 3 wird beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit und der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen maßge-

bend. Die Art der Nachweisführung entspricht dem bisherigen Vorgehen im Grenzzustand GZ 1C. Bei der Bildung der Bemessungsbeanspruchungen dürfen die Kombinationsregeln angewendet werden.

5.4.6 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS

In diesem Grenzzustand muss wie bisher nachgewiesen werden, dass die mit den Bemessungsgrößen erhaltenen Verformungen verträglich bleiben. Die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte werden dabei in der Regel zu 1,0 gesetzt. Es sind die ständigen sowie die quasi-ständigen veränderlichen Einwirkungen zu berücksichtigen, wobei die Kombinationsregeln ausgewertet werden dürfen.

5.5 Weitere Änderungen

5.5.1 Flachgründungen

Bei Flachgründungen wird sich für den vereinfachten Nachweis insofern eine Änderung ergeben, als die Tabellen für den aufnehmbaren Sohldruck, die bisher charakteristische Werte enthielten, zukünftig Bemessungswerte enthalten werden. Dies kommt der Praxis im Hochbau entgegen, da dort in der Regel als Ergebnis der statischen Berechnung direkt Bemessungsgrößen ausgegeben werden. Eine Rückführung der Gründungslasten in charakteristische bzw. repräsentative Werte, wie sie für die expliziten Nachweise der Gleit- und Grundbruchsicherheit notwendig sind, erübrigt sich für den vereinfachten Nachweis.

5.6.2 Pfahlgründungen

Beim Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände mit den bisherigen Werten von DIN 1054 fällt auf, dass diese deutlich geringer sind. Damit ist allerdings kein Absinken des bisherigen Sicherheitsniveaus verbunden, da andererseits bei der Festlegung der Pfahlwiderstände andere und höhere Streuungsfaktoren als Abminderungsfaktoren einzusetzen sind als bisher. Weitere Erläuterungen und zusätzliche Tabellen mit Erfahrungswerten der Pfahltragfähigkeit für bislang noch nicht erfasste Pfahlssysteme finden sich in den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle 2007).

6 Zusammenfassung

Mit DIN 1054 in der Fassung vom Januar 2005 liegt ein auf dem Teilsicherheitskonzept aufbauendes geschlossenes Konzept für die Erbringung der Sicherheitsnachweise in der Geotechnik vor. Die danach ermittelten Sicherheiten orientieren sich an dem bisher bewährten Sicherheitsniveau der alten DIN

1054 mit ihren begleitenden Fachnormen. Von der Art der Nachweisführung ist DIN 1054 mit dem EC7 kompatibel. Allerdings erfordern die Regularien der europäischen Normung, dass in den nationalen Normen keine Regelungen mehr aufgenommen sind, die entweder schon im EC7 enthalten sind oder mit diesem konkurrieren. Dies hat zur Folge, dass die bereits bauaufsichtlich eingeführte DIN 1054 nach einer

Übergangszeit in ihrer jetzigen Form wieder zurückgezogen und zu einer für sich schwer lesbaren Rumpfnorm schrumpfen wird. Es ist daher geplant, den Inhalt des EC7 mit den Regelungen des Nationalen Anhangs und den verbleibenden Ergänzungsregeln der Rumpfnorm von DIN 1054 in einem gemeinsamen Normenhandbuch herauszubringen. Mit dessen Erscheinen ist 2009 zu rechnen.

7 Zitierte Normen und Empfehlungen

DIN 1054:1976-11	Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrunds
DIN 1054:2005-01	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DIN 1054 Ber3:2008-01	Berichtigung 3 zu DIN 1054:2005-01,
DIN 1054 Ber4	Berichtigung 4 zu DIN 1054:2005-01, Entwurf Juni 2008
DIN 1055-100:2001-03	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
DIN EN 1536:1999-06	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle
DIN EN 1990:2002-10	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1997-1:2005-10	Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 4014:1990-03	Bohrpfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
DIN 4017:2006-03	Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen
DIN 4020:2003-09	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
E DIN 4084:2002-11	Baugrund – Geländebruchberechnungen
DIN 4085:2007-10	Baugrund – Berechnung des Erddrucks
DIN 4149:2005-04	Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
EAB, 3. Auflage	Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, 1994
EAB, 4. Auflage	Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, 2006
EA-Pfähle	Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Ernst & Sohn, 2007
EAU, 10. Auflage	Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, Ernst & Sohn, 2004
EBGEO	Empfehlungen für Bewehrungen mit Geokunststoffen, Ernst & Sohn, 1997
MBO	Musterbauordnung 2002 (www.is-argebau.de/lbo/VTMB100.pdf)

8 Literaturverzeichnis

- | | |
|--|---|
| <p>[1] Weißenbach, A., 2000: Sicherheitsnachweise für Böschungen und Stützbauwerke nach dem Teilsicherheitskonzept Entwurf EN 1997-1 und Entwurf DIN 1054 neu. In: Fachveranstaltung Haus der Technik e.V. Essen, 23./24.11.2000</p> <p>[2] Schuppener, B., Ruppert, F.-R.: Zusammenführung von europäischen und deutschen Normen Eurocode 7, DIN 1054 und DIN 4020, Veröffentlichung Bautechnik 84, Heft 9, Verlag Ernst & Sohn, 2007</p> <p>[3] Ziegler, M.: Geotechnische Nachweise nach DIN 1054, 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2005</p> <p>[4] Ziegler, M.: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 7. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2008</p> | <p>[5] Ruppert, F.-R.: Bedeutung und Inhalt der Norm 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“, Ausgabe September 2003. In: BAW-Kolloquium „Neue Normen in der Geotechnik“, Leineschloss Hannover, 15. März 2007</p> <p>[6] Kuntsche, K.: Geotechnik. Vieweg Fachbücher der Technik, Verlag Vieweg, 2000</p> <p>[7] Grünberg, J., Lohaus, L., Lierse, J. (Hrsg.): DIN 1045 Teil 1-3, Stahlbeton- und Spannbetontragwerke, Erläuterungen und Anwendungen Springer-Verlag, Januar 2002</p> |
|--|---|

Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell

Auch ein gutes Rechenprogramm kann den Sachverstand und die Erfahrung des Bauingenieurs nicht ersetzen

Aufgrund der zunehmenden Leistung von Rechenprogrammen und Computern erfolgen die Standsicherheitsnachweise oftmals nicht mehr an einfachen, nachvollziehbaren Tragstrukturen, sondern zunehmend an dreidimensionalen Gebäudemodellen. Diese Entwicklung stellt die Prüftätigkeit vor neue Herausforderungen unter anderem aufgrund der verwendeten ganzheitlichen Tragsysteme und der großen Datenmengen. In diesem Beitrag werden Hinweise zur statischen Prüfung von Gebäudemodellen und der Problematik von komplexen Finite-Elemente-Berechnungen gegeben.

Prof. Dr.-Ing. Günter Axel Rombach



studierte Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Karlsruhe und promovierte im Jahre 1991 an der gleichen Universität; von 1990 bis 1996 war er als Tragwerksplaner und Projektleiter in einer größeren Bauunternehmung tätig; seit 1996 Professor (Bereich Massivbau) an der Technischen Universität Hamburg-Harburg; seit 1999 Prüflingenieur für Baustatik.

1 Einleitung

In der Tätigkeit der Prüflingenieure vollzieht sich derzeit ein gravierender Wandel. Heutzutage basieren noch die meisten Standsicherheitsnachweise auf der Zerlegung einer Struktur in einzelne überschaubare Tragglieder, welche getrennt betrachtet werden. Die gesamte Tragwerksanalyse ist damit (mehr oder weniger) leicht nachvollziehbar. Zunehmend sehen sich die Prüflingenieure mit komplexen dreidimensionalen Finite-Elemente-Modellen und sehr großen, fast unüberschaubaren Datenmengen konfrontiert. Ganze Gebäude einschließlich der Gründung werden in einem Modell, einem sogenannten Gebäude- oder Gesamtmodell, abgebildet (Abb. 1).

Diese Entwicklung ist nicht aufzuhalten, da die Tragwerksberechnung am Gesamtmodell schneller und aufgrund fehlender Vereinfachungen genauer und damit wirtschaftlicher zu sein scheint.

Die statische Prüfung ganzheitlicher Strukturanalysen gestaltet sich sehr schwierig, da die Berechnung kaum noch nachvollziehbar ist und teilweise aufwändige FE-Untersuchungen zur Kontrolle erfordern. Bei signifikanten Diskrepanzen ist die Fehlersuche mit einem großen Aufwand seitens des Prüfers verbunden, da der Aufsteller einer statischen Berechnung im Allgemeinen von der Richtigkeit seines Gebäudemodells ausgeht.

Weiterhin ist festzustellen, dass die unverzichtbaren aber zeitintensiven Kontrollen seitens des Aufstellers oftmals unterbleiben. Dadurch erhöht sich zwar die Bedeutung einer Prüfung, aber das Vier-Augen Prinzip wird aufgegeben.

Dieser Beitrag gibt Hinweise zur statischen Prüfung von Gebäudemodellen. Zunächst wird anhand der Materialkennwerte aufgezeigt, dass der Genauigkeit jeder Berechnung, insbesondere auch bei der Verwendung großer FE-Modelle, prinzipielle Grenzen gesetzt sind. Anschließend werden die wesentlichen Schwierigkeiten der FE-Modellierung und

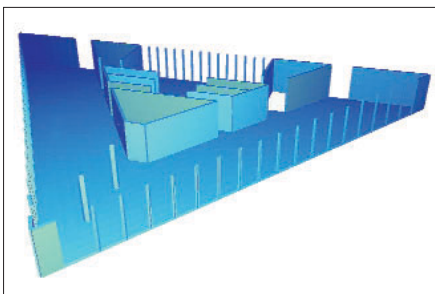
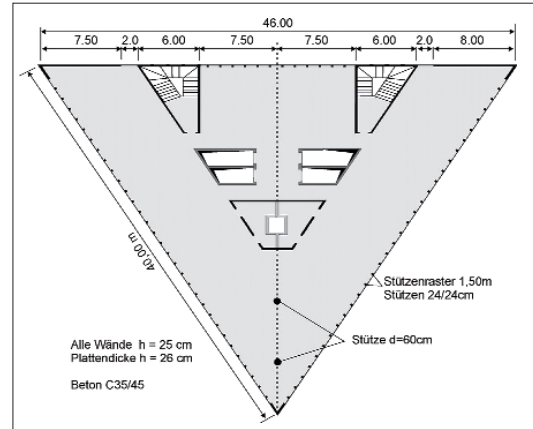
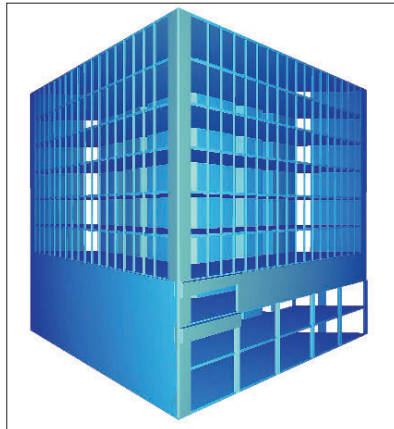


Abb. 1: Reales Gebäude und Gebäudemodell

der Bemessung von Bauwerken anhand zweier realer Strukturen, einem Bürogebäude (**Abb. 1**) und einer Bogenbrücke (**Abb. 19**) erörtert. Eine detaillierte Darstellung zu dieser Problematik findet sich in der Literatur [1].

Die Ausführungen befassen sich größtenteils mit Stahlbetonstrukturen, da hier die Modellprobleme besonders eklatant sind. Die meisten Aussagen lassen sich jedoch auch auf Tragwerke aus anderen Baustoffen übertragen.

Die Prüfung der Standsicherheitsnachweise von Gebäudemodellen unterscheidet sich nicht grundsätzlich von einfachen Strukturen. Es kommen jedoch einige grundlegende Probleme hinzu.

1. Umfang und formale Anforderungen der statischen Berechnung:

Bei einer Handrechnung beschränkt man sich aus Zeitgründen auf das Wesentliche. Im Gegensatz dazu ist die Ausgabe aller Ergebnisse einer komplexen FE-Berechnung schneller als die aufwändige, übersichtliche Zusammenstellung der relevanten Resultate. Es stellt sich daher immer öfter die Frage, ob die eingereichten Unterlagen aufgrund ihres Umfangs überhaupt prüfbar sind. Hinweise zum Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise gibt die gleichlautende Richtlinie [2]. Hiernach sind die Ergebnisse weitgehend grafisch darzustellen. Es ist sinnvoll, diese Richtlinie generell als Vertragsbestandteil zu vereinbaren um spätere Meinungsverschiedenheiten zu vermeiden.

2. Modellgenauigkeit:

Bei der Zerlegung einer Struktur in einfache Tragelemente ist das angenetzte statische Ersatzsystem leicht zu überblicken. Im Gegensatz dazu stellt sich bei Gebäudemodellen die nicht leicht zu klärende Frage, ob das FE-Modell das Trag- und Verformungsverhalten der realen Struktur überhaupt richtig wiedergibt. Diese Problematik wird ausführlich in Kapitel 3 erörtert.

3. Einwirkungen:

Die Kontrolle der Größe und Anordnung aller relevanten Einwirkungen (einschließlich Zwang und Imperfektionen) sowie deren richtigen Überlagerung ist aufgrund der zahlreichen Lastfälle schwierig und aufwändig. Die vom Rechenprogramm ermittelte Summe der Lasten gibt zunächst einen schnellen Überblick darüber, ob die Einwirkungen in ihrer richtigen integralen Größe vorhanden sind. Die Anordnung der Lasten lässt sich grafisch kontrollieren.

Die Kontrolle des globalen Gleichgewichts hilft nicht weiter, da dieses bei einer FE-Berechnung immer gegeben ist, falls das System nicht kinematisch ist oder numerische Probleme aufgetreten sind. Manche Programme fixieren jedoch automatisch kinematische Freiheitsgrade, was dem Anwender entgegen kann. Die Tragwerksanalyse erfolgt dann eventuell an einem unzutreffenden System. Lasten auf unverschieblichen Knoten werden von einigen Rechenprogrammen nicht berücksichtigt, da sie keinen Beitrag zur Verformungsenergie des Systems liefern. Dies ist bei der Kontrolle des Kraftflusses zu beachten.

4. Bemessung:

Ziel einer Tragwerksberechnung ist nicht die Bestimmung der Schnittgrößen sondern die Ermittlung der Größe und Anordnung der Bewehrung sowie der Querschnittsabmessungen. FE-Programme sind jedoch prinzipiell nicht in der Lage, verschiedene Tragelemente, wie beispielsweise Scheiben, richtig zu bemessen (siehe Kapitel 4).

5. Tragsicherheit:

Da in einem Gebäudemodell alle Bauteile zum Lastabtrag herangezogen werden, weist es geringere Tragreserven gegenüber einer Handrechnung auf. Die teilweise wirtschaftlichere, „optimale“ Bemessung jedes Bauteils kann jedoch zu einem enormen Prüfaufwand führen. Wenn beispielsweise alle Stützen eines Gebäudes unabhängig von ihrer Belastung die gleichen rechnerischen Tragsicherheiten aufweisen, muss man im Extremfall auch alle kontrollieren. Ein „maßgebendes“ Bauteil liegt im Gegensatz zur Handrechnung oftmals nicht mehr vor.

Im Rahmen einer Prüfung wird man auch bei Gebäudemodellen zunächst versuchen, das Tragverhalten der Konstruktion mittels einfacher statischer Ersatzsysteme zu erfassen. Führt dies zu keinem zufriedenstellenden Ergebnis, so ist das FE-Modell des Aufstellers auf Fehler zu überprüfen. Die Finite Elemente Methode ist lediglich ein Näherungsverfahren, welches auf verschiedenen Annahmen und Vereinfachungen beruht. Ein Finites Element stellt immer nur ein idealisiertes Modell eines realen Bauteils dar. Im Rahmen der Prüfung gilt es nun herauszufinden, ob diese Modelle die Wirklichkeit ausreichend genau abbilden.

2 Materialkennwerte

In eine Tragwerksberechnung gehen zahlreiche Materialkenngrößen ein. Stellvertretend wird nachfolgend der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl erörtert. Die in der Praxis unvermeidbaren Schwankungen des E-Moduls können einen signifikanten Einfluss auf die Rechenergebnisse haben. Weiterhin wird durch die folgenden Ausführungen deutlich, dass der Genauigkeit jeder Berechnung, auch mit komplexen Modellen, Grenzen gesetzt sind.

2.1 Elastizitätsmodul

Bei einer Prüfung sind zunächst alle in einer statischen Berechnung verwendeten Materialkennwerte (f_{ck} , f_{ctk} , E_c , ...) sowohl bezüglich ihres Mindest- als auch ihres Höchstwertes kritisch zu hinterfragen, da diese in der Baupraxis großen Schwankungen unterliegen. Um dies zu verdeutlichen sind in **Abb. 2** die gemessenen E-Moduli des ungerissenen Betons in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} aufgetragen. Die sehr große Bandbreite (Faktor 3!) ist deutlich zu erkennen. Die Differenzen resultieren aus dem stark vereinfachten Ansatz der Norm [3], wonach der Elastizitätsmodul lediglich von f_{ck} abhängt. Wichtige Einflussgrößen, wie der Wasser/Bindemittel-Faktor oder die Steifigkeit des Zu-

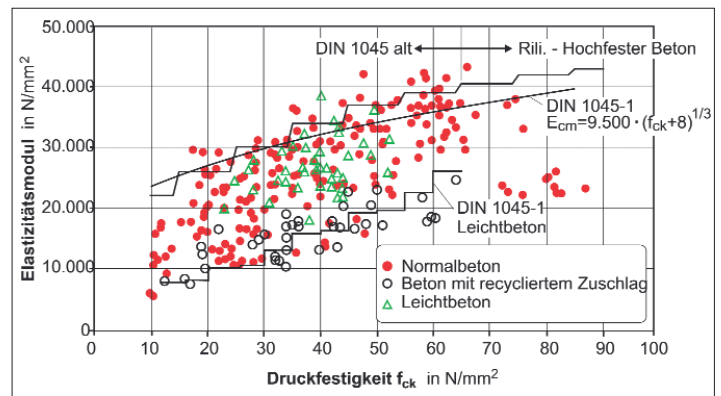


Abb. 2: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_{ck} [4]

schlages werden vernachlässigt. DIN 1045-1 [3] bezeichnet die angegebenen Materialkenngrößen daher als „Richtwerte“. Weiterhin sieht man aus **Abb. 2**, dass nach diesen Untersuchungen der E-Modul des Betons E_{cm} nach [3] nicht einen Mittelwert, sondern mehr einen oberen Grenzwert darstellt. Die Verformungen eines ungerissenen Tragwerkes werden darum mit den Normwerten eventuell um den Faktor 2 unterschätzt. Die Tragfähigkeit eines Bauteils nimmt mit der Betonfestigkeit zu. Die Berechnung der Mindestbewehrung oder der Zwangskräfte zeigt jedoch, dass höherfester Beton nicht immer besser sein muss.

2.2 Querdehnzahl

Bei Flächentragwerken kommt als weiterer Materialkennwert die Querdehnzahl μ hinzu. Sie liegt für ungerissenen Beton zwischen 0,14 und 0,26 [5]. Im Rissbereich fällt die Querdehnzahl sehr stark ab ($\mu \approx 0$), da parallel zum Riss keine Spannungen übertragen werden. Eine biegebeanspruchte Platte besteht jedoch immer aus einer ungerissenen Druck- als auch einer gerissenen Zugzone, so dass vorherige Aussagen wenig weiterhelfen.

Nach DIN 1045-1 §9.1.3(3) darf näherungsweise mit der Querdehnzahl Null gerechnet werden, während Heft 525 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [5] aus pragmatischen Gründen auch $\mu = 0,2$ zulässt. Näherungsweise gilt:

$$m_x^\mu = m_x^{\mu=0} + \mu \cdot m_y^{\mu=0} \quad \text{bzw.} \quad m_y^\mu = m_y^{\mu=0} + \mu \cdot m_x^{\mu=0}$$

Die Querdehnung kann einen erheblichen Einfluss auf die Schnittgrößen haben. Wie man aus den obigen Gleichungen sieht, sind die maximalen Biegemomente in der Mitte einer quadratischen linienförmig gelagerten Platte in Feldmitte ($m_{xm} = m_{ym}$) mit $\mu = 0,2$ um 20 % größer als bei Vernachlässigung der Querdehnung (**Abb. 3**). Signifikante Differenzen treten auch bei Flachdecken auf, bei welchen sich die

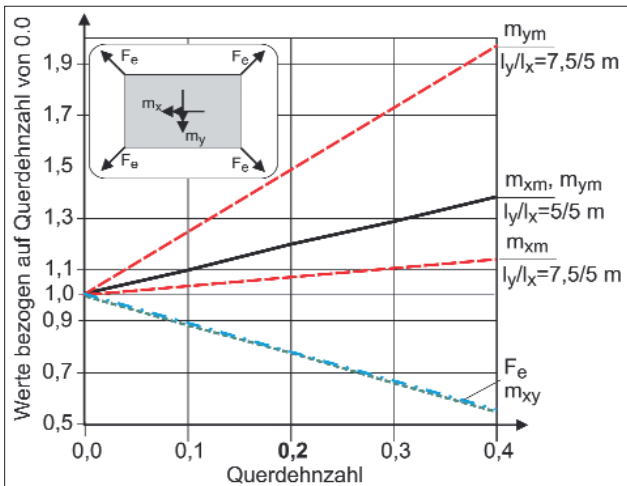


Abb. 3: Biegemomente für eine umfangsgelagerte quadratische und eine rechteckige Platte in Abhängigkeit von der Querdehnzahl

Vorzeichen der Biegemomente in beide Richtungen unterscheiden. Die Meinung, dass Berechnungen mit $\mu = 0$ auf der sicheren Seite liegen, ist somit zumindest bei der Annahme eines elastischen Materialverhaltens unzutreffend.

Platten sind hochgradig statisch unbestimmte Strukturen, welche hohe Tragreserven aufweisen, wie sich beispielsweise sehr einfach mit dem Bruchlinienverfahren zeigen lässt. Insofern sind Momentenumlagerungen von einer in die andere Tragrichtung zulässig, sofern eine ausreichende Rotationsfähigkeit vorhanden ist, was bei den mäßig beanspruchten Platten oftmals vorliegt ($x_d/d \leq 0,25$). Diskussionen über die zutreffende Querdehnzahl bzw. um Schnittgrößendifferenzen sind daher oftmals nur von wissenschaftlichem Interesse.

2.3 Bodenkennwerte

Die Schnittgrößen in einem Tragwerk werden durch die Boden-Bauwerks-Interaktion beeinflusst. Insofern kommt gerade bei den schwer zu überblickenden Gebäudemodellen der genauen Modellierung des Baugrundes eine große Bedeutung zu. Da die Eigenschaften des Baugrundes stark variieren können, sind generell Grenzwertbetrachtungen durchzuführen, unabhängig davon, ob es sich um ein einfaches Bogentragwerk (Kap. 4) oder um ein komplexes Gebäudemodell (Kap. 3) handelt.

3 Modellierung eines Tragwerkes

Die ausreichend genaue Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens eines Bauwerkes

stellt das wesentliche Problem jeden statischen Nachweises dar. Die Schwierigkeiten von dreidimensionalen FE-Berechnungen liegen darin, dass nicht nur ein einzelnes statisches Ersatzsystem, sondern ein großes Gesamtmodell vorliegt. Bei der Abbildung eines realen Tragwerkes durch Finite Elemente können zahlreiche Fehler begangen werden, welche durch einen Blick auf die 3-D-Darstellung des FE-Netzes (siehe Abb. 1) kaum festzustellen sind.

3.1 Feinheit des Elementnetzes

Bei den heutzutage zur Verfügung stehenden Rechenprogrammen bestehen fast keine Grenzen mehr in Hinblick auf die Anzahl der Elemente oder der Unbekannten. Die Größe des Modells wird lediglich durch die Rechenzeit begrenzt. Daher wird man im Allgemeinen das Tragwerk mit möglichst wenigen Elementen abbilden. Eine zu grobe Diskretisierung kann jedoch zu gravierenden Fehlern führen, wie das folgende Beispiel einer einachsigen gespannten Zweifeldplatte mit einer konstanten Belastung zeigt. In Abb. 4 sind der Biegemomenten- und der Querkraftverlauf für 5 bis 20 Elemente (4 Knoten, linearer Verformungsansatz) pro Feld dargestellt. Wie man sieht, werden die Schnittgrößen bei gleichförmiger Belastung nur gering von der Feinheit des Elementnetzes beeinflusst. Das Feldmoment mit 5 Stäben ist lediglich 11 % kleiner als der „exakte“ analytische Wert. Dies trifft jedoch nicht für Auflagerbereiche oder in der Nähe von Einzel- und Blocklasten zu. Hier treten sehr hohe Gradienten in den Schnittgrößen auf, welche ein grobes Netz nicht abbilden kann.

Weiterhin ist zu beachten, dass ein Rechenprogramm die Schnittgrößen primär nur in der Mitte ei-

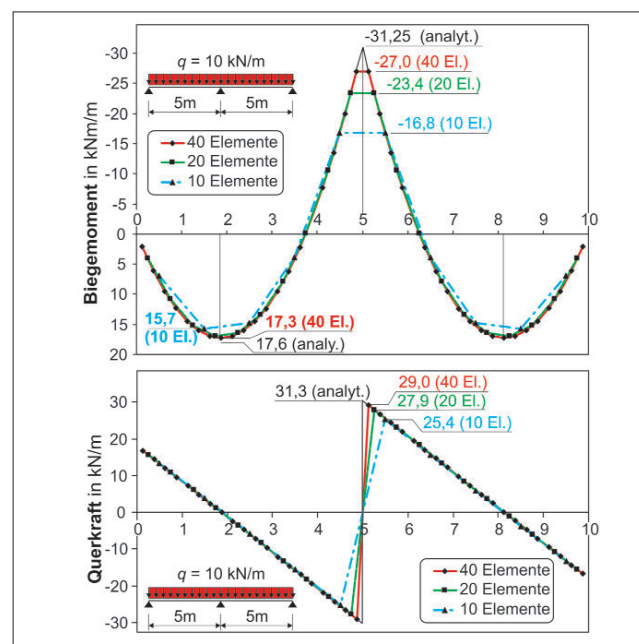


Abb. 4: Schnittgrößen einer einachsigen gespannten Platte für unterschiedlich feine Elementnetze

nes Elementes ermittelt. Bei einer groben Elementierung wird daher die Momentenspitze abgeschnitten, was zu einer erheblichen Unterbemessung des Stützberreiches führen kann. Vergleichbare Probleme treten auch bei Flachdecken auf.

Bei den Decken des Bürogebäudes ist die Größe der Elemente im Bereich der Stützen zu beachten. **Abb. 5** zeigt den Verlauf der Biegemomente m_y parallel zum Rand der Platte sowie der Querkraft v_x im Bereich der Fassadenstützen in Abhängigkeit von der Anzahl der Elemente im Außenfeld.

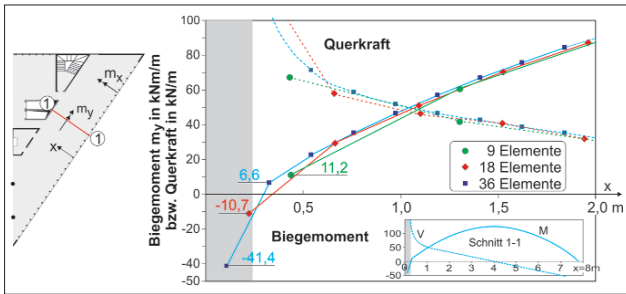


Abb. 5: Schnittgrößen der Platte im Schnitt 1-1 für unterschiedlich feine Elementnetze

Die Berechnungen wurden vereinfachend an einem Teilsystem, einer einseitig eingespannten Platte mit $l = 7,8$ m Stützweite, durchgeführt. Der Verlauf der Schnittgrößen ist außerhalb des unmittelbaren Stützenbereiches nahezu unabhängig von der Elementierung. Bei einer groben Diskretisierung liegt der Bemessungspunkt jedoch relativ weit von der Stütze entfernt, wodurch eine zu geringe Bewehrung ermittelt wird. Um das Biegemoment m_x zutreffend zu ermitteln, ist auch der Bereich zwischen den Stützen mit einer ausreichenden Anzahl von Elementen zu modellieren. Bei lediglich 4 Elementen wird das halbe Feldmoment bestimmt. Die Stabbiegemomente sind weitgehend unabhängig von der Netzeinteilung.

Grundsätzlich sollten die Schnittgrößen unabhängig von der Elementierung sein. Ausnahmen stellen Singularitätsbereiche dar. Durch die Berechnung mit unterschiedlich feinen Netzen lässt sich dies überprüfen. Aufgrund des großen Aufwandes wird ein Gebäudemodell jedoch im Allgemeinen nur mit einer einzigen Elementierung aufgestellt. Wie zuvor gezeigt, lassen sich Detailprobleme auch an Teilmodellen untersuchen.

3.2 Größe der Lastfläche

Die in der Baupraxis gebräuchlichen Finite-Elemente-Programme basieren ausschließlich auf Knotenlasten, -verschiebungen und -verdrehungen. Eine reale gleichförmige Einwirkung wird immer durch arbeitsäquivalente Knotenlasten ersetzt. Bei einer groben Diskretisierung kann dies dazu führen,

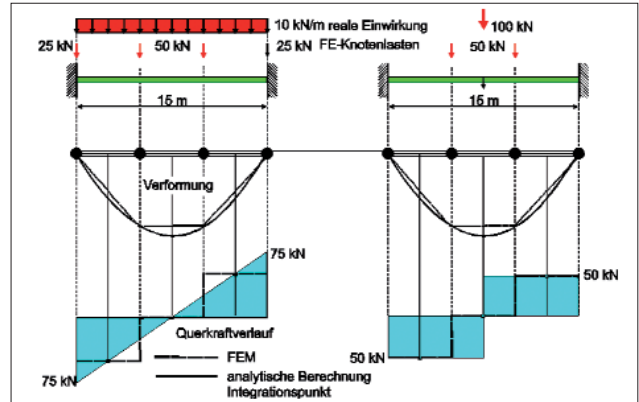


Abb. 6: Unterschiede zwischen einer realer Belastung und FE-Knotenlasten

dass ein FE-Modell nicht zwischen einer Einzel- und einer Gleichlast unterscheiden kann (**Abb. 6**).

Weiterhin werden Einzel- und Blocklasten auf die naheliegenden Knoten verteilt, wodurch sich teilweise erheblich größere als die real vorhandenen Aufstandflächen ergeben können.

3.3 Diskontinuitätsbereiche bei Stabtragwerken

Die Stab- bzw. Flächenelemente stellen ein mehr oder weniger vereinfachtes Modell eines realen Balkens oder einer Platte dar. So basieren die meisten Stabelemente, wie in der Handrechnung üblich, auf einer linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe (**Abb. 7**).

Diese Annahme trifft in den sogenannten Diskontinuitätsbereichen, welche in realen Tragstrukturen häufig vorkommen (**Abb. 8**), nicht zu.

Ein FE-Stabmodell kann daher die Verformungen, Schnittgrößen und insbesondere die Bewehrungsmenge und -verteilung in diesen Bereichen prinzipiell nicht richtig ermitteln. Hier können in vielen

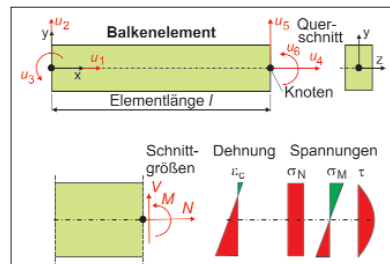


Abb. 7: Balkenelement mit 2 Knoten

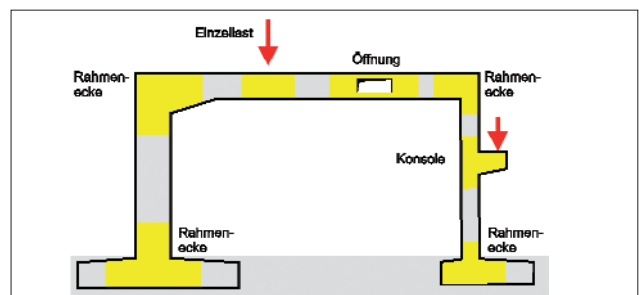


Abb. 8: Diskontinuitätsbereiche

Fällen nur Detailbetrachtungen mittels Stabwerkmodellen helfen.

Wichtig ist jedoch, dass die Steifigkeit von D-Bereichen möglichst zutreffend abgebildet wird, da diese bei statisch unbestimmten Tragwerken einen großen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung im System haben kann.

3.4 Singularitätsbereiche bei Platten

Auch bei der Modellierung von Flächentragwerken treten zahlreiche Probleme auf. Die den gebräuchlichen Plattenelementen zugrunde liegende Annahme einer linearen Dehnungsverteilung über die Dicke (**Abb. 9**) führt zu zahlreichen Singularitäten bei der Berechnung von realen Plattentragwerken. **Abb. 10** zeigt die Verteilung der Hauptmomente m_1 und der Hauptquerkraft v_1 in einem Regelgeschoss des in **Abb. 1** dargestellten Bürogebäudes.

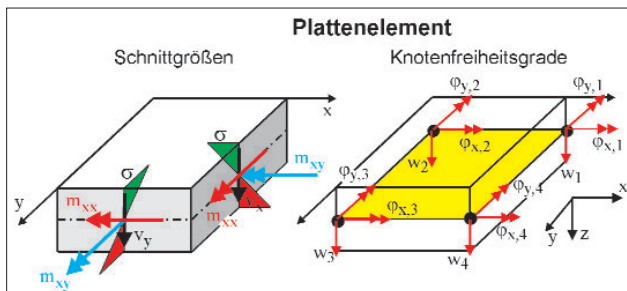


Abb. 9: Spannungsverteilung und Freiheitsgrade eines Plattenelementes mit 4 Knoten

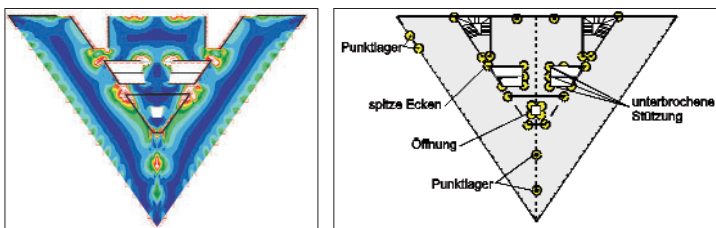


Abb. 10: Verlauf der Hauptmomente m_1 (links) und Hauptquerkräfte v_1 (rechts) in der Platte sowie Singularitätsbereiche

Die hohen Momenten- und Querkraftspitzen an den Ecken von Linienlagerungen, im Bereich von Stützen und unterbrochenen Stützungen sind deutlich zu erkennen. Die mit zunehmender Elementfeinheit gegen unendlich strebenden Schnittgrößen lassen sich durch eine nachgiebige Lagerung erheblich reduzieren.

Hierbei wird das reale Tragverhalten der Platte aber auch nicht genauer erfasst, da das Modell – Plattenelement mit linearer Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe – in diesen Bereichen nicht zutrifft. Es handelt sich daher nur um ein ingenieurmäßiges Hilfsmittel zur Schnittgrößenumlagerung. Singula-

ritätsbereiche bedürfen teilweise einer eingehenden Untersuchung mittels einfacher Stabwerk- oder detaillierter FE-Modelle, wobei Steifigkeitsminderungen infolge Rissbildung zu beachten sind. Oftmals genügt auch eine konstruktive Durchbildung der Singularitätsbereiche.

3.5 Inkompatible Elementnetze

Rechenprogramme weisen zahlreiche Strukturelemente für Stäbe, Platten, Scheiben, Schalen etc. auf. Diese dürfen nicht ohne weiteres miteinander verbunden werden. Beispiel hierfür ist die Stützenlagerung eines wandartigen Trägers. Das zur Modellierung der Wand verwendete Scheibenelement weist keine Rotationsfreiheitsgrade auf. Somit wird die Verdrehungen der biegesteif anschließenden Stütze nicht behindert, und das Stabbiegemoment ergibt sich folglich zu Null.

Mit speziellen Knotenkopplungen oder Elementen lässt sich dieser Fehler weitgehend beseitigen. Andererseits besteht bei einer automatischen, programminternen Anordnung von Kopplungen die Gefahr, dass automatisch unerwünschte Verbindungen geschaffen werden oder Zwängungen entstehen.

Das Bürogebäude weist diesbezüglich einen sehr komplexen Bereich auf. In der Außenfassade ist eine Stütze mit einem Unterzug, einer Platte und einer Scheibe verbunden. (**Abb. 11**).

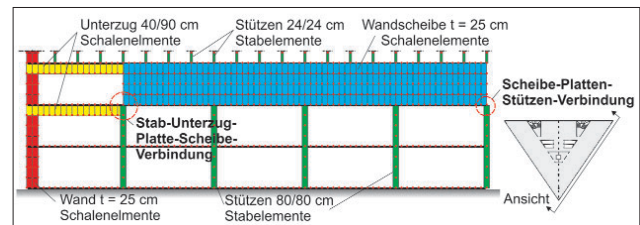


Abb. 11: FE-Modell der Außenwand-Verbindung

3.6 Unterzüge – Plattenbalken

Bei der Abbildung von Unterzügen mittels Scheibenelementen, wie in dem Gebäudemodell, ist eine programminterne Bemessung nicht möglich (siehe Kapitel 4). Um die Integration der Schnittgrößen aus der Platte und der Scheibe zu umgehen ist es einfacher, einen Plattenbalken in die Schwerachse der Platte zu legen [1].

3.7 Lagerung – Bauzustände

Durch Verformungskontrollen lassen sich Fehler im Elementnetz oder im Modell (Lagerung, Verbindungen etc.) erkennen. Es ist zu kontrollieren, ob fälschlicherweise Knoten unverschieblich festgehalten wurden. Hierdurch kann sich ein unzutreffendes

Tragverhalten einstellen, wie sich an wandartigen Trägern oder Fachwerken (Bogentragwirkung) einfach zeigen lässt [1]. Weiterhin sind die ermittelten Baugrundverformungen zu kontrollieren, insbesondere wenn das Bettungsmodulverfahren angewandt wurde.

Abb. 12 zeigt die Verformungen der Stützen und Decken im Bereich der Ebenen 03 und 04. Man erkennt die großen Verformungen und Stützenverdrehungen im vorderen Bereich der Platte. Diese resultieren jedoch nicht aus einer unzutreffenden Lagerung des Systems oder unzureichendem Querschnitt der beiden Stützen im vorderen Bereich der Platten (siehe **Abb. 1**).

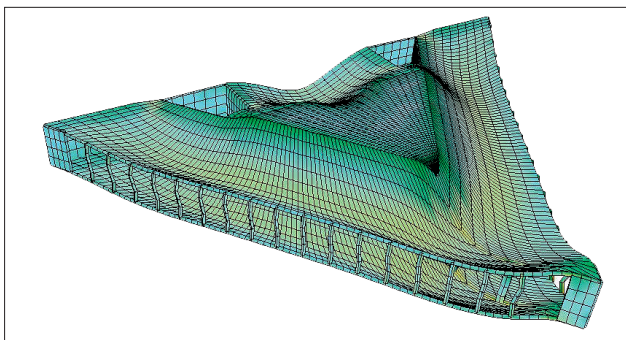


Abb. 12: Verformungen der beiden obersten Geschosse

Die Ursache liegt vielmehr in den großen Steifigkeitsunterschieden zwischen den Kernen und den Stützen. Weiterhin wurde die Herstellung des Gebäudes nicht berücksichtigt. Bei der FE-Berechnung wird das gesamte Eigengewicht auf einmal aufgebracht. Dies führt zu einer großen Verformung der Stützen. In der Realität werden die einzelnen Stockwerke nacheinander hergestellt und die vorherigen Verformungen ausgeglichen. Die oberste Decke verformt sich nicht durch das Eigengewicht der darunter liegenden Geschosse. Die großen Verformungen weisen darauf hin, dass die Kriech- und Schwindverformungen der Stützen zu beachten sind.

3.8 Stofflich nichtlineare Berechnungen

Berechnungen unter Berücksichtigung der Steifigkeitsabminderung beim Reißen des Betons sind bei schlanken Stützen, zur Verformungsberechnung von Platten oder bei hohen Zwangseinwirkungen (z.B. infolge Schwindens, von Setzungen, Brandes) erforderlich.

Mit den meisten Rechenprogrammen sind derartige Untersuchungen sehr einfach durchzuführen. Dabei wird jedoch übersehen, dass stofflich nichtlineare Berechnungen sehr viel Sachverstand und Zeit für Parameterstudien erfordern. Die wesentlichen Probleme stellen hierbei das Sicherheitskonzept so-

wie die Berücksichtigung der zugversteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening) dar.

In DIN 1045-1 [3] wird letzteres durch eine modifizierte Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls berücksichtigt. Die seit langem verwendeten Bemessungsdiagramme für schlanke Stützen wurden mit einer dehnungsabhängigen Betonzugfestigkeit aufgestellt. Beide Verfahren liefern teilweise sehr unterschiedliche Ergebnisse, wie im weiteren an einem einfachen Kragstab unter konstanter Belastung (**Abb. 13**) gezeigt wird.

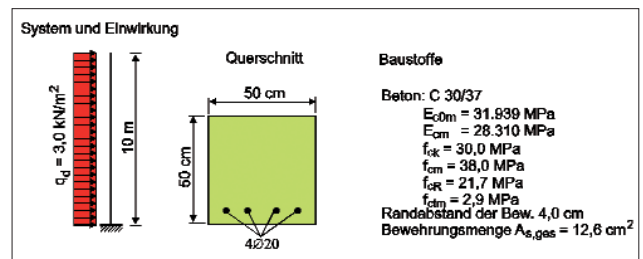


Abb. 13: Kragstab: System und Einwirkungen

Die wesentlichen Ergebnisse nach den verschiedenen Verfahren sind in **Tabelle 1** zusammengestellt. Mit der modifizierten Stahlkennlinie ergibt sich fast die doppelte Verformung der Kragarmspitze als bei dem Ansatz einer dehnungsabhängigen Betonzugfestigkeit.

	f [mm]	σ_s [MN/m ²]	σ_{co} [MN/m ²]
Elastisch	25	43	- 7,2
ohne TS	100	282	-12,7
mit TS - Reduktion der Stahldehnung	83	258	-12,3
mit TS - Quast	48	190	-12,0

Tab. 1: Ergebnisse der verschiedenen Rechenverfahren

Eine genaue Erfassung der Steifigkeit von gerissenen Betonbauteilen ist bei Zwangsbeanspruchung sehr wichtig. Die Bemessung mit elastischen Schnittgrößen führt zu keinen sinnvollen Bewehrungsmengen.

Als Beispiel sei auf die Platte des Bürogebäudes eingegangen. Der Bereich zwischen den Kernen wird infolge abfließender Hydratationswärme und Schwindens hohen Zwangskräften ausgesetzt. Unter den äußeren Einwirkungen ergibt sich eine Biegebewehrung von ca. $a_s = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$ oben und unten. Der Nachweis nach DIN 1045-1 [3] auf zentrischen Zwang liefert ca. 50 % höhere Werte. Zur Abdeckung der Zwangskräfte infolge Schwindens nach Zustand I ($\sigma_t \approx 2,2 \text{ MN/m}$) wäre eine Bewehrungsmenge von ca. $50 \text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich.

Setzt man den voll gerissenen Querschnitt an, wie es manche Programme bei der nichtlinearen Berechnung machen, bzw. vernachlässigt man weitgehend die zugversteifende Mitwirkung, so verschwindet die Zwangskraft fast vollständig ($\sigma_t \approx 0,02$ MN/m). Dieses einfache Beispiel macht deutlich, dass nichtlineare Berechnungen von Statikprogrammen kritisch zu hinterfragen sind. Die bislang nicht eindeutig geregelten Berechnungsalgorithmen sind auch der Grund dafür, dass derzeit bei Stahl- und Spannbetonbrückenüberbauten stofflich nichtlineare Verfahren nicht zulässig sind.

Es sei darauf hingewiesen, dass die stofflich nichtlineare Berechnung von Scheiben und massiven Bauteilen noch Gegenstand der Forschung ist und daher in der Baupraxis nur bei ausreichendem Fachwissen sowohl bezüglich der FE-Methode als auch des Bauteilverhaltens eingesetzt werden sollte.

4 Bemessung

4.1 Bemessung von Scheiben

Ziel eines statischen Nachweises ist nicht die möglichst exakte Ermittlung der Schnittgrößen, sondern die Bestimmung der Bewehrungsmenge und deren Verteilung in einem Bauteil. Gerade die automatische, programminterne Bemessung ist jedoch in vielen Tragwerksbereichen nicht möglich. Das prinzipielle Problem der FE-Methode besteht darin, dass jedes Element getrennt anhand der lokal vorhandenen Schnittgrößen bemessen wird. Das globale Tragverhalten eines Bauteils wird somit nicht erfasst.

Diese Vorgehensweise liefert unzutreffende Werte, wenn sich der Kraftverlauf eines linear elasti-

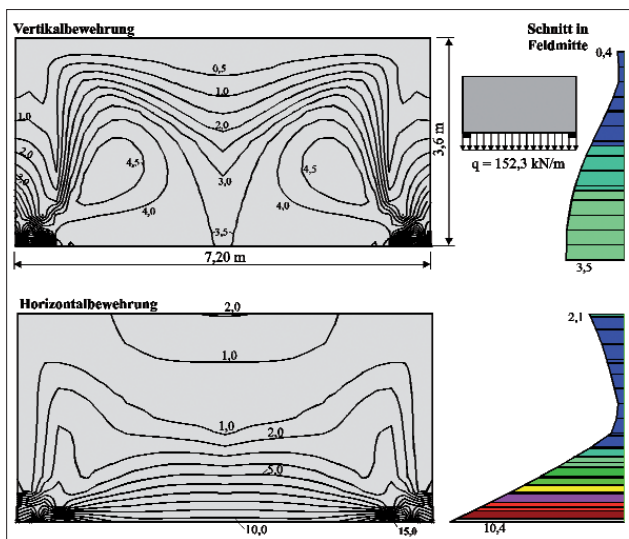


Abb. 14: Programminterne Bemessung eines wandartigen Trägers

schen Strukturmodells erheblich von dem eines gerissenen Bauteils (Grenzzustand der Tragfähigkeit) unterscheidet. Beispiel hierfür sind Scheiben bzw. wandartige Träger (Abb. 14).

Auch eine Integration der Schalenschnittgrößen führt nicht immer zum richtigen Ergebnis, wie man in Abb. 14 an der Verteilung der Vertikalbewehrung sieht.

4.2 Bemessung von Schalenmodellen

Auch die programminterne Querkraftbemessung von Schalen (Scheiben) und massiven Bauteilen nach den in den Normen festgelegten Algorithmen liefert größtenteils unzutreffende Werte. Der Nachweis der ausreichenden Schubtragfähigkeit nach DIN 1045-1 basiert auf dem regelmäßigen Fachwerkmodell mit verschmierten Stäben (Spannungsfelder). Dieses Tragverhalten kann sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Scheiben und massiven Bauteilen meistens nicht einstellen.

Beispielhaft werden die zuvor genannten Bemessungsprobleme an dem in Abb. 15 dargestellten idealisierten, aussteifenden Kern des Bürogebäudes aufgezeigt. Vereinfachend wird der Kragbalken nur durch Einwirkungen an der Kragarmspitze belastet. Die Verformungen, Schnittgrößen und statisch erforderlichen Bewehrungsmengen lassen sich somit leicht von Hand ermitteln.

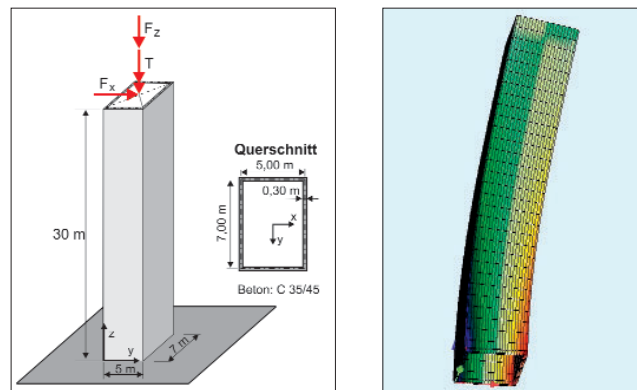


Abb. 15: Aussteifender Kern

Zunächst wird nur eine Horizontallast von $F_{Ed,x} = 1$ MN angesetzt. Hiermit ergibt sich nach der Handrechnung eine statisch erforderliche Biegebewehrung an der Einspannstelle von $\Sigma A_s = 129$ cm² während das FE-Programm aufgrund des geringeren inneren Hebelarmes der elastischen Spannungsverteilung mit $\Sigma A_s = 141$ cm² einen ca. 10 % höheren Wert liefert (Abb. 16 links).

Die Differenzen zwischen Hand- und FE-Berechnung nehmen erheblich zu, wenn zusätzlich eine Druckkraft wirkt. Unter einer Einwirkung von $F_{Ed,x} =$

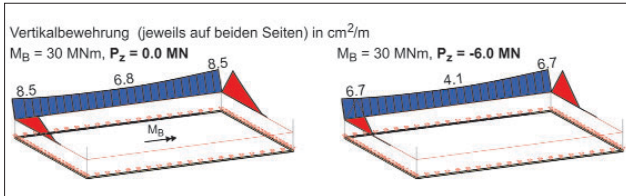


Abb. 16: Vertikalbewehrung nach der Schalenberechnung im Einspannbereich für 2 Lastfälle

1 MN und $F_{Ed,z} = -6 \text{ MN}$ ($\sigma_{cd,N} = -0,84 \text{ MPa}$) ergibt sich an der Einspannstelle nach der Handrechnung eine Biegebewehrung von $\Sigma A_s = 62 \text{ cm}^2$. Die FE-Berechnung liefert einen 64 % größeren Wert ($\Sigma A_s = 102 \text{ cm}^2$) (Abb. 16, rechts).

Dieses Ergebnis verdeutlicht, dass eine komplexe Schalenberechnung nicht zu wirtschaftlicheren Ergebnissen führen muss, wie teilweise behauptet wird.

Ein FE-Programm geht bei der Bemessung immer von der elastischen Schnittgrößenverteilung aus. Im gerissenen Zustand verteilt sich eine Druckkraft jedoch nicht auf den gesamten Querschnitt, sondern mindert direkt die statisch erforderliche Bewehrung ab. Dies wird aus der allgemein bekannten Bemessungsgleichung deutlich.

$$erf A_s = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right)$$

Bei der Biegebemessung lag die FE-Berechnung immer auf der sicheren Seite. Dies trifft jedoch für die Querkraft- und Torsionsbemessung nicht zu. Eine Querkraftbemessung mit $F_{Ed,x} = 1 \text{ MN}$ ergibt von Hand eine Bügelbewehrung von $a_{s,Bü} = 6,1 \text{ cm}^2/\text{m}$, während die FE-Berechnung einen Maximalwert von $1,23 \cdot 4 = 4,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Abb. 17) liefert. Eine Horizontalbewehrung ist nach dem Programm nur in der Zugzone und damit nicht über die gesamte Trägerhöhe erforderlich.

Die FE-Berechnung liegt somit auf der unsicheren Seite.

Weiterhin wird lediglich eine Oberflächenbewehrung für jedes Element getrennt angegeben. Es ist daher nicht ersichtlich, dass bei dem vorliegenden Hohlkastenquerschnitt eine Bügelbewehrung erforderlich ist, welche sowohl die Druck- als auch die Zugzone umschließen sollte. Das geschilderte Bemessungsproblem lässt sich lö-

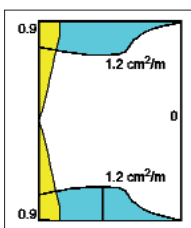


Abb. 17: Horizontalbewehrung im Einspannbereich, Einwirkung $F_{Ed,x} = 1 \text{ MN}$

sen, wenn man die Schalenschnittgrößen numerisch zu Balkenschnittgrößen integriert und hiermit den Stab von Hand bemisst.

Bei einer reinen Torsionsbeanspruchung von $T_{Ed} = 10 \text{ MNm}$ liefern sowohl das Rechenprogramm als auch der händische Nachweis eine erforderliche Horizontal- bzw. Bügelbewehrung von $a_{s,Bü} = 3,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ pro Wandseite.

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \cot \Theta} = \frac{10,0}{2 \cdot (7,0 \cdot 5,0) \cdot 435 \cdot \cot 45^\circ} \cdot 10^4 = 3,3 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Diese volle Übereinstimmung ergibt sich jedoch nur, wenn man bei der analytischen Berechnungen einen Druckstrebenwinkel von $\Theta = 45^\circ$ ansetzt, der sich bei einem elastischen Materialverhalten einstellt. Nach DIN 1045-1 [3] sind jedoch auch erheblich kleinere Druckstrebenwinkel ($18^\circ \leq \Theta \leq 60^\circ$) zulässig, was im Allgemeinen zu geringen Bewehrungsmengen führt.

Wirkt zusätzlich zu einem Torsionsmoment ein Biegemoment oder eine Normalkraft, so verlaufen die Hauptspannungen im Druckbereich erheblich steiler.

Um dies zu verdeutlichen sind in Abb. 18 der Verlauf der Hauptmembrankräfte sowie die Horizontalbewehrung im Auflagerbereich infolge einer Einwirkung von $T_{Ed} = 10 \text{ MNm}$ und $F_{Ed,x} = 1 \text{ MN}$ aufgetragen. Die vom Programm bestimmte Horizontalbewehrung entspricht sowohl der Menge als auch der Anordnung nicht der eines auf Biegung und Torsion beanspruchten Hohlkastens.

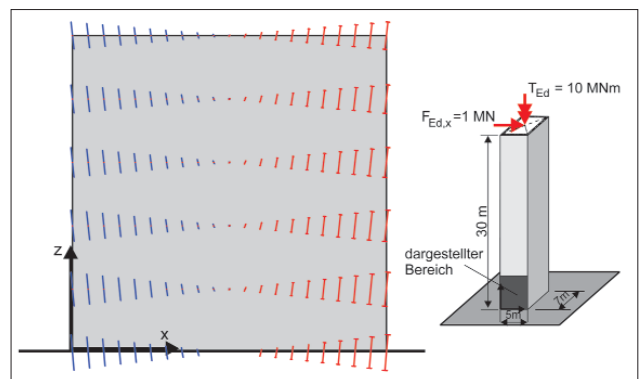
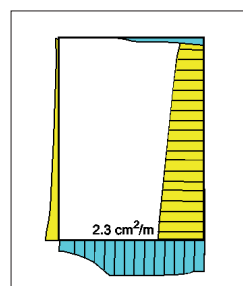


Abb. 18: Hauptmembrankräfte in der Seitenwand sowie Horizontalbewehrung an der Einspannstelle



4.3 Kraftfluss – Massive Bereiche

Da ein Rechenprogramm jedes Element getrennt bemisst und von einem linear elastischen Materialverhalten bei der Schnittgrößenermittlung ausgeht, wird der Kraftfluss im gerissenen Bauteil nicht beachtet. Dieses Problem soll anhand der Tragwerksberechnung einer schiefwinkligen Bogenbrücke erläutert werden. Nähere Angaben zu dem Bauwerk sind in [6] zu finden.

Abb. 19 zeigt die Bogenbrücke sowie das FE-Modell. Der Überbau sowie die Pfahlkopfbalken werden mit unterschiedlich dicken Schalelementen abgebildet, welche in der Schwerachse des jeweiligen Querschnitts liegen. Probleme bereiten hier die massiven Bereiche, die Verbindung zwischen Bogen – Pfahlkopfbalken – Bohrpfählen.

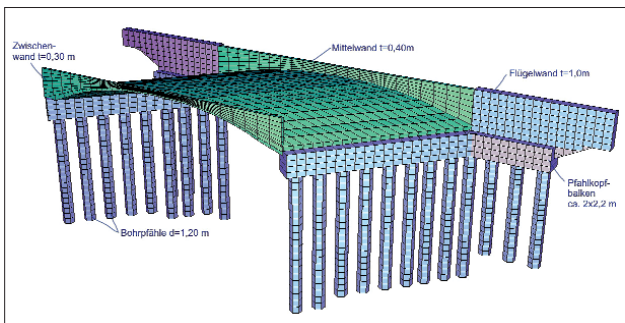


Abb. 19: Bogenbrücke einschl. FE-Modell

Zunächst stellt sich die Frage, ob für den Bogen die Bewehrung am Anschnitt oder der Maximalwert im Schnittpunkt mit der Schwerachse des Pfahlkopfbalkens maßgebend ist. Wie in [6] gezeigt wurde, führt die Bemessung des Bogens mit den Anschnittsmomenten zu einer unzureichenden Bewehrungsmenge.

Weiterhin ist der Kraftfluss zu beachten. Es genügt nicht, die lokal erforderliche Maximalbewehrung in anschließende Bauteile zu verankern (Abb. 20), wie es oft durchgeführt wird. Dies lässt sich unter anderem sehr einfach an einem Balken mit Höhensprung zeigen.

Weiterhin liefert eine programminterne Querkraftbemessung des massiven Pfahlkopfbalkens keine sinnvollen Ergebnisse (Abb. 21), da das der Berech-

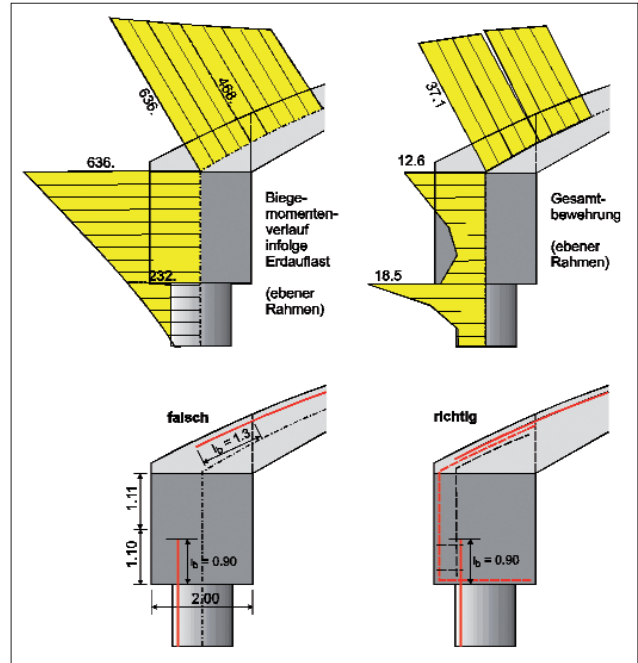


Abb. 20: Biegemomentenverlauf, statisch erforderliche Bewehrungsmenge und Bewehrungsführung im Pfahlkopfbereich

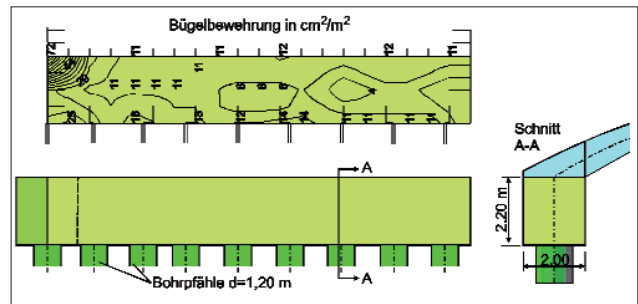


Abb. 21: Programminterne Querkraftbemessung des Pfahlkopfbalkens

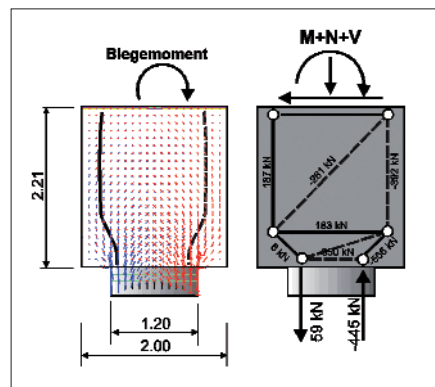


Abb. 22: Stabwerkmodell des Pfahlkopfbalkens

nung zugrunde liegende Fachwerkmodell sich hier nicht ausbilden wird. Zur Bewehrungsermittlung und der konstruktiven Durchbildung sind Stabwerkmodelle sinnvoll (Abb. 22).

Weitere Modellierungsprobleme der Bogenbrücke werden in [6] erörtert.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Es wurden die wesentlichen Probleme bei der Prüfung von Gebäudemodellen erläutert. Die aufgezeigten Beispiele machen deutlich, dass auch ein gutes Rechenprogramm den Sachverstand eines Bauingenieurs nicht ersetzen kann.

Wenn die Entwicklung so weitergeht, ist zu befürchten, dass große FE-Modelle zunehmend von fachlich Unkundigen angewendet werden und die Kontrolle vollständig auf den Prüflingenieur verlagert wird.

Um dies zu verhindern, ist es erforderlich, die Richtlinie [2] zu überarbeiten und unter anderem die schriftliche Dokumentation der Kontrollen durch den Aufsteller verbindlich vorzuschreiben. Weiterhin benötigen wir bessere Rechenprogramme, welche den Ingenieur bei der Kontrolle seines Modells unterstützen.

Die Entwicklung auf dem EDV-Gebiet geht unabdingbar weiter. Nach den Gebäudemodellen werden noch komplexeren Modelle, sogenannte Building In-



Abb. 23: Sydney Opera



Abb. 24: Auditorio de Tenerife

formation Models, kommen. Diese enthalten alle Daten eines Bauwerks einschließlich der statischen Nachweise und Bewehrungsmengen unter Berücksichtigung der Bauzustände, Mengen und Eigenschaften von Baumaterialien, den gesamten Ausbau etc.

Bei allen geschilderten Problemen sollte man aber auch nicht vergessen, dass uns die Finite-Elemente-Methode große Möglichkeiten der Tragwerksvielfalt bietet. Als Beispiel sei hier die Oper von Sydney mit dem „Auditorio de Tenerife“ verglichen. Das Bauwerk in Australien wies eine Bauzeit von 14 Jahren (1959-1973) auf. Die Baukosten von ursprünglich veranschlagten 3,5 Mio. £ stiegen in dieser Zeit um mehr als das 14-fache auf ca. 50 Mio. £.

Der Entwurf des Architekten konnte erst ausgeführt werden, als man von der gewünschten Schalenkonstruktion zu einer Plattenbalkenstruktur für das Dach überging. Im Gegensatz dazu handelt es sich bei dem im Jahre 2003 eröffneten „Auditorio de Tenerife“ um ein Schalenträgerwerk, welches ohne FE-Berechnungen kaum ausführbar wäre. In der Bauzeit von 1998-2003 haben sich die Baukosten von 30 Mio. € auf ca. 80 Mio. € erhöht.

6 Literatur

- [1] Rombach G.: Anwendung der Finite Elemente Methode im Betonbau. 2. Auflage, Berlin 2006
- [2] Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI): Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise (RI-EDV-AP-2001) Ausgabe April 2001. *Der Prüflingenieur* Nr. 18 (2001)
- [3] DIN 1045-1: 2001-07: Tragwerke aus Beton-, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berlin 2007
- [4] Rühl, M.: Der Elastizitätsmodul von Beton, Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton; Darmstadt Okt. 2000, S. 135 - 148
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 525 - Erläuterungen zu DIN 1045-1, Berlin 2003
- [6] Rombach, G.: Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels 3-dimensionalen Gesamtmodellen; Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 4, S. 207 - 214

Die EBP: Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung im Eisenbahn-Bundesamt

Die externen Prüferingenieure werden Schritt für Schritt in den neuen Workflow einbezogen

Seit einigen Jahren schon wird im Eisenbahn-Bundesamt die Durchführung Elektronischer Bauaufsichtlicher Prüfungen (EBP) theoretisch erprobt und Schritt für Schritt praktisch eingeführt. Dazu gehört auch die vollständige und gleichberechtigte Einbeziehung externer Prüfer, also vor allem der Prüferingenieure und Gutachter in den Arbeitsablauf des EBA. Sie müssen dafür einige geräte- und programmtechnische Voraussetzungen erfüllen und sich – ganz allgemein – an den elektronisch standardisierten Workflow gewöhnen. Wie diese neue Art der Zusammenarbeit zwischen dem EBA und den externen Prüferingenieuren vollzogen wird, das beschreibt der Leiter des Projekts im folgenden Beitrag.

Dipl. Jur. Reiner Gauchel



ist IT-Referent und Projektleiter für das Dokumenten- und Workflow-Management-System (DOWEBA) im Eisenbahn-Bundesamt

1 Einführung

Mit der Neuordnung des Eisenbahnwesens (Eisenbahnneuordnungsgesetz – ENeuOG) wurde 1994 das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) als selbstständige, einstufige Bundesoberbehörde im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung gegründet.

Das EBA ist die zuständige Aufsichts- und Genehmigungsbehörde für Eisenbahnen des Bundes und Eisenbahnverkehrsunternehmen mit Sitz im Ausland für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland.

Es erteilt Sicherheitsbescheinigungen und Sicherheitsgenehmigungen, und es überwacht die Eisenbahnen, die einer Sicherheitsbescheinigung oder einer Sicherheitsgenehmigung bedürfen.

Rund 1.200 Beschäftigte arbeiten in der Bonner Zentrale sowie in zwölf Außenstellen an insgesamt 17 Standorten bundesweit.

Das für den IT-Bereich zuständige Referat im EBA, unter der Leitung von Dipl. Ing. Marina Gonzalez, hat mit DOWEBA (Dokumenten- und Workflow-Management-System im EBA) seit Mitte dieses Jahres die elektronische Vorgangsbearbeitung, inklusive Planbearbeitung, flächendeckend eingeführt.

Für die Antragsteller des Eisenbahn-Bundesamtes ist damit u. a. die Möglichkeit der elektronischen Antragstellung mit qualifizierter Signatur geschaffen worden.

Bauaufsicht

Für den Themenschwerpunkt dieses Artikels ist die Bauaufsicht mit den Bereichen des Ingenieur-, Ober- und Hochbaus sowie maschinentechnischer Anlagen im EBA von besonderem Interesse.

Hier wurden nach dem EBA-Jahresbericht 2007/08 im Jahre 2007 folgende bauaufsichtliche Freigaben durchgeführt:

Ingenieurbau	= 704
Oberbau	= 655
Hochbau	= 226
Masch.-techn. Anlagen	= 7

Bekanntlich ist 2006 im EBA damit begonnen worden, die Bauaufsicht neu zu ordnen.

Eines der Ziele dieser neuen Bauaufsicht ist, die Betreiberverantwortung bei den jeweiligen Infrastrukturunternehmen zu stärken. Dies kann zur Folge haben, dass Prüfaufträge des EBA an externe Prüfer ergehen, und entsprechende Unterlagen können nunmehr direkt von der Bahn zum Prüfer und umgekehrt laufen.

Die künftige Regelung der Bauaufsicht soll hier jedoch nicht erörtert, sondern die IT-technischen Rahmenbedingungen der bauaufsichtlichen Prüfung beschrieben werden, die dem EBA seit Einführung von DOWEBA zur Verfügung stehen, um seine aktuellen und künftigen Aufgaben flexibel und reaktionsschnell umsetzen zu können.

2 Das DOWEBA als Teil einer elektronischen bauaufsichtlichen Prüfung im EBA

Aktionsplan E-Government der europäischen Initiative i2010

Mit der flächendeckenden Einführung eines elektronischen Vorgangsbearbeitungssystems im EBA und der Ermöglichung elektronischer Antragstellung für Externe realisiert das EBA ein entsprechendes Programm der Bundesregierung mit dem Titel „Zukunftsorientierte Verwaltung durch Innovationen“, sowie das Programm E-Government 2.0.

Die „Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung“ (EBP) ermöglicht nunmehr durch gemeinsame Prozessketten eine elektronische Zusammenarbeit von Wirtschaft und Verwaltung, so dass sie als echter Beitrag zu dem angestrebten Modernisierungsprozess in der Verwaltung sowie bei der Beschleunigung von Prüfprozessen gesehen werden kann.

(E-Government = Regieren und Verwalten, mit Unterstützung von Informations- und Kommunikationstechnologien)

DOWEBA

Mit DOWEBA wird eine einheitliche Systematik zur Aktenbildung und Ablage von Dokumenten

(inklusive Plänen) entsprechend dem DOMEA®-Konzept geschaffen und ein einheitliches Verwaltungshandeln im EBA unterstützt.

Das DOMEA®-Konzept beinhaltet folgende drei Stufen:

- Einheitliches Registraturverfahren
- Einführung der elektronischen Akte
- IT-Unterstützung sämtlicher Geschäftsprozesse

Erreicht wird dies durch die Bereitstellung fachspezifischer Metadaten für Akten und Vorgangstypen (z.B. Streckenkilometer bei der Bauaufsicht) und einem organisationsbezogenen Aktenplan (Abb. 1).

Name	Bereich	Abteilung	Strecke	km von	km bis	Streckenbezeichnung
5620u001-2117	EU Röhrländer Altkanal	2117(Stahlbrücken)	6110	7,400		Bahnstufgleis
5620u002-2117	EU Elbe-Havel-Kanal	2117(Stahlbrücken)	6110	1,885		Bahnstufgleis 17
5620u005-2116	Saale-Elsde-1-Brücke (PFA 2.5), (PFA 2.1)	2116(Massbrücken)	5919	272,293	278,843	NBS Erfurt - Leipzig
5620u007-2117	Saale-Elsde-Talbrücke	2117(Stahlbrücken)	5919			
5620u008-2116	EU Unstrutbrücke	2116(Massbrücken)	5919	51,905	57,633	Erfurt-Leipzig
5620u009-2107	Finnetunnel (PFA 2.1)	2107(Tunnelbau)	5919	228,703	236,159	NBS Erfurt - Leipzig
5620u010-2110	Teststrecke zum Üben	2110 (Ingenieurbau)				
5620u011-2117	EU Fahrschleife	2117(Stahlbrücken)	6411	20,001		Triebstr. - Leipzig
5620u012-2117	EU Schumannbrücke	2117(Stahlbrücken)	6411	20,351		Triebstr. - Leipzig
5620u013-2117	Tag am Faltersee	2117(Stahlbrücken)	6411	190,000		Triebstr. - Leipzig
5620u014-2117	EU Flora	2117(Stahlbrücken)	6409	22,200		Görlitz - Chemnitz
5620u015-2116	EU Wisenandter Straße	2116(Massbrücken)				
5620u016-2117	FU Postkammer	2117(Stahlbrücken)	6411	190,410		Triebstr. Leipzig
5620u017-2117	EU Malsbrücke	2117(Stahlbrücken)	6411	19,418		Triebstr. - Leipzig
5620u019-2116	EU Stöckelbrücke, NBS Erfurt-Leipz	2116(Massbrücken)	5919	258,008	258,316	Erfurt-Leipzig
5620u018-2117	FU Wisenandter Straße	2117(Stahlbrücken)	6411	19,000		Triebstr. Leipzig
5620u020-2116	Personentunnel Erfurt	2116(Massbrücken)	6425	18,446		Handelshaus
5620u021-2116	EU Wirtschaftswegbrücke Döllnitz	2116(Massbrücken)	5919	278,030		Erfurt-Leipzig

Abb. 1: Übersicht der Aktenstruktur unter Verwendung von Metadaten

EBP

Mit der EBP wird die durchgängige elektronische Bearbeitung eines EBA-Kernprozesses, beginnend mit dem Antrag über die interne Bearbeitung bis hin zur elektronischen Bescheidzustellung für Antragsteller und Mitarbeiter des EBA, möglich gemacht.

Pläne und sonstige Dokumente für die Prüf- und Genehmigungsprozesse sind Bestandteil von Verwaltungsakten, wobei die Datenhaltung und die Vorgangsbearbeitung in DOWEBA erfolgt.

Dadurch wird vermieden, dass ureigene EBA-Aufgaben von EBA-Mitarbeitern in den unterschiedlichen Fremdanwendungen, wie bisher schon in einigen Fällen praktiziert, wahrgenommen werden.

Durch die elektronische Verknüpfung der einzelnen Prozessketten sind einheitliche Definitionen und Vorgaben an die Schnittstelle zwischen Wirtschaft und Verwaltung getreten. Zu gleicher Zeit

nimmt das EBA damit auch seine Rolle als Partner der Wirtschaft wahr.

Beispielhaft hierfür sind die aktuellen Projekte in Halle und Erfurt, bei denen der Prozess in EPLASS (Planbearbeitungssystem, von der DB Projektbau eingesetzt) mit DOWEBA gekoppelt wurde.

In Anlehnung an den Aktionsplan E-Government der europäischen Initiative i2010 werden hierdurch aus volkswirtschaftlicher Sicht die größten Effizienzpotenziale erwartet (Abb. 2).

Eine in Zusammenarbeit mit dem *Kompetenzzentrum Vorgangsbearbeitung, Prozesse und Organisation* (CC VBPO) durchgeführte Prozessanalyse hat gezeigt, dass die Umsetzung des Prozesses „Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung“ sowohl quantitativ als auch qualitativ zu erheblichen Einsparpotenzialen bei Verwaltung und Wirtschaft führt.

Quantitative Einsparpotenziale entstehen u. a. durch die Reduktion von Bearbeitungs- und Transportzeiten, qualitative durch das Einhalten der gesetzlichen Vorschriften, Verbesserung des einheitlichen Verwaltungshandels, und, damit verbunden, die generelle Beschleunigung einzelner Verwaltungsentscheidungen. Das hat die Ermittlung von Einspar-Potenzialen durch die Einführung von DOWEBA ergeben, die 2004 erstellt vom CC VBPO beim Bundesverwaltungsamt durchgeführt worden ist.

3 Der Musterprozess „Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung“

3.1. Historie

Prototyp:

Mit der Pilotierung des Projektes DOWEBA wurde im Jahr 2002 in der Außenstelle Nürnberg erfolgreich der Prototyp „Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung“ entwickelt, mit dem Ergebnis, dass mit einem DOMEA®-zertifiziertem Standard-Vorgangsbearbeitungssystem (Fabasoft eGov-Suite) auch die Planbearbeitung praxistauglich durchgeführt werden kann.

Pilot:

Dieser Prototyp wurde weiterentwickelt und im Sachbereich 2 der Außenstelle Karlsruhe/Stuttgart ab Dezember 2004 mit drei neuen Bauvorhaben im Echtsystem pilotiert. Der Antragsteller war hierbei die DB ProjektBau GmbH. In das Projekt wurde wei-

terhin auch der zuständige externe Sachverständige, namentlich Dr.-Ing. Maier (Mitglied des Vorstandes VPI) mit dem Bauvorhaben EÜ Schwarzwaldstraße eingebunden. Auf seine Erfahrungen und konstruktiven Ergebnisse werde ich in diesem Artikel später noch eingehen.

Wirkbetrieb:

Nach der Pilotierung wurde der Geschäftsprozess der EBP in das DOWEBA-System vollständig integriert und ist jetzt aktuell mit der Schnittstelle zu EPLASS in der Außenstelle Erfurt und Halle im Rahmen der Baumaßnahmen des Großprojekts VDE 8 im Wirkbetrieb eingesetzt.

Als Besonderheit ist hier anzuführen, dass von der Ausnahmevorschrift der aktuellen VV Bau insofern Gebrauch gemacht wurde, als der externe Prüfer nach Beauftragung durch das EBA noch vor Einreichung seiner Planunterlagen ins EBA eine entsprechende Prüfung im System EPLASS durchgeführt hatte.

Es ist eine flächendeckende Bereitstellung der elektronischen Schnittstelle zu DOWEBA in Planung, womit die Möglichkeit einer elektronischen Antragstellung via Internet gegeben sein wird.

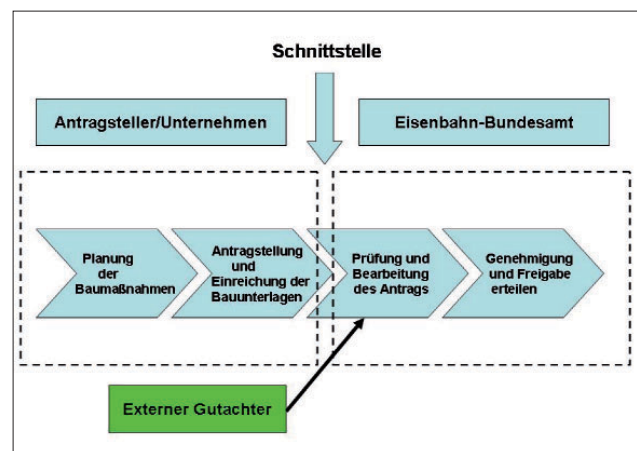


Abb. 2: Schnittstelle Verwaltung und Wirtschaft (Government to Business)

Die Voraussetzung hierfür ist jedoch ein konkreter Abstimmungsprozess zwischen IT und der Fachseite, unter jeweiliger Berücksichtigung potentieller Antragsteller.

3.2. Wie funktioniert die EBP?

Der Antrag auf Bauaufsichtliche Prüfung wird über einen Formularserver im Internet gestellt. Der anschließende Prüf- und Genehmigungsprozess erfolgt in dem angeschlossenen Dokumenten- und Workflow-Management-System im EBA komplett elektronisch, ggf. unter Einbeziehung der vom EBA

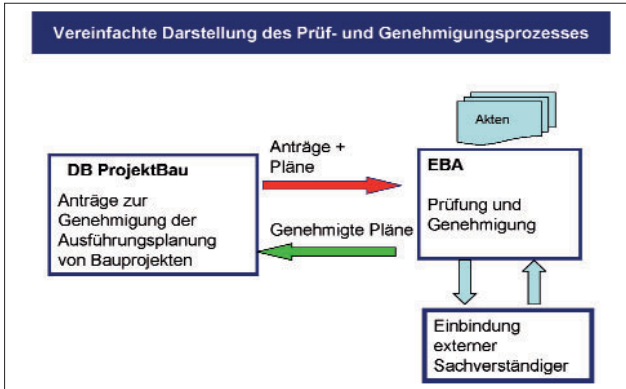


Abb. 3: Vereinfachte Darstellung des Prüf- und Genehmigungsprozesses

mit der Prüfung beauftragten externen Sachverständigen. Daraufhin erfolgt die Genehmigung (Abb. 3).

Die von der Verwaltungsvorschrift Bau des EBA (VVBAU) sowie dem Verwaltungsverfahrensgesetz erforderlichen rechtsverbindlichen eigenhändigen Unterschriften werden bei diesem Fachverfahren durch eine qualifizierte elektronische Signatur, entsprechend den Anforderungen des deutschen Signaturgesetzes, ersetzt (Abb. 4).

Das Diagramm zeigt die rechtlichen Grundlagen für den EBA-Prüfungsprozess. Links sind die gesetzlichen Voraussetzungen aufgelistet: **Gesetzliche Voraussetzungen sind geschaffen:**
 > **Verwaltungsverfahrensgesetz**
 > **Signaturgesetz**
Ausführungsbestimmungen EBA:
 > **VVBAU**
 > **Bilaterale Vereinbarungen**

Rechts daneben ist die 'Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau sowie maschinentechnische Anlagen (BALB)' dargestellt. Unten rechts steht 'VVBAU 2007'.

Abb. 4: Rechtliche Grundlagen

Erforderliches technisches Equipment:

Für das Zusammenwirken von Antragsteller, EBA und externem Gutachter gelten folgende technische Voraussetzungen:

- Signaturlösung T-TeleSec Signet
- Bestätigte Signaturanwendungskomponente
- Kartenleser
- E4NetKey-Karte (ISIS-MTT-konform)
- Spicer Imagination Viewer (aktuell Vers. 8.2)
- Internet-Anschluss und E-Mail Postfach bis 20 MB

Antragsteller:

Der Antragsteller des EBA (z. B. DB Projektbau GmbH) meldet sich über das Internet auf dem

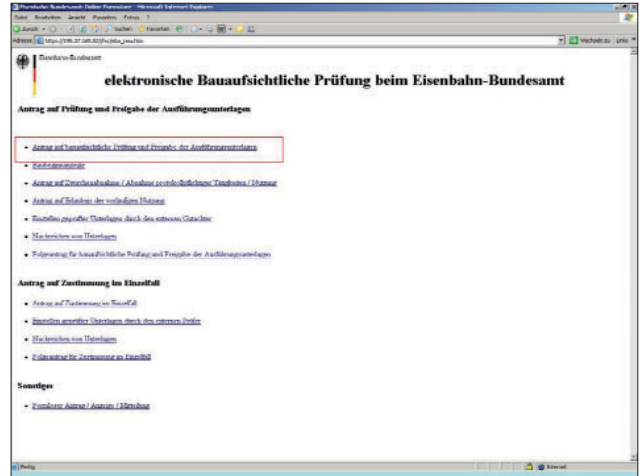


Abb. 5: Antragstellung im Internet über den Formular-Server

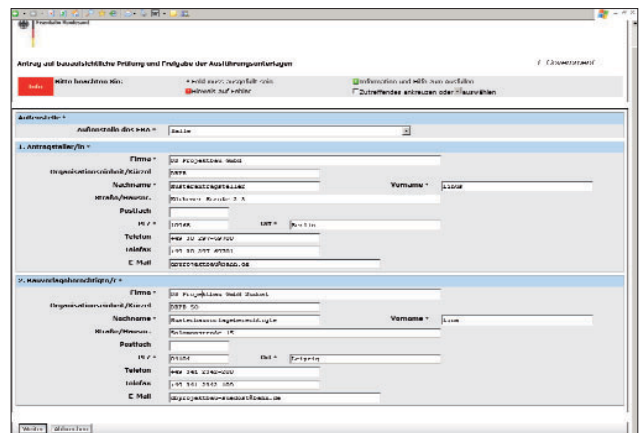


Abb. 6: Ausfüllen der Metadaten im Internet über den Formular-Server

eGov-Forms-Server an und füllt dort den entsprechenden Antrag aus (Abb. 5 und Abb. 6).

Diesem fügt er die verschiedenen Anlagen/Pläne in einem sogenannten .scz Container (signierter Container) bei (Abb. 7). Abschließend wird der Antrag mit den Anlagen auf dem Formularserver signiert und automatisch an das EBA versendet (Abb. 8).

EBA:

Die elektronisch eingereichten Anträge werden im EBA an das interne Dokumenten- und Workflow-Management-System DOWEBA geleitet. Die Prüfung und Bearbeitung des jeweiligen Antrages, der eingereichten Plandokumente und weiterer Unterlagen erfolgt zur Gänze elektronisch durch Sachbearbeiter des EBA.

Es ist möglich, Anlagen zu einem bereits gestellten Antrag nachzureichen.

In den nachfolgenden Abbildungen wird ein Ausschnitt des DOWEBA-Systems gezeigt, in dem exemplarisch ein EBA Sachbearbeiter in seinem Ar-

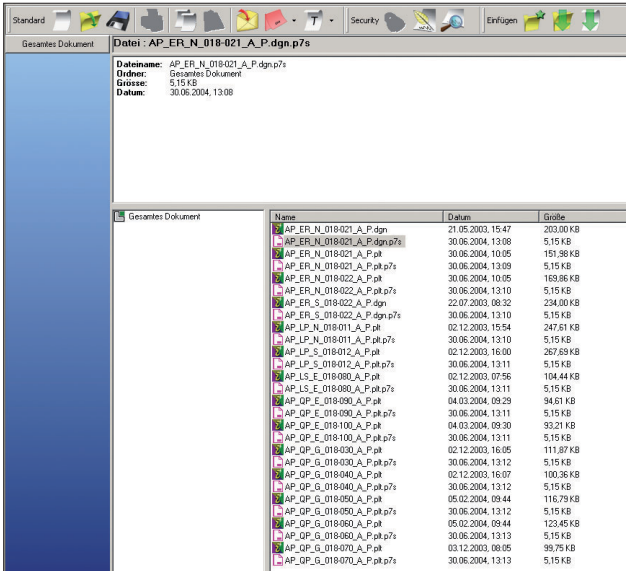


Abb. 7: Einreichen der Anlagen (Pläne) in einem .szc Container

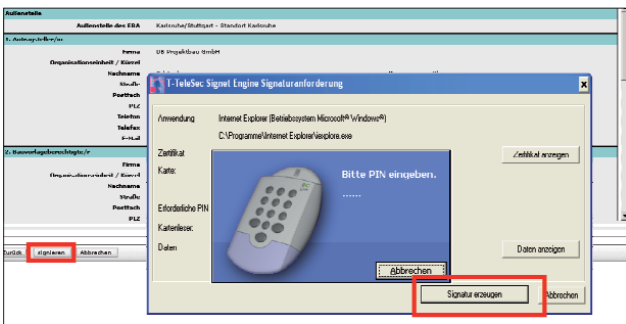


Abb. 8: Signieren und Versenden der Anlagen mit qualifizierter Signatur

beitsvorrat einen Antrag auf Freigabe der bauaufsichtlichen Prüfung und Freigabe der Ausführungsunterlagen als „Neuen Eingang“ erhält (Abb. 9).

Der gesamte Prüfprozess erfolgt EBA-intern, unter Einbindung des Spicer Imagination Viewer (Abb. 10). Den Bearbeitern stehen hierzu u. a. folgende Funktionen zur Verfügung:

- die entsprechenden Prüfeintragungen in verschiedenen (definierten) Farben,
- einzeln geschützte Layer für Eintragungen,
- die Vermessung und Messfunktion.

Auf den einzelnen Plandokumenten wird nach erfolgter Prüfung bzw. Freigabe der Planungsunterlagen, ein besonderer „Stempel-Layer“ aufgebracht, der die Prüfung bzw. die erfolgte Freigabe visualisiert.

Abschließend erstellt der Sachbearbeiter des EBA die Freigabegenehmigung und unterschreibt diese, einschließlich der freizugebenden Plandokumente, mit seiner qualifizierten elektronischen Signatur

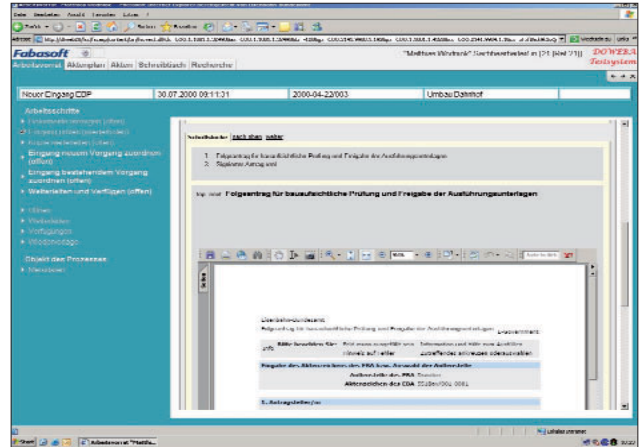


Abb. 9: Neuer Eingang im Arbeitsvorrat DOWEBA

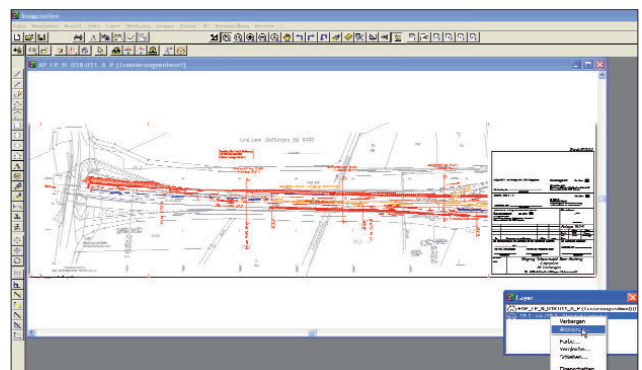


Abb. 10: Planprüfung mit dem Spicer Imagination Viewer

tur in DOWEBA. Hierbei wird ein .szc Container erstellt der per E-Mail an den Antragsteller versendet wird (Abb. 11).

Externe Gutachter:

Das EBA kann auch einen externen Gutachter mit in die Prüfung einbeziehen. In diesem Fall ist ein entsprechender Prüfauftrag zu formulieren sowie die zu prüfenden Unterlagen per E-Mail aus DOWEBA heraus an den externen Gutachter zu senden.

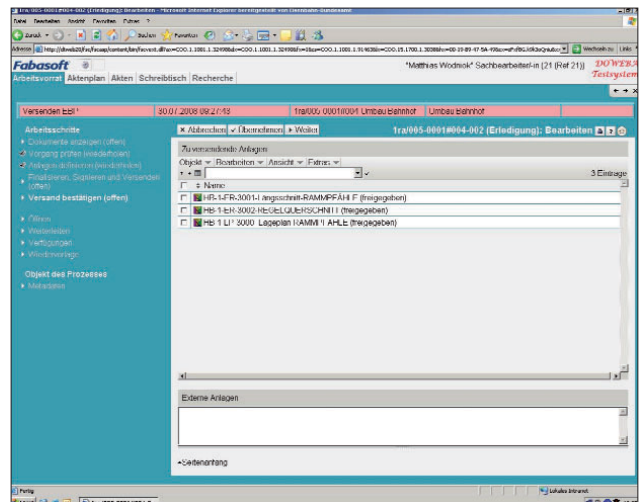


Abb. 11: Freigabe und Versand von Ausführungsunterlagen

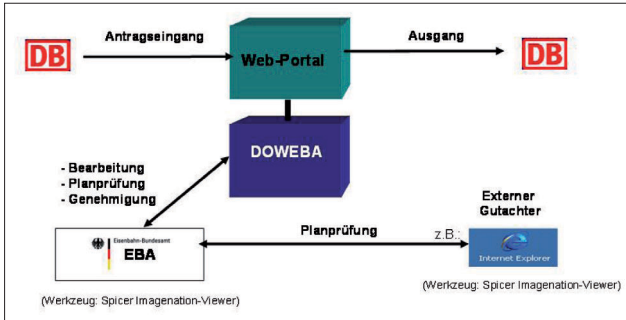


Abb. 12: Prozess Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung unter Einbindung externer Gutachter

Die eigentliche Prüfung erfolgt lokal mit dem Spicer Imagination Viewer, wobei die Prüfeintragungen auf einem eigenen Gutachterlayer vorgenommen werden, um den eingereichten Originalplan nicht zu verändern (Abb. 12).

Im Folgenden werden die Arbeitsschritte bei der Einbeziehung externer Gutachter in die Antragsbearbeitung des EBA beschrieben.

Rolle EBA:

1. Der jeweilige EBA-Mitarbeiter bearbeitet seine Pläne und vergibt einen entsprechenden Auftrag an den externen Gutachter. Zu diesem Auftrag werden die zu übermittelnden Pläne im .smf-Format (= spezielles Format des Viewers Imagination) als Anlagen definiert.
2. Als Adressat des Auftrages wird der jeweilige externe Gutachter eingetragen. Hierfür ist zuvor eine Hinterlegung einer Mailadresse des externen Gutachters erforderlich.
3. Nach Erstellung des Prüfauftrages und Definition der Anlagen (Finalisierung) wird das Auftragsschreiben inklusive Anlagen (Pläne) in DOWEBA signiert und per Mail an den externen Gutachter versandt.

Rolle externer Gutachter:

1. Der externe Gutachter erhält das Planpaket in einem sogenannten .scz Container (Signierter Container) per Mail in seinem Posteingang.
2. Der externe Gutachter prüft mittels seiner Signaturkarte die Gültigkeit der Signaturen, „entpackt“ diesen und erhält somit die übermittelten Pläne im .smf Format zur weiteren Bearbeitung.
3. Sodann beginnt der externe Gutachter mit der elektronischen Planbearbeitung (Spicer Imagination). Um die jeweiligen Pläne bearbeiten zu können, muss er einen eigenen Layer (Farbe Grün: durch das EBA festgelegt/entsprechend VVBAU) erzeugen, worin er seine Annotierungen auf dem Plan aufbringt. Anschließend werden Layer und Plan verschmolzen.

Organisatorisch sollte eine „Namenskonvention“ festgelegt werden, so dass am Plannamen eindeutig zu erkennen ist, dass der externe Gutachter die entsprechende Prüfung durchgeführt hat.

4. Nach abgeschlossener Bearbeitung erstellt der externe Gutachter die an das EBA zu übergebenden Pläne in einem .scz Container und signiert diesen mit seiner Signaturkarte.

5. Anschließend meldet er sich über den EBA-Formularserver, wobei er sich des entsprechenden Formulars zur Übermittlung von strukturierten Informationen und des signierten Planpaketes bedient.

Rolle EBA:

1. Das durch den externen Gutachter eingereichte Planpaket wird über das Geschäftszeichen dem zuständigen EBA Mitarbeiter zugeteilt.
2. Der EBA Mitarbeiter prüft die Signatur des Planpaketes „entpackt“ es woraufhin er seine Prüfung (Vorgangsbearbeitung) in DOWEBA fortsetzt.

4 Erfahrungen der EBP mit der Einbindung externer Gutachter

Aktuell ist die EBP mit der „Schnittstelle DOWEBA – EPLASS“ erfolgreich im Einsatz.

Nach einigen Abstimmungsgesprächen zwischen EBA und der DB Projektbau GmbH wurden die Übergabeformate und Bedingungen eindeutig geklärt und die entsprechenden organisatorischen Maßnahmen eingeführt.

Auf diese Weise wurden z. B. das Geschäftszeichen und das Freigabedatum geregelt.

Beispiel: 562lbib/002-2110#006D06.02.2008

■ Geschäftszeichen: 562lbib/002-2110#006

■ Freigabedatum: 06.02.2008

So wurde auch festgelegt, dass die von EPLASS an DOWEBA übergebenen Ausführungsunterlagen und Prüfberichte nicht umbenannt werden, da ansonsten die Rückläufer-Ausführungsunterlagen in EPLASS nicht mehr automatisch zugeordnet werden können.

Wie oben erwähnt, erfolgt die Freigabe/Unterschrift der Prüfingenieure im System EPLASS noch bevor die Unterlagen im EBA zur endgültigen Freigabe eingereicht werden.

Um das bereits bei dem Pilotvorhaben in Karlsruhe festgestellte Problem mit der Datenmengengröße statischer Berechnungen, im Zusammenhang mit dem Einsatz des Viewers Spicer Imagenation, zu lösen, wird bei Unterlagen im pdf-Format jeweils nur die erste Seite im .smf-Format erzeugt, wobei zusätzlich die gesamte Unterlage mit „Redlining“ als pdf-Datei abgelegt wird.

Die zu prüfenden Unterlagen werden nicht mehr vom EBA per Zustelldienst über den Formularserver zur Verfügung gestellt, sondern direkt per Mail an den externen Gutachter versandt (Paket nicht > 20 MB). Auf diese Weise müssen die Unterlagen nicht mehr allein vom Prüffingenieur abgeholt werden, und es können auch sämtliche andere Arbeiten noch vor der Freigabe durch einen Mitarbeiter des Prüffingenieurs erledigt werden.

Anders als beim Projekt in Karlsruhe muss jetzt nicht mehr jeder Plan einzeln qualifiziert signiert werden, vielmehr können sämtliche Pläne mit den dazugehörigen Prüfberichten in einer einzigen .scz-Datei (= vergleichbar einer ZIP-Datei) zusammengefasst und mit einer „qualifizierten digitalen Signatur“ versehen werden.

Hierbei entsteht eine P7M-Datei (Original-Daten und Signatur in einer Datei). Diese P7M-Datei wird dann über den Formularserver des EBA unter Angabe der Daten des Antragsformulars, mit einer zweiten qualifizierten Signatur versehen und in das DOWEBA-System übermittelt.

Die Anwendung und das Handling der qualifizierten Signatur nach deutschem Signaturgesetz sind recht kompliziert.

Mittlerweile gibt es Bestrebungen diese in Anlehnung an in Europa bereits eingesetzte Lösungen zu vereinfachen. Mit dem aktuell von der Bundesregierung geplanten neuen Personalausweis und der Möglichkeit, wahlweise eine qualifizierte elektronische Signatur in den Ausweis zu integrieren, ergeben sich für den Staat Möglichkeiten, den einzelnen Bürger und auch die Unternehmen mit dieser Technik nicht nur vertraut zu machen, sondern sie auch großflächig damit auszustatten.

Für den aktuell bereitgestellten Prozess, in dem der externe Gutachter die zu prüfenden Unterlagen direkt vom EBA erhält (wie es die VVBau vorschreibt), ist der Verzicht einer qualifizierten Signatur aus rechtlichen Gründen nicht möglich.

5 Ausblick

Es gibt eine Vielzahl antragsbasierter Prozesse im EBA, die einander in ihren Kernprozessen ähnlich sind. Mit dem DOWEBA-System und dem Formularserver wurde bereits eine technische Plattform geschaffen, die es möglich macht, noch weitere Prozesse Zug um Zug mit nur geringem Aufwand zu implementieren.

Die Elektronische Bauaufsichtliche Prüfung war das erste Verfahren, das eine vollständige elektronische Antragstellung im EBA ermöglicht hat.

Mittlerweile erfolgt die Registrierung zum nationalen Fahrzeugregister ebenfalls online über den Formularserver.

Die Zulassung von Fahrzeugen und technischen Komponenten sind weitere Vorhaben mit einer elektronischen Schnittstelle zur Wirtschaft, die sich aktuell in der Umsetzung befinden.

In diesem Zusammenhang plant das EBA derzeit, die bestehende technische Plattform zur Antragstellung dahingehend zu erweitern, dass Antragsteller interaktiv über eine „Collaborations Plattform“ am jeweiligen Geschäftsprozess teilhaben können, d. h., es können auch Externe das Vorgangsbearbeitungssystem DOWEBA mit Einschränkungen nutzen.

So kann eine medienbruchfreie elektronische Bearbeitung erfolgen.

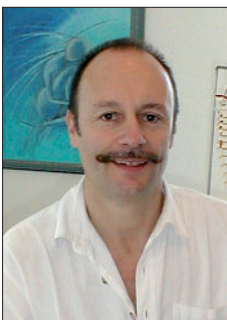
Das EBA wird weiterhin prüfen, ob analog zur Antragstellung, der Prozess einer externen Planprüfung per „Collaborations Plattform“ abgewickelt werden kann. Das EBA wird die bestehenden Möglichkeiten des E-Government nutzen und gemeinsam mit seinen Partnern zukunftsorientiert lösen.

Die Statik unseres Körpers oder: Das Kreuz mit dem Kreuz

Die meisten Rückenprobleme sind mechanischer Art und können auch nur mechanisch therapiert werden

Jedes Jahr bietet die Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik (BVPI) anlässlich ihrer Arbeitstagungen ihren Gästen und Mitgliedern einen Festvortrag, dessen Thema mit den originären fachlichen oder berufspolitischen Themen der Prüflingenieur und ihres Verbandes nichts oder nur am Rande zu tun hat. Die Vortragssujets werden aber stets so ausgewählt, dass man sich des Interesses des Publikums sicher sein kann. Dieses Jahr, in Saarbrücken, war der gelernte Diplom-Informatiker und jetzige Naturheilkundler Jean-Claude Alix der Festredner. Er leitet seit zehn Jahren in Solingen ein großes Naturheilzentrum, das nicht nur alternative Diagnose- und Heilverfahren aller Art anbietet, sondern zugleich Begegnungsstätte für Meditation und Yoga ist. Alix sprach über die Volkskrankheit Rückenschmerz und fand dabei verblüffende Parallelen zur technischen Gedankenwelt der Ingenieure.

Jean-Claude Alix



hat Physik, Mathematik und Chemie studiert und war dann als Diplominformatiker tätig; nach einem schweren Unfall wandte er sich der Medizin zu, ließ sich zum Heilpraktiker ausbilden und eröffnete 1990 die Medicus-Heilpraktikerschule (Hilden/Essen); seit 1999 leitet er das Naturheilzentrum Buchweizenberg in Solingen-Ohligs.
www.alix-naturheilzentrum.de

Es war einmal ein Mensch, der verfügte über vier Beine, zwei Vorderpfoten und zwei Hinterpfoten. Damit konnte er sich gut bewegen. In früheren Zeiten hatte er sogar Flossen gehabt, mit denen er gut hatte schwimmen können.

Diese Phase macht jeder kleine Mensch auch heute noch kurz im Mutterleib durch, etwa im fünften Monat der Schwangerschaft, zu einer Zeit, in der er noch kurzfristig Kiemen hat und einen Blutkreislauf wie ein Fisch.

Zurück zur Evolution: Seit der Quaderflossler aus dem Wasser auf die Erde gerobbt war und seine Lunge erprobt hatte, hatte er sich entwickelt und im Laufe der Jahrmillionen kräftige Pfoten bekommen – vom Reptil bis zum Säugetier.

Sein Wunsch war allerdings, sich fortbewegen zu können und gleichzeitig etwas zu tragen.

Erst vor etwa einer Million Jahren ist dem Menschen dieser Wunsch in Erfüllung gegangen. Er richtete sich auf die Hinterpfoten und war fähig, mit den Vorderpfoten etwas zu greifen und sich mit der Beute fortzubewegen.

Diese Position hat er allerdings nur kurz eingehalten. Unsere Brüder, die Affen geblieben sind, benutzen bis heute alle vier Pfoten, wenn sie sich schnell bewegen wollen.

Das Menschenkind macht diese Phase durch zwischen seiner Geburt und etwa dem Alter von einem Jahr. Zu diesem Zeitpunkt verändert sich die Statik der Wirbelsäule grundlegend mit einer Veränderung zwischen Lendenwirbel Nummer 5 und dem Kreuzbein. Es entsteht ein Knick, den wir Promontorium nennen (**Abb. 1**).

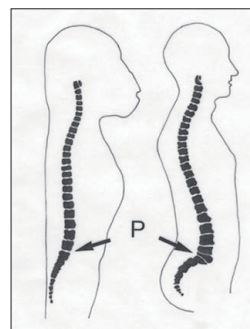


Abb. 1: Das Promontorium

Diese Veränderung erlaubt uns den ständigen auf-

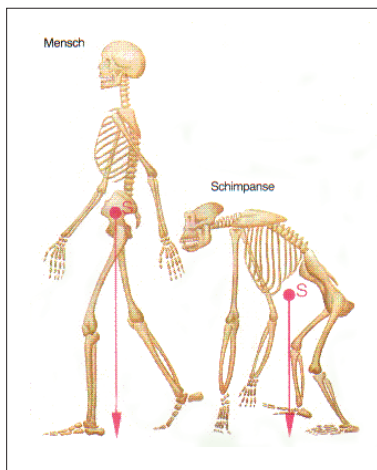


Abb. 2: Affe-Mensch



Abb. 3: Mandrill

rechten Gang, den wir so gewohnt sind und der gemessen an unserer Entwicklungsgeschichte dennoch so neu ist.

So besitzt jedes Menschenkind bis zu dem Zeitpunkt, wo es das aufrechte Gehen erlernt hat, eine gerade Wirbelsäule im Lendenbereich, so wie ein Affe sie sein ganzes Leben lang behalten wird (Abb. 2 und Abb. 3).

Der Mensch ist also ein Vierbeiner, der sich erst seit kurzer Zeit auf seinen Hinterpfoten bewegt. Das ist – von der Statik her gesehen – ein Wagnis, das leicht zum Verhängnis wird.

Warum leiden wir denn so sehr „am Rücken“? Hexenschuss, Lumbago, Ischialgie, Arthrose und viele andere Erkrankungen entwickeln sich direkt aus einer fehlerhaften Statik des Körpers.

Können Sie sich vorstellen, dass alle diese Probleme innerhalb von wenigen Wochen aus der medizinischen Landschaft Deutschlands bzw. Europas verschwinden können?

Prüfingenieure müssen für ihre Tätigkeit streng logisch vorgehen und dabei mit den natürlichen Begebenheiten wie Position, Gewicht, Festigkeit und Kräften rechnen.

Also: Haben Sie schon einen Vierbeiner gesehen, der auf den Rücken gefallen ist? Versuchen Sie es mit einem Hund. Ziehen Sie an der Leine. Sie werden sehen. Es geht nicht.

Was macht der junge Mensch? Er spielt, rauft und fällt auf den Rücken. Was macht der Mensch im Winter? Er rutscht auf dem Glatteis aus.

Der Mensch fällt also rückwärts. Das ist jedem schon passiert. Der Vorfall des Fallens geschieht so

schnell, dass man keine Zeit hat, zu denken. Instinkte werden wach und steuern uns. Selten fallen wir flach exakt mittig auf den Rücken. Ist das der Fall, so fallen wir auf den Knochenrest, der früher der Ansatz unseres Schwanzes war, den die Affen immer noch haben, das Steißbein.

Das ist extrem schmerzhaft: Der Knochen wird nach vorne

oben (ventral-cranial) geschoben und bricht nicht selten. Meistens allerdings drehen wir uns während des Fallens leicht auf die Seite.

Jetzt werden wir genauer: Eine Masse von mehr als 70 Kilogramm fällt aus einer Höhe von knapp einem Meter und prallt auf den harten Boden. Der Punkt, der getroffen wird, ist stets der Sitzhöcker, ein Teil des Darmbeins und damit des Hüftknochens.

Jeder hat bereits einen Sack Zement aus dieser Höhe fallen lassen. Jeder kann sich vorstellen, was für eine Kraft beim Aufprall von 70 Kilogramm auf so einen kleinen Punkt wie dem Sitzbeinhöcker freigesetzt wird.

Was macht unser Becken? Es bricht nicht oder nur bei alten Menschen, die sich schlecht ernährt und schwache Knochen haben.

Nein, das Darmbein gibt nach und verschiebt sich nach vorne oben.

Damit ist unser Schicksal besiegelt. Der Rest ist nur logische Folge.

Was passiert dann kurzfristig?

Erstens – das sehen wir am Bild (Abb. 4) – verschiebt sich der Hüftknochen so, dass die Position der Hüftpfanne nach oben geschoben wird. Damit verschiebt sich der Aufhängepunkt des Beines nach oben und somit er-

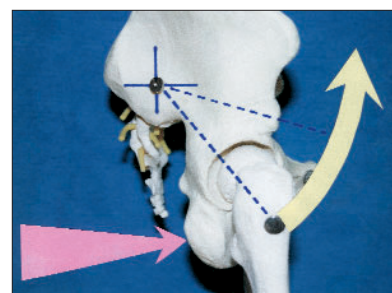


Abb. 4: Aufprallmechanik

scheint das Bein kürzer. Die Betonung liegt auf dem Wort „erscheint“.

Aus 18 Jahren Praxis und einer fünfstelligen Zahl an Behandlungen kann ich behaupten: Von der Natur aus gibt es keine kürzeren Beine.

Die Natur, oder der liebe Gott oder wen Sie sonst dafür verantwortlich machen wollen, baut in der Regel keine unterschiedlich langen Beine. In den 18 Jahren meiner Praxis habe ich etwa ein Fall pro 10.000 gesehen, zum Beispiel nach Kinderlähmung. Daher verstehen Sie leicht, dass Schuhehöhungen völlig fehl am Platz sind. Ich habe in meiner Praxis hunderte davon herausnehmen lassen, dabei natürlich die Beinposition wieder hergestellt. Noch nie hat sich jemand beschwert.

Diese Fehlposition kann natürlich auch nach großer Belastung entstehen. So hält ein alter Metzgermeister, der bereits als junger Bursche Schweinehälften auf der Schulter tragen musste, den traurigen Rekord in meiner Praxis mit einer scheinbaren Beinverkürzung von sechs Zentimetern.

Was passiert weiterhin kurzfristig?

Durch die Verdrehung der Knochen werden die Nervenwurzeln mehr oder weniger abgedrückt.

Nerven sind allerdings entstanden, um Informationen weiterzuleiten. Wenn man einen Nerv berührt, entsteht ein enormer Schmerz. Jeder kennt es von der Zahnarztbehandlung, obwohl sie unter Narkose passiert. An der Wirbelsäule entspringen die Nerven aus dem Rückenmark und gehen durch eine knochige Öffnung, die eine Besonderheit besitzt: Sie besteht aus zwei halben Löchern, die, übereinander gestapelt, ein ganzes Loch ergeben, allerdings zwei verschiedenen Knochen angehören.

Man braucht nicht Medizin studiert zu haben, um zu verstehen, dass der Nerv, wenn sich diese zwei Knochen gegeneinander bewegen, in der Mitte abgedrückt wird.

Es entsteht das Bild der akuten Ischialgie mit „Kanal-Stenose“, wie unsere Fachmediziner es nennen.

Ich brauche Ihnen an dieser Stelle wahrscheinlich nicht meine Meinung über die üblichen kopfloßen Therapien auszubreiten. Eine Schmerztherapie kann die Fehlposition eines Knochens nicht verbessern. Die CT-Spritzen mit Kortison und anderen Schmerzmitteln haben enorme Nebenwirkungen und verfehlen die Behebung der Ursachen komplett.

Eine Operation, die versucht, den Ausgangskanal größer zu fräsen, so dass der Nerv mehr Platz bekommt, könnte zwar einen Hauch von Ursächlichkeit haben, aber ich bleibe bei meiner Aussage: neunzig Prozent der Operationen sind bei solchen Problemen völlig unnötig.

Der königliche Weg ist es, die Knochen wieder in ihre Ursprungsposition zurückzubringen.

Damit ist das Problem gelöst.

Was passiert noch dabei?

Der Ischias-Nerv wird abgedrückt. Ich vergleiche immer einen Nerv mit einem Gartenschlauch.

Drücken Sie drauf, so läuft weniger Wasser. Bleibt es lange so, dann werden die Pflanzen, die bewässert werden sollten, gelb und sterben sogar möglicherweise (**Abb. 5**).

Hier haben wir kurzfristig viele Erscheinungsbilder.

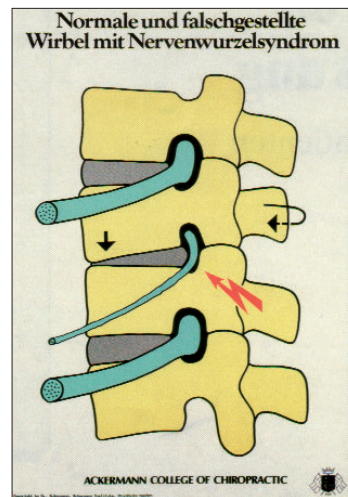


Abb. 5: Gartenschlauch

Es kann zu Missempfindungen kommen, die an unterschiedlichen Bereichen des Beines auftreten können, wie Kribbeln oder Schmerz am Po, am Oberschenkel, an der Wade oder am Fuß.

Sogar eine Lähmung ist möglich. Das alles und sogar die Lähmung sind für mich mitnichten eine Indikation zur Operation. Eine Operation ist immer ein Versagen der Medizin, die die ursprüngliche Problematik nicht verstanden hat.

Was passiert dann langfristig?

Bei der Drehung des Darmbeines wird das Kreuzbein leider mitgedreht, so dass die obere Fläche des Kreuzbeines nicht mehr waagrecht ist. Diese Fläche ist aller-

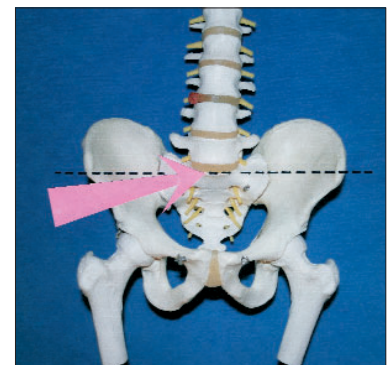


Abb. 6: Kreuzbeingerechte Position

dings die Basis, die Bodenplatte des „Turmes“ Wirbelsäule (Abb. 6).

Liegt die Bodenplatte nicht absolut waagrecht, so weiß jeder Maurer, dass es in den oberen Etagen zu statischen Schwierigkeiten kommen wird. Nur unsere Mediziner wissen es nicht. Sie schreiben das Wort Skoliose als Diagnose und Schmerzmittel als Therapie dazu auf (Abb. 7).

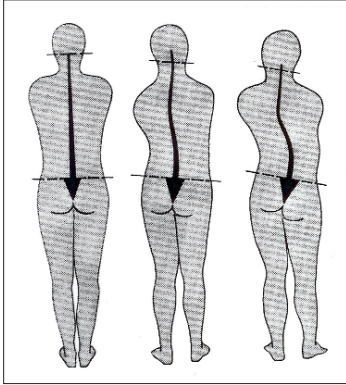


Abb. 7: Skoliose

So werden schon Kinder ihrem Schicksal überlassen.

Eine Rückdrehung des Darmbein-Kreuzbein-Gefüges löst das Problem definitiv und ist bei frischer Fehlstellung einfach zu bewerkstelligen.

Wird diese Korrektur nicht durchgeführt, so bleibt eine Verdrehung der Wirbelsäule bestehen, und in den inneren Seiten der Verkrümmungen werden die Nerven mehr oder weniger abgedrückt.

Hier ist nicht nur der Ischias-Nerv betroffen, sondern Nerven, die Informationen von und zu den inneren Organen führen. Die Folgen sind spätere Organschwächen und unerklärliche Erkrankungen, denen in unserer Gesellschaft mit viel Chemie begegnet wird.

Unsere Medizin ist nicht in der Lage, des Problems Arthrose Herr zu werden

Über Arthrose wird viel geredet und wenig dagegen getan. Zeitschriften von *Brigitte* bis zur *ADAC-Zeitung* sind voll von Anzeigen für Zaubermittel bei Arthrose.

Warum denn??

Ganz einfach, weil unsere Medizin nicht in der Lage ist, das Problem zu meistern.

Arthrose ist laut Medizinlehre eine Abnutzung der Gelenkoberfläche. Interessanterweise passiert diese Abnutzung in den meisten Fällen einseitig. Eine Hüfte oder z.B. ein Knie sind befallen. Aber sie ma-

chen doch die gleiche Anzahl von Schritten mit dem rechten und mit dem linken Bein!?

Warum dann einseitig?

Orthopäden kennen auf diese Frage keine Antwort. Sie stellen die Diagnose fest und warten, bis der Patient ein künstliches Gelenk braucht.

Das ist die hochkarätige moderne Medizin, für die wir so hohe Beiträge in die Krankenversicherung einbezahlen.

Im Buch *Es geht um Ihre Knochen* ist im Detail beschrieben, warum das passiert.

Bei der Hüfte verringert sich aufgrund einer Verdrehung der Hüftpfanne die Auflagefläche auf die Hüftkugel auf etwa die Hälfte. Damit wird der Druck pro Quadratmillimeter verdoppelt. Kein Wunder also, dass der Knorpel in Mitleidenschaft gezogen wird.

Beim Knie dreht sich der Oberschenkelknochen des scheinbar kurzen Beines nach außen. Damit passen weder die Menisken noch die Führung des Unterschenkels in die Nut des Oberschenkels und reiben an der Seite.

Alles völlig logisch.

Wir brauchen deshalb keine Operation des Knies, sondern nur die richtige Position.

Verschleiß existiert in einem gesunden menschlichen Körper nicht

Es ist nicht so, dass der liebe Gott uns mit zwei Millimeter Knorpel ausstattet und uns sagt „Jetzt lauf mal schön“ – aber nach siebzig Jahren ist der Knorpel verbraucht und wir sind verschlissen.

Verschleiß existiert im gesunden menschlichen Körper nicht. Genau soviel wie abgebaut wird, soviel wird wieder aufgebaut: Sie können dabei zweihundert Jahre alt werden. Daran ändert sich nichts.

Ist die Position allerdings nicht richtig und sind damit die Druckverhältnisse nicht korrekt und ist noch dazu der Stoffwechsel angespannt und baut zum Ausgleich von Übersäuerung Knorpel und Knochen ab, so kann tatsächlich Knorpel verschlissen werden.

Aber auch in solch einem Fall kann man kräftigen Knorpel wieder aufbauen.

Dafür muss erstens der Stoffwechsel entsäuert werden, und es müssen zweitens Produkte benutzt werden, die den Knorpel wieder zum Wachstum anregen.

Solche erprobten Präparate gibt es seit über fünfzig Jahren.

Viele der diagnostizierten Bandscheibenvorfälle sind nur juristische Diagnosen

Jeder zweite Patient, der meine Praxis besucht, hat angeblich einen oder mehrere Bandscheibenvorfälle. Das stimmt nicht. Ein Bandscheibenvorfall (Prolaps auf medizinisch) ist extrem selten.

Die Bandscheibe besteht aus zwei Teilen: In der Mitte gibt es eine elastische Kugel (ich nenne sie den „Flummi“) und drum herum einen Ring aus harten Fasern, die dafür sorgen, dass der Flummi nicht aus seiner Position herausrutscht.

Ein echter Bandscheibenvorfall besteht dann, wenn der äußere Ring reißt und sich Material aus dem Flummi nach außen ergießt und auf den Nerv drückt.

In diesem Fall hilft keine Naturheilkunde mehr, und eine Operation ist zwingend notwendig. Dann können Sie allerdings auch kein Bein mehr auf den Boden stellen, ohne vor Schmerz zusammenzubrechen. Die Lage bessert sich auch nach Wochen nicht.

Damit der Ring reißt, ist allerdings ein Druck von etwa 320 Kilogramm pro Quadratzentimeter notwendig. Das schaffen Sie nur mit Hebelwirkung, dann nämlich, wenn Sie einen schweren Blumenkübel mit ausgestreckten Armen hochheben – sonst nicht.

Ganz besonders hervorzuheben ist die Tatsache, dass ein Bandscheibenvorfall im Halsbereich nicht stattfinden kann (Ausnahme Auffahrunfall).

Ich wüsste nicht, dass die Köpfe so schwer geworden sind.

Die Diagnose Bandscheibenvorfall ist meistens eine juristische Diagnose. Mit diesem Zauberwort dürfen Maßnahmen wie CT, MRT, Spritzen unter CT ... u.v.a. durchgeführt werden und werden von den Krankenkassen honoriert.

Die meisten Probleme beruhen auf Vorwölbungen (Protrusio), die Folgen von Wirbelfehlstellungen

sind. Bringt man die Wirbel an ihren Idealplatz zurück, so ist auch die Vorwölbung weg.

Nicht alles, was die Mediziner nicht erklären können, ist genetisch bedingt

Zurzeit wird alles, was unerklärbar ist, als „genetisch bedingt“ bezeichnet (**Abb. 8**). Das ist prakti-

tisch. Der Patient wird der Verantwortung enthoben und der Arzt auch. Man kann Gen-Präparate verabreichen, die niemals heilen können, und so kann die Wirtschaft bis in die Ewigkeit florieren.

Nein, Herr Müller ist nicht die Treppe heruntergefallen oder hat zu schwer gehoben, sondern seine Gene sind schuld an seiner Schwäche im Rücken ... das ist naiv.

Bandscheibenleiden-Gen von Forschern entdeckt

LONDON (ddp) Forscher aus Japan und den USA haben ein Gen gefunden, das maßgeblich für Bandscheibenleiden verantwortlich ist. Das Gen enthält den Bauplan für das Protein CILP, das die Stabilität der Bandscheiben und damit die Empfänglichkeit für Bandscheibenleiden bestimmt. Shoji Seki vom SNP-Forschungszentrum in Tokyo und ihre Kollegen stellen ihre Erkenntnisse in der Fachzeitschrift „Nature Genetics“ vor. Wirkstoffe, die die CILP-Wirkung kontrollieren und verändern, seien deshalb vielversprechend für neue Behandlungsstrategien von Patienten mit Bandscheibenleiden, sagen die Forscher.

Abb. 8: Bandscheiben-Gen

Die Teile am Ende unserer Chromosomen, die von der offiziellen Medizin Gene genannt werden, sind nicht in der Lage, unsere Materie zu steuern. Die so genannten Gene können unsere Basis-Informationen gar nicht sein. Sie sind nur das Werkzeug, mit dem unsere Information verarbeitet wird. Erklärungen finden Sie im Buch *Es geht um eine Zukunft ohne Krebs*.

Zusammenfassung

Rückenprobleme beruhen zum überwiegenden Teil auf einer Fehlstellung der Wirbelsäule, die meist durch ein Wegrutschen der Darmbeine ausgelöst wird. Es handelt sich hier um eine mechanische Problematik, die ausschließlich mit einer mechanischen Therapie behoben werden kann. Alles andere ist palliative Medizin, die nur darauf zielt, kurzfristig den Schmerz zu unterbinden. Die Tatsache, dass mit solchen Maßnahmen der Stoffwechsel des Patienten einschneidend verschlechtert wird, ohne dass das Ursprungsproblem gelöst würde, manifestiert sich leider oft erst, wenn es zu spät ist.

Medizin ist einfach, aber nur, wenn man weiß, wie es geht.

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik e.V.
Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Kurfürstenstr. 129, 10785 Berlin
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Königswinter
Tel.: 0 22 23/91 23 15, Fax: 0 22 23/9 09 80 01
E-Mail: Klaus.Werwath@T-Online.de

Technische Korrespondenten:

Baden-Württemberg

Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Tuttlingen

Bayern:

Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing

Berlin:

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

Brandenburg:

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

Bremen:

Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, Bremen

Hamburg:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

Hessen:

Dipl.-Ing. Bodo Hensel, Kassel

Mecklenburg-Vorpommern:

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

Niedersachsen:

Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dipl.-Ing. Günther Freis, Bernkastel-Kues

Saarland:

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen:

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

Sachsen-Anhalt:

Dipl.-Ing. Undine Klein, Halle

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

Thüringen:

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

BVPI/DPÜ/BÜV/vpi-EBA:

Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

Druck:

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

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 Prüfm Ingenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

„Der Prüfm Ingenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

