

in Tidengebieten, Einschränkungen in Bezug auf die Einleitungszeiten und ähnl. Dinge fordern kann. Das muß man bei der Gesamtbeurteilung eines Standortes berücksichtigen.

RiVG Wegner

Können wir denn jetzt zur Vernehmung von Herrn Prof. Steinfeld kommen.

Wie heißen Sie bitte?

Ich heiße Karl Steinfeld, bin 58 Jahre alt, ich bin Honorarprofessor in Hannover und bin in Hamburg Beratender Ingenieur.

RiVG Wegner

Wir kommen jetzt zur Einführung und da möchte ich nur auch wieder in Kürze, damit wir etwas mehr Zeit für die Fragen haben, erläuternd darstellen, daß zwei Gutachten von Herrn Prof. Dr. Steinfeld gemacht worden sind, und zwar eine Gründungsbeurteilung aus dem April 1975 und eine Ergänzung zur Gründungsbeurteilung vom 17. 2. 1975.

Herr Prof. Dr. Steinfeld hat die Bodenverhältnisse in Brokdorf untersucht, er hat, und das ist das Wesentliche an den hier vorhandenen Gutachten, er hat Probebohrungen gemacht, und hat zwei Pfähle, sowie ich das verstanden habe, bauen lassen und hat diese Pfähle einer bestimmten Belastung unterzogen. Unsere Fragen gehen nun zunächst einmal dahin: Herr Prof. Dr. Steinfeld möge uns sagen, inwieweit er den Boden in Brokdorf untersucht hat, welche Bodenverhältnisse dort vorhanden sind. Das ist also in diesem Gründungsgutachten nicht irgendwie als Vorspann oder als Beurteilungsgrundlage enthalten, sondern es wird gleich von diesen Belastungen ausgegangen. Aber es ist für das Verständnis des Gerichts und auch für die Verhandlung wichtig, daß wir uns alle ein Bild machen von dem Bodenaufbau in Brokdorf, insbesondere von der Schichtung, wann die Sandschichten, die festen Sandschichten anfangen, wieviel Probebohrungen sind in diesem Gebiet gemacht worden? Es ist wohl so, daß man bei Bauwerken sich eine Reihe von Probebohrungen machen muß. Dann die Länge der Pfähle, das ist im Gutachten auch genannt worden, wie weit diese Pfähle belastet worden sind. Weitere Frage, ob bei der Tiefe der Pfähle auch evtl. Grundwasserströme berücksichtigt worden sind. Welche Belastungen diese Pfähle aufnehmen können, wieviel Pfähle vorgesehen sind - es ist ein Pfahl von 19 m, ein Pfahl von 30 m erstellt worden -, welche hier in Brokdorf für die Großbohrpfähle vorgesehen sind, ferner wie es zu beurteilen ist, daß die Belastungen der Großbohrpfähle, die 30 m lang sind, nicht empirisch ermittelt worden ist; und daran natürlich an-

schließlich die hier ganz entscheidende Frage, ob eine Baugrundaufnahme mit Pfählen dieser Art ausreichend ist, insbesondere die Fundamente aufzunehmen und diese Fundamente auch wieder ausreichend ausgelegt sind, um ein Kernkraftwerk des geplanten Typs in Brokdorf erstellen zu können. Vielleicht noch eine zusätzliche Frage: Nach meinem Studium der Gutachten ist mir auch nicht ganz klar geworden, ob nun 30 m lange Pfähle erstellt werden können, ob das technisch überhaupt möglich ist, oder ob man sich evtl. auch, wie es wohl mal angedeutet wird, mit niedrigeren Pfählen begnügen könnte. Es wäre ja auch denkbar, daß diese Pfähle bei 30 m Tiefe, so große Schwierigkeiten der Bauausführung machen könnten, daß das von der Bauseite aus, von der Betreiberseite gar nicht durchgeführt werden könnte. Und schließlich noch eine weitere Frage: Ist es wirklich ausreichend, zwei Probepfähle zu machen? Ist der Baugrund in Brokdorf in diesem Gebiet so einheitlich, daß man sich mit zwei Probepfählen begnügen kann, oder hätte man evtl. nicht doch eine größere Anzahl von Probepfählen bauen müssen. Ich glaube, wenn wir zur Einleitung dieser Fragen Herrn Prof. Steinfeld gehört haben, haben wir eine kleine Grundlage, um dann auch weiter diskutieren zu können.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich will versuchen, diese Fragen nacheinander zu beantworten. Ich bitte mich zu unterbrechen, wenn ich irgendwas vergessen sollte. Der Boden besteht aus weichen Schichten, im Mittel bis 15 m Tiefe aus klei und aus Torf, darunter erfolgt ein relativ locker oder mitteldicht liegender Sand und unter diesem ein vermutlich eiszeitlich verdichteter Sand - Überlasteter, vorbelasteter Sand sagen wir dazu -, bei dem die Spitzendrucksondierungen, das ist eine besondere Art zur Feststellung der Festigkeitseigenschaften im Untergrund, Widerstände bis zu 250 Kilopond pro Quadratcentimeter und noch mehr ergaben. Der Boden ist durch eine große Zahl von Bohrungen, wie sie den DIN-Vorschriften entsprechen, zum Teil mit unterschiedlichen Abständen aufgeschlossen worden. Die wesentliche Aufschlußgrundlage für die Beurteilung der Ausbildung der Pfähle und der Tiefenlage der Pfähle, liegt aber in den Spitzendrucksondierungen und die sind hier in einer außergewöhnlichen Enge, ca von 12 m Abstand im Mittel ausgeführt worden, so daß wir über den ganzen Grundriß des Kreises von 60 m eine heute sehr genaue Vorstellung von der Art und von der Länge und von der Tragfähigkeit dieser Pfähle haben. Ich habe das Gefühl - nun einmal abgesehen von den mich persönlich störenden polemischen Einwendungen über die Verletzung der Regeln der Baukunst -, daß auch eine kleine Fehlinterpretation vielleicht von der Gegenseite in die Grundlagen gekommen ist. Es wird heute sehr stark von

Einmündetiefe gesprochen und wir müsaen eigentlich sagen, daß wir vier Bedingungen für die Pfähle gestellt haben,

1. den Durchmesser im Schaft mit 1,30 m festgelegt,
2. die Fußausbildung von 1,90 m bis 2,20 m vorgeschrieben haben,
3. - das ist die wesentlichste Grundlage - die Einbindung von mindestens 1 m in den sehr festen Sand mit einem Spitzendruck von 250 Kilopond pro Quadratzentimeter oder mehr und
4. dann - aber das ist mehr von einer Abfallformulierung und hat in dem bisherigen Vortrag, soweit ich ihn übersehen kann, ein Hauptgewicht bekommen - die Mindesteinmündetiefe von 6,5 m gefordert. In dem Augenblick, als diese Bedingungen aus den Probelastungen, auf die ich nachher noch eingehe, aufgestellt wurde, wußten wir über die Höhen, über den Höhenverlauf oder über den Tiefenverlauf dieser festen, sehr dicht liegenden Sandschicht noch relativ wenig. Ich komme nachher auch noch auf diesen Höhen- und Tiefenverlauf näher ein. Nur um zu verhindern, daß beispielsweise bei sehr hochstehenden, festliegendem Sand, ich will man ein Beispiel von 2 m unter dem Klei nennen, wie es mit den Bedingungen, der ersten drei Bedingungen möglich gewesen, den Pfahl in den Sand nur drei Meter einbinden zu lassen, weil er dann die Bedingung erfüllt hätte, daß er einen Spitzendruck von 250 Kilopond pro Quadratzentimeter in 1 Meter Tiefe erfaßt und um dem vorzubeugen und um nach unserer Auffassung eine größere Sicherheit in diese Pfähle hineinzubringen, haben wir dann die Mindesteinbindetiefe von 6,50 m zusätzlich verlangt. Bei den Probepfählen sind eigentlich zwei Schichten geprüft worden. Einmal sollte mit einem Pfahl die Schicht der mehr locker liegenden Sande geprüft werden, der Pfahl ist deshalb in diesen locker liegenden Sanden mit seinem Fuß abgesetzt worden und dann haben wir einen weiteren Punkt gesucht, bei dem wir nun den Pfahl eindeutig auf den dichtliegenden Sand aufsetzen konnten. Daß der Pfahl dabei 13 m oder 13,5 m lang geworden ist, in den Sand einbindet, ist mehr ein Zufall. Es liegt im Wesentlichen darin, daß die Spitzendrucksonde erst in etwa 13,0 oder 13,10 m Tiefe diesen festgelagerten Horizont gezeigt hat. Aus diesem Grunde mußte der Pfahl bis dahin tief geführt werden, ist als Probepfahl - ich möchte sagen - sehr von der unsicheren Seite her ausgeführt worden. Der Probepfahl bindet nämlich nicht diesen Meter in den festgelagerten Sand ein, sondern höchstens einige Dezimeter, mit Sicherheit nicht mehr als 50 cm. Dann sind beide Pfähle belastet worden, um nun ein

Bild zu gewinnen, was ist rationeller in den locker liegenden Sanden, unter der Voraussetzung, daß man auch die Setzungen in diesen locker liegenden Sanden gut übersehen kann, mehr Pfähle zu machen oder in den festliegenden Sanden mit größerer Tiefe weniger Pfähle größerer Tragfähigkeit auszuführen. Bei den Probelastungen stellte sich heraus, daß der Pfahl in den locker liegenden Sanden schon sehr frühzeitig - ich würde sagen in einer Größenordnung von 7 - 800 t - mehrere Zentimeter bis 10 cm ist er hineingedrückt worden, abgesackt ist. Bei den mit 40 oder 50 cm Tiefe mit der Spitze in den festliegenden Sand gegründeten Pfählen stellte sich heraus, daß diese bei einer Belastung bis etwa 1400 t nur eine Eindringung von 1,7 cm (16/17 mm) erfahren hat. Das ist in unseren Augen ein außergewöhnlich gutes Ergebnis. Eine höhere Belastung war seinerzeit nicht möglich, sie ist auch nur unter großen Umständen einsetzbar und anwendbar. Wir haben uns dann angesichts dieser Erkenntnisse und ohne die näheren Aufschlüsse erstmal zu den vorgenannten Kriterien für die Festlegung der endgültigen Gründungspfähle entschieden und haben nun in einem Verfahren, das bei uns üblich ist und das wir öfter anwenden, versucht, uns ein Bild über die Tragfähigkeit unter Zugrundelegung - für meine Begriffe außergewöhnlich strenger Maßstäbe - zu machen versucht und sind dann aufgrund verschiedener Analogien verschiedener Prüfungen zu dem Ergebnis gekommen, daß für diesen Pfahl nach Auswertung unserer Unterlagen, so bis 1000 t belastet können und haben dann einen gewissen Abschlag gemacht für Nebeneinflüsse, wobei die Hauptbetonung da nicht auf negativer Mantelreibung liegt, sondern sie ist nur mit erwähnt worden, gemacht und dann an die 900 t empfohlen. Ich will jetzt mal auf den Komplex der zu erwartenden Gründung eingehen. Wir haben durch diese genauen, nachträglich oder danach ausgeführten Spitzendrucksondierungen heute den Eindruck, daß die Tiefenzone und haben darüber auch schon sogen. Tiefenschichtlinien vorliegen. Die Tiefenlage der festen Sande zwischen 11 bis 15 m unter Unterkante Klei oder Torf liegt, so daß Sie also doch wohl auch in Zukunft bei der endgültigen Ausführung 11 bis 15 m einbinden müssen. Wir bestehen darauf, daß die Einbindung dann mindestens 1 m in diesen dicht gelagerten Sand ist und könnten nun in dem Grundriß auch schon angeben, in welche Tiefe ungefähr der Pfahl oder die zukünftige Pfahlgruppe, die heute wohl nach Meinung der Richtung aus 318 Gesamtpfählen bestehen soll. Die Zahl hat, wie das schon richtig vom Antragsgegner

gegen das Land gesagt worden ist, wenn ich das mal bestätigen darf, auch mal geschwankt, sie sind mal heruntergekommen, dann sind wieder andere Lastüberlegungen, über die vielleicht Herr Professor Zerna nachher berichten kann, entstanden, und ich glaube, sie liegt heute bei 318 Stück. Ich habe jetzt also Ihnen vorzutragen, daß die zukünftige Gründung auf Bohrpfeilern vermutlich zwischen 15 plus 11, das sind 26 und 15 plus 15, das sind 30 Meter - immer mit der 1 Meter-Einbindetiefe in den festgelagerten Sanden - zu liegen kommt. Und nun ist vielleicht noch ein zweiter Komplex zu berühren. Es ist auf diese Oberfläche insgesamt 2 m Auffüllung künstlich aufgeworfen, das verändert das Bild von der Oberfläche natürlich in der Höhe/lage. Diese 2 Meter werden mit Sicherheit auch nachdem sie drei Jahre gelegen haben, auch in Zukunft noch von sich aus Setzungen auslösen, aber vielleicht ist die Vorstellung über die negative Mantelreibung von dem Randbereich abgesehen, bei dem Antragsgegner doch falsch, denn diese Fläche wird auf den 60 m-Durchmesser insgesamt wieder ausgehoben, dadurch wird dann zum Gegenteil nun keine negative Mantelreibung, möchte ich sagen, in dem Sinne auftreten, sondern diese mit den 2 Metern vorbelastete Fläche, das sind etwa 0,5 Kilopond oder 5 Megapond pro Quadratmeter, wird sich sogar durch die Entlastung wieder etwas heben, sie wird anschwellen. In diesem Grundrißbereich des Reaktors wird die ganze Last von den Pfählen übernommen, so daß eine echte Belastungsreduzierung in diesem Grundriß eintritt. Ja, nun muß ich dandenken, welche weiteren Fragen Sie mir noch gestellt haben.

RiVG Wegner

Zunächst einmal zum Einfluß des Grundwassers:

Prof. Dr. Steinfeld

Das Grundwasser hat praktisch keinen Einfluß, es wird nicht vorkommen, daß in diesem Bereich aufsteigende Grundwasserströme wie sie evtl. bei einer Grundwasserabsenkung auftreten können, aber nur zum Wiederverfüll des Porenraums wird hier kein/^{en} Wesentlichen oder überhaupt keinen Einfluß auf die Pfahlgründungen haben.

RiVG Wegner

Eine weitere Frage: Steht nach Ihren Untersuchungen fest, inwieweit unter dem geplanten Kernkraftwerk - in welchem Umfang dort locker liegende Sande oder dicht liegende Sande vorhanden sind?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich habe es versucht zu schildern, unter der Kleiunterkante oder Torfunterkante gibt es locker liegende Sande bis zu 11 bis zu 15 m Tiefe. Wir haben den Plan sogar mit. Wir haben Hohenschichtlinien entwickelt, aus denen man erkennt, an welchem Punkt des Grundrisses etwa die feste Sohle beginnt, so daß wir etwa aus diesem Grunde mit den Pfahllängen von 26 bis 30 m rechnen.

RiVG Wegner

Vielleicht noch eine Verständnisfrage:

Wenn Sie fordern, daß die Pfähle mindestens 1 m eingebunden sein müssen in den dichten Sand. Wie muß man sich das also praktisch vorstellen. Wenn also nach der Kleischicht die Sande anfangen, wie ist der Abstand, lockere Sande, dichte Sande oder ist das unerheblich?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, das wollte ich eben schon sagen. Unter der Unterkante Kleischicht kommen nach den Spitzendrucksondierungen erst bis zu mindestens 11 m Tiefe, bis zu maximal 15 m Tiefe noch lockere Sande und dann beginnen die festen Sande. Daraus eben die Ihnen vorgetragene Länge - zu erwartende Länge - der Pfähle.

RiVG Wegner

Dann ist mir eins noch nicht ganz klar: Wenn also bei 15 m die dichten Sande anfangen, wenn hier eine Ihrer Bedingungen ist, daß der Pfahl mindestens 1 m in den dichten Sand eingebunden wird, dann wären das doch noch 15 plus 1 m = 16 m?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, wir haben die Sandtiefe, jetzt nur die Sandhöhe, geschildert, darüber liegen ja noch 15 m Klei und Torf, die ja auch durchlaufen werden müssen, damit sie durch diese 15 m dann durch die 11 m - 1 Meter in den festen Sand einbinden.

RiVG Wegner

Ich würde jetzt natürlich noch gerne wissen, es ja auch ein Problem der, das auch hier verhandelt werden soll, ob die nur jetzt von Ihnen per Exploration ermittelte Belastbarkeit ausreichend ist, oder ob man nicht noch mehr Versuche hätte machen können oder müssen,

um das empirisch festzustellen.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich halte das nicht für erforderlich, darüber kann man sich sicher streiten und geteilter Ansicht sein. In den meisten Fällen machen wir heute Bohrpfeilergründungen ohne Probelastungen, auch schon aus wirtschaftlichen Gründen. Wir haben dafür die DIN, die uns einen Anhalt für die Bemessung gibt, wir haben aus diesem Grunde wegen der Bedeutung dieses Bauwerks und auch um nun die beiden Pfahltypen gegeneinander näher, würde ich sagen, abgrenzen zu können, die beiden Probelastungen durchgeführt. Ich halte weitere nicht für erforderlich.

Dr. Kunth

Sind Sie, vielleicht haben Sie es schon gesagt, dann wollen Sie bitte entschuldigen, wenn ich frage, sind Sie bei der Exploration hier nach DIN-Vorschriften verfahren, die aufgestellt sind auch für Erprobungen der hier vorliegenden Art.

Prof. Dr. Steinfeld

Nein, die sind nur für diese schweren großen Pfähle begrenzt möglich. Ich muß das so schildern, die DIN 1054, die für Gründungen generell und im speziellen auch für Pfähle geht, die ist schon, möchte ich sagen, seit mehreren Jahrzehnten existent. Die DIN 4015 Bl. 2 für Großbohrpfeiler war zu der Zeit in Arbeit. Auch einer meiner Mitarbeiter ist in diesem DIN-Ausschuß tätig gewesen für die Schaffung dieser Grundlagen. Es sind große Teile der alten DIN hinsichtlich der Sicherheitserwägungen, hinsichtlich der Art der Probelastungen übernommen worden. Es wurde in diesem Ausschuß dann sehr lange verhandelt, wie kann man das einfacher gestalten. Das, was wir gemacht haben, und das ist vielleicht auch in den Vorwürfen etwas unberechtigt herausgekommen: Wir haben die Grenzlast, die wir erreicht haben, für den leichten Pfahl, für den weniger tragfähigen Pfahl, für die Ermittlung zugrundegelegt. Es wurde da, glaube ich, vorgetragen, daß eine Diskrepanz zwischen dieser Grenzlast und der Einführung der Probelast erfolgt ist. Das, was wir nicht gemacht haben und was wir nicht machen konnten, das ist gewesen, die Erreichung der Grenzlast bei dem langen Pfahl mit großer Tragfähigkeit. Wir haben in einem, ich würde beinahe sagen Minimierungsprozeß, bei dem wir die Probelastungskurven, soweit sie

uns vorliegen, einmal nur bis zu einer Einsinkung von 147 cm, das nächste Mal bis zu einer Einsinkung von 10 cm - die Grenzlast wird bei einer Einsinkung von 15 cm in der neuen DIN beschrieben, während es bei den kleineren Pfählen nach der alten DIN 1054, die echte Einsinkungslast ist - daraus haben wir dann auch unter Einbindung der Ergebnisse der Drucksondierungen, möchte ich sagen, in einer vergleichenden wertenden Betrachtung, diese Lastgrenze entwickelt und ich meine mit noch ausreichender Sicherheit beschlagen. Ein verwirrendes Element setzt ein dadurch, daß das Land Schleswig-Holstein zur Bestätigung dieser Werte und wegen der großen Delikatesse dieser entscheidenden Tragfähigkeit noch einen zweiten Kollegen eingeschaltet hat, der zweite Kollege, der hat nun eine Betrachtung von der anderen Seite aufgezo-gen und hat, ich würde sagen, über die in der DIN-Vorschrift vorliegenden Mantelreibungswerte hinaus eine sehr große Mantelreibung seiner Betrachtung quasi als Extremwertbetrachtung zugrundelegt und darum wird nun heute, möchte ich sagen, im Vortrag und im Gegenvortrag diskutiert. Vielleicht darf ich noch auf eines hinweisen, daß der Herr Kollege Franke dabei den Boelen bei dem Pfahl 1 verwendet hat, das ist ein internationaler Fachmann aus England, aber bei dem Pfahl 2 nicht den Einfluß der Mantelreibung mit erfaßt hat, würde man die verfolgen, so würde man noch unter dem von uns hier eingeschätzten Wert landen und würde dabei auf 159 im Gegensatz zu den von uns angesetzten 180 t kommen. Ich weiß allerdings nicht, ob ich mich jetzt zu weit ins Detail begeben.

RiVG Wegner

Nein, nein, aber vielleicht zur allseitigen Erläuterung wäre es vielleicht ganz gut, wenn Sie die Problematik der Mantelreibungskräfte in kurzen Worten darstellen.

Prof. Dr. Steinfeld

Es wird hier viel von negativer Mantelreibung gesprochen. Negative Mantelreibung entsteht, wenn man in einem Pfahl durch weiche, kompressible Schichten hindurch in einen festen Boden führt, und dann die weichen, kompressiblen Schichten noch mit einer anderen Auflast, noch mit einer Sandauffüllung im Bereich des Grundrisses dieses Bauwerks oder ähnliches belastet. Dann drücken sich diese weichen Schichten infolge der unabhängig von der Pfahlgründung wirksamen Aufschüttungsmassen, einer Sandaufschüttung beispielsweise, noch in sich selber mehr zusammen als der Pfahl, der in dem tiefen Boden gegründet ist, nach unten sinkt, und dann muß der Boden zusätzlich seitlich

an dem Schaft des Pfahles nach unten vorbeirutschen und bringt damit natürlich eine zusätzliche Belastung auf den Mantel und diese Größenordnung kann man auch nach - ich möchte sagen Anhaltswerten in der DIN-Vorschrift - abschätzen, und darüber gibt es auch noch unterschiedliche Auffassungen. Etwas Ähnliches geht natürlich nun als Mantelreibung umgekehrt an den Schaft des Pfahles, soweit er in den Sand eingebunden ist, da tragen sich schon Reibungskräfte ab, umgekehrt die nach oben wirken, und die aus diesem Grunde neben der Sohlfläche tragen. Nun hängt es von dem Verhältnis, sagen wir mal, des Einsinkens des Pfahles am Fuß und der Bewegung des Pfahles am Mantel ab, wieweit und wie mehr und weniger sie mobilisiert werden kann. Wir rechnen im vorliegenden Falle mit einem minimalen Mobilisieren der Mantelreibung aus dem einfachen Grunde, weil der Sand, auf dem der Fuß aufgesetzt ist, so groß ist, weil bei der Belastung der Pfähle, die wir gewählt haben von 990 t mit der Einbindetiefe noch über den Probepfahl hinaus in den festen Boden mit einer noch geringeren Einsinkung eines Einzelpfahls rechnen und haben darüber hinaus die Kleireibung dem Grunde nach nicht angesetzt, weil sie nicht auf Dauer wirksam bleiben wird. Es wurde auch der Einwand erhoben, daß diese Pfähle mit 900 t, wenn wir mal von der Wegwerfreserve reden, die wir von 1000 auf 900 etwa reduziert haben, für irgendwie undefinierte Zusatzbelastungen, daß wir da keine 10 % Reserven drin haben. Da hat aber das Land Schleswig-Holstein, glaube ich, in einem Schreiben, das Datum habe ich nicht geläufig, vorgetragen, daß die maximale praktische Auslastung durch alle von uns erfaßten Lasten nur in die Größenordnung von 810 Mp kommt, so daß also bis 900 Mp noch über 10 t hinausgehen, eine Reserve für diese 10 % vorhanden ist, und daß die mittlere Auslastung, ich hoffe, daß das heute noch stimmt, mir ist nur dieser Brief bekannt, davon habe ich eine Abschrift, bei etwa 730 Mp liegt, so daß also von der mittleren Auslastung der Pfähle her sogar noch eine viel viel größere Reserve drin ist, als da verlangt wird. Es wird auch über die Berücksichtigung der Baugrundunregelmäßigkeiten gesprochen. Sicher sind wir da, möchte ich sagen, auf größere Vorsicht angewiesen, je weniger Aufschluß wir haben. Im vorliegenden Falle haben wir aber, möchte ich sagen, einen stetigen Übergang, wenn ich nun von der Einbindetiefe in den Sand sprechen darf, von 11 auf 15 m. Übersehen, darin, ich würde sagen mit einer Genauigkeit

wie wir das selten bei Bauwerken haben, die Unstetigkeiten und brauchen den dann natürlich keineswegs in dieser Größenordnung, wie das, gleiche ich, der Antragsgegner vorträgt, von 20 bis 50 % Rechnung zu tragen, sondern wir sind bei den Spitzendrucksondierungen sicher, daß die Einzelpfähle ^{Wirklich} einzelbelastet, das kommt im Praxi natürlich nicht vor. Wie eine gleichmäßige Einsinkung und eine gleichmäßige Tragfähigkeit zeigen wird, und daß die Gruppenwirkung der Pfähle und die Setzungsanalyse bei uns in Analogie von den Setzungen von Brunsbüttelkoog sogar zusätzlich ausgewertet worden ist, abgesehen von der rechnerischen theoretischen Betrachtung, das will ich hier vielleicht auch noch einmal vorstellen. Diese Setzungsanalyse ist auch unter extrem sicheren Bedingungen, nämlich unter der Voraussetzung eines vollkommen schlaffen Bauwerks erfolgt, und wir haben da Ihnen vorgetragen, daß wir da zu einem Setzungsunterschied X kommen und zur Gesamtsetzung von 10 cm. In diesem Zusammenhang wird auch noch, für meine Begriffe vielleicht falsch, uns vorgeworfen, daß wir die Einzelpfahlwirkung nicht berücksichtigt haben. Sie steckt in der Gesamtpfahlwirkung drin, wir weisen aber in dem Schriftsatz einmal darauf hin, daß durch die Einzelpfahlwirkung nur der Betrag von etwa einigen Millimetern bis einem Zentimeter - nicht, wie es von der Gegenseite vorgetragen wird, von 1 bis 2 cm - zusätzlich eintrifft, daß aber dies auf die Verformung auf die Biegebeanspruchung des Bauwerks keinen Einfluß hat, weil einfach zu der Mulde, die wir errechnet haben, dann, möchte ich sagen, ein glatter Wert von 1 cm dazu kommt, und das ist dem Bauwerk wurst, wenn ich mich so wurschtig ausdrücken darf, ob es nun 11 oder 10 cm eindringt, das Wesentliche ist die Biegebeanspruchung, die in das Bauwerk eingetragen wird. Auch der Einfluß von Randbauwerken ist bei uns verfolgt worden. In der Nachbarschaft wird nur ein großes Bauwerk errichtet, da haben wir auch vorgetragen in der Stellungnahme, und es ist in dieser Form auch geprüft worden, daß durch ein neben dem Reaktor erstelltes Gebäude noch ein zusätzlicher Randsetzungseinfluß von 1,9 cm entsteht, daß das dieser Biegebeanspruchung sogar entgegenwirkt, weil dadurch die Setzungsmulde abgeflacht wird.

Nun fallen mir aber im Augenblick auch wieder keine weiteren Punkte aus dem gegenseitigen Vorbringen mehr ein.

RIVG Wegner

Vielleicht zur Setzungsanalyse eine Verständnisfrage:

Es ist doch vorstellbar, wenn jetzt auf dem einen Ende des Fundaments und auf dem anderen, da nun die Pfähle eventuell verschieden tief einsinken, das ist ja das Problem der Setzungsanalyse. - Ist es nach Ihren Ermittlungen auszuschließen, oder ist es unwahrscheinlich, wie man es auch immer bewerten soll, daß auf der einen Seite gleichsam drei-vier Zentimeter einsinken, auf der anderen Seite 10 cm.

Prof. Dr. Steinfeld

Es ist unter den gegebenen Bedingungen vollkommen ausgeschlossen, solange kein Fremdlasten wie dieses daneben stehende Hilfsgebäude dazukommt. Ich will vielleicht mal versuchen so vorzutragen: Der Einzelpfahl erwirkt in seinem Setzungsverhalten wesentlich bis zu einer Tiefe bei einem 2 m Fußdurchmesser bis zu 3 m. Bei einem Gebäude mit 60 m Durchmesser, da kommt die wesentliche Last aus dem Gesamtgebäude zu einer Wirksamkeit bis zu vielleicht 30 m abklingend mit der zunehmenden Festigkeit des Bodens. Und aus diesem Grunde spielt da dann die Einzellänge der Pfähle, insbesondere weil das Medium - soweit wir es feststellen und untersuchen können - in 11 m Tiefe nach unten und in 15 m Tiefe nach unten, praktisch gleich fest ist. Da spielt es keine Rolle und kann niemals zu solchen Differenzen von Zentimetern, höchstens von weniger Millimetern führen. Aber auch darüber haben wir versucht, anhand der Unterlagen über Lasten usw. in unserer Stellungnahme, Stellung zu beziehen, haben das mit den wenigen Millimetern formuliert und aus diesem Grunde brauchen wir derartige Befürchtungen nicht zu haben.

RIVG Wegner

Jetzt vielleicht nochmal eine ganz einfach klingende Frage: Hat man irgendwelche Berechnungen, daß man sagt, welches Gewicht insgesamt müssen diese 274 - 300 Pfähle tragen können.

Was maximal müssen diese Pfähle tragen?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich würde sagen, nach diesem zuletzt erwähnten Brief vom Land Schleswig-Holstein. Ich glaube, der Brief ist nach Lüneburg gegangen, würde der Einzelpfahl maximal mit 810 Mp, statt der von uns 900 t probelastet werden und die mittlere Auslastung der Pfähle läge bei 730 t und wenn wir nun die Gesamtlast uns vorstellen, dann brauchen wir eigentlich nur über im Schnitt 300 Pfähle mal 730 dann die Ge-

samtlast auszurechnen. Aber sie ist, ich will keinen Fehler machen, sie ist vielleicht gar nicht so interessant in diesem Zusammenhang.

Dr. Sellner

Herr Prof. Dr. Steinfeld, kann man sagen, daß andere Kernkraftanlagen, wie z. B. Unterweser oder Brunsbüttel schon als Modelle zur Verfügung stehen für derartige Pfahlgründungen mit der Folge, daß man da also schon konkrete Erfahrungen gesammelt hat?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, ich würde sagen, daß wir, ich glaube, wir haben Stade, Unterweser bearbeitet, Brunsbüttelkoog bearbeitet, wenn ich nur die tiefgegründeten Kraftwerke nennen darf, und wir können ganz klar sagen, daß wir unser Setzungsziel dabei nicht erreicht haben. Auch darin liegt eine gewisse Fehlinterpretation in den Äußerungen von Ihnen. Es ist so, daß von den 20 bis 30 % Sicherheitszuschlägen nicht geredet wird. Es wird nur darauf hingewiesen, daß in den Überwiegenden Fällen die Setzungen nicht erreicht werden und in einigen Fällen überschritten werden. Da, wo sie überschritten werden, da handelt es sich meist um nicht so einfache Baugrundverhältnisse wie hier, wo wir auf einen festen Sand gründen können, sondern um tiefere Einflußzonen. Diese Fälle sind relativ selten und bei diesen Kraftwerken nach denen Sie fragen, da können wir vielleicht sagen, daß wir im Mittel, wobei ich bei dem einen das beinahe bedauere, nur 40 % der vorausgesagten Setzungen erhalten haben und bei den zuletzt bearbeiteten und gemessenen, soweit ich das im Kopf habe, 60 % der vorausgesagten Setzungswerte erreicht haben. Ich muß dazu aber sagen, daß wir natürlich versuchen, diese Erfahrungen immer auszuwerten, daß hier in diesem Falle wegen der Verwandtschaft des Baugrundaufbaus diese Verhältnisse von Brunsbüttelkoog eingeschlossen sind und daß wir hier aus diesem Grunde, möchte ich sagen, die Steifeziffer etwas höher angesetzt haben. Das liegt aber nicht nur an diesen Messungen, sondern ich will dazu schildern, daß in Brunsbüttelkoog unter der Pfahlfußebene die Spitzendrucksondierungsergebnisse etwa zwischen 100 und 200 Kilopond pro Quadratzentimeter schwanken, während wir hier, aus einem Grunde, den ich geologisch auch nicht zu erklären vermag, auf einen Boden stoßen, bei dem wir 250 Kilopond erreichen, fast in einem klaren Horizont, ebenⁱⁿ/dieser Tiefenebene von 11 bis 15 m unter der Sandoberkante und dann die Werte wesentlich höher steigen und immer über diesem Wert von 250

bleiben, im Gegensatz zu Brunsbüttelkoog, also möchte ich sagen, vom Spitzendruck her, praktisch doppelte Werte ergeben haben. Genügt Ihnen die Auskunft?

Dr. Häuser

Ich möchte zunächst nur eine kurze Bemerkung zu den Pfählen noch machen, als Vorhalt, weil hier sehr viele Fachausdrücke gefallen sind und ich kann mir vorstellen, daß der Eine oder Andere nicht ganz mitgekommen ist, weil einfach die Vorstellungskraft nicht ganz ausreicht dazu.

Die Pfähle selber sind vielleicht vergleichbar mit Stelzen, die wir alle kennen aus persönlicher Erfahrung, wo man Gewichte ableitet in einen Untergrund. Das, was wirklich trägt, ist einmal bei der Stelze je nach Untergrund der Fußdruck, auf den es hier sehr ankommt, wie schon geschildert worden, so ein einfaches Bild kann man verwenden zum Verständnis der Problematik; und zum anderen liegt eine andere, eine zusätzliche Kraft, die den Körper noch tragen kann, hier vor, dadurch daß die Stelzen selber eine Oberfläche haben, am Umfang und an dieser Sand oder Kiesel oder was immer es auch ist, Kräfte ausbilden. Hier ist das Wort der Einbindelänge gefallen, das ist keine wichtige Sache, außer daß die Länge, auf der diese Kraft an der Oberfläche wirkt, beschrieben wird. Zusätzlich vielleicht noch zu der Größe der Belastung. Als Nichttechniker hat man vielleicht eine schlechte Vorstellung, was heißen 900 Tonnen, wenn man davon ausgeht, daß ein normales Fahrzeug 720 Kilopond leer wiegt ein normales Auto nicht, sind es also 1200 Pkw's, in der Größenordnung geht es hier. Der Pfahl selber hat einen Durchmesser von 1,30 m, das ist etwa so viel im Schacht und der Fuß ist etwas dicker, 1,90 m und ist tropfenförmig.

So und nun zu den Fragen.

Aus dem Schriftverkehr geht hervor, daß in einer Besprechung erläutert wurde, daß Bedenken aus der obersten Bauaufsicht, hinsichtlich der Tragfähigkeit der Belastungen dort sind, weil - wie wörtlich zitiert - wegen der z. Zt. nicht ausreichenden Erfahrung mit Großbohrpfählen, Sondergutachten einzuholen sind.

Meine erste Frage an Herrn Steinfeld:

Sind Sie auch der Meinung, daß es sich bei diesem Pfahl, der ursprünglich mit 735 t belastet werden sollte, später mit 900 t, um einen außergewöhnlich hoch belasteten Pfahl handelt?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich muß dazu sagen, daß wir Pfähle verschiedenen Durchmessers von etwa 500 t bis 3000 t belastet haben. Ich muß aber weiter sagen, daß in den von uns geschilderten Eingrenzungen wir in einen Lastbereich kommen, der über die DIN hinausgeht. Herr Häuser, das ist meine Aufgabe. Anhand der vorliegenden Werte einen möglichst wirtschaftlichen Pfahl, der aber ausgesprochen sicher sein muß, zu entwickeln. Ich muß weiter sagen, daß wir heute vielleicht an Bohrpfahlgründungen allein in meinem Büro 302 bis 300 Objekte bearbeitet haben, daß wir nach verschiedenen Gesichtspunkten dimensioniert haben, früher sogar, möchte ich sagen mit Formeln, die von Prof. Brusch-Hausen in Kopenhagen entwickelt worden sind. Der hat einen Tiefenfaktor in dieser Formel, um nur mal ein Beispiel zu geben, später wieder zurückgezogen, und danach ergab sich eine andere Sicherheit bei einigen hoch belasteten Pfählen, sogar eine Sicherheit, die an die Grenze von 1 rankam, wir haben die Pfähle, die unter einer großen Brücke stehen, und die schon in den 60iger Jahren ausgeführt sind, daraufhin speziell überprüft, die Messungen verfolgt. Diese Pfähle haben auch gut funktioniert. Ich würde sagen, daß wir also bislang sehr gute Erfahrungen gemacht haben, und daß wir selten einen so guten Baugrund haben, wie wir ihn hier vorgefunden haben, wenn wir in die feste Schicht einbinden, und daß ich unter diesen Aspekten diese Pfähle nicht für außergewöhnlich und auch nicht für außergewöhnlich belastet halte.

Häuser

Das heißt auch, Sie betrachten den dort in der Besprechung besprochenen Sachverhalt, daß z. Z. keine ausreichenden Erfahrungen mit Großbohrpfählen dieser Größenordnung sind, diese Aussage betrachten Sie als falsch?

Prof. Dr. Steinfeld

Nein. Ich will das vielleicht so vortragen. Wenn wir für das Land Schleswig-Holstein in dieser Form tätig sind, dann haben wir meistens mit Herren zu tun, die nicht so spezialisiert auf unserem Beruf sind wie wir, und die sich nun extreme Sorgen, insbesondere bei einem

derartigen Bauwerk wie hier, machen und die aus diesem Grunde nun sagen, ja, das ist ja alles ganz gut und schön, was Ihr uns hier vorrechnet und was Ihr uns erzählt, und dann sagen, wir wollen aber noch weitere Beweise haben. Ich glaube nicht, weil das für falsch gehalten wurde, wie sie wahrscheinlich geschrieben haben, ist da das zweite Gutachten von Herrn Franke eingeholt worden, sondern aus dem Grunde - möchte ich sagen - weil Herr Franke seinerzeit diesen Ausschluß erstens betreute, über die DIN 4014 und zweitens, weil einfach das Land in seinem eigenen Verantwortungsbewußtsein- und ich war beinahe ein wenig beleidigt darüber, muß ich zugeben - versucht hat, nun noch mehr Erfahrungen hierüber einzuholen und diese Werte und diese Vorschläge noch stärker abzusichern. Daß es für einen Landesbaubeamten nun, sagen wir mal ungewöhnlich erscheint, und daß er aus seiner Sicht denn nur mit wenigen Bauwerken die auf Bohrpfähle gegründet sind, das noch für etwa unerforschter hält als wir, für die das, ich würde sagen, beinahe zum täglichen Handwerk zählt, erscheint mir normal. Ich erinnere diese wörtliche Formulierung nicht, die sie da zitieren, ich weiß auch nicht, ob ich bei der Besprechung dabeigewesen bin.

Häuser

Da stand Büro Professor Steinfeld und diese Besprechung hat am 16. 5. 1975 stattgefunden, ist auf Seite 1557 der Akten.

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, nun muß ich sagen, da sind wahrscheinlich meine Mitarbeiter, die Diplom-Ingenieure Hargen und dann noch der Herr Bayer, glaube ich, dabei gewesen, nicht.

Häuser

Ich glaube, diesen Punkt können wir verlassen, es kam hier nur darauf an, zu zeigen, daß es Probleme mit den Erfahrungen gibt und daß es ein außergewöhnlich belasteter Großbohrpfahl ist, von der Größenordnung. Der nächste Punkt ist die Belastungsarten. Ein solcher Pfahl muß, um nicht zu versagen, seine Funktion ist, Gebäude, Sonderlastfälle oder auch Bodenwirkung aufzunehmen. Eine Frage zu der schon kurz angesprochenen negativen Mantelreibung, also einer Belastung, die eben ähnlich wie die Last des Gebäudes zusätzlich auf den Pfahl kommt. Frage an Sse, Herr Steinfeld:

Die negative Mantelreibung, die sie zumindest im Außenbereich deutlich eben gemacht haben, also an den Außenkanten der Pfähle, haben Sie die zu den zulässigen Lasten dazugezählt oder vorher in Abzug

gebracht?

Prof. Dr. Steinfeld

Nein, wir haben sie nicht vorher in Abzug gebracht, ich würde sagen, als wir diese Verhältnisse noch nicht genau kannten und brachten diesen Abzug, den Sie auch schon früher einmal erwähnt haben, da ist es nur ein Generalversuch gewesen, eine Sicherheit von sehr wenigen Prozenten, ich glaube, es sind nur 10 % noch für irgend-etwas Unbekanntes einzuführen. Die jetzt vorliegenden Verhältnisse, die sich sogar durch die Verzögerungszeit, möchte ich sagen, verbessert haben, sind darin zu sehen, daß die Satzung aus den 2 m Sandausfüllung in den 15 m Kleischichten zum größten Teil vollzogen ist, wohl über 50 %. Ich hatte erst angedeutet, daß noch einige Zentimeter Zusammendrückung in diesen oben Schichten zu erwarten sind. Wieweit das reduziert wird, nachdem das Bauwerk erstellt worden ist, kann ich jetzt noch nicht sagen, weil ich die Zeit der Erstellung noch nicht kenne. Aber ich würde sagen, auch wenn es sich noch um einige Jahre hinauszögert, bleibt ein Rest da. Dieser Rest wird an der Außenwandung und an der äußeren Pfahlreihe wirksam. In dem Außenbezirk der Pfähle stehen etwa am Außenrand etwa 25 % der Gesamtpfähle, es liegt einfach darin, daß der Umfang ja hier am größten ist, und da die meisten Pfähle unterkommen und diese Pfähle, die kriegen nun eine Mantelreibung von der Seite her in einer Größenordnung, über die man auch sicher wieder diskutieren kann. Wir setzen in solchen Fällen recht oft, möchte ich sagen, Werte zwischen 1,5 und 2,5 Mp pro Quadratmeter ein, was für einen weichen, schmierigen Boden im Vergleich zu den früher üblichen Werten von 3 bis 5 in Sandböden für meine Begriffe schon relativ hoch ist. Uns interessiert diese Mantelreibung am Rande eigentlich deshalb nicht so sehr, Herr Häuser, weil durch die Zusatzbelastung an der Außenfläche an dem Umfang die Setzungsmulde noch abgeflacht wird, und darum die Beanspruchung der Konstruktion unabhängig von ihrer Eigensteifigkeit noch sicherer wird. Und aus diesem Grunde ist sie in dieser Form nicht kritisch verfolgbar. Sie wirkt also eher entlastend als zusätzlich belastend, wobei ich also eine Lastumlagerung für den Einzelpfad natürlich sehe, ich glaube, daß da die Außenrandpfähle mehr Last bekommen, als sie

es normalerweise hätten. Aber ich habe im Augenblick noch nicht das Bild von der Lastverteilung auf die Einzelpfähle, von dem Abstand des Einzelpfahles zum Rand hin.

Häuser

Darf ich nochmal bitten, Herr Prof. Dr. Steinfeld, meine ganz einfache Frage zu beantworten? Sie lautete: Dieser Pfahl ist Lasten, sogenannten Gebrauchslasten unterworfen. Diese bestehen aus dem Gewicht des Gebäudes, aus Kräften, die auf die Pfähle ausgeübt werden durch externe Belastungsfälle, Flugzeugabsturz usw. und aus Lasten, wie z. B. dem Boden, wie z. B. negative Mantelreibung. Nur die ganze einfache Frage: Ist die negative Mantelreibung als Last angenommen worden, oder ist sie vorneweg abgezogen worden?

Prof. Dr. Steinfeld

Sie ist nicht vorneweg abgezogen worden. Eine derartige Detailbetrachtung kann erst am endgültigen Objekt erfolgen und sie ist gedeckt mit dem ganzen Lastbild, das auf die Einzelpfähle her hat.

Häuser

Darauf zielt meine nächste Frage, in welcher Höhe ist die Last negative Mantelreibung an den Randpfählen, wie Sie sagen, in Ansatz gekommen?

Prof. Dr. Steinfeld

Im Augenblick ist sie noch nicht festgelegt, Herr Häuser

Häuser

Danke.

So, ich möchte das nächste Kapitel betrachten oder erfragen, das betrifft die Versagerfahrung von Großbohrpfählen. Wie gesagt, kann der Großbohrpfahl deshalb versagen, daß er einfach versinkt, daß er in einem nicht zu tragfähigen Baugrund steht oder eine zu hohe Last, je nachdem, was die Ursache ist, wo ich den Fehler bei der Auslegung gemacht habe. Die erste Frage zur Kenntnis des Baugrundes, die hier schon relativ deutlich angesprochen wurde. Dort steht in einem Protokoll des Sozialministeriums vom 27. 1. 75, daß ein zwischen 15 und 25 m ein unregelmäßiger Verlauf der Sandschichtungen dort ist und es zeigen auch die Diagramme, die Sie verwendet haben, bei den Spitzendrucksondierungen, oder gefunden haben. Wörtlich heißt es dort:

Für den unregelmäßigen Verlauf gibt es dort keine Erklärung.
Können Sie mir diese Erklärung geben?

Prof. Dr. Steinfeld

Nein, ich würde sagen, wir wissen nur, daß dieser unregelmäßige Verlauf kein unregelmäßiger Verlauf mehr ist. Ich hatte eben hier vorgetragen, daß die feste Schicht auf einem Durchmesser von 60 m von 11 bis 15 m unter Oberkante Sand schwankt, und das ist nicht unregelmäßig. Sogar der Verlauf im Bereich dieses Grundrisses ist sehr regelmäßig. Und es hat keinen wesentlichen, und ich würde beinahe anders formulieren, es hat nur einen vernachlässigbaren geringen Einfluß auf die Gründung und auf die Tragfähigkeit der Einzelpfähle in der Gruppe.

Häuser

Das heißt, die Aussage in dem Protokoll ist falsch. Die scheint dann in doppelter Hinsicht falsch zu sein, weil zusätzlich drin steht, daß 200 kg pro Quadratzentimeter, sie sagen 250 ist gemessen worden.

Prof. Dr. Steinfeld

Ja.

Häuser

zwischen 20 und 30 m anzutreffen ist.

Prof. Dr. Steinfeld

Diese Aussage ist nicht richtig. Ich würde sagen, in dem lockeren Bereich von dem wir erst gesprochen haben, und der von 11 bis 15 m geht, das wäre übersetzt auf die Oberfläche von 26 bis 30 m, daß in dem lockeren Bereich über diese 26 - 30 m schon stellenweise auch in den Lockersanden Anstiege bis zu 200 Kp pro Quadratzentimeter vorkommen.

Häuser

Gut, dazu waren ja auch vom Gutachter Franke und auch von Ihnen dann hinterher zusätzlich gefordert, tiefere Messungen, bis auf 50 m runter, weil auch der obere Baugrund gezeigt hat, daß teilweise über 200 Kp pro Quadratzentimeter waren, und danach wieder lockere Schichten kamen. Können Sie mir das Ergebnis dieser 50 m Bohrungen oder dieser tieferen über die 30 m hinausgehenden Sondierungen sagen?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich weiß im Augenblick nicht genau, ob wir die ganzen 50 m runtergekommen sind, jedenfalls nicht in dem Verfahren, wie sie es gerne sehen möchten, daß man von oben bis unten durchkommt. Man kann dann nur in der Bohrung vorbohren und muß dann wieder nachsondieren und danach erweist sich eindeutig, daß die 250 kg an einer Stelle glaube ich - oder waren es zwei - ja, an zwei Stellen bis 50 m Tiefe eindeutig darüber liegt. Es ist aber auch anders erklärlich, wenn es sich um einen einszeitlich vorbelastenden Sand handelt, dann kann in diesem Sand der hier in diesem Bereich etwa mit 3 bis 400 m Eisauflast vorbelastet ist, gar keine Lockerzone in dem Umfange mehr auftreten. Deshalb gehen wir gerade bewußt 1 m in diese Schicht hinein, Herr Häuser.

Häuser

Gut, ich habe jetzt eine weitere Frage zu den Versagungsformen: Ihnen ist sicherlich bekannt, daß eine Reihe von Pfählen an Bauwerken in der Bundesrepublik, die in Großbohrpfählen gegründet waren, versagt haben. Können Sie mir Gründe für dieses Versagen sagen?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich muß hier sagen, daß mir hier leider solche Versagungsgrößen hier nicht bekannt sind. Wir sind in Verformungsgrößen gelegentlich gekommen, beispielsweise in meinem Arbeitsbereich an einem Vorplatz eines großen Objektes und einer großen Halle, bei denen aber, möchte ich sagen, nur die Verformung größer war, wir haben im Augenblick gerade bei einem von mir nicht zu nennenden Objekt bei Brückenpfeilern in der Größenordnung von über 40; in einem Bereich - möchte ich sagen - auch ein Einsinken, das über die zulässige Größenordnung hinausgeht, das läßt sich aus dem dort vorhandenen Bodenaufbau und aus dem Umstand, daß die Korrespondenz zwischen der ausführenden Firma, dem Haupt ARGe-Partner und den Bauherren nicht ausreichend funktioniert hat, erklären. Das wird saniert, sonst möchte ich sagen, daß wir, glaube ich, ich will das auch schätzen, ich habe erst 200 bis 300 Pfähle gesagt oder Gründung auf Bohrpfeilern, mit denen wir zu tun hatten. Ich bin der Überzeugung, daß das mindestens 3000 bis 5000 Bohrpfeiler gewesen sind, mit denen wir zu tun haben und mir ist kein Fall des Versagens dieser Bohrpfeiler bekannt geworden.

Häuser

In der neueren Literatur gibt es eine Reihe von Zitaten und Stellen, wo über Versagen von Großbohrpfählen Schwachstellen und Hohlstellen

berichtet wird, können Sie irgendwelche Angaben darüber machen? Ich könnte zum Beispiel zitieren, dort steht in Übersetzung einer englischen Literaturstelle: Ingenieure und Bauunternehmen haben mit Schwachstellen und Hohlstellen im Pfahlschacht Erfahrungen gemacht. Obwohl die Theorie über ihre Ursache erweitert wurde, seit der Zeit ihrer Entdeckung und Untersuchung, ist es doch kaum möglich, den genauen Grund anzugeben, weil solche Genauigkeiten wahrscheinlich durch ein mangelndes Verständnis und durch Fehler in der Überwachung während der Herstellung auftreten. Was ich hiermit sagen will, ich nenne auch gleich noch die Quelle. Das, was hier gesagt wurde, ist - wenn ich normalerweise einen Großbohrpfahl baue, dann ist er verschwunden, weil ich ihn gegossen habe im Erdreich und nur in ganz seltenen Fällen sind diese Dinge wieder ausgegraben worden und da hat man traurige Dinge erlebt. Die Gründe für diese Dinge sind sehr mannigfaltig, z.B. gibt es Grundwasserströmungen, die den Beton wegwaschen, es gibt zu dicke gepackte Eisenamierungen, aus der der Beton nicht herausfließt und tausend andere Dinge; sie sind z.B. sehr ausführlich beschrieben in (es folgt ein englischer Titel aus dem Jahre 1977) mit sehr interessanten Abbildungen. Sind Ihnen diese Veröffentlichungen bekannt?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, sind mir bekannt. Sie bauen z. T. auf schon sehr alte Mängel herauf. Ich möchte darauf hinweisen, wenn sie in irgendeiner Hinsicht heute Sorgen haben, so haben wir in Bremen auch schon die Niederlassung einer holländischen Firma mit dem Namen TNO, bei dem wir mit einem speziellen Durchschallungsverfahren die Pfahlschächte prüfen können, und ich darf Ihnen weiter erzählen, daß das bis zu einer Genauigkeit von Löchern im Pfahlmantel bis zu 30 cm Durchmesser und 5 cm bis 10 cm Tiefe funktioniert, weil man aus den Schalllaufzeitkurven Rückschlüsse über die Höhe dieses Loches feststellen kann. Ich habe selber den Glauben daran erst lernen müssen. Aber es ist uns beispielsweise auch in Hamburg schon ein Fall bekannt geworden, wo durch das zu späte Schicken einer Charge - eines Betonfahrzeuges und das Einfüllen in den Rohrmantel bei diesen Pfählen so ein Loch aufgetreten ist. Wir haben es sogar mit einer Genauigkeit von etwa - ich würde sagen - 20 bis 30 cm von der theoretisch georteten Schafthöhe entdecken können. Der Pfahl wurde daraufhin sogar

bis dorthin wieder abgebrochen, obgleich man darüber streiten kann, daß es nötig ist, nachdem er bis dahin freigelegt wurde und wurde neu aufgeschafft und war einwandfrei. Die anderen Durchschallungen haben auch bei dieser großen Gruppe - das ist ein Hochhaus gewesen - einwandfreie Pfähle ergeben.

Häuser

Können Sie mir Gründe sagen, warum beispielsweise ein Pfahl bei der Brücke der hamburger Westtangente versagt hat?

Prof. Dr. Steinfeld

Er hat nicht versagt. Er hat nur zu Anfang etwas größere Einsenkung gezeigt und ist dann probebelastet worden und hat sogar den Anforderungen genügt - unter der Voraussetzung, daß wir beide den gleichen Pfahl meinen; es scheint mir, daß in Ihrem Vortrag auch zwei Dinge verwechselt werden. Sie Schreiben, daß man da extra Messungen durchgeführt hat.

Häuser

Das ist ein anderer Punkt, auf den ich nachher noch einmal bei dem späteren Verfahren eingehen will. Mir kommt es hier nur darauf an zu zeigen, welch unsicheres Gebiet heute noch die Großbaupfähle sind und wie wenig man bisher getan hat, um die Versagensgründe zu erforschen. Aber ich glaube, wir können zunächst zum nächsten Punkt übergehen.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich glaube, das ist auch ein wenig zu hoch gestochen. Ich würde auch dazu sagen, jeder gibt sich Mühe, wenn er mal einen Pfahl hat, der versagt hat, die Ursache zu klären. Das geht soweit, daß wir 300.000 DM einsetzen, um den Pfahl zu überbohren, Grundwasserabsenkungen durchzuführen und den Pfahl insgesamt wieder auszuheben, wenn es möglich ist und wenn es diesen Einsatz lohnt. Oft gibt es schon Gründe einfacher ausführungstechnischer Art, ich würde beinahe sagen, das Mißachten primitivster Vorschriften bei der Ausführung - ich muß dazu sagen - Ja, ich will aber auch dann hier für alle vortragen, daß dieser Bohrpfeiler ein neues Wirtschaftselement war und daß dann in diesem Zeitpunkt eine Reihe von - ich bitte die Unternehmer im Saal um Verzeihung - ungeübten Unternehmern, die sich plötzlich auch auf diese Dinge warfen und damit Geld verdienen wollten. Darin liegt

ein Mangel. Es wird hier so sein, daß sowohl das Land Schleswig-Holstein - der Prüflingenieur - und wenn ich gefragt werde - dafür sorgen werden, daß hier geübte facherfahrene Firmen die Ausführung machen und daß auch diese facherfahrenen Firmen darüber hinaus noch von uns weiter zur Einhaltung ihrer eigenen Ausführungsbestimmungen angehalten werden und ich glaube sogar überwacht werden; so ist es bislang jedenfalls bei solchen Bauwerken gewesen.

Häuser

Herr Steinfeld, das führt uns eigentlich in die Sicherheitsdiskussion, die im Moment im Gange ist u. zw. die Zulässigkeit oder Unzulässigkeit der Sicherheitsfaktoren, von denen man bisher bei Bauwerken ausgegangen ist. Spektakuläre Ereignisse, nicht nur, daß ein einzelner Pfahl versagt hat, es haben ja ganze Bauwerke, Dammbrüche usw. versagt; ist im Moment überall eine Diskussion im Gange, wie weit können unsere Sicherheitsfaktoren überhaupt diese Ungenauigkeiten abdecken. Dazu die erste Frage an die zu diesem Komplex: Wie hoch ist eigentlich Ihr Faktor, mit dem Sie bisher gerechnet haben, daß Ihre Großbaupfähle das erreichen, wofür Sie sie ausgelegt haben? Wenn ich etwas auslege, kann ich das nie mit 100 %iger Sicherheit machen, es gibt immer ein Restrisiko - haben wir gelernt von den Reaktor-Betreibern - und diese 10,20 oder 30 % oder 0,1 % ist natürlich auch aus praktischen Gründen in der Bauwirtschaft üblich. Das ist auch Grundlage - eine solche Restrisiko-Betrachtung - der ganzen DIN-Norm. Können Sie mir sagen bei Ihren Berechnungen, die ja teilweise von der DIN-Norm abweichen, welche Versagenswahrscheinlichkeit Sie angenommen haben; 10 %, 30 %?

Prof. Dr. Steinfeld

Nein, das kann ich nicht in dieser Form ausführen. Zum Äußern über eine Versagenswahrscheinlichkeit gehört eine Reihe von Fällen und von Werten, die man auswerten kann. Generell würde ich sagen, kommt es auch nicht auf meine eigene Auffassung hier so sehr an, sondern auf die Gesamterfahrung. Ich würde sagen, daß die Pfähle heute noch zu den mit höchster Sicherheit belegten Gründungselementen oder überhaupt Tragelementen gehören in der Bautechnik, die Sicherheit 2 ist eingeführt worden und ist beibehalten worden.

Häuser

Es ging mir nur darum, wie hoch das Risiko des Versagens ist bei den angenommenen Sicherheitsfaktoren. Denn das ist die Diskussion, daß die Sicherheitsfaktoren ein zu großes Restrisiko im Versagen bedeuten.

Prof. Dr. Steinfeld

Das ist Ihre Auffassung; die Auffassung der Praktiker steht genau auf der anderen Seite, die sind heute bei einer sauberen Erkundung vom Baugrund her der Ansicht, daß der Sicherheitsfaktor sich dann reduzieren läßt - er wird in allen deutschen Baupolizeiprüfbehörden auch reduziert heute zugelassen -. Darüber hinaus würde ich sagen ist die Lastermittlung sauberer geworden und aus diesem Grunde wird insbesondere bei Großbaupfeilern - Sie haben es bei Herrn Franke schon anklingen hören mit dem 1,5-fachen Wert - erwogen, den Sicherheitswert und die Sicherheitsreserven hier herabzusetzen. Da äußern Sie - glaube ich - mehr eine theoretische als eine praktische Ansicht.

Häuser

Gut, ich möchte das belegen, warum das eine praktische Sache ist. Da gibt es zwei Gründe: Nr. 1): Der DIN-Ausschuß, der damals die Diskussion - die hier auch schon angeklungen ist - geführt hat, was ist mit Großbaupfählen, deren Grenzlaster immer höher gehen und die Belastungsvorrichtungen immer weiter überfordert sind, hat sich darüber unterhalten, ob die Mindestfaktoren für statische Lasten, die den Faktor 2 als Mindestfaktor hatten, sich herabmildern lassen; diese Sache ist damals nicht angenommen worden. Zum anderen hat gerade neben den ganzen Veröffentlichungen von Theoretikern und Praktikern wieder der DIN-Ausschuß Grundlagen für die Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen beraten - das ist noch nicht verabschiedet - aber dort sind wegen der Versagen neue Lastfälle zu beachten. Herr Steinfeld, die Frage heißt: Die drei Sonderfälle, die in Zukunft in die DIN aufgenommen werden sollen, die bereits heute diskutiert werden und damit Stand von Wissenschaft und Technik sind - haben Sie diese drei Fälle berücksichtigt und wenn ja, können Sie mir für den Fall 1, 2 und 3 sagen, wie Sie das gemacht haben?

Prof. Dr. Steinfeld

Wir haben sie berücksichtigt. In unserem Falle tauchen nur zwei Fälle auf, nämlich die normale Traglast und die außergewöhnlichen Belastungen und auch da schreiben Sie oder tragen Sie irgendwo einmal vor, daß wir auf die Sicherheit 1 zurückgegangen sind. Das ist nicht der Fall, sondern Sie haben nur die Voraussetzungen vielleicht nicht richtig erkannt. Es geht hier um den Komplex der Sicherheit gegen dynamische Belastung und den Komplex gegen statische Last; wollen wir gleich darüber sprechen?

Häuser

Nein, Herr Steinfeld, ich glaube, Sie kennen die Diskussion dort nicht.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich möchte zu den anderen Dingen noch etwas sagen: Sie wollen hier eine sicherheitstheoretische Erörterung anfangen; es wird im Institut für Bautechnik auf allen Branchen des Bauingenieurwesens darüber diskutiert. Aber ich glaube, wir sind beide nicht dazu berufen, hier allgemeine Schlagworte unters Volk zu werfen und damit eine Verunsicherung hervorzurufen. Es gibt natürlich - möchte ich sagen - wahrscheinlich theoretische Betrachtungen und Überlegungen, die in allen Disziplinen durchgeführt werden. Und ich muß auch noch widersprechen, Herr Häuser, seien Sie mir bitte nicht böse, wenn Sie sagen, daß der DIN-Ausschuß, in dem - wie gesagt - einer meiner Mitarbeiter ständig mitarbeitet und über deren Verlauf ich ständig unterrichtet werde, sich nicht verstanden hat, den Sicherheitswert von 1,5 einzuführen. Ich muß Ihnen dazu auch hier vortragen, daß in diesem Ausschuß eine Gruppe von Bauunternehmern sitzt, eine Gruppe von Beamten sitzt, eine Gruppe von praktischen Ingenieuren und eine Gruppe von Wissenschaftlern sitzt. Der wesentliche Grund, weshalb es nicht zu dieser Reduktion gekommen ist, liegt im Einspruch - würde ich sagen - in diesem Falle der Bauunternehmer. Das ist aber kein Urteil über die Zuverlässigkeit und über die Relevanz einer derartigen Reduktion. Sie können mit Sicherheit damit rechnen, daß sie kommt.

Häuser

Ich wollte eigentlich nur auf den Punkt zurückkommen, daß die Sicherheitsfaktoren, die heute möglichst viele Sicherheiten bieten sollen und möglichst geringe Unsicherheiten, daß die in der Diskussion sind und daß dort drei Sonderfälle in der Vergangenheit ungenügend

abgedeckt wurden, daß sie jetzt getrennt herausgestellt werden sollen und diese drei Sonderfälle haben Sie mir nicht genannt, die sind: 1) Versagen auf verschiedenem Wege, 2) Kombination von Einwirkung und 3) außergewöhnliche Einwirkung; und diese Punkte müßten m. E. mit in die Diskussion hinein, aber ich will den Punkt nicht weiter vertiefen, sondern zum konkreten Vorgehen bei den Gutachten von Prof. Steinfeld kommen oder überhaupt der Auslegung der Fehler. Die erste Frage geht nochmal zur DIN, sie ist bereits gestellt worden, aber ich möchte nochmals etwa spezifizieren: Sie sind nicht immer nach DIN vorgegangen, oder sind Sie immer nach DIN vorgegangen?

Prof. Dr. Steinfeld

Nein, wir gehen nicht immer nach DIN vor. Die DIN-Vorschrift ist eine Regel und ist eine - sagen wir mal - eine Regel der Baukunst, über die am meisten Erfahrungen und vielleicht auch - für die Summe von allen Bauingenieuren möchte ich sagen - ein vielfältigster Beleg da ist, Es läßt sich nicht immer nach diesen Vorschriften arbeiten und darüber hinaus suchen wir auch ständig - das ist auch im Sinne der Weiterentwicklung dieser DIN-Vorschriften - nach besseren technischen und - ich muß sagen - auch wirtschaftlichen Wegen. Auch darin sehe ich meine Aufgabe für die Lösung von technischen Problemen. Ich kann eigentlich nur so formulieren, die Entwerfer von DIN-Vorschriften - und ich bin auch in einigen DIN-Ausschüssen - die sichern sich heute ab, daß sie haftrechtlich nicht beansprucht werden können, wenn sie eine DIN-Vorschrift gemacht haben. Das ist verständlich, Sie haben aber nach bestem Wissen und Gewissen ihre Sammelempfehlung darin zum Ausdruck gebracht. Trotzdem besteht die Möglichkeit, durch eine Reihe von weiteren Betrachtungen und Überlegungen auch zu anderen Lösungen zu kommen, die dann derart nachgewiesen werden müssen, daß die Baupolizeiprüfbehörde sie anerkannt oder sie noch einmal weiter prüfen läßt, aber es besteht überhaupt kein Anlaß, solchen Vorschlägen nicht zu folgen.

Dr. Sellner

Herr Prof. Steinfeld, ich habe hier vor mir die von Ihnen gerade vielfach erwähnte DIN-Norm 1054. Ist es richtig, daß überhaupt der höchste Sicherheitsfaktor für derartige Situationen und Bauwerke, Pfahlbauwerke, der vorgesehen wird von dieser DIN-Norm 1054 Faktor 2 ist?

Prof. Dr. Steinfeld

Sie ist auch Grundlage für die 1414 Teil 2. Die Sicherheitswerte schwanken hier von der Zahl der Probelastungen - möchte ich sagen - und von dem Lastfall zwischen 2 und 1,3 und sie wird heute - möchte ich sagen - auch weitgehend noch auf die Bohrpfeiler angewandt.

Räuser

Ich möchte in meinen Fragen fortfahren u. zw. nach dieser DIN, auf die ich nochmal zurückkommen möchte, einige Fragen zum Zeitablauf der Gründungsbeurteilung. Ist es richtig, Herr Steinfeld, daß ich in Schritten normalerweise vorgehe, wo ich von einer unsicheren Situation, die zum Anfang immer herrschen muß, weil verschiedene Informationen nicht da sind, ich zu einer endgültigen Auslegung komme, die in diesem konkreten Fall heißen: Als erstes nehme ich mal Lastannahmen vor und lege damit die erste Pfahlbelastung fest. Ist dieses schrittweise Vorgehen richtig und kommt das dann zu diesem ersten Schritt?

Prof. Dr. Steinfeld

Das ist nicht richtig. In diesem Falle ist wegen der Bedeutung dieser Pfähle von vornherein festgelegt worden - soweit ich das noch erinnere - daß wir zwei Probelastungen machten und daß wir, - ich glaube - sowohl auf Drängen des Bauherrn wie auch auf Drängen des Landes Schleswig-Holstein ungewöhnliche Untersuchungen durchführen. Ich würde auch so sagen, das Land Schleswig-Holstein möge mir das nicht übelnehmen, daß es hier auch noch in einem Übungs- und Ausbildungsprozeß war, aus diesem Grunde, ja, würde ich sagen, beinahe von vornherein - diese Voraussetzungen verlangt hat.

Häuser

Das heißt also doch, indirekt haben Sie mir beantwortet und ich mache zunächst Lastannahmen - wie groß wird der Pfahl belastet und in welcher Form muß ich dann einen Pfahl erstellen - das ist die Grundlage überhaupt von irgendwelchen Erprobungen, das ist der erste Punkt.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich muß doch ein wenig Einspruch dagegen erheben. In dem Augenblick, als diese Beurteilung aufgestellt worden ist, existierte die DIN 1414 - soweit ich das erinnere - noch nicht; sie war noch mitten in der Arbeit. Es hatten sich bei verschiedenen Instituten in Deutschland

und auch in anderen Ländern - angloamerikanischen Ländern und auch in Rußland - theoretische Beurteilungskriterien zum Teil empirischer, zum Teil ganz theoretischer, mathematischer Art entwickelt, um die Tragfähigkeit festzulegen. Diese Formeln haben eine Zeitlang gereicht, um in den Augen der seinerzeit praktisch tätigen Bauwelt wirtschaftliche Gründungen herbeizukommen, dann kamen Tendenzen mit dem Ziele zu sagen, da ist noch mehr drin, dann setzte - weil Theorie und Wissenschaft und Praxis hier zu keinem Schluß kamen - wieder der andere Weg des Try and Go's ein, des Experimentierens ein und dann wurden wieder die Probelastungen bevorzugt. So wie Sie sagen, daß man hingehen kann und sagen, die Last ist soundso groß und nachher werden wir es schon modifizieren, so ist es ja in den meisten Fällen nicht.

Häuser

Herr Steinfeld, meine Frage zielt auf etwas anderes: Sie haben - was ja auch die DIN vorschreibt - einen Probepfahl messen lassen. Um diesen Probepfahl überhaupt erstellen zu können - und die DIN schreibt dort deutlich vor, wozu der Probepfahl ist - er soll nämlich ein möglichst realistisches Abbild des tatsächlichen Verhaltens der späteren Pfähle ergeben. Aus dem Grund mußten Sie doch wissen, wie dieser Probepfahl auszusehen hat, damit er realistisch ist. Selbstverständlich konnte das noch nicht ins letzte Detail aber sehr nahe sein und auch das schreibt die DIN vor, indem sie sagt: Pfahlart, Einbindelänge, Fußdurchmesser, alle diese Dinge müssen vorher bekannt sein und am Ort dort gemacht werden, wo später das Gründungsbauwerk hinkommt. Also ehe Sie soweit kommen und an einen teuren Großbaupfahl belasten als Probepfahl, mußten Sie doch in folgenden Schritten Lastannahmen festgelegt haben, Pfahlbelastungen festgelegt haben, Pfahlauslegung gemacht haben, Spitzendrucksondierungen gemacht haben, damit Sie überhaupt die Länge des Pfahls bestimmen konnten, ehe Sie einen Probepfahl gebaut haben.

Prof. Dr. Steinfeld

Sie sprechen jetzt im wesentlichen von der DIN 1054 wieder, die ja begrenzt anwendbar auf die 1414 ist. Für Pfähle der DIN 1054, die im wesentlichen ihren Geltungsbereich bei einem Schaftdurchmesser bis zu 50 cm hat, da geht es alles so, wie Sie es sich vorstellen, da wird es auch gemacht. Dann kommt die Gruppe der Sonderpfähle, die

meist vorher Spezialgenehmigungen hatten mit Schaftdurchmessern über 50 cm. In diesen Bereich kommt aus Herstellungsgründen wieder der sog. Pfeilergründung oder Bohrpfeiler, die hier mit 1414 erfaßten Pfähle. Darüber kann man eigentlich nicht solche Voraussagen machen - ich habe eben gerade versucht, Ihnen und den Herren und Damen natürlich auch - ich bitte um Verzeihung - vorzutragen, daß wir dabei waren, mit theoretischen Grundlagen aufgrund von Geländebruch- und Grundbruch-Hypothesen, mit Tiefenfaktoren und mit Kenntnis der Bodenkennziffern die Tragfähigkeit theoretisch-rechnerisch - wie wir das für viele Tragelemente oder die meisten im Bauwesen - und das ist auch der Sinn der Entwicklung des Bauingenieurwesens machen - zu errechnen. Es war dies gerade ein Zeitpunkt, bei dem wir selber an dieser Möglichkeit zweifelten. Das, was wir wollten, ist eigentlich festzustellen, wieviel trägt er in dem lockeren Sand und wieviel trägt er, wenn wir ihn noch weniger als in Praxi nachher erforderlich oder von uns verlangen, wenn er nur 40 oder 30 cm in den festen Sand eingebunden ist, das ist auch ein wesentlicher Faktor. Wir haben also die Länge und die Tragfähigkeit nicht gewußt und die Länge von den Bodengegebenheiten hergestellt und dann haben wir gewartet, was da kommt und da muß ich Ihnen sagen, der in dem locker liegenden Sand, der hat uns nach unserer Erwartung enttäuscht und der in dem festen Sand, der hat uns - ja, ich würde sagen - positiv überrascht.

Häuser

D. h. vorher haben Spitzendrucksondierungen stattgefunden, d.h. eine relativ genaue

Ich habe hier die Frage gestellt nach einem Ablauf, der zur Probepfahlauslegung und -messung geführt hat, die ja Erstaunliches gezeigt hat, daß anstatt an zwei der Praxis entsprechenden Probepfählen zu messen, was los ist, hat man, wie hier der Gutachter eben gesagt hat - zwei Probeschüsse gemacht, einen in nicht tragfähigem oder schlecht tragfähigem Grund.

Prof. Dr. Steinfeld

In der DIN steht eine Vorschrift für einen Probepfahl und für zwei Probepfähle und auch noch für mehr. Es ist nicht zwingend erforderlich, daß man zwei macht, es genügt durchaus, daß man einen macht.

Häuser

Das ist nicht der wichtige Punkt, auf den ich kommen möchte. Der wichtige Punkt ist für mich, daß, wenn ich einen Probepfahl mache, dieser Probepfahl realistisch ist und dem muß vorangehen Kenntnis des Bodenaufbaues, sonst kann ich die Länge und solche Dinge nicht bestimmen, und dem muß vorausgehen, wieviel will ich ihn belasten. Diesen Punkt, den habe ich versucht, zu erfragen und die Antwort ist nicht gekommen; wir haben Spitzendrucksondierungen gemacht oder nicht gemacht. Denn bereits 1974 sind die Probepfähle gemacht und bereits 1974 bestand die DIN 1054, die zwingend vorschreibt, Probepfähle, die den - über die Anzahl reden wir gleich - tatsächlichen Verhältnissen der späteren Bauausführung entsprechen. Können Sie mir sagen, warum Sie nicht so vorgegangen sind?

Prof. Dr. Steinfeld

Also, erstens muß ich sagen, ich weiß es nicht. Zweitens bezweifle ich das, was Sie sagen, drittens stehen in der DIN-Vorschrift Vorschläge. Die werden ständig von uns sog. anerkannten Baugrundingenieuren modifiziert, über- und unterschritten. Ich will Ihnen mal sagen, daß wir in einem Baugrund, der sehr unregelmäßig ist, bohren, manchmal in 5 m Abstand, weil die Vorschrift der DIN 25 m Abstand einzuhalten, dafür nicht ausreicht; daß wir aber, in einem anderen Baugrund, der einförmig, langtörnig, immer dasselbe bringt, natürlich auch versuchen, hier Bohrungen zu ersparen. Und ich persönlich bin eigentlich davon überzeugt, ohne es beschwören zu können, daß wir zwar die große Zahl der Spitzendrucksondierungen noch nicht gemacht hatten, daß wir aber erstens wußten ungefähr, wo der feste Sand beginnt. Wir haben ihn vielleicht etwas höher erwartet, deshalb ist der Pfahl an dieser Stelle länger geworden. Heute wundert es mich nicht mehr, wenn das zwischen 11 und 15 m schwankt. Dieser Pfahl liegt gerade in der Mitte dazwischen bei 13,50 m und haben nach diesen Kriterien das festgelegt. In diesem Falle muß ich auch sagen, ob nun oder ohne Spitzendrucksondierungen oder mit dem Pi-Pa-Po und einem anderen, ist dem Grunde nach gleich. Wenn der Fachmann in der Lage ist, Empfehlungen zu machen, wie am rationellsten die Pfähle geprüft werden, und das sind die beiden Methoden, die dann von uns aus bearbeitet worden sind, von meinen Mitarbeitern und mir, ich will die da auch loben, und wir dann einen Pfahl bekommen, bei dem wir gerade 40 cm in die feste Schicht einbinden - ich weiß nicht,

ob diese Spitzendrucksondierung vorher oder nachher gemacht worden ist, das kann ich auch heute nicht mehr erinnern - dann haben wir das - für meine Begriffe - fein hingekriegt. Ob der andere mit der Einbindetiefe bei 19 m richtig liegt, das weiß ich nicht, darüber kann man streiten. Aber wir hatten auch seinerzeit schon den Eindruck, daß die Sande - möchte ich sagen - wie Sie es selber schon hervorgehoben haben, mit zunehmender Näherung an den festen Horizont fester geworden sind und normalerweise binden wir - möchte ich sagen - Bohrpfeiler doch auch schon seit altersher, bevor diese Vorschrift bestand, 3 bis 4 m ein.

Häuser

Es reicht mir, glaube ich, daß von der DIN abgewichen wurde. Ich möchte noch eine Frage stellen, als letzte Frage zu dieser DIN Probepfähle u. zw. Über die Anzahl, dort ist auch festgelegt, daß mindestens bei wichtigen Bauten - und dabei handelt es sich hier offensichtlich - sollten mindestens zwei Probepfähle für jede Pfahlart belastet werden. Das ist mindestens zwei Probepfähle, also nicht eine oder sind Sie hier auch von der Sache abgewichen?

Prof. Dr. Steinfeld

Sie formulieren es gern: von der DIN abgewichen. Ich möchte es so sagen nicht in dieser Form so hinstellen, aber ich habe Ihnen ja gesagt, daß wir hier je einen Pfahl gemacht haben, um mit den beiden das Wirtschaftlichste und das andere prüfen können. Sie sollten sich nicht so an die DIN hängen, Herr Häuser, ich weiß nicht, wieweit Sie praktische Erfahrungen haben, aber Sie bauen auf die DIN so stark auf, Sie müssen eigentlich das praktische Berufsleben in dieser Hinsicht kennen.

Häuser

Gut, da kommen wir auch noch gleich zu, wenn wir zu den Berechnungen kommen. Eine weitere Frage gilt: Nach der Probebelastung sind noch Änderungen an der Pfahlauslegung gekommen u. zw. haben sich 1) Lastannahmen geändert und zum anderen sind noch gegenüber dem eigentlichen Probepfahl wirtschaftliche Gründe zum Tragen gekommen, daß dieser Pfahl in Sachen Einbindungslänge, Fußdurchmesser usw. verändert wird. Können Sie dazu nochmal was sagen, ob es üblich ist, nach Probepfählen noch solche gravierenden Änderungen vorzunehmen?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich kann sicher sagen, daß wir mit Sicherheit aus wirtschaftlichen Gründen nicht Änderungen vorgenommen haben. Ich kann mir durchaus vorstellen, daß in einem von mir nicht bearbeiteten Bereich - Bereich der Statik in diesem Falle - mit einem Lastansatz begonnen wurde, daß er verfeinert wurde und daß dadurch also Veränderungen hineinkamen. Meine Aufgabe bestand darin, den Baugrund zu beurteilen. Die Grundlagen für eine sichere ordnungsgemäße Gründung zu schaffen und - ich muß auch dazu sagen - da habe ich auch die Pflicht, im Interesse des Landes - ich fasse es jedenfalls als meine Pflicht auf auch im Interesse jedes Bauherrn - eine möglichst wirtschaftliche Gründung auszuführen.

Häuser

Und jetzt möchte ich mal zu den Berechnungsverfahren, die ersatzweise für einen repräsentativen Probepfahl durchgeführt wurden, zu sprechen kommen. Meine erste Frage lautet: Ist es richtig, daß sich die Rechengenauigkeit Ihrer Auslegung des endgültigen Pfahles auf Mantelreibung und Spitzenkraft hauptsächlich gründet?

Prof. Dr. Steinfeld

Die Frage habe ich nicht ganz verstanden, aber ich kann es vielleicht ja mal versuchen.

Häuser

Dann möchte ich sie in anderer Form nochmal wiederholen.

Ich möchte wiederholen: Ist es richtig, daß, nachdem Sie den Pfahl in seiner Tragfähigkeit begutachtet haben, statt eines Vergleichs oder statt eines Probepfahls gerechnet haben und daß diese Rechnung sich praktisch nur auf zwei Parameter, nämlich den Pfahlfußdruck - ich habe das erst mit den Stelzen erklärt - praktisch unten die Standfläche der Stelze und mit der Mantelreibung, d. h. der Einbindung dieser Stelze in den Untergrund und der Reibung an der Oberfläche gründet. Diese beiden Werte sind die, die bestimmenden Parameter eines solchen Extrapolationsverfahrens, wenn nicht auf Probebohrungen zurückgegriffen wird.

Prof. Dr. Steinfeld

Also das, was Sie sagen, ist nicht richtig in dieser Form. Erstens sind diese Aussagen und ist die Einkreisung - Sie sprechen immer von Rechnung, ich würde sagen, bei diesen primitiven Formen handelt es sich mehr um eine Schätzung, die beruht erstens auf den Baugrundbohrungen, wahrscheinlich auch schon auf den Spitzendrucksondierungen und dann nachher auf Überlegungen. - ich will es mal so formulieren - wir hatten eine Lastkurve für den kleinen Pfahl, die bis 10 cm-Werte aufwies. Wir hatten darüber hinaus eine Lastkurve für den großen Pfahl, die Einsenkungen bis 1,7 cm aufwies, das war aber quasi nur ein flacher Stummel im Vergleich zu der Steilkurve. Das waren Grundlagen, das sind auch die, die Herr Franke erwähnt, von denen er meint, daß im wesentlichen darauf aufgebaut werden müßte. Ich muß sagen - oder auch meine Männer in dem Falle - haben es für richtig gehalten, nun noch zu erwägen, wie weit können wir - da die Relation zwischen den unterschiedlichen Spitzendrücken hineinnehmen - Sie haben sicher Überlegt, wie groß kann die Mantelreibung sein, Sie sind offenbar ein fanatischer - oder nicht fanatischer, ich bitte, den Ausdruck zu entschuldigen - ein Anhänger der Frischdrucktheorie. Ich persönlich bin der Ansicht, daß diese in Sanden gar nicht zum Gelten kommt, weil sich beim Einfüllen des Betons der Flüssigkeitsdruck sofort gegen den Sand lehnt, der sich darunter verformt, nachgibt und beim ersten Erstarrungsvorgang dann wieder nicht wieder aktive

Häuser

Was hat das mit der Rechnung zu tun, Herr Steinfeld?

Prof. Dr. Steinfeld

Das hat alles mit der Rechnung zu tun. Alle diese Überlegungen müssen in die Rechnung eingehen, denn von dieser Größenordnung des Frischdrucks oder des seitlichen Erddrucks oder des rotationssymmetrischen Erddrucks auf den Mantel hängt die Festlegung der Mantelreibung ab.

Häuser

Ich habe nicht so kompliziert gefragt, sondern ganz einfach gefragt - ich möchte das nochmal erläutern -.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich habe den Eindruck, wenn Sie mich so einfach fragen und dann einfache Antworten von mir herausfordern, daß Sie mich damit eigentlich immer in gewissem Sinne lenken sollen. Zweimal haben Sie es schon versucht, indem Sie sagen, er hat gegen die DIN verstoßen. Ich versuche das für Sie - vielleicht ist es für die anderen Damen und Herren schon etwas schwieriger - zu erläutern⁴ damit wir beide in Verfolg des gleichen Ziels ein möglichst sicheres Gründungsbauwerk hier zu erstellen, zu einer gemeinsamen Auffassung kommen.

Häuser

Herr Steinfeld, es geht mir darum, in einem sicherlich in der Endphase verwickelten Sachverhalt erstmal einfache Strukturen hineinzubringen, daß die vielen Beteiligten hier in der Lage sind, mit einfachen Modellvorstellungen überhaupt zu verstehen, worum es hier geht. Und zum zweiten geht es dann darum, zu Ja- und Nein-Aussagen zu kommen. Wir haben ja schon vor dem Oberverwaltungsgericht gesprochen und da haben Sie damals die Betonung von Ihren Berechnungen weg zur Probepfahlsituation gebracht und haben gesagt, maßgebend ist der Probepfahl, das habe ich noch wörtlich im Kopf und ich habe auch das Protokoll. Jetzt, nachdem ich Sie zum Probepfahl befragt habe, haben Sie gesagt, der braucht gar nicht so genau zu sein, das war ja nur eine Probe.

Prof. Dr. Steinfeld

Das habe ich nicht gesagt, Herr Häuser!

Häuser

Entschuldigen Sie, das habe ich leider so verstanden und jetzt frage ich Sie, weil ich Sie ernst nehme, zu Ihren Berechnungen. Ich wollte nur die Hauptfaktoren der Berechnung wissen und ist es richtig, daß, wenn Sie einen Probepfahl berechnen, mein simples Stelzenmodell richtig ist, was heißt, der hat 'nen Fuß und da ist eine Gegenkraft, die muß ich kennen, damit ich keine Fehler mache und der hat eine Oberfläche und da ist Mantelreibung und die muß ich relativ genau kennen und dann weiß ich, wie ist die Tragfähigkeit des ganzen Pfahles. Ist diese Grundannahme im Konzept falsch, habe ich da einen ganz wichtigen Faktor berücksichtigt oder

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, den wesentlichen Faktor haben Sie nicht berücksichtigt, das ist die Größe der Einsenkung in Abhängigkeit von der Last.

Häuser

Richtig! Ich würde sagen, das ist erst zweiter Ordnung, aber die halte ich auch für einen. Dadurch läßt sich aber dieses Problem letztlich wieder zurückführen auf meine Frage, nämlich Pfahlspitzen-
druck und etwas geänderte Mantelreibungswerte, aber die wirken sich aus Ihre Ergänzung auf Fußkraft und Mantelreibung, ist doch richtig?

Prof. Dr. Steinfeld

Das ist richtig.

Häuser

Gut! Und jetzt ist die Frage. Gerade weil es so kompliziert ist, damit helfen Sie mir, die nächste Frage zu stellen. Wie haben Sie Spitzendruck, Pfahlfußdruck und Mantelreibung in Praxi, wenn Sie das so betonen, gemessen?

Prof. Dr. Steinfeld

Es ist nicht nötig, die in Praxi zu messen und es ist bei höchstens 1 Millionstel Pfahl in den Kulturländern in Europa üblich, so etwas zu tun, sonst richtet man sich nach den DIN-Vorschriften, nach den Erfahrungen, nach der

Häuser

Aber warum denn da wieder nach DIN-Vorschriften? Sie sind von der DIN abgewichen, um zu extrapolieren. Frage ich Sie nach Basis der Extrapolation, sagen Sie, die Basis habe ich nicht gemessen, weil es nach DIN nicht üblich ist. Ich verstehe die Logik hier nicht, können Sie mir das bitte erklären?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich glaube, daß das schwer wird, aber ich muß dazu sagen, daß es nicht in der Praxis üblich ist, es ist auch nicht üblich, sich unbedingt nach der DIN zu richten.

RiVG Wegner

Nur eine Verständnisfrage jetzt einmal. Wir haben, wenn ich die Diskussion richtig verstanden habe, jetzt darüber diskutiert, ob Ihre Annahmen ausreichend sind, um die Belastung wirklich richtig berechnen zu können. Nun möchte ich mal versuchen einzuwerfen. Sie haben doch vier große Gewichte, so wie ich das gelesen habe, auf diesen Pfahl herunterfallen lassen.

Prof. Dr. Steinfeld

Da werden also normalerweise, ich nehme an, daß es hier auch so gewesen ist, 4 oder 6 Ankerpfähle gebaut, die auf Zug beansprucht werden in einem gebührenden Abstand von dem Pfahl und dann wird die Zugkraft genommen - oben wird eine Barriere darüber gebaut, dazwischen eine Druckdose und dann wird der Pfahl unter Messungen - meistens an zwei Manometern und unter Messung von Hundertstel Millimeter-Uhren in seiner Verformung.

RiVG Wegner

Es war aber eine Last, Sie haben aber im Grunde genommen die Belastungsgrenze nicht erreicht.

Prof. Dr. Steinfeld

Nein.

RiVG Wegner

Und diese Belastung - wenn ich Sie richtig verstanden habe - hat mehr ausgehalten als wie er aushalten muß im tatsächlichen späteren Betrieb, d. h. also, dieser Pfahl, den Sie gebaut haben, wenn Sie den jetzt unter das Kernkraftwerk gestellt hätten und in dieser Form, hätte er dann den notwendigen Druck ausgehalten?

Prof. Dr. Steinfeld

Fraglos. Es geht hier Herrn Häuser um die Frage, wir haben die Belastung bei dem Tiefenpfahl nur etwa - soweit ich es im Kopf habe - bis 1 400 Tonnen treiben können. Wir haben, um eine zweifache Sicherheit nachweisen zu können, überlegt, wie weit kann in Analogie von dem kleinen Pfahl diese flache Kurve nach außen hin - das ist das, was er mit Recht auch Extrapolation nennt - gebracht werden und dann so sicher gebracht werden, daß man diesen Wert als Grenzlastwert - sagen wir einmal für 15 cm Eindringung zugrunde legen kann

und dabei wies er mit Recht auf etwas hin, worauf er nun wesentlichen Wert legen wird, daß wir nicht DIN-gerecht verfahren sind insofern, als daß wir bei dem großen Pfahl nicht auch die Grenzlast oder die gemessene Last - durch die Probelastung gemessene Last - als Grenzlast aufgefaßt haben, das durch zwei geteilt und das als Traglast eingeführt. Da muß ich wieder berichten, wenn ein Pfahl unter seiner Probelast erst eine Einsinkung von Millimetern zeigt und nicht schon in die cm- oder dm-Größenordnung gelangt ist, dann hat er eine ungeheure Menge von Reserven. Wir wissen mit Sicherheit, daß er zwischen 1 400 und 900 - das ist die Gebrauchslast, die wir ihm für die Zukunft zugewiesen haben - nur ein paar Millimeter gemacht hat, daß er aber noch weit von seiner Grenzlast entfernt ist. Aber die Festlegung dieser Grenzlast, das ist das, was mir Herr Häuser - meine ich, wenn ich es richtig verstanden habe - zum Vorwurf machen will und da will er sich auf die DIN festlegen. Wenn die Probelastung nur bis soviel Tonnen geht, dann darfst du nur davon die Hälfte nehmen. Und das halten wir - möchte ich sagen - in der Praxis heute kaum noch für verwirklicht und auch kaum noch für durchführbar, in dem Augenblick, in dem es sich um solche Hochlastpfähle handelt. Wir müssen andere Kriterien zur Eingrenzung dann suchen, die haben wir hier gefunden und mit außergewöhnlicher Sicherheit zur Grundlage unserer Beurteilung gemacht; ich will vielleicht das Verfahren auch schildern im groben: Die Grenzlast haben wir noch nicht ganz aber ungefähr bei dem kleinen Pfahl erreicht. Der hatte eine Einsinkung von 10 cm. Wir hatten dann weiter den Boden, wir hatten weiter den Spitzendruck, das Verhältnis des Spitzendruckes in dem festen Boden und in dem lockeren Boden und hatten dann weiter das Einbindekriterium von nur 40 cm. Ich bitte, das doch außergewöhnlich zu beachten. Wenn sie einen Pfahl mit seiner Sohle auf die Oberfläche des festen Bodens setzen, mit der Einbindetiefe $T = 0$ und sie binden ihn dann etwa um die halbe Fußbreite tiefer ein, dann erhöht sich die Sicherheit schon um das Zwei- oder Mehrfache. Wenn sie ihn dann noch tiefer einbinden, wird diese Sicherheit noch größer und aus all diesem möchte ich sagen, Einzelmessungen in einer sicher etwa subjektiven Bewertung haben wir dann unseren Vorschlag mit den 900 Tonnen entwickelt. Zugrundegelegt haben wir dabei die Grenzlast des Pfahls 1.

RiVG Wegner

So, das ist uns jetzt auch klar geworden. Ich glaube, zum besseren Verständnis des Gerichts wäre es doch nun an sich besser - da wir auch eine begrenzte Zeit zur Verfügung haben - wenn Herr Häuser jetzt in ganz geballter Form Ihnen gegenüber nun mal komprimiert zusammenstellen würde, wie er sich eine solche Belastungsprobe vorstellen würde, damit wir das dann haben.

Häuser

Vielleicht habe ich jetzt einen Fehler gemacht, indem ich auch eine kurze Erklärung nochmal zu dem Hintergedanken, den die DIN oder den Hintergrund Philosophie, die der DIN zugrundeliegt, genannt habe und darauf zielte eben - wie ich es verstanden habe - auch Ihre Frage. Die DIN geht davon aus, daß, wenn ich einen Pfahl probiere und ich erreiche eine Last, wo er anfängt zu versinken, d. h. zu versagen, rein als Baugrund nicht als Abknicken oder so, dann geht sie davon aus, daß jeder Pfahl anders ist und an jeder anderen Stelle sich leicht anders verhalten kann, auch wenn ich guten Aufschluß mache, daß ich dies durch einen Sicherheitsfaktor abdecken muß. Sie sagt, für statische Lasten - um die handelt es sich hier - brauche ich einen Mindestfaktor von 2, dann erreiche ich in 90 % der Fälle, wenn ich tatsächlich 100 Pfähle habe, sind 10 Pfähle am Versagen, das ist die Philosophie der DIN. Darum habe ich auch den Gutachter befragt nach seiner Sicherheitsphilosophie, denn er ist ja von der DIN abgewichen, er hat weder den Großbohrpfahl genauso gebaut, wie es den tatsächlichen Verhältnissen entspricht, er hat ihn zwar am Ort gebaut, wo später die Großbaupfähle hinkommen, aber der Pfahl ist wesentlich anders gewesen. Ich habe ihn nach seiner Versagenswahrscheinlichkeit gefragt und dieser Faktor 2 war lange unumstritten und war als sehr "dicke" angesehen, bis es zum Versagen wie Dammbrüchen und Großbohrpfählen usw. gekommen ist, daß eine neue Sicherheitsdiskussion in Gang gekommen ist und in dieser Sicherheitsdiskussion hat man erstens festgelegt, daß die Genauigkeit der Großbohrpfähle eine unheimliche Rolle spielt, zweitens, daß die Sicherheitsfaktoren nicht reduziert werden dürfen, drittens, daß zusätzliche Sicherheitsüberlegungen in Form von Mehrfachbelastung und solche Dinge mit berücksichtigt werden müssen außerhalb der Sicherheitsfaktoren, um die Ausnahme - die Versagensfälle - zu reduzieren und hier haben

wir ein Vorgehen von Herrn Prof. Steinfeld, wo er Schritt für Schritt sich vorantastet. Hier ändert sich wieder die Einbindelänge, hier ändert sich wieder der Pfahldurchmesser und hier ändert sich wieder die Last und hier wieder die Anzahl. Dieses nicht systematische Vorgehen, was sich durch die ganzen Gutachten hindurchzieht, das ist recht unverständlich und wenn ich dann nicht auf einer sicheren Basis aufbaue, jetzt - rein theoretisch - in der Aktualität des Pfahlfundaments - dann bin ich nicht mehr in der Lage durchzublicken, ob ich hier eine saubere Fundamentierungsrechnung mit richtiger Abschätzung aller Sicherheiten habe. Meine Fragen zielen darauf hin, die anerkannten Regeln anzuwenden und wenn immer davon abgewichen ist, sicherzustellen, daß diese Abweichung zulässig ist und daß sie gebräuchlich ist, oder wenn sie noch nicht gebräuchlich ist, wie groß sind die Risiken. Da sind hier sehr, sehr viele Worte von der Gegenseite gefallen oder vom Gutachter, aber das Bild ist nicht klarer geworden, und ich selber hatte versucht, durch einfache Fragen Schritt für Schritt diesen Sachverhalt herauszupräparieren, um die Größe der Sicherheit oder die Größe der Unsicherheit, die hier ist, und die ungewöhnliche Abweichungen von einem Standardablauf sichtbar zu machen, und ich bitte doch, in der Form fortfahren zu dürfen, aber ich bitte Herrn Steinfeld, doch auf eine einfache Frage auch einfach zu antworten und wenn es dann noch zweit- und dritt-rangig Probleme gibt, sie noch ergänzend dazu, aber erstmal zu einer Ja-Nein-Entscheidung sich durchzuringen.

Prof. Dr. Steinfeld

Kann ich zu diesem Punkt vielleicht auch mal etwas sagen.

Es erstaunt mich, woher Herr Häuser diese Voraussetzungen so ohne weiteres hat. Ich kenne sie weder veröffentlicht noch kenne ich sie von einem der Mitglieder in dem Pfahlausschuß, daß über die Sicherheit nicht mehr gesprochen wird, daß sogar noch höhere Sicherheiten, soweit Formulierungen ähnlicher Art nicht in der DIN stehen, gefordert werden in Zukunft. Ich muß eigentlich sagen, Herr Häuser, das, was Sie da behaupten, das stimmt alles nicht. Das müßten Sie belegen.

Häuser

Gut, dazu bin ich in der Lage.

Ich beziehe mich nur auf die veröffentlichten Papiere, die ja Grundlage dieser Sache sind.

Vorsitzender Richter Feist

Wir würden dann gerne mal die Belege Ihrer Vorstellungen, die Sie soeben entwickelt haben, zur Kenntnis nehmen u. zw. die, mit denen Sie widerlegen wollen, daß Herr Prof. Steinfeld von zuverlässigen Annahmen ausgegangen ist.

RA. Dr. Günnemann

Wir haben doch von Prof. Steinfeld gehört, daß er von bestimmten DIN-Vorschriften abgewichen ist, weil er sagt, er ist Bauprüfingenieur und er darf das. Ich will das mal so sagen. Jetzt muß er doch den Nachweis dafür führen, daß er bei Abweichung von diesen DIN-Normen gleichwohl auf der sicheren Seite liege, so habe ich das jedenfalls bisher verstanden.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich würde auch in dieser Form dem widersprechen müssen. Ich würde sagen, daß wir in den Sicherheitsmaßen durchaus in der DIN drin sind sowohl für den dynamischen wie für den statischen Bereich. Das einzige, bei dem wir - möchte ich sagen - von einem Satz abgewichen sind, der ist wörtlich zitiert: Gilt der Probelastung oder wird die Probebelastung nicht bis zur Grenzlast ausgeführt, dann muß die erreichte Last als Grenzlast ausgelegt werden. Das ist natürlich eine sehr strittige Formulierung, darum geht es und um diese Grenzlast möglichst sicher festzulegen, darum haben wir uns bemüht, anhand der uns zur Verfügung stehenden Kriterien, das halte ich nach wie vor für zulässig, ist in dieser Form auch in der 1414, ich glaube, da steht das wohl drin - nicht veröffentlicht - und ich bin bereit, darüber zu diskutieren. Aber man kann das nicht abwerten. Das, was ich eben sagen wollte, ist - Herr Heuser hat wörtlich zur Einführung - gezielt auf die Herren Richter und vielleicht auch auf alle anderen - gesagt, man ist sich heute darüber im klaren, daß eine Sicherheitsreduktion nicht mehr diskutiert wird, daß man für außergewöhnliche Lastfälle - in Bezug auf die Bohrpfeiler, nehme ich an - sogar überlegt oder sogar gezwungen ist, größere Sicherheitswerte einzuführen. All diese Dinge sind Behauptungen von Ihnen, Herr Häuser, die weder der Auffassung des DIN-Ausschusses in dieser Angelegenheit noch der augenblicklichen technischen Auffassung und wissenschaftlichen Auffassung standhält und die für meine Begriffe durch nichts begründet sind. Da haben Sie gesagt, Sie können das belegen und das ist einfach etwas, was ich klarstellen muß.

RA. Dr. Günnemann

Es sind zwei Punkte: Der erste ist, ich meine, da haben Sie vorhin in der Diskussion mit Herrn Häuser schon sozusagen lächelnd zugestimmt, wo Sie gesagt haben, auch die im DIN-Ausschuß - die unterhalten sich da über irgend etwas und die wollen die Sicherheit verbessern und da sind die Bauunternehmer, die da im Grunde genommen die Interessen haben (Zwischenruf Prof. Steinfeld: Ein Beispiel) und darauf ist Bezug genommen worden. Das ist aber doch nur ein Problem, wenn Sie jetzt an dem letzten Problem, das wir hier erörtert haben, anknüpfen, wo Sie selber sagen, daß Sie von den DIN-Vorschriften abgewichen sind, weil Sie nicht die erreichte Last bei der Probebelastung als Grenzlast festlegen, dann müssen wir uns doch jetzt hier unterhalten und das ist der Schritt, den wir jetzt machen wollen. Deswegen bitte ich fortzufahren und zu überlegen, wie sind denn dann Ihre Berechnungen gewesen und sind diese Berechnungen dann auf der richtigen Seite, d. h. sind sie richtig?

Dr. Kunth

Aber das haben wir doch alles schon gehört. Es kann doch hier nicht darum gehen, daß Herr Häuser oder jemand anderes versucht, sich selbst in einem wissenschaftlichen Streitgespräch klüger zu machen, sondern es kann doch nur darum gehen, daß das Gericht in die Lage versetzt wird darüber zu befinden, ob hier eine Gründung auf sicherer Seite liegt oder nicht. Ich meine, daß hier das, was Herr Prof. Steinfeld bisher gesagt hat, bereits ausreichend ist, wenn nicht, dann mag das Gericht ihn weiter befragen. Aber mir kommt es noch einmal auf die praktischen Erfahrungen an, Herr Prof. Steinfeld. Habe ich es richtig verstanden, daß in Ihr Gründungsgutachten der gesammelte Sachverstand eingeflossen ist, den nicht nur Sie, sondern der in dieser Disziplin herrscht und der u. a. gewonnen wurde bei Gründungsgutachten für andere Kernkraftwerke in ähnlichen Verhältnissen - daß dieser gesammelte Sachverstand auch hier eingeflossen ist.

RA. Dr. Günnemann

Wenn Sie bei den Probelasten von der Belastung durch den Probefall abweichen, - die DIN-Vorschrift sagt: erreichte Last ist als Grenzlast festzulegen - dann haben Sie die Abweichung von der DIN-Norm, dann müssen Sie berechnen. Stimmt doch?

Prof. Dr. Steinfeld

Nein. Ich will es mal so formulieren, dann müssen sie einen Weg finden, um möglichst nahe aufgrund der gegebenen physikalischen und mathematischen Zusammenhänge diesem Wert nahezukommen. Ich möchte eigentlich dazu sagen, daß dies bei Großbohrpfeilern, zumindest von meinem Büro aber auch von einer Reihe von Kollegen in den letzten Jahren schon mehrfach geübt ist; ich kann nicht sagen, wieviel und wie oft und ich gebe auch zu, daß darüber zu streiten ist. Ich will dazu sagen, daß die DIN 1054 quasi eine Parabelform als Auswertungsgrundlage zugrundelegt. Das ist hier nicht der Fall und es wäre eine Verfeinerung, die wir durchaus auch noch vornehmen können, aber ich würde sagen, das sollte man doch besser schriftlich machen. Wir haben hier eine sehr steil abfallende Absenkkurve zugrundegelegt, um diesen Wert von 1860 oder 1960 Tonnen - glaube ich, waren es - aus diesen ganzen Unterlagen herauszukristallisieren als theoretische Grenzlast. Diese sind dann durch zwei geteilt worden, insofern sind die Sicherheitsvorschriften - die DIN-Vorschriften - eingehalten worden, wenn Sie es so wollen und wenn man nun 1960 durch zwei teilt - ich hoffe, daß ich mich bei dieser Zahl nicht irre - dann kommen 980 heraus und diese 80 sind aus irgendeinem Grunde für unvorhergesehene Sicherheiten eliminiert worden. Nun hatte der Herr Richter erst eine Frage abgestellt auf die Frage, wenn nun die wirklich aufgebrachte Nutzlast auf den Pfahl aufgebracht wird, trägt er sie oder trägt er sie nicht. Das ist einer der Gründe, weshalb wir über diese 900 Tonnen noch mit einer wesentlicheren Sicherheit hinausgekommen sind, daß wir für diese 900 Tonnen die wenigen Millimeter Einsenkung haben wollten und alles andere dann durch Analogieschlüsse zu ermitteln, aber die auch von Herrn Häuser zu durchdenken sind. Ich bin der Ansicht, er kommt wahrscheinlich zu einem noch höheren Wert in dieser Angelegenheit als wir in der Grenzlast und das ist das, was Sie ja nun haben wollten und ich glaube nicht, daß man nun hier rein mit Worten so was schildern kann. Dann müßten wir es vielleicht schon beide in einer schriftlichen Form machen, wobei ich sagen muß, ich halte das nicht für erforderlich und ich bin der Ansicht, daß wir hier eine ausreichende Sicherheit haben. Aber das ist - wie gesagt - wie der Herr Rechtsanwalt meint - meine persönliche Meinung.

Häuser

Es sieht hier so aus, als geht es hier um einen fachlichen Disput, das ist es durchaus nicht. Ich möchte kurz zitieren oder kurz erklären, was beispielsweise im Spiegel über das Atomkraftwerk in Brasilien stand. Da stand drin: Dreht sich wie ein Korkenzieher in den Boden. Die Gebäudeteile sind verkantet, die Generatorwelle ist verkantet und solche Dinge mehr. Ich möchte sagen, es handelt sich hier nicht um fachliche Spielereien, sondern mir ist sehr ernst. Es geht um das Fundament eines Atomkraftwerkes, eines gefährlichen Gebäudes und da muß sauber gearbeitet werden und darum möchte ich sauber fragen dürfen, alles logisch der Reihe nach und ich möchte hier nicht mit imaginären Fragen bombardiert werden; ich hatte ganz konkret - als ich unterbrochen wurde - danach gefragt, nachdem wir nicht von einem konkreten mit der Praxis übereinstimmenden Probe-pfahl, an dem wir gemessen haben, ausgegangen sind, haben wir gerechnet und da habe ich gefragt nach der Basis dieser Rechnung und welche Hauptparameter gehen da hinein, nämlich Mantelreibung und Spitzenkraft. Soweit waren wir gekommen und da war meine Frage, die noch nicht beantwortet ist, Mantelreibung und Spitzenkraft läßt sich im Probebohrpfahl, selbst wenn er nicht genau übereinstimmt, messen, dadurch, daß ich simple Meßgeräte anbringe. Frage: Ist das hier passiert?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja. Sie wollen immer simple Antworten. Ich möchte eigentlich mal fragen, weshalb haben Sie nun den Spiegelartikel und das Kraftwerk in Brasilien erwähnt? Sie wissen ganz genau, daß da in 30 m bis 80 m Tiefe Lehm und Fels in Wechselwirkung ansteht und daß es überhaupt mit diesem Beispiel nichts zu tun hat und nicht verglichen werden kann.

Häuser

Ich höre immer nur, daß es keine Probleme gibt.

Prof. Dr. Steinfeld

Das ist keine vergleichbare Lösung.

Häuser

..... möchte ich an dieser Stelle basierend auf Ihren Gutachten und den anzuwendenden Bauvorschriften und den Protokollen, die mit den Gerichtsakten zur Verfügung stehen

Prof. Dr. Steinfeld

Sie kriegen jetzt auch eine Antwort darauf, das können Sie auch fragen, aber Sie müssen auch verstehen, wenn ich also erstmal Ihren m. E. etwas polemischen Angriffen ausgesetzt bin und wenn ich dann von Ihnen Dinge in die Diskussion gebracht sehe, die hier nichts damit zu tun haben und die Laien m. E. abschrecken können. Und nun komme ich zu meiner Frage mit der Mantelreibung.

RA. Dr. Günnemann

..... eine ganz wichtige Frage an Prof. Steinfeld auf einen wichtigen Vorhalt, weil ich möglicherweise aus der Antwort, die er eben gegeben hat, Konsequenzen ziehen muß.

Prof. Steinfeld, wenn Sie auf die Darstellung von Herrn Häuser, die die Betroffenheit darstellt und die Probleme, die die Kläger haben, wenn Sie das als einen polemischen Vorwurf empfinden, wo wir begründen wollen, warum wir fragen, dann frage ich mich, ob Sie in der Lage sind, nüchtern auf unsere Fragen zu antworten, Distanz dazu haben, weil Sie selber bei der Pfahlgründung hier soweit mitgewirkt haben, daß ich mich frage - ich habe vorhin schon einmal einen Antrag gestellt - ob Sie tatsächlich ausreichend ruhig und sachlich antworten. Ich will dann im Moment mit der Befragung weitermachen, sonst müßte ich einen Antrag stellen - ich möchte im Moment lediglich diesen Antrag vermeiden, ich möchte darauf hinwirken, daß der Sachverständige auf die Fragen, die wir haben, antwortet.

Prof. Steinfeld

Ich nehme an, daß Herr Häuser ein Fachmann ist, der sich mit mir als solcher über solche Fragen unterhalten will und ich muß sagen, wenn dieser Spiegel-Artikel erwähnt wird, dann ist es für jeden Fachmann erkennbar, daß dort ein ganz anderer Untergrund vorhanden ist, der niemals hiermit verglichen werden kann. Jetzt will ich mir Mühe geben, zu den Fragen Stellung zu nehmen. Beim seinerzeitigen Stand der Technik war in der Mantelreibung oder in dem Vorschriftenentwurf - möchte

ich sagen - gedacht ein Ansatz der Mantelreibung zwischen drei und fünf Tonnen pro qm für den Mantelreibungswert. Wir haben für unsere rechnerische Betrachtung, wenn Sie so wollen, einen Mittelwert von 4 Tonnen pro qm zugrundegelegt. Wir haben den Klei als nicht mittragend angesetzt.

Ra. Dr. Günnemann

Wir haben gefragt, ob der Spitzenpfahldruck gemessen worden ist und wir kriegen vom Sachverständigen Ausführungen darüber, wie es sich mit der Mantelreibung verhält. Wie soll denn jemand, der klar und nüchtern dabeisitzt und versucht, das zu verstehen, wie soll er denn das verfolgen, wenn im Grunde genommen auf die Frage nicht genau und exakt geantwortet wird. Ich bitte, den Sachverständigen, die gestellten Fragen zu beantworten.

Prof. Dr. Steinfeld

Der Herr Häuser hat nach der Mantelreibung und nach der Spitzenkraft gefragt, ich bin mit der Mantelreibung angefangen, habe ihm jetzt eben mitteilen wollen, daß wir dafür die 180 Tonnen unter diesen Voraussetzungen ermittelt haben und da wir als zweite Gegebene die Probelastung haben und wir die Vorstellung bei dieser geringen Einsinkung gewonnen haben, daß der Rest dann nur Spitzendruck sein kann, ergibt sich das aus dem Ergebnis dieser Probelastung abzüglich des Manteldrucks, so ist der Wert der Auffassung über den Spitzendruck entstanden. Sie haben - ich will vielleicht damit aufhören, nicht?

Vorsitzender Richter Feist

Das haben wir vorhin schon gehört, das war mir klar, daß das nicht geschehen ist, daß Sie das nachvollzogen haben. Und das ist zu prüfen, ob das Gericht das hinnimmt.

Dr. Sellner

Hier ist vorhin der Spiegelartikel von den Klägern eingeführt worden. Darf ich mal zuende sprechen?

Es ist hier vor einiger Zeit der Spiegelartikel dem Sachverständigen vorgehalten worden, und der Sachverständige hat nach unserer Auffassung zu recht dieses zurückgewiesen als unsachlichen Einschub. Wie unsachlich

die Gegenseite hier ihre Fragen im Grunde genommen lanciert, das zeigt sich an folgendem Tatbestand: Es handelt sich bei diesem brasilianischen Kernkraftwerk überhaupt nicht um ein Kernkraftwerk mit einer Pfahlgründung. Von daher gesehen sind schon die gesamten Verhältnisse schon nicht vergleichbar mit dem vorliegenden Fall. Ich könnte das jetzt in Einzelheiten noch weiter ausführen, ich möchte das hier lassen, weil es die Dinge nur erschwert, es zeigt nur und enthüllt nur, wie hier Beispiele polemisch hochgespielt werden, mit denen wir hier überhaupt nichts zu tun haben.

Wilde

Herr Steinfeld, Sie haben gesagt, Sie hätten bei diesem Bauwerk und bei dieser Berechnung die DIN-Vorschriften verfeinert und hier wären Sie davon ausgegangen, möglichst wirtschaftliche Gesichtspunkte zu entwickeln. Nun weiß ich nicht, ob Sie die meteorologischen Verhältnisse an dieser Stelle berücksichtigt haben. Sie wissen, die Bevölkerung hat sehr schlechte Erfahrungen mit den Jahrhundert-Bauwerken gemacht. Ich entsinne mich, daß vor 50 Jahren eine Brücke gebaut werden sollte über die Elbe und da wurde gesagt, man könne das in dem Gebiet überhaupt nicht fest fundamentieren, sondern dann wollte man da die Brücke schwimmend bauen. Vielleicht ist es Ihnen bekannt? Nun sagen Sie, die DIN-Vorschriften sind verfeinert worden; Sie wollen das möglichst wirtschaftlich bauen, haben Sie denn nun gar kein Verständnis dafür - ohne daß die geologischen Verhältnisse an dieser Stelle geklärt worden sind - nach Ihren Angaben fällt nämlich der feste Untergrund zur Elbe ab; wäre es nicht zweckmäßig, daß Sie nun wirklich mal ganz klar sagen, nach diesen Berechnungsunterlagen ist das geschehen, das ist doch gefragt worden und die Antwort, die hat zu einer ewigen Diskussion darüber geführt. Ist es wirklich so schwer, die Berechnungsgrundlagen offenzulegen?

Prof. Dr. Steinfeld

Vielleicht darf ich mal einen anderen Aspekt vor Ihnen aufbauen. Ich bin Grundbauberater hier. Ich lebe davon und werde dafür bezahlt. Mein Bestreben ist - möchte ich sagen - auch schon zum Eigenschutz eine hohe Sicherheit aufzubauen und nur nach dem Prinzip zu arbeiten, daß ich aus eigener Überzeugung für meine Empfehlungen einstehen kann. Ich weiß viel zu genau, daß ich von tausend Sachen, die ich gut mache, nur eine schlecht zu machen brauche, dann wird nur von dieser

einen gesprochen, aber nicht von den tausend guten. Aus diesem Grunde werde ich immer bemüht sein, auch wenn es manchmal nach außen hin nicht so aussieht - das liegt an meiner Spezialkenntnis auf diesem Gebiet - eine ausreichend hohe Sicherheit einzubauen und meine Sicherheitsforderungen, die richten sich nicht allein nach der DIN-Vorschrift, sondern - ich würde sagen - der Grundtenor ist der, je mehr ich weiß von der Baustelle, von der Situation, von der Geologie, von dem Untergrundaufbau, umso mehr kann ich mit meinen Sicherheitsforderungen heruntergehen, je weniger ich weiß, umso höher muß ich aufbauen. Das ist der eine Punkt: Über den Tunnel oder über die Elbbrücke vor 50 Jahren ist natürlich viel an Gerüchten herumgelaufen. Das eine ist nur unglücklich dabei gewesen, daß die Caisance auf der Nordseite der Elbe unten auf einen Ton zu stehen gekommen wären, auf einen tertiären Ton, man hätte sie bauen können, war auch gewillt, sie in dieser Form zu bauen; es ist bloß 1939 durch die Kriegseinwirkungen verlorengegangen. Die schwimmende Brücke wäre niemals zum Tragen gekommen, die hätte keine Dauerbiegsamkeit und keine nutzbare Funktionswirkung gehabt. Das sind die beiden Fragen. Und nun liegt ein Mißverständnis zwischen uns, das liegt wahrscheinlich an meinem Fachidiotentum, ich meine, ich habe schon ein paarmal geschildert, wie ich zu diesem Wert gekommen bin, aber ich habe mich wahrscheinlich so undeutlich und unklar ausgedrückt, daß das noch nicht allgemein verständlich ist. Ich will mal versuchen, noch einmal anzufangen: Wir haben zwei Probelastungen. Von der Probelastung ist die eine mit dem Pfahl in dem lockerliegenden Sand bis 840 Tonnen gegangen, dabei sind 10 cm Einsinkung eingetreten. Diese Kurve - wenn ich das mal in die Luft malen darf - hatte einen Verlauf, der oben flach ging und dann schon steiler wurde. Von diesen 10 zu den 15 cm, die als Definition für die Grenzlast gelten, sind es nur noch wenige Tonnen höhere Belastung gewesen, die diesen Wert noch hätten steigern können, da kam es nicht darauf an. Hier liegt der Wert auch entsprechend den DIN-Bestimmungen fest. Bei der anderen Probelastung haben wir - möchte ich sagen - 500 Tonnen hinaus über die Last, die nun wirklich angewandt werden soll oder aufgebracht werden soll auf die echte Fahrgründung, belastet, haben dabei festgestellt, daß bei der echten Last von 900 Tonnen, die wir empfehlen, nur 9 mm Senkung eingetreten ist, daß aber bei einer Last über 500 Tonnen hinaus mehr bei 1400 Tonnen erst 1,7 cm d. h. 17 mm eingetreten sind. Die Grenzlast

liegt aber dort, wo 15 cm - also 150 mm - Eindringung vorhanden sind, die Probelastung bis dahin hätte wahrscheinlich einen Belastungsapparat von 3 000 Tonnen bedingt; vorher hat Herr Häuser danach gefragt, ja, Sie müssen eine Vorstellung gehabt haben, wieweit die Probelastung gehen könnte. Das haben wir leider nicht gehabt, das ist auch sehr schwer; jedenfalls habe ich nicht geglaubt, daß es bis zu 3 000 Tonnen gehen könnte. Nun taucht die Frage auf, was fange ich mit dieser vollkommenen Belastungskurve, mit diesem flachen Ast an. Ein Kollege von mir hat empfohlen, nur die beiden Werte für eine Schätzung des echten zulässigen Wertes zugrunde zu legen, das hat uns nicht genügt, wir haben noch weitere Unterlagen. Wir haben erstens das Wissen, daß der zweite Probepfahl, der sich so wenig gesetzt hat, nur 40 cm in den festen Grund eingebunden ist. Wenn wir ihn einen Meter einbinden, wird die Sicherheit mit Sicherheit größer. Wir haben weiter auf der einen Stelle die Spitzendrucksondierung mit 100 - wir haben von Herrn Häuser gehört, daß stellenweise auch schon 200 aufgetreten sind - aber nur stellenweise. Bei diesem Pfahl waren es 100 und in diesen Tiefen von 4 m unter dem Klei zum Teil noch geringer und haben in den festen Sand die Beziehung mit 250. Nun haben wir mit diesen beiden, mit der einen abgebrochenen und der einen vollendeten Kurve mit dem Wissen über den Boden unter Berücksichtigung der Schärffestigkeiten und dann unter Berücksichtigung der sehr steilen Einsenkungskurve in den Mörtel und Sand auch uns eine Kurve vorgestellt und die Relation zu den Spitzendruckverhältnissen, in Relation zu den Schärffwerten, den Zusammendrückungswerten des Bodens gesetzt und sind dann mit einer sehr hohen Sicherheit - für meine Begriffe - zu dem Entschluß gekommen, dem Bauherrn oder dem Land Schleswig-Holstein die 900 Tonnen zur Zulassung zu empfehlen. Hiermit habe ich etwa den Prozeß bei uns geschildert. Es hat keinen Sinn, hier noch zurechnen; ich muß Ihnen aber sagen, daß wir auch noch nach sog. Verdrängungsformeln - klassischen Grundbuchformeln - auch das Tragvermögen gerechnet haben. Nun will ich vielleicht noch etwas sagen: In der DIN steht: Eine Empfehlung, solche Kurven parabelförmig auszuwerten. Würden diesen Anfangsast, den wir bis dahin haben, nach dahin in der Parabelform verlängern, dann würden wir nicht nur bei dem von uns angesetzten Grenzwert von 1960 Tonnen, von denen wir eigentlich nur 1 800 eingeführt haben, weil die Hälfte davon 900 ist,

gelandet sein. Sondern dann wären wir sogar bei 2 600 und sound-soviel Tonnen gelandet. Wenn man davon die Hälfte nimmt, die Sicherheit zwei einführt, dann würde sich sogar ein theoretischer Nutzlastwert von 1 300 Tonnen ergeben; und ich kann mir vorstellen, daß mir früher oder später einmal derjenige, der dieses Bauwerk bezahlen muß, den Vorwurf macht: Steinfeld, Sie haben darauf 400 Tonnen verschenkt. Sie sind nur bis 900 Tonnen gegangen, aber nach der parabelförmigen Auswertung wäre es vielleicht sogar bis 1 300 Tonnen möglich gewesen. Zu mehr konnte ich mich mit den nicht ganz geschlossenen Unterlagen nicht entschließen und dadurch ist es zu der Empfehlung gekommen, nur 900 Tonnen zuzulassen und da ist nun vielleicht in diesem ein Fehlverständnis bei Herrn Häuser und mir eingetreten, er hat immer auf die Einbindetiefe von 6,5 m in den Boden - in den Sand - grundsätzlich abgestellt. Für uns - das habe ich aber eingangs auch schon ausgeführt - ist viel wichtiger, daß der Pfahl unabhängig davon, in welcher Tiefe der feste Horizont im Sand kommt, 1 m in den festen mindestens einbinden muß. Das ergibt sich nun dummerweise auch wieder als unwirtschaftlich, aber müßte eigentlich bei Herrn Häuser die Bedenken mildern oder m. E. sogar ganz beseitigen. Denn durch unsere Feststellungen der Drucksondierungen sind wir zu der Erkenntnis gekommen, daß wir nicht bloß 6,5 m unter dem Kleihorizont einbinden, sondern wir müssen leider weil die feste Zone - der feste Sand, erst in 11 bis 15 m Tiefe auftaucht, in 11 bis 15 m Tiefe auch die Pfähle zukünftig absetzen und das ist nun gerade der Mittelwert der Probelastung. Aber trotzdem ist dieser - Herr Häuser faßt das als einen Verstoß gegen die DIN-Vorschrift auf - haben wir nicht die zufällig festgestellte Grenzlast zugrundegelegt und durch 2 geteilt; das würde ja letztlich dazu führen, wenn wir nur 400 Tonnen oder 500 Tonnen hätten aufbringen können durch 2 nur die Last zuzulassen, aber das Entscheidende ist m. E. und damit sind wir sicherheitstechnisch voll aus dem Schneider, daß die aufzubringende Nutzlast, die wir seinerzeit mit 900 Tonnen vorausgesetzt haben, die jetzt aus der statistischen Betrachtung sogar im Mittel bis auf 780 Tonnen reduziert ist, maximal auf 810 Tonnen aufsteigt, daß wir für diese mit 500 Tonnen Überlast - Herr Häuser hat selbst das Beispiel gebracht von 12 Lastkraftwagen, aber wir sprechen da immer von Lokomotiven (eine ganz schwere Diesellok, die wiegt 300 Tonnen und das sind immerhin 300 solcher Maschinen übereinander); wir haben über eineinhalb solchen Gewichtes von 300 bis 400 Tonnen

Überbelastet und 500 Tonnen sogar, und um soviel kann sich kein Statiker irren, daß diese Last doch irgendwie überschritten wird. Aus diesem Grunde sind wir bei dieser Einsinkung von 9 mm mit 900 Tonnen und bei der Überbelastung bis zu 1 400 Tonnen absolut sicher, daß bei diesen Pfählen überhaupt nichts passieren kann. Ich glaube, ich habe jetzt den Vorgang, den Entstehungsprozeß richtig geschildert.

Göttsche

Herr Prof. Dr. Steinfeld, Sie haben vorhin gesprochen von dem Ergebnis lt. Untersuchung 1975. Meine Frage geht dahin: 1977 fand im benachbarten Ort von Brökdorf - es war in St. Margarethen - ein Grundbruch statt. Dieser Grundbruch ist hervorgerufen durch eine Deicherhöhung und -verstärkung. Meine Frage geht dahin: Wie schätzen Sie den Untergrund in der Wilstermarsch in der Nähe des Elbdeiches ein? Ich würde heute sogar behaupten, der Untergrund sei labil und wenig belastbar. Würden Sie mir bei dem zustimmen?

Prof. Steinfeld

Ja. Diesen Grundbruch haben wir nicht untersucht, aber es sind ja auch eine Reihe von anderen Grundbrüchen aufgetreten. Wir haben früher im Bereich des Nordseeschutzes sehr viel auch für die Wasserwirtschaft von Brunsbüttelkoog, Itzehoe, Husum, Heide dazwischen - das sind die drei Marschenbauämter - gearbeitet. Es hat außerdem das geologische Landesamt in diesen Diensten gearbeitet. Dabei ist festgestellt worden, wenn man einen Damm - die alten Friesländer, würde ich beinahe sagen, die haben ihren Deich ja in Jahrhunderten aufgeschüttet - sehr schnell auf diese obere Schicht, die ja hier sogar bis 15 m Tiefe bringt - und das ist ein weiches, glitschiges Zeug - wenn man den sehr schnell aufbringt, dann kann der Boden nicht so schnell zusammenrücken, kann auch nicht einen Schärwiderstand, ich würde sagen, man muß es mit einem Marmeladenbrot vergleichen: wenn es geschmiert ist, kann man die beiden Scheiben noch gegeneinander leicht verschieben, wenn man aber länger draufgedrückt hat, dann wird es fester und dann geht die Verschiebung schwieriger und dieser Verfestigungsprozeß hat bei diesem Deichbau gefehlt und da ist aber nichts in den unteren Sanden passiert, sondern da ist nur zuviel Masse

aufgebracht, daß das Abschieben da unten nicht genügend Widerstand leisten konnte und dann ist der Deich hier herunter gegangen und der weiche Boden ist hochgegangen, so hoch, bis wieder ~~weniger-~~maßen Gleichgewicht da war, daß keine antreibende Kraft mehr vorhanden war. Aber das können Sie hiermit nicht vergleichen. Die Sicherheit ist mit Sicherheit nur in der Größenordnung von 1,1 gewesen, während wir hier ja aus unseren Probelastungen direkt den Nachweis führen können - ich müßte nun teilen 1,5 durch 9, das gibt vielleicht einen Faktor von 1,6 oder 1,55 - während wir hier ja für diesen Belastungszustand schon die Sicherheit von 1,6 etwa haben. Insofern sind diese Dinge nicht miteinander vergleichbar; ich dediziere Ihnen aber, daß ein Ausweichen und ein Wegdrücken in weichen Klei- und Torfböden sehr viel gefährlicher ist und sehr viel leichter geschieht als in Sandböden und daß auch heute noch immer diese Weichschichten in Ihrem Tragvermögen oft überschätzt werden.

Dr. Kunth

Mir liegt ein Plan vor, der Anlage zu einem der von Ihnen erstatteten Gutachten war, Datum 10. 12. 75, also Datum dieses Planes. Dort ist eingezeichnet die Anlage des Kernkraftwerkes und eine Vielzahl von Linien, beschrieben als Linien gleicher Spitzendruckwerte bezogen auf NN-Spitzendruckwerte usw. Frage: Verstehe ich diese Karte richtig, daß Sie je nach vorgesehener Lage der Gebäudigkeiten und aufzubringenden Gewichten eng gelegene Sondierungen ausgeführt haben, um die Bodenfestigkeit, die Aufnahmefestigkeit, des Grundes bestmöglich zu erkunden?

Prof.Dr. Steinfeld

Das ist der Plan, aus dem sich unmittelbar die Tiefenlage ergibt, in der der feste Boden anfängt und das ist nun als Höhenschichtlinien - wenn ich richtig erinnere - in Metern unter NN, also unter Geländeoberkante aufgetragen worden, das ist dort, wo die Spitzendrucksondierungen 250 Kp pro Quadratzentimeter überschreiten und aus diesen Linien kann auch klar ersehen werden, wie tief nun die einzelnen Pfähle bei der endgültigen Ausführung werden müssen. Bestimmend ist also überhaupt nicht mehr die 6,5 m, an der Herr Häuser sehr geknackt

hat und bei dem er sich bei unterschiedlicher Auffassung von Mantelreibung Sorgen macht, sondern bestimmend ist nur dieser Wert, die Forderung, einen m in den festen Sand einzubinden, und daraus ergeben sich dann diese Einbindetiefen in den Sand von 11 bis 14 m bzw. unter Gelände von 26 bis 30 m.

Göttsche

Die Deichverstärkung und Deicherhöhung, die jetzt in St. Margarethen angelaufen ist, wird sich fortsetzen in Richtung Brokdorf-Wewelsfleth. Sie wird auch da ausgeführt werden müssen, wo das geplante Kernkraftwerk Brokdorf vorgesehen ist. Nach dem neuesten Stand beschäftigen sich die Deichbaumeister damit und wollen eine Ausspülung und Erhöhung des außenseits an der Elbe etwas abweichen und wollen beiderseitig des Elbdeichs verstärken. Meine Befürchtung als unmittelbarer Betroffener geht dahin, wenn die Deichverstärkung am Deich des geplanten Kernkraftwerkes in Angriff genommen werden soll, auch hier könnten Grundbrüche eintreten; ich denke, es wäre schwerwiegender geworden auch in St. Margarethen, wenn wir hätten eine Sturmflut dabei gehabt. Wir haben kürzlich in St. Margarethen eine Strecke abgenommen von 800 m und wenn es hier erlaubt ist, möchte ich noch ein paar Worte dazu sagen: Am 24. 9. 1979 fand die Bauabnahme des 800 m verstärkten Elbdeiches statt. Der Ltd. Regierungsbaudirektor Horst Grüttner meinte: Wir Deichbauern müssen mit dem Grundbruch leben und er wies sogleich auf die Notwendigkeit besonderer Vorsicht hin, weil die Bebauung in Mitleidenschaft gezogen worden war, der Untergrund sei labil, die geologische Entwicklung, die Sedimentation auf weichem Moorgrund sei bis heute noch nicht abgeschlossen, so daß der Untergrund wenig belastbar sei. Sind Sie auch der Ansicht von Herrn Grüttner?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, ich muß vielleicht etwas weiter ausholen, ich hoffe, daß mir die Herren vom Land Schleswig-Holstein das nicht übelnehmen. In ausführlichen Grundbuchuntersuchungen sind auf weiten Strecken Schleswig-Holsteins in solchen weichen Schichten erforderliche Böschungsneigungen von 1 : 5 bis 1 : 6 verlangt worden. Sie haben dann die Sicherheit in der Größenordnung von 1,3 bis 1,5, wie das normalerweise erforder-

lich ist. Dementsprechend gab es Erfahrungen im Bereich der nun Jahrhunderte alten Marschenbauämter - heute heißen sie wieder anders, früher haben sie auch schon mal Wasserwirtschaftsämter geheißen usw. - und da hat man festgestellt, wenn man nun einen Deich über 5 oder 10 Kilometer mit der luft- und wasserseitigen, aber noch mehr mit der luftseitigen Böschung 1 : 6 ausbildet, dann kostet das Millionen. Da hat ein für meine Begriffe hochachtbarer leitender Herr in Kiel gesagt, die Sanierung eines Grundbruchs auf 50 m Länge kostet vielleicht 80 000 bis 200 000 DM. Ich nehme dann lieber einmal einen Grundbruch in Kauf und bekomme dafür weniger Geld. Dieser Grundbruch beim Bau gefährdet weder Leben, Leib und sonst jemanden. In dem Augenblick, wo nun die Abnahme vor sich geht, dann ist die Sicherheit durch die Konsolidierung schon wieder größer gewesen. Ich kann diesen Standpunkt verstehen, wenn es mit einer reduzierten Sicherheit billiger wird zu bauen in einer Landschaft, wo durch den Grundbruch beim Bau nichts passieren kann als umgekehrt. Denn die Millionen müssen Sie und ich bezahlen, die die Neigung 1 : 6 kostet. In dem Augenblick, wo sowas in einem Kernkraftwerk zur Diskussion steht - und Herr Grüttner ist mir persönlich bekannt als ein Mann, der in solchen Fällen auch unbedingt auf die erforderliche Sicherheit dringen wird - dann wird man ganz einfach sagen, in diesem Bereich soll auch sowas aus der komplexen Wirkung auf andere Bauwerke nicht passieren, dann kann man ihn eben mit der entsprechend größeren Sicherheit bauen. Das sind Dinge, für die Sie sich vielleicht - ich nehme an, daß Sie bei der Deichschau mit dabei sind - auch einsetzen müssen und bei denen Sie eigentlich gefordert werden und sogar mitarbeiten sollen. Es wird auch so eine erhöhte Sicherheit beispielsweise unmittelbar bei hinterdeichsgelegenen Ortschaften oder einzelnen Gehöften durchgeführt und von vornherein vorgesehen. Ist Ihre Frage damit etwa beantwortet?

RA. Peter

Da von der Gegenseite offensichtlich bisher versucht wurde - mit Ausnahme des letzten Fragestellers - dem Gutachter zu unterstellen, daß er die DIN verletzt hat, sehe ich mich gezwungen, gerade noch einmal zu dem Problem der DIN noch einige Fragen an den Gutachter zu stellen. Herr Prof. Steinfeld, die DIN, war die seinerzeit nur ein Entwurf?

Prof. Dr. Steinfeld

Die DIN 4014 war bei Beginn der Arbeit noch nicht einmal im Entwurf fertig, sie hat in dem ersten Entwurf als sog. E-Entwurf etwa ein 3/4 Jahr existiert, dann kam der zweite E-Entwurf und ist allmählich dann gewachsen bis zur Fassung im September 77 und das ist, glaube ich, die augenblickliche gültige Fassung, an der aber auch schon wieder der Ausschuß arbeitet, um sie zu überholen.

RA. Peter

Ist es bisher immer noch ein Entwurf oder hat der Normenausschuß die DIN 4014 verbindlich beschlossen?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, das ist auch wieder ein delikates Verfahren. Per Normausschuß kann sie beschließen, aber die Länder haben in dieser Hinsicht Hoheit und jedes Land führt unabhängig vom anderen die DIN-Vorschrift als in seinem baupolizeilichen Geltungsbereich verbindlich ein.

RA. Weter

Gehe ich richtig, daß es stimmt, daß die DIN 4014 im Lande Schleswig-Holstein bisher nicht in Kraft getreten ist?

Prof. Dr. Steinfeld

Da bin ich im Augenblick überfragt. Da wird sicher einer der Herren von Schleswig-Holstein dazu was sagen können.

RA. Peter

Dann darf ich erklären, sie ist nicht in Kraft getreten. Herr Prof. Steinfeld, das bedeutet, daß ja dann - eigentlich muß ich jetzt sagen - auch die DIN 1054 Anwendung finden könnte. Meine Frage, als die DIN 1054 entworfen und beschlossen wurde, gab es da bereits Großbohrpfähle in der Größenordnung wie diese Pfähle hier, die jetzt vorgesehen sind?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, sie wurden schon von einzelnen Firmen, aber bevorzugt im Ausland ausgeführt, bei uns nur als Sonderlösung.

RA. Peter

Gehe ich dann richtig, wenn ich sage, es handelte sich bei dem Entwurf der DIN 1054 nicht um ein seinerzeit in Deutschland allgemein gebräuchliches Bauverfahren.

Prof. Dr. Steinfeld

Nein, das ist richtig.

RA. Peter

Bedeutet das, daß damit für die Großbohrpfähle die DIN 1054 überhaupt nicht anwendbar ist, sondern daß es dann nach § 27 Landesbauordnung der besonderen Zustimmung der oberen Bauaufsichtsbehörde bedarf?

Prof. Dr. Steinfeld

Ganz genau. Es steht sogar ausdrücklich in der DIN 1054 drin, daß sie nur für Pfähle, wenn ich nicht irre, bis zu 50 cm Schaftdurchmesser gilt.

RA. Peter

Gut, das bedeutet, daß hier überhaupt nicht nach allgemeinen Grundsätzen aus DIN-Vorschriften gearbeitet werden konnte, sondern daß es besonderer Zustimmung aufgrund besonderer Prüfungen bedurfte.

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, da kann ich vielleicht "Ja" sagen, das Gericht möge es mir verzeihen und auch Sie mögen mich entschuldigen, ich habe es Ihnen erklärt, wie ich meine Sicherheitsauffassung mit meinen Kenntnissen mit der DIN verbinde, hier hat allerdings der Bauherr darauf gedrungen, daß wir formal die 2 Überwall für alle Lastdrücke einhalten sollen.

RA. Peter

Dann meine Frage bezüglich der besonderen Zustimmung und der dafür erforderlichen Kriterien: Ist es richtig, daß bei einer Lagerung über 150 Kp pro qcm man von besonders dichter Lagerung spricht.

Prof. Dr. Steinfeld

Extrem dicht.

RA. Peter

Wir hatten hier 250 Kp pro qcm. Es stimmt dann weiterhin, daß bei der Belastung von 900 Tonnen lediglich eine Absenkung um 7 mm vorlag?

Prof. Dr. Steinfeld

Bei dem einen Probepfahl - ich halte in diesem Falle Senkungsvarianten um plus/minus 3, 4 oder 5 mm für möglich, das hat überhaupt keinen Einfluß auf das Bauwerk.

RA. Peter

Ist das eine extrem geringe Senkung?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich würde eigentlich sagen nicht, aber ich muß sagen, die Beispiele mit 900 Tonnen-Lasten solche Werte gemessen zu haben in so einem Sand, sind gering. Ich persönlich verfüge nur über die Kenntnis von dreien, und da haben wir einen Wert, der liegt nur bei 5 mm und der andere, den ich nicht im Kopf habe - ich habe sie nicht bei der Hand - bei 13 mm.

RA. Peter

Schreibt die DIN vor, daß die Baugrunderkundung, also Bohrungen und Drucksondierungen, lediglich im Abstand von 25 m erforderlich sind?

Prof. Dr. Wteinfeld

Ja.

RA. Peter

Haben Sie hier im Abstand von 10 bis 12 m als Durchschnitt die Probesondierungen durchgeführt?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, wir haben im mittleren Abstand von 12,5 m Drucksondierungen zur Feststellung dieser Tiefenlage durchgeführt.

RA. Peter

Entspricht es dem Stand von Technik und Wissenschaft weltweit, daß, wenn die letzten drei Voraussetzungen, die ich hier erfragt habe, zutreffen, daß dann ein Faktor von 1,5 statt 2 ausreichend ist?

Prof. Dr. Steinfeld

Für meine Begriffe ja. Für die Begriffe von vielen meiner Kollegen, wenn die Bodenunsicherheit klar abgedeckt worden ist, wenn ausreichende Sicherheit gegen Versinkung da ist, daß dann der Faktor von 1,5 da ist und das haben wir hier durch den Probelastungskurvenast bis 1 400 Mp gegeben.

RA Peter

Ich wollte damit nur zum Ausdruck bringen, daß hier und das vielleicht endlich mal zur Klarstellung. Es wurde dauernd mit der PIN 4014 gearbeitet, die in Schleswig-Holstein überhaupt keine Geltung hat, da sie nicht in Kraft gesetzt wurde. Daß hier nach besonderen Bestimmungen zu arbeiten war und daß entsprechend § 27 Landesbauordnung die Zustimmung der obersten Bauaufsichtsbehörde eingeholt wurde. Ich weiß nicht, ob sie bei den Gerichtsakten sich befindet, ansonsten darf ich eine Kopie überreichen.

Jäckel

Ich hätte noch eine kurze Frage an den Herrn Sachverständigen. Mit welcher Wandungsstärke für die Abschirmwandungen des Reaktordruckgefäßes ist diese Konstruktion berechnet. Das wäre mir am Herzen gelegen, daß da endlich mal eine wirkliche Abschirmwandung geschaffen wird, wenn schon dieses Monstrum geschaffen werden soll. Damals ist beim Geesthachter Atomreaktor eine Wandungsstärke von 3 m Stahlbeton durchgesetzt worden; kein Atomkraftwerk hat diese Wandungsstärke mehr. Welche Wandungsstärke wollen Sie jetzt zugrundelegen für diese Berechnung der Festigkeit dieses Atomkraftwerkes?

Prof. Dr. Steinfeld

Hier kann ich mich nicht äußern, weil das in den Arbeitsbereich meines Kollegen Zerna eingreift, der könnte darüber was sagen. Ich müßte also in diesem Falle rückrechnen über die Last, nicht? Ich würde sagen, der Einfluß zur Gründung, der liegt eigentlich in der Steifigkeit des Bauwerkes, aber da sind wir auch auf die sichere Seite gegangen. Wir haben das ganze Bauwerk quasi wie einen Gummiball aufgefaßt, bei dem das Bauwerk weich mitgehen kann und haben dadurch auch die große Setzungsmulde ausgerechnet und unserer Beurteilung zugrundegelegt und die Eigensteifigkeit des Bauwerkes

noch nicht eingeführt. Herr Häuser hatte dieses auch mal irgendwo anklingen lassen und meinte, da wären besondere Nachteile drin zu sehen daß, wenn ich die Sicherheit plus 20 oder 50 % in diese Analyse noch eingeführt habe und dann dadurch, daß sie bei der Setzungsanalyse nicht getrennt ausgewiesen war, der Setzungseinfluß von dem Einzelpfahlverhalten und von der Gruppe. Ich habe erst schon einmal dazu erklärt, daß durch den Einzeleinfluß eine konstante Senkung von etwa von diesen gemessenen 9 mm plus/minus 3 mm oder so was zu den 10 cm dazu kommt und daß wir uns damit auch auf diesem Sektor ganz auf der sicheren Seite befinden, je stärker und je steifer der Reaktor ist, umso günstiger wird es dann auch wieder für die Gründung.

Jäckel

Sollten Sie nicht bei dieser Berechnung mal zugrunde legen, daß man hier auch mal mindestens 3 m Wandungstärke Stahlbeton als Abschirmwandung vorsieht und nicht 40 cm?

Prof. Dr. Steinfeld

Da haben wir sehr starke Vorschriften für die Reaktorsicherheit und diese Dicke und deren Bemessung, die man nun natürlich unterschiedlich gestalten kann - in Stahlbeton oder in Stahl, die wird dadurch bestimmt und auch selbst dem Statiker, dem Herrn Kollegen Zerna, aufgezwungen.

Vorsitzender Richter Feist

Ich glaube, daß wir es dahin nochmal klarstellen sollten, daß dem Gründungssachverständigen gegebene Werte geliefert werden, die er zugrunde zu legen hat und die braucht er nicht nachzuprüfen; da ist es wiederum unsere Aufgabe zu prüfen, ob die Werte dann sich errechnen bei den Gegebenheiten des Reaktordruckgefäßes oder der Wandstärke.

Häuser

Ehe ich mit der Befragung fortfahre, möchte ich gerne zwei Punkte außer den beiden, die in der Zwischenzeit gefallen sind und wo ich zwei Fragen habe, die wir zwischendurch erledigen können, dann hält das nicht weiter auf.

Die erste Frage betrifft nochmal die Grundbrüche. Ich habe, glaube ich, richtig verstanden, daß man aus ökonomischen Gründen - sow würde ich auch handeln - einen Grundbruch mit in Rechnung stellt, wenn er ein ungefährlicher Bruch insofern ist - es kann zwar ein Haus betreffen, aber das läßt sich mit Geld wieder reparieren - aber die Frage zielt jetzt etwas weitergehend darauf hin und zwar sehr wichtig für die Bewohner der Wilstermarsch und speziell hier für die Frage des Atomkraftwerkes, wenn wir hier neue Sandkerndeiche bauen, und da haben wir gestern darüber gesprochen, das vielleicht zur Vorklärung für Herrn Steinfeld, der gestern nicht da war, da spielte die Aufrißlänge der Deiche eine große Rolle und die Aufrißlänge der Deiche wurde relativ kurz diskutiert, weil man sagte, mit der neuen Deichböschung ist kaum ein Versagen dieses Deiches zu rechnen; das ist sehr unwahrscheinlich geworden. Bei den Grundbrüchen haben wir jetzt gesehen, daß während des Deichbaues oder kurz danach ein Grundbruch eintreten kann. Die Frage an Gutachter Steinfeld: Wie verhält es sich bei der zusätzlichen Belastung im Hochwasserfall bei einem neu aufgebauten Deich; ist dort die Gefahr von Grundbrüchen durch die Zusatzbelastung des Hochwassers gegeben?

Prof. Dr. Steinfeld

Normalerweise wird im Bauzustand der Standsicherheitsnachweis geführt. Dann wird ein Termin gesetzt, von dem an der Deichbau - das ist verschieden in Abhängigkeit von dem Untergrund - in seiner neuen Höhe als vollwirksam gegen ein Hochwasser angesehen wird. Es kann natürlich passieren, daß schon während des Baues ein Hochwasser eintritt, daß auch in dieser Zwischenphase ein Hochwasser eintritt - ein Bruch daraufhin eintritt - aber nach der Fertigstellung und nach der entsprechenden Liegedauer des Deiches ist für Hochwasser plus Wellenschlag eine derartige Sicherheit von uns allen und mir - ob nun amts-tätig oder ob privat tätig oder ob an der Hochschule - nachzuweisen, daß da nichts mehr passieren kann. So würde ich es etwa formulieren.

Häuser

D. h. Sie persönlich - wenn ich das nochmal zusammenfassend fragen darf - war Ihre Antwort: Nein, ein Bruch tritt bei der zusätzlichen Belastung dann nicht auf, wenn man einige Jahre gewartet hat, ehe man die volle Wehrfähigkeit des Deiches annehmen kann.

Prof. Dr. Steinfeld

Die Forderungen sind unterschiedlich, nicht einige Jahre gewartet hat. Bei dem Deichschlußstück wird man beispielsweise auf einer kilometerlangen Deichbaustrecke sagen, das muß schon nach einem halben Jahr Liegedauer oder nach einem Vierteljahr ausreichend sicher stehen. Bei einem Stück, was 5 km davon entfernt ist und bei dem der Deichbau nun noch über zwei Jahre sich hinzieht, sagt man natürlicherweise - auch wieder, Herr von Förster, aus wirtschaftlichen Gründen - wenn es nach Schluß der Gesamtdeichstrecke ausreichend sicher steht und je länger vorher der Deich aufgebaut ist, umso wirtschaftlicher kann man ihn dimensionieren. Das sind so etwa im Groben geschildert die Gesetzmäßigkeiten, die für solche Deichbauarbeiten zugrunde gelegt werden.

Häuser

Die zweite Frage bezieht sich nochmal auf den Einwand der Verbindlichkeit von DIN-Normen. Meine Frage zu ihr lautet: Haben Sie während der Zeit, wo die DIN-Normen im Entwurf waren und in Diskussion waren und ich entnehme Ihren bisherigen Ausführungen, daß Sie mitdiskutiert haben, die Empfehlung der DIN-Norm zugrundegelegt oder haben Sie sie nicht zugrundegelegt?

Prof. Pr. Steinfeld

Ich wiederhole mich, Herr Häuser, ich hatte es schon einmal gesagt, daß ich neben der etwas bürokratischen und manschettenanliegenden DIN-Normen immer vor mir und meinem Gewissen eine eigene Sicherheitsphilosophie meiner Arbeit zugrundelege. Und auch in diesem Sinne arbeiten meine Mitarbeiter. Wenn es sinnvoll ist, sich von den Sicherheitswerten zu trennen, dann weisen wir der Bauprüfbehörde - auch manchmal unter Kampf - nach, daß es sinnvoll ist und dann trennen wir uns auch davon. Bei diesem Entwicklungsverfahren der DIN 4014 muß ich gestehen, habe ich nicht selber mitgearbeitet, sondern ich habe einen meiner Mitarbeiter in diesem Ausschuß, das ist der Dipl. Ing. Harten, der auch im wesentlichen hier bei der Bearbeitung dieses Objektes mitgearbeitet hat und da haben wir uns - möchte ich sagen - insofern nach DIN-Vorschrift und nach dem jeweiligen Stand gerichtet, als daß ich - soweit ich mich erinnere - von Schleswig-Holstein quasi die Auflage hatte, die Sicherheit 2 nicht zu unterschreiten.

Häuser

Gut, dann möchte ich wieder dort anknüpfen, wo wir dann stehengeblieben sind. Der letzte Stand war meine Frage, die darauf abzielte, eine Möglichkeit ist - und zwar nach der damals gültigen DIN 1054 - Probepfahl zu machen, die andere Möglichkeit ist, aufgrund von anderen Informationen Extrapolationsverfahren für die Tragfähigkeit zu machen. Die Genauigkeit der Extrapolation geht davon aus, wie genau sind meine Werte, die ich hochextrapoliere, sind sie angenommene Werte oder gemessene Werte und im Idealfall - in einem Probefall - der möglichst ähnlich ist, gemessene Werte, also in diesem Fall hätte der Pfahl F 2 oder F 1 als eine bessere Annäherung dienen können als Spitzen-drucksondierungen und die Frage wurde - wenn ich mich recht erinnere - beantwortet: Nein, wir haben sie nicht an einem Pfahl gemessen, was mit der Fußkraft des Pfahles hätte gemessen werden können mit einer Druckdose und die Mantelreibung hätte gemessen werden können mit einer Reihe von Dehnungsmeßstreifen in der Eisenamierung. Dieses Verfahren ist üblich und wenn ich recht gehört habe, haben Sie dieses Verfahren nicht angewendet, sondern haben auf unsichereren Annahmen aufgebaut, wie hoch ist Mantelreibung und Pfahlfußkraft.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich muß wieder etwas ausführlicher - auch wenn Sie dagegen Einspruch erheben - antworten: Es ist noch für keinen praktischen Fall einer Gründung, eine Messung der Mantelreibung und eine Messung der Sohle durchgeführt worden. Sohldruckmessungen sind nicht so einfach, wie Sie es sich vorstellen. Von der Bundesbahnhauptverwaltung ist ein Probepfahl in Essen durchgeführt worden, der war mit etwa 8 bis 9 Druckmeßdosen in der Sohle bestückt. Es hat sehr lange gedauert, um das Meßergebnis überhaupt bewerten zu können; es haben zwei Herren - u.zw. der Chef der Baugrundabteilung im Bundesbahnzentralamt, der Bundesbahndirektor Dr. Spang darüber geschrieben und der Leiter der Versuchsausführung, das ist ein Herr Stamm in Essen - beide kommen zu völlig gegenteiligen Ergebnissen. Bei Messungen über die Mantelreibung, da muß ich Ihnen sagen, daß auch heute noch bis zu 80 % der Dehnungsmeßgeber ausfallen und daß man aus diesem Grunde diese Geräte auch überbestückt. Hierfür ist also praktisch nur in Süddeutschland von Herrn Weinhold und einen Fall in Österreich eine Bestückung in einem Versuchs- und Meßfall erfolgt und der von Ihnen erwähnte

- glaube ich, schon mal diskutierte - Fall bei der Autobahnumgehung in Hamburg, da sind Sie auch falscher Vorstellung, da ist im Rahmen eines Programms, das ich sogar zu prüfen hatte, weil ich da prüfender Sachverständiger für Grund- und Bodenmechanik in der Deutschen Forschungsgemeinschaft bin, von der Industrie ein Wert von 500 000 bis 600 000 DM aufgebracht worden, von der Deutschen Forschungsgesellschaft 400 000 DM, vom Verkehrsminister nochmal 200 000 DM und von einer weiteren Stelle - ich glaube, es war sogar die Hansestadt Hamburg -. An Sonderpfählen außerhalb dieses Baubereichs auf dem Gelände die Versuche durchzuführen, die seinerzeit von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt wurden mit zwei oder drei Meßingenieuren, um dabei Horizontalmessungen durchzuführen, aber auch keine Mantelreibung und keine Sohldruckmessung.

Häuser

Dann möchte ich zu den Rechenverfahren kommen. Es ist ja Ihr Rechenverfahren von der Behörde - wie Sie erst sagten - angezweifelt worden.

Prof. Dr. Steinfeld

Das habe ich nicht gesagt, das haben Sie gesagt.

Häuser

Es ist ein Zusatzgutachten in Auftrag gegeben worden, um das Rechenverfahren, das Sie angewendet haben, indem Sie Schlüsse aus Mantelreibung und Pfahlfußkraft und den Probepfählen auf die Tragfähigkeit der endgültigen Pfähle geschlossen haben. In diesem Gutachten, das von Herrn Prof. Franke erstellt wurde, macht der Sachverständige Franke erstens eine Reihe von Vorbehalten zu der Methode der Extrapolation und sagt dann aber zum Schluß, daß es für diesen speziellen großen Pfahl F 1, der sehr tief gegründet war, auch auf anderen verschiedenen Rechengängen, wenn man von verschiedenen Annahmen ausgeht - er basiert sich immer auf Ihre Werte, Ihre Spitzendrucksondierungen, Ihre gemessenen Werte - daß man dann sagen kann, dieser außergewöhnliche Pfahl - 13 m Einbindelänge im Sand - lange Einbindelänge im hochfesten Sand, anderes Fuß zu Schaft-Verhältnis, daß für diesen Fall eine Tragfähigkeit gewährleistet ist. Meine Frage heißt: Ist es richtig, daß diese Aussage des Sachverständigen-Gutachtens Frankes sich nur auf diesen außergewöhnlichen Pfahl bezieht?

Prof. Dr. Steinfeld

Ja, das ist richtig. Ich muß auch bitte da das Recht haben, noch mehr dazu zu sagen. Glücklicherweise hat sich ja jetzt herausgestellt, daß die Pfähle zwischen 11 und 15 m eindringen, das Mittelmaß ist 13,5 m, so daß wir das große Glück jetzt haben, das uns auch noch in unserem Sicherheitsempfinden sehr bestätigt und sehr verstärkt, einen Mittelpfahl mit 13,5 m Länge zu haben. Darüber hinaus hatten Sie nach der Systematik der Auswertung gefragt, vorher doch, dazu muß ich auch noch Stellung nehmen dürfen. Sie hatten gesagt, man geht dann entweder so vor, daß man mißt, oder sonst kriegt man keine guten Grundlagen. Das Land Schleswig-Holstein hat diese Überlegungen auch angestellt und nicht, weil das Land nicht mit unseren Ausführungen einverstanden war - dagegen würde ich mich immer verwahren - sondern um nun noch von einem zweiten Herrn in einer Extremwertbetrachtung ein anderes Bild zu bekommen, ist der Herr Kollege Franke beauftragt worden. Er hat auch für meine Begriffe sehr extrem nun die Mantelreibung in die Diskussion eingeführt, hat dann bestätigt, daß die 900 Tonnen, die wir empfohlen haben, auch von ihm als solche zuerkannt zugelassen werden könnten als Tragfähigkeitswert und hat darüber hinaus noch die 1,5-fache Sicherheit diskutiert und hat sogar wörtlich in seiner Stellungnahme geschrieben, daß, wenn man die 1 400 Tonnen, bei der eine klare Probelastungslinie vorliegt, durch 1,5 teilt, dann kommt man auch auf diesen Wert von 900 Tonnen, und bei der geringen Zusammendrückung wäre das auch zulässig. Es wäre allerdings nach seiner Ansicht, glaube ich, im Ausschuß noch nicht abgestimmt, das habe ich im Augenblick nicht genau im Kopf. Ich möchte doch dies beleuchten und ich glaube, daß das Land Schleswig-Holstein, dem ich nicht vorgreifen will in dieser Hinsicht, sich gesagt hat, nachdem es uns gelungen ist, eine zusätzliche Bestätigung durch Extremwertbetrachtung zu bekommen, genügt uns das, um nun selber zustimmend und ich würde beinahe sagen, baupolizeilich genehmigend diesen Pfahl mit dieser Last generell zuzulassen, wobei das Land sich natürlich über die Ausführung und über die Detailbetrachtungen, die später dazu mit der Ausführung und danach erfolgen, natürlich alle Vorbehalte ausbedungen hat.

Häuser

Der Sachverständige hatte dabei noch Vorbehalte, die Sie eben nicht genannt haben. Er hatte noch den Vorbehalt, daß keine negative Mantelreibung, die er nicht beurteilen könne und hier nicht zugrunde lag,

den Pfahl belastet, und er hatte noch den Vorbehalt, daß keine Gruppenwirkung, über deren Größe usw. er keine Aussage machen könne, dabei sind, das sollte der Vollständigkeit halber zitiert werden. Aber meine Frage geht den nächsten Schritt: In dem Gutachten von Franke ist das Rechenverfahren von Steinfeld angegriffen worden, daß man von Pfahl F 1 und die dortigen Werte - oder F 2, das war der versinkende Pfahl - auf F 2 mit dem Faktor 2,5 extrapolieren kann. Er hat drei Voraussetzungen genannt, um zu sehen, ob diese vereinfachte Annahme von Gutachter Steinfeld zutrifft und er hat gesagt, diese drei Voraussetzungen treffen nicht zu. Halten Sie diese Aussage von Franke für richtig oder für falsch?

Prof. Dr. Steinfeld

Halte ich nicht für richtig, aber ich kann sie verstehen.

Häuser

D. h. wir haben hier zwei widersprüchliche Gutachten.

Prof. Dr. Steinfeld

Das bestreite ich. Das Endergebnis ist bei beiden gleich.

Häuser

Meine nächste Frage ist: Da ja nach einem bestimmten Rechenverfahren jetzt, was die größte Wahrscheinlichkeit haben muß, daß es konservativ ist und richtig ist, gerechnet werden muß; und sie muß, nachdem Gutachter Franke Ihr Rechenverfahren angegriffen hat, ein neues Rechenverfahren anwenden, um auch Ihre Aussagen über die endgültige Pfahlauslegung - und die heißen: Mindesteinbindelänge in Sand 6,5 m, in hochfesten Sand über 1 m; Pfahlsohle muß 250 Kp-Druck haben pro qcm und dann war der Durchmesser - der Schaftdurchmesser - von 1,30 m auch etwas erhöht worden -, aber diese Voraussetzungen, die Sie gesagt haben, können Sie mir bitte sagen, nach welchem Rechenverfahren Sie zu diesen Voraussetzungen gekommen sind?

Prof. Dr. Steinfeld

Erstens muß ich klarstellen, daß nicht nach dem Gutachten von Franke diese Festlegung erfolgt ist, sondern weit vorher. Dann habe ich versucht, heute zweimal, Herr Kollege, für alle Leute - für meine Begriffe verständlich - das auszuführen, und ich meine, daß müßten Sie dann als Fachmann auch verstanden haben, ich bin nicht der Ansicht, daß ich das ein drittes Mal wiederholen soll.

Häuser

Ich kann dann nur zeitlich feststellen. Ich kann mich nur nach dem Schriftverkehr richten und Sie haben ein Zusatzgutachten gemacht, wo Sie diese Aussagen, die Ihre frühere Aussage wesentlich verbessern, gemacht haben und die sind nach dem Franke-Gutachten - welche internen Vorgänge, das war für mich nicht nachvollziehbar, da gewesen sind. Meine Frage lautete aber: Nach welchen Verfahren sind sie berechnet worden. können Sie mir das bitte sagen?

Vorsitzender Richter Feist

Darf ich mal dazu etwas sagen. Ich meine, das ist doch hinreichend klar geworden vorhin in der Unterhaltung zwischen Herrn Prof. Steinfeld und Herrn Wilde.

Häuser

Der Unterschied, Herr Richter, war der, Herr Wilde hat nach einem allgemeinen Vorgehen in interaktiven Schritten gefragt, bis man zu einer endgültigen Auslegung gekommen ist. Ich persönlich habe gefragt nach einem einzelnen Element in diesen Schritten und dieses einzelne Element ist von Herrn Steinfeld im ersten Gutachten mit einer gröberen Formel gemacht worden, die zu ersten Aussagen geführt haben. Herr Prof. Steinfeld hat sich später korrigiert und hat detaillierte Aussagen gemacht, parallel dazu hat es ein Gutachten von Franke gegeben, wo eine Reihe von alternativen Extrapolationen zu den Steinfeld-Extrapolationen durchgeführt wurden und mir ist nicht ersichtlich, wie Herr Franke zu seinen neuen Ergebnissen gekommen ist mit welchen Rechenmethoden.

Prof. Dr. Steinfeld

Ich habe die Festlegung des Ergebnisses versucht gleich eingangs zu schildern. Ich habe gesagt, daß wir diese vier von Ihnen erwähnten Kriterien eingeführt haben, daß wir aufgrund der geringen Eindringung bei der Probelastung mit einer hohen Fußspitzenbelastung rechnen und daß wir die Reibung mit 180 Tonnen gegen den von Herrn Franke auch eingeführten Herr Berland - leider hat er das in seiner Tabelle unter dem Pfahl F 2 oder F 1 nicht mit aufgeführt, obgleich es oben steht - nicht eingeführt hat. Herr Franke hat sich dann bemüht, im Interesse und um auch nun die Extremwerte darzustellen gegenüber dem Lande

Schleswig-Holstein eine sehr hohe Mantelreibung einzuführen. Soweit ich das übersehen kann und das rechnerisch noch im Kopf habe, hat er dabei eine Mantelreibung im Mittel von etwa 10 Tonnen - also M_p pro q_m angesetzt. Dann hat er auch noch das Tragvermögen des Kleis mit angesetzt und ich habe heute im Rahmen der Verhandlung schon einmal gesagt, daß das für die Probelastung angehen möge, daß es aber auf die Dauer nicht so sein würde, daß es mitträgt und daß ich der Auffassung wäre, daß er hier auch zu einem hohen Wert gekommen ist. Das ist also seine Hypothese. Ich habe auch schon versucht, ein wenig über den sog. Flüssigkeitsdruck der Betonsäule zu sprechen, habe Ihnen da auch versucht vorzutragen, daß dieser Flüssigkeitsdruck nur beschränkt anhält, daß nach der heutigen Auffassung auch noch über die Bodenmechanik die Verformung des umstehenden Sandes unmittelbar danach erfolgt, der Erstarrungsprozeß auch einsetzt und daß nach dieser Verformung und nach Eintritt des Erstarrungsprozesses nicht mehr dieser hohe Druck auf dem Sand wirksam ist und daß aus diesem Grunde die Mantelreibung für meine Begriffe hier zu hoch angesetzt ist. Aber Sie müssen es so sehen, wenn Herr Franke nun mein Gutachten abgegeben hätte und ich wäre dann zu einer Extremwertbetrachtung aufgefordert worden, dann hätte ich wahrscheinlich auch, um das nun von allen Seiten abzuleuchten, den Weg beschritten, den Herr Franke gegangen ist. Entscheidend ist für mich, daß er unter gewissen Einschränkungen allerdings diese 900 Tonnen für zulässig hält und daß wir damit konform gehen. Nun wollen Sie noch gerne wissen, nach welchen Prinzipien wir die 6,5 m festgelegt haben. Da habe ich auch schon ausgeführt, daß ich befürchtete oder daß meine Männer und ich befürchteten, daß die feste Zone mal sehr hoch sich dem Klei - der Kleiunterkante - nähern könnte und daß dann vielleicht ohne diese Festschreibung von Mindesteinbindetiefe von 6,5 m noch in den Sand hinein, auch bei einem hochliegenden Horizont, daß dann für meine Begriffe und infolge von Verformungen, die sich an der Unterkante des Kleis abspielen können, wo der Sand gegen den leicht beweglichen und fast flüssigen Klei drücken könnte, daß dasbruchähnliche Einsinkungen eintreten können und das haben wir nun wieder nach Methoden, wie Sie bei einer ganzen Reihe von Verfassern nachlesen können, zum Anlaß genommen, mit möglichst großer Sicherheit nun die 6,5 m auch als Mindesteinbindetiefe festzulegen. Ich habe aber heute morgen auch schon betont, daß Ihre Technik nun alles auf die Einbindetiefe von 6,5 m abzustellen, sicher auf ein Mißverständnis zurückzuführen ist. Denn die erste Forderung ist für uns die Einbindetiefe von 1 m in den sehr festen Sand.

Häuser

Ich habe Ihre Antwort nicht verstanden. Meine einfache Frage lautete: Der Gutachter Steinfeld hat eine Formel aufgestellt und Werte zugrundegelegt für seine Extrapolation, der Gutachter Franke hat das getan. Der Gutachter Franke sagt, die Extrapolation von Steinfeld ist unzulässig und kommt zu einem Ergebnis - Herr Steinfeld korrigiert seine Aussagen. Welche Formel und welche Werte haben Sie Ihren korrigierten Aussagen zugrundegelegt?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich habe Ihnen schon gesagt, daß nach meiner Erinnerung also diese Festlegung der Grenzbedingungen vorher erfolgt ist u. zw. vor dem Gutachten Franke. Sie haben mich verbessert, haben mich auf Daten hingewiesen; ich muß sagen, ich habe es nur so im Kopf, ich kann es nicht mehr anders formulieren.

Vorsitzender Richter Feist

Die Beschlußfassung des Gerichts ging dahin, sich - und das ist hier in diesem Zusammenhang seine Aufgabe - die Gutachten, einschließlich dessen des Herrn Franke haben wir auch heute mit durchgeführt - plausibel und weitgehend verständlich zu machen unter Zurhilfenahme der Parteien. Ich meine, wir sind hier an einer Diskrepanz, die wir zu werten haben, die im Raume bleibt. Herr Rechtsanwalt Günemann, meine Herren, aber das ist eine Aufgabe des Gerichts, die Gutachten zu werten. Wir haben jetzt einen Zeitpunkt erreicht, in dem meiner Ansicht nach die Aufnahmefähigkeit schon bis zu einem gewissen Punkt überschritten ist und ich meine, wir sollten hier die Vernehmung beenden.

Wilde

Ich habe noch eine ganz kurze Frage:

Ich habe die Zeichnung gesehen und die betrifft die Bodenformation, die betrifft eben nur den Bereich des Kernkraftwerkes selbst. Der ganze Bauplatz liegt aber unmittelbar an der Elbe; die Elbe ist ein Urstromtal und es ändert sich da also wesentlich die Untergrundformation auch. Ist es nicht Ihrer Meinung nach erforderlich, daß auch dieser Untergrund erforscht wird, um dadurch evtl. zu anderen Einbindungstiefen in die festen Sande zu kommen. Denn bedenken Sie, daß

z. B. am Hang in Blankenese und so Abrutscherscheinungen auftreten, die ja durchaus evtl. durch Untergrundströme in dem Bereich von Brokdorf auftreten könnten?

Prof. Dr. Steinfeld

Ich muß dazu sagen, daß wir auch die Rutschungen oder die vermeintlichen Rutschungen am Elbhang bearbeitet haben mit Rücksicht auf austretende Quellen im Hang und auch mit Rücksicht auf die - das war im wesentlichen die Aufgabe - zukünftigen Baggerungen, die dort entstehen. Ich muß dazu sagen, daß diese Rutschungen also durchaus handzuhaben sind. Im vorliegenden Falle muß ich darauf hinweisen, daß wir mit unseren Pfählen in 30 m Tiefe und mit einem Wasserstand von etwa 60 cm unter der ursprünglichen Geländeoberfläche weit unter dem Elbbett und unter dem Kanalbett selbst sind und daß also auch die Abstände von uns geprüft worden sind und auch die Neigung, ob da etwas passieren kann, da macht man auch Geländebruch Verschiebungsanalysen u. ä., alles das hat keinen Anlaß für irgendeinen Kummer oder für irgendeine Sorge geboten. Darüber hinaus liegen uns natürlich großräumig von dem ganzen Elburstromtal und auch von seinen Seitentälern geologische Arbeiten vor, so daß wir den Einfluß mit diesen wenigen Unterlagen, die wir darüber haben, ausreichend sicher und mit sicheren Annahmen eindeutig abschätzen können.

RA. Dr. Günnemann

Noch eine Frage zum Verfahren. So wie ich es jetzt sehe und wie Sie es angekündigt haben, wollen Sie sagen, daß Sie den Gutachter entlassen wollen. Ich möchte dem widersprechen. Wir haben selbst wenn man jetzt zugrundelegt, daß Sie sagen, daß der Gutachter alleine dafür da ist, dem Gericht Erkenntnisse zu vermitteln, und daß Sie jetzt überlegen, ich will mal so sagen: Ist es nun sicher oder nicht. Welches von den beiden Gutachten - die Zwischenannahmen können Sie zugrundelegen? Selbst wenn wir das einmal unterstellen und unterstellen das zugunsten der Kläger, dann haben wir daraus folgend weitere Fragen, welche Auswirkungen nämlich dann eine solche Baugründung auf das Bauwerk hat. Das ist ein Fragenkomplex: der zweite Fragenkomplex betrifft die Fragen, die die Reaktorsicherheit betreffen. Auswirkungen auf Fragen, die Leute vom TÜV beantworten müssen, also z. B.

Core-Catcher und was wir alles in der Klagschrift angedeutet haben. Selbst wenn Sie jetzt sagen, im Kopf haben Sie jetzt schon diese oder jene Entscheidung, Sie müssen es offenhalten, daß wir diese Komplexe jedenfalls noch fragen werden.

Vorsitzender Richter Feist

Morgen früh haben wir noch Herrn Handge zur Verfügung und den werden wir morgen früh noch hören müssen. Wenn Ihre Mitarbeiter nachmittags noch da sind, gut.

Ich schließe dann die Sitzung für heute und wir setzen morgen um 9.30 Uhr in gewohnter Form fort.

Am 4. Tag wurde die Vernehmung von Herrn Handge fortgesetzt.