

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Smolczyk, Ulrich

Probleme der harmonisierung der europäischen Baugrundnormen

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102357>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Smolczyk, Ulrich (1991): Probleme der harmonisierung der europäischen Baugrundnormen. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Vorträge. "Johann-Ohde-Kolloquium" der Bundesanstalt für Wasserbau und der Technischen Universität Dresden am 7. November 1991 in Berlin. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 1-13.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Probleme der Harmonisierung der europäischen Baugrundnormen

von o. Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Smoltczyk, Stuttgart

Einleitung

Bei dem politischen Ziel, 1992 den Binnenmarkt in der EG zu verwirklichen, geht das Rechtsverständnis der EG davon aus, daß die Einhaltung einer Sicherheitsforderung in einem Land automatisch auch bedeuten muß, daß in allen anderen Ländern der Gemeinschaft die erforderliche Sicherheit gegeben ist. Das kann zu gefährlichen Irrtümern Anlaß geben, denn anerkannte technische Regeln sind häufig das Ergebnis regional bewährter Überlieferungen, deren Übertragung auf die Verhältnisse in anderen Regionen Europas ohne eine kritische Überprüfung nicht möglich ist.

Zu den Mandaten, die von der Europäischen Kommission an die Europäische Normungsorganisation CEN erteilt wurden, gehört auch der Auftrag, einen EUROCODE 7 "Geotechnical Design, General Design Rules" zu entwerfen. Im Dezember 1990 wurde damit ein Unterkomitee des Technischen Komitees TC 250 von CEN unter der Leitung des Dänen N. Krebs Ovesen beauftragt. Der Autor gehört neben Sachverständigen aus England, Frankreich, Irland, Niederlande und Portugal diesem Gremium an.

Die Gruppe geht von einem bereits früher in direktem Auftrag der EG ausgearbeiteten Entwurf aus, der im November 1989 veröffentlicht wurde. B i l d 1 zeigt sein Inhaltsverzeichnis. Dieser Entwurf wurde in Deutschland in der Zeitschrift GEOTECHNIK 13 (1990), S. 1 - 40, sowie im Band 1 der 4. Auflage des Grundbautaschenbuches abgedruckt. Die seinerzeit noch fehlenden Abschnitte über Pfahlgründungen und Stützkonstruktionen sind gegenwärtig in Bearbeitung.

Bei den mittlerweile mehr als zehnjährigen Bearbeitungen stellte es sich immer wieder heraus, daß der Grundbau hier in einer besonders schwierigen Ausgangslage ist: der Stahlbau und der Stahlbetonbau hatten den Vorteil, daß im Rahmen des europäischen Normenkomitees CEN schon erhebliche Vorarbeiten für eine Harmonisierung der Bemessungsregeln geleistet waren, während auf dem Gebiet des Grundbaus praktisch von vorn angefangen werden mußte.

Die Forderung nach Harmonisierung der technischen Regeln setzt vor allem eine einheitliche Sicherheits-Philosophie voraus. Da die Sicherheitsdefinitionen schon innerhalb des Grundbaus unterschiedlich waren und obendrein von den Definitionen des Konstruktiven Ingenieurbaus abwichen, stellte sich für den Grundbau die Harmonisierungsaufgabe gewissermaßen dreidimensional:

1. Die innerhalb des traditionellen Grundbaus selbst nicht konsistenten Sicherheitsvorstellungen, wie sie in B i l d 2 durch ein einfaches abstraktes Beispiel veranschaulicht werden, müssen harmonisiert, d.h. untereinander vergleichbar, gemacht werden.

CHAPTER 1 - INTRODUCTION

- 1.1 Scope
- 1.2 Distinction between Principles and Application Rules
- 1.3 Assumptions
- 1.4 Definitions.
- 1.5 S.I. Units
- 1.6 Symbols Common to all Eurocodes
- 1.7 Symbols used in Part 1 of Eurocode 7

CHAPTER 2 - BASIS OF DESIGN

- 2.1 Fundamental Requirements
- 2.2 Design by Calculation
- 2.3 Design by Prescriptive Measures
- 2.4 Load Tests and Tests on Experimental Models
- 2.5 The Observational Method
- 2.6 The Design Report

CHAPTER 3 - GEOTECHNICAL CATEGORIES

- 3.1 Concept
- 3.2 Geotechnical Category 1
- 3.3 Geotechnical Category 2
- 3.4 Geotechnical Category 3

CHAPTER 4 - GEOTECHNICAL DATA

- 4.1 General
- 4.2 Geotechnical Investigations
- 4.3 Evaluation of Geotechnical Parameters
- 4.4 Reporting Geotechnical Data

CHAPTER 5 - FILL, DEWATERING AND GROUND IMPROVEMENT

- 5.1 Scope
- 5.2 Fundamental Requirements
- 5.3 Fill Construction
- 5.4 Dewatering
- 5.5 Ground Improvement

CHAPTER 6 - SPREAD FOUNDATIONS

- 6.1 Scope
- 6.2 Limit States
- 6.3 Actions and Design Situations
- 6.4 Design and Construction Considerations
- 6.5 Ultimate Limit State Design
- 6.6 Serviceability Limit State Design
- 6.7 Structural Design
- 6.8 Compaction of Backfill

CHAPTER 7 - PILE FOUNDATIONS (Not yet completed)

CHAPTER 8 - RETAINING STRUCTURES (Not yet completed)

CHAPTER 9 - EMBANKMENTS AND SLOPES

- 9.1 Scope
- 9.2 Limit States
- 9.3 Actions and Design Situations
- 9.4 Design and Construction Considerations
- 9.5 Ultimate Limit State Design
- 9.6 Serviceability Limit State Design
- 9.7 Monitoring

CHAPTER 10 - SUPERVISION OF CONSTRUCTION, MONITORING AND MAINTENANCE

- 10.1 Purpose and Role of Supervision
- 10.2 Supervision
- 10.3 Checking Ground Conditions
- 10.4 Checking Construction
- 10.5 Monitoring
- 10.6 Maintenance

ANNEX: CHECK LIST FOR CONSTRUCTION SUPERVISION AND PERFORMANCE MONITORING

Bild 1 Inhaltsverzeichnis des Eurocodes 7

2. Das in den Grundlagen der Sicherheitsanforderungen für Bauwerke (GruSiBau) für das gesamte Bauingenieurwesen postulierte gemeinsame Sicherheitsniveau erfordert eine Harmonisierung der Entwurfsregeln nach dem Konzept der Partialsicherheitsbeiwerte, die zwischen den Konstruktiven Bauingenieuren und den Grundbauingenieuren stattfinden muß mit der volkswirtschaftlichen Nebenbedingung, daß die nach dem neuen Konzept berechneten Bauwerke nicht aufwendiger werden sollten als bisher.

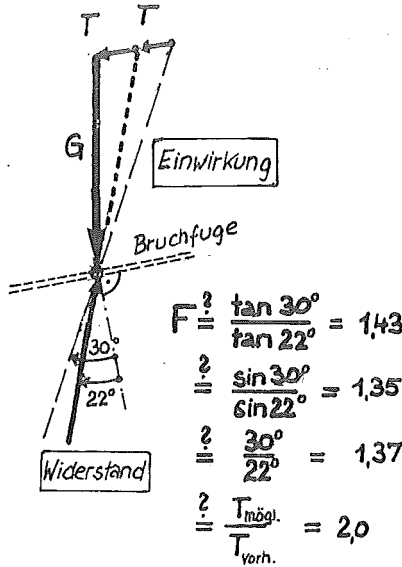


Bild 2 M\u00f6glichkeiten unterschiedlicher Sicherheitsdefinitionen bei gleichem Sachverhalt

3. Harmonisierung international.

Bei (3) wird bewu\u00dft von "international" und nicht nur von "europ\u00e4isch" gesprochen, denn durch die inzwischen erfolgte Abgabe der Euronormung von der EG an die europ\u00e4ische Normungsorganisation CEN ist die Zahl der hierbei Einzubeziehenden ja noch einmal um die H\u00e4lfte vergr\u00f6\u00dft worden, ganz abgesehen davon, da\u00df nat\u00fcrlich auch die osteurop\u00e4ischen L\u00e4nder hierbei beteiligt zu werden w\u00fcnschen.

Hier liegt nun f\u00fcr den Grundbau die besondere Schwierigkeit darin, da\u00df es zwar hinsichtlich der anzuwendenden Rechenmodelle f\u00fcr die Nachweise der Grundbruch-, Gleit-, B\u00f6schungsbruchsicherheit und der Setzungen international recht einheitliche Sprachregelungen gibt, da\u00df diese Rechenmodelle aber nur in besonderen F\u00e4llen, etwa bei ebenen Verformungszust\u00e4nden oder im homogenen Baugrund, theoretisch begr\u00fcndbar sind, w\u00e4hrend alle in der Praxis vorkommenden Abweichungen durch empirische Modifizierungen ber\u00fccksichtigt werden m\u00fcssen, die irgendwann einmal in jedem Land durch gutachterliche Stellungnahmen oder Ver\u00f6ffentlichungen von einzelnen Experten oder Kommissionen festgelegt worden sind.

Hinzu kommt die allgemeine Schwierigkeit, da\u00df die baurechtliche Verantwortung in den europ\u00e4ischen L\u00e4ndern bekanntlich unterschiedlich praktiziert wird und da\u00df auch das Verst\u00e4ndnis, was man unter einem "Code" zu erwarten habe, sehr differiert. W\u00e4hrend nach deutscher Tradition zwecks Harmonisierung der Wettbewerbsregeln von

einer geotechnischen Berechnungs-Norm erwartet wird, daß sie in möglichst knapper Form eine eindeutige, durch Zahlenwerte und Formeln quantifizierbare Regel angibt, wie ein Nachweis und mit welchem Sicherheitsbeiwert er zu führen sei, ist ein englischer Code of Practice eine umfangreiche Sammlung von Hinweisen, was zu beachten ist, wenn ein Nachweis zu führen oder eine Gründungsmaßnahme zu realisieren ist. Rechenregeln oder gar Sicherheitsbeiwerte sind dort nicht festgelegt, weil diese nach der in England traditionell kasuistischen Rechtsauffassung in die Verantwortung des Entwurfsaufstellers gehören.

Über die europäische Regelung der Entwurfsregeln im Grundbau kann also zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht abschließend berichtet werden, doch zeichnen sich Leitlinien ab, über die im folgenden berichtet wird. Eine Umstellung der nationalen geotechnischen Normung auf europäische Regelungen wird nach den sog. Stillhaltebedingungen, die ein Einfrieren nationaler konkurrierender Regelwerke verlangen, erst dann erfolgen können, wenn "der jeweilige Sachverhalt vollständig durch einen übereinstimmenden Satz harmonisierter Normen abgedeckt wird". Dem will die EG-Kommission durch "fallweise angemessene Übergangsfristen" Rechnung tragen. Es besteht also kein Grund zur Sorge, daß das deutsche geotechnische Regelwerk 1992 schlagartig aus dem Verkehr gezogen werden muß. Vermutlich ist realistisch von einer fünfjährigen Übergangsfrist auszugehen, und die Schwierigkeit des Grundbaus wird in Zukunft wie bisher darin liegen, daß die anderen Disziplinen einen zeitlichen Vorsprung haben, so daß wir im Grundbau dann bereits mit Angaben zu Einwirkungen konfrontiert werden, die dort bereits nach dem Partialsicherheitskonzept ermittelt sein werden, während im eigenen Bereich noch nach dem bisherigen Regelpaket gerechnet werden wird. Hier wird die deutsche Bauordnung auf dem Erlaß-Wege Anpassungen für die Übergangszeit zu finden haben.

Das System der Partialsicherheitsbeiwerte

Die größten Schwierigkeiten ergeben sich für den Grundbau aus der Erfahrung, daß die Sicherheitsvorstellungen in Europa sowohl qualitativ wie quantitativ sehr variieren.

Qualitativ:

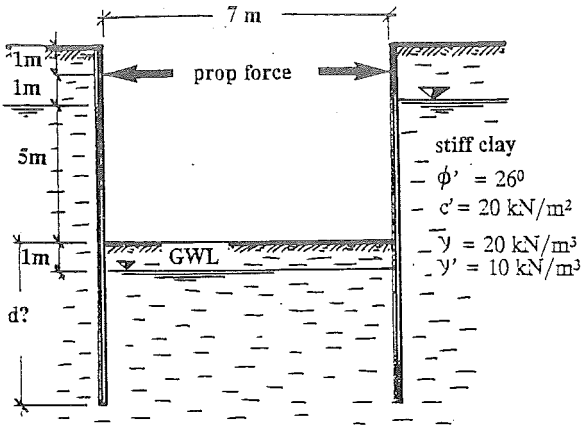
Für einen Bauingenieur in England, der als beratender Ingenieur einen Entwurf aufzustellen hat, ist der Sicherheitsbegriff subjektiv, d.h. an seine eigene und verantwortliche Einschätzung des Risikos gebunden.

Für einen Bauingenieur in Frankreich ist das maßgebend, was seitens der Bauwesenversicherung gefordert wird.

Für einen Bauingenieur in Deutschland sind die Normen maßgebend.

Quantitativ:

Vergleichsrechnungen, siehe Bild 3, auf der Basis derzeit geltender technischer Regeln, zeigen erhebliche Abweichungen in den Vorstellungen, welche globale Sicherheit bei einem Nachweis im Grundbau notwendig ist. Dabei kann man feststellen, daß die konservativsten Forderungen aus England kommen, wo die angesetzten Globalsicherheitsbeiwerte um etwa 50% über den deutschen und den dänischen liegen.



Results

	F	D	DK	P	UK	NL	IR
length (m)	16.1	12.0	13.8	16.2	14.4	14.0	12.0
bending moment (kNm/m)	279	210	699	502	550	670	121
sheetpile weight (kg/m)	2504	1866	3276	2520	3427	3276	1866
prop force (kN/m)	82	62	239	191	226	207	85

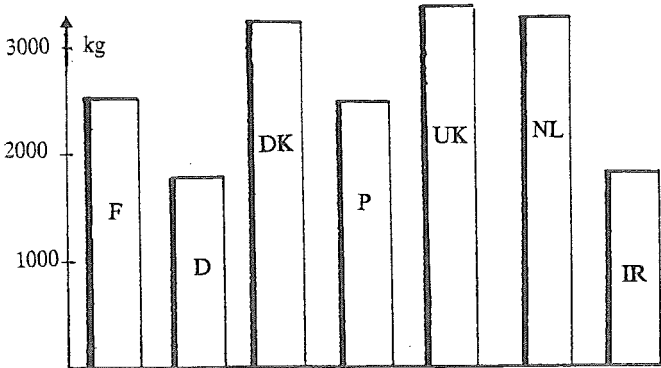


Bild 3 Ergebnis einer Ringanalyse am Beispiel eines Stützbauwerks unter Zugrande-
legung der in europäischen Ländern geltenden Regeln

Wenn also die verständliche Forderung erhoben wird, die Einführung eines neuen Sicherheitskonzeptes müsse

- 1. das gewohnte Sicherheitsniveau einhalten, und
- 2. zu keiner größeren Fundamentabmessungen führen als bisher,

dann ist - da ja jede beteiligte Nation die gleiche Forderung stellen kann - eine internationale Harmonisierung von vornherein unmöglich.

Um der Forderung nach Harmonisierung zu entsprechen, war es daher notwendig, die traditionelle Betrachtungsweise mit globalen Sicherheitsbeiwerten insgesamt durch ein neues Konzept zu ersetzen. In den "Grundlagen für die Sicherheit von Bauwerken" (GruSiBau) des Instituts für Bautechnik in Berlin wurde daher vor zehn Jahren ein in Dänemark schon seit den fünfziger Jahren erfolgreich praktiziertes Konzept aufgegriffen, Einwirkungen und Widerstände getrennt zu bewerten. Man ging allerdings über diesen Ansatz hinaus und versuchte, mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitsrechnung zu einem für das gesamte Bauingenieurwesen gleichmäßig tragfähigen Sicherheitskonzept

$\varphi_k =$	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0
$\alpha = 0, \beta = 0, K_{aY} = K_{ap}$					
"alt"	0,43	0,35	0,28	0,22	0,18
"neu"	0,50	0,42	0,34	0,29	0,24
"neu" / "alt"	1,16	1,19	1,22	1,31	1,31
$\alpha = 20^0, \beta = 20^0$					
"alt"		0,35	0,23	0,16	0,11
"neu"		0,57	0,35	0,25	0,17
"neu" / "alt"		1,61	1,54	1,54	1,57
$\alpha = 20^0, \beta = 0$					
"alt"	0,31	0,24	0,17	0,13	0,09
"neu"	0,39	0,31	0,24	0,18	0,13
"neu" / "alt"	1,27	1,29	1,41	1,40	1,49
$\alpha = 0, \beta = 20^0$					
"alt"		0,55	0,41	0,32	0,25
"neu"		0,77	0,53	0,41	0,31
"neu" / "alt"		1,39	1,29	1,27	1,26

"alt": Berechnung unter Verwendung von "cal"-Werten

"neu": Berechnung mit $\varphi_d = \varphi_k / 1,2$

Bild 4 Erddruckbeiwerte nach bisheriger deutscher Regel und bei Einrechnung eines Partialsicherheitsbeiwertes von 1,20 in den Scherwinkel φ

auf der Grundlage einer einheitlichen Versagenswahrscheinlichkeit zu gelangen. Der Nachweis, daß ein Versagen eines Bauteils mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden kann, läßt sich aber selbst im Massivbau nur in statistisch gesicherten seltenen Fällen führen, während man in der Regel auf Stichproben in Verbindung mit gesicherter Erfahrung angewiesen ist. Dies gilt in ganz besonderem Maße für den Grundbau.

Den Fachleuten, die sich mit der Aufstellung einer harmonisierten europäischen Grundbaunorm befaßten, blieb nichts anderes übrig, als zu dem dänischen Konzept fester Partialsicherheitsbeiwerte zurückzukehren. Es hat erwiesenermaßen den Nachteil, daß es je nach Bodenqualität zu einer größeren oder kleineren Versagenswahrscheinlichkeit führt, als in der GruSiBau festgelegt wurde - jedenfalls nicht zu einem festen Wert hierfür. Auch ergaben Nachrechnungen, daß man im Grundbau bisher im allgemeinen mit einer größeren Versagenswahrscheinlichkeit bemessen hat, als das in der GruSiBau gefordert wird. Dies muß man bedenken, wenn gefordert wird, die Abmessungen dürften sich nach dem neuen Konzept nicht vergrößern.

Das Konzept der konstanten Partialsicherheitsbeiwerte

Der Konstruktive Ingenieurbau hatte kaum Schwierigkeiten, das Konzept konstanter Partialsicherheitsbeiwerte zu quantifizieren, denn er brauchte im Grunde lediglich die bisher angewandte globale Sicherheit von 1,75 für die Bemessung von Bauteilen in zwei Faktoren zu zerlegen, von denen der eine der Lastseite, der andere der Materialseite zuzuordnen war. Dabei wurde davon ausgegangen, daß die größere Unsicherheit bei den Lasten (jetzt: Einwirkungen) bestehe. Demzufolge wurden Partialsicherheitsbeiwerte $\gamma_F = 1,35$ für ständige und 1,50 für veränderliche Einwirkungen festgelegt, während für den Materialwiderstand Werte γ_m um 1,1 bis 1,2 als ausreichend angesehen wurden. Diese Werte findet man auch in den Eurocodes für Stahlbau und Stahlbetonbau.

Für den Grundbau sind derartige Festlegungen sehr problematisch. Zunächst einmal ist zu beachten, daß die für die Einwirkungsseite vorgesehenen Partialsicherheitsbeiwerte aus zwei unterschiedlichen Unsicherheiten herrühren, nämlich einem Faktor für die Unsicherheit der Einwirkung selbst und einem zweiten Faktor für die Berücksichtigung der Unsicherheit, die sich aus der Verteilung der Einwirkung innerhalb eines Bauwerkes ergibt. Man kann die Gesichtspunkte, die sich aus der statischen Unbestimmtheit eines vielfältig gegliederten, aus Platten, Scheiben, Säulen und Balken bestehenden Baukörpers ergeben, nicht unreflektiert auf das Kontinuum Baugrund übertragen. Die Einwirkung aus dem Wasserdruck hängt z. B. allein von der praktisch nicht streuenden Wichte des Wassers ab und von der Spiegelhöhe, für die in der Regel statistisch sehr zuverlässige Daten vorliegen oder die durch konstruktive Vorkehrungen exakt definiert und somit als Nennwert gegeben ist. Es ist daher abzulehnen, die ständige Einwirkung aus Wasserdruck mit einem $\gamma_F = 1,35$ zu vergrößern. Der Erddruck hängt von mehreren Basisvariablen ab, wobei die Wichte des Bodens auch wieder eine wenig streuende Größe ist, für die $\gamma_F = 1,0$ (bzw. 1,05 bei günstiger Wirkung etwa bei Auftriebsnachweisen) angemessen ist. Der Erddruck hängt aber außerdem über das Rechenmodell auch von den Basisvariablen der Scherfestigkeit und

Wandreibung ab.

Das sind aber Materialwerte, für die im EC7 Partialsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\varphi} = 1,20 \dots 1,25$ (auf $\tan \varphi$) und $\gamma_c = 1,5 \dots 1,8$ auf die Kohäsion c vorgeschlagen wurden. Der von den anderen Ländervertretern akzeptierte Grundsatz bei der Erddruckberechnung ist somit die Berechnung des Bemessungswertes des Erddrucks aus den Bemessungswerten der Basisvariablen. Bild 4 zeigt den Vergleich der Beiwerte des aktiven Erddruckes für ebenes Gelände und senkrechte Stützwand. Der Beiwert für den Kohäsionsanteil tritt stets in multiplikativer Verbindung mit dem Kohäsionswert c auf, enthält also immer eine höhere Teilsicherheit als bisher.

Mit diesem Konzept dürfte ein englischer Entwurfsaufsteller zu günstigeren Abmessungen kommen als bisher, so daß von dort kein Widerspruch zu erwarten ist. Hingegen ist diese Regel auf deutscher Seite auf großen Widerspruch gestoßen. Denn hier würde eine Regel bevorzugt, nach der der Erddruck aus den charakteristischen Werten der Basisvariablen zu berechnen und dann als Kraftgröße wie eine sonstige Einwirkung mit den vorgenannten Partialsicherheitsbeiwerten des Konstruktiven Ingenieurbaus zu multiplizieren wäre.

Bild 3 stellte die Ergebnisse einer Spundwandberechnung nach den in Europa geltenden nationalen Regeln dar. Es ist deutlich, daß die deutsche Praxis zu den günstigsten Abmessungen führt. Die Harmonisierung kann also nur zu aus deutscher Sicht ungünstigeren Bemessungen führen, doch muß hier abgewogen werden, welches Ziel den höheren Stellenwert hat. Kompromisse sind unvermeidlich.

Das Definitions-Problem der charakteristischen Werte

Der wichtigste Diskussionspunkt für die gesamte geotechnische Normung ist die Definition der charakteristischen Werte der Materialeigenschaften. Zwei Fragen stellen sich hier:

1. Wie müssen die charakteristischen Werte der Basisvariablen im Grundbau definiert werden, damit das Sicherheitsniveau überhaupt mit dem des übrigen Bauingenieurwesens verglichen werden kann?
2. Wie läßt sich eine Umstellung von der bisherigen auf die EC7-Praxis so vornehmen, daß der persönliche Erfahrungsschatz des für den Entwurf einer Gründungsmaßnahme verantwortlichen Ingenieurs auch in Zukunft genutzt werden kann?

Im EC7-Entwurf hat sich die Auffassung durchgesetzt, daß nur durch eine quantitative Festlegung die Varianz erfaßt werden könne. Es heißt dort:

2.2.5 (4): Characteristic values shall be selected with the intention that the probability of a more unfavourable value governing the occurrence of a limit state is not greater than 5%.

Dazu lautet die Anwendungsregel:

- 3 -

For parameters for which the values governing the field behaviour are well established with little uncertainty, the characteristic value may be taken as the best estimate of the value in the field. Where there is greater uncertainty, the characteristic value is more conservative.

Gegen diese Forderung wurde eingewandt, sie sei akademisch, da es in der Praxis in der Regel nicht möglich sei, die 5%-Fraktile einer Materialeigenschaft nachzuweisen. Aus diesem Grunde identifizierte der deutsche Ausschuß NABau VI den charakteristischen Wert als "sicheren Erwartungswert des Mittelwertes".

Bei dieser Diskussion wurde verkannt, daß die Forderung des EC7 ja nicht dahin geht, eine 5%-Fraktile nachzuweisen - was natürlich unmöglich wäre -, sondern sich bei der Auswahl des charakteristischen Wertes von dem Ziel leiten zu lassen ("intention!"), daß höchstens 5% der Werte einer Größe auftreten, die das Tragverhalten steuert. Dabei ist zu beachten, daß das Versagen bei Gründungen sowohl dadurch eintreten kann, daß in einem fundamentnahen Teilvolumen des Baugrundes die Widerstände kumulativ geweckt werden (Beispiel: Grundbruch), als auch dadurch daß der Schubverbund zwischen einem Fundament und dem Baugrund infolge einer lokalen Schwachstelle versagt und sich progressiv eine Gleitfläche entwickelt (Beispiel: Gleiten; Zuganker; aber auch der allgemeinere Fall des Linienbruches). In den letztgenannten Fällen hilft also nicht die Kenntnis der Varianz des Mittelwertes, sondern es ist schon notwendig, die Varianz der Scherparameter selbst innerhalb des Kontaktbereiches zu berücksichtigen.

Im übrigen folgt dann in der Anwendungsregel der Rekurs auf die Qualität einer Baugrunduntersuchung bzw. die gesicherte Erfahrung.

Nimmt man dies zusammen und beachtet ferner, daß die bisherige Handhabung der sog. "cal"-Werte in der deutschen Geotechnik erfahrungsgemäß dem Grad an Zuverlässigkeit entsprochen haben muß, den das o.g. Prinzip des EC7 verlangt, dann ist davon auszugehen, daß die deutschen cal-Werte als charakteristische Materialwerte übernommen werden können. Sie tragen also bereits der Varianz Rechnung. Die beiden eingangs genannten Forderungen lassen sich dadurch ohne Umstellungshwierigkeiten in der deutschen Baupraxis erfüllen.

Das Interaktionsproblem

Bei der Bemessung von Fundamenten und anderen Gründungskörpern unterscheidet man bekanntlich drei Stufen der Erfassung der Baugrund-Reaktion:

1. Die "einfache Annahme", daß sich die Bodenreaktionsspannung statisch bestimmt über die Gleichgewichtsbedingungen aus den einwirkenden Kräften und Momenten ermitteln lasse;
2. der Ersatz der Bodenreaktion durch eine diskrete oder kontinuierliche Reihe elastischer Federn;

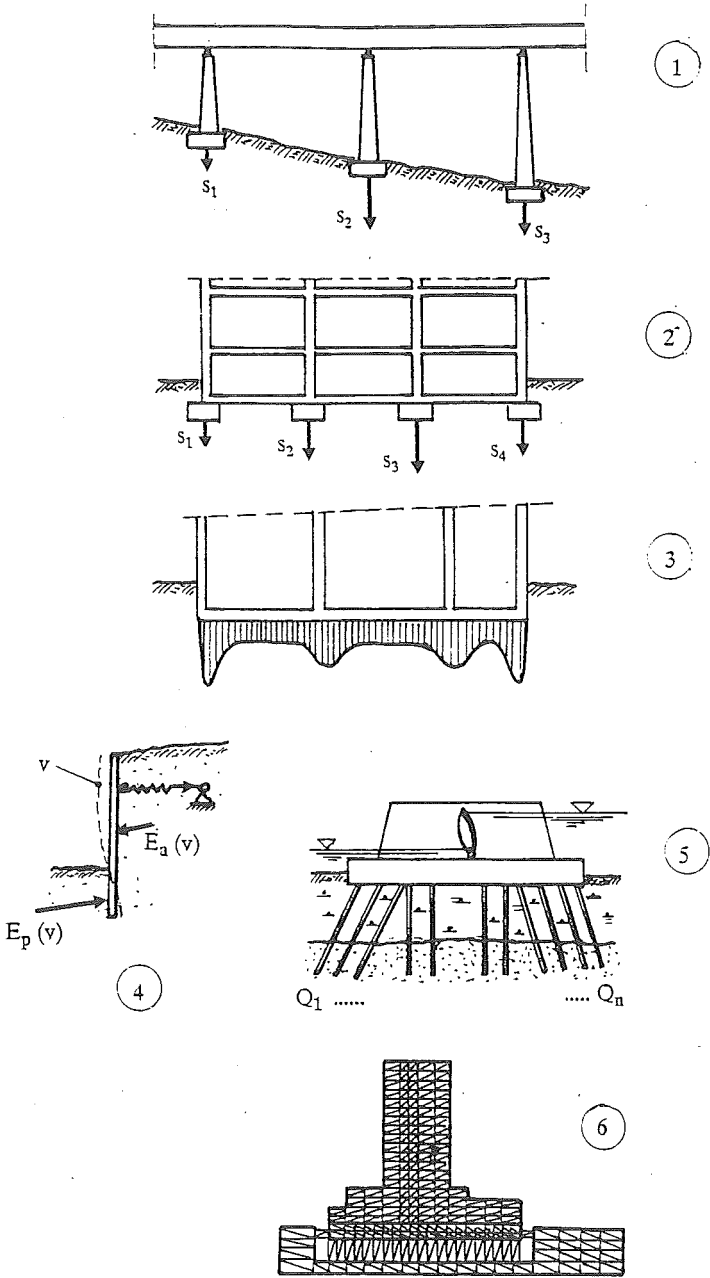


Bild 5 Interaktionsfälle im Grundbau (schematisch)

3. die Ermittlung der Bodenreaktion durch eine statisch unbestimmte Berechnung der Sohlspannungsverteilung aufgrund eines Stoffgesetzes für den Baugrund: a) mit ausschließlicher Berücksichtigung der gestalttreuen Volumenänderungen; b) unter Einbeziehung der Scherverformungen.

Wenn also bei ausgedehnten Gründungskörpern (Platten, Balkenroste) oder Fundamentgruppen nach 2 oder 3 gerechnet wird, ergeben sich Umverteilungen auf der Einwirkungsseite. Man hat es dann mit dem Interaktionsproblem zu tun. Der Einfluß des sich verformenden Bodens auf die Verteilung der einwirkenden Kräfte macht sich aber nicht nur bei Gründungsplatten u.ä. bemerkbar, sondern im Grunde bei allen Kontaktflächen. Bild 5 stellt typische Interaktionsfälle dar.

Bild 6 zeigt das Ergebnis einer statischen Untersuchung unter Zugrundelegung der Annahme 2 für einen dreifeldrigen Hausquerschnitt mit 4 Streifenfundamenten bei Variation des Steifigkeitsverhältnisses von Bauwerk und Baugrund ($\alpha_{St} = EI/l^3 C_1$; C_1 -- Federsteifigkeit unter dem Außenfundament) und der Standardabweichung der Baugrundfedern.

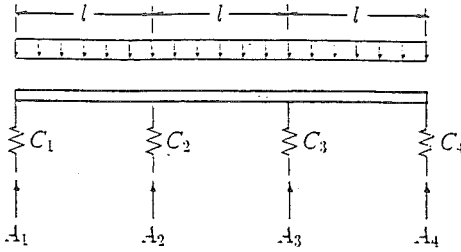
Die aus der Interaktion herrührende Unsicherheit bei den Auflagerkräften läßt sich also entweder dadurch abdecken, daß die Einwirkungen mit einem auskömmlichen Partialsicherheitsbeiwert vergrößert werden, oder - und das scheint mir der zuverlässigere und einsehbarere Weg zu sein, daß man eine Varianz des Steifemoduls berücksichtigt.

Das Problem international ist nun, daß der Grad der " statischen Sensibilität" diesem Problem gegenüber in Deutschland am stärksten ausgeprägt ist. In den meisten anderen Ländern begnügt man sich mit einfachen plausiblen Abschätzungen der Varianz der Sohlruckverteilung (z.B. indem man die halbe Sohlruckspannung in dreieckförmiger Verteilung unter den Wänden konzentriert o.ä.). Hier ist m.E. sowohl eine Rückführung deutscher Bemühungen auf ein Niveau nötig, das für die Bemessung noch wirklich relevant ist, als auch eine Abstimmung mit den Bauingenieuren des Auslands.

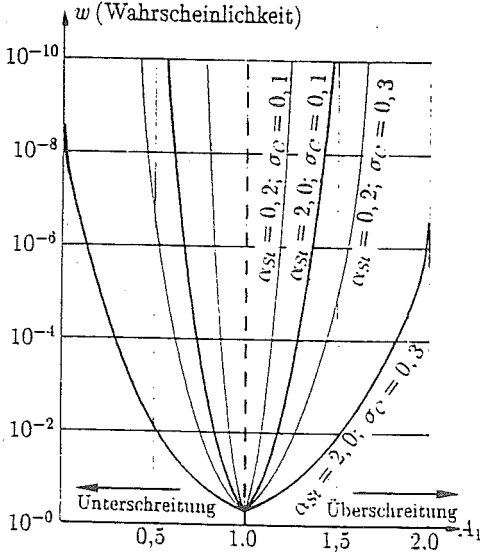
Die zwei Grenzzustände

Es besteht international Einigkeit darüber, daß der Entwurfsaufsteller zwei verschiedene Grenzzustände zu überprüfen habe: den Grenzzustand 1 der Tragfähigkeit und den GZ 2 der Gebrauchstauglichkeit. Dabei kann der GZ1 im Bauwerk oder einem Bauwerksteil eintreten, wenn z.B. die Setzungen des tragenden Baugrundes zu groß werden, er kann aber auch durch ein Versagen des Baugrundes selbst eintreten. Dagegen soll der Nachweis des Nichteintretens eines GZ2 dazu dienen sicher zu sein, daß bei Einwirkung der planmäßigen Lasten nur solche Verformungen eintreten, die den Gebrauch des Bauwerks oder Bauteiles nicht in Frage stellen.

Natürlich lassen sich stets Szenarien denken, bei denen diese Unterscheidung nichts



$$\alpha_{Si} = \frac{EI}{l^3 C_i}$$



Auflagerkraft A_1 bei
Variation des Steifemoduls

	Verhältnis der Steifemoduli $E_{S1} : E_{S2} : E_{S3} : E_{S4}$	A_1 bei α_{Si}	
		2,0	0,2
1	$\frac{1}{\sqrt{1,5}} : \sqrt{1,5} : \sqrt{1,5} : \frac{1}{1,5}$	0,79	0,928
2	$\sqrt{1,5} : \frac{1}{\sqrt{1,5}} : \frac{1}{\sqrt{1,5}} : \sqrt{1,5}$	1,243	1,075
3	$\frac{1}{1,5} : 1,5 : 1,5 : \frac{1}{1,5}$	0,614	0,859
4	$1,5 : \frac{1}{1,5} : \frac{1}{1,5} : 1,5$	1,511	1,155

Bild 6 Beispiel für den Interaktionseinfluß auf die Streifenfundamente eines dreifeldrigen Bauwerks

bringt. Man denke an die unterschiedliche Setzung, die zwar zu keinen Rissen im Bauwerk, wohl aber zur Beschädigung eines Gasrohres mit nachfolgender Explosion führt: GZ1 oder GZ2?

Weniger wichtig als eine präzise Definition, die dann doch lückenhaft bleibt, scheint mir der unbestrittene Sachverhalt, daß der Entwurfsaufsteller im Gegensatz zur bisherigen Praxis in Zukunft nicht nur die Setzungen im GZ2 nachzuweisen hat, sondern auch die Setzungen (und sogar die Verformungen allgemein) unter den erhöhten Einwirkungen des GZ1. Das entfällt nur dann, wenn der Baugrund selbst es ist, der im GZ1 versagt, weil dann natürlich die Setzungen unbestimmt groß werden.

Ein Harmonisierungsproblem des Europäischen Normenwerkes liegt allerdings hier nicht vor, denn die im EC7-Entwurf hierzu getroffenen Feststellungen sind bisher von keiner Seite in Frage gestellt worden. Man hat lediglich Sorge geäußert, daß der statische Aufwand sich verdoppeln könnte. Das ist jedoch abwegig, da sich gewissermaßen nur die rechte Seite des Problems ändert, d.h. die Aussagen sind fast im gleichen Rechengang für beide Grenzzustände zu erhalten.

Die noch unklaren Sicherheits-Definitionen

Harmonisierungsprobleme sehe ich bei den bisher nicht behandelten erdstatischen Nachweisen, als da sind:

- Auftriebssicherheit;
- Erosionssicherheit;
- Gefügestabilität (suspensionsgestützte Erdwand);
- Sicherheit gegen zu große Schubverformungen bei Stützkonstruktionen;
- Sicherheit bei Auszieh Widerständen;
- Definition der Sicherheit bei Tunnelbauten;
- Definition der Sicherheit bei numerischen erdstatischen Kontinuumsberechnungen.

Bei den langjährigen Beratungen des EC7-Entwurfes ging es im Grunde immer um die Grundfälle der Geotechnik, die sich bei der Bemessung von Fundamenten, Pfählen und Stützwänden ergeben. Wenn man sich im Sinne des schweizerischen Normenwerkes aber Gedanken über "Gefährdungsbilder" machen soll, muß man eigentlich feststellen, daß die schwierigeren Harmonisierungsprobleme vermutlich erst noch kommen werden.

Schlußbemerkung

Zusammenfassend und etwas vereinfacht stelle ich fest, daß es im wesentlichen ein Harmonisierungsproblem gibt und das rührt von den unterschiedlichen Sicherheitsanforderungen her, die in den europäischen Ländern bisher gelten. Die Variationsbreite wird durch die englische und die deutsche Praxis bestimmt. Da ein Erfolg der Harmonisierungsbemühungen einen Kompromiß voraussetzt, wird es in Deutschland nach der Umstellung des nationalen geotechnischen Regelwerkes auf das europäische nicht möglich sein, mit einem so spitzen Rechenstift zu dimensionieren wie bisher.