



**BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART**

1981

MITTEILUNG 16

**KARL MALCHAREK
ULRICH SMOLTCZYK**

**VERGLEICH
NATIONALER RICHTLINIEN
FÜR DIE BERECHNUNG
VON FUNDAMENTEN**

Untersuchung im Auftrag des Instituts für Bautechnik in Berlin

1979 - 1981

VERGLEICH NATIONALER RICHTLINIEN
FÜR DIE
BERECHNUNG VON FUNDAMENTEN

VON KARL MALCHAREK UND ULRICH SMOLTCZYK

ENGLISH TRANSLATION OF INTRODUCING
AND CONCLUDING REMARKS

by T.N.Thorp

Untersuchung im Auftrag des Instituts für Bautechnik in Berlin
1979 - 1981

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung
"INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK"
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-16-2

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1981 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

INHALT

	Seite
Einleitung	2
1. Allgemeine Hinweise zur Art des Vorgehens	3
2. Textvergleiche und Bewertungen	10
2.01 Zweck und Geltungsbereich von Gründungsnormen	10
2.02 Baugrunderkundung, Bodenklassifizierung und Bodeneigenschaften	13
2.03 Lastannahmen, Lastfälle	23
2.04 Forderungen zur Baugrube	26
2.05 Entwurf von Flachgründungen nach zulässigen Sohlspannungen aus Tabellen	28
2.06 Entwurf von Flachgründungen mittels Grundbruchsicherheitsnachweis	31
2.07 Nachweis der Gleitsicherheit	41
2.08 Nachweis der Kippsicherheit (klaffende Fuge)	43
2.09 Nachweis der Auftriebsicherheit und Zugsicherheit	45
2.10 Nachweis der Böschungs- bzw. Geländebruchsicherheit	46
2.11 Setzungsnachweis	47
2.12 Festlegung zulässiger Fundamentlasten durch Probelastungen	51
3. Schlußfolgerungen	52

ANHANG	
English Translation of introducing and concluding remarks	53

EINLEITUNG

Der Anlaß für die nachstehende Untersuchung sind die seit etwa einem Jahrzehnt angelaufenen Bemühungen, sowohl im Rahmen der Europäischen Gemeinschaft wie bei der Internationalen Normungsorganisation ISO in Genf, in der Baunormung zu einer Harmonisierung der bestehenden Regelwerke zu kommen. Dabei sind die internationalen Gremien überwiegend auf Vorarbeiten der nationalen Normenorganisationen angewiesen.

Während beispielsweise auf dem Gebiet des Massivbaus schon weitgehend auch international abgestimmte Vorarbeiten geleistet werden konnten, besteht beim Grundbau ein großer Nachholbedarf. Das liegt auch daran, daß die für vergleichbare Vorarbeiten in Frage kommenden internationalen Fachorganisationen, die fast ausschließlich auf wissenschaftlichem Gebiet tätig sind, bis vor kurzem kaum ein Interesse an Normungsfragen zeigten und es für die auf diesem Gebiet Tätigen bisher praktisch keine Informationsmöglichkeit gibt, wie weit eigentlich im internationalen Vergleich eine Übereinstimmung in den Standsicherheitsnachweisen des Grundbaus vorhanden oder erreichbar ist. Das war solange kein fühlbarer Mangel, als es noch keine grenzüberschreitenden Bauleistungen vieler Länder gab, sondern sich dieser Export auf ganz wenige Nationen beschränkte. Die dabei zugrundegelegten technischen Regeln wurden von den verantwortlichen Ingenieuren aus dem ihnen jeweils bekannten oder zugänglichen Regelwerk übernommen. Daß dabei oft eher der linguistische als der inhaltliche Gesichtspunkt maßgebend war, versteht sich von selbst.

Nachdem aber nun in wachsendem Umfang international zusammengesetzte Projektgruppen Bauvorhaben ausführen, ist der Zeitpunkt für eine abgestimmte Formulierung technischer Grundforderungen gekommen. Der Grundbau ist dessen besonders bedürftig, wie sich schon im nationalen Rahmen häufig zeigte, weil bei ihm die Versuchung zu einer ungenauen oder unklaren technischen Forderung besonders groß ist und die sich aus solchen Unklarheiten ergebenden wirtschaftlichen Folgen besonders nachhaltig sind.

Das INSTITUT FÜR BAUTECHNIK in Berlin erteilte daher den Verfassern den Auftrag zu einer vergleichenden Untersuchung nationaler Grundbaunormen, deren Ergebnis hiermit vorgelegt wird.

1. Allgemeine Hinweise zur Art des Vorgehens

Da für die Ausführung der Untersuchung ein bestimmter Zeitraum vorgegeben war, war es den Verfassern nicht möglich, aus allen Ländern, in denen es möglicherweise Grundbaunormen gibt, diese ausnahmslos zu beschaffen. Wir meinen aber, daß das von uns herangezogene Material ausreicht, die sehr unterschiedlichen Tendenzen zu verdeutlichen.

Die Schwierigkeiten bei der Beschaffung ausländischer Normen dürften auch nicht zufällig sein, sondern geben bereits einen ersten Hinweis auf grundsätzliche Auffassungsunterschiede in den verschiedenen Ländern über das, was im Grundbau regelbedürftig ist. Sie lassen sich auf die folgenden vier Aussagen zusammenziehen:

1. Eine Normung ist prinzipiell überflüssig, denn es ist Sache des Entwurfsaufstellers, im Einzelfall kraft seiner Vorbildung und Berufserfahrung eine Gründung sicher zu entwerfen und zu berechnen. Diese Meinung wird beispielsweise in der Schweiz und in den Niederlanden vertreten.
2. Eine Normung soll sich auf die Angabe qualitativer Entwurfsgrundsätze beschränken - die quantitative Ausfüllung dieser Rahmenbedingungen kann dem entwerfenden Ingenieur überlassen bleiben. Diese Auffassung findet man in einem fast an die Aussage (1) erinnernden, strikten Maße in Frankreich, in einer mehr nach (3) tendierenden und sehr detaillierenden Form neuerdings beispielsweise in England.
3. Eine Normung soll neben der in (2) genannten Aufgabe auch quantitativ soweit ordnen, wie das zur Vergleichbarkeit technischer Lösungen notwendig ist: qualitativ Gleiches soll auch quantitativ gleich sein. Ein Beispiel sind die deutschen Grundbaunormen.
4. Eine Normung soll die Anforderungen an eine Gründung zur Minimierung denkbarer Risiken qualitativ und quantitativ so weitgehend festlegen, wie es die Gleichartigkeit der Merkmale innerhalb der möglichen Variationsbreite von Gründungsaufgaben überhaupt zuläßt. Als Beispiel wäre hier die Normung in der UdSSR zu nennen.

Diesen Auffassungsunterschieden in der Sache entsprechen Unterschiede im Rechtsverständnis. Bekanntlich orientiert sich die englische Rechtsfindung vorzugsweise am erprobten Recht, die kontinentale in der Regel an gesetztem Recht. Wir sehen hier eine denkbare Begründung dafür, daß es z.B. in den USA bisher nur vereinzelt zu überregionalen Kodifizierungen in Fragen des Standsicherheitsnachweises bei Gründungen gekommen ist. Als "anerkannte Regel" gilt dort viel eher die akzeptierte Lehrmeinung

anerkannter Institutionen (große Kommunen, staatliche oder Gebietskörperschaften, prominente Universitäten, Ingenieurvereinigungen, Corps of Engineers etc.). Demgegenüber scheint der Einfluß der American Standards Association (ASA) auf die Formalisierung geotechnischer Richtlinien vergleichsweise unbedeutend zu sein.

Wir sind geneigt, diese Tradition mit dem Wort "Legitimitätsprinzip" zu umschreiben, das wir dem kontinentaleuropäischen "Legalitätsprinzip" gegenüberstellen können. Damit soll keiner begrifflichen Polarisierung das Wort geredet, sondern vielmehr angedeutet sein, daß bei der künftigen Arbeit an einer international anerkannten geotechnischen Norm schon bei der Definition des Zwecks Kontroversen zu erwarten sein werden.

In der Praxis zeigt sich allerdings, daß die legitimistische Auffassung zu einem sehr viel starren Festhalten an technisch überholten Positionen führt, als man das z.B. gern der deutschen Normung vorwirft. Der in der Bundesrepublik Deutschland institutionalisierte Zwang zur zyklischen Überarbeitung von Normen schafft demgegenüber ein verhältnismäßig hohes Maß an Flexibilität, wie das bei kaum einem ausländischen Vergleichsmodell zu finden ist. Tatsächlich ist der von einer anerkannten technischen Regel ausgehende Beharrungszwang in der UdSSR, wo ihre Einführung legalistisch (gesetzesähnlich) erfolgt, ebenso groß wie in den USA, wo sie auf Konvention beruht. Der Verwaltungsstarre des sowjetischen Systems entspricht de facto die Unantastbarkeit autoritärer Individualmeinungen in den USA. Im Vergleich dazu scheint uns der liberale Legalismus, den das skandinavische, österreichische und deutsche Normungsverfahren mindestens vom Ansatz her als Grundlage haben sollten, eine für eine übernationale Initiative besonders konsensfähige Position zu bezeichnen.

Ein wesentlicher weiterer Unterschied ist naturgemäß die redaktionelle Gestalt eines nationalen Normenwerkes. Man muß sich nur den Gegensatz zwischen dem Sammelwerk der geotechnischen DINormen in der Bundesrepublik Deutschland einerseits und dem einheitlichen Code of Practice in England vergegenwärtigen, um die Widerstände gegen eine bestimmte Art der Fassung vorauszusehen. Die Verfasser leugnen übrigens nicht, daß sie die - historisch jüngere und deshalb aus einem Guß geschaffene - englische Fassung bevorzugen. Aus diesem Grund wurde die Gliederung der englischen und der sowjetischen Grundbaunorm als Bezugsraster für diese Vergleichsuntersuchung zugrundegelegt: der Inhalt der genannten Normen deckt qualitativ das Maximum dessen ab, was für eine internationale Norm überhaupt in Frage kommen könnte. Die Sachverhalte lassen sich gruppenweise nach dem Grade ihrer Bestimmtheit et-

wa wie folgt ordnen:

Gruppe I

Aussagen, die international unumstritten sind und die deswegen als Festpunkte für eine internationale Normung empfohlen werden können. Ein Beispiel ist der Grundbruchnachweis für mittige und lotrechte Belastung eines Flachfundaments.

Gruppe II

Sachverhalte, die alternativ nach international anerkannten Regeln gehandhabt werden können. Hier muß also entschieden werden, ob man jeder der Alternativen den gleichen Stellenwert zubilligen kann, so daß sie als wahlweise anzuwendende Verfahren in ein internationales Regelwerk übernommen werden können.

Gruppe III

Sachverhalte, die alternativ nach international anerkannten Regeln, jedoch mit einem jeweils unterschiedlichen Anspruch an Genauigkeit und Wirklichkeitstreue, bearbeitet werden können. Hier sind längere und unter Umständen nicht abschließend entscheidungsfähige Diskussionen vorhersehbar. Als Beispiel sei die Bemessung von Flachfundamenten (a) nach zulässigen, tabulierten Sohlspannungen oder (b) unter Zugrundelegung eines Standsicherheitsnachweises im Einzelfall genannt.

Gruppe IV

Sachverhalte, für die es entweder noch keine oder nur sehr vorläufige, eher empirische als wissenschaftlich begründbare Behandlungsverfahren gibt, die aber möglicherweise gerade deswegen besonders normbedürftig sind.

Nach diesen Kriterien wurden folgende Texte ausgewertet (Anm.: die mit * gekennzeichneten waren zum Zeitpunkt der Berichterstellung noch nicht beschafft):

Länderkennzeichen	Land	Leittext	Ergänzungen
A	Osterreich	ÖNorm B4430 Teil 1 (1974) Erdbau und Grundbau. Zulässige Belastungen des Baugrundes	
CD	Kanada	National Building Code of Canada (1975 u.1977)	Canadian Manual on Foundation Engineering (1975)

Länderkennzeichen	Land	Leittext	Ergänzungen
CH	Schweiz	nicht vorhanden	
CS	CSSR	CSN 73 1001 (1966) Základová Půda pod Plošnými Základy (Baugrund unter Flach- gründungen)	CSN 73 0031 Výpočet stavebních konstrukci a základů; Základní ustanovení (Berechnung von Bauwerken und Grün- dungen; allgemeine Grundlagen) CSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukci (Lastannahmen für Bauten) CSN 73 0090 Zakládání staveb; Geologický průzkum pro stavební účely (Bauvorhaben; Geologi- sche Untersuchungen für Bauzwecke)
D	Bundesrepublik Deutschland	DIN 1054 (1976) Baugrund; Zulässige Be- lastung des Baugrunds	DIN 4017,1+2 (1979) DIN 4019,1+2 (1979) DIN 4084,1+2 (1974) DIN 4022,1 (1969) DIN 18 196 (1970)
DDR	DDR	TGL 11 463 Blatt 1 (1964) Bauwerksgründungen. Grundsätze für die Pro- jektierung. Hoch- und Industriebauten	TGL 10 712,2 Lastannahmen für Bau- ten, Rohwichte und Reibungswinkel von Erdstoffen TGL 11 464,1 (1972) Erdstatische Berechnungs- verfahren. Setzungen TGL 11 464,2 (1972) Erdstatische Berechn- ungsverfahren. Trag- kraft der Flächen- fundamente TGL 11 458,1 (1972) Baugrunduntersuchun- gen. Allgemeine Grundlagen
DK	Dänemark	DS 415 (1977) Code of Practice for Foundation Engineering	DS 410,1 (1977) Dansk Ingeniørforenings Code of Practice for Actions on Building Structures; Actions, exclusive of wind

Länderkennzeichen	Land	Leittext	Ergänzungen
E	Spanien	nicht vorhanden	
F	Frankreich	DTU-13.1 (1978) Règles pour le calcul des fondations superficielles	DTU-13.1 (1977) Travaux de fondations superficielles
GB	Großbritannien	CP 101 (1972) Foundations and Substructures; For Non-industrial Buildings of not more than Four Storeys CP 2004 (1972) Code of Practice for Foundations	CP 2001 Site Investigations CP 2003 Earthworks
IND	Indien	IS:1080-1962 (1977) Code of Practice for Design and Construction of Simple Spread Foundations IS:1904-1978 (1979) Code of Practice for Structural Safety of Buildings; Shallow Foundations	IS:6403-1971 Code of Practice for Determination of Allowable Bearing Pressure on Shallow Foundations IS:8009-1976 Code of Practice for Calculation of Settlement of Foundations IS:1498-1959 Classification and Identification of Soils for General Engineering Purposes
NL	Niederlande	nicht vorhanden	
PL	Polen	PN-74/B-03020 (1975) Grunty budowlane; Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich (Baugrund; Entwurf und statische Berechnung von Flachgründungen)	PN-74/B-02009 Obciążenia w obliczeniach statycznych; Obciążenia stałe i zmienne (Lasten in statischen Berechnungen; ständige Lasten und Verkehrslasten) PN-74/B-02480 Grunty budowlane; Podział, nazwy, symbole i akreślenia (Baugrund; Bodenklassifikation, Benennung, Symbole und Bezeichnungen)

Länderkennzeichen	Land	Leittext	Ergänzungen
S	Schweden	SBN 75 (1975) Svensk Byggnorm	
SU	Sowjetunion	SNiP II-15-74 (1975) Normen und Richtlinien für das Bauwesen; Entwurfsnormen; Gebäude- und Bauwerksgründungen	SNiP III-9-74 (1976) Normen und Richtlinien für das Bauwesen; Richtlinien für die Durchführung und Abnahme von Bauarbeiten; Gründungen und Fundamente
USA	USA	NAVFAC DM-7 (1971) Design Manual; Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures	ASA A56.1-1952 (1952) American Standard building code requirements for excavation and foundations

Jeder Teilabschnitt schließt mit einer Schlußbewertung ab, so daß sich aus der Summe der Schlußbewertungen unmittelbar ein Konzept für einen internationalen Normentwurf ergibt, s.a. Abschnitt 3.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde bei der Auswertung darauf verzichtet, Aussagen zu erfassen, die eigentlich eher in ein Lehrbuch gehören. Lehrbuchartige Textpassagen findet man sehr ausgeprägt in englischen, kanadischen und amerikanischen Texten - vermutlich, weil sie vorwiegend von beratenden Ingenieuren ohne eine geotechnische Spezialausbildung benutzt werden. Der Weitläufigkeit bei qualitativen Anmerkungen steht ein auffälliger Mangel an quantitativen Festlegungen gegenüber. Die Verfasser folgen hier den osteuropäischen und deutschen Vorbildern, d.h. es wird vorausgesetzt, daß der Anwender einer Norm soweit Grundkenntnisse des Normgegenstands besitzt, daß die verwendeten Begriffe und Aussagen auch ohne lexikographische Erläuterung verstanden werden. Wir halten allerdings eine Auflistung der benutzten Symbole mit jeweils einem kurzen Bedeutungshinweis für zweckmäßig.

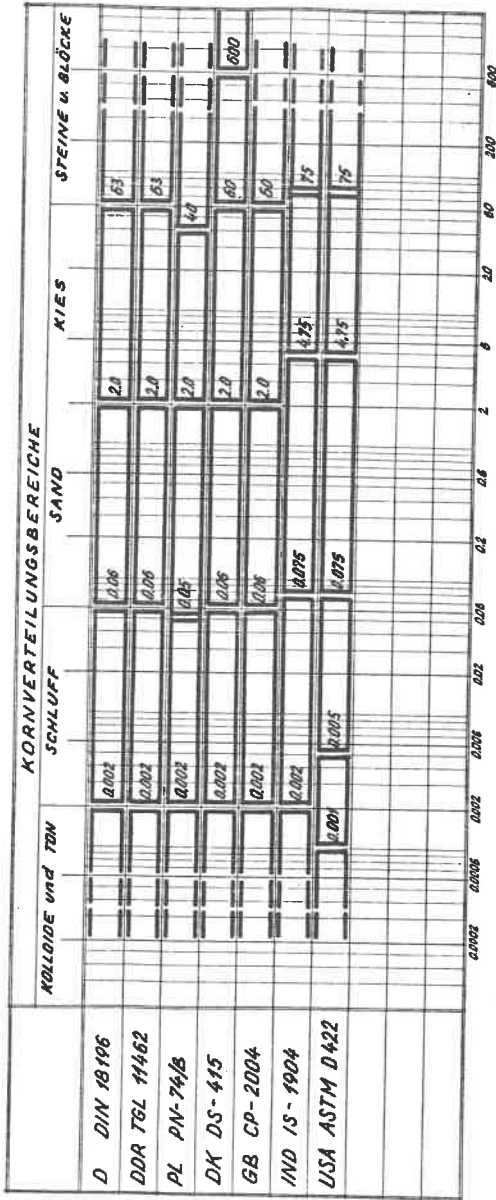


Bild 1. Definition der Kornverteilungsbereiche in den verschiedenen Normen

2. TEXTVERGLEICHE UND BEWERTUNGEN

2.01 Zweck und Geltungsbereich von Gründungsnormen

A. Übersicht

A: Entspricht (D) - DIN 1054

CD: NBC of Canada (1977) gilt für Entwurf, Ausführung und Betrieb von neuen Bauwerken, bei Renovierungen, Umbauten etc.
Keine Einschränkung auf bestimmte Bauwerksarten.

CS: CSN-73 1001 knüpft an CSN-73.0031 "Berechnung von Bauwerken und Gründungen; Allgemeine Grundlagen" an und gilt für alle Bauwerke, für die keine besonderen Vorschriften bestehen. Sie gibt Richtlinien für die Ermittlung zulässiger Bodenspannungen und für die Ausführung von Gründungen. Sie gilt nicht für den Erdbau, Wasserbau, Tunnelbau, Brückenbau mit Feldweiten über 20 m.
Die Norm gibt auch Richtlinien für Baugrunduntersuchungen an.

D: DIN 1054 gibt die zulässige Baugrundbeanspruchung durch Gründungen an und nennt die erforderlichen Baugrunduntersuchungen. Ausgeschlossen werden dynamisch belastete Gründungen und untertägige Bauten, Erdbauten und Mastgründungen von Freileitungen.

DDR: TGL-11 463 Blatt 1 gilt für Wohnungsbauten, gesellschaftliche Bauten, landwirtschaftliche Bauten und Industriebauten; aber nicht für dynamisch belastete Gründungen und Mastgründungen. Die Norm gibt Richtlinien für den Entwurf der Fundamente und die Vorplanung ähnlich (D), aber nicht für die Rechenverfahren. Ähnliche Norm für Brückengründungen.

DK: DS 415-1977 gilt für Bauwerke, Konstruktionen und Bauelemente ohne Einschränkung. Sie nennt die Einflußgrößen bei Standsicherheitsnachweisen und Setzungsberechnungen, nennt aber keine Verfahren.

F: DTU-13.1 gilt für den Entwurf von Flachgründungen aller Art und gibt die Richtlinien für die Planung und für die Standsicherheitsnachweise.

GB: CP 101:1972 gibt Hinweise für den Entwurf der Gründungen von Bauwerken bis zu 4 Stockwerken im Regelfall (keine Spezialbauwerke).
CP 2004:1972 gibt Entwurfsrichtlinien für alle Regelfälle des Grundbaus mit Ausnahme von Maschinengründungen. Baugruben und Unterfangungen sind eingeschlossen.

IND: IS:1080-1962 gilt für einfache Flachgründungen des Hochbaus, aber nicht für Plattengründungen

IS:1904-1978 nennt die allgemeinen Anforderungen an Standsicherheitsnachweise für Flachgründungen, ohne die Rechenverfahren im einzelnen anzugeben (dazu wird, ähnlich wie in (D), auf ergänzende Normen hingewiesen).

PL: PN-74/B-03020 enthält Richtlinien für Flachgründungen aller Arten von Bauwerken und für die erforderlichen erdstatischen Rechenverfahren. Auf Sonderprobleme wie das Bauen auf sackungsempfindlichem oder schwellfähigem Untergrund, in Karst- und Bergbaugebieten u. a. m. wird hingewiesen. Ebenso gilt die Norm nicht für Maschinengründungen.

S: SBN 75 enthält im Abschnitt über die Gründungen keine Angaben über Zweck und Geltungsbereich, der somit stillschweigend uneingeschränkt ist.

SU: SNiP II-15-74 gibt Richtlinien für den Entwurf von Bauwerken und Gründungen. Abgesehen von dem Abschnitt über die Klassifizierung der Böden gilt die Norm nicht für Wasserbauten, Straßen- und Flugplatzbauten, Maschinenfundamente und Bauten in Dauerfrostgebieten. Sie bezieht sich außerdem ausschließlich auf Flachgründungen.

USA: Das Handbuch NAVFAC DM-7 gilt im Geschäftsbereich der herausgebenden Behörde für sämtliche Bauwerke einschließlich des Erdbaus und gibt dazu die Richtlinien für Baugrunderkundung, Standsicherheitsnachweis, Setzungsberechnung und die konstruktiven Anforderungen.

Ergänzend sei auf die Situation in Japan hingewiesen, die der in den USA vergleichbar ist insofern, als es keine nationalen Gründungsnormen gibt, sondern technische Vorschriften für die Geschäftsbereiche von Ministerien. Mit Rücksicht auf den Aufwand, den ihre Beschaffung und Übersetzung erfordert hätte, wurden sie in den Textvergleich nicht einbezogen.

B. Auswertung

Unter dem Gesichtspunkt der Formulierung eines Anforderungs-Katalogs für Flachgründungen besteht weitgehende Übereinstimmung, die Maschinengründungen aus dem Geltungsbereich herauszulassen. Abgesehen von dieser Einschränkung, die sich aus der Art der Last ableitet, ist keine Notwendigkeit zu erkennen, den Geltungsbereich nach Bauwerksarten oder Geschäftsbereichen oder Größe (z. B. Stockwerkszahl) eines Bauwerks abzugrenzen. In welcher baulichen Verbindung auch immer eine Flachgründung auftritt, wird man sie hinsichtlich ihrer Standsicherheit und ihres Setzungsverhaltens zu prüfen haben. Dagegen ist es zweifelhaft, ob Forderungen an die Ausführung der zugehörigen Baugruben mit aufgenommen werden sollten, die sachlich eher den Böschungen und Geländesprüngen zuzuordnen sind.

In den meisten Ländern wird das Thema der Sicherung bestehender Flachgründungen bei erforderlichen Unterfangungen u.ä. nicht eigens angesprochen, weil sich im Grunde nur um einen Sonderfall des Standsicherheitsproblems der Flachgründung handelt. Die Entwicklung einer eigenen Norm DIN 4123 in (D) für Unterfangungen ist für eine internationale Norm nicht zu empfehlen.

Eine strikt auf Flachgründungen jeglicher Art hin determinierte Norm sollte aber - anders als in (D), (A), (DDR), (DK), (IND) - auch die erforderlichen Hinweise auf geeignete Nachweisverfahren enthalten, wenn diese zum anerkannten Standard der Bodenmechanik gehören. Das Verfahren in (D), in DIN 1054 nur Hinweise auf mitgeltende Normen (DIN 4017 und 4019 vor allem) aufzunehmen, ist historisch bedingt und sollte in die internationale Normung nicht übernommen werden.

2.02 Baugrunderkundung, Bodenklassifizierung und Bodeneigenschaften

In diesem Abschnitt werden die bodenmechanischen Voraussetzungen untersucht, die in den Normen definiert werden, um zu einer Aussage über die Tragfähigkeit von Flachfundamenten zu kommen.

Entsprechend dem Vorgehen bei der Planung eines Bauwerks lassen sie sich den Begriffen der

- BAUGRUNDERKUNDUNG durch Bohren, Sondieren oder Schürfen auf der Baustelle;
- KLASSIFIZIERUNG der angetroffenen Bodenarten nach bodenmechanischen Merkmalen und
- Beschreibung der BODENEIGENSCHAFTEN unter Bezugnahme auf separate Prüfnormen subsumieren.

Die Detaillierung geht in den nationalen Normen unterschiedlich weit je nachdem, in welchem Umfang es neben der Gründungsnorm mitgeltende einschlägige Normen gibt. Wir finden

- a. Normen, die nur die Begriffe selbst verwenden, ohne dazu näher etwas auszuführen: CP 101 (GB), IS 1080 (IND), SBN 1975 (S), NBC 1977 (CAN), PN-74/B-03020 (PL);
- b. Normen, welche die Hauptbegriffe durch Merkmale näher erläutern: DIN 1054 (D), ÖNorm B-4430/I (A), TGL 11.463/1 (DDR), CP 2004 (GB), IS 1904 (IND);
- c. Normen, die auf die Grundbegriffe detailliert eingehen: DS 415 (DK), SNiP II-15-74 (SU), CSN-731001 (CS), ASTM Standards (USA).

BAUGRUNDERKUNDUNG

In der Regel werden die Anforderungen an die Baugrunderkundung in besonderen Vorschriften geregelt. Die deutsche DIN 1054 und die österreichische B 4430/1 bilden eine Ausnahme. Sie stimmen darin überein, daß der Abstand zwischen Erkundungsbohrungen unter 25 m bleiben sollte, weichen aber hinsichtlich der Mindestbohrtiefen etwas voneinander ab (geringere Forderungen in A).

Dagegen findet man in den anderen ausländischen Normen, soweit dies überhaupt angesprochen wird, nur die allgemeine Forderung, daß die Bodenerkundung tief genug geführt werden müsse, um die für die Tragfähigkeit maßgebenden Einflüsse ausreichend genau erkennen zu können.

Im Sinne unserer eigenen Schlußfolgerungen zu diesem Abschnitt und unter Berücksichtigung der Tatsache, daß auch in der Bundesrepublik Deutschland durch die Wiederaufnahme der Arbeiten an einer Neufassung der DIN 4020 eine entsprechende Entwicklung in Gang gekommen ist, wird hier nicht weiter auf diesen Punkt eingegangen.

BODENKLASSIFIZIERUNG

Die Gliederung der Hauptbodenarten ist, wie die nachstehende Zusammenstellung in Tabelle 1 zeigt, international recht einheitlich.

TABELLE 1. Gliederung nach Hauptbodenarten

Land	Norm	Gliederung				
D	DIN 1054	Nichtbindig	Bindig	Organisch	Fels	Schüttung
DDR	TGL 11463	Nichtbindig	Bindig		Fels	
A	B 4430/1	Nichtbindig	Bindig	Organisch	Fels	Schüttung
CS	CSN-731001	Sand, Kies	Bindig		Fest-, Halbfest- gestein	Schüttung
DK	DS 415	Nichtbindig	Bindig			
IND	IS 1904	Nichtbindig	Bindig	Torf		Schüttung
PL	PN-74/ B-03020	Nichtbindig	Bindig			
SU	SNIP II- 15-74	Sand, Kies	Bindig	Organisch	Fels	Schüttung
CAN	NBC 1977	ohne nähere Angaben				
F	DTU-13,1	ohne nähere Angaben				
S	SBN:1975	Nichtbindig	Bindig*		Fels	Schüttung

Die Abgrenzung erfolgt ebenfalls ziemlich einheitlich nach folgendem Schema:
1. FELS: In D beschränkt sich die Aufzählung der für Fels kennzeichnenden Merkmale auf die Feststellung (DIN 1054, 2.1.2), daß darunter alle Festgesteine verstanden werden sollen.

Dagegen wird in der CS der Fels in 7 Unterklassen eingeteilt entsprechend der progressiven Entfestigung und Klüftigkeit.

Die sowjetische Norm unterscheidet Fels nach den drei Merkmalen Festigkeit - d.h. einaxiale Druckfestigkeit -, Zerfallsneigung im Wasser und Verwitterungsgrad.

2. Alles, was nicht als "Fels" anzusprechen ist, gehört folgerichtig zu den LOCKERGESTEINEN bzw. SCHÜTTUNGEN.

* Außerdem werden "Mischböden" und "Moräne" ergänzend unterschieden.

3. Die nächste Unterklasse müßte sich ingenieurgeologisch durch die Unterscheidung von anorganischen, organogenen und organischen Bodenarten ergeben. Sie findet sich aber in keiner Norm, abgesehen von einem kurzen begrifflichen Hinweis in der deutschen DIN 1054. Stattdessen unterscheiden, siehe Tabelle 1, die Normen entweder nach organischen und anderen - nichtbindigen und bindigen - oder überhaupt nur nach nichtbindigen und bindigen Böden.

Die organischen Böden werden durch den Gewichtsanteil der organischen Bestandteile in den betreffenden Bodenarten definiert. So wird ein Boden dann als "organisch" bezeichnet, wenn dieser Anteil

- mindestens 3 % bei nichtbindigen bzw. 5 % bei bindigen Böden ist (A, D, DDR, SU; in den anderen nationalen Normen keine Angaben).

Die sowjetische Norm unterteilt die organischen Bodenarten noch weiter in "mäßig organische Böden" mit Gehalten unter 10 % und in "torfige Böden", die als

- "wenig torfig" bei Gehalten bis zu 25 %,
- "mitteltorfig" bei Gehalten bis zu 40 %,
- "stark torfig" bei Gehalten bis zu 60 %,

und darüberhinaus dann als "Torf" bezeichnet werden.

4. Die Untergliederung der anorganischen Bodenarten in bindige und nichtbindige wird einheitlich nach einem Korngrößenkriterium bzw. einem daran gebundenen Gewichtsanteil vorgenommen, siehe Bild 1. Wie man sieht, variiert diese Grenze etwas, aber nicht viel: die Hauptbodenart wird als "nichtbindig" bewertet, wenn

(D)	höchstens 15 %	mit Korngrößen	unter 0,06 mm,
(DDR)	höchstens 10 %	"	" " " 0,06 mm,
(A)	höchstens 20 %	"	" " " 0,06 mm und
	höchstens 5 %	"	" " " 0,006 mm,
(DK)	höchstens 10 %	"	" " " 0,002 mm,
(CS)	höchstens 25 %	"	" " " 0,10 mm,
(IND)	höchstens 50 %	"	" " " 0,075 mm,
(SU)	höchstens 25 %	"	" " " 0,10 mm

im Korngemisch vorhanden sind. Die SU kennt noch eine Klasse "Schluffsand", deren Körnung zu weniger als 75 % aus Körnern über 0,10 mm Durchmesser besteht, deren Plastizität aber dennoch kleiner als 1 % ist.

Auch die dänische Norm nimmt die Plastizitätszahl I_p als weiteres Merkmal hinzu und rechnet alle diejenigen Bodenarten zu den nichtbindigen, deren I_p unter 5 % ist.

5. Die weitere Untergliederung der nichtbindigen Böden in Sand, Kies und Steine geht aus Bild 1 hervor.

Bei den bindigen Böden wird sie einheitlich unter Zugrundelegung der Plastizitätszahl erreicht. DIN 1054 verweist dazu auf DIN 18 196. In der tschechischen Norm werden nicht wie in DIN 18 196 5 Untergruppen, sondern 4 mit Plastizitätszahlen unter 10 %, unter 20 %, über 20 % und eine Gruppe mit extremen Schrumpf- und Schwelleigenschaften unterschieden.

Die SU verwendet dagegen eine sehr viel differenziertere Untergliederung der bindigen Böden nach der Konsistenz, dem Verwitterungsgrad, dem Wassergehalt, der Porenzahl und der Plastizität, so daß dort eine Klassifizierung erst nach Durchführung entsprechender Klassifikationsversuche möglich ist, nicht aber durch unmittelbare Probenansprache im Feld.

SCHÜTTUNGEN

Soweit Bauwerke auf künstlich hergestellten Bodenschichten gegründet werden, müssen zwei Fälle unterschieden werden: a. der Schüttdoden kann planmäßig nach den Regeln des Erdbaus aufgebaut und verdichtet werden; b. das Material wurde ohne besondere Absicht deponiert, so daß seine Zusammensetzung und seine Festigkeit unbekannt und aller Wahrscheinlichkeit nach sehr ungleichförmig sind.

Die hier vorliegenden Normen des Auslands gehen in einigen Fällen (F, PL) überhaupt nicht auf geschüttete Böden ein, beschränken sich auf allgemeine Hinweise (GB, DK, IND) oder definieren Kataloge von Anforderungen im Sinne von erdbautechnischen Prüfnormen. Im einzelnen:

- A: Übernimmt weitgehend die entsprechenden Aussagen der DIN 1054, wonach Gründungen nur auf ausreichend verdichteten Schüttungen zugelassen werden. ÖN B 4000/T.1 quantifiziert die Voraussetzungen für diese Gründungen etwas anders.
- CAN: Im NBC-1977 (S.176) wird als Voraussetzung für die Gründung auf einer Schüttung verlangt, daß die Erkundung eine ausreichende Tragfähigkeit nachweist, die Bauwerksverformungen infolge der Setzung der Schüttung nicht zu groß werden und keine explosiven Gase auftreten.
- DDR: Der TGL 11 463/1 verlangt eine sorgfältige Erkundung des Schüttdodens und stellt im übrigen fest, daß nichtbindige und bindige Erdstoffe wie gewachsene Böden belastet werden können, wenn sie ausreichend verdichtet werden (für nichtbindige Böden wird das Verdichtungsverhältnis, das zu fordern ist, angegeben).
- CS: Neben der allgemeinen Aussage, daß die zulässige Bodenpressung nur mit Hilfe eines Berechnungsverfahrens und auf der Grundlage gemessener Bodenkennwerte ermittelt werden darf, enthält CSN 73 1001 eine

Negativ-Abgrenzung, wonach z.B. Schüttungen aus unzerkleinertem und somit klumpigem, scholligem bindigem Aushubmaterial oder Böden mit einem zu hohen Anteil an organischen Bestandteilen (s.a.o. unter 3: bei bindigen Böden über 5%, bei nichtbindigen über 3%) für Gründungszwecke nicht in Frage kommen.

IND: IS-1080-1962 (S.8) gibt zu den Schüttungen Hinweise auf die von Punkt zu Punkt wechselnden Eigenschaften und daß sie normalerweise wegen langer Konsolidationszeiten frühestens 2 Jahre nach der Schüttung bebaut werden können. IS-1904-1978 macht die zulässigen Sohlspannungen auf Schüttböden von den Ergebnissen des SPT abhängig.

S: SBN:1975 (S.106-108) unterscheidet die Schüttungen aus nichtbindigem von denen aus Gesteinsmaterial und nennt für beide Fälle die erforderliche Verdichtungsart und danach die zulässigen Sohlpressungen.

SU: Die SNiP (S.8, 10, 39, 40, 61) unterteilt die Schüttungen danach, ob sie trocken oder naß hergestellt sind, wie sie aufgebaut und zusammengesetzt und wie weit sie konsolidiert sind. Eine Tabelle 4 (S.61) gibt zulässige Sohlspannungen in Abhängigkeit von Sättigung, Materialart und Verdichtungsaufwand an.

BODENEIGENSCHAFTEN

Nach der Klassifizierung der Bodenarten muß weiter ihre Qualität in Bezug auf die Tragfähigkeit festgelegt werden. In den meisten Normen wird versucht, diese Festlegung mindestens für die nichtbindigen Böden und klar zu klassifizierende bindige Hauptbodenarten noch ohne Hinzuziehung bodenmechanischer Laborversuche zu treffen; also mit Hilfe von Merkmalen, die entweder durch Beobachtung der Bohr- und Schürfergebnisse oder einfache Baustellenversuche (Sondierungen) bestimmbar sind.

Als Basisvariable dienen bei den nichtbindigen Böden

die Lagerungsdichte $D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}}$ (n - Porenanteil)
bzw.

die bezogene Lagerungsdichte $I_D = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$,
wo $e = n / (1 - n)$ die Porenzahl ist

Bei den bindigen Böden nimmt man hierfür die Konsistenzzahl

$I_C = (w_L - w) / (w_L - w_P)$ oder auch $I_L = 1 - I_C$,
wo w der natürliche Wassergehalt und w_L und w_P die Fließ- und Ausrollgrenze nach Atterberg bedeuten.

In einigen Normen, siehe dazu auch die Hinweise im vorausgehenden Absatz BODENKLASSIFIZIERUNG, werden stattdessen hilfsweise die abgeleiteten Variablen verwendet, die sich bei Sondierungen - meist Rammsondierungen oder Standard Penetration Tests - ergeben. Im einzelnen:

TABELLE 2. Forderungen an die Bodenqualität

1. Nichtbindige Böden		
Land	Merkmal	Forderung bzw. Festlegung
D	Lagerungsdichte, Hinweis auf Spitzendruck-Sondierwiderstand im Beiblatt	$D \geq 0,3$ bei $U < 3$ $\geq 0,45$ " $U > 3$ als Mindestforderung (U - Ungleichförmigkeitsgrad)
A	Lagerungsdichte	$D > 0,30$ bei $U < 5$ $> 0,45$ " $U > 5$
DDR, CS, PL	bezogene Lagerungsdichte	$I_D < 0,33$ - "locker" $0,33-0,67$ - "mitteldicht" $> 0,67$ - "dicht"
GB, IND	Standard Penetration Test (SPT)	$n_{30} < 10$ - "locker" $10-30$ - "mitteldicht" > 30 - "dicht"
CAN	Standard Penetration Test (SPT)	nur verbal: "gut abgestuft, dicht" "gut abgestuft, mitteldicht" "gut abgestuft, locker" "gleichförmig, dicht" "gleichförmig, locker" "gleichförmig, sehr locker"
DK	bezogene Lagerungsdichte	-----
F	-----	nur verbal: "gut verdichtet" "mittelmäßig verdichtet"
S	Ergebnis der Gewichtssondierung (WST) mit 100 kg	$n_{20} > 15$ - "fest gelag." < 15 - "locker gel."
USA	Standard Penetration Test (SPT)	$n_{30} > 50$ - "sehr dicht" > 30 - "dicht" > 10 - "mitteldicht" > 4 - "locker" < 4 - "sehr locker"
SU	1. Porenzahl e	Sand: $e < 0,55$ - "dicht" $> 0,70$ - "locker" Feinsand: $< 0,60$ - "dicht" $> 0,75$ - "locker" Grobschluff: $< 0,60$ - "dicht" $> 0,80$ - "locker"

Fortsetzung von Tabelle 2

SU	2. Drucksondierwiderstand (\varnothing 36mm, 60°-Kegel) 3. Rammsondierwiderstand	Sand: < 5 MN/m ² - "locker" > 15 " - "dicht" Feinsand: < 4 MN/m ² - "locker" > 12 " - "dicht" Grobschluff, ungesättigt: < 3 MN/m ² - "locker" > 10 " - "dicht" Grobschluff, gesättigt: < 2 MN/m ² - "locker" > 7 " - "dicht" unklar, da als Spitzendruckspannung angegeben (ähnlich wie unter 2)
2. Bindige Böden		
A,D,IND	Konsistenzzahl und Schrumpfgrenze w_s	$I_C > 0,75$ - "steif" > 1 und $w \geq w_s$ - "halbfest" > 1 und $w < w_s$ - "fest"
CAN	Konsistenz	nur verbal: "flüssig"; "breiig"; "weich"; "steif"; "halbfest bis fest" nach praktischer Erfahrung
CS	Plastizität und Sättigung	$I_p < 10$ geringe Plastizität < 20 mittl. Plastizität > 20 hohe Plastizität
DDR	1. Konsistenz, Plastizität, Fließgrenze 2. Scherparameter 2. Scherparameter	Bei $I_p > 0,20$ und $w_L > 0,35$ muß mit Scherparametern des undrännierten Zustands gerechnet werden. Konsistenz: "halbfest" "steifplastisch" "weichplastisch" Falls dränierete Bedingungen gewährleistet, eff. Scherparam.
DK	totale bzw. eff. Scherparameter	-----
F	-----	-----
GB	Konsistenz mit zugeordneter Scherfestigkeit des undränn. Zustands c_u	"flüssig" - $c_u < 20$ kN/m ² "breiig" 40 " "weich" 75 " "steif" 150 " "halbfest" ab 150 "

Fortsetzung von Tabelle 2

PL	Konsistenzzahl	wie in D, aber ausgedrückt durch I_L
S	Scherfestigkeit c_u	-----
USA	Konsistenz in Abhängigkeit vom SPT-Ergebnis, dem dann (totale) Scherfestigkeitswerte zugeordnet werden.	$n_{30} < 2$ - "flüssig" 4 - "breiig" 8 - "weich" 15 - "steif" 30 - "halbfest"
SU	1. Plastizitätszahl	$I_P < 7\%$ - "schwachplast." 17% - "mittelplast." > 17% - "starkplast."
	2. Konsistenzzahl (I_L)	Sandiger Schluff: $I_L < 0$ - "fest" < 1 - "plastisch" > 1 - "flüssig" schluff.Ton und Ton: übliche Einteilung in 6 Grade
	3. Kegeldruckwiderstand (Kegelwinkel 30°) $p = P/s^2$ s - Eindringmaß	$p < 50 \text{ kN/m}^2$ - "schwach" 100 " - "mäßig stark" 200 " - "stark" > 200 " - "sehr stark"
	4. Sackungsmaß und Sackungsbeiwert wert $\pi = \frac{1}{1+e} (w \frac{Y_s}{L Y_w} - e)$	I_P π $< 0,10$ $< 0,10$ $< 0,14$ $< 0,17$ $< 0,22$ $< 0,24$
	5. Schwellbeiwert $\delta_{sw} = h_{sw}/h - 1$	$\delta_{sw} \geq 0,04$ für $\pi \geq 0,3$

AUSWERTUNG

Vom Standpunkt der Bodenmechanik aus gesehen würde es für die Ermittlung der Standsicherheit und des Setzungsverhaltens von Flachgründungen vollständig genügen, wenn die Kenntnis der Scherparameter, der Wichte und eines Verformungsmoduls für die beanspruchten Bodenschichten, sowie die der Grundwasserverhältnisse gefordert würde, weil damit die notwendigen und hinreichenden Daten gegeben wären.

Es tritt dann aber sofort die Frage auf, bis zu welcher Tiefe denn Bodenschichten im Einzelfall erkundet werden müßten - eine Frage, die sich nicht ohne Bezug auf das geplante Bauwerk und seine Lasten beantworten läßt. Dagegen ist eine ingenieurgeologische Klassifizierung nicht zwingend notwendig - es sei denn, man zielt ab auf eine Bemessung der Fundamente auf der Grundlage von tabulierten zulässigen Schlpresungen. Sie wäre übrigens auch in einer international gültigen Form außerordentlich umständlich und sehr schwer einvernehmlich abzustimmen.

Deswegen wird folgendes Vorgehen empfohlen:

1. Die an eine Baugrunderkundung zu stellenden Forderungen sollten sich auf die Festlegung der Erkundungstiefe beschränken. Dagegen sollte die Art der Baugrunderkundung in einer eigenen Norm beschrieben werden, zumal hieran auch international bereits gearbeitet wird, s.a. Unterkomitee "Soil Investigations" der ISSMFE.

2. Die unter (1) angesprochenen Forderungen sollten eher qualitativer als quantitativer Art sein, damit sie nicht an bestimmte Bodenarten oder Schichtenfolgen gebunden werden müssen. Bauwerksmaß und überschlägige Lastangaben müssen vorliegen, ehe ein Erkundungsprogramm aufgestellt wird. Wünschenswert ist außerdem ein geologisches Vorgutachten, aus dem der Charakter des Untergrund-Aufbaus so weit erkennbar wird, daß der Bauwerksachverständige in die Lage versetzt wird, an Hand geschätzter Bodenparameter und Abschätzungen der Traglast und der Setzungen die erforderliche Erkundungstiefe festzulegen.

Wenn keinerlei Vorinformation vorhanden ist, muß mit einer überschlägigen Berechnung der Spannungen unter dem Bauwerk bzw. seinen Fundamenten die Einflußtiefe der Setzungen abgeschätzt werden, die bei ebenem Gelände in der Regel für die Erkundungstiefe maßgebend sein wird. Dagegen wird man bei Bauwerken an Böschungen oder Geländesprüngen häufig eher Bruchbetrachtungen zugrundelegen haben.

3. Eine Bodenklassifizierung sollte einer eigenen Norm vorbehalten bleiben und aus der Tragfähigkeitsnorm ganz herausbleiben, weil sie bei der Mannigfaltigkeit der international zu erfassenden Baugrundverhältnisse zu einer starken Aufgliederung führen müßte - wofür (s.Tabelle 2) die sowjetische Norm ein sprechendes Beispiel ist -, ohne doch dem planenden Ingenieur eine im Einzelfall nützliche Entscheidungshilfe zu geben. Vielmehr sollte davon ausgegangen werden, daß die manuelle und visuelle Begutachtung der vor Ort gewonnenen Bodenproben, eventuell gestützt durch einige einfache, in situ ausführbare Klassifikationsversuche (Wassergehalts-Bestimmung; Konsistenzmessung u.ä.) und die Ergebnisse von Sondierungen eines Tages in einer internationalen Richtlinie nach Art der deutschen DIN 18 196 beschrieben werden wird. Deshalb genügt es hier, auf die zentrale Rolle des sachverständigen Ingenieurs hinzuweisen, der in situ der Erkenntnisse aus den Maßnahmen zur Baugrunderkundung zu dokumentieren hat. Die Erfahrung zeigt, daß durch diese Ingenieurleistung der wichtigste Teil der Baugrunderkundung vor Beginn der Probenuntersuchung im Labor geschieht.

Diese Überlegungen sind unabhängig davon, ob es sich um ein Fest- oder Lockergestein handelt.

4. Bei den Schüttungen sollte nur auf die besonderen Risiken hingewiesen werden, die sich besonders bei nicht planmäßig aufgebauten Schüttungen durch die Heterogenität und die Zersetzung und Verrottung organischer Bestandteile ergeben können. Falls dieses Risiko eingeschätzt und berücksichtigt werden kann, sollte entsprechend der kanadischen Norm lediglich verlangt werden, daß die Festigkeits- und Setzungs-Parameter in ausreichendem Umfang - d.h. aber in größerem Umfang als bei gewachsenen Böden - bestimmt werden und dann die Bebaubarkeit der Schüttung durch Grundbruch- und Setzungsberechnungen nachgewiesen wird. Ergänzend sollte darauf hingewiesen werden, daß es auch natürliche Schüttungen gibt, die z.B. durch Rutschungen o.ä. entstehen. In solchen Fällen müssen dieselben Regeln angewendet werden wie bei künstlichen Schüttungen.

5. Auf die wichtige Rolle der Sondierverfahren sollte hingewiesen werden. Da es praktisch keine Sondierverfahren gibt, die man in allen nur denkbaren Baugrund-Situationen einsetzen kann, sollte auf die bereits erarbeiteten europäischen Empfehlungen der ISSMFE für Sondierungen verwiesen werden. Dagegen gehören Korrelationen zwischen Sondierwiderständen und z.B. den Scherparametern oder Verformungsparametern nicht in diese Norm. Nähme man diese mit auf, würde das zwangsläufig auch eine Bodenklassifikation erfordern: ein Sondierwiderstand im nichtbindigen Boden hat eine andere Bedeutung als derselbe Widerstand, wenn er in einem bindigen Boden gemessen wird.

6. In der Norm muß gesagt werden, welche Bodenparameter erforderlich sind, um die Tragfähigkeit von Flachfundamenten nachweisen zu können. Wegen der Bestimmung dieser Parameter im Labor und im Feld sollte auf die entsprechenden geotechnischen Prüfnormen verwiesen werden können.

Im einzelnen sind das:

Wichte im feuchten und trockenen Zustand

Kornzusammensetzung

Natürlicher Wassergehalt und Sättigungsgrad

Gehalt an Kalk und organischen Bestandteilen

Verwitterungsgrad und Klüftigkeit

Durchlässigkeit

Steifemodul für Erstbelastung und Wiederbelastung

Scherparameter für den undränierten und dränierten Zustand.

2.03 Lastannahmen, Lastfälle

A. Übersicht

Tabelle 3. Lasten und Lastfälle

Land	Norm	Lasten	Lastfälle
A	B 4430/1	ständige Lasten, ständig vorh.Nutzlasten, Verkehrslasten einschl. Schnee, Wasser, Wind, Erdbeben	Lastfallgruppe I: (Regel) alle im normalen Betrieb zu erwartenden Lasten. Lastfallgruppe II: (Ausnahme) Lasten nach I + nicht regel- mäßig auftretende größere Verkehrslasten. Sonderfälle: nach jeweils einschlägigen Bestimmungen definiert. Standsicherheit muß unter diesen Lasten noch erhalten bleiben.
CAN	NBC	D - ständige Lasten und Lasten aus Vorbelastg. L - Nutzlasten, Schnee, Regen, Eis, Erd-und Wasserdruck Q - Wind, Erdbeben T - Temperaturwirkungen, Schrumpfen, Kriechen, Setzungsunterschiede	I - D 100 % II - D+L 100 % III - D+Q 100 % IV - D+T 100 % V - D+L+Q 75 % VI - D+L+T 75 % VII - D+Q+T 75 % VIII - D+L+Q+T 67 %
CS	CSN 730035	unbekannt	Superposition aller Einwir- kungen zur Festlegung des ungünstigsten Lastfalls
D	DIN 1054	Ständige Lasten aus Eigen- gewicht, ständig wirken- den Erddrücken,Wasser Verkehrslasten, Eisdruck, wechselnde Erddrücke und Wasserdrücke	Lastfall 1: ständige und regelmäßig auftretende Verkehrslasten u.Wind Lastfall 2: Lf.1 + gleich- zeitige große Verkehrs- lasten, Bauzustandslasten Lastfall 3: Unfall-Lasten
DDR	TGL 11463 TGL 20167		Grundlastfall Zusatz-Lastfall Sonderlastfall
DK	DS 415	Ständige Last Verkehrslast Schnee, Wind Unfall-Lasten	Grundfälle: 1.1 Ständige+ Verkehrslast+ Schnee 1.2 Ständige Last + Wind Außergewöhnlicher Lastfall: 2.1 1.1 + Wind Katastrophenfall: Ständige+ Verkehrslast + Unfall-Last
F	DTU-12		

GB	CP 2004	Ständige Last Verkehrslast Wind	Ungünstigster Fall aus der Kombination der 3 Lastarten. Wind darf vernachlässigt werden, wenn er weniger als 25% der Lasten aus Eigengewicht und Verkehr ausmacht. Bei höherem Windlast-Anteil dürfen die zul. Spannungen bei Berücksichtigung aller Lasten um 25% überschritten werden.
IND	IS-1904	Ständige Last Verkehrslast Wind oder Erdbeben	a. Ständige+ Verkehrslast b. a + Wind oder Erdbeben sonst wie GB (Wind oder Erdbeben unter 25% bleiben unberücksichtigt).
PL	Pn-74/B-02009	Ständige Last Verkehrslast	Sicherheitsbeiwerte, mit denen die ermittelte Tragfähigkeit multipliziert wird, sind abhängig vom Rechenverfahren.
S	SBN:1975	Eigengewicht Erddruck, Nutzlast Schneelast Wind Temperaturänderung Schwellen, Schrumpfen Unfall-Last	Lastfall: gewöhnliche Lasten - Eigengewicht, Nutzlast, Erddruck, normaler Wasserdruck; Lastfall: außergewöhnl. Lasten - nicht ständige Verkehrslast, Wind, Wasserdruck aus anomalen Wasserständen, Bremsen, Silodruck, Temperatur, Schwellen u. Schrumpfen Lastfall aus Kombination der o.g. beiden Fälle
SU	?		
USA	NAVFAC	Ständige Last maximale Verkehrslast	

B. Auswertung

Da es für die Lasten (Einwirkungen) und ihre Kombinationen bereits die Definitionen des EC1, Abschnitt 4, gibt, werden die dort geprägten Begriffe übernommen.

In dem aus Bauwerk und Baugrund bestehenden Gesamtsystem gibt es sowohl Einwirkungen des Bauwerks auf den Baugrund - das wird der häufigere Fall sein - als auch in umgekehrter Richtung Einwirkungen des Baugrunds auf das Bauwerk. Eine Auflistung der physikalischen Ursachen der Einwirkungen wie z.B. in der kanadischen Norm erübrigt sich, da es für die Standsicherheit eines Bauwerks unerheblich ist, ob sich der Druck auf ein Fundament infolge einer Änderung der Fundamentlast, einer in der Nachbarschaft auf-

gestellten Stapellast, einer Wasserstandsänderung, eines Eisdrucks oder was auch immer verändert: die im Grundbau denkbaren Einwirkungen lassen sich entweder unmittelbar als Belastungen angeben oder lassen sich in solche umrechnen, wie z.B. die Änderung einer Erddrucklast infolge von Temperatur-Einwirkungen.

Dagegen ist es für den Grundbau wichtig festzustellen, ob eine Einwirkung dauernd, zeitlich begrenzt, als Wechsellast oder als dynamische Last und ob sie häufig oder selten oder gar nur einmal auftritt. Auch die nationalen Normen in A, D, DDR, DK und S nehmen in mehr oder weniger großem Umfang diese Unterscheidung bereits vor; in gewissem Sinne auch die kanadische Norm.

Die Einteilung der Einwirkungen soll sich also nicht nach deren physikalischer Ursache, sondern nach ihrer wahrscheinlichen Zeitfunktion richten, in die die drei Grundparameter Häufigkeit, Dauer und Frequenz eingehen.

Das bedeutet, daß im vorliegenden Fall die Grundeinteilungen (nach EC1)

4.1211 mit G - ständige Einwirkungen

Q - veränderliche Einwirkungen, einschließlich der Bauzustände

F_A - außergewöhnliche Einwirkungen,

bzw.

4.1212 mit der Unterscheidung von statischen und dynamischen Einwirkungen verwendet werden müssen, wobei letztere unter Heranziehung der in 4.122 hilfsweise zugelassenen "weiteren Einteilungen" je nach Einwirkungsdauer wie folgt vorgeschlagen wird:

1. dauernde Einwirkungen
2. zeitlich begrenzte statische Einwirkungen
3. zyklische Einwirkungen ohne Beschleunigungswirkungen
4. dynamische Einwirkungen.

Bei 4.1211 wird also der Gesichtspunkt der Häufigkeit einer Einwirkung eingeführt entsprechend der Lastfall-Gliederung in DIN 1054. Während in der Regel G und 1 miteinander identisch sein werden, gibt es im Grundbau durchaus Fälle, wo eine z.B. setzungsverursachende ständige Last nur saisonal eintritt, so daß die Kombination von G, Q und F_A mit 1..4 durchaus real und vernünftig ist (Beispiel für G4: ständige Einwirkung einer Bodenunruhe, z.B. infolge Wellenschlag, auf ein Fundament).

Bei der Festlegung der Sicherheiten oder ihrer Ableitung aus den Vorgaben des EC1 hat die Grundeinteilung G..F_A maßgebende Bedeutung, weil bei diesen Festlegungen nicht zwischen 1 und 2 unterschieden werden muß

und weil das durch 3 und 4 definierte besondere Risiko durch besondere Erwägungen erfaßt und deswegen in eigenen Richtlinien behandelt werden muß.

Da der Nachweis der Setzungen eine größere Bedeutung für die Tragfähigkeit von Flachgründungen hat als der Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch-Versagen, ist die Unterscheidung, ob G bzw. Q in der Form 1 oder 2 auftreten können, von großer wirtschaftlicher Bedeutung.

2.04 Forderungen zur Baugrube

A. Übersicht

Dieser Abschnitt befaßt sich mit den Forderungen, die vor der Herstellung der Fundamente an die Beschaffenheit einer Baugrube, insbesondere der Baugrubensohle, zu stellen sind, damit zwischen Bauwerk und Baugrund ein zuverlässiger Verbund entsteht. Standsicherheitsfragen der Baugrubenwände bleiben deswegen hier außer Betracht.

Forderungen oder Hinweise dieser Art wurden nur in der Hälfte der untersuchten Normen gefunden. So verlangen die österreichische und die deutsche Norm eine Sicherung der Baugrubensohle gegen eine Qualitätseinbuße durch Auswaschen, Aufweichen, Auffrieren und Verringerung der Lagerungsdichte. Auch die englischen Normen CP 101 und CP 2002 verlangen eine Sicherung gegen solche Einwirkungen und eine Entwässerung. Kurze Hinweise dieser Art in der schwedischen und polnischen Norm, in der auch vor Sackungen gewarnt wird.

Die kanadische Norm verlangt detaillierter, daß die Baugrube frei von organischen Bestandteilen, von stehendem Wasser bleiben muß und keine Frosteinwirkung bekommen darf; auf die Verpflichtung zur Trockenhaltung der Sohle wird eigens hingewiesen.

Am weitesten ins Detail geht die tschechische Norm: wenn der Aushub mit größerem Gerät ausgeführt wird, muß die aufgelockerte oberste Schicht manuell beseitigt werden oder mindestens mit einem Gerät, das keine Auflockerung verursacht. Die Dicke dieses Abtrags von Hand soll mindestens 20 cm (mit Ausnahme verwitterungsunempfindlicher Böden) sein; das Nacharbeiten soll unmittelbar vor dem Betonieren erfolgen. Bei bindigen Böden soll die Baugrube vor der schädlichen Einwirkung von Wasser, Frost und Strömungsdruck (hydraulischer Grundbruch!) geschützt werden. Bei Gründungen auf weichen bzw. plastischen Böden wird eine kapillarbrechende Sauberkeitsschicht aus Sand und Kies, 20 cm dick, empfohlen.

B. Auswertung

An die Qualität einer Baugrube sollten folgende Forderungen gestellt werden:

1. Die für den Aushub eingesetzten Maschinen dürfen den Boden in Höhe und unterhalb der Gründungssohle nicht in seiner Lagerungsdichte verschlechtern.
2. Die Baugrubensohle muß bei Auftreten von einsickerndem Grundwasser und in Regionen, in denen Niederschläge während der Bauzeit möglich sind, ein Drainage-System bekommen.
3. Bei Frostgefahr und einer Baugrubensohle, die aus bindigem Lockergestein besteht, sollte eine gut wasserdurchlässige Zwischenschicht eingebaut werden.
4. Die Baugrube sollte so rasch wieder geschlossen werden, wie das der Baufortschritt erlaubt. Kurz vor dem Betonieren sollte die Sohle noch einmal von einem sachkundigen Ingenieur kontrolliert werden.

2.05 Entwurf von Flachgründungen nach zulässigen Sohldruckspannungen aus Tabellen

A. Übersicht

Die ältesten Richtlinien für die Bemessung von Flachgründungen gingen stets von zulässigen Sohldruckspannungen aus, die sich allein an der Art des Baugrunds orientierten, aber die Abmessungen und die Einbindetiefe eines Fundaments nicht. Die mit der Entwicklung der Bodenmechanik wachsende Einsicht, daß die Sohldruckspannung allein keine hinreichende Vorgabe sein kann, führte zu differenzierteren Fassungen, wobei sich die Möglichkeiten ergaben, entweder die Tafelwerte nach zusätzlichen Merkmalen zu untergliedern oder die Anwendung der Tafelwerte auf genauer abgegrenzte Fälle zu beschränken.

Tabelle 4. Verwendung von Tafeln mit zulässigen Sohldruckspannungen.

Land	Norm	Tabellenwerte?	Berücksichtigte Bodenarten	Anforderungen, Einschränkungen
A	ÖN B4430	ja	<ol style="list-style-type: none"> 1. Nichtbindige 2. Bindige 3. Schüttungen (wie 1 u.2) 4. Fels 	<p>Annähernd waager. Schichtverlauf, keine wesentliche gegenseitige Beeinflussung benachbarter Bauw. Lagerungsdichte mind. 0,3 bzw. 0,45 für nichtbind. mit $U < 5$ bzw. > 5, Breite höchstens 3 m; bei bind. steife Konsistenz u. Breite ≤ 2 m Bei schiefer Last Abminderung (1 - H/V).</p>
CAN	NBC	ja	<ol style="list-style-type: none"> 1. Nichtbindige 2. Bindige 3. - 4. Fels 	<p>Keine Abhängigkeit von Fundamentabmessungen, nur untere Grenze von B für Anwendbarkeit. Starke Differenzierung der Boden- gruppen (z.B. 7 für 1, 5 für 2, 9 für 4).</p>
CS	CSN 73101	ja	<ol style="list-style-type: none"> 1. Nichtbindige 2. Bindige 3. - 4. Fels 	<p>Für Bauwerke bis 500m² Grundfläche und unter 15.000 m³ Inhalt. Bezogen auf Einbindetiefe 1 m. Fundamentbreite als Parameter. Bei nichtbindigen B. Breiten von 0,5-6 m; GW u. Dichte maßgebend. Bei Fels abhängig von Art, Festigkeit und Zerklüftung.</p>
D	DIN 1054	ja	<ol style="list-style-type: none"> 1. Nichtbindige 2. Bindige 3. Schüttungen (wie 1 u.2) 4. Fels 	<p>Annähernd waagrecht. Schichtung. Keine wesentliche Beeinflussung benachbarter Bauwerke. Unterscheidung nach: bei 1: Setzungsempfindlichkeit, Fundamentbreite, Einbindetiefe Lagerungsdichte bei 2: 4 Bodenarten, Konsistenz bei 4: 4 Klassen Abminderung bei schiefer Last je nach Richtung von H</p>

DDR	TGL 11 463	ja	1.Nichtbindige 2.Bindige 3.Schüttungen (wie 1 u.2) 4.Fels	Für kleine u.mittlere Bauwerke auf Lockergestein. Nur lotrechte Lasten. Baugrund gleichmäßig u.unkompliziert 1: $D \geq 0,33$. 2: mindestens steif. Breite höchstens 2 m. Einbindetiefe unter 2 m. Keine wesentliche Beeinflussung benachbarter Bauwerke.
DK	DS 415	nein		
F	DTU 13.1	bedingt	1.Nichtbindige 2. Bindige 3. -- 4.Fels	50 -250 bzw. 250-500 kN/m ² 20 -200 kN/m ² 500-3000 kN/m ² nur als Orientierungsdaten, nicht für Bemessung
GB	CP 101	ja	1. Nichtbindige 2. Bindige 3. Schüttungen (wie 1 u.2) 4. Fels	Für nicht-gewerbliche Bauten mit weniger als 4 Stockwerken. Einfach zu klassifizierende Baugrundverhältnisse. 1: 6 Gruppen, 2: 5 Gruppen, 4: 6 G. Bei 1: Parameter N_{30} des SPT, bei 2: Konsistenz und c_u Keine Berücksichtigung von B, t .
IN	IS 1904	ja	1.Nichtbindige 2.Bindige 3.Schüttungen (wie 1) 4.Fels	Nur bei Fehlen der für genauere Nachweise notwendigen Daten. Fundamentbreite als Parameter. Keine Berücks.v.t und Lastschiefe. Bei 1: N_{30} des SPT, 2: Konsistenz. Abminderung um 50% bei GW in (1).
JP		nein		
PL	PN-74/ B-03020	nein, aber: Verfahren ähnlich 2.06 mit Sicherheit 2 und Tafeln für geschätzte Tragfähigkeitsbeiwerte N		
S	SBN-1975	ja	1.Nichtbindige 2. - 3.Schüttung* 4. Fels *wie 1	1: Einbindetiefe u.GW-Stand als Parameter. Formbeiwert u.Last-schiefe $(1-H/V)^2$ 4: für 2 Klassen.
SU	SNIp II-15-74	ja	1.Nichtbindige 2.Bindige 3.Schüttungen 4. -	Nur für Vorentwürfe, solange noch keine Bodenparameter vorhanden. 1: Grundwert für $B=1$ und $t=2m$ wird für andere Maße umgerechnet. 7 Untergruppen mit je 2 Dichten. 2: Porenzahl u.Konsistenz als Parameter. 3 Untergruppen.Dazu Sonderbehandlung der sackenden Böden. 3: 5 Gruppen je nach Art u.Dichte, Sättigungsgrad.
US	NAVFAC	ja	1.Nichtbindige 2.Bindige 3. Schüttungen (wie 1 u.2) 4.Fels	Für Vorentwürfe oder, wenn sich Ermittlung der Bodenparameter nicht lohnt. Grundwerte für 24 Untergruppen zu 1,2,4. Berücksichtigung von Grundriß, Einbindetiefe u.relativ.Anordnung durch Beiwerte-Tafel. Dichte bei (1) je nach SPT- N_{30} , Konsistenz bei (2) je nach c_u .

B. Auswertung

Die Verwendung von Tabellenwerten ist sehr verbreitet, wenn auch ausnahmslos für "Vorentwürfe", "einfache Fälle" oder "wenn keine Baugrund-Parameter vorhanden" sind (womit in erster Linie die Scherparameter gemeint sind; die Wichten lassen sich leicht abschätzen). Bei bindigen Böden werden die Tafelwerte so niedrig angesetzt, daß das Setzungsrisiko auch ohne Setzungsberechnung hingenommen werden kann. Die Bewertung eines Falles als "einfach" kann sich sowohl auf die Baugrundverhältnisse wie auf das Bauwerk beziehen. Nur selten wird die Neigung der Fundament-Resultierenden, der Grundwasserstand oder die Fundamentform in einer Modifikation des Grundwertes berücksichtigt.

Es wird empfohlen, die Angabe von Tafelwerten für die Bemessung von Fundamenten in einfachen Fällen auch weiterhin den nationalen Normen zu überlassen. Wenn man die anerkanntermaßen abmindernden Einflüsse infolge schräger Last, hohem Grundwasserstand, Exzentrizität u. a. m. durch Zusatz-Formeln berücksichtigen will, kommt man zu einem Rechenaufwand, der genauso groß ist wie die Nachweis der Tragfähigkeit eines Fundaments nach 2.06. Auch sollte Wert darauf gelegt werden, daß auch in einfachen Fällen die wenigen wirklich wichtigen Baugrund-Parameter mindestens vernünftig an Hand der Bohr- oder Schürf-Ergebnisse geschätzt werden. Dieser Weg ist immer zuverlässiger als die Schätzung einer zulässigen Sohlspannung, worauf die Verwendung von Tabellenwerten schließlich doch nur hinausläuft.

2.06 Entwurf von Flachgründungen mittels Grundbruchsicherheitsnachweis

A. Übersicht

Für die Berechnung der Grundbruchsicherheit von Flachfundamenten, die in allen Normenwerken als ein gegenüber 2.05 verbessertes Verfahren angesprochen wird, geben 10 von 13 nationalen Normen eine Berechnungsempfehlung auf der Grundlage der klassischen, aus 3 Summanden aufgebauten Grundbruchgleichung von Terzaghi:

$$\sigma_f = N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c'$$

worin N die Tragfähigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Scherwinkel ϕ' (eff.) und B und D die Breite und Einbindetiefe des Fundaments, γ_1 die Wichte des Bodens oberhalb der Gründungssohle und γ_2 die Wichte des Bodens unterhalb der Gründungssohle bedeuten. c' ist die effektive Kohäsion mit der Dimension einer Spannung.

Dieser durch die Gleichung repräsentierte Grundfall bezieht sich auf ein Streifenfundament von der Breite B , lotrechte und mittige Belastung und geringe Einbindetiefen D . Sie gilt ferner für eine ebene Geländeoberfläche.

Abweichungen von diesem Grundfall werden durch Korrekturfaktoren an den drei Summanden berücksichtigt. Auch diese Art des Vorgehens ist einheitlich. Dagegen gibt es bei der Festlegung der Faktoren Abweichungen, die Tabelle 5 entnommen werden können. Die Tabelle enthält außerdem die Unterschiede in den Sicherheitsfestlegungen und bei der Berücksichtigung der exzentrisch angreifenden Lastresultierenden.

Schließlich wurde hier auch der hydraulische Grundbruch mit aufgenommen, obwohl er ein Bodenversagen unter ausschließlicher Wirkung von Volumenkräften aus dem strömenden Grundwasser betrifft, während der klassische Begriff des Grundbruchs das Versagen des Bodens unter äußerer Last meint.

Das am häufigsten gebrauchte Verfahren zur Berücksichtigung exzentrischer Lasten ist die Einführung eines Ersatz-Fundaments mit den um die doppelte Exzentrizität, also um $2 \cdot e$, verminderten Fundamentbreiten in jeder Achse:

$B' = B - 2e$. Dieses Verfahren wird in der 6. Spalte der Tabelle 5 durch das Symbol A' gekennzeichnet. In der 7. und 8. Spalte werden die Faktoren in der Reihenfolge genannt, wie sie in der obenstehenden Grundgleichung erscheinen, also zuerst der Faktor für N_γ , dann der für N_q und der für N_c .

Die Grenzlast wird mit V_f bezeichnet, der Winkel der Resultierenden gegen das Lot mit δ .

Tabelle 5. Übersicht über die nationalen Regelungen des Grundbruchnachweises

Land	Norm	Sicherh.F	Partialsicherheit?	σ_F -Formel	Exzentrizität: wie erfaßt?	Neigungsbeiwerte K	Formbeiwerte U	Hydraul.-Grundbruch: F	Hydraul.-Grundbruch: Formel?
A	ON-B4430/I	2,0 1,5 (1,3)	-	nein	-	-	-	-	ausgenommen
CAN	NBC 1977 +Komment. Manual	3,0	Gewichtete Widerstände größer als gewichtete Einwirkungen: Gewichtung für Genauigkeit der Lastermittlung, Wahrscheinlichkeit gleichzeitig.Eintretens, Auswirkung, Herstellgüte	ja	A'	$(1-\delta/\phi)^2$ $(1-\delta/90^\circ)^2$ $(1-\delta/90^\circ)^2$	$1 - 0,4(B'/L')$ $1 + 0,3(\dots)$ $1 + 0,3(\dots)$ B-klein.Seite Kreis: 0,6 1,3 1,3	1,25	$\gamma z / \gamma_w h_w$: Bodendruck/ Wasserdruck
CS	CSN 731001	-	$\text{cal } \gamma = 0,9 \gamma$ $\text{cal } \phi' = 0,9 \phi'$ $\text{cal } c' = 0$ bzw. $0,5c'$ (0 bei $c' \leq 5 \text{ kN/m}^2$) $\text{cal } N = (0,5 - 1,0)N$ (0,5 bei $\text{cal } \phi' \geq 30$ 1,0 bei 0° , da- zwischen linear).	ja	A'	Abminderungs-faktoren nach Tabelle als Funktion von δ u. Bodenart	-	-	nein
D	DIN 4017	2,0 1,5 1,3	$\text{cal } (\tan \phi') = (\tan \phi')$: 1,25 1,15 1,10 $\text{cal } c' = c'$: 2,0 1,5 1,3	ja	A'	Beiwerte als Funktion von δ, ϕ', c' . Für $c = 0$: $(1 - \tan \delta)^3$ $(1 - 0,7 \tan \delta)^3$	$1 - 0,3B'/L'$ $1 + (B'/L') \sin \phi$ $= U'$ $(U'N - 1)/(N - 1)$ $q = q$	-	nein
DDR	TGL 11 463	1,8 - 2,1 (je nach Bodenqualität)	Wie in CS. cal N mit Anpassgs.faktoren je nach Bodenqualität, Aussteifung des Bauwerks u. Sohlnutzung	ja	A'	Diagramm: überlinear bei größerem ϕ	$1 - 0,25(B'/L')$ $1 + 1,5(B'/L')$ $1 + 0,3(B'/L')$ Kreis: 0,75 2,5 1,3	-	nein

Tabelle 5, 1. Fortsetzung

DK	DS 415	-	$\text{cal}(\tan \phi) \cdot F_c = \dots$ $\dots \tan \phi'$ $(\text{cal } c') \cdot F_c = c'$ <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>F_c</td> <td>F_c</td> </tr> <tr> <td>1,2</td> <td>1,75</td> </tr> <tr> <td>1,1</td> <td>1,60</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>1,0</td> </tr> </table>	F_c	F_c	1,2	1,75	1,1	1,60	1,0	1,0	ja	A'	$K_Y = K_C^2 q$ $K_q = K_C =$ $\left(1 - \frac{H}{V+A \cdot C_s} \right)^2$ $(\cot \phi')$	$1 - 0,4B'/L'$ $1 + 0,2B'/L'$ $1 + 0,2B'/L'$ Kreis: = 0,6 1,2 1,2	-	nein
F_c	F_c																
1,2	1,75																
1,1	1,60																
1,0	1,0																
F	DTU	-	25%ige Erhöhung für "low level projects"	ja	A'	-	$\frac{1}{1 + B'/L'}$ $U_q = 1,0$ $U_C = 1,3$ (bei $\phi=0$ ist $U_C = 1 + 0,3B'/L'$ Kreis: 0,5 1,0 1,3	-	nein								
GB	CP 101 CP 2004	2 + 3	-	nicht genannt (Hinweis auf Lit.)	-	Forderung: $\frac{V}{V} + \frac{H}{H} \leq 1$ all all	-	1,5	Nach BJERRUM/EIDE (1956)								
IN	IS 6403-1971	2,5	?*	vermutlich	?*	?*	?*	-	-								
J	Technical Std.Port Facilities	1,5 - 2,5	-	ja	Literaturhinweis	Lit.Hinweis	nur U_y : Streifen: 0,5 Quadrat: 0,4 Kreis: 0,3 Rechteck: 0,5 - 0,1 (B/L)	-	nein								

* Bezugsnorm konnte noch nicht beschafft werden.

Tabelle 5, 2. Fortsetzung

PL	PN-74/B-03020	- (vgl. PL bei 2.05)	calv \leq m · v _f m- Partialkoeff. für das Rechenverfahren m= 0,9 bei R. mit N- werten, sonst kleiner. 10% Partialsicherheit. auf γ, ϕ, c	ja (für H/V \leq 0,1)	A'	nicht festgelegt	1 - 0,2B'/L' 1,0 1 + 0,3 B'/L' Kreis: 0,8 1,0 1,3	-	nein
S	SBN-1975	-	-	c=0: nein (nur Ver- fahren nach 2.05) $\phi=0$: eige- ne Gleich. (1,7-2,5) c _u	A'	(1 - tan δ) ² 1	1 - B'/3L' 1 + 0,2B/L	-	nein
SU	SNIIP II-15-74	-	ca. 2	ja	A'	aus Diagrammen	1 + 0,25 B'/L' 1 + 1,5B'/L' 1 + 0,3 B'/L' Kreis: 1,25 2,50 1,30	1,2	s.a. CAN
US	NAVFAC	2 - 3	-	ja	max. Randspg. kleiner als zul. Spannung	aus Diagrammen	0,8 1,0 1 + 0,3B/L Kreis: 0,6 1,0 1,3 Quadrat: 0,8 1,0 1,3	-	nein

B. Auswertung

Wie die Zusammenstellung zeigt, besteht - von wenigen Ausnahmen abgesehen - eine einheitliche Auffassung, daß die klassische Grundbruchgleichung Grundlage der Berechnung der Grenztragfähigkeit von Flachfundamenten sein kann. Auch der Hinweis auf das Schrifttum bei GB ist so zu interpretieren. Die vereinfachte Berechnungsart in Schweden, wo bei nichtbindigen Böden Tafelwerte für zulässige Spannungen, bei bindigen Böden jedoch mit dem Kohäsionsglied der Grundbruchgleichung gearbeitet wird, ist vermutlich eine Folge der einformigen geologischen Struktur des Untergrundes dort und läßt sich im internationalen Rahmen nicht übernehmen.

Die Tragfähigkeitsbeiwerte N müßten nach dem heutigen Stand der Bodenmechanik eine einheitliche Abhängigkeit von ϕ zeigen, wie das auch für die Mehrzahl der Normen zutrifft. Einzelne stark abweichende Kurven sollten von den Autoren überprüft werden. Jedenfalls gibt es keinen Grund, einen Partialsicherheitszuschlag zur Berücksichtigung der Unterschiede im Berechnungsverfahren zu vereinbaren.

Völlige Einigkeit besteht in der Erfassung der exzentrischen Lastwirkung: hier wird in allen Normen, soweit sie überhaupt darauf eingehen, mit der reduzierten Sohlfläche gerechnet.

Bei den Formbeiwerten besteht, mit Ausnahme der sowjetischen Norm, Übereinstimmung, daß das Breitenglied beim Rechteckfundament abgemindert werden muß, während die beiden anderen Summanden erhöht werden können. Das Maß der Erhöhung variiert stark, was nach den Versuchen in D auf den verfestigenden Einfluß der Zunahme von ϕ zurückgeführt werden kann. Ebenso spielt die Einbindetiefe eine Rolle. Da bei großer Einbindetiefe der Grundbruchnachweis sinnlos wird, sollte man die internationale Richtlinie auf Einbindetiefen unter $B/2$ beschränken. Außerdem könnte man sich darauf beschränken, die Tendenzen bei den einzelnen Summanden und Fundamentformen zu beschreiben, die quantitative Festlegung aber im übrigen den nationalen Normen weiterhin überlassen.

Bei den Neigungsbeiwerten müßte man durch eine nach anerkannten Grundsätzen der Bodenmechanik neu durchgeführte Berechnung zu einer besseren Harmonisierung kommen können. Falls das nicht möglich ist, empfiehlt sich auch hier, nur Tendenzen aufzuzeigen, die quantitative Regelung aber den nationalen Normen zu überlassen.

Die Einführung von weiteren Korrekturfaktoren oder Partialsicherheitsfaktoren zur Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit, der Geländeneigung, der Baugrundsichtung oder der Sohlenneigung wird zur Zeit international

noch verfrüht sein. Die hier am weitesten voreilenden Festlegungen in der DDR können aber eine Anregung sein, diese Themen auch in den anderen Ländern zu diskutieren. Allerdings wird es notwendig sein, sich international auf ein Verfahren zu einigen, mit welchen Bodenwerten man zu rechnen hat, wenn der Baugrund deutlich geschichtet ist, bzw. zu definieren, von wann ab der Versagens-Mechanismus nicht mehr vorausgesetzt werden kann, der der Ermittlung der Tragfähigkeitsbeiwerte zugrundeliegt.

Die bereits sehr verbreitete Verwendung von Partialsicherheitskonzepten ist ein guter Ansatz für die Anpassung der Sicherheitsbeiwerte des Grundbaus an die Forderungen des EC 1. Allerdings halten wir es nicht für gut, wenn die Abminderung für die 3 Bodenwerte γ , ϕ , c gleich festgesetzt wird. Ebenso wird man sich aber auch vor einem zu umständlichen Bewertungsverfahren zu hüten haben, wie es in der SU eingeführt wurde. Man kann als Grundsatz festhalten, daß die Wichte sehr genau bestimmbar ist, der Scherwinkel hinreichend genau, die Kohäsion aber recht ungenau. Dem könnten z.B. Partialsicherheitswerte von 0,95; 0,85 und 0,60 entsprechen, um auf die cal-Werte der Bodenparameter zu kommen. Im übrigen aber ist die Diskussion der Sicherheitsforderung nicht Gegenstand dieser Richtlinie. Es bleibt lediglich festzuhalten, daß der innere Zusammenhang zwischen den Beiwerten bei den drei Summanden und den Partialsicherheitswerten beachtet werden muß, da beide Wertegruppen Risiken abdecken sollen, die sich bei den Reaktionskräften im Boden auf Grund der Abweichungen von dem theoretischen Grundfall des lotrecht und mittig belasteten Streifenfundaments ergeben, das ohne kinematischen Zwang auf dem ebenen, homogenen Baugrund steht. Das bedeutet unseres Erachtens, daß man sich mit der Festlegung einer globalen Sicherheit gar nicht aufzuhalten braucht.

Zum hydraulischen Grundbruch finden sich in den nationalen Normen selten Hinweise. Da es sich aber nicht lohnt, eine eigene Richtlinie für diesen relativ banalen Nachweis aufzustellen, wird empfohlen, ihn doch mit aufzunehmen und in das Konzept der Partialsicherheiten mit einzubeziehen, so daß sich letztlich eine globale Sicherheit von 1,5 gegen einen hydraulischen Grundbruch ergibt.

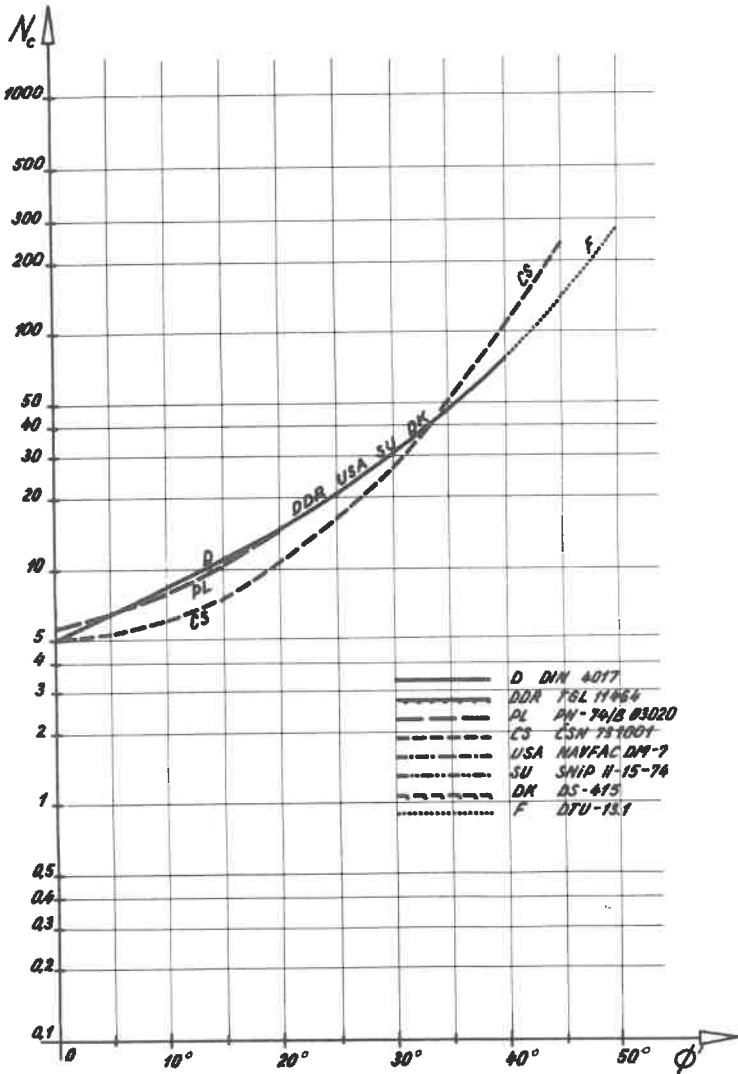


Bild 2. Tragfähigkeits-Beiwerte N_c (Einfluß der Kohäsion) im internationalen Vergleich

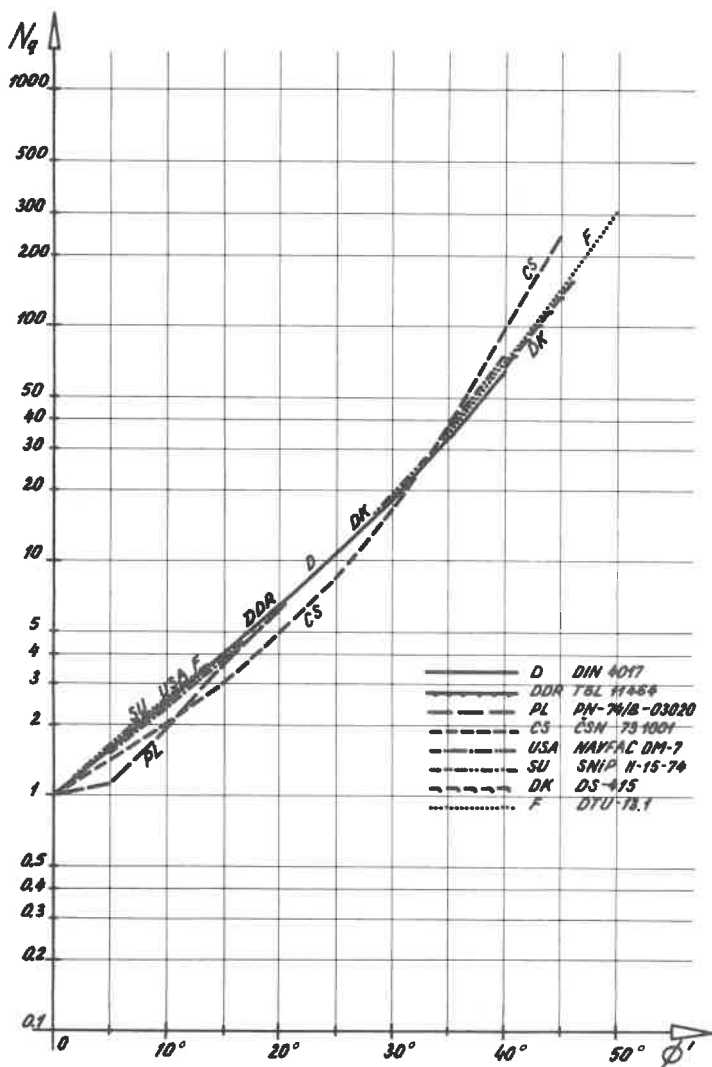


Bild 3. Tragfähigkeitsbeiwerte N_q (Einfluß der Einbindetiefe) im internationalen Vergleich

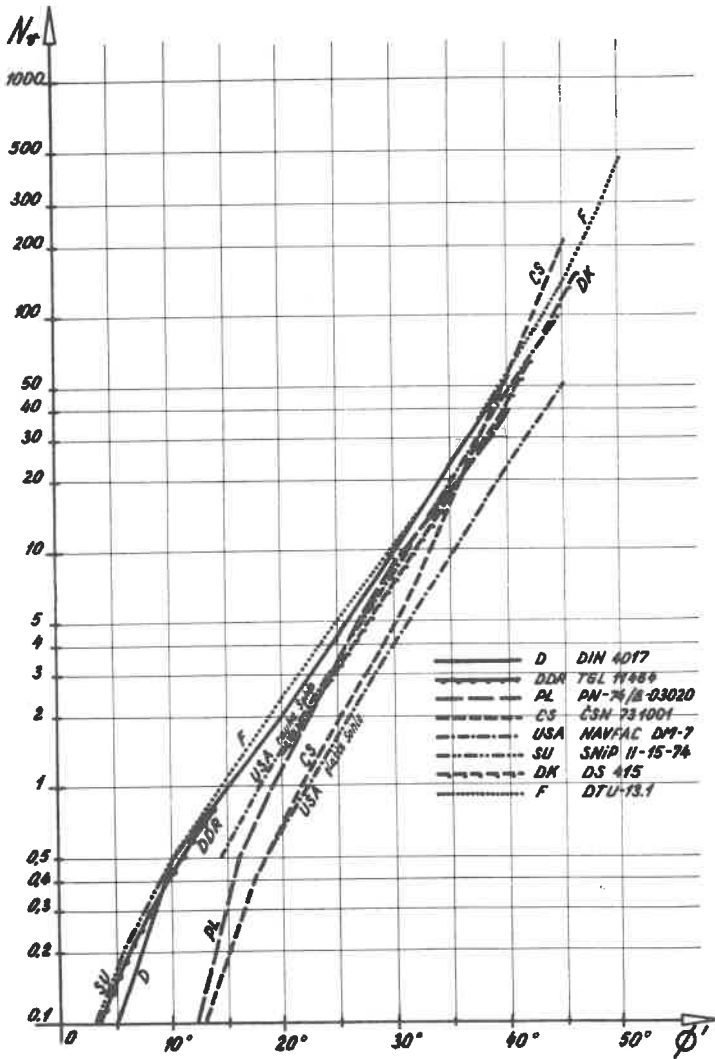


Bild 4. Tragfähigkeitsbeiwerte N_γ (Einfluß der Fundamentbreite) im internationalen Vergleich

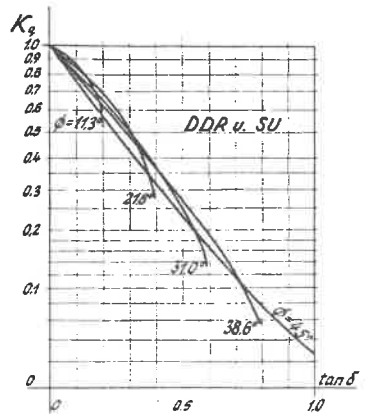
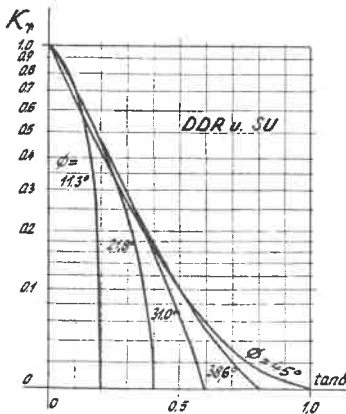
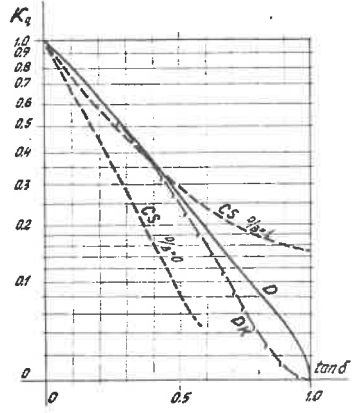
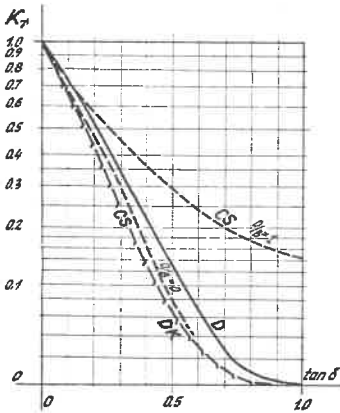
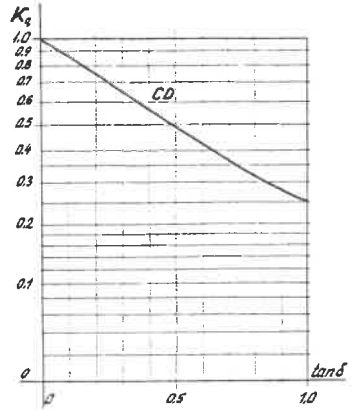
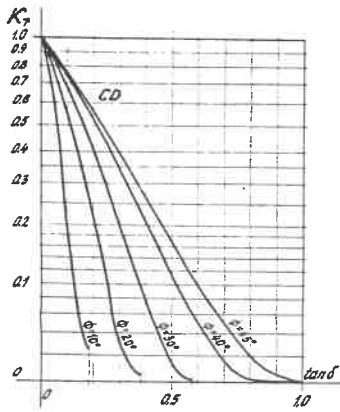


Bild 5. Neigungsbeiwerte κ für Böden ohne Kohäsion ($c = 0$) im internationalen Vergleich

2.07 Nachweis der Gleitsicherheit

A. Übersicht

Die Definition der Gleitsicherheit folgt in allen Ländern, deren Normen hier ausgewertet werden, dem Coulomb'schen Reibungsgesetz, d.h. sie ist das Verhältnis $V \cdot \tan \delta_s / H$. Davon abgesehen, ergeben sich aber folgende Fragen:

1. Welcher Sohlreibungswinkel δ_s darf angesetzt werden?
2. Darf eine effektive Kohäsion c' angesetzt werden?
3. Wie ist bei wassergesättigtem bindigem Boden zu verfahren?
4. Darf ein Erdwiderstand angesetzt werden? Mit welchem Anteil?
5. Wo erscheinen der Erdwiderstand, falls 4 bejaht wird, und eventuelle weitere rückhaltende Kräfte in der Sicherheitsgleichung (Zähler oder Nenner)?
6. Welche Gleitsicherheit wird verlangt?
7. Werden exzentrisch angreifende H-Kräfte berücksichtigt?

Da diese Fragen nur selten in den Normen angesprochen werden, ist eine tabellarische Übersicht entbehrlich.

Zunächst werden die französische, sowjetische und US-amerikanische Norm ausgeklammert, weil sie keinen besonderen Gleitsicherheitsnachweis verlangen, sondern sich mit der Berücksichtigung der H-Lasten beim Grundbruchnachweis (s.a. 2.06) begnügen. Dabei wird übersehen, daß der Grundbruchnachweis nur die Größe der vertikalen Last begrenzt, nicht aber deren Richtung.

Zu 1.

Nur A und D lassen $\delta_s \rightarrow \phi'$ zu, dabei D mit der Beschränkung auf örtlich betonierte Fundamente. DDR gibt in der TGL 11463/2 zwei Verfahren an, nämlich die Verwendung von Tafelwerten $\tan \delta_s$, bei deren Einhaltung auf einen Nachweis verzichtet werden darf, oder der Nachweis auf der Basis eines Scherwinkels $\delta_s = \phi_s$, der offenbar aus einem Scherkastenversuch abgeleitet wird. CS verlangt grundsätzlich die Bestimmung des Sohlreibungswinkels im Versuch. DK und PL legen den Scherwinkel, abgemindert mit einem Partialbeiwert, zugrunde.

GB (CP 2004:1972, 2.3.2.3.7) spricht von der "zulässigen Reibung und/oder Adhäsion". CAN, IN und S sagen hierzu nichts aus.

Zu 2 und 3.

Nur DK, GB (s.o.) und D beziehen die Kohäsion ausdrücklich mit ein, und zwar sowohl den effektiven Wert c' wie den c_u -Wert bei undränierten Bedingungen. D läßt auch die Berechnung des Anfangszustands mit effektiven Scherparametern und Ansatz eines Porenwasserüberdrucks zu.

Zu 4.

A, D, GB lassen den Erdwiderstand zu: A nach Maßgabe der zulässigen Verschiebung des Fundaments, D zur Hälfte und GB ohne besondere Einschränkungen. In den anderen Normen ist der Ansatz des Erdwiderstands allerdings auch in der Regel nicht ausdrücklich ausgeschlossen.

Zu 5.

Nur bei D angesprochen: im Zähler der Sicherheitsgleichung bei den Reaktionskräften.

Zu 6.

Globale Gleitsicherheitswerte bei	A	1,5	} mit Reduktion auf bei besonderen Lastfällen	} 1,35 1,35; 1,20 1,25 1,50
	CAN	2,0		
	CS	2,0		
	D	1,5		
	DDR	1,5		
	IN	1,75		

Mit Partialsicherheitswerten wird der Nachweis in DK sowohl bei den Lasten wie bei den Widerständen geführt. In CAN werden nur auf der Lastenseite Gewichtungen eingeführt, in PL auf der Seite der Widerstände bei den Scherparametern.

Zu 7.

Nein, in keiner der Normen.

B. Auswertung

In einer internationalen Richtlinie sollte die Notwendigkeit eines besonderen Gleitsicherheitsnachweises festgelegt werden, da die Begrenzung der Lastneigung $\delta < \phi'$ im Grundbruchnachweis aus folgenden Gründen nicht genügt:

- (a) Nicht immer ist der Sohlreibungswinkel so groß wie der Scherwinkel;
- (b) eine ausreichende Grundbruchsicherheit könnte nur bei Anwendung der Felleniusregel als Partialsicherheits-Regel eine Sicherheit auch gegen seitliches Wegrutschen eines Fundaments gewährleisten;
- (c) die außer der Sohlreibung wirkenden widerstehenden Kräfte wie Kohäsion und Erdwiderstand können nicht konsistent berücksichtigt werden;
- (d) der Fall, daß ein wassergesättigter bindiger Boden unter einem Teil der V-Last bereits konsolidiert ist, ehe die maximale H-Last wirkt, kann damit nicht berücksichtigt werden.

Auch bei der Anwendung von Partialsicherheitswerten, die empfohlen wird, ist es notwendig festzulegen, wie der Erdwiderstand einzurechnen ist: es erscheint günstig, ihn mit den abgeminderten Scherparametern einrechnen zu lassen.- Schließlich ist es notwendig, Hinweise für den in Frage 7 unter A angesprochenen Belastungsfall zu geben, da dieser bei Brückenpfeilern z.B. eine Rolle spielt.

2.08 Nachweis der Kippsicherheit (klaffende Fuge)

A. Übersicht

Land	Norm	Aussage
A	ÖN B 4430/1	<p>Die aus der Gesamtlast resultierende Kraft darf höchstens bis zum Schwerpunkt des Fundaments ein Klaffen verursachen: $(e_x/B_x)^2 + (e_y/B_y)^2 \leq 1/9$</p> <p>Die Resultierende der ständigen Lasten muß im Kern bleiben.</p> <p>Zusätzlicher Nachweis der Rest-Sicherheit bei Schiefstellung hoher Bauwerke im Sinne von 2.06.</p>
CAN	NBC	<p>Stabilisierendes Moment muß doppelt so groß sein wie das Kippmoment. Das stabil.Moment ist die Summe der Eigengewichtsmomente und der Momente aus den Grenzwerten eventueller Verankerungen.</p> <p>Im Sinne des Partialsicherheitskonzepts werden Verankerungen dann verlangt, wenn die partiell hochgerechneten Wirkungen ein größeres Moment geben als die auf 0,85 reduzierten Widerstände.</p>
CS	CSN 73 1001	<p>Bei $e < B/5$ darf die Exzentrizität vernachlässigt werden. e ist begrenzt auf $B/3$ bei nichtbindigen, $B/6$ bei bindigen Böden."Damit ist eine mindestens 1,5-fache Kippsicherheit gewährleistet".</p>
D	DIN 1054	Wie bei A
DDR	TGL 11 463/1	<p>4.2.8: "Bei großer Ausmittigkeit der Belastung ist eine 1,5-fache Kippsicherheit nachzuweisen, wobei als Drehpunkt die in Richtung der Ausmittigkeit liegende Kante der Gründungssohle anzunehmen ist".</p> <p>Kein Nachweis gefordert, wenn Grundbruchsicherheit nachgewiesen oder das Fundament nach Tabellenwerten bemessen wird.</p>
DK	DS 415	<p>4.1.1: Bei Gründungen mit extremer Exzentrizität ($e > 0,3B$) soll die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des unbelasteten Teils der Sohlfläche geprüft werden. Das geschieht, indem N_y mit 2, N_c mit $(1,05 + \tan^2 \phi)$ multipliziert und $N_q = 0$ gesetzt werden.</p>
F	DTU	<p>13.1: Bei dreieckiger Sohldruckverteilung darf die große Randspannung höchstens $1,33 \cdot \text{zul } \sigma$ und $\text{zul } V = (B - 2e) \cdot \text{zul } \sigma$ sein.</p>
GB	CP 2004	<p>2.3.2.3.6: Die maximale Randspannung darf höchstens gleich der zulässigen Sohlspannung sein.</p>
IN	IS:1904	<p>Der Kippsicherheitsfaktor muß mindestens 1,5 sein, wenn Eigengewicht, Verkehrslast und Erdruck zusammen mit Wind oder Erdbeben untersucht werden. Wenn Eigengewicht, Verkehrslast und Erdruck allein untersucht werden, muß der Faktor mindestens 2,0 sein.</p>

Land	Norm	Aussage
PL	PN-74/B-03020	5.3: Die Resultierende aus ständigen und aus regelmäßig (langfristig) wirkenden Verkehrslasten muß im Kern bleiben. Eine klaffende Fuge bis höchstens zu B/4 ist bei Berücksichtigung außerplanmäßiger Lasten zulässig. Eine klaffende Fuge ist nicht erlaubt, wenn bei turmartigen Bauwerken der Schnittpunkt der Resultierenden aus ständigen und regelmäßig wirkenden Verkehrslasten die Schwerachse des Abauwerks oberhalb von 3B durchstößt.
S	SBN-1975	Die zulässige Sohlspannung wird nach dem Tragfähigkeitsnachweis bestimmt. Dann darf die aus der äußeren Last auf einer Ersatzfläche A' zu berechnende Sohlspannung höchstens zweimal (bindige Böden) bzw. dreimal (nichtbindige) so groß sein wie die zulässige Sohlspannung.
SU	SNiP II-15-74	Keine besondere Aussage, nur die Berücksichtigung beim Grundbruchnachweis, vgl. 2.06.
US	NAVFAC	Die zulässige Sohlspannung wird nach dem Tragfähigkeitsnachweis bestimmt. Danach wird die Sicherheit der maximalen Randspannung gegen diesen Wert berechnet.

B. Auswertung

Ein Kippsicherheitsnachweis im Sinne eines Momentenverhältnisses wird nur in CAN, DDR und IN angesprochen und sollte wegen seiner Fragwürdigkeit in einer internationalen Richtlinie nicht übernommen werden.

Für einen notwendigen und hinreichenden Nachweis, den man auf die Fälle beschränken kann, in denen nach der statischen Berechnung ein Teil der Sohlfläche spannungslos wird, genügen (siehe A, CS, D, PL und in gewissem Sinn auch S) folgende Forderungen:

- a. Nachweis der Grundbruchsicherheit für exzentrische Lasten mittels Ersatzfläche A', abgedeckt durch die Regelungen in 2.06.
- b. Begrenzung der Ausdehnung der spannungslosen Teilfläche A - 1,5 A'.
- c. Stabilitätsnachweis für hohe, turmartige Bauwerke und besonders kippgefährdete Bauwerke (z.B. Brückenpfeiler bei Freivorbau).

2.09 Nachweis der Auftriebssicherheit und Zugsicherheit

A. Übersicht

Land	Norm	Aussage
A	ÖN B 4430/1	Auftriebsicherheit muß größer als 1,1, bei außer-gewöhnlichen Lastfällen 1,05 sein, wenn sie allein auf den Eigengewichten über der Gründungssohle beruht. Andernfalls um 0,3 höher.
CAN	NBC	4.1.4.2: Wird genauso behandelt wie das Kippen (Partialsicherheitsbewertung): bei Ansatz von 0,85 der Gewichte läuft das auf die Sicherheit 1,17 hin-aus.
CS	CSN 73 1001	Allgemeine Forderung, die Grundwasserverhältnisse zu berücksichtigen.
D	DIN 1054	Wie bei A, nur mit 3 Lastfällen und Sicherheiten 1,1 - 1,1 - 1,05, bzw. 1,4 - 1,4 - 1,2.
DDR	TGL 11463/2	Für den Bereich des Brückenbaus wird eine Sicher-heit 1,3 gegen Auftrieb verlangt.
DK	DS 415	Bei vorsichtiger Annahme der Gewichte und bei Ver-nachlässigung aller rückhaltenden Schubkräfte ge-nügt eine Auftriebsicherheit 1,05.
F	DTU 13.1	-
GB	CP 101 CP 2004	A.2.3.3.2.1 und A.2.4.2: Keller und Baugruben unterhalb des GW-Spiegels müssen gegen Auftrieb gesichert werden.
IN	IS 1904	-
PL	PN-74/B-03020	-
S	SBN: 1975	-
SU	SNiP II-15-74	Verlangt 1,2-fache Sicherheit als Verhältnis der Widerstandskräfte zu den Einwirkungen.
US	NAVFAC DM 7	7-12-8: Bei Ansatz von Eigengewicht plus seitlicher Schubkraft wird bei dauernder Einwirkung 2,5-fache, bei vorübergehender 2-fache Sicherheit verlangt. Wenn der Seitenwiderstand bei Flachfundamenten oder wegen Unsicherheit vernachlässigt wird, kön-nen die Werte auf 1,5 - 2 bzw. 1,0 - 1,5 reduziert werden.

B. Auswertung

Soweit die Forderungen nach ausreichender Auftriebsicherheit detailliert werden, wird das Risiko bei alleinigem Ansatz von Eigengewichtslasten als klein veranschlagt und ein Risikozuschlag bei kombiniertem Ansatz von Gewicht- und Mantelreibungskräften (Schub an den Seitenflächen des Gründungskörpers) vorgenommen. Eine Ausnahme bilden DDR und SU, die nur eine einzige pauschale Sicherheitsforderung stellen, die dafür aber relativ hoch liegt, so daß zu vermuten ist, daß sie dem kombinierten Fall entspricht.

Eine internationale Regelung dürfte hier recht einfach sein, sofern es gelingt, überhöhte Sicherheitsforderungen (Beispiel: US) zu reduzieren mit Rücksicht auf die allgemein anerkannte Tatsache, daß sich Eigengewichte mit hoher Genauigkeit erfassen lassen, so daß der Sicherheitsbeiwert nur auf der Seite der Einwirkungen die Unsicherheit in der Festlegung der zu erwartenden Wasserstände und gegebenenfalls (Salzgehalt!) der Wasserwichte abzudecken braucht. Die Unterscheidung zwischen vorübergehender und dauernder Einwirkung bei US entspricht der Unterscheidung der Lastfälle 1 und 2 bei A und D und sollte international beibehalten werden, z.B. mit den Sicherheitsbeiwerten 1,2 und 1,1.

2.10 Nachweis der Böschungs- und Geländebruchsicherheit

A. Übersicht

In den Normen von A, CAN, CS, DDR, DK, IN, S wird nur allgemein auf dieses Risiko hingewiesen ohne Angaben des Berechnungsverfahrens.

In D ist hierfür eine separate Norm DIN 4084 in Gebrauch, die von der kreisförmigen Gleitfläche bzw. der flachen Gleitfläche (nach JANBU) ausgeht und eine 1,4-fache Sicherheit im Grundlastfall und eine 1,3-fache im Fall seltener Lastkombinationen und für Bauzustände verlangt.

In SU wird die Sicherheit einer Böschung als Momentenverhältnis definiert und dafür eine 1,2-fache Sicherheit gefordert.

In US (NAVFAC) wird nur der Fall der Gründung nahe einer Böschung angesprochen, für den die 2-3-fache Sicherheit wie beim Grundbruchnachweis (2.06) verlangt wird.

B. Auswertung

Das Problem des Standsicherheitsnachweises für eine Böschung wird allgemein ganz von dem der Flachgründung getrennt gesehen.

Trotzdem sollte - da es über das Nachweisverfahren mittels kreisförmiger Gleitflächen in der Bodenmechanik eine einheitliche Auffassung und Praxis gibt - mindestens dieser Grundfall in eine internationale Richtlinie mit aufgenommen und der Sicherheitsbegriff unter Verwendung von Partialsicherheitsbeiwerten bei den Einwirkungen und bei den Widerständen (Fellenius-Regel) international einheitlich festgelegt werden.

2.11 Setzungsnachweis

A. Übersicht

Land	Norm	Aussage
A	ON B 4430/1	Bei bekannten Verformungseigenschaften des Baugrunds kann die Tragfähigkeit auf Grund einer Setzungsberechnung festgelegt werden. Keine Details zur Art des Verfahrens.
CAN	Can.Manual	Abschätzung der Setzung nichtbindiger Böden auf Grund des SPT wird in Frage gestellt. Abschätzung nach dem Drucksondier-Ergebnis wird als Möglichkeit empfohlen, aber gebe zu große Setzungen. Anwendung des Pressiometers wird nur in steifen bzw. dichten Böden als möglich angesehen, um Setzungen vorauszusagen. Im übrigen Setzungsberechnung nach der Elastizitätstheorie, jedoch mit einschränkendem Hinweis, sie sei wegen Unsicherheit bei der Einschätzung des Steifemoduls nur für Vorberechnungen brauchbar. Jedoch kein Hinweis auf besseres Rechenverfahren. Angaben zulässiger Setzungen und Setzungsunterschiede.
CS	CSN 73 1001	Setzungsberechnung nach der Elastizitätstheorie: Angabe der Steinbrenner-Tafeln und Korrekturen zur Berücksichtigung großer Einbindetiefe. Einführung von Formbeiwerten.
D	DIN 4019 DIN 1054	Setzungsnachweis als Forderung, wenn bei der Fundamentbemessung über die Tafelwerte (s.2.05) hinausgegangen wird.

D	DIN 4019	<p>Berechnung nach Elastizitätstheorie (Steifemodul). Angabe einer Grenztiefe für die Rechnung dort, wo Zusatzspannung unter 0,2 der Eigengewichtsspannung ist. Keine Diagramme, sondern Lit.Hinweise. Einführung von Korrekturbeiwerten. Abzug der Aushublast bei erstverdichtetem Boden zugelassen. Zeitsetzung nach quadratischem Modellgesetz.</p>
DDR	TGL 11 463/1 TGL 11 464/1	<p>Berechnung nach eigener Norm TGL 11 464/1. Hier nur allgemeine Forderungen und Angabe zulässiger Setzungsunterschiede und Durchbiegungen. Grundlage ist Elastizitätstheorie (Poissonzahl 1/3). Angabe einer Grenztiefe für die Rechnung dort, wo entweder die Tiefe gleich 2B erreicht oder Zusatzspannung gleich 0,1 der Eigengewichtsspannung bei nicht zu weichem Boden wird. Reduktion auf 60%, falls Einbindetiefe größer 2B ist. Korrekturwerte zur Erfassung des räumlichen Spannungszustands. Abzug der Aushublast nur bei erstverdichtetem Boden, falls die Hebungen noch nicht abgeklungen sind. Zahlreiche Diagramme. Zeitsetzungs-Angaben in Abhängigkeit von der Konsistenz.</p>
DK	DS 415	<p>Abschätzen der Setzungen in jedem Fall gefordert. Zum Verfahren nur Hinweise auf die Elastizitätstheorie und Größenordnung der Moduln. Zulässige Setzungen und -differenzen nicht allgemein angebbar; im Hochbau 30 - 40 mm Gesamtsetzung, 10 mm Differenz zwischen Wand und Fußboden, Setzungsdifferenz 1/300 als einzuhaltende Richtwerte.</p>
F	DTU-13	Nur ganz allgemeiner Hinweis ohne Quantifizierungen.
GB	CP 2004	<p>Allgemeine Hinweise. Warnung, daß Fundamente auf nichtbindigem Boden sich nahe dem Grundwasserspiegel bis 100% stärker setzen können als davon entfernte. Kein Berechnungs-Empfehlungen.</p>
IN	IS-1904	<p>Eingehende Darstellung von Absolut- und Differenzsetzungen von Bauwerken (Einzel- und Plattengründungen). Setzungsberechnung nach IS-8009 (hier nicht vorh.).</p>

PL	PN-74/B-03020	<p>Tabellenwerte der zulässigen Setzungen und Setzungsdifferenzen unter Bauwerken.</p> <p>Diagramme zur Spannungsermittlung und allgemeine Empfehlungen zur Ermittlung der Setzungen.</p> <p>Angabe einer Grenztiefe für die Berechnung dort, wo die Zusatzspannung 30% der Eigengewichtsspannung ausmacht.</p>
S	SBN:1975	<p>Nur Hinweis, daß Setzungen ebenso wie der Grundbruch Maßstab der zulässigen Last sein können.</p>
SU	SNiP II-15-74	<p>Allgemeine Richtlinien und Formeln zur Setzungsberechnung, insbesondere auch der Setzungen und Hebungen bei sackenden, bzw. schwellenden Böden. Tabellen mit zulässigen Setzungen und Setzungsunterschieden.</p> <p>Diagramme zur Spannungsberechnung und Setzungsberechnung.(Elastizitätstheorie).</p> <p>Grenztiefe: bindiger B. 9 m + 0,15·B nichtbindiger B. 6 m + 0,10·B.</p>
US	NAVFAC	<p>Abschnitt 6 (27 S.). Berechnung mittels "compression index C_c" direkt aus dem Oedometer-Diagramm (oder Wiederbelastungsparameter C_p) oder mit konstanten Moduln nach der Elastizitätstheorie (Diagramme angegeben).</p> <p>Verhältnis Eck-,:Kanten- : Mittensetzung für dünne kompressible Schichten 1:2.:4, für dicke 1,5:2:3.</p> <p>Steifigkeitseinfluß der Platte in Diagramm erfaßt für die Grenzfälle "schlaff" und "steif".</p> <p>Angabe zulässiger Setzungsdifferenzen in Tabelle 6-1. Ausführliche, aber nur qualitative Beschreibung der Schwellerscheinungen, schematische Darstellung des Berechnungsverfahrens.</p> <p>Berechnung der Konsolidationszeit und der sekundären Setzung; Diagramme. Nomogramm für die Berechnung bei Anwendung von Vertikaldräns.</p>

B. Auswertung

In allen hier ausgewerteten Normen und Richtlinien, soweit Hinweise zum Berechnungsverfahren überhaupt gegeben werden, wird die Elastizitätstheorie (mindestens für die Spannungsberechnung) zugrundegelegt, teilweise auf der Grundlage von Elastizitätsmodul und Poissonzahl, teilweise unter Vernachlässigung der

Querdehnung auf der Grundlage des Steifemoduls.

Die Voraussetzungen für eine internationale Harmonisierung der Setzungsberechnung sind sehr gut. Es ist zu beachten, daß in der weitaus überwiegenden Zahl der praktischen Fälle die zulässige Setzung oder Setzungsdifferenz maßgebend ist für die Festlegung der Fundament-Tragfähigkeit, nicht aber die Grundbruchsicherheit. Deswegen kommt diesem Punkt eine sehr viel größere Bedeutung zu, als das in vielen nationalen Normen bisher - verglichen mit den ausführlichen Angaben zur Grenzlast - geschieht.

Folgende Details sollten in einer internationalen Richtlinie vereinbart werden:

1. Die Berechnung der zusätzlichen Spannungen aus Fundamentlasten erfolgt mit ausreichender Näherung auf der Grundlage der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums mit konstanter Elastizität (Hooke'scher Körper), wobei der Einfluß der Fundamentsteifigkeit vernachlässigt werden darf.
2. Die Entlastung des Bodens durch den Baugrubenaushub darf bei der Berechnung der Zusatzspannungen nur abgezogen werden, wenn die Hebung der Baugrubensohle berücksichtigt wird.
3. Die Ermittlung der Setzungen darf am schlaffen Fundament erfolgen. Sie sollte getrennt werden nach den plastischen Setzungen aus ruhenden Lasten und den elastischen Setzungen bei kurzzeitigen oder dynamischen Einwirkungen. Der Ermittlung kann entweder die Elastizitätstheorie wie bei 1 oder ein nichtlineares Druck-Setzungs-Diagramm zugrundegelegt werden.
4. Die Integration kann sich auf eine Tiefe beschränken, die entweder durch eine Schichtgrenze gegeben ist oder durch eine einfache Regel (s.z.B. SU) festgelegt wird, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.
5. Die Ermittlung der Schwellung eines Bodens kann auf der Grundlage einer Spannungsberechnung nach 1 und der Ergebnisse des Schwellversuchs im Oedometer erfolgen.
6. Die Tafeln mit zulässigen Setzungen und Setzungsdifferenzen sollten vorläufig weiter den nationalen Normen überlassen bleiben; allerdings sollte hierzu ein verstärkter internationaler Erfahrungsaustausch aktiviert werden.*
7. Die Ermittlung des Zeitsetzungsverhaltens sollte auf der Grundlage eines reformierten Modellgesetzes erfolgen und der Praxis in grafischer Form zur Verfügung gestellt werden (s.US).
8. Für die Abschätzung von Sackungen sollten die SU-Erfahrungen bekanntgegeben werden.

* Hierzu können insbesondere die Erfahrungen aus den Bergbaugebieten viel beitragen, wo schon seit langem viele Messungen an Gebäuden und im Gelände unter extremen Verformungsbedingungen durchgeführt werden.

2.12 Festlegung zulässiger Fundamentlasten durch Probelastungen

A. Übersicht

Land	Norm	Aussage
A	ÖN B 4430/1	Probelastungen zur Bestimmung der Verformungsmoduln dürfen nur im Zusammenhang mit entsprechenden Bodenuntersuchungen vorgenommen werden. Keine Ausführungshinweise.
CAN	NBC	Plattendruckversuch nach ASTM D 1194 mit Einschränkungen zulässig
CS	CSN 73 1001	-
D	DIN 1054	wie A
DDR	TGL 11 463/1	-
DK	DS 415	Plattendruckversuch zur Bestimmung der Verformungsmoduln zulässig. Keine Ausführungshinweise.
F	DTU 13-1	-
GB	CP 101 CP 2004	wie DK
IN	IS 1904	-
PL	PN-74/B-03020	wie DK
S	SBN:1975	-
SU	SNiP II-15-74	-
US	NAVFAC	wie CAN.

B. Auswertung

Das Thema "Probelastungen" wird - wenn überhaupt - nur in der Form des Lastplattenversuchs angesprochen. Dieser Versuch wird dabei als Ergänzung der Baugrunduntersuchung durch Sondierungen angesehen und allenfalls dazu verwendet, die Steifigkeit der oberflächennahen Bodenschicht zu bestimmen. In dieser Beschränkung könnte der Lastplattenversuch in einer internationalen Richtlinie unter 2.02 mit aufgenommen werden.

Es kommt jedoch vor, obwohl das in keiner der nationalen Normen behandelt wird, daß kleinere Fundamente wie Pfähle einer Probelastung unterworfen werden, um ihre Tragfähigkeit in natürlichem Maßstab zu bestimmen. Es ist zu empfehlen, für solche Fälle Aussagen zur Übertragbarkeit auf größere Fundamente zu machen, was in Verbindung mit einer Setzungsberechnung nach 2.11 grundsätzlich möglich ist.

3. Schlußfolgerungen

Der Vergleich der Richtlinien für die Berechnung von Flachfundamenten aus 13 Ländern hat gezeigt, daß die dafür verwendeten bodenmechanischen Grundlagen von überraschender Übereinstimmung sind, so daß es keine Schwierigkeit bereiten dürfte, sie für den Gebrauch in Ländern ohne eigene Richtlinien in eine gemeinsame Fassung zu bringen.

Es hat sich aber auch gezeigt, daß der Akzent der Informationen - das ist durch die historische Entwicklung der Bodenmechanik bedingt - unnötig stark bei der Traglastberechnung liegt, während die praktische Erfahrung zeigt, daß nahezu alle Schäden, die durch das Nachgeben von Fundamenten eintreten, auf zu große Setzungen vor einem Versagen durch vollständiges Ausweichen des Bodens zurückzuführen sind. Dem sollte deswegen in einer internationalen Richtlinie auch mehr Aufmerksamkeit gewidmet werden. Man muß bei den Flachfundamenten dieselbe logische Entwicklung wie bei den Pfählen vollziehen, die heute ja auch zunehmend nach ihrem Setzungsverhalten ausgewählt und bemessen werden.

Die größte Arbeit beim Harmonisieren der nationalen Aussagen wird dagegen bei den vielen Details liegen, über die früher oft sehr großzügig hinweggegangen wurde. Gerade solche Details aber (Beispiel: Grenztiefe bei Setzungsberechnungen) machen erst den praktischen Wert einer Richtlinie aus und müssen unabhängig von subjektiven Lehrmeinungen aus der Summe der in den verschiedenen Ländern gesammelten Erfahrungen herausgefiltert und der allgemeinen Praxis zugänglich gemacht werden. Man kann sich vorstellen, daß dies eine sehr zeitraubende Aufgabe ist. Es wird sich daher empfehlen - und das wurde in dieser Studie versucht - in einem ersten Schritt den Rahmen des Unstrittigen als Arbeits-Schablone aufzustellen und die kontroversen Detailpunkte zunächst einmal in diesem Rahmen kenntlich zu machen. Im zweiten Durchgang müßten sie dann in einer gemeinsamen Kooperation möglichst vieler erfahrener Grundbau-Ingenieure Schritt für Schritt auf den Prüfstand geholt und einer sich meist nicht abschließenden Bewertung unterzogen werden.

Stuttgart, den 28.02.1981



(Dr.-Ing.Karl Malcharek)



(Prof.Dr.-Ing.Ulrich Smolczyk)

ENGLISH TRANSLATION OF INTRODUCING AND CONCLUDING REMARKS

by T.N. Thorp C.Eng., M.I.C.E.

CONTENTS

Introduction

1. General notes of the procedure.
2. Document comparisons and evaluations.
- 2.01 Aim and scope of foundation standards.
- 2.02 Soil investigation; soil classification and soil properties.
- 2.03 Loads and load cases.
- 2.04 Requirements for excavations.
- 2.05 Design of shallow foundations using permissible bearing stresses from tables.
- 2.06 Design of shallow foundations from bearing capacity calculations.
- 2.07 Determination of the sliding safety factor.
- 2.08 Determination of the tilting safety factor. (Gapping joint)
- 2.09 Determination of the safety factors for buoyancy and tension.
- 2.10 Determination of slope stability.
- 2.11 Determination of settlement.
- 2.12 Determination of permissible foundation loading by means of test loading.
3. Conclusion.

Introduction.

The motives for the following investigations are that, since about ten years ago, both the European Community and the International Standards Organisation (ISO) have been instigating for a harmonisation of the existing building standards.

For this, the international bodies are mainly depending on the work of the national standard organisations.

In the sphere of building structures, the international harmonisation of standards has progressed in many aspects but there is a large backlog of work on foundations.

Apparently, those international organisations being competent for such work were active almost exclusively in scientific fields but previously were hardly interested in matters of standards. It is for this reason that currently there are practically no possibilities for information gathering concerning international comparisons and agreements on the determination of foundation safety factors.

This was no handicap when there was international exchange of building activities of only a few countries. Therefore, at times, responsible engineers would take, as a working basis, the technical rules known and available to them, from other countries if appropriate. Obviously, then the language availability was the primary reason for choosing a standard, rather than the contents.

Now, with the increasing number of multi-national building project groups, comes the need for agreed basic technical formulations. Foundation standards are particularly needed, as has been proved already frequently in the national sphere, because there is a large temptation in this field for unclear and inexact wording, and after such uncertainty the economic consequences following such ambiguity may be particularly cumbersome.

The DIN therefore commissioned the writing of an investigation to compare national foundation standards, which is contained herewith.

1. General notes of the procedure.

In view of the fixed time limit given to the investigation, it was found to be impossible to gather information from all the countries which possibly had foundation standards. We think, however, that sufficient material is to hand to illustrate the very different tendencies,

The difficulties in obtaining foreign standards may also be not merely chance, but may be seen as an indication of the basic differences of understanding in various countries on the subject of the need for foundation rules. The opinions on the need for standards may be grouped within the following four statements:

1. A standard is principally unnecessary because it is the duty of the design engineer to design a safe foundation and to analyse it using his education, training and experience. This interpretation, for example, is taken by Switzerland and the Netherlands.
2. A standard should restrict itself to data of qualitative design principles: the quantitative completion of the framework conditions may be left to the design engineer. This view, which is almost as strict as that of statement (1), is found in France. It is found in an attitude more inclined to statement (3) and in very detailed form recently, for instance in England.
3. A standard should be similar to statement (2) with the addition of quantitative arrangements so that comparable technical solutions are necessary: qualitative similarities should have similar quantitative treatment. This, for example, is the philosophy of the German Foundation Standards.
4. A standard should lay down the qualitative and quantitative requirements of a foundation to minimise the imaginable risks, as far as the similarity of the characteristic within the possible variance of foundation problems generally permits. As an example of this take the USSR Standard.

These interpretation differences suit differences in the legal views. As is well known, the English jurisdiction mainly evolves from legal precedents whereas the Continental one is based upon statutes.

We see here a conceivable argument why the USA, for example, till now isolated to regional systemisation the question of stability investigations for foundations. Many "accepted rules" are valid until backed up by accepted hypothesis of recognised Institutions (large municipal, state or provincial bodies, prominent universities, engineering associations, Corps of Engineers etc.). Compared with this, the influence of the American Standards Association (ASA) on the formalising of geotechnical standards seems to be comparatively trivial.

A further real difference occurs in the editorial form of the various national standards. One needs only to bring to mind the difference between the collection of geotechnical DIN Standards in West Germany on the one hand and the uniform Codes of Practice in England on the other, to anticipate the resistance against a certain type of presentation.

The matters allow themselves to be arranged in groups according to the extent of their certainty, as follows:

Group I

Matters which are internationally unequivocal and which, for this reason, are able to be recommended as fixed points in an International Standard. An example is the bearing capacity determination for central and vertical loading on a shallow foundation.

Group II

Matters which are able to be dealt with alternatively through internationally acknowledged rules. Here must be decided whether one can concede any of the alternatives of equivalent value, so that they may be presented as choices in the procedure of working towards an International Standard.

Group III

Matters which are able to be dealt with alternatively through internationally acknowledged rules but which are at variance in precision and approach to reality. Long discussions are foreseeable here, under circumstances where decisions are unable to be achieved. As an example, the alternative types of design using (a) tabulated, permissible sole stresses, or (b) a proof of stability for the particular case.

Group IV

Matters which have yet been given either no treatment or only very provisional scientific treatment based upon empirical work, but which may be the more in need of standardisation.

For the benefit of clarity, those statements which rather belong to textbooks have been left out. One finds ample passages of explanation in English, Canadian and American texts - presumably because they are used by consultant engineers who may not have the appropriate special geotechnical training. The vast amount of qualitative annotations is in remarkable contrast to the shortage of quantitative statements. The author follows the East European and German pattern, which involves a layout assuming that the user of the standard has a knowledge of soil mechanics and can understand the ideas and statements without wordy explanations. We include, of course, a register of the symbols used, with a short description where appropriate.

2.01 Aim and scope of Foundation Standards.

From the viewpoint of forming a requirements list for shallow foundations, it is likely that agreements would be made to omit machine foundations. Apart from this restriction, which depends upon the type of load, there seems to be no necessity to define any restrictions in terms of structure type, of use or of size (e.g. number of storeys) of a structure.

Whatever the superstructure upon a shallow foundation, the bearing capacity and settlement behaviour will have to be checked. On the other hand, it may be that the considerations for excavation pits rather belong to slopes.

In most countries the topic of safety of adjacent existing shallow foundations during underpinning is not usually raised, because this is just a special case of a stability problem. Developing a separate document like the West German Standard DIN 4123 for underpinning is not recommended for an International Standard.

However, a Standard referring exclusively to shallow foundations - other than in West Germany, Austria, East Germany, Denmark, India - should include the necessary indication of appropriate analyses, where this pertains to the recognised Standard of soil mechanics.

The procedures in (D) in DIN 1054 are only an indication to be taken up in asserted Standards (DIN 4017 and 4019 particularly), they are conditional upon history and should not be transferred to an International Standard.

2.02 Soil investigation, soil classification and soil properties.

In this section, the soil mechanics assumptions are examined, as defined in Standards, in order to arrive at a statement of the carrying capacity of shallow foundations. According to the proceeding of preplanning work for a structure, the following concepts should be included:

- SOIL INVESTIGATION through borings, soundings or inspection pits at the site:
- CLASSIFICATION of the soil types encountered according to the soil mechanics characteristics and
- DESCRIPTION of the soil properties by reference to separate Test Standards.

From the standpoint of soil mechanics it would be quite sufficient for the determination of the stability and settlement condition of shallow foundations if information were obtained of the shear parameters, unit weight and a deformation modulus of the strata under consideration, together with facts concerning the ground water, since these data would provide everything necessary.

However, the question immediately arises as to what strata depth must be taken in the particular case - a question which cannot be answered without reference to the planned structure and its loads. On the other hand, an engineering geotechnical classification is not absolutely necessary, even though one aims for a foundation design on the basis of tabulated permissible sole pressures. For a valid international form, however, this would have to be extraordinarily detailed and common consent for its adjustment would be very difficult to obtain.

For this reason, the following are recommended:-

1. Requirements in terms of soil investigations should be limited to an indication of depth. Against this, the type of soil investigation must be written in a particular standard, largely already prepared for international use, see also Subcommittee "Soil Investigation" of the ISSMFE.
2. The requirements mentioned in (1) must be of a qualitative nature rather than quantitative in order to avoid them being related to a particular soil type or soil succession.

Structure size and estimate of loading must be available before commencement of an investigation programme.

Moreover, it is desirable to have a geological pre-survey giving the character of the subsoil, together with local knowledge of the soil, so that, from an estimate of the soil parameters, loading and settlement, the necessary investigation depth may be defined by the foundation engineer. If none of the aforementioned information is to hand then an estimate of the pressure beneath the structure must be used to evaluate the depth of settlement influence, which for level sites is normally decisive for determination of the investigation depth. On the other hand, for structures on slopes or on top of retained soil, the stability analysis may be of primary importance.

3. A soil classification must be put in its own Standard and be separate from the stability Standard, because the worldwide variety of soil types would require extreme diversification - of which (see Table 2) the Soviet Standard is a conclusive example - yet hardly being of much help to the project engineer in making decisions in a particular case. It should rather be assumed that at some future date an International Standard similar to DIN 18196 will exist, which refers to the manual and visible examination of soil samples, if necessary supported by simple in situ practicable classification tests (moisture content determination: consistency measurement and others) and the outcome of soundings. Therefore suffice it here to indicate the central role of competent engineers, who have to record in the site investigation documents any in situ knowledge from observations and measurements. Experience indicates that the most important part of the work of the site investigation is thus executed by engineers before samples are sent to the laboratory for tests. These considerations are independent of whether it is loose soil or rock.

4. For fill materials, only the particular risks shall be pointed out, particularly with fills discharged in an unsystematic manner which, through heterogeneity, can result in the disintegration and decay of organic constituents. If this risk can be assessed and considered, then more information is usually required than is for natural soils - as is done in the Canadian Standard - in order to decide upon the strength parameter and settlement parameter values and demonstrate the capacity of the fill to carry buildings by calculations of bearing capacity and settlement. It should be pointed out that there is also natural fill, which originates through landslides or similar: in such cases the same rules must be used as for man-made fills.

5. The important role of sounding procedures must be pointed out. Since there are practically no sounding procedures which can be applied to all conceivable soil conditions, reference should be made to the ready-made ISSMFE European recommendations for soundings. However, correlations between sounding resistances and, for example, the shear parameters or deformation parameters obtained by experience do not belong within the scope of this Standard. If this were done it would also necessarily require a soil classification: a sounding resistance in a non-cohesive soil has a different meaning from the same resistance if measured in a cohesive soil.

6. In the Standard must be stated which soil parameters are required in order to know the bearing capacity of shallow foundations. Because of the determination of this parameter in the laboratory and in the field, reference should be made to appropriate Soil Testing Standards.

The particular parameters are:

- Unit weight in the moist and dried states
- Grain-size distribution
- Natural moisture content and degree of saturation
- Content of chalk and organic matter
- Amount of weathering and fissuring
- Permeability
- Constrained modulus for initial loading and reloading
- Shear parameters for the undrained and drained states.

2.03. Loading, load cases.

Since the definitions of loads (influences) and their combinations are prepared for EC1, Section 4, these should be adopted here.

In the complete system of structure and soil there are influences of the structure upon the soil - which will be the normal case - and also in the reverse direction there are influences of the soil upon the structure.

A list of the physical causes of the influences, as, for example, in the Canadian Standard, is hardly necessary because it is unimportant for the stability of the structure whether the sole pressure changes due to variations of foundation load, nearby storage loads, changes in water level, ice pressure or other causes: for foundation engineering purposes any such influences can either be directly defined in terms of external loads or can be transformed into such pattern, see, for example, the change of soil pressure load following temperature influence. On the other hand it is important to establish whether an influence upon a foundation is permanent, temporary, as slowly alternating load or dynamic load and whether it is applied regularly, seldom or just once. The National Standards in A, D, DDR, DK and S already allow this difference in varying degrees: so does the Canadian Standard, in a sense.

The classification of influences shall not be arranged according to their physical cause but rather to their time function, allowing for the three basic parameters of frequency, duration and number.

This means that, for the purpose here, the basic load classification (according to EC 1) has to be used, which is

4.1211 with G - permanent influences

Q - changing influences, including the construction period

F_A - extraordinary influences,

or:

4.1212 with distinction between static and dynamic influences should be combined with the subsidiary allowance in 4.122 for "further classifications" in terms of load duration, with proposals as follows:

1. permanent influences
2. static influences of limited duration
3. cyclic influences without acceleration effects
4. dynamic influences.

From 4.1211 comes the aspect of the frequency of an influence which corresponds to the load classification in DIN 1054. It may appear that classifications G and 1 are identical, but there are foundation cases where a settlement caused by permanent loading only occurs seasonally, so that the combination of G, Q and F_A with 1...4 inclusive is actual and reasonable (an example for G4: permanent dynamic soil influence, as the breaking of waves upon a foundation).

For the determination of safety or its derivation from EC1 the basic classification G... F_A has decisive meaning because for these items there is no need to distinguish between 1 and 2 and because there are particular risks in 3 and 4, which for this reason must be handled by separate Standards.

Since settlement analyses have a greater significance for the working load of shallow foundations than have bearing capacity considerations, the distinction whether either G or Q can occur in the form 1 or 2 has larger economical significance.

2.04. Requirements for excavations.

A. Outline.

This section concerns itself with the requirement that, before the construction of the foundation, the condition of the excavation is formed so as to ensure a reliable connection between the structure and the soil, particularly beneath the foundation sole. Questions on the stability of the sides of the excavation are not considered here.

B. Commentary.

As to the quality of an excavation for a building, the following requirements should apply:

1. That the use of excavator machines shall not impair the density of the soil at and below the foundation formation level.
2. That where groundwater infiltrates, and particularly where rain is anticipated during the construction period, a drainage system is to be installed.
3. Considering the hazard of frost damage to a foundation formation in cohesive soil, a good water permeable sandwich layer should be installed.
4. The excavation backfill should be reinstated as soon as the building progress allows. Shortly before concreting, the formation condition should be checked by a competent engineer.

2.05. Design of shallow foundations using permissible bearing stresses from tables.

A. Outline.

The oldest guidelines for the evaluation of shallow foundations mostly considered sole pressures which depended upon the soil type, ignoring the size of the foundation and its embedded depth. With the development of soil mechanics it became recognised that it was insufficient to consider only the sole pressures, and this led to the adoption of different formulæ and established the possibility to either subdivide the tables according to the additional features or to restrict tabular values to suit precisely defined cases.

B. Commentary.

The use of tabular values is very common, almost exclusively, however, for "rough draft", "simple cases" or "when no soil parameters are available" (which primarily points to the shear parameters : the unit weights are easily estimated).

For cohesive soils the tabular values are set so low that they can be accepted as giving no settlement risk without the need for a settlement calculation. The evaluation of a "simple" case can relate as much to the soil relationship as to the structure. Only rarely is the soil value considered worthy of modification due to the inclination of the foundation load resultant, of the ground water condition or the foundation shape.

It is being recommended that future national standards should provide tabular values for the estimate of foundations in only simple cases. If one considers the additional formulæ needed to cope with the diminishing influences of inclined loads, high water table, eccentricities and so forth, then one expends as much calculation effort as would be required for the bearing capacity proof for a foundation according to 2.06.

However, it is worthwhile, even in the simple cases, to estimate the few really important soil parameters which may be available from the results of bores or trial pits. This way is always more reliable than the estimation of a permissible sole stress which is the very meaning of taking tabular values.

2.06 Design of shallow foundations from bearing capacity calculations.

A. Outline.

For the calculation of the bearing capacity of shallow foundations, which is considered in all standards work to be a better procedure than that in 2.05, ten out of thirteen national standards recommend calculations based upon the classical 3-term bearing equation by Terzaghi:

$$\sigma_f = N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c'$$

The symbols represent the following terms:

N are the bearing capacity factors as a function of the angle of shearing resistance ϕ' (eff) and B and D are the width and depth of embedment of the foundation, γ_1 the unit weight of the soil above the base of the footing and γ_2 the unit weight of the soil below the base of the footing. c' is the effective cohesion measured in units of stress.

This equation refers to the basic case of a strip footing of width B and shallow depth of embedment D , with vertical and central loading. Furthermore, it is valid for a level ground surface.

Deviations from this basic case, in order to suit other circumstances, are considered by modification factors to the three terms. This type of procedure is also uniform.

The most usual procedure to consider for eccentric loading is to calculate a reduced effective foundation size in which, for biaxial eccentricity, the widths are decreased by $2e$ about each axis: $B' = B - 2e$.

B. Commentary.

As the comparison shows, there exists - ignoring the few exceptions - a uniform interpretation that the classic bearing capacity equation can basically be used for the calculation of the ultimate bearing capacity of shallow foundations. Also, the GB Standard can be interpreted as pointing towards other literature containing the same classic equation. The simplified calculation methods used in Sweden, where tabular permissible stresses are used for non-cohesive soils, and for cohesive soils the cohesion term of the bearing capacity equation is used, is presumably a result of the uniform geotechnical structure of the subsoil there and is not applicable internationally.

The bearing capacity factors N should, according to the current state of soil mechanics, show uniform functions of ϕ , as is met by the majority of the standards. Individual strongly deviating curves should be checked by the authors. In any case, there is no reason to introduce a partial safety addition to the consideration of the difference in the calculation procedures.

Full agreement exists in the understanding of the manner of dealing with the eccentric loads action: all standards which give recommendations for calculating these effects make use of the reduced contact area method.

Concerning the shape coefficients for a rectangular foundation, there is agreement, with the exception of the Soviet Standard, that whilst the width term must be diminished both the other terms must be raised. The amount of the increase is at strong variance. Test series in (D) indicated this to be explainable by the strengthening effect of increasing ϕ . At the same time embedment depth is significant. Since the knowledge of the bearing capacity becomes worthless for the greater embedment depths, the international guidelines should be limited to embedment depths of less than $\frac{B}{2}$.

Moreover, we could restrict ourselves to indicating the tendencies of the various terms and the foundation shapes, but leaving the quantitative determination to the national standards.

For the inclination coefficient we now ought, through the recognised principles of soil mechanics, to be able to achieve new calculations for a better harmonisation. Should this not be possible then it is recommended that only tendencies should be shown, leaving the quantitative rules to be dealt with by the national standards.

Introducing further correction factors or partial safety factors for considering the structure stiffness, site slope, soil succession or strata slope seems to be too early at present. The respective statements to be found in DDR Standards may initiate the discussion of these points in other countries too. It is certainly necessary to agree an international procedure to use as a basis for the determination of the bearing capacity factor for those soils which are distinctly stratified and for which the failure mechanism cannot be assumed to apply.

The current very widespread use of the partial safety factor concept is a good start for the adaption fo the safety coefficients of the soil to the requirements of the EC1.

However, we certainly do not consider it to be good if all three soil values γ, ϕ, c are diminished by the same factor. Moreover, one must guard against a too detailed evaluation procedure, as was introduced in the SU. One can, in principle, require that the unit weight be very precisely known, the angle of shearing resistance be known with sufficient accuracy, whereas the cohesion is likely to be imprecise. To which, for example, partial safety factor values of 0.95; 0.85 and 0.60 could be suited, to apply to the calculated value of the soil parameter. Generally, however, the discussion of the safety requirement is not a subject of this guideline. It only remains to write that the inner connection between the coefficients for the three terms of the sum and the partial safety values must be kept in mind, because both value groups must consider risks due to situations which deviate from the theoretical basic case of the static vertical and central loading of a strip footing which stands upon level, homogeneous soil. This means that, in our view, there is no use at all to discuss the determination of a global safety factor.

National standards seldom refer to base failure caused by hydraulic sources. Although it is not worthwhile to suggest an individual guideline for this relatively commonplace matter, it is recommended that it be included within the concept of partial safety, giving a global safety factor of 1.5 against hydraulic base failure.

2.07. Determination of the sliding safety factor.

A. Outline.

The definition of the sliding safety factor is common to all countries in which standards have been drawn up and it follows the Coulomb friction law which uses the relationship $V \cdot \tan \delta_s / H$. However, it is foreseeable that this produces the following questions:

1. Which sole friction angle δ_s should be applied?
2. May an effective cohesion c' be used?
3. What is the procedure for water saturated cohesive soils?
4. May an earth resistance be applied? With which part?

5. Where does, in the event of item 4 becoming affirmed, the earth resistance appear in the safety equation (numbers or names) and possibly other supporting forces also?
6. Which safety factor against sliding is required?
7. Are eccentrically applied H-forces considered?

B. Commentary.

In an international guideline, the necessity for a particular sliding determination should be stated since it is not sufficient, for the following reasons, to limit the load angle $\delta < \phi'$ just in terms of the bearing capacity determination:

- (a) The sole friction angle is not always as large as the angle of shearing resistance;
- (b) An adequate bearing capacity safety factor could only be guaranteed by the application of the Fellenius rule as a partial safety rule, a safety also against lateral sliding of a foundation;
- (c) The resistance forces, apart from friction, like cohesion and earth resistance, are not able to be regarded as consistent;
- (d) The case of a water saturated cohesive soil being consolidated by a part of the V-load prior to the action of the maximum H-load cannot be considered by this.

Also, by the use of partial safety values, which is recommended, it is necessary to determine how to allow for the earth resistance: it appears to be favourable to determine an admissible part of it by use of shear parameters. - In the long run it is necessary to give indications for the load case in question 7 of part A, since it has a significance, for example, to bridge piles.

2.08. Determination of the tilting safety factor (Gaping joint).

B. Commentary.

A determination of a tilting safety factor in the sense of a moment relationship is only referred to by CAN, DDR and IN and, being questionable, should not be taken up in an international guideline.

For a necessary and adequate determination which one can limit to the cases in which, according to the statical calculations, a part of the sole surface becomes unstressed, several countries (see A, CS, D, PL and in a certain sense also S) state the following requirements:

- a. Determination of the bearing capacity for eccentric loads by centreing them upon a substitute surface area A' , dealt with the ruling in 2.06.
- b. Limiting of the extent of the unstressed area portion $A - 1.5A'$.
- c. Stability determination of high, tower-like structures and particularly structures where there is a risk of tipping (e.g. bridge piers adjacent to cantilevered, partially completed decks).

2.09. Determination of the safety factors for buoyancy and tension.

B. Commentary.

As far as the details of the requirements of an adequate buoyancy safety factor are concerned, there is not much risk supposed in an exclusive estimate of the self weight loads but an additional risk when combining self weight and lateral friction forces (shear on the side surfaces of the foundation). An exception is that developed by DDR and SU, who require only a uniform overall safety factor, which is of a relatively high value, presumably in order to suit the combined case. An international ruling here may be simple, if it possible to avoid exaggerated safety factors (e.g. US) with regard to the generally recognised fact that the self weight should be determined with greater accuracy so that the safety factor only needs to cover the uncertainties in terms of resistant forces such as anticipated water level and, if necessary, the unit weight of water (salt content!). To distinguish between passing and continuous performances by the US corresponds to the differences between load cases 1 and 2 for A and B and should be adopted internationally, e.g. with the safety factors 1.2 and 1.1.

2.10. Determination of slope stability.

B. Commentary.

The problem of determining the slope stability generally seen as being separate from that of a shallow foundation.

Nevertheless - since the determination procedure for an average slip circle formation in soil mechanics is treated with a uniform method and practice - at least this fundamental case should be taken up in an international guideline, and the safety concept using partial safety factors for the influences and for the resistances (Fellenius rule) should be uniformly fixed for international use.

2.11 Determination of settlement.

B. Commentary.

In all the standards and guidelines examined here, as far as guides for calculations are concerned, the elastic theory is used as a basis (at least for stress calculation), partly employing elastic modulus and Poisson's Ratio and partly through disregarding the lateral extension on the basis of the constrained modulus.

It appears that the possibilities for international harmonisation regarding settlement calculations are very good. In a predominant number of the practical cases the permissible settlement or settlement difference data are determinant for the foundation rather than the bearing capacity. For this reason a very much larger consideration must be given concerning this point than has occurred in many national standards up to now - compare this with the ample statements for the limit load.

The following details should be agreed upon in an international guideline:

1. The calculation of the additional stresses due to the foundation loads with sufficient accuracy on the basis of the theory of elastic isotropic semi-infinite solid with constant elasticity (Hooke's Law), whereby the influence of the foundation stiffness may be disregarded.

2. The unloading stress due to excavation may only be subtracted in analysing the additional stresses in such cases where the bottom heave of the excavation pit is considered.
3. Settlements may be determined for a non-rigid foundation. Settlements should be distinguished in terms of plastic settlement due to permanent actions and elastic settlement for short-time or dynamic actions. Analyses may be carried out by using the theory of linear elasticity as for Item 1 or by a non-linear compression-settlement graph.
4. The integration procedure may be limited to a depth which is defined either by a firm stratum or by means of a simple evaluation (as e.g. indicated in the SU Standard), the smaller value being taken.
5. The determination of soil heave can be based on both an analysis of stress according to item (1) and the results of a swelling test in the oedometer apparatus.
6. Tables presenting admissible settlements and differential settlements should - at least for the time being - be left to national codes; an increased international exchange of experiences, however, should be fostered.
7. Time-settlement behaviour should be analysed by use of a modified rule for scale models, the results of which being published by giving plots for practical application (see US).
8. Experiences in SU should be presented for evaluating the amount of sagging deformation.

2.12 Determination of permissible foundation loading by means of test loading.

B. Commentary.

The subject of loading tests is treated - if at all- only in terms of the plate loading test. This test is considered to be an addition to normal site exploration by sounding devices and is at any rate only to be used to determine the quality of the stratum next to the surface. With these restrictions, the plate loading test might be included in an international recommendation in chapter 2.02.

There are cases, however, - although this is not dealt with in any of the national codes - where smaller square footings are test loaded as is done with piles, to determine their bearing capacity to a natural scale. Recommendations will be needed to indicate how the results of such tests might be used for larger footings which in principle is possible if combined with an adequate settlement analysis.

3. Conclusions.

It has been shown, by comparing codes for the design of shallow foundations from 13 countries, that there is a remarkable accordance in the use of soil mechanics principles.

It is supposed, therefore, that there will be no difficulty to put these into common wording for an application in countries without national codes of practice.

It was also shown, however, that the information given in the national codes of practice laid undue emphasis on the determination of bearing capacity, in spite of the practical experience that almost all failures experienced with shallow foundations result from too large settlements prior to the state of unconfined plastic displacement of the subsoil. There should be more accent on this experience in an international recommendation. For shallow foundations, the same type of logical development has to be done as with piles, which are nowadays designed rather in terms of settlement behaviour.

The main amount of work to be done in harmonizing national statements will be with many details which, in a very ambiguous manner, were not sufficiently commented upon in the past. It is these very details (e.g. the depth limit in settlement analyses) which document the value of a recommendation to the practising engineer. They have to be condensed from the sum of experience gained in all the various regions in a way independent from individual subjectivity, and passed to be used in designing practice. It may be anticipated that this is to be a very time-consuming task. It might be recommended - and has been tried in this study - to define as a first step all matters which are almost acknowledged to get a draft to proceed, and to notify within such a pattern all those details which possibly seem to be controversial. As a second step, by co-operation of as many experienced foundation engineers as possible, these details, one by one, should be put under control in order to define the state of knowledge of each particular point, which certainly will remain preliminary in many cases.

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTT GART

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

- Nr. 1 Thamm, B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
Preis: DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
Preis: DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß
Preis: DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--
- Nr. 5 Smoltczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR
Pertschi, O./
Hilmer, K. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
Preis: DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
Preis: DM 25,--

- Nr. 14 Schmidt, H.-H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
Preis: DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstrassen in Siedlungen
Schweikert, O.
Preis: DM 12,--
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
Smoltczyk, U.
Preis: DM 15,--



Druck: Polyfoto - Dr. Vogt KG
Forststrasse 58, Tel.: 0711 / 61 06 41
7000 Stuttgart 1