

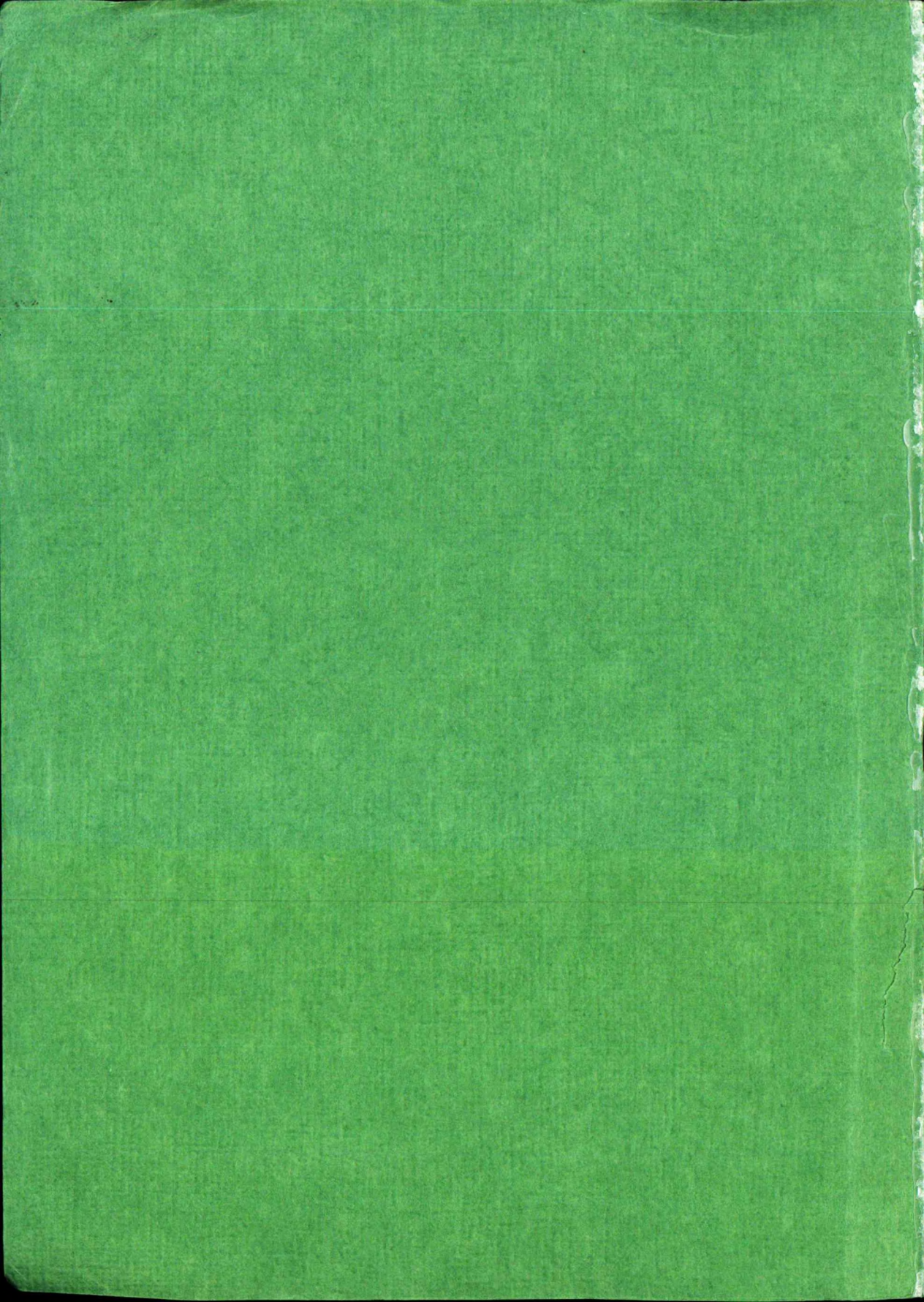
LABORATORIET FOR
FUNDERING
DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

GEOTEKNIK OG FUNDERING
DEL I

FORELÆSNINGSNOTATER
TIL
KURSUS 5811 - GEOTEKNIK 1

AF
BENT HANSEN

1978



LABORATORIET FOR
FUNDERING

*T. BALSTRO P
Geoteknik &
Jordteknik*

DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

GEOTEKNIK OG FUNDERING DEL I

FORELÆSNINGSNOTATER
TIL
KURSUS 5811 - GEOTEKNIK 1

AF
BENT HANSEN

1978

Udgivet af og med tilskud fra
Den private ingeniørfond ved Danmarks tekniske Højskole

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 0 | Indledning | 78 | 1 | 14 |

0.1 Forord.

Disse notater er udarbejdet som et kompendium i det forelæste stof i kurset 5811 GEOTEKNIK 1. De erstatter de hidtil anvendte notater fra 1971, idet de væsentligste ændringer er følgende:

Notaterne er indholdsmæssigt samt ved de nu anvendte symboler og enheder (SI-systemet) bragt i overensstemmelse med det forslag til ny funderingsnormer, der var under færdiggørelse på udgivelsestidspunktet. Der skulle herved for de emner, der dækkes af kurset, være opnået et gensidigt supplerende system af normkrav med tilhørende vejledning samt lærebogsmateriale.

Notaterne er tilpasset undervisningen på dens nuværende form derved, at de er disponeret i 28 afsnit, hvert svarende (omtrent) til et skemamodul i kurset. For i tættest mulige tilknytning til det forelæste stof at vise i hvert fald de mest nærliggende anvendelser, er der som tillæg til hvert afsnit udarbejdet eksempler og opgaver. Dette supplerende stof erstatter de hidtil anvendte Geotekniske Beregninger fra 1966 (bl.a. ved de skemalagte opgaveregninger).

Herudover er der i tilknytning til notaterne udarbejdet en opgavesamling, bl.a. baseret på tidligere eksamensopgaver, der skulle vise mere videregående anvendelser af stoffet, d.v.s. opgaver, til hvis løsning der kræves en kombination af metoder og oplysninger fra forskellige afsnit i notaterne. I nogle tilfælde, hvor det desuden har været nødvendigt at uddybe eller supplere det forelæste stof, er dette udtrykkeligt angivet enten i selve opgaveteksten eller (mere orienterende) i form af en kommentar til den angivne løsning.

Forelæsningsnotaterne fra 1971, der omfattede det daværende grundkursus i Geoteknik over to semestre, var disponeret efter stofets opdeling i ca. 75 forelæsninger, og hvert afsnit var forfattet af den pågældende forelæser. I den nugældende modulstudieplan er stoffet fra det oprindelige grundkursus opdelt i de to kurser GEOTEKNIK 1 og 2, hvoraf disse notater som nævnt kun dækker det førstnævnte. Dette har naturligvis medført væsentlige omdispositioner af stoffet, hvortil kommer, at alle afsnittene nu for ensartethedens skyld og som et forstadium til første bind af en egentlig lærebog i faget er for-

| GECTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 0 | EMNE Indledning | UDG. 78 | SIDE nr. | af 14 |
|--------------------------|-------------------|------------------------|----------------|-------------|----------|
|--------------------------|-------------------|------------------------|----------------|-------------|----------|

fattet af én person. De ny afsnit er dog naturligvis baseret på de tidligere, og i alle tilfælde, hvor det har været muligt, er omarbejdelsen sket i samråd med den oprindelige forfatter.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 0 | Indledning | 78 | 3 | 14 |

0.2 Oversigt over faget Geoteknik og Fundering.

Fagets anvendelsesområde kan defineres som de opgaver inden for bygge- og anlægsvirksomhed, hvor der indgår jord, og i reglen også vand, på en sådan måde, at jordens materialeegenskaber spiller en væsentlig rolle for virkemåden af de konstruktioner, der indgår i løsningen. Fagets bidrag skulle da bestå i at sætte den projekterende tekniker i stand til at vurdere jordens indflydelse på valg af konstruktionstype samt udformning af konstruktionen, således at de selvfølgelige funktionskrav opfyldes på den mest økonomiske måde.

Dette kræver kendskab til:

1. Materialelære for jord, herunder de grundlæggende egenskaber der - i hvert fald i princippet - kan udledes af jordens opbygning af mere eller mindre løst sammenhængende korn med mellemrum, porer, der kan være helt eller delvis vandfyldte. En dybere forståelse af jords fysiske egenskaber må baseres på Geologiens beskrivelse af de forskellige jordlag bl.a. med hensyn til alder, oprindelse, herunder sammensætning og udlejningsmåde, samt historie, herunder forbelastning, aflastning og eventuelt omlejring, som følge af geologiske processer. Den geologiske klassifikation af jordarter danner således det mest rationelle grundlag for opsamling af erfaringsmateriale og hermed vurdering af forventelige egenskaber for et givet jordlag.
2. Geotekniske beregningsmetoder, d.v.s. metoder til løsning af de forskellige typer strømnings-, deformations- og brudproblemer, der kan blive aktuelle i praksis, d.v.s. i en given situation udledes af funktionskravene for den pågældende konstruktion. Den teoretiske geoteknik beskæftiger sig med dels hvilke parametre, der kan forventes for jord under forskellige forudsætninger, bl.a. jordartstype og spændingshistorie, dels hvorledes en given geoteknisk beregning gennemføres for en given konstruktion under givne forudsætninger, herunder et givet jordprofil med givne parametre for de forskellige jordlag.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|--------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Indledning | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 0 | | | nr. | af |
| | | | | 4 | 14 |

3. Undersøgelsesmetoder i marken og i laboratoriet med det formål at bestemme hvilke jordlag, der findes på en given lokalitet, hvor grundvandspejlet befinder sig, samt hvilke egenskaber af betydning for en given konstruktions virkemåde, de fundne jordlag har. Geologien danner her en uundværlig forudsætning for at kunne danne sig en begrundet opfattelse af et fundet jordprofil. Dette er nødvendigt bl.a. for at kunne vurdere de forventelige variationer i jordbundsforholdene mellem og uden for selve undersøgelsepunkterne, eksempelvis mulighederne for at finde blødere jordlag dybere nede.

4. Hertil kommer i et vist omfang konstruktionslære, d.v.s. en oversigt over de væsentligste alternative konstruktive løsninger, der kan overvejes ved de vigtigste opgavetyper, samt den principielle statiske virkemåde af de forskellige konstruktionstyper. Det sidstnævnte er åbenbart en forudsætning for at kunne afgøre hvilke geotekniske beregninger, der er nødvendige for at kunne vurdere en given konstruktions virkemåde. Dette bestemmer bl.a. det nødvendige omfang af undersøgelserne, herunder hvilke parametre der skal bestemmes, og med hvilken nøjagtighed, samt f.eks. hvor dybt under konstruktionen, i afhængighed af de fundne jordlags egenskaber, det er nødvendigt at føre undersøgelserne.

Ved undervisningen i faget må konstruktionslæren i hovedsagen indskrænkes til det ovenfor angivne, d.v.s. en orientering om de hyppigst forekommende løsninger til de vigtigste opgavetyper, hvortil imidlertid kommer en omtale af forskellige - også specielle - konstruktioner i forelæsninger, eksempler og opgaver til illustration af anvendelsen af geotekniske beregningsmetoder.

Dette skyldes bl.a., at der ved valg af konstruktiv løsning til en given opgave i praksis også indgår økonomiske og anlægstekniske overvejelser, som hyppigt har væsentlig større vægt end de rent geotekniske. Dette medfører, at der med undervisningsmæssigt udbytte væsentligst kun kan diskuteres valgsituationer, hvor afgørelsen kan træffes på klare geotekniske indikationer.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 0 | | | Indledning | nr. |
| | | | 78 | 5 | 14 |

Hertil kommer, at en egentlig konstruktionslære, d.v.s. en systematisk katalogisering af konstruktive løsninger med angivelse af beregningsforudsætninger, beregningsmetoder, positive og negative indikationer etc. hovedsagelig må betegnes som håndbogsstof (hvor det til gengæld ville være nyttigt til referencebrug til eksempler og som kildemateriale til konstruktive opgaver f.eks. i form af kursusarbejder og eksamensprojekter), hvorimod det næppe er velegnet som forelæsningsstof.

Ud fra de ovenfor givne overvejelser er de fire forelæsningskurser, hvori der tilbydes undervisning i faget ved Dth under modulstudieplanen, disponeret på følgende måde:

GEOTEKNIK 1: Grundlæggende geoteknik samt anvendelse i praksis koncentreret om direkte fundering samt pælefundering af normale bygninger.

GEOTEKNIK 2: Videregående geoteknik i det omfang, der er nødvendigt for at kunne gennemføre normale geotekniske beregninger for de hyppigst forekommende funderingskonstruktioner.

Tilstræbt kompetence (efter G1 for fundering af bygninger, efter G2 for øvrige almindelige konstruktioner): at kunne gennemføre en angiven (sædvanlig) geoteknisk beregning under angivne forudsætninger for en angiven konstruktion. Hertil kommer i et vist omfang og i forholdsvis klare og utvetydige tilfælde at kunne afgøre, f.eks. om de givne forudsætninger eller den krævede beregning er tilstrækkelige, hvilke alternative eller supplerende oplysninger eller beregninger der må anses for nødvendige, om den givne konstruktion ud fra de givne oplysninger opfylder funktionskravene, samt hvilken af to eller flere angivne konstruktioner der må anses for bedst egnet under de givne forhold.

GEOTEKNIK 3: Videregående teoretisk geoteknik med henblik på dels videregående beregningsopgaver i praksis, dels forskningsopgaver.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 0 | Indledning | 78 | 6 | 14 |

Tilstræbt kompetence: Som ovenfor, men baseret på en dyberegående forståelse af jords styrke- og deformationsegenskaber samt kendskab til udvalgte videregående beregningsmetoder.

GEOTEKNIK 4: Videregående anvendelser i praksis med særligt henblik på realistisk planlægning og kritisk vurdering af geotekniske undersøgelser til løsning af funderingsproblemer.

Tilstræbt kompetence: Som efter G 1 og G 2, men baseret på et dyberegående kendskab til geotekniske undersøgelsesmetoder i marken og i laboratoriet samt til de væsentligste geotekniske og konstruktive problemer især i forbindelse med fundering af bygninger.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 0 | Indledning | 78 | 7 | 14 |

0.3 Oversigt over kurset Geoteknik 1.

Kursets formål og indhold i hovedtræk er defineret i det foregående afsnit. Den detaljerede disposition, jfr. indholdsfortegnelsen afsn. 0.4, er baseret på det princip, at eksempler på anvendelse i praksis søges givet på det tidligst mulige tidspunkt, samtidig med at der søges holdt en rimeligt logisk og såvidt muligt ubrudt linie i det teoretiske stof. Dette har ført til følgende hoveddisposition:

1. Efter en indledende gennemgang af de helt grundlæggende jordegenskaber, med fremhævelse af bl.a. de punkter hvor jord især adskiller sig fra andre materialer, der mødes i bygningsingeniørmæssig praksis, indføres de væsentligste materialeegenskaber for jord- ifølge sagens natur bortset fra brudegenskaberne - sammen med en gennemgang af de hyppigst forekommende problemer i endimensional tilstand.
2. De endimensionale deformationsproblemer generaliseres til sætningsproblemer, d.v.s. beregningsopgaver med i princippet generel rumlig spændingstilstand, men med flytningsfelter, der består af i det væsentlige rent lodrette bevægelser.
3. I forbindelse med brudproblemer indføres jords brudegenskaber, og der gives grundlaget for brudteorien i plan tøjningstilstand. Anvendelserne af denne teori koncentrerer sig om bæreevneproblemet, generaliseret til at omfatte bl.a. rektangulære fundamenter.
4. Efter en generel indledning om anvendelsen i praksis af den teoretiske geoteknik gennemgås kort den relevante del af geologien og derpå de vigtigste metoder til mark- og laboratorieundersøgelser, herunder bestemmelse i praksis af jordparametrene.
5. Endelig gennemgås beregningsforudsætninger, beregningsmetoder og de vigtigste konstruktive problemer og løsninger i forbindelse med direkte fundering og pælefundering af normale bygninger, idet supplerende teori, bæreevneproblemer og rammeformler samt rammekriterier for pæle, indføres i det nødvendige omfang.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|--------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Indledning | UDG, | SIDE | |
| | nr. 0 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 8 | 14 |

Ved fremstillingen under punkterne 3 og 4 ovenfor er der taget hensyn til, at disse afsnit tillige skal udgøre grundlaget for afsnit i kurset Geoteknik 2. De gennemgås derfor, selv om de ikke i fuldt omfang er nødvendige for den ved Geoteknik 1 gældende specielle eksamensordning. Ved de senere kurser, især Geoteknik 2 og 4, forudsættes de i konsekvens heraf bekendt.

For en ordens skyld skal det bemærkes, at det strengt taget ikke er muligt fuldt ud at opfylde det ovenfor formulerede formål med kurset: Det skønnes ganske vist muligt på grundlag af det forelæste stof at opnå den tilstræbte kompetence, for så vidt angår selve funderingen af (enkeltfundamenterne for) en normal bygning. Dette løser imidlertid ikke nødvendigvis alle geotekniske problemer i forbindelse med en sådan bygning. Byggegruber omtales således først i Geoteknik 2 (og mere dybtgående i Geoteknik 4). Hertil kommer, hvilket i givet fald kan være direkte kritisk, at der i specielle tilfælde kan optræde f.eks. et totalstabilitetsproblem, som man muligvis end ikke er opmærksom på, hvis projekteringen søges gennemført alene på grundlag af det under Geoteknik 1 forelæste stof.

Som hovedregel må de to kurser Geoteknik 1 og 2 derfor betragtes som en helhed, hvoraf den første del er afgrænset, således at den nogenlunde fyldigt, men som nævnt ikke udtømmende, behandler en af de i normal bygningsingeniørpraksis hyppigst forekommende anvendelser af Geoteknikken.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | Indledning | | nr. | af |
| | 0 | | 78 | 9 | 14 |

0.4 Indholdsfortegnelse.

A GRUNDLÆGGENDE GEOTEKNIK

1 Grundbegreber

- 1 Jordarter
 - 1.1 Jord
 - 1.2 Korn. Kornstørrelse
 - 1.3 Kornform. Kornminerale
 - 1.4 Jordarter

- 2 Grundlæggende jordegenskaber
 - 2.1 Jords opbygning
 - 2.2 Poretal. Porøsitet
 - 2.3 Vandindhold. Mætningsgrad
 - 2.4 Konsistens
 - 2.5 Rumvægte

2 Endimensional tilstand

- 3 Lodrette spændinger
 - 3.1 Forudsætninger. Jordprofil
 - 3.2 Vandspejl. Kapillaritet
 - 3.3 Totale lodrette spændinger
 - 3.4 Neutrale og effektive spændinger

- 4 Spændingsændringer
 - 4.1 Forudsætninger. Oversigt
 - 4.2 Drænet tilstand
 - 4.3 Udrænet tilstand

- 5 Vandrette spændinger. Hviletryk
 - 5.1 Spændingstilstand
 - 5.2 Hviletrykstilstand
 - 5.3 Hviletryk på vægge
 - 5.4 Hviletryk ved belastningsændringer

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 0 | Indledning | 78 | 10 | 14 |

6 Lodret parallelstrømning

- 6.1 Forudsætninger
- 6.2 Trykniveau. Gradienter
- 6.3 Filterhastighed. Permeabilitet
- 6.4 Poretryksfordeling
- 6.5 Strømkrafter. Erosions- og hævningsrisiko

7 Jords sammentrykkelighed. Sætninger

- 7.1 Forudsætninger. Oversigt
- 7.2 Normalt konsolideret ler
- 7.3 Forkonsolideret ler
- 7.4 Sammentrykkelighed af sand. Krybninger
- 7.5 Sætninger i endimensional tilstand

8 Konsolidering

- 8.1 Forudsætninger. Oversigt
- 8.2 Konsolideringsdifferentialligningen
- 8.3 Lineær tilnærmelse. Løsninger
- 8.4 Konsolideringsgraden

3 Sætningsproblemer

9 Spændingsfordeling

- 9.1 Forudsætninger. Oversigt
- 9.2 Grundligninger
- 9.3 Brutto- og nettobelastninger
- 9.4 Boussinesqs løsning
- 9.5 Trykspredning :2

10 Sætningsberegning

- 10.1 Initial- og konsolideringssætninger
- 10.2 Konventionel sætningsberegning
- 10.3 Sætningernes tidsforløb

4 Jords styrkeegenskaber

11 Brudbetingelse

- 11.1 Forudsætninger. Brudtilstand
- 11.2 Coulombs brudbetingelse
- 11.3 Plan spændingstilstand. Mohrs cirkel
- 11.4 Brudbetingelse. Generel formulering

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 0 | Indledning | 78 | 11 | 14 |

12 Styrkeparametre

- 12.1 Oversigt
- 12.2 Udrænede (tilsyneladende) parametre
- 12.3 Hvorslevs (virkelige) parametre
- 12.4 Drænede (effektive) parametre
- 12.5 Plane og triaksiale parametre

5 Brudproblemer

13 Rankine-jordtryk

- 13.1 Forudsætninger
- 13.2 Passivt og aktivt Rankine-jordtryk
- 13.2 Generalisering. Ru væg

14 Brudzoner. Brudlinier

- 14.1 Forudsætninger. Oversigt
- 14.2 Brudsnitretninger. Brudlinier
- 14.3 Kötters ligninger

15 Zonebrud

- 15.1 Beregningsprincipper
- 15.2 Grænsebetingelser
- 15.3 Superposition
- 15.4 Udrænede brud i ler
- 15.5 Jord med kohæsion og friktion
- 15.6 Friktionsjord uden rumvægt

16 Bæreevne af fundamenter

- 16.1 Forudsætninger. Oversigt
- 16.2 Bæreevneformlen. Grundløsning
- 16.3 Skrå og ekscentrisk belastning
- 16.4 Fundering under jordoverfladen
- 16.5 Rektangulære fundamenter

| | | | | |
|--------------------------|-------------------|------------------------|----------------|-------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 0 | EMNE Indledning | UDG. 78 | SIDE nr. af 12 14 |
|--------------------------|-------------------|------------------------|----------------|-------------------------|

B ANVENDELSE I PRAKSIS

Indledning

- 17 Funktionskrav. Sikkerhedsfastlæggelse
 - 17.1 Funktionskrav
 - 17.2 Sikkerhedsfastlæggelse i praksis
 - 17.3 Nominel bruttilstand. Partialkoefficienter
 - 17.4 Brugstilstanden

- 18 Sagsbehandling. Beregningsforudsætninger
 - 18.1 Jordprofiler
 - 18.2 Geotekniske parametre
 - 18.3 Konstruktiv løsning
 - 18.4 Beregningsmodeller

2 Forundersøgelser

- 19 Danske jordbundsforhold
 - 19.1 Ingeniørgeologiske vurderinger
 - 19.2 Historisk geologi
 - 19.3 De vigtigste jordartstyper

- 20 Markundersøgelser
 - 20.1 Oversigt. Formål og krav
 - 20.2 Geofysiske undersøgelser
 - 20.3 Mekaniske sonderinger og målinger
 - 20.4 Prøveoptagning. Undersøgelsesboringer
 - 20.5 Hydrauliske undersøgelser

- 21 Danske jordarter. Klassifikationsforsøg
 - 21.1 Laboratorieundersøgelser. Formål og krav
 - 21.2 Klassifikationsforsøg. Metodik
 - 21.3 Danske jordarters klassifikationsegenskaber

- 22 Konsolideringsforsøg
 - 22.1 Oversigt
 - 22.2 Konsolideringsapparatet
 - 22.3 Forsøgsprocedure
 - 22.4 Konsolideringsdiagram
 - 22.5 Tidskurver
 - 22.6 Danske jordarters stivhedsegenskaber

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 0 | Indledning | 78 | 13 | 14 |

23 Styrkeforsøg

- 23.1 Oversigt
- 23.2 Triaksialapparatet
- 23.3 Triaksialforsøg
- 23.4 Andre styrkeforsøg
- 23.5 Danske jordarters styrkeegenskaber

3 Fundering af bygninger

24 Direkte fundering

- 24.1 Oversigt
- 24.2 Funderingsmetoder
- 24.3 Valg af fundering
- 24.4 Direkte fundering. Dimensionering
- 24.5 Fundamentets snitkræfter

25 Sætningsberegning. Særlige problemer

- 25.1 Sætningsberegning
- 25.2 Særlige typer direkte fundering
- 25.3 Gulve
- 25.4 Dræning og tørholdelse
- 25.5 Inspektion og kontrol

26 Pælefundering. Pæles bæreevne

- 26.1 Oversigt
- 26.2 Pæletyper
- 26.3 Geostatistiske pæleformler

27 Specielle pæleproblemer. Brønde

- 27.1 Positiv og negativ overflademodstand
- 27.2 Negativ friktion på trykpæle
- 27.3 Gruppevirkning
- 27.4 Sænkebrønde
- 27.5 Konstruktive problemer

28 Pæleramning. Prøvebelastning

- 28.1 Oversigt
- 28.2 Rammeudstyr
- 28.3 Pæles rammemodstand
- 28.4 Rammeformler
- 28.5 Valg af ramklods
- 28.6 Prøveramning. Prøvebelastning

| | | | | | |
|--------------------------|-------------------|------------------------|----------------|-------------------|--------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 0 | EMNE Indledning | UDG. 78 | SIDE nr. 14 | af 14 |
|--------------------------|-------------------|------------------------|----------------|-------------------|--------------|

TILLÆG

- 1 Betegnelser
- 2 Litteratur
- 3 Sagsregister

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|-----------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 1 | | Jordarter | nr. | af |
| | | | 78 | 1 | 8 |

1.1 Jord.

Den jord, der - under (syd-) danske forhold - beskæftiger Geoteknikken, er den såkaldte løsjord, d.v.s. et materiale, der er opstået ved forvitring af bjergarter og derpå (normalt) under påvirkning af is og/eller vand er transporteret til sit nuværende leje, hvor den senere eventuelt kan være undergået yderligere forandringer som følge af tryk- og forskydningspåvirkninger (fra is eller ovenliggende jordlag), udfældninger, udvaskninger og andre kemiske reaktioner som følge af gennemstrømmende grundvand etc. Hertil kommer jordfyld, i hvert fald hvis den i sin tid er blevet, eller som led i (del af) den planlagte konstruktion bliver udvalgt, placeret og over grundvandspejlet hyppigt også komprimeret under kontrolrede omstændigheder.

I modsætning hertil undgås såvidt muligt fyldmateriale, der helt ukontrolleret er blevet anvendt til terænregulering eller, f.eks. bebyggende som lossepladser, er placeret med det formål at bortskaffe affaldsmateriale, herunder affaldsjord. Til geotekniske formål undgås såvidt muligt også den muldrige overjord, der til gengæld har stor interesse for jordbrugsteknikken og agrikulturkemi (på Engelsk: Soil Science i modsætning til Geoteknik, der kaldes Soil Mechanics; "Soil" betyder altså to helt forskellige materialer i de to sammenhænge).

Egentlig klippe behandles heller ikke. Dette skyldes naturligvis ikke, at den ikke har ingeniørmæssig betydning f.eks. på Grønland, men derimod at problemerne her ofte er helt anderledes end ved de i den sædvanlige Geoteknik betragtede jordarter. Det er således hyppigt ikke så meget selve klippematerialets styrke og stivhed, der er afgørende, som forekomst, orientering og karakter af eventuelle sprækzoner og sprækkesystemer. På grund af disse særlige egenskaber behandles de ingeniørmæssige problemer i forbindelse med klippe nu i en speciel disciplin "Rock Mechanics".

De jordarter, der behandles (og forudsættes) i det følgende, består således af mere eller mindre løst sammenhængende korn, hvorimellem der findes hulrum, porer, der kan være vand- og/eller luftfyldte. For de fleste i Danmark forekommende jordarter vil tøjninger i jord-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|-----------|-----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 1 | | Jordarter | nr. 78 | af 2 |

massen til og med brudtilstand i jorden være forbundet med jævnt og kontinuert varierende strukturændringer (sammenpresning og omlejring) af kornskelettet, hvorimod der, i modsætning til visse udenlandske jordarter, sjældent vil optræde kornknusning (undtagen ved meget høje spændinger) eller pludselige struktursammenbrud, f.eks. forårsaget af en åben og, ved spændinger over et vist niveau, ustabil kornstruktur.

Specielle forhold af den nævnte art behandles derfor ikke nærmere i det følgende, ligesom de særlige egenskaber ved frossen jord (vigtige i permafrostområder) heller ikke omtales. Derimod er det nødvendigt senere at omtale noget nærmere i hvert fald to danske jordarter, hvis egenskaber afviger noget fra den ovenfor givne generelle beskrivelse: kalk samt fedt, sprækket tertiært ler.

Vedrørende en beskrivelse og klassifikation af danske jordarter og deres vigtigste egenskaber i en geologisk systematik henvises til afsn. 19 og de følgende. I de nærmest følgende afsnit betragtes primært egenskaberne ved jord betragtet alene som et kornet materiale, idet der dog til orientering i et vist omfang omtales den geologiske baggrund.

1.2 Korn. Kornstørrelser.

En første karakteristik af en jordart fås ved at bestemme kornstørrelsesfordelingen. Da korn er tredimensionale legemer, kan deres størrelse naturligvis kun ved definition af bestemmelsesmåden udtrykkes ved hjælp af et enkelt tal. Som nærmere angivet i afsn. 21 benyttes for større korns vedkommende sigtning, hvorefter kornstørrelsen kan defineres som maskevidden i den fineste sigte, kornet kan passere. For de fineste korn må benyttes sedimentation; kornstørrelsen defineres her som diameteren på den kugle (med samme rumvægt), der har samme synkningshastighed.

Kornene grupperes efter deres størrelse, d , i de såkaldte fraktioner:

| | | |
|-----------------------------|----------------|--------|
| $d < 0,002$ mm: | Lerfraktionen | |
| $0,002$ mm $< d < 0,06$ mm: | Siltfraktionen | |
| $0,06$ mm $< d < 2$ mm: | Sandfraktionen | (0101) |

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 1 | Jordarter | 73 | 3 | 8 |

2 mm < d < 60 mm : Grusfraktionen
60 mm < d : Sten og blokke

Siltfraktionen er ved tallet 0,02 mm delt i finsilt og grovsilt, mens sandfraktionen ved tallene 0,2 og 0,6 mm deles i fint, middel og groft sand.

"Rene" jordarter, der kun indeholder korn fra en enkelt fraktion, betegnes som den pågældende fraktion (den oprindelige sammenhæng er naturligvis den omvendte). Man kan altså tale om jordarterne silt (idet der yderligere kan skelnes mellem finsilt og grovsilt), sand etc. Jordarter, der indeholder korn fra flere fraktioner må gives sammensatte betegnelser som f.eks. siltholdigt, evt. siltrigt sand, sandet silt etc. Sådanne jordarter kan med nogen øvelse klassificeres ved inspektion.

Lerfraktionen indtager i denne forbindelse en særstilling, væsentligst fordi korn i denne fraktion som omtalt nedenfor normalt har andre egenskaber end korn fra de øvrige fraktioner. Blot et forholdsvis beskedent indhold af korn fra lerfraktionen (15-20 % efter vægt) vil normalt bevirke, at jordarten betegnes som ler (eventuelt sandet eller siltholdigt, hvis indholdet af korn fra grovere fraktioner klart kan erkendes). Jord med mere end ca. 70 % korn fra lerfraktionen vil normalt blive betegnet som fedt ler.

En nærmere beskrivelse af kornstørrelsesfordelingen i en jordart fås ved optegning af den såkaldte kornkurve, jfr. Fig. 1 A. Af de på figuren viste eksempler repræsenterer kurven a en nogenlunde enskornet jord (overvejende finsand), mens b repræsenterer en blandingsjord (moræneler), som indeholder korn fra alle fraktioner.

Ved hjælp af en kornkurve kan jordartens kornstørrelsesfordeling karakteriseres ved nogle talstørrelser, hvoraf de vigtigste er:

1. Middelkornstørrelsen d_{50} = den abscisse, der svarer til ordinaten 50 %. D.v.s. halvdelen af jorden (efter vægt) består af korn mindre end d_{50} . For en ordens skyld bemærkes det, at dette naturligvis medfører, at antallet af korn min-

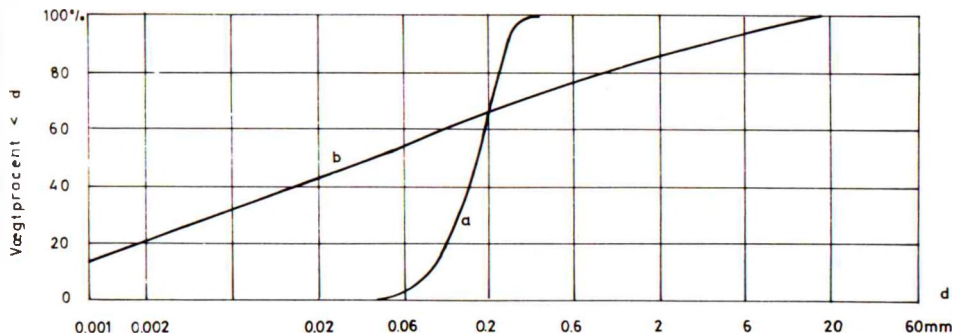


Fig. 1 A: Kornkurve: Ordinaten = Den mængde af jordartens korn (i % efter vægt) som er mindre end den ved abscissen (i logaritmisk målestok) angivne størrelse.

dre end d_{50} er langt større end antallet af korn større end d_{50} : Hvis de forskellige korn består af samme materiale (samme kornrumvægt γ_s), og har stort set samme form, så vil samme vægtmængde korn i to forskellige kornstørrelser medføre kornantal, som er omvendt proportionale med kornstørrelsen i tredje potens.

2. Uensformighedstallet U , defineret ved:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{0102}$$

altså forholdet mellem 60 % og 10 % kornstørrelserne. Dette tal giver et udtryk for jordartens gradering. Jordarter med stejle kornkurver, $U < 2,5$, kaldes velsorterede, mens jordarter med flade kornkurver, $U > 5$, kaldes velgraderede.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|-----------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | Jordarter | nr. | af |
| | 1 | | 73 | 5 | 8 |

Disse to tal forudsætter egentlig nogenlunde jævne kornfordelingskurver, d.v.s. kurver der som de på Fig. 1 A viste ligner sumkurver til logaritmiske normalfordelinger (for at kontrollere dette optegnes kornfordelingskurver somme tider på statistikpapir). I praksis forekommer der dog mere eller mindre skæve fordelingskurver. Dette er grunden til, at U er defineret som angivet i (0102), i stedet for symmetrisk som f.eks. d_{75}/d_{25} : På grund af de langt større kornantal har de små kornstørrelser relativt større indflydelse på jordartens egenskaber end de store.

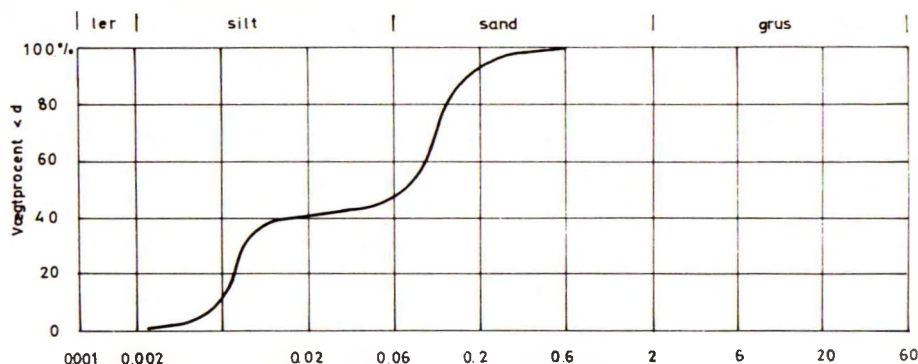


Fig. 1 B: Ujævn kornkurve (Sand-silt blandingsjord).

For en jordart som den på Fig. 1 B viste, der er et (ganske vist ekstremt) eksempel på en blandingsjord, tilsyneladende af to forskellige jordarter, ses størrelserne d_{50} og U at være helt utilstrækkelige til beskrivelse af kornkurven. Et erfaringsmateriale, hvor andre jordartsegenskaber (styrke, stivhed etc.) for jordarter med jævne kornfordelingskurver er søgt korreleret med bl.a. disse størrelser, kan derfor heller ikke forventes at være anvendeligt for denne jordart.

For en ordens skyld bemærkes det, at prøvestørrelsen kan have spillet en rolle ved bestemmelsen af kornkurven på Fig. 1 B: Hvis det pågældende jordlag i virkeligheden består af relativt tynde, hvert for sig homogene, vekslende lag af sand og silt, kan en sammenblandet prøve, der i intakt tilstand har indeholdt flere sådanne lag, ved sigtning resultere i den viste kornkurve. I så tilfælde kan Fig. 1 B

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|-----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 1 | | | Jordarter | nr. |
| | | | 79 | 6 | 8 |

naturligvis give et helt vildledende indtryk af jordens egenskaber det pågældende sted.

1.3 Kornform. Kornmineraller.

Udover kornstørrelsen spiller formen og sammensætningen af de enkelte korn en ofte væsentlig rolle for jordens egenskaber.

Kornene i grus- og stenfraktionen er fremkommet ved mekanisk nedbrydning (bølgepåvirkning, frostsprængning, ispåvirkning herunder gletscherfremstødene under istiden) af skandinaviske bjergarter som f.eks. granit og gnejs samt evt. flintlag i nedbrudte kalkaflejringer. Hvert korn kan derfor bestå af flere mineraler (den oprindelige bjergart), og vil normalt have sædvanlig stenform, d.v.s. med stort set samme udstrækning i alle tre dimensioner, der kan karakteriseres som skarpkantet, kantet, afrundet eller rund. Den skarpkantede form er i overvejende grad den oprindelige, og er også den, der findes ved korn, som uden væsentlig afslibning er blevet transporteret, f.eks. indefrosset i en gletscher, til sin nuværende beliggenhed (eller er blevet yderligere sønderdelt undervejs). Transport i vand eller bølgepåvirkning på havbunden giver indbyrdes afslibning mellem kornene, som i større eller mindre grad frembringer de afrundede eller runde former.

Korn af denne type kan ved nedknusning få størrelser i sand- eller siltfraktionen. Under danske forhold hidrører korn i disse fraktioner imidlertid hovedsagelig fra kvartskrystaller, der er blevet frigjort ved kemisk omdannelse (forvitring) af de øvrige, mindre modstandsdygtige mineraler i f.eks. granit- og gnejsbjergarter. Disse korn er også oprindelig skarpkantede, men kan være blevet mere eller mindre afrundede ved transport eller bølgepåvirkning i vand.

Korn af de hidtil omtalte typer ligger (under vand eller helt tørre) normalt blot an mod hinanden uden egentlige sammenbindende kræfter. For jord i fugtig tilstand vil vand omkring berøringspunkterne, det såkaldte porevinkelvand, dog kunne give en vis kohæsion mellem kornene, og især ved gentagne vandmætninger og udtørninger vil der kunne blive udfældet cementeringsmateriale (f.eks. kalk, okker eller kisel) omkring kontaktpunkterne.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 1 | Jordarter | 78 | 7 | 8 |

Sådanne korn kan ved nedslibning få størrelser i lerfraktionen, men vil i så fald være ret udsatte for kemisk omdannelse. Jordarter, der er opbygget af så små kvarts- eller feldspatkorn (fjeldslib) træffes derfor såvidt vides ikke i Syddanmark (de er fundet på Grønland). Her består korn i lerfraktionen normalt af de særlige såkaldte lermineraller, der er opstået ved forvitring af bl.a. feldspat. De er skælformede, stavformede eller nåleformede, og har desuden den egenskab, at de er i stand til at binde positive ioner til kornoverfladen. Ved transport og udfældning, især i saltvand, vil kornene derfor være positivt ladede, og vil i kontaktpunkterne være sammenbundet af elektriske kræfter hidrørende fra de negative ioner i vandet (ægte kohæsion, som bl.a. afhænger af lermineralet samt af mængde og art af ionerne, d.v.s. af opløste salte i vandet).

Den i de følgende afsnit givne beskrivelse af jordarters egenskaber forudsætter, medmindre andet udtrykkelig er nævnt, at jordarterne er opbygget af de ovenfor omtalte korntyper. Eksempler på jordarter med afvigende egenskaber er kalk- og kridtaflejringer samt (i visse henseender) organiske aflejringer som f.eks. tørv og dynd.

1.4 Jordarter.

På grund af de særlige egenskaber ved lerfraktionen kan jordgroft opdeles i to hovedgrupper:

1. Friktionsjord: Silt, sand og grus samt velgraderet jord med mindre end ca. 15% lerfraktion. Kornene er relativt store, og der virker ingen særlige kohæisionskræfter i berøringspunkterne. I stabil lejrning må kornskelettet derfor være opbygget således (med et tilstrækkeligt stort antal kontaktpunkter pr. korn), at det er relativt usammentrykkeligt. Deformationer i jordmassen kan i det væsentlige kun finde sted ved glidninger (og rulninger) mellem kornene i kontaktpunkterne, og styrken af en sådan jord hidrører hovedsagelig fra friktionskræfter mellem kornene samt fra kornenes sammenpakning, hvilket bevirker, at store tøjninger (brud) kun kan opnås, ved at kornene "løftes fri" af hinanden (dilatation, d.v.s. volumenforøgelse).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 1 | Jordarter | 73 | 8 | 8 |

2. Kohæsionsjord: Ler samt velgraderet jord med mere end ca. 20 % lerfraktion. Kornene er her relativt små, og på grund af elektriske bindinger mellem korn og porevand og mellem kornene indbyrdes, samt på grund af kornformen, kan kornskelettet (under små belastninger) være stabilt i selv meget åbne strukturer. Til gengæld er en sådan struktur mere eller mindre sammentrykkelig ved øgende belastning (deformationer og omlejninger af kornene, hvilket bl.a. medfører et øget antal kontaktpunkter pr. korn).

Som nævnt kræver en dyberegående forståelse af de forskellige jordarters egenskaber udover den ovenfor angivne rent mekaniske beskrivelse også en geologisk beskrivelse, der bl.a. redegør for jordartens alder og oprindelse, aflejningsmåde og spændingshistorie. Uden i øvrigt at skulle behandle dette emne systematisk her, jfr. afsn. 19, skal det eksempelvis anføres, at vandaflejrede sediment, f.eks. smeltevandsler og -sand normalt er velsortede. Under konstante aflejningsforhold kan der herved opnås tykke, homogene jordlag. Hvis aflejningsforholdene derimod har været vekslende, f.eks. i form af årstidsvariationer i vandmængde og sedimentindhold eller på grund af varierende strømforløb, kan der opnås jordprofiler med lagdelte og eventuelt stærkt vekslende jordlag.

Istransportede (glaciale) aflejninger er derimod i reglen velgraderede, medmindre de efter optøning er blevet helt eller delvis sorteret af smeltevandet.

I forbindelse med eksemplet Fig.1B bemærkes det, at en geologisk beskrivelse af det pågældende jordlag (foruden en omhyggelig inspektion af optagne, intakte prøver) vil være en væsentlig hjælp til afgørelse af, om kornkurven repræsenterer en blandingsjord eller en lagdelt jord. Det sidstnævnte er således næsten med sikkerhed tilfældet, hvis jorden vides at være et vandaflejret sediment (det må godtgøres, at det ikke senere er blevet omlejret). Netop dette spørgsmål kan have stor betydning i praksis, idet f.eks. et lerlag med tynde, tætliggende siltstriber i visse henseender (vandproblemer) har helt andre og langt farligere egenskaber end siltholdigt ler.

| | | | | | |
|--------------------------|------|-----------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 1.1 | Kornkurve | 78 | 1 | 2+1 |

En tørret jordprøve af friktionsjord med en samlet vægt på 175 g er (ved en standardiseret laboratorieprocedure) sigtet gennem det nedenfor angivne system af sigter (de groveste er naturligvis øverst). Efter sigtningen er de på de enkelte sigter tilbageholdte vægtmængder korn fundet ved vejning, jfr. nedenstående tabel.

| Sigte mm (=d) | Tilbageholdt vægt g |
|---------------------|---------------------------|
| 5,0 | 6,81 |
| 2,0 | 21,19 |
| 1,0 | 35,86 |
| 0,50 | 54,01 |
| 0,25 | 32,59 |
| 0,149 | 12,83 |
| 0,105 | 5,09 |
| 0,060 | 4,78 |

Ordinaterne til jordartens kornfordelingskurve kan herefter beregnes ved hjælp af følgende tabel (begyndende ovenfra):

| Sigte mm (=d) | Vægt < d g | Vægtprocent < d % |
|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| 5,0 | 175,00 - 6,81 = 168,19 | 96,11 |
| 2,0 | 168,19 - 21,19 = 147,00 | 84,00 |
| 1,0 | 147,00 - 35,86 = 111,14 | 63,51 |
| 0,50 | 111,14 - 54,01 = 57,13 | 32,65 |
| 0,25 | 57,13 - 32,59 = 24,54 | 14,02 |
| 0,149 | 24,54 - 12,83 = 11,71 | 6,69 |
| 0,105 | 11,71 - 5,09 = 6,62 | 3,78 |
| 0,060 | 6,62 - 4,78 = 1,84 | 1,05 |

idet 3. kolonne er 2. kolonnes tal i procent af de samlede 175g.

De fundne punkter kan indtegnes som vist på bilag A (standardform af bilag til geotekniske rapporter), hvorefter kornkurven kan optegnes som en glat forløbende kurve mellem punkterne.

| | | | | | |
|--------------------------|--------------------|-----------------------|----------------|------------------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 1.1 | EMNE Kornkurve | UDG. 78 | SIDE nr. 2 | af 1+2 |
|--------------------------|--------------------|-----------------------|----------------|------------------|-----------|

På kornkurven kan bl.a. aflæses:

$$d_{50} = 0,75 \text{ mm}$$

samt

$$d_{60} = 0,92 \text{ mm}$$

$$d_{10} = 0,196 \text{ mm}$$

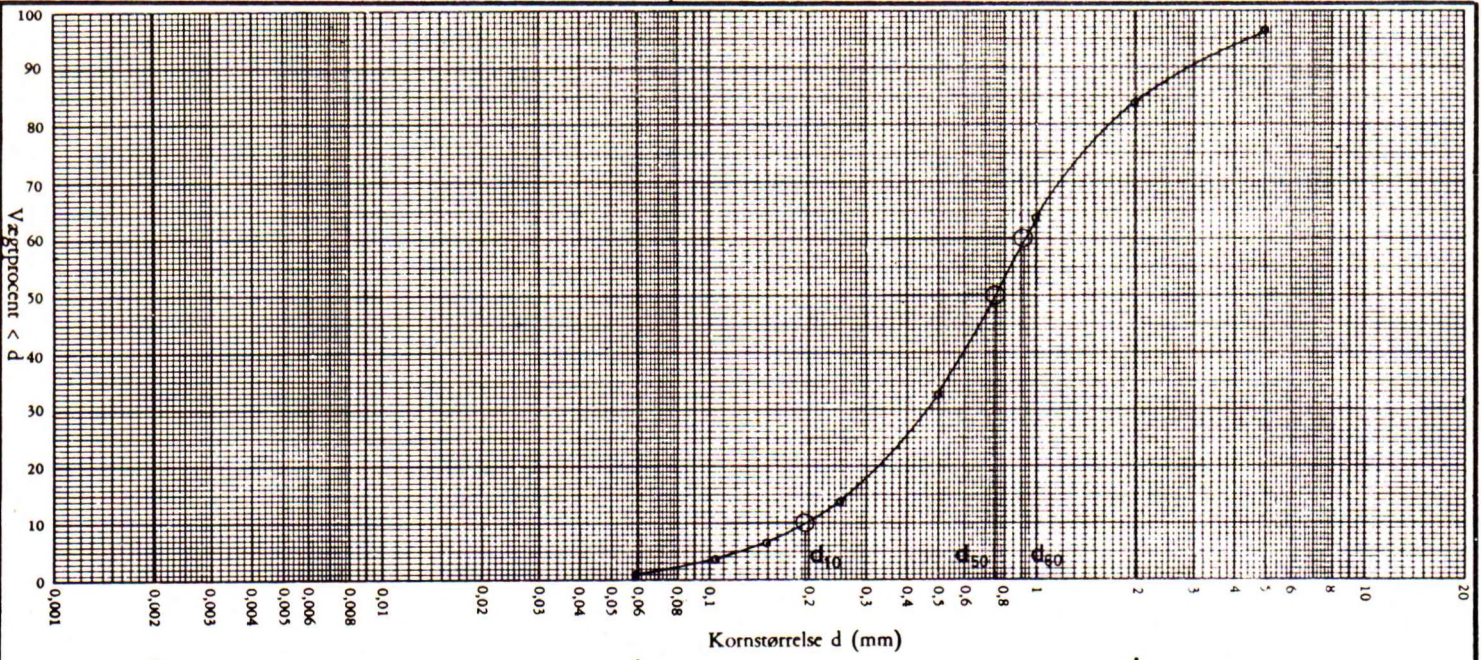
hvoraf findes, jfr. (0102):

$$U = 4,69$$

På dette grundlag må jordarten karakteriseres som en relativt velgraderet, overvejende grovkornet sand.

I praksis udføres en sådan sigtning naturligvis hyppigt med en bekvem vægtmængde jord, f.eks. 100 g eller 200 g, således at beregningen af vægtprocenter bliver så simpel som muligt.

De øvrige, ikke udfyldte, rubrikker på standardbilaget tjener dels til en nærmere identifikation af prøven og forsøget, dels til indføjelser af yderligere karakteristika, opnået ved andre forsøg, som det kan være hensigtsmæssigt at vurdere i sammenhæng med kornfordelingskurven.



| | | | | | | | |
|--------------|---------------|------|---------------|--------|------|---------------|------|
| | Fin | Grov | Fin | Mellem | Grov | Fin | Grov |
| Ler-fraction | Silt-fraction | | Sand-fraction | | | Grus-fraction | |

GEOTEKNISK INSTITUT

KORNKURVE

| | | | |
|-------------|--------|--------|-------|
| Boring no.: | Dybde: | m | Kore: |
| Forsøgs: | d. | Tegn.: | d. |
| Kontor.: | d. | Godk.: | d. |

| | |
|-----------|------------|
| Sag: | G1 Eks. 11 |
| Lab. no.: | |

| | |
|------------|------|
| Bilag no.: | A |
| | 1978 |

| | |
|---|---------------------|
| Lab. no. | |
| Kurvesignatur | |
| Uensformighedstal: $U = d_{60\%} / d_{10\%}$ | 0,92 / 0,196 = 4,69 |
| Middelkornstørrelse: $d_{50\%}$ (mm) | 0,75 |
| Tæthedesindeks: $I_D = (e_{max} \cdot e) / (e_{max} \cdot e_{min})$ | |
| Kornform | |
| Friktionsvinkel: φ | |

| | | | | |
|--------------------------|--------------------|--|------------|-----------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 1.2 | EMNE Identifikation af jordarter | UDG. 78 | SIDE nr. af 1 2 |
|--------------------------|--------------------|--|------------|-----------------------|

Som angivet af Taylor (Fundamentals of Soil Mechanics) kræver det ofte betydelig erfaring at kunne identificere en jordart med sikkerhed i marken, f.eks. i en udgravning.

Man kan imidlertid med nogen øvelse nå frem til i hvert fald en første klassificering ved hjælp af følgende simple procedurer:

1. Visuel bedømmelse af kornstørrelse og kornform for relativt grovkornede jordarter samt af struktur og farve for mere finkornet jord.
2. bedømmelse af styrketabet for en intakt jordklump, der æltes mellem fingrene.
3. I forbindelse hermed: Bedømmelse af om jorden i æltet tilstand føles finkornet ("knasende", hvis tænderne anvendes) eller ensformig "sæbeagtig" (de ankelte korn er så små, at de ikke kan erkendes individuelt).
4. Bestemmelse af porevandets bevægelighed mellem kornene (tilførelse af vand kan være nødvendig, hvis jorden er for tør): Hvis man ved at ryste en jordprøve i hånden kan få vandet til at træde frem på overfladen, således at den bliver blank, og derpå ved at deformere jordprøven kan få vandet til at trække sig ind i jorden igen, således at overfladen bliver mat, er vandets bevægelighed relativt stor (jorden siges i så fald også at have "harmonikastruktur").
5. En grov bestemmelse af kornstørrelser i finkornede jordarter samt bedømmelse af eksistensen af fine partikler i iøvrigt grovkornede jordarter kan ske ved at ryste en lille jordprøve op i vand i et reagensglas og derpå lade kornene bundfælde sig. Den tid det tager partikler at falde 10 cm i vand er ca. 0,5 min for $d = 0,06$ mm og ca. 50 min for $d = 0,006$ mm (tiden er generelt omvendt proportional med d^2).
6. Bestemmelse af jordens styrke i tørret tilstand (i solen, på en varmeovn el. lign.).

| | | | | |
|--------------------------|--------------------|--|------------|-------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 1.2 | EMNE Identifikation af jordarter | UDG. 78 | SIDE nr. af 2 2 |
|--------------------------|--------------------|--|------------|-------------------------|

Ved hjælp af disse simple forsøg, hvortil der i det følgende henvises ved de ovenfor givne numre, kan der skelnes mellem bl.a. følgende jordarter, jfr. også afsn. 19 og 21.

Sand, grus og sten er grovkornede friktionsjordarter, som let kan identificeres ved forsøg nr. 1 (nærmere analyse ved hjælp af sigtning). Det er vanskeligere at bedømme lejringstæthed, afsn. 2.2, ved inspektion, især for finkornet og/eller velgraderet samt fugtig jord (kapillarspændingerne får den til at virke fastere).

Et eventuelt indhold af finkornet materiale kan erkendes ved, at jorden "støver" i tør tilstand. For fugtig eller vandmættet jord kan forsøg nr. 5 benyttes.

Silt (uorganisk) indeholder hovedsagelig kornstørrelser over 0,002 mm. Fjeldslib er et lignende materiale, men kan have et væsentligt indhold af korn (ikke lerminerale) under 0,002 mm. Disse jordarter består af hovedsageligt stenformede korn i hvilket tilfælde de er relativt usammentrykkelige; men de kan også indeholde flade eller pladeformede korn, hvilket giver dem en større kompressibilitet. I alle tilfælde har de en relativt høj mobilitet af porevandet (forsøg nr. 4), en kornet, "knasende", karakter (nr. 3), kun ringe styrke i tørret tilstand (nr. 6), og desuden vil det materiale der f.eks. tørrer på hænderne, let kunne børstes af. Disse kendetegn identificerer disse jordarter sikkert; men alligevel forveksles de i praksis ofte med ler. Dette kan forårsage uforudsete vanskeligheder eller endog uheld, f.eks. skred.

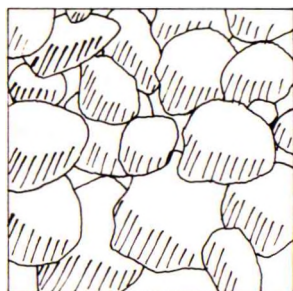
Et organisk indhold kan ofte erkendes ved hjælp af farven (lys grå til mørk grå, brun eller sort) samt eventuelt lugten.

Ler (uorganisk) består som nævnt af (mindst ca. 20 %) korn med $d < 0,002$ mm, bestående af lerminerale. Inden for et bredt område af vandindhold; afsn. 2.3-4, kan ler rulles ud i strenge, der har en vis trækstyrke. I våd tilstand klæber denne jordart til hænderne, og fede lerarter har en tydelig "sæbeagtig konsistans (nr. 3) Styrken af fugtige jordklumper er mærkbar for mager (sand og/eller siltholdig) ler og udpræget for fed ler (nr. 6). Tørrede lerprøver kan brækkes itu, men ikke knuses eller pulveriseres. I delvis tørret tilstand er ler meget vanskelig at fjerne fra f.eks. hænderne.

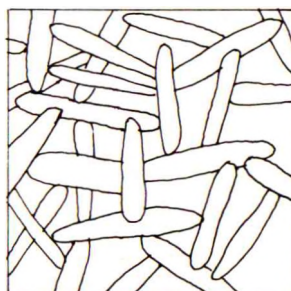
| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2 | | | Grundlæggende jordegenskaber | nr. |
| | | | 78 | 1 | 14 |

2.1 Jords opbygning.

Som angivet i det foregående afsnit er kornene i en jordart, karakteriseret ved bl.a. kornfordelingskurve, kornform og kornmineraller, opbygget i et kornskelet, der i overensstemmelse med omtalen i afsn. 1.4 kan skitseres som vist på Fig. 2 A for henholdsvis friktionsjord (grus-sand-silt) og kohæsionsjord (ler).



a. Friktionsjord
(f.eks. 100 ×)



b. Kohæsionsjord
(f.eks. 20 000 ×)

Fig. 2 A: Skitse (stærkt forenklet) af kornstrukturer.

Det kan vises, at en tredimensional kornstruktur må have i gennemsnit mindst 4 kontaktpunkter pr. korn for overhovedet at være stabil. Denne nedre grænse kan formentlig opnås ved meget åbne strukturer i ler, men næppe i naturligt aflejret friktionsjord. Det kan også vises, at en kornstruktur højst må have i gennemsnit 12 kontaktpunkter pr. korn for at kunne deformeres uden kornknusninger, altså alene ved glidning og/eller rulning mellem kornene i kontaktpunkterne. Denne øvre grænse svarer til en ekstremt tæt struktur, opnået f.eks. ved kraftig komprimering af et meget velgraderet materiale.

Til orientering skal det nævnes, at man ved normale kornstrukturer i friktionsjord hyppigt i gennemsnit har mellem 5 og 7 kontaktpunkter pr. korn. Det kan vises, at der ved deformationer af sådanne kornstrukturer sker glidning mellem kornene i henholdsvis 1/3 å 2/3 af kontaktpunkterne og rulning mellem kornene i resten.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2 | | 78 | nr. 3 | af 14 |

Porevoluminet vil kunne være helt eller delvis vandfyldt, idet man efter omstændighederne kan tale om:

1. Helt vandfyldte porer (helt vandmættet jord).
2. Overvejende vandfyldte porer med et vist luftindhold, hovedsageligt i form af ikke-sammenhængende luftbobler (delvis vandmættet jord).
3. Overvejende luftfyldte porer med et vist vandindhold bundet til kornoverfladerne og især, i form af det såkaldte porevinkelvand, omkring kontaktpunkterne mellem kornene (fugtig jord).
4. Helt luftfyldte porer med højst spor af vand på kornoverfladerne (helt tør jord).

jfr. skitserne Fig. 2 B.

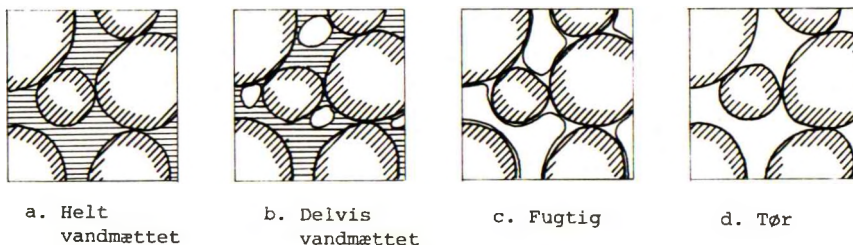


Fig. 2 B: Forskellige grader af vandfyldning af porerne i en jordart (fra helt vandmættet til helt tør jord).

Vandindholdet i porerne har betydning for jordens rumvægt samt, som senere omtalt nærmere, for spændings-tøjningssammenhængen og hermed styrken af især kohæsionsjord. De i afsnit 1.4 omtalte hovedtyper af jordarter kan med hensyn til vandindholdet i porerne generelt karakteriseres som følger.

1. Selv på land vil al jord fra en vis dybde under jordoverfladen (grundvandspejlet) normalt være helt vandmættet. Over grundvandspejlet vil friktionsjord i reglen være fugtig (un-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|-------------|------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. 78. | SIDE | |
| | nr. 2 | | | nr. | af 14 |

der danske klimaforhold sjældent tør). På grund af hårrørsvirkningen vil kohæsjonsjord, som har meget små middelporediametre, imidlertid være helt vandmættet, i hvert fald i intakt tilstand, uanset hvor grundvandspejlet befinder sig.

2. En intakt prøve af friktionsjord vil, forudsat at den indeluttes på passende måde, kunne udtørres helt eller delvis, uden at kornstrukturen ændrer sig. Til gengæld kan man ofte ikke regne med, at en sådan optagen prøve har bevaret sit oprindelige vandindhold: Hvis middelporediameteren er tilstrækkeligt stor, vil hårrørsvirkningen ikke kunne fastholde vandet i porerne, mens prøven tages op, og en oprindelig vandmættet prøve vil derfor være kun delvis vandmættet eller fugtig efter optagningen.
3. En intakt prøve af kohæsjonsjord vil derimod bevare sit vandindhold, som nævnt i reglen svarende til helt vandmættet jord. Ved udtørring vil der på grund af hårrørsvirkningen og kornskelettets sammentrykkelighed ske det, at prøven skrumper ind, men forbliver vandmættet. Først ved udtørring over en vis grænse (svindgrænsen) vil prøven bevare sit totalvolumen, og det vil være den vandmættede del af prøven, der skrumper ind (samtidigt vil der hyppigt opstå svindrevner).

Meget finkornede friktionsjordarter (silt) kan have så stor hårrørsvirkning i porerne, at vandmættede prøver ved optagningen bevarer deres vandindhold og, hvis de ikke udsættes for større påvirkninger, også deres form. Da kornskelettet imidlertid ikke har nogen egentlig kohæsjon, vil de især ved gentagne påvirkninger udvise en karakteristisk "harmonikastruktur", som i praksis kan medføre betydelige vanskeligheder (transport af opgravet jord, blotlægning i bunden af byggegruber etc.).

2.2 Poretal. Porøsitet.

Kornstrukturens lejringstæthed kan bl.a. karakteriseres ved enten poretallet e eller porøsiteten n . Disse størrelser defineres på følgende måde:

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2 | | 78 | nr. 5 | af 14 |

$$\text{Poretal } e = \frac{\text{Porevolumen}}{\text{Kornvolumen}} \quad (0201)$$

og

$$\text{Porøsitet } n = \frac{\text{Porevolumen}}{\text{Totalvolumen}} \quad (0202)$$

Betydningen af størrelserne er vist skematisk på Fig. 2 C, hvor et volumen intakt jord er tænkt separeret, således at kornvoluminet er samlet i en kompakt masse. Det ses, at de to størrelser er entydigt forbundne ved de simple formler:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (0203)$$

og

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (0204)$$

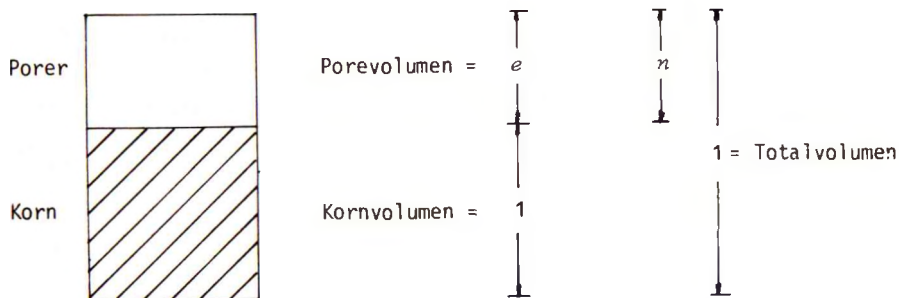


Fig. 2 C: Grafisk definition af: Poretal e Porøsitet n

Porøsiteten n kan måske siges at beskrive en jordarts tæthed på den umiddelbart lettest forståelige måde. For friktionsjord, hvor kornstrukturen som nævnt ikke ændres væsentligt selv ved gentagne vandmætninger og udtørninger, angiver n således direkte, hvor stort et volumen vand, der maksimalt kan rummes i porerne af et enhedsvolumen jord.

Poretallet e er imidlertid den hyppigst benyttede af de to størrelser inden for Geoteknikken. Dette skyldes bl.a., at denne

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 2 | | | nr. | af |
| | | | | 6 | 14 |

størrelse er den mest velegnede til at beskrive volumenændringer: Da kornvoluminet normalt kan regnes usammentrykkeligt, må enhver volumenændring af en jordart hidrøre fra, at det porevolumen, der hører til enhver given mængde korn, ændres. Af Fig. 2 C ses det således umiddelbart, at hvis et givet jordelement har begyndelsesvoluminet V_0 svarende til poretalet e_0 , så vil volumenændringer ΔV (positive som volumenformindskelser) og poretalesændringer Δe være forbundet ved formlen:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = - \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (0205)$$

En tilsvarende formel, der på højre side skulle indeholde n_0 og Δn , ses at blive mere kompliceret (i hvert fald ulineær).

For friktionsjord kan poretalet e på grund af kornstrukturens uafhængighed af (moderate) trykændringer betragtes som en materialekonstant, der, som karakteristisk af lejringstætheden, sammen med andre størrelser, f.eks. d_{50} , U og kornformen, kan søges sat i relation til bl.a. jordens styrke- og deformationsegenskaber. I denne forbindelse har det interesse for en given intakt friktionsjord at sammenligne det aktuelle poretal e med følgende to størrelser:

e_{max} = det maksimale poretal for samme kornpopulation i absolut løseste (men dog stabile) lejring, og

e_{min} = det minimale poretal svarende til, at samme kornpopulation lejres tættest muligt.

Der er ikke her tale om den teoretiske henholdsvis løseste og fasteste lejring, der er geometrisk mulig med den givne kornpopulation; dette ville kræve (omtrent) manuel placering af hvert enkelt korn i en på forhånd udregnet struktur. I stedet søges bestemt de grænser for e , der i praksis kan opnås ved aflejring i naturen. Sådanne grænser er åbenbart ikke entydigt givet, hvorfor man må benytte de værdier, der for den givne jordart findes ved standardiserede laboratorieprocedurer, jfr. afsn. 21. Dette medfører reproducerbare værdier af henholdsvis e_{max} og e_{min} for en given jordart (bortset fra forsøgsspredningen); men til gengælde kan man lejlighedsvis møde in-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 7 | 14 |

takte jordarter, der har $e > e_{max}$ eller $e < e_{min}$.

Den relative lejringstæthed I_D angiver, hvor i intervallet (e_{min}, e_{max}) poretalet e for en given jordart befinder sig:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (0206)$$

$I_D = 0$ svarer altså til $e = e_{max}$ (løsest mulige lejring), og $I_D = 1$ til $e = e_{min}$ (fastest mulige lejring). Ifølge definitionen har friktionsjordarter i naturen normalt værdier af I_D mellem 0 og 1. I praksis benyttes ofte følgende sammenhæng mellem værdien af I_D og betegnelsen for jordartens lejringstæthed:

| Interval for I_D | Lejringstæthed for jorden | |
|-----------------------|------------------------------|--------|
| 0 - 0,3 | løs | |
| 0,3 - 0,7 | mellembast | (0207) |
| 0,7 - 1,0 | fast | |

Disse betegnelser anvendes ikke for kohæsionsjord, fordi e her ikke, eller i hvert fald kun med tilnærmelse, kan betragtes som en materialekonstant. Det er her desuden ikke muligt at definere e_{max} og e_{min} på samme måde som for friktionsjord.

2.3 Vandindhold. Mætningsgrad.

En jordarts vandindhold w defineres som:

$$\text{Vandindhold } w = \frac{\text{Vægt af porevand}}{\text{Vægt af korn}} \quad (0208)$$

Det bemærkes, at denne størrelse i praksis kan bestemmes væsentligt simplere end f.eks. e . Der kræves blot en jordprøve, som har samme vandindhold som et tilsvarende jordelement i naturen, men som ikke i øvrigt behøver at være uforstyrret. Efter vejning af jordprøven (totalvægt) tørres den f.eks. i en varmeovn, jfr. afsn. 21, hvorefter den atter vejes (tørstofvægt = kornvægt). Differensen mellem de to vægte er åbenbart vægten af porevandet, og w findes da som forholdet mellem denne vægt og vægten af den tørrede prøve.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---------------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2 | | | Grundlæggende jordegenskaber | nr. 8 |

Det er naturligvis vigtigt at erindre sig, at det er kornvægten, ikke totalvægten, som porevandets vægt sættes i relation til. Ved sammenligning med formlerne (0201-02) ses, at definitionen af w nærmere svarer til e end til n . Begrundelsen for dette er, at man herved opnår for vandmættet jord at kunne måle volumenændringer ved hjælp af ændringer i w : Med definitionen (0208) gælder en formel, der svarer til, og er lige så simpel som, (0205).

Helt tør jord har naturligvis $w = 0$; men værdien af w for helt vandmættet jord afhænger bl.a. af poretallet e . For at finde denne sammenhæng er det nødvendigt at kende rumvægtene γ_s for kornmaterialet og γ_w for porevandet. Af Fig. 2 D, som svarer direkte til Fig. 2 C (kornvolumen = 1), ses det umiddelbart, at man ifølge (0208) for vandmættet jord må have:

$$w = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s} \quad (0209)$$

altså ligefrem proportionalitet mellem w og e .

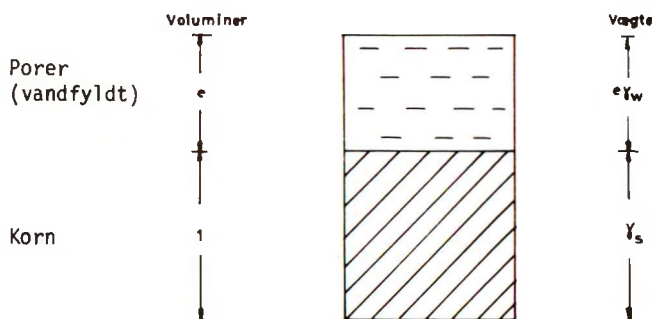


Fig. 2 D: Voluminer og vægte for en vandmættet prøve med kornvolumen = 1.

Ved indsættelse af (0209) i (0205) ses, at den formel, der forbinder volumenændringer og ændringer i w , bliver:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = - \frac{\Delta w \gamma_s}{\gamma_w + w_0 \gamma_s} \quad (0210)$$

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------------|----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 2 | | | nr. 9 | af 14 |

hvor w_0 er begyndelsesvandindholdet svarende til begyndelsesvoluminet V_0 .

For kohæsionsjord, der som nævnt normalt altid er vandmættet i intakt tilstand, benyttes w hyppigt til karakteristik af lejrings-tætheden, jfr. (0209-10) samt det følgende afsnit. For friktions-jord, der som nævnt kan have varierende vandindhold i porerne, og hvor optagne, selv intakte prøver tilmed ikke altid kan forventes at have bibeholdt det oprindelige indhold af porevand, benyttes primært poretallet e til at karakterisere lejrings-tætheden.

Bl.a. til bestemmelse af sådanne jordarters rumvægte er det imidlertid også nødvendigt at kunne angive vandindholdet i porerne. Hertil anvendes mætningsgraden S_r , der defineres ved formlen:

$$\text{Mætningsgrad } S_r = \frac{\text{Vandvolumen}}{\text{Porevolumen}} \quad (0211)$$

S_r antager altså værdier mellem 0 (helt tør jord) og 1 (helt vandmættet jord), jfr. også Fig. 2 B.

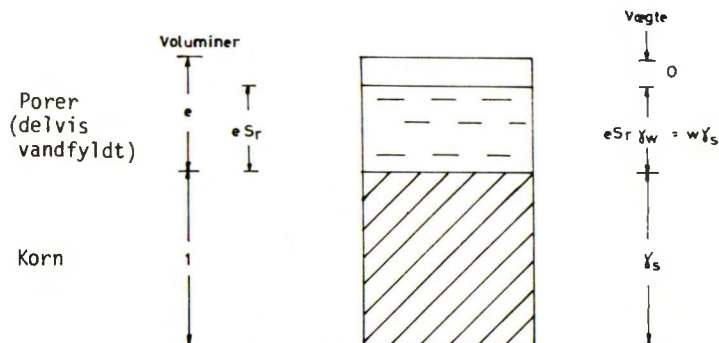


Fig. 2 E: Voluminer og vægte for en delvis vandmættet prøve med kornvolumen = 1.

Sammenhængen mellem e og w for delvis vandmættet jord kan udledes af Fig. 2 E, der svarer til Fig. 2 D blot med den forskel, at vandvoluminet ifølge definitionsformlen (0211) nu kun er $e S_r$. Den resterende del, $e(1 - S_r)$ af porevoluminet er luftfyldt. Af de to an-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Grundlæggende jordegenskaber | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 2 | | | nr. | af |
| | | | | 10 | 14 |

givelser for vægten af porevandet fremkommer den første som volumen \times rumvægt, men den anden følger af definitionsformlen (0208) for w . Det fremgår, at (0209) ved delvis vandmættet jord må erstattes af:

$$w = \frac{e S_r \gamma_w}{\gamma_s} \quad (0212)$$

Det bemærkes, at der ikke kan opstilles en formel svarende til (0210), som gælder for alle værdier af S_r . Dette skyldes, at for høje værdier (helt eller delvis vandmættet jord) vil en formindskelse af porevoluminet sandsynligvis næsten udelukkende svare til, at der udpresses porevand, mens luftvoluminet vil forblive stort set konstant. For små værdier af S_r (tør eller fugtig jord) vil forholdet nærmere være det omvendte (konstant vandvolumen og derfor konstant w , men formindskelse af luftvoluminet). I alle tilfælde gælder (0205) naturligvis stadigvæk.

2.4 Konsistens.

Kohæsionsjord er som nævnt karakteriseret ved dels altid at være vandmættet i intakt tilstand, hvorfor vandindholdet w er velegnet til at beskrive lejringstætheden, dels at have en mere eller mindre sammentrykkelig kornstruktur, således at samme ler (samme kornpopulation aflejret under ens omstændigheder) kan have forskellige vandindhold afhængigt af, hvor stor belastning, udtørring etc. den har været udsat for.

Til at beskrive sammenhængen mellem en lers fasthed og dens vandindhold er indført de såkaldte konsistensgrænser, der bl.a. giver værdifulde oplysninger om indholdet af og egenskaberne ved lerminerallerne i jorden. Af praktiske grunde bestemmes konsistensgrænserne ved standardiserede laboratorieforsøg på æltede prøver. Dette er nødvendigt bl.a. for at kunne variere vandindholdet tilstrækkeligt meget inden for et rimeligt tidsrum; men det kan medføre, at de fundne resultater i visse tilfælde (f.eks. kvikler, som dog ikke skal omtales nærmere her) ikke er direkte relevante for den intakte ler. I det følgende antages det, at denne forskel ikke har afgørende betydning.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---------------------------------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2 | | | Grundlæggende jordegenskaber | nr. 78 |

En ler, der aflejres i naturen ved sedimentation, har i overfladen flydende konsistens. Ved sammentrykning af kornstrukturen, hidrørende fra vægten af yderligere aflejring, går leret over fra flydende til plastisk konsistens. Det vandindhold, hvor denne overgang sker, kaldes flydegrænsen w_L .

I plastisk tilstand (den tilstand hvori alle danske lerarter, som ikke har været stærkt forbelastet under istiden, befinder sig) er lerprøver formbestandige for også forskydningspåvirkninger op til en vis størrelse. De er dog relativt let deformerbare under tryk, og kan også deformeres kraftigt, men bevarer dog stadig deres sammenhæng, under tilstrækkeligt store forskydningspåvirkninger.

Ved yderligere sammentrykning eller udtørring, formindskes vandindholdet, indtil leret ved plasticitetsgrænsen w_P går over fra plastisk til halvfast tilstand. Når vandindholdet er under plasticitetsgrænsen, kan leret let sprække, hvis det udsættes for forskydningspåvirkninger.

Hvis en lerprøve sammentrykkes ved udtørring, vil man til slut nå en grænse, svindgrænsen w_S , for vandindholdet, hvor der ikke ved fordampning kan ske en yderligere formindskelse af lerets volumen (kapillarkræfterne i leroverfladen er de maksimalt opnåelige). Denne grænse har ikke speciel geoteknisk interesse, fordi man ved sammentrykning under belastning godt kan opnå vandindhold under svindgrænsen, og alligevel bevare leret vandmættet. w_S angiver dog til lige det vandindhold, hvor leret regnes at gå over fra halvfast til fast konsistens.

Det såkaldte plasticitetsindeks I_P :

$$I_P = w_L - w_P \quad (0213)$$

angiver det interval i vandindhold, inden for hvilket jorden er plastisk. En jordart med en stor værdi af I_P kaldes meget plastisk. Dette vil normalt være en jord med et stort indhold af korn i lerfraktionen. Som nævnt er imidlertid ikke alle korn i lerfraktionen lige aktive med hensyn til at give jorden plasticitet. Dette kræver,

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 2 | Grundlæggende jordegenskaber | 78 | 12 | 14 |

at kornene består af de egentlige lermineraller, og størrelsen af aktiviteten afhænger desuden af, hvilke lermineraller der findes i jorden. For at udtrykke dette har man indført den såkaldte aktivitet, der defineres som forholdet mellem plasticitetsindeks og den relative vægtmængde korn i lerfraktionen.

En given intakt jordarts relative fasthed afhænger af, hvor i intervallet (w_p , w_L), det aktuelle vandindhold w befinder sig. For at udtrykke dette kan man benytte det såkaldte konsistensindeks I_C :

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (0214)$$

I_C antager således værdien 0 ved flydegrænsen og 1 ved plasticitetsgrænsen.

2.5 Rumvægte.

Rumvægten af en jord defineres på sædvanlig måde som vægten pr. volumen (dimension: kN/m^3). Det generelle symbol γ anvendes for den intakte jords totalrumvægt med det aktuelle vandindhold i jorden, d.v.s. vægt af korn + eventuelt porevand pr. volumen. Af Fig. 2 E ses, at

$$\gamma = \frac{\gamma_s + e S_r \gamma_w}{1 + e} \quad (0215)$$

Herudover benyttes følgende rumvægte (for samme jord, forudsat samme kornstruktur, d.v.s. samme e):

γ_d = rumvægten i tør tilstand ($S_r = 0$):

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad (0216)$$

For friktionsjord over vand er ofte $\gamma \approx \gamma_d$.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Grundlæggende jordegenskaber | nr. |
| | 2 | | 78 | 13 | 14 |

γ_m = rumvægten i vandmættet tilstand ($S_p = 1$):

$$\begin{aligned}\gamma_m &= \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e} \\ &= \gamma_w \frac{\gamma_s (1+w)}{\gamma_w + w\gamma_s}\end{aligned}\quad (0217)$$

For friktionsjord under vand samt (altid) for kohæsionsjord er normalt $\gamma \approx \gamma_m$.

γ' = rumvægten under vand med fradrag af opdrift, d.v.s.

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (0218)$$

$\bar{\gamma}$ = effektiv rumvægt = γ over vand og γ' under vand.

Kornrumvægten γ_s er 26,5 kN/m³ for kvartskorn, mens den for lerminerale varierer fra 25 til 29 kN/m³ med et middeltal omkring 27 kN/m³. Hvis der ikke findes nøjagtigere målinger, benyttes derfor, bl.a. til overslagsmæssige beregninger $\gamma_s = 26,5$ kN/m³ for friktionsjord og $\gamma_s = 27$ kN/m³ for kohæsionsjord. γ_w er naturligvis 10 kN/m³.

De forskellige rumvægte (0215-18) kan herefter findes, når de aktuelle værdier af e , w og/eller S_p er kendt, eventuelt skønnet på grundlag af et foreliggende erfaringsmateriale. Dette vil give værdier for totalrumvægten γ omkring de nedenfor angivne tal (som kan benyttes til overslag i mangel af nøjagtigere beregninger og/eller målinger):

For danske sand- og grusaflejringer:

| | Naturlig aflejrning | Opfyldning |
|-------------------------|------------------------|----------------------|
| Tørt sand og grus | 17 kN/m ³ | 16 kN/m ³ |
| Fugtigt sand og grus | 19 " | 18 " (0219) |
| Vandmættet sand og grus | 21 " | 20 " |

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|---------------------------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | Grundlæggende jordegenskaber | nr. | af |
| | 2 | | | 78 | 14 |

For typiske kohæsionsjordarter:

| | | |
|-----------|------------------------------------|--------|
| Moræneler | $\gamma \sim 19-23 \text{ kN/m}^3$ | |
| Fedt ler | 16-20 " | |
| Dynd | 10-16 " | (0220) |
| Tørsv | 10-12 " | |

Det bemærkes, at der i tabellen (0220) kun kan angives intervaller på grund af den relativt store sammentrykkelighed af kornskelettet. Selv for samme jordart kan w og hermed γ , jfr. (0217), derfor variere inden for ret vide grænser afhængigt af det tryk, den pågældende ler tidligere har været udsat for.

| | | | | | |
|--------------------------|------------|------|------|-----------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 2.1 | | | Grunddata for en sand | 78 |

For en sand, eksempelvis den i Eks. 1.1 omhandlede, der har en kornrumvægt $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$, er fundet

$$e_{\max} = 0,79$$

$$e_{\min} = 0,47$$

Den vides (eller skønnes) at have in situ en relativ lejringstæthed

$$I_D = 0,85$$

Der søges følgende rumvægte for sandet in situ: γ_d (helt tørt), γ (naturfugtigt, under forudsætning af mætningsgraden $S_r = 0,15$) samt γ_m (helt vandmættet). For de to sidstnævnte tilfælde ønskes endvidere bestemt vandvoluminet i porerne (m^3 pr. m^3 jord) samt vandindholdet w .

Til den angivne relative lejringstæthed svarer ifølge (0206) et poretal:

$$\begin{aligned} e &= e_{\max} - I_D (e_{\max} - e_{\min}) \\ &= 0,79 - 0,85 \cdot 0,32 \\ &= 0,79 - 0,272 \\ &= 0,518 \end{aligned}$$

Ifølge (0215 - 17) er nu:

$$\gamma_d = \frac{26,5}{1,518} = 17,46 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{26,5 + 0,518 \cdot 0,15 \cdot 10,0}{1,518} \\ &= \frac{27,277}{1,518} = 17,97 \text{ -} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_m &= \frac{26,5 + 0,518 \cdot 10,0}{1,518} \\ &= \frac{31,68}{1,518} = 20,87 \text{ -} \end{aligned}$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|-----------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | Grunddata for en sand | 78 | nr. | af |
| | 2.1 | | | 2 | 2 |

γ_d er åbenbart lig med vægten af kornene pr. m^3 jord. Differensen mellem denne rumvægt og hver af de to andre rumvægte må altså være vægten af porevandet pr. m^3 jord i de to angivne tilfælde, jfr. også Fig. 2 E. Ved division med vandets rumvægt, $\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$, fås heraf de tilsvarende vandvolumener.

Der findes:

I naturfugtig tilstand:

$$\text{Vandvægt: } G_w = 17,97 - 17,46 = 0,51 \text{ kN/m}^3 \text{ jord}$$

$$\begin{aligned} \text{Vandvolumen: } V_w &= \frac{0,51}{10,0} = 0,051 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ jord} \\ &= 51 \text{ l/m}^3 \text{ jord} \end{aligned}$$

I vandmættet tilstand:

$$G_w = 20,87 - 17,46 = 3,41 \text{ kN/m}^3 \text{ jord}$$

$$\begin{aligned} V_w &= \frac{3,41}{10,0} = 0,341 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ jord} \\ &= 341 \text{ l/m}^3 \text{ jord} \end{aligned}$$

Den generelle formel for V_w ses i øvrigt at være:

$$V_w = \frac{e S_r}{1 + e} \quad (= n \text{ for } S_r = 1)$$

Vandindholdet w kan findes af (0212). I dette tilfælde er det imidlertid simplere at benytte følgende formel, som åbenbart er ensbetydende hermed:

$$w = \frac{V_w}{\gamma_d}$$

Der findes:

$$\text{I naturfugtig tilstand: } w = \frac{0,51}{17,46} = 0,029 \quad (2,9\%)$$

$$\text{I vandmættet tilstand: } w = \frac{3,41}{17,46} = 0,195 \quad (19,5\%)$$

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Endimensional tilstand Lodrette spændinger | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 3 | | | nr. 1 | af 9 |

3.1 Forudsætninger. Jordprofil.

I det følgende betragtes en række problemer under de simplest mulige forudsætninger, som kan optræde i praksis inden for geoteknikken. Der antages den såkaldte éndimensionale tilstand, der kan karakteriseres, som følger, jfr. Fig. 3 A:

1. Jordoverfladen (JOF) og alle eventuelle laggrænser mellem jordarter med forskellige egenskaber er vandrette planer. Det samme gælder et eventuelt grundvandspejl (GVS). Desuden er i ethvert jordlag alle jordegenskaber de samme i alle vandrette planer.
2. Alle hidtidige og fremtidigt betragtede belastningsændringer (de der giver anledning til det aktuelle geotekniske problem) fremkommer ved en eller flere af følgende ændringer (indgreb, operationer):
 - a. fjernelse (bortgravning) af jord til et givet niveau (en vandret plan) under den hidtidige JOF.
 - b. påførelse (aflejring, udlægning) af jord, ligeledes med samme (kendte) egenskaber i alle vandrette planer til et givet niveau over JOF, henholdsvis et eventuelt forinden frembragt udgravningsniveau.
 - c. påførelse i øvrigt af en ensformigt fordelt, lodret overfladebelastning (trafiklast, oplagret godt eller lignende med samme intensitet overalt i den vandrette plan) eller ændring, evt. fjernelse, af en sådan allerede eksisterende belastning.
 - d. ændring (ved tilførsel eller bortledning af vand) af grundvandspejlets beliggenhed og/eller af vandtrykkene i dybereliggende jordlag på en sådan måde, at der for enhver vandret plan er samme vandtryk overalt i planen.

Til de hidtidige belastningsændringer kan henregnes de geologiske processer, der har opbygget, og eventuelt senere modificeret, det betragtede jordprofil.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 3 | Endimensional tilstand Lodrette spændinger | 78 | nr. 2 | af 9 |

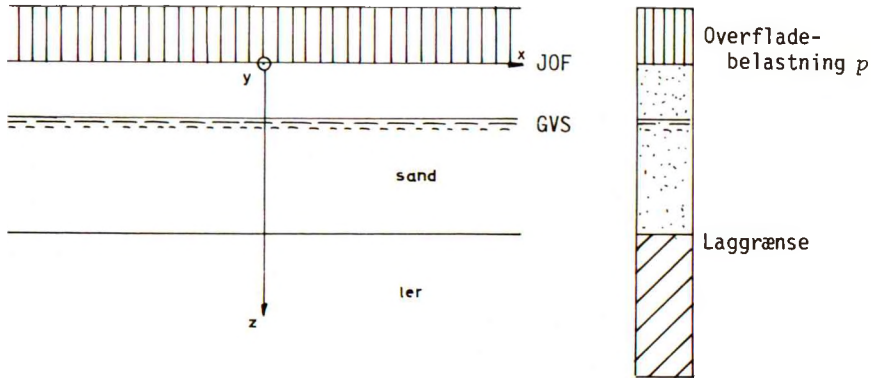


Fig. 3 A: Endimensional tilstand. Eksempel på jordprofil

I forhold til det på Fig. 3 A viste xyz -koordinatsystem, hvor xy -planen er vandret og sammenfaldende med jordoverfladen, kan jordprofilets geometri, alle relevante jordegenskaber samt alle kendte og søgte fysiske størrelser (spændinger, tøjninger, flytninger etc.) under de gjorte forudsætninger beskrives alene i relation til dybden z (heraf betegnelsen: Endimensional tilstand). Det til højre på Fig. 3 A viste jordprofil kan betragtes som et prismatisk udsnit med lodrette sideflader og f.eks. et vandret tværsnitsareal på 1 m^2 . Ifølge det foregående er det repræsentativt for hele det betragtede område.

Det på Fig. 3 A viste koordinatsystem er hensigtsmæssigt ved endimensionale problemer, fordi der som nævnt kun benyttes dybden z (og trykket i jorden vil naturligvis vokse med dybden). For en ordens skyld bemærkes det, at man ved de mere generelle plane problemer, jfr. afsn. 9, hyppigt med fordel kan benytte et alternativt xy -koordinatsystem, hvor x -aksen er vandret, og y -aksen lodret opadrettet. Hvor det i det følgende (bl. a. afsn. 6) bliver hensigtsmæssigt tillige at regne med (positivt opadrettede) højder, vil der hertil blive anvendt symbolet y . En således indført y -akse behøver ikke have nulpunkt i samme niveau som den på Fig. 3 A viste z -akse.

*lokale
gradienter
↑!?*

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Endimensional tilstand Lodrette spændinger | nr. |
| | 3 | | 78 | 3 | 9 |

3.2 Vandspejl. Kapillaritet.

I vandmættet jord antages indtil videre hydrostatisk trykfordeling i porevandet, d.v.s., at variationen med dybden af porevandttrykket u (kN/m²) er bestemt alene af vandets rumvægt γ_w :

$$du = \gamma_w dz \quad (0301)$$

Dette medfører, at der ikke antages at foregå strømninger i porevandet (af symmetrigrunde kan sådanne i endimensional tilstand kun være lodrette, jfr. afsn. 6).

I sand og grus, med tilstrækkelig stor middelporediameter, vil den øvre grænse for helt vandmættet jord (hvor en sådan findes) have samme egenskaber som et sædvanligt vandspejl, f.eks. i en sø med stillestående vand: Det vil være en vandret flade, grundvandspejlet (GVS), og i denne flades niveau vil man have $u = 0$, idet u og i øvrigt alle tryk (normalspændinger) i geoteknikken regnes som overtryk over atmosfærisk tryk (ved absolutte trykmålinger med tilstrækkelig stor målenøjagtighed må der derfor korrigeres for barometerstanden).

For jord med tilstrækkelig lille middelporediameter, må der tages hensyn til den kapillære stighøjde h_c i jordens porer, jfr. Fig. 3 B, der viser resultatet af et (idealiseret) forsøg, hvor en oprindelig tør jordprøve, indesluttet i et cylindrisk rør, f.eks. med tilstrækkelig finmasket trådvæv i bunden, er delvis neddyppet i et vandfyldt kar. Jordens porer vil her virke som kapillære stigrør, d.v.s. tynde lodrette cylindriske rør med indvendig diameter lig med middelporediameteren (\sim kornkurvens d_{10} som angivet i afsn. 2.1). Dette bevirker, at vandet i jorden vil blive trukket op over det fri vandspejls niveau, indtil man når (teoretisk: nærmer sig asymptotisk) en grænsetilstand, hvor jorden er vandmættet i en højde h_c over det fri vandspejl, bestemt af at det negative porevandttryk u under skillefladen mellem porevand og poreluft holdes i ligevægt af vandets overfladespænding i denne skilleflade, der i hver enkelt pore hænger som en nedad krum membran mellem de korn, der begrænser poren.

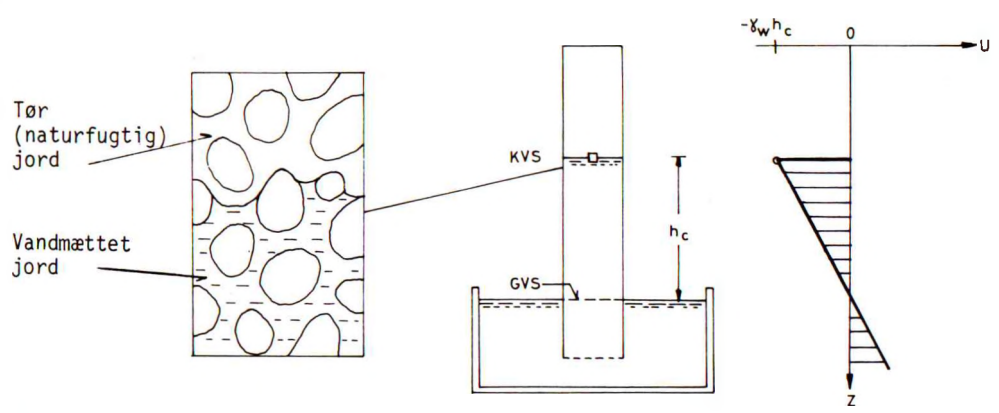


Fig. 3 B: Kapillaritet i jord.
Virkning af porer som kapillarrør med stighøjde h_c

Den nævnte skilleflade betegnes det kapillære vandspejl (KVS). Den er ifølge det foregående beliggende i højden h_c over det niveau, hvor $u = 0$ (GVS). Man har erfaringsmæssigt med tilnærmelse:

$$h_c d_{10} = 0,3 \text{ cm}^2 \quad (0302)$$

I virkeligheden må der dog naturligvis også være en afhængighed af bl.a. poretalet e .

Som også vist på Fig. 3 B er porevandtrykket umiddelbart under KVS lig med $-\gamma_w h_c$. Til $h_c = 10 \text{ m}$ ($d_{10} = 3 \cdot 10^{-4} \text{ cm} = 0,003 \text{ mm}$, d.v.s. omtrent ved grænsen mellem ler- og siltfraktionen, jfr. Fig. 1 A) svarer $u = -100 \text{ kN/m}^2$, altså (ved normal barometerstand) et absolut tryk = 0 i porevandet. Værdier af $h_c > 10 \text{ m}$ ses at kræve trækspændinger i porevandet, hvilket ikke ville være fysisk muligt under "normale" forhold (kavitation). Her er imidlertid tale om meget snævre porer, begrænset af korn, som består af lermineraller, der som nævnt er i stand til at binde de nærmeste vandmolekyler ved hjælp af stærke elektriske kræfter. I praksis er der da også under sådanne forhold målt kapillære stighøjder væsentligt større end 10 m. Dette er årsagen til, at intakte lerlag som nævnt altid kan regnes vandmættede.

Hvis den øvre grænse for et finkornet jordlag ligger i en højde $h < h_c$ over GVS, og den kapillære stighøjde for det ovenliggende jordlag er mindre end h , vil det nederste jordlag være vandmættet helt

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 3 | Endimensional tilstand Lodrette spændinger | | 78 | nr. 5 |

op til laggrænsen (med $u = -\gamma_w h$ i denne), mens det øvre jordlag vil være tørt eller (normalt) naturfugtigt (Fig. 2 Bc). Hvis den kapillære stighøjde i det øvre jordlag, h_{c1} , derimod er større end h fås naturligvis et kapillært vandspejl i dette jordlag, i højden h_{c1} over GVS, d.v.s. $h_{c1} - h$ over laggrænsen.

Den øvre grænseflade for vandmættet jord kan altså være:

1. Et normalt grundvandspejl (GVS) med $u = 0$ i tilstrækkelig grovkornede jordarter. Det bemærkes her, at hvis d_{10} svarer til grænsen: mellemfint - fint sand (0,2 mm ifølge Fig. 1 A), så vil h_c ifølge (0302) være ca. 0,15 m, hvilket man i jordlag af flere m tykkelse ofte vil kunne se bort fra.
2. Et egentligt kapillarvandspejl (KVS) med $u = -\gamma_w h_c$. Af Fig. 3 B fremgår det, at størrelsen $\gamma_w h_c$ virker som en lodret, ensformigt fordelt belastning på en vandret flade i kapillarvandspejlets niveau, opadrettet (som en trækraft) på det underliggende, sammenhængende porevand, og nedadrettet (som en tillægsbelastning) på kornskelettet. I forhold til den samlede jordmasse (korn + vand) har de to nævnte påvirkninger den ydre resultant nul.
3. En øvre laggrænse for en finkornet jord, hvor man kan have $-\gamma_w h_c \leq u \leq 0$. Størrelsen $-u$ virker som en belastning på porevand og kornskelet med ydre resultant nul på samme måde som angivet ovenfor. Jordoverfladen (JOF) kan eventuelt være en sådan laggrænse.

Over denne grænseflade kan der ganske vist findes porevinkelvand, hvor vandtrykket er negativt (ofte $< -\gamma_w h_c$); men da der ikke findes sammenhængende porevand, giver dette blot forøgede kontaktkræfter mellem kornene (igen med ydre resultant lig med nul), bortset fra at vægten af dette vand bidrager til jordens totale rumvægt, jfr. (0215). Det er her væsentligst poreluften, der har betydning for trykforholdene i jorden, og her er poretrykket $u = 0$.

3.3 Totale lodrette spændinger.

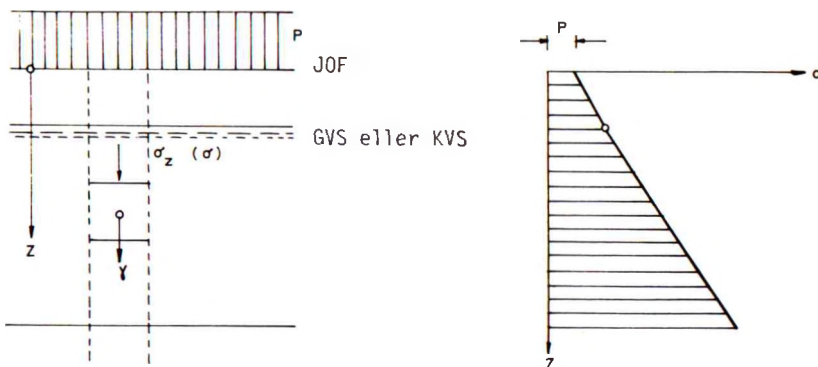


Fig. 3 C: Total lodret spænding σ_z (eller blot σ) som funktion af z

I forhold til det på Fig.3A viste xyz -koordinatsystem vil af symmetri Grunde alle forskydningsspændinger (τ_{xy} , τ_{xz} og τ_{yz}) være nul, og alle normalspændinger på lodrette snit vil være lige store ($\sigma_x = \sigma_y$), og vil desuden ikke udføre noget arbejde ved belastningsændringer, da alle vandrette tøjninger (ϵ_x og ϵ_y) vil være nul: Alle flytninger vil være lodrette, ligeledes af symmetri Grunde.

Af den grund er det i det indre af en jordmasse i endimensional tilstand kun de lodrette normalspændinger σ_z , der har betydning for f.eks. tøjninger og flytninger i jorden. I det følgende udelades for simpelhed skyld indeks z , således at betegnelsen σ benyttes (under udtrykkelig forudsætning af endimensional tilstand; i litteraturen ses også anvendt betegnelsen q i denne betydning).

Den totale spænding σ i en given dybde z under jordoverfladen defineres som den samlede kraft, der pr. arealenhed overføres gennem et vandret snit i jorden i den pågældende dybde. Der tages ikke her hensyn til, hvor stor en del af denne kraft der overføres gennem kornskelettet (kontaktkræfter mellem kornene), og hvor stor en del der eventuelt overføres som et tryk i porevandet. σ hidrører derfor fra vægten af alt ovenliggende jord + vand + eventuel overflade-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Endimensional tilstand Lodrette spændinger | nr. |
| | 3 | | 78 | 7 | 9 |

belastning. I det på Fig. 3 C viste eksempel er derfor $\sigma = p$ umiddelbart under jordoverfladen, og i enhver dybde har man:

$$d\sigma = \gamma dz \quad (0303)$$

hvor γ er jordens totale rumvægt, jfr.(0215).

Det bemærkes, at γ over et eventuelt GVS eller KVS svarer til den pågældende jord i tør eller naturfugtig tilstand, mens den under et sådant vandspejl normalt svarer til vandmættet tilstand, jfr.(0217). Den i det foregående afsnit nævnte belastning $\gamma_w h_c$ eller $-u$ som i visse sammenhænge kan regnes virkende i skillefladen mellem fugtig og vandmættet jord, har ingen indflydelse på σ , fordi den som nævnt virker opad på porevandet men nedad på kornskellet, og derfor ikke har nogen resultant på den samlede masse af jord og vand. En sådan skilleflade vil derfor, uanset om der er tale om GVS, KVS eller en laggrænse, kun give anledning til et knækpunkt (hidrørende fra forskellen i γ) på den kurve, der angiver som funktion af z , jfr. Fig. 3 C, men ikke en diskontinuitet.

Den eneste diskontinuitet, der kan optræde i σ , er ved JOF, hvor der som nævnt kan virke en overfladebelastning p . Heller ikke her vil kapillarspændinger ($-u$) have nogen indflydelse på σ .

3.4 Neutrale og effektive spændinger.

Den del af de totale spændinger, der overføres gennem kornskellet, har særlig interesse, fordi det kun er ved ændringer i denne del af σ , der fremkommer tøjninger, og eventuelt brud, i jorden. Nærmere betegnet hidrører sådanne tøjninger i alt væsentligt alene fra ændringer i kontaktkræfterne mellem kornene, jfr. Fig. 3 D, hvor normal-kraften i et kontaktpunkt er betegnet ved N , og forskydningskraften ved T .

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 3 | Endimensional tilstand Lodrette spændinger | 78 | nr. 8 | af 9 |

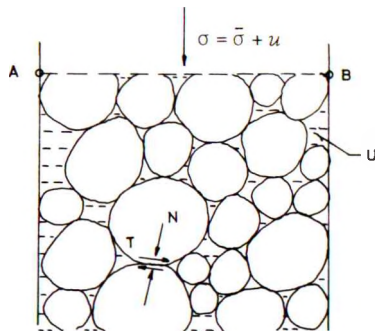


Fig. 3D: Jordelement (skematisk). Kontaktkræfter N og T .
Opdeling af σ i $\bar{\sigma}$ og u .

Jordelementet på figuren antages vandmættet, og på figuren er tillige vist et snit AB, hvorpå der virker den totale spænding σ (som nævnt defineret som samlet normalkraft pr. arealenhed).

Det er nu klart, at hvis porevandtrykket u forøges med en størrelse Δu , og σ forøges med samme størrelse, så vil dette ikke ændre kontaktkræfterne N og T : Det hydrostatiske tryk (samme normalspænding på alle snit) i såvel porevandet som kornmaterialet i hvert enkelt korn vil blot blive forøget med størrelsen Δu . Dette ses at gælde, uanset hvorledes snittet AB er opdelt i snit gennem korn og snit gennem porer.

Af denne grund kaldes porevandtrykket u (generelt: Poretrykket u , som er nul, hvis porerne er luftfyldte) også den neutrale spænding (egentlig: Den neutrale del af den totale spænding σ). Differensen, $\bar{\sigma} = \sigma - u$, kaldes den effektive spænding, fordi det er denne del, der giver anledning til kontaktkræfter mellem kornene.

Man har således definitionsformlen:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (0304)$$

altså: den totale spænding er summen af den effektive og den neutrale spænding.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------|------|------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Endimensional tilstand | nr. |
| | 3 | Lodrette spændinger | 78 | 9 | 9 |

Variationen af $\bar{\sigma}$ som funktion af z kan i hvert fald i simple tilfælde bestemmes direkte, idet man svarende til (0301) og (0303), under forudsætning af hydrostatisk trykfordeling i porevandet har:

$$d\bar{\sigma} = \bar{\gamma} dz \quad (0305)$$

jfr. afsn. 2.5.

Det bemærkes dog, at da u som funktion af z ifølge det foregående, jfr. Fig. 3 B, kan udvise en diskontinuitet i skillefladen mellem fugtig og vandmættet jord, så kan $\bar{\sigma}$ ifølge (0304) også gøre det. Her-til kommer, at hvis der foregår strømning i porevandet, så gælder (0301) ikke, og følgelig heller ikke (0305). Af disse grunde er den simpleste og sikreste procedure til bestemmelse af $\bar{\sigma}$ følgende:

1. Først bestemmes σ , bl.a. ved hjælp af (0303), som altid gælder i endimensional tilstand. Som senere nævnt, jfr. afsn. 9, findes tilsvarende forholdsvis simple (tilnærmelses-) formler for mere generelle plane og rumlige problemer.
2. Dernæst bestemmes u , under hydrostatiske trykforhold ved hjælp af (0301), men under hensyntagen til eventuelle kapillarspændinger, jfr. Fig. 3 B. Som senere nævnt, afsn. 6 og Geoteknik 2 afsn. 1 og 3, findes der også forholdsvis simple metoder til bestemmelse af u under forudsætning af henholdsvis lodret parallelstrømning og generel plan strømning.
3. Til slut kan $\bar{\sigma}$ i ethvert ønsket punkt bestemmes ved hjælp af (0304). Det bemærkes, at en formel svarende til (0305) ikke kan opstilles generelt, bl.a. fordi det er to helt forskellige problemtyper, hvis løsninger styrer variationen af henholdsvis σ og u .

For en ordens skyld skal det nævnes, at denne procedure ikke altid er tilstrækkelig nøjagtig. Eksempler herpå vil blive givet i det følgende. Hvor den kan anvendes, er den imidlertid som nævnt den simpleste og tillige den sikreste.

| | | | | | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 3.1 | Lodrette spændinger i siltlag med KVS | 73 | 1 | 3 |

I et tykt, homogent siltlag er fundet kornrumvægten $\gamma_s = 26,7 \text{ kN/m}^3$, poretalet $e = 1,07$ samt ved sigtning af en siltprøve en kornkurve med $d_{10} = 0,0062 \text{ mm}$. Ved en boring med foringsrør er det konstateret, at silten skifter fra at være naturfugtig ($S_r = 0,12$) til at være helt vandmættet i en dybde, der med en nøjagtighed på ca. 0,2 m er målt til ca. 4,5 m under siltoverfladen.

Boringen har imidlertid kunnet fortsættes uden vandtilstrømning til borehullet indtil ca. 9,5 m dybde. Herefter var det nødvendigt at fortsætte boringen under vand for at undgå indstrømning af vand og silt fra bunden (ved tilførsel af vand blev der under den resterende del af boringen holdt et vandspejl i borehullet i ca. 7,5 m dybde).

Efter boringens afslutning (i 16 m dybde under siltoverfladen) lod man vandspejlet indstille sig på et stationært niveau, som viste sig at være i 9,25 m dybde.

Idet der antages hydrostatisk fordeling af porevandtrykket i den vandmættede silt, ønskes bestemt fordelingen med dybden (ned til 16 m dybde) af σ , u og $\bar{\sigma}$, idet der forudsættes en ensformigt fordelt belastning $p = 5 \text{ kN/m}^2$ på siltoverfladen (f.eks. hidrørende fra et muldlag af ca. 30 cm tykkelse). Spændingerne ønskes specielt bestemt i 4, 8 og 16 m dybde.

Det bemærkes først, at grænsen mellem naturfugtig og vandmættet silt i ca. 4,5 m dybde antageligt er et KVS, mens det observerede, stationære vandspejl i borehullet i 9,25 m dybde er et GVS, d.v.s. det niveau, hvor $u = 0$.

For at verificere dette beregnes ud fra (0302), hvor d_{10} skal indsættes i cm:

$$h_c = \frac{0,3}{d_{10}} = \frac{0,3}{6,2 \cdot 10^{-4}} = 484 \text{ cm} \\ \approx 4,85 \text{ m}$$

Ifølge dette skulle KVS altså befinde sig i dybden

$$z = 9,25 - 4,85 = 4,40 \text{ m}$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 3.1 | Lodrette spændinger i siltlag med KVS | 78 | 2 | 3 |

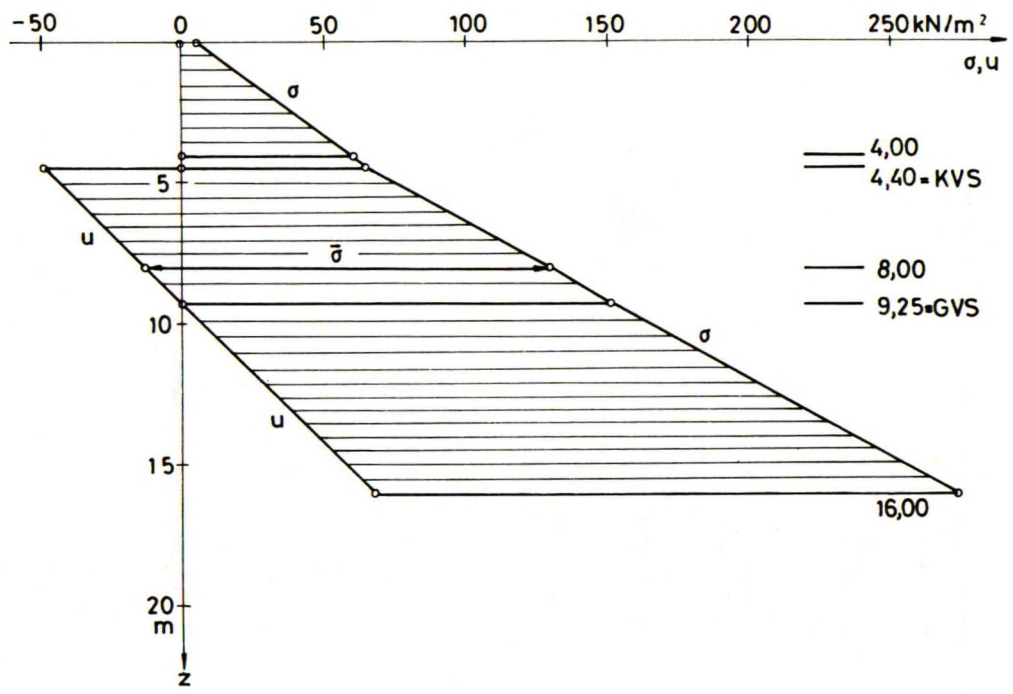
De karakteristiske rumvægte for silten er ifølge (0215) og (0217):

I naturfugtig tilstand ($s_p = 0,12$):

$$\gamma = \frac{26,7 + 1,07 \cdot 0,12 \cdot 10,0}{2,07} = \frac{27,98}{2,07} = 13,52 \text{ kN/m}^3$$

I vandmættet tilstand:

$$\gamma_m = \frac{26,7 + 1,07 \cdot 10,0}{2,07} = \frac{37,40}{2,07} = 18,07 \text{ kN/m}^3$$



| | | | | | |
|--------------------------|------|------|------|--|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Lodrette spændinger i siltlag med KVS | nr. |
| | 3.1 | | 78 | 3 | 3 |

Der kan nu opstilles følgende skema, jfr. figuren samt (0303), (0301) og (0304):

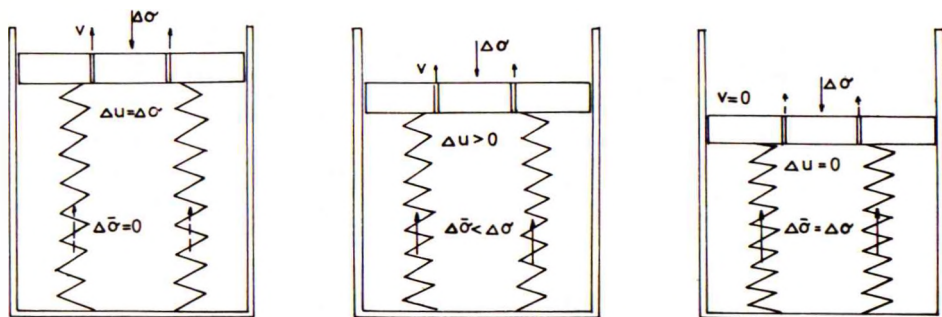
| z | Δz | γ | $\Delta \sigma$ | σ | Δu | u | $\bar{\sigma}$ |
|--------|------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| m | m | kN/m ³ | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| 0 | | | | 5,0 | | 0 | 5,0 |
| | 4,00 | 13,52 | 54,1 | | 0 | | |
| 4,00 | | | | 59,1 | | 0 | 59,1 |
| | 0,40 | 13,52 | 5,4 | | 0 | | |
| 4,40 - | | | | 64,5 | | 0 | 64,5 |
| | 0 | | 0 | | -48,5 | | |
| 4,40 + | | | | 64,5 | | -48,5 | 113,0 |
| | 3,60 | 18,07 | 65,0 | | 36,0 | | |
| 8,00 | | | | 129,5 | | -12,5 | 142,0 |
| | 1,25 | 18,07 | 22,6 | | 12,5 | | |
| 9,25 | | | | 152,1 | | 0 | 152,1 |
| | 6,75 | 18,07 | 122,0 | | 67,5 | | |
| 16,00 | | | | 274,1 | | 67,5 | 206,6 |

På figuren ses grafisk $\bar{\sigma}$ som differensen mellem σ og u . Bemærk diskontinuiteten i u , og hermed i $\bar{\sigma}$, ved KVS, som blot bevirker et knæpunkt for σ . GVS er i denne forbindelse blot det punkt, hvor $u = 0$. Dette niveau svarer hverken til et diskontinuitetspunkt eller knæpunkt for nogen af kurverne.

4.1 Forudsætninger. Oversigt.

Idet der stadig forudsættes endimensional tilstand, skal der nu undersøges de ændringer i totale, neutrale og effektive spændinger, der forårsages af de typer belastningsændringer, der lader tilstanden forblive endimensional, d.v.s. de typer, der er omtalt i afsn. 3.1 (under pkt.2).

Til de nævnte spændingsændringer er for alle jordlag knyttet en karakteristisk tid, konsolideringstiden t_c , der omtales nærmere i afsn.8. Den grundlæggende proces er her i princippet følgende, jfr. Fig.4 A, hvor den er illustreret skematisk for et vandmættet jordelement (porerne er repræsenteret ved fine kanaler i et stempel, og kornskelettet ved fjedre):



a. Umiddelbart efter belastning
($t = 0 +$)

Udrænet tilstand

b. Mellemtilstand
($0 < t < t_c$)

Delvis drænet tilstand

c. Sluttilstand
($t_c \leq t$)

Drænet tilstand

Fig. 4 A: Overgang fra udrænet til drænet tilstand (skematisk).

Det antages for simpelheds skyld, at belastningsændringen ikke indeholder nogen vandspejlsændring. Der bemærkes nu følgende:

1. Ændringen $\Delta\sigma$ i de totale spændinger kan i enhver dybde findes direkte af definitionen i afsn.3.3: Den er ændringen i

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 4 | Spændingsændringer | 78 | 2 | 6 |

den samlede lodrette kraft, der pr. arealenhed overføres gennem et vandret snit i jorden i den pågældende dybde. Denne størrelse kan under alle omstændigheder beregnes uden større vanskeligheder, og den ændres ikke med tiden under den her omtalte proces. Den ændres først, når og hvis der påføres en ny (yderligere) belastningsændring.

2. Overførelsen af $\Delta\sigma$ til kornskelettet (som en $\Delta\bar{\sigma}$, da slutværdien af Δu ifølge den gjorte forudsætning er nul) forsinkes af den omstændighed, at kornskelettet for at kunne overføre forøgede kræfter i kontaktpunkterne, skal presses mere eller mindre sammen, afhængigt af dets stivhed. Dette betyder, at poretrykket skal formindskes, jfr. (0205), d.v.s., at der skal presses vand ud af hvert enkelt jordelement, jfr. (0209-10). Det er denne proces, der er illustreret på Fig. 4 A. Som nærmere forklaret i afsn. 8, afhænger t_c for et jordlag imidlertid også af lagtykkelsen, fordi der også indgår længden af den strækning, det udpressede vand skal bevæge sig for at komme ud af jordlaget (illustreret ved længden af kanalerne i stemplet på Fig. 4 A).
3. På fig. 4 A kan følgende tre faser i processen udskilles (markeret ved de samme bogstaver a, b og c som nedenfor):
 - a. Umiddelbart efter påførelsen af belastningstilvæksten $\Delta\sigma$ (matematisk udtrykt: til tiden $t = 0+$), har jordelementet endnu ikke nået at ændre volumen. Kornskelettet overfører derfor kun den effektive spænding, der fandtes før belastningsændringen, d.v.s.

$$\Delta\bar{\sigma} = 0 \quad (0401)$$

af (0304) følger heraf

$$\Delta u = \Delta\sigma \quad (0402)$$

d.v.s., at hele belastningstilvæksten optages som en poretryksforøgelse. Det forøgede u medfører, at der begynder at strømme vand ud af jordelementet (markeret ved vektoren v på figuren).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 4 | Spændingsændringer | 78 | 3 | 6 |

Denne tilstand, som strengt taget kun findes på ét bestemt tidspunkt, nemlig umiddelbart efter påførelsen af en momentan belastningstilvækst, kaldes udrænet tilstand. Den er som nævnt karakteriseret ved, at alle jordelementer har bevaret deres volumen trods belastningsændringen.

- b. I en vilkårlig mellemtilstand er noget af det overskydende porevand presset ud af jordelementet; men dette er endnu ikke presset så meget sammen, at kornskelettet kan optage hele belastningstilvæksten. Man har derfor stadig $\Delta\bar{\sigma} < \Delta\sigma$ og følgelig $\Delta u > 0$. Der sker derfor fortsat strømning af vand ud af elementet. I enhver sådan delvis drænet tilstand har man åbenbart:

$$\Delta\sigma = \Delta\bar{\sigma} + \Delta u \quad (0403)$$

idet $\Delta\bar{\sigma}$ forøges, og Δu formindskes, monotont i løbet af processen.

- c. I sluttilstanden, hvortil man teoretisk kun nærmer sig asymptotisk, men som i praksis kan regnes nået efter forløbet af en bestemt karakteristisk tid, t_c , er alt det overskydende porevand presset ud, d.v.s., at kornskelettet nu er presset så meget sammen, at det kan optage hele belastningstilvæksten:

$$\Delta\bar{\sigma} = \Delta\sigma$$

og følgelig (0404)

$$\Delta u = 0$$

Denne tilstand, hvor porevandstrømningen nu er ophørt, og hvor alle spændinger igen kan beregnes under forudsætning af endimensional tilstand og (i dette tilfælde) hydrostatisk trykfordeling i porevandet som angivet i afsn.3, kaldes drænet tilstand.

Det ses, at forskellen mellem udrænet og drænet tilstand må betragtes som fundamental. Den er i praksis i Geoteknikken lige så vigtig som forskellen mellem totale og effektive spændinger.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|--------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 4 | | | Spændingsændringer | nr. 4 |

For en ordens skyld bemærkes det, at den ovenfor givne beskrivelse også gælder for belastningsformindskelser (negative tilvækster). I dette tilfælde sker der blot en udvidelse af, og følgelig en ind-sugning (eller -presning) af porevand i jordelementerne.

Der sker heller ikke nogen principiel ændring af processen, selv om der sammen med belastningsændringen også sker en ændring af vandspejlsforholdene: (0401-02) gælder under alle omstændigheder i den udrænedede tilstand, og (0403) er naturligvis også korrekt på ethvert stade af processen. Den eneste forskel er, at det i den drænedede tilstand gælder, at $\Delta\bar{\sigma}$ og Δu skal antage de værdier, der findes ved at sammenligne spændingstilstanden før og efter belastningsændringen, i begge tilfælde beregnet som angivet i afsn.3. Som senere nævnt gælder dette også, selv om antagelsen om hydrostatisk trykfordeling i porevandet forlades, således at der forudsættes (i endimensional tilstand) lodret parallelstrømning, eventuelt under forskellige betingelser før og efter belastningsændringen.

I friktionsjord (især sand og grus), hvor kornskelettet er relativt stift, og hvor middelporediameteren desuden er så stor, at der ikke (i denne sammenhæng) er nogen væsentlig modstand mod vandbevægelser i jorden, vil t_c normalt være så lille, at der kan regnes med drænet tilstand umiddelbart efter enhver belastningsændring. Dette gælder imidlertid ikke kohæsionsjord og i nogle tilfælde heller ikke silt. Her er t_c hyppigt så stor, at såvel udrænet som drænet tilstand må betragtes (i visse tilfælde kan det også være nødvendigt at undersøge delvis drænedede mellemtilstande).

Hvis jordprofilet indeholder lag af både friktionsjord og kohæsionsjord, vil man i tilstanden umiddelbart efter belastningsændringen derfor kunne have nogle jordlag (de førstnævnte) i drænet tilstand, og andre i udrænet tilstand.

I specielle tilfælde, f.eks. i jordlagene under bunden af en sø eller fjord, hvor belastningsændringerne består i vandspejlsændringer, kan (0401-02) tillige angive forholdene i den drænedede tilstand. I så fald er den ovenfor beskrevne proces naturligvis ikke aktuel; men man bevæger sig momentant fra en drænet tilstand til en anden.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|----------------------------|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Spændingsændringer | UDG. | SIDE | |
| | nr. 4 | | 78 | nr. 5 | af 6 |

4.2 Drænet tilstand.

I drænet tilstand, d.v.s., ifølge det foregående, i sand eller grus samt - ved tilstrækkeligt langsomt forløbende belastningsændringer eller tilstrækkelig lang tid efter belastningsændringen - tillige i ler og silt findes som nævnt Δu af den givne ændring i vandspejlsforholdene. Da $\Delta \sigma$ er givet ud fra belastningsændringen, kan $\Delta \bar{\sigma}$ herefter i enhver dybde bestemmes ved hjælp af (0403).

I praksis vil den simpleste og sikreste beregningsmetode hyppigt bestå i, at man for hver af de to endimensionale tilstande, henholdsvis før og efter belastningsændringen (ofte angivet ved indeks henholdsvis "opr" og "ny"), beregner σ , u og $\bar{\sigma}$ som funktioner af dybden z , jfr. afsn. 3.4.

Man har herefter for enhver værdi af z :

$$\begin{aligned}\Delta \sigma &= \sigma_{ny} - \sigma_{opr} \\ \Delta u &= u_{ny} - u_{opr} \\ \Delta \bar{\sigma} &= \bar{\sigma}_{ny} - \bar{\sigma}_{opr} \quad (= \Delta \sigma - \Delta u)\end{aligned}\tag{0405}$$

Hvis jordprofilet består af forskellige lag, hvoraf kun nogle er i drænet tilstand på det betragtede tidspunkt, kan (0405) naturligvis kun benyttes til at beregne Δu og $\Delta \bar{\sigma}$ i disse lag. Den første ligning (0405) gælder som nævnt for alle lag, uanset om tilstanden er udrænet, delvis drænet eller helt drænet.

For en ordens skyld bemærkes det, at (0405) også kan anvendes på det samlede resultat af flere forskellige belastningsændringer, eventuelt påført til hvert sit tidspunkt: For de jordlag, der til et givet tidspunkt (efter sidste belastningsændring) kan regnes dræned, kan (0405) benyttes, når σ_{ny} , u_{ny} og $\bar{\sigma}_{ny}$ refererer til den endimensionale tilstand efter sidste belastningsændring, og σ_{opr} , u_{opr} og $\bar{\sigma}_{opr}$ refererer til den tilsvarende tilstand før første belastningsændring. Det bemærkes dog, jfr. bl.a. afsn. 7, at der i visse tilfælde herved kan begås fejl, f.eks. hvis man som slutresultat finder en forholdsvis beskeden ændring af $\bar{\sigma}$, mens der i virkeligheden er foregået en væsentligt større forøgelse efterfulgt af en (næsten) lige

| | | | | | |
|--------------------------|----------|----------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Spændingsændringer | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 4 | | | nr. | af |
| | | | | 6 | 6 |

så stor aflastning (og der også har været drænet tilstand under de mellemliggende store værdier af $\bar{\sigma}$).

4.3 Udrænet tilstand.

I udrænet tilstand, d.v.s. tilstrækkeligt kort tid efter relativt hurtigt forløbende belastningsændringer i vandmættet ler og i nogle tilfælde også silt, bevarer som nævnt alle jordelementer deres volumen, fordi det overskydende porevand ikke har kunnet nå at blive presset ud. I endimensional tilstand har man derfor under forudsætninger svarende til (0405):

$$\Delta\sigma = \sigma_{ny} - \sigma_{opr}$$

men nu:

$$\Delta u = \Delta\sigma \quad (0406)$$

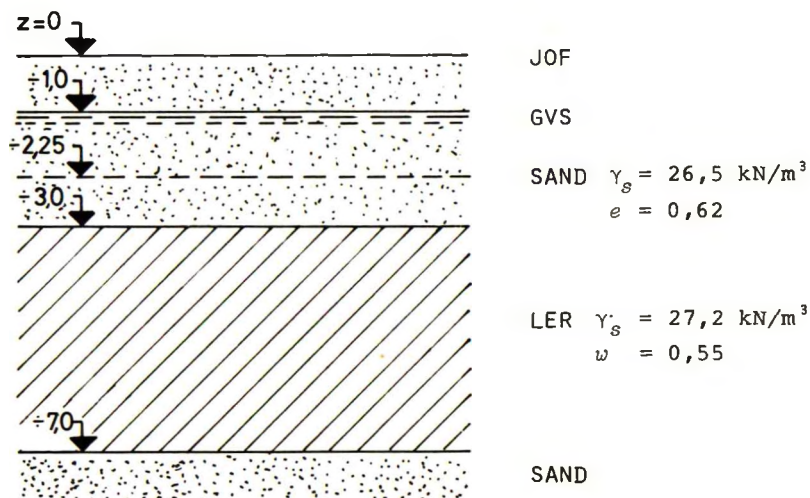
og:

$$\Delta\bar{\sigma} = 0$$

Også her kan virkningen af flere forskellige belastningsændringer betragtes under ét, når blot de tidsmæssigt følger så hurtigt efter hinanden, at tilstanden hele tiden kan betragtes som udrænet (det betragtede tidspunkt ligger så kort tid efter den første belastningsændring, at tilstanden i forhold til denne stadig er udrænet).

For en ordens skyld bemærkes det, at den her givne beskrivelse af udrænet tilstand kun gælder for endimensionale problemer. I mere generelle plane og evt. rumlige problemer (især problemer med brudtilstand i jorden) må egenskaberne for udrænet ler udledes af den grundlæggende betingelse, som er volumenkonstans. u (eller Δu) kan generelt kun findes ved separate, ofte besværlige beregninger. Der kræves hyppigt ikke kendskab til denne størrelse, idet mange problemer i udrænet ler kan løses alene ved hjælp af de totale spændinger.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| | nr. | Spændingstilvækster i udrænnet og drænnet tilstand | | nr. | af |
| | 4.1 | | 78 | 1 | 4 |



I det på figuren viste jordprofil antages de lodrette spændinger i begyndelsestilstanden at svare til drænnet tilstand, idet porevandttrykkfordelingen er hydrostatisk under det viste GVS, og det øvre sandlag antages naturfugtigt med $S_r = 0,1$ over GVS. Der ønskes bestemt spændingsændringerne i lerlaget både i drænnet og i udrænnet tilstand hidrørende fra hver af følgende to belastningsændringer:

1. Påførelse af en ensformigt fordelt overfladebelastning $p = 5 \text{ kN/m}^2$.
2. En sænkning af GVS på 1,25 m, således at det herefter befinder sig i dybden $z = 2,25 \text{ m}$. Porevandttrykkene i både øvre og nedre sandlag ændres herved momentant, således at de svarer til hydrostatisk trykfordeling under dette niveau. Alt sand over det ny GVS er naturfugtigt med $S_r = 0,1$.

Der beregnes først den oprindelige spændingsfordeling. Ifølge (0215) og (0217) har man følgende rumvægte:

For vandmættet sand:

$$\gamma_m = \frac{26,5 + 10,0 \cdot 0,62}{1,62} = \frac{32,7}{1,62} = 20,06 \text{ kN/m}^3$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 4.1 | Spændingstilvækster i udrænet og drænet tilstand | 78 | 2 | 4 |

For naturfugtigt sand:

$$\gamma = \frac{26,5 + 0,1 \cdot 10,0 \cdot 0,62}{1,62} = \frac{27,12}{1,62} = 16,74 \text{ kN/m}^3$$

Jfr. også (0219) som åbenbart kunne benyttes som tilnærmelse. I denne tabel betegner "tørt" sand et materiale, der som her har S_p omkring 0,1. "Fugtigt" sand, udsat for hyppige gennemvædninger, har S_p omkring 0,5.

For leret (vandmættet):

$$\gamma_m = 10,0 \frac{27,2 \cdot 1,55}{10,0 + 0,55 \cdot 27,2} = 10 \frac{42,16}{24,96} = 16,89 \text{ kN/m}^3$$

Jfr. også (0220): Ikke forbelastet fedt ler, d.v.s. smeltevandsler.

Der kan nu opstilles følgende skema for begyndelsesspændingstilstanden:

| z | Δz | γ | $\Delta \sigma$ | σ | Δu | u | $\bar{\sigma}$ |
|---|------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| m | m | kN/m ³ | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| 0 | | | | 0 | | 0 | 0 |
| | 1,00 | 16,74 | 16,74 | | 0 | | |
| 1 | | | | 16,74 | | 0 | 16,74 |
| | 2,00 | 20,06 | 40,12 | | 20,00 | | |
| 3 | | | | 56,86 | | 20,00 | 36,86 |
| | 4,00 | 16,89 | 67,56 | | 40,00 | | |
| 7 | | | | 124,42 | | 60,00 | 64,42 |

Påførelsen af overfladebelastningen medfører åbenbart en forøgelse $\Delta \sigma = 5,00 \text{ kN/m}^2$ overalt i jordprofilet. I sandlagene, lige fra $t = 0+$, og i lerlagene, for $t_c \leq t$, altså i drænet tilstand, jfr. Fig. 4 A, gælder (0404). I udrænet tilstand, $t = 0+$ for lerlaget, gælder (0401-02). Spændingsændringerne i forhold til de ovenfor angivne spændinger kan derfor opstilles i følgende skema (Δ -symbolet betegner nu ændringen fra $t = 0-$ til $t =$ de angivne tider, hvorimod det i skemaet ovenfor betegner ændringer med dybden):

| | | | | | |
|--------------------------|------------|---|------|------|-----------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 4.1 | Spændingstilvækster i udrænnet og drænnet tilstand | | 78 | nr. af 3 4 |

| z m | t = 0+ | | | t _c ≤ t | | |
|--------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| | Δσ kN/m ² | Δu kN/m ² | Δσ̄ kN/m ² | Δσ kN/m ² | Δu kN/m ² | Δσ̄ kN/m ² |
| 3- | 5,00 | 0 | 5,00 | 5,00 | 0 | 5,00 |
| 3+ | 5,00 | 5,00 | 0 | 5,00 | 0 | 5,00 |
| 7- | 5,00 | 5,00 | 0 | 5,00 | 0 | 5,00 |
| 7+ | 5,00 | 0 | 5,00 | 5,00 | 0 | 5,00 |

Sænkningen af GVS giver lidt mere komplicerede spændingsændringer. I og under dybden $z = 2,25$ m får man åbenbart i drænnet tilstand en $\Delta\sigma$, som hidrører fra ændringen i rumvægt fra helt vandmættet til naturfugtigt sand i laget af 1,25 m tykkelse fra det oprindelige til det ny GVS:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma &= (\gamma - \gamma_m) \Delta z_{\text{GVS}} \\ &= (16,74 - 20,06) \cdot 1,25 \\ &= -3,32 \cdot 1,25 = -4,15 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Samtidig fås, også i drænnet tilstand og også i og under dybden $z = 2,25$ m en ændring i u , som hidrører fra, at der nu er hydrostatisk poretryksfordeling under et GVS i et 1,25 m lavere beliggende niveau:

$$\begin{aligned}\Delta u &= -\gamma_w \Delta z_{\text{GVS}} \\ &= -10,0 \cdot 1,25 = -12,50 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

I drænnet tilstand kan $\Delta\sigma$ nu findes af (0403); men i udrænnet tilstand må den ovenfor fundne $\Delta\sigma$ benyttes sammen med (0401) og (0403) til at bestemme Δu , jfr. følgende skema.

| z m | t = 0+ | | | t _c ≤ t | | |
|--------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| | Δσ kN/m ² | Δu kN/m ² | Δσ̄ kN/m ² | Δσ kN/m ² | Δu kN/m ² | Δσ̄ kN/m ² |
| 3- | -4,15 | -12,50 | 8,35 | -4,15 | -12,50 | 8,35 |
| 3+ | -4,15 | -4,15 | 0 | -4,15 | -12,50 | 8,35 |
| 7- | -4,15 | -4,15 | 0 | -4,15 | -12,50 | 8,35 |
| 7+ | -4,15 | -12,50 | 8,35 | -4,15 | -12,50 | 8,35 |

| | | | | | |
|--------------------------|------------|------|------|---|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 4.1 | | | Spændingstilvækster i udrænet og drænet tilstand | 78 |

Det bemærkes, at $\Delta\bar{\sigma}$ for en sænkning af GVS er positiv, selv om $\Delta\sigma$ og Δu begge er negative. Hvis grundvandssænkningen finder sted i et vandmættet lag, således at jordens totale rumvægt ikke ændrer sig, er $\Delta\sigma = 0$ og $\Delta u < 0$, altså igen $\Delta\bar{\sigma} > 0$.

Det bemærkes også, at i sandlaget varierer $\Delta\sigma$, Δu og $\Delta\bar{\sigma}$ lineært fra værdierne 0 i dybden $z = 1$ m til de ovenfor angivne værdier (f.eks. for $z = 3-$ eller $z = 7+$) i dybden $z = 2,25$ m. Mellem $z = 0$ og $z = 1$ m giver sænkningen af GVS naturligvis ikke anledning til nogen spændingsændring.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Vandrette spændinger Hviletryk | UDG. | SIDE | |
| | nr. 5 | | 78 | nr. 1 | af 7 |

5.1 Spændingstilstand.

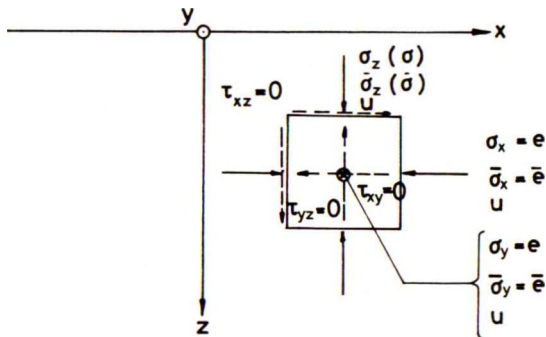


Fig. 5 A: Lodrette og vandrette normalspændinger i endimensional tilstand.

I endimensional tilstand, Fig. 3 A, med hydrostatisk fordeling af porevandtrykket u under et eventuelt GVS eller KVS betragtes nu de vandrette normalspændinger:

$$\begin{aligned}
 e &= \sigma_x = \sigma_y \\
 \bar{e} &= \bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_y
 \end{aligned}
 \tag{0501}$$

jfr. Fig. 5 A. Det bemærkes, at porevandtrykket u i vandmættet jord naturligvis er ens i alle retninger:

$$u_x = u_y = u_z (= u)
 \tag{0502}$$

Det påføres derfor ikke noget indeks.

For en ordens skyld bemærkes det, at man i generelt rumlige problemer naturligvis ikke har $\sigma_x = \sigma_y$, og derfor ikke kan betegne disse størrelser ved samme symbol e (kN/m^2 ; den sædvanligt anvendte betegnelse for et jordtryk). Det gælder imidlertid altid, at $\sigma_x - \bar{\sigma}_x = \sigma_y - \bar{\sigma}_y = \sigma_z - \bar{\sigma}_z (= u)$. I generelt rumlige problemer findes også de på Fig. 5 A markerede forskydningsspændinger τ_{xz} , τ_{xy} og τ_{yz} (alle de

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | Vandrette spændinger Hviletryk | | nr. | af |
| | 5 | | 78 | 2 | 7 |

nævnte størrelser er normalt funktioner af både x , y og z). Disse forskydningsspændinger, der i øvrigt kan karakteriseres som både effektive og totale, fordi porevandet ikke kan optage nogen del af dem, er som nævnt i afsn. 3.1 af symmetrigrunde identisk nul i endimensional tilstand. Med samme begrundelse ses det, at spændingstilstanden under enhver belastning i endimensional tilstand er bestemt af betingelsen:

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0 \quad (0503)$$

d.v.s., at de vandrette tøjninger er identisk nul. Dette medfører i praksis en simpel sammenhæng mellem $\bar{\sigma}$ (d.v.s. $\bar{\sigma}_z$) og \bar{e} (d.v.s. $\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_y$).

5.2 Hviletrykstilstand.

Den på Fig. 5 A viste specielle spændingstilstand, hvor betingelsen (0503) gælder, kaldes hviletrykstilstanden. Den kan i praksis realiseres forholdsvis simpelt ved forsøg, hvor en f.eks. cirkulærcylindrisk jordprøve indesluttet i et rør, og belastes gennem de to endeflader, jfr. også Fig. 3 C.

Under de gjorte forudsætninger er der med god tilnærmelse ved monotont voksende belastninger proportionalitet mellem \bar{e} og $\bar{\sigma}$:

$$\bar{e} = K_0 \bar{\sigma} \quad (0504)$$

hvor konstanten K_0 er den såkaldte hviletrykskoefficient, der afhænger af jordarten. Den kan måles ved forsøg (f.eks. af den ovenfor antydede type); men den er også empirisk fundet at kunne udtrykkes ved en anden materialekonstant for jorden, den såkaldte triaksialt mälte, effektive friktionsvinkel $\bar{\varphi}_{tr}$:

$$K_0 \approx 1 - \sin \bar{\varphi}_{tr} \quad (0505)$$

$\bar{\varphi}_{tr}$ er en parameter, der karakteriserer jordens styrke, jfr. afsn. 12. Sammenhængen (0505) er værdifuld, fordi der for mange jordarter foreligger et erfaringsmæssigt grundlag for med rimelig sikkerhed at kunne vurdere størrelsen af $\bar{\varphi}_{tr}$, således at en separat forsøgs-serie til bestemmelse af K_0 normalt ikke er nødvendig.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 5 | Vandrette spændinger Hviletryk | 78 | 3 | 7 |

$\bar{\varphi}_{tr}$ er forskellig for forskellige jordarter. Laggrænser kan derfor give diskontinuiteter i \bar{e} , selv i tilfælde hvor $\bar{\sigma}$ varierer kontinuert. Normalt antager $\bar{\varphi}_{tr}$ værdier mellem 20° og 45° . K_0 vil derfor normalt ligge mellem 0,3 og 0,7. Svarende til (0304) findes den totalte vandrette normalspænding af:

$$e = \bar{e} + u \quad (0506)$$

I fortsættelse af afsn. 3.4 bemærkes det, at de hidtil nævnte spændinger i endimensional tilstand mest hensigtsmæssigt beregnes i rækkefølgen: σ , u , $\bar{\sigma}$, \bar{e} , e .

5.3 Hviletryk på vægge.

De vandrette spændinger i det indre af en jordmasse i endimensional tilstand har ikke i sig selv nogen speciel interesse. De samme spændinger (0506) vil imidlertid kunne optræde som jordtryk på en væg under følgende forudsætninger:

1. Væggen er lodret og glat.
2. Den anbringes i jorden på en sådan måde, at spændingsforholdene ikke herved ændres, heller ikke ved udbøjninger under påvirkning af jordtrykket e , når der f.eks. graves ud på den ene side af væggen (denne skal altså være ueftergivende), og/eller
3. Ved eventuel opfyldning foran væggen (i visse tilfælde i hele væggenes højde) skal jorden placeres og evt. komprimeres på en sådan måde, at der udvikler sig en endimensional spændingstilstand: (0503) skal være opfyldt til ethvert tidspunkt, d.v.s., at der kun optræder tøjninger og flytninger i lodret retning, og desuden udvikles der ikke forskydningsspændinger på nogen lodret plan. Dette kræver normalt udlægning og komprimering af jorden i vandrette lag, foruden den allerede nævnte betingelse, at væggen skal være ueftergivende.

I praksis kan forudsætningen i pkt. 2 ovenfor være krævet på den form, at etableringen af væggen, med efterfølgende udgravning og af-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|----------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Vandrette spændinger | nr. |
| | 5 | Hviletryk | 78 | 4 | 7 |

stivning, jfr. skitsen Fig.5 B, skal foregå på en sådan måde, at der ikke sker nogen bevægelse af eller under (oprindelig) JOF: Belastningen p repræsenterer bl.a. sætningsfølsomme bygværker, der findes sætningsfølsomme ledninger under JOF etc.

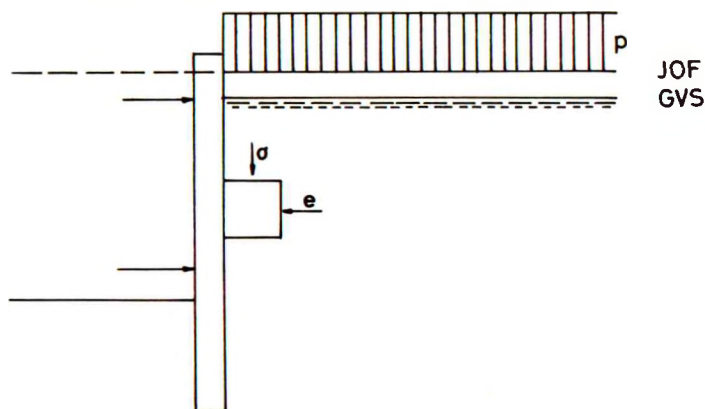


Fig.5 B: Ueftergivende væg påvirket af hviletryk.

Forudsætningen i pkt.3 kan være krævet af lignende grunde (der må ikke ske bevægelser, f.eks. når belastningen p påføres), eller væggen kan som følge af sin konstruktive udformning rent faktisk være ueftergivende i forhold til jorden (hyppigt ved f.eks. kældervæge).

Ved beregning af e som angivet i det foregående afsnit bemærkes det, at selv om u og \bar{e} beregnes hver for sig, så er det den totale værdi e , jfr. (0506), der overføres i snittet mellem væg og jord. Det er derfor denne størrelse, der angiver den vandrette belastning, som væggen, afstivningerne etc. skal beregnes for.

e som beregnet ved hjælp af (0506) kan i visse tilfælde blive negativ: Under et KVS, som befinder sig i eller lidt under en ubelastet eller relativt svagt belastet JOF, kan u være negativ og numerisk større end \bar{e} (en negativ u kan ikke være numerisk større end $\bar{\sigma}$, fordi σ altid er positiv, jfr. (0304); men ifølge (0504-05) har man

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|----------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Vandrette spændinger | nr. |
| | 5 | Hviletryk | 78 | 5 | 7 |

$\bar{e} < \bar{\sigma}$). I sådanne tilfælde regnes der normalt ikke at kunne overføres trækspændinger mellem jord og væg. I stedet antages der at udvikles en revne, således at påvirkningen på væggen bliver nul, ikke negativ. Dette medfører, at $\bar{\sigma}_x$ i et område i jorden inden for revnen forøges fra den ved (0504) bestemte værdi til $-u$, således at $\sigma_x = 0$.

5.4 Hviletryk ved belastningsændringer.

Ved belastningsændringer (ved en fortsat ueftergivende væg) må der i vandmættet jord igen skelnes mellem drænet og udrænet tilstand, idet $\Delta\sigma$, Δu og $\Delta\bar{\sigma}$ beregnes som før, jfr. afsn. 4.2-3.

I drænet tilstand overføres Δu direkte som trykændring i porevandet, hvorimod man, i hvert fald for $\Delta\bar{\sigma} \geq 0$, svarende til (0504) har:

$$\Delta\bar{e} = K_0 \Delta\bar{\sigma} \quad (0507)$$

hvorefter:

$$\Delta e = \Delta\bar{e} + \Delta u \quad (0508)$$

Bemærk den fundamentalt forskellige virkning af tilvækster i neutrale og effektive spændinger.

For $\Delta\bar{\sigma} < 0$ finder man efter elasticitetsteorien samme resultat. Imidlertid er det kun ved monotont voksende (eller aftagende) spændingsændringer, at jord med tilnærmelse kan betragtes som et elastisk materiale. Ved belastning med påfølgende aflastning vil en mere kompliceret spændings-tøjnings sammenhæng hyppigt være nødvendig, jfr. Fig. 5 C, hvor sammenhængen mellem $\bar{\sigma}$ og \bar{e} er skitseret.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|-----------------------------------|------|------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 5 | Vandrette spændinger Hviletryk | | 78 | nr. 6 |

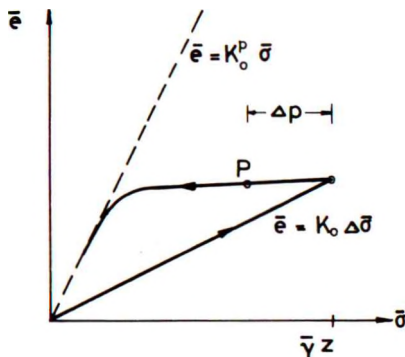


Fig. 5 C: Sammenhæng mellem lodrette og vandrette spændinger ved belastning efterfulgt af aflastning.

For $\Delta\bar{\sigma} < 0$ aftager \bar{e} ikke nær så kraftigt med $\bar{\sigma}$, som (0507) angiver (med tilnærmelse slet ikke). Når $\bar{\sigma}$ er aftaget tilstrækkeligt meget, er sammenhængen svarende til (0504):

$$\bar{e} = K_0^p \bar{\sigma} \quad (0509)$$

hvor man svarende til (0505) har:

$$K^p \approx \frac{1}{K_0} \approx \frac{1}{1 - \sin\bar{\phi}_{tr}} \quad (0510)$$

Den på Fig. 5 C skitserede sammenhæng forklarer, hvorfor man ved komprimering af jordfyld i lag op ad en ueftergivende væg kan få jordtryk, som er større end de ved formlerne (0504-06) angivne: Ved komprimeringen påføres den til enhver tid værende JOF gentagne gange en momentan belastning med en overfladelast Δp , som derpå straks aflastes. Forholdene kompliceres imidlertid af, at denne proces for ethvert punkt af væggen overlejres af den monotont voksende belastning fra vægten af de ovenliggende jordlag. Resultatet bliver, at spændingstilstanden for tilstrækkeligt store dybder z under den endelige JOF nogenlunde svarer til det på Fig. 5 C viste punkt P (for $z < \Delta p/\bar{\gamma}$ gælder (0509-10) med tilnærmelse).

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Vandrette spændinger Hviletryk | UDG. | SIDE | |
| | nr. 5 | | 78 | nr. 7 | af 7 |

Udrænet tilstand kan betragtes på samme måde som drænet tilstand, når formlerne (0406) anvendes: Da $\Delta u = \Delta \sigma$ og $\Delta \bar{\sigma} = 0$, får man ifølge det foregående $\Delta \bar{e} = 0$ og følgelig:

$$\Delta e_u = \Delta \sigma \quad (0511)$$

Hvis man alternativt som angivet i afsn. 4.3 betragter udrænet jord som et volumenkonstant enfase-materiale, hvor i princippet kun de totale spændinger $\sigma_z (= \sigma)$ og $\sigma_x = \sigma_y (= e)$ er kendt (og behøves til beregninger i praksis), må (0507) erstattes med:

$$\Delta e_u = K_{0u} \Delta \sigma \quad (0512)$$

idet:

$$K_{0u} = 1 \quad (0513)$$

uanset værdien af $\bar{\varphi}_{tr}$.

Til orientering skal det nævnes, at dette er i god overensstemmelse med (0505), idet den vinkel, der i udrænet tilstand svarer til $\bar{\varphi}_{tr}$, som forklaret i afsn. 12 er nul ($\varphi_u = 0$).

| | | | | | |
|--------------------------|------|---|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 5.1 | Vandrette hviletryk og hviletrykstilvækster | 78 | 1 | 3 |

Under de i Eks. 4.1 angivne forudsætninger ønskes bestemt de vandrette effektive og totale hviletryk, \bar{e} og e , i begyndelsestilstanden samt hviletrykstilvæksterne i både drænet og udrænet tilstand for hver af de angivne belastningsændringer. Der betragtes kun dybderne z i intervallet $3\text{ m} \leq z \leq 7\text{ m}$, og det antages, at styrkeparameteren $\bar{\phi}_{tr}$ har følgende værdier:

$$\bar{\phi}_{tr} = 37^\circ \text{ for både øvre og nedre sandlag}$$

$$\bar{\phi}_{tr} = 24^\circ \text{ for lerlaget}$$

Af formlen (0505) fås:

$$\begin{aligned} K_0 &= 1 - \sin 37^\circ \\ &= 1 - 0,602 = 0,398 \text{ for sandlagene} \end{aligned}$$

og

$$\begin{aligned} K_0 &= 1 - \sin 24^\circ \\ &= 1 - 0,407 = 0,593 \text{ for lerlaget} \end{aligned}$$

(0504) og (0506) benyttes nu sammen med de i Eks. 4.1 beregnede værdier af $\bar{\sigma}$ og u for begyndelsestilstanden:

| z m | σ kN/m ² | u kN/m ² | $\bar{\sigma}$ kN/m ² | K_0 | \bar{e} kN/m ² | e kN/m ² |
|----------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------|--------------------------------|--------------------------|
| 3- | 56,9 | 20,0 | 36,9 | 0,398 | 14,7 | 34,7 |
| 3+ | 56,9 | 20,0 | 36,9 | 0,593 | 21,9 | 41,9 |
| 7- | 124,4 | 60,0 | 64,4 | 0,593 | 38,2 | 98,2 |
| 7+ | 124,4 | 60,0 | 64,4 | 0,398 | 25,6 | 85,6 |

Bemærk, at \bar{e} og e bliver diskontinuerte ved lerlagets grænser, selv om $\bar{\sigma}$ og σ er kontinuerte.

Til beregning af tilvæksterne kan benyttes følgende skemaer, ligeledes baseret på de i Eks. 4.1 beregnede:

| | | | | | | |
|--------------------------|------------|---|--|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | | UDG. | SIDE | |
| | nr. 5.1 | Vandrette hviletryk og hviletrykstilvækster | | 78 | nr. 2 | af 3 |

| z m | $\Delta\sigma$ kN/m ² | Δu kN/m ² | $\Delta\bar{\sigma}$ kN/m ² | K_0 | $\Delta\bar{e}$ kN/m ² | Δe kN/m ² |
|----------|-------------------------------------|---------------------------------|---|-------|--------------------------------------|---------------------------------|
| 3- | 5,00 | 0 | 5,00 | 0,398 | 1,99 | 1,99 |
| 3+ | 5,00 | 5,00 | 0 | - | 0 | 5,00 $p = 5$ kN/m ² |
| 7- | 5,00 | 5,00 | 0 | - | 0 | 5,00 $t = 0+$ |
| 7+ | 5,00 | 0 | 5,00 | 0,398 | 1,99 | 1,99 |
| 3- | 5,00 | 0 | 5,00 | 0,398 | 1,99 | 1,99 |
| 3+ | 5,00 | 0 | 5,00 | 0,593 | 2,97 | 2,97 $p = 5$ kN/m ² |
| 7- | 5,00 | 0 | 5,00 | 0,593 | 2,97 | 2,97 $t_c \leq t$ |
| 7+ | 5,00 | 0 | 5,00 | 0,398 | 1,99 | 1,99 |
| 3- | -4,15 | -12,50 | 8,35 | 0,398 | 3,32 | -9,18 |
| 3+ | -4,15 | -4,15 | 0 | - | 0 | -4,15 $\Delta z_{GVS} = 1,25$ |
| 7- | -4,15 | -4,15 | 0 | - | 0 | -4,15 $t = 0+$ |
| 7+ | -4,15 | -12,50 | 8,35 | 0,398 | 3,32 | -9,18 |
| 3- | -4,15 | -12,50 | 8,35 | 0,398 | 3,32 | -9,18 |
| 3+ | -4,15 | -12,50 | 8,35 | 0,593 | 4,95 | -7,55 $\Delta z_{GVS} = 1,25$ |
| 7- | -4,15 | -12,50 | 8,35 | 0,593 | 4,95 | -7,55 $t_c \leq t$ |
| 7+ | -4,15 | -12,50 | 8,35 | 0,398 | 3,32 | -9,18 |

Følgende bemærkes:

- Når $\Delta\bar{\sigma} > 0$ er de totale hviletryk i ler større i udrænet end i drænet tilstand, uanset at de effektive spændinger i kornskelettet vokser. Dette skyldes naturligvis indflydelsen fra u ; men hvis man måler e i stedet for \bar{e} , vil man kunne fortolke overgangen fra udrænet til drænet tilstand som en aflastning af jorden i vandret retning (samtidig med at σ holder sig konstant).
- I eksemplet med grundvandssænkningen formindskes både σ og e , og e aftager yderligere ved overgangen fra udrænet til drænet tilstand. Ikke desto mindre vokser de effektive spændinger i jorden både i lodret og i vandret retning. Det er derfor korrekt også her at benytte de ovenfor fundne K_0 -værdier.

| | | | | | |
|--------------------------|--------------------|--|------------|------------------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 5.1 | EMNE Vandrette hviletryk og hviletrykstilvækster | UDG. 78 | SIDE nr. 3 | af 3 |
|--------------------------|--------------------|--|------------|------------------|---------|

De totale spændinger kan derfor give et vildledende indtryk af, hvorvidt kornskelettet i jorden aflastes eller belastes.

Dette ændrer naturligvis ikke på det forhold, at hvis e overføres som en vandret belastning på en ueftergivende væg, så vil den samlede belastning på væggen rent faktisk ændre sig som angivet ovenfor.

6.1 Forudsætninger.

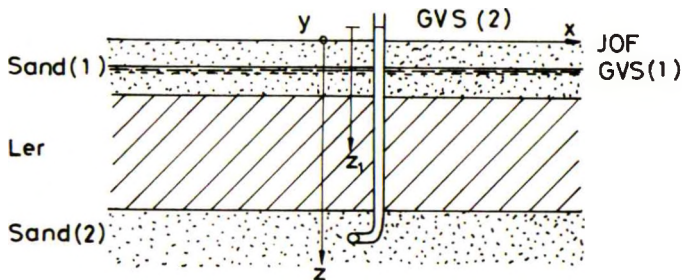


Fig. 6 A: Jordprofil med lodret parallelstrømning:
To sandlag med hydrostatisk poretryksfordeling
svarende til hvert sit GVS.
Strømning i mellemliggende lerlag.

Af kontinuitetsgrunde er strømning i porevandet i jorden strengt taget kun med tilnærmelse forenelig med forudsætningen om endimensional tilstand: Strømningen (i de jordlag, hvor den har betydning) må af symmetrigrunde være lodret og have samme intensitet, målt som gennemstrømmet vandvolumen pr. tids- og arealenhed, overalt i enhver vandret plan. For at der under disse forudsætninger overhovedet skal kunne foregå nogen strømning, må der åbenbart være mindst ét jordlag, hvor der bliver tilført vand til jordprofilet, og ét hvor tilstrømmende vand bliver bortledt. Dette må i begge tilfælde hyppigt ske ved strømning i vandret retning, og det må derfor være en supplerende forudsætning, at en sådan strømning kan ske, uden at porevandtrykkene i de pågældende lag ændres væsentligt (inden for de betragtede tidsrum eller som funktion af x og y).

Denne forudsætning er i mange tilfælde opfyldt med god tilnærmelse i praksis, jfr. det på Fig. 6 A skitserede eksempel, der viser et jordprofil, hvor et lerlag er beliggende mellem to sandlag. I det øvre sandlag findes et grundvandspejl, mrk. GVS(1), og poretryksfordelingen herunder og indtil laggrænsen kan antages at være hydrostatisk.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-----------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Lodret parallelstrømning | nr. |
| | 6 | | 78 | 2 | 11 |

Der er også med tilnærmelse hydrostatisk trykfordeling i det nedre sandlag; men som vist på det skitserede stigrør (i praksis f.eks. udført som en nedboret poretryksmåler) svarer poretryksvariationen til et andet grundvandspejl, mrk. GVS(2). Nærmere betegnet kan porevandtrykket u i det nedre sandlag (ligesom i vandsøjlen i stigrøret) udtrykkes ved formlen:

$$u = \gamma_w z_1 \quad (0601)$$

hvor z_1 er dybden under vandspejlet GVS(2).

De forskellige trykforhold ved de to grænser for lerlaget bevirker en lodret opadrettet parallelstrømning i dette. Da leret imidlertid er langt tættere end hvert af de to sandlag (yder langt større modstand mod vandgennemstrømning), er de gennemstrømmende vandmængder pr. tids- og arealenhed så relativt små, at de ikke i væsentlig grad (med tilnærmelse slet ikke) har nogen indflydelse på poretrykkene i sandlagene:

1. I det nedre sandlag må der ske tilstrømning f.eks. fra et sted, hvor laget er i kontakt med et vandområde med frit vandspejl (en sø, et vandløb el. lign.); men på grund af de relativt små vandmængder, der er tale om, sker denne strømning uden noget væsentligt tryktab pr. længdeenhed i strømretningen. Alternativt må beliggenheden af GVS(2) betragtes som en funktion af stedet i den vandrette plan, d.v.s. af x og y ; men variationen er så ringe, at man i hvert fald for ethvert punkt i x,y -planen for alle praktiske formål har lodret parallelstrømning i lerlaget.
2. I det øvre sandlag kan lignende forhold være til stede (bortstrømning af vand i vandret retning mellem GVS(1) og laggrænsen); men det er også muligt, hvis dette sandlag danner et isoleret bassin, at det tilstrømmende vand bevirker en langsom hævnning af vandspejlet. I det sidstnævnte tilfælde ændres betingelserne for strømningen åbenbart med tiden; men på grund af de relativt små vandmængder sker ændringerne så langsomt, at det på Fig. 6 A skitserede strømningsproblem til ethvert tidspunkt kan betragtes som et problem i lodret parallelstrømning under de angivne forudsætninger.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|--------------------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 3 | 11 |

Lodret parallelstrømning kan således finde sted, hvis to permeable lag (d.v.s. lag med relativt ringe modstand mod gennemstrømning, altså lag med relativt åbne porer), eller eventuelt et frit vandspejl og et permeabelt lag ligger henholdsvis over og under det betragtede jordlag. I visse tilfælde kan det ene vandspejl, svarende til GVS(1) på Fig. 6 A, befinde sig i selve det betragtede jordlag, jfr. Fig. 6 B. Her vil vandspejlet i sandlaget ganske vist til stadighed synke på grund af den lodret nedadrettede strømning (hvis $d_2 < d_1$), og der vil ikke være hydrostatisk trykfordeling i sandlaget under dette GVS; men man kan alligevel til ethvert tidspunkt beregne strømningstilstanden svarende til de på dette tidspunkt gældende vandspejlsforhold (såkaldt kvasi-stationær strømning).

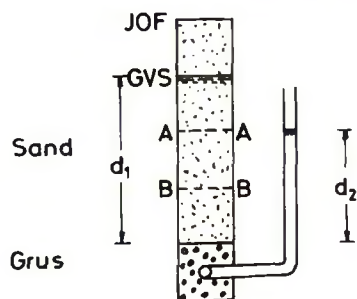


Fig. 6 B: Kvasi-stationær strømning (under GVS).

I det følgende betragtes strømningproblemer af den ovenfor definerede type under forudsætning af, at kontinuitetsligningen gælder, d.v.s., at der i området med lodret parallelstrømning strømmer samme vandmængde pr. tids- og arealenhed gennem ethvert vandret snit omkring samme lodrette linie, f.eks. snittene AA og BB på Fig. 6 B.

Dette forudsætter, at alle jordelementer bevarer deres volumen, idet en volumenændring pr. tidsenhed ville bevirke en nettoudpresning eller -opsugning af vand f.eks. i voluminet mellem de to angivne snit på Fig. 6 B. Det forudsættes således specifikt, at der ikke sker den i afsn. 4.1, Fig. 4 A, beskrevne (konsoliderings-) proces, d.v.s., at strømningproblemet betragtes under forudsætning af drænet tilstand.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 4 | 11 |

1. I sand- og gruslag kan drænet tilstand som nævnt regnes opnået praktisk talt samtidig med eventuelle belastningsændringer, herunder eventuelt de ændringer, der fremkalder strømmingen. Dette er begrundelsen for, at strømmingen på Fig. 6 B kan betragtes som kvasi-stationær.
2. I ler- og til en vis grad også siltlag kræves det, enten at eventuelle belastningsændringer sker tilstrækkeligt langsomt (kvasi-stationær tilstand kun ved tilstrækkeligt langsomme ændringer af beliggenheden af et af eller begge de viste vand-spejl), eller at der betragtes et tidspunkt så længe efter eventuelle belastningsændringer, at sluttilstanden, jfr. Fig. 4 Ac, kan antages at være nået overalt.

Det her betragtede strømningsproblem har ifølge sagens natur ingen mening i forbindelse med udrænet tilstand, der jo netop er karakteriseret ved, at der ikke sker nogen vandbevægelse. Strømningsproblemet for delvis drænedede mellemtilstande, Fig. 4 Ab, omtales nærmere i afsn. 8.

6.2 Trykniveau. Gradienter.

I vandmættet jord defineres trykniveauet h (m) som summen af:

1. Geometrisk højde, f.eks. y , positiv opad, over et vilkårligt valgt udgangsniveau, og
2. Trykhøjde u/γ_w

jfr. Fig. 6 C, idet det bemærkes, at hastighedshøjden $v^2/2g$, som kendes fra Hydraulikken, og som repræsenterer vandets kinetiske energi pr. vægtenhed, ikke spiller nogen rolle ved de strømningshastigheder, der kan være tale om i jord.

Trykniveauet h :

$$h = y + \frac{u}{\gamma_w} \quad (0602)$$

er altså identisk med højden over det valgte udgangsniveau ($y=0$) af vandspejlet i et pejlerør, der kunne tænkes anbragt for at måle u det pågældende sted i jorden, jfr. også Fig. 6 A samt (0601). Uaf-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|-----------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 6 | | | Lodret parallelstrømning | nr. 5 |

hængigt af y kan trykniveauet derfor også beskrives som et ækvivalent vandspejlsniveau (f.eks. på formen: Trykniveauet svarer til et vandspejl i kote xx).

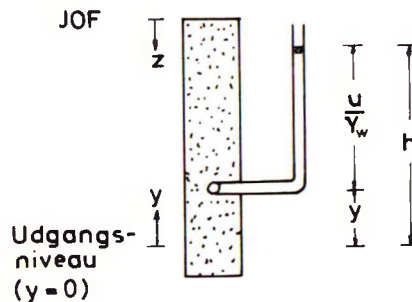


Fig. 6 C: Trykniveau h som sum af geometrisk højde og trykhøjde.

Hvis porevandtrykket er hydrostatisk fordelt, fås af (0301), idet $dy/dz = -1$, at $dh/dz = 0$. h er altså den samme i alle punkter (højden af GVS over udgangsniveauet). I dette tilfælde finder der ingen strømning sted.

Der sker derimod strømning, såfremt gradienten

$$i = - \frac{dh}{dz} \quad (0603)$$

(positiv nedadrettet) er forskellig fra nul. Dette ses at være tilfældet, hvis de to viste vandspejl på hver af figurerne 6 A og B er beliggende i forskellige niveauer.

6.3 Filterhastighed. Permeabilitet.

Filterhastigheden v (m/sek, positiv nedad) defineres som den gennemstrømmende vandmængde pr. tids- og arealenhed af et vandret snit i den betragtede dybde (enheden er altså egentlig $m^3/sek, m^2$). Det understreges, at der ikke er tale om strømningshastigheden i porevandet. Denne størrelse (en vektor) varierer i størrelse og - selv ved lodret parallelstrømning - også i retning fra punkt til punkt i jordens porevolumen. Der er heller ikke tale om (den lodrette projek-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 6 | 11 |

tion af) middelværdien af strømningshastigheden: Denne størrelse står ganske vist i relation til filterhastigheden som defineret ovenfor; men en omregning mellem de to størrelser ville kræve kendskab til, hvor stor en del af det betragtede snitareal, der var porer, og hvor stor en del, der skar gennem korn, jfr. f.eks. Fig. 3 B.

Da man reelt ikke har brug for at kende nogle af de nævnte strømningshastigheder, men derimod har god brug for filterhastigheden (vandmængde pr. arealenhed) som defineret ovenfor, er det denne størrelse, man benytter i praksis. Idet der normalt kan antages laminar strømning i jordens porer, vil der for en given jordart være proportionalitet mellem filterhastigheden v og gradienten (Darcy's lov):

$$v = k i \quad (0604)$$

idet proportionalitetsfaktoren k (m/sek) kaldes jordens permeabilitets-koefficient.

k betragtes ofte som en materialekonstant. Den afhænger bl.a. af middelporediameteren, porøsiteten (eller poretallet), geometrien af jordens porer (kornform og -struktur, jfr. f.eks. Fig. 2 A) samt i øvrigt også af de elektriske bindinger omkring korn af lermineraller. Disse variable bidrager naturligvis med faste værdier til størrelsen af k , når der betragtes en bestemt, given jordart; men herudover afhænger k også af den gennemstrømmende vædskes viskositet. Denne afhængighed kan spille en rolle i praksis, selv om porevæsken normalt altid er vand, fordi viskositeten er temperaturafhængig. Ved laboratorieforsøg udført ved 20°C er k således ca. 30% større end ved strømninger i samme jord i naturen, der normalt (i blot nogle få m dybde) finder sted ved årsmiddeltemperaturen ca. 10°C.

k er i øvrigt den materialeparameter inden for Geoteknikken, der varierer mest fra jordart til jordart (fra $k = 10^{-2}$ m/sek for grus til $k = 10^{-12}$ m/sek for fedt ler). Som et groft skøn over størrelsesordenen for k kan man for friktionsjordarter anvende formlen

$$k = C_k d_{10}^2 \quad (k \text{ i m/sek, } d_{10} \text{ i mm}) \quad (0605)$$

Konstanten C_k varierer mellem ca. 0,01 (skarpkantede korn, fast lejrning, velgraderet jord) og ca. 0,05 (runde korn, løs lejrning, velsortet jord).

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|--------------------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 7 | 11 |

Jordlag med k -værdier væsentligt (f.eks. 50-100 gange) større end de tilsvarende værdier for strømningsområdet vil i praksis ofte kunne betragtes som lag med konstant trykniveau (hydrostatisk poretryksfordeling), jfr. sandlagene på Fig. 6 A og gruslaget på Fig. 6 B.

6.4 Poretryksfordeling.

Poretryksfordelingen, d.v.s. u som funktion af z , i strømningsområdet, d.v.s. det eller de lag, der ikke har hydrostatisk trykfordeling, findes ud fra (0602-04), idet kontinuitetsbetingelsen anvendes:

$$v = -k \frac{dh}{dz} = \text{konst.} \quad (0606)$$

Den generelle løsning til denne ligning er:

$$h = C_1 \left(\frac{dz}{k} + C_2 \right) \quad (0607)$$

hvor integrationskonstanterne C_1 og C_2 bestemmes af grænsebetingelserne, som her normalt er to kendte værdier af h i hvert sit niveau, jfr. Fig. 6 D, som svarer til Fig. 6 A.

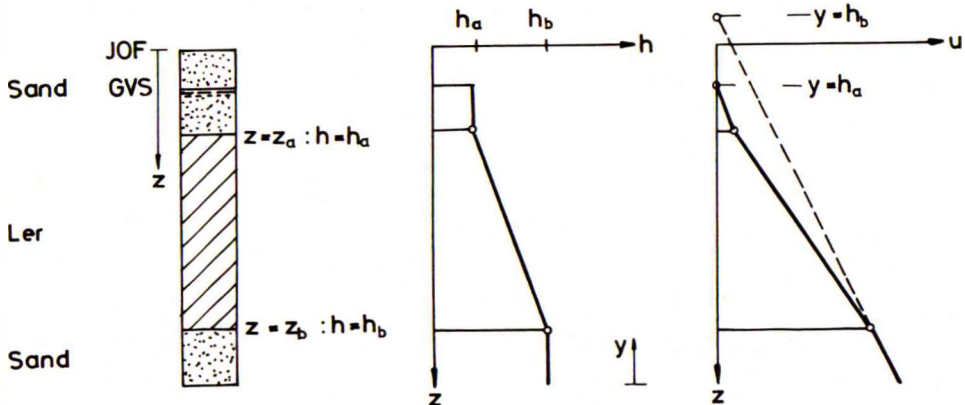


Fig. 6 D: Trykniveau- og poretryksfordeling ved lodret parallelstrømning i homogent ler (k som funktion af z er konstant).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 8 | 11 |

På Fig. 6 D er grænsebetingelserne: $h = h_a$ for $z = z_a$ (øvre laggrænse) og $h = h_b$ for $z = z_b$ (nedre laggrænse). Hvis k betragtet som funktion af z er konstant, bliver h ifølge (0607) en lineær funktion af z . I det her betragtede tilfælde (det hyppigst forekommende i praksis) ses løsningen at blive:

$$h = \frac{h_b(z-z_a) - h_a(z-z_b)}{z_b - z_a} \quad (0608)$$

Ifølge (0603) svarer hertil den konstante gradient:

$$i = - \frac{h_b - h_a}{z_b - z_a} \quad (0609)$$

hvorefter filterhastigheden v kan findes af (0604). Af (0608) kan poretryksfordelingen desuden findes, idet (0602) omskrives til:

$$u = \gamma_w(h-y) \quad (0610)$$

Det ses, at h , i og u er uafhængige af den absolutte størrelse af k ; denne størrelse indgår kun ved bestemmelsen af filterhastigheden v .

Hvis k er givet som en funktion af z , fås mere komplicerede løsninger til (0607). En mulig antagelse, der lejlighedsvis optræder i praksis for blødt ler, er

$$k = \frac{k_0}{z-z_0} \quad (k_0 \text{ i m}^2/\text{sek}) \quad (0611)$$

hvor z_0 (ofte negativ) er dybden til et for lerlaget karakteristisk udgangsniveau. Af (0607) ses, at denne sammenhæng giver en variation af h med z , som kan udtrykkes ved et 2. grads polynomium.

En anden mulighed, der lejlighedsvis optræder i praksis, er, at lerlaget består af to hver for sig homogene lag med hver sin konstante værdi af k , f.eks.:

$$k = k_1 \quad \text{for} \quad z_a \leq z < z_c \quad (0612)$$

og

$$k = k_2 \quad \text{for} \quad z_c < z \leq z_b$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 9 | 11 |

Laggrænsen befinder sig i dybden $z = z_c$ ($z_a < z_c < z_b$). Løsningen til dette problem kan findes ud fra (0607); men i dette tilfælde er det simplere at betragte strømmingen i hvert af de to lerlag ved hjælp af formlerne svarende til (0608-09): Hvis gradienterne i de to lag betegnes henholdsvis i_1 og i_2 , kan kontinuitetsbetingelsen specielt for laggrænsen skrives:

$$\begin{aligned} v_1 &= k_1 i_1 \\ &= v_2 = k_2 i_2 \end{aligned} \quad (0613)$$

Svarende til (0609) fås heraf, idet h -værdien ved laggrænsen, $h = h_c$ for $z = z_c$, benyttes som ubekendt:

$$k_1 \frac{h_c - h_a}{z_c - z_a} = k_2 \frac{h_b - h_c}{z_b - z_c} \quad (0614)$$

hvoraf h_c kan bestemmes. For hvert af de to lag gælder herefter (0608), idet h_b og z_b henholdsvis h_a og z_a erstattes med h_c og z_c . Til slut kan (0610), som gælder overalt, benyttes.

6.5 Strømkrafter. Erosions- og hævningsrisiko.

Strømkraften:

$$j = i\gamma_w = -\gamma_w \frac{dh}{dz} \quad (0615)$$

er en volumenkraft (kN pr. m³ jord - ikke pr. m³ porevand), som påvirker porevandet bagud i forhold til strømretningen. Den hidrører fra den viskose strømningsmodstand gennem jordens porer, og dens størrelse er bestemt af, at ligevægten skal være opfyldt for porevandet (det accelererer ikke, men bevæger sig med konstant hastighed), jfr. Fig. 6 E.

Det bemærkes, at γ_w er volumenkraften hidrørende fra tyngden på porevandet i 1 m³ jord, ikke på 1 m³ porevand: Selv om en væsentlig del af jordvoluminet ($(1-n) m^3$) består af korn, så må det erindres, at den omtalte volumenkraft hidrører fra følgende to bidrag:

1. Vægten af selve porevandet: $\gamma_w n$ kN/m³
2. Reaktionen fra den samlede opdrift på kornskelettet:
 $\gamma_w (1-n)$ kN/m³

altså tilsammen γ_w kN/m³ som angivet (dette er i logisk sammenhæng med opdelingen på Fig. 3 D af totale spændinger i effektive og neutrale).

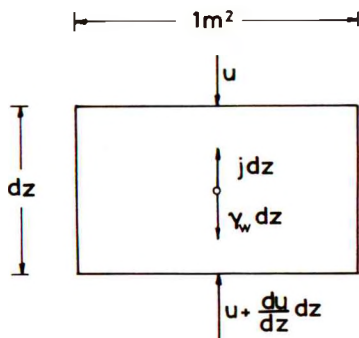


Fig. 6 E: Ligevægt af porevandet i dz m³ jord.

Ifølge Fig. 6 E har man i overensstemmelse med (0610):

$$\frac{du}{dz} = \gamma_w - j = \gamma_w (1 - i) \quad (0616)$$

idet det bemærkes, at $dy/dz = -1$.

Strømkraften j virker også på jordskelettet, men her fremadrettet i forhold til strømretningen (aktion og reaktion). Her medfører den, at:

$$\frac{d\bar{\sigma}}{dz} = \gamma' + j = \gamma' + i \gamma_w = \gamma'' \quad (0617)$$

hvor symbolet γ'' betegner jordens (effektive) rumvægt under vand korrigeret for opdrift og strømkrafter. Det bemærkes, at man stadig har:

$$\frac{d\sigma}{dz} = \frac{d\bar{\sigma}}{dz} + \frac{du}{dz} = \gamma' + \gamma_w = \gamma \quad (0618)$$

d.v.s., at den totale spænding stadig er vægten af alt ovenliggende jord + vand + evt. belastning, samt at (0304) stadig gælder. (0504-06) gælder også i tilfælde af lodret parallelstrømning. Bemærkningen sidst i afsn. 5.2 gælder således også stadig.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|--------------------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 6 | Lodret parallelstrømning | 78 | 11 | 11 |

Risiko for erosion i en jordoverflade består, hvis man her har $\bar{\sigma} = 0$ (altså ubelastet og under eller sammenfaldende med et GVS), og desuden har opadrettet strømning af en sådan intensitet, at

$$\frac{d\bar{\sigma}}{dz} \leq 0$$

d.v.s.

(0619)

$$j \leq -\gamma'$$

(Nederste formel (0619) er korrekt: I en opadrettet strømning er j negativ, og der er erosionsfare, hvis dens absolutte værdi er større end γ').

Hvis disse betingelser er opfyldt, ses det, f.eks. af Fig. 3 D, at der kræves negative (normal-) kontaktkræfter fra de underliggende korn til kornene i JOF for at holde disse på plads. Dette kan i hvert fald ikke påregnes i friktionsjord, og selv i kohæsionsjord vil forhold som angivet i (0619) i det mindste medføre en kraftig udblødning af JOF (lerets vandindhold vokser, indtil flydegrænsen w_L nås).

Mere generelt er der risiko for hævning af et jordlag, hvis man i noget snit finder:

$$\bar{\sigma} \leq 0$$

d.v.s.

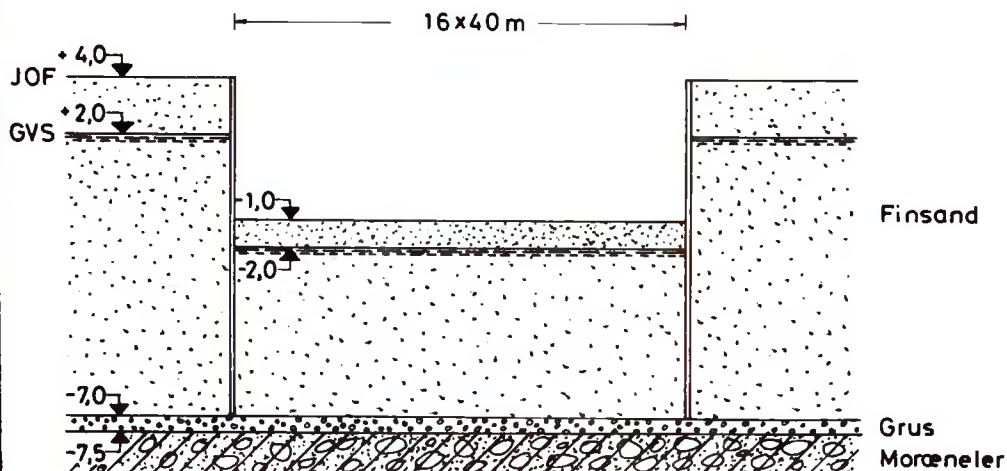
(0620)

$$u \geq \sigma$$

De to kriterier, (0619) og (0620), kan være identiske for et jordlag; men de behøver ikke at være det: På Fig. 6 D, hvor der ikke er nogen erosionsrisiko, kan der være risiko for hævning, hvis h_b er tilstrækkeligt stor. Det kritiske snit er her åbenbart sammenfaldende med den nedre laggrænse ($z=z_b$) for lerlaget.

Som omtalt ovenfor kan man ved undersøgelse af hævningsrisikoen beregne $\bar{\sigma}$ direkte, bl.a. ved hjælp af (0617). Den simpleste og sikreste metode består imidlertid i at beregne σ og u hver for sig, altså fortrinsvis at benytte den nederste ligning (0620) fremfor den øverste.

| | | | | | |
|--------------------------|------------|--|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE Vandtilstrømning til byggegrube | UDG. | SIDE | |
| | nr. 6.1 | | 78 | nr. 1 | af 4 |



I det på figuren viste jordprofil har finsandet kornrumvægten $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ og rumvægten $\gamma_m = 19,5 \text{ kN/m}^3$ i helt vandmættet tilstand. For finsand over vandspejlene kan regnes $S_r = 0,25$. Det har desuden permeabilitetskoefficienten $k = 3,5 \cdot 10^{-6} \text{ m/sek.}$ Gruslaget har $k = 2 \cdot 10^{-2} \text{ m/sek.}$, og moræneleret kan regnes så stift og impermeabelt, at det ingen indflydelse har på de her betragtede problemer.

Den viste byggegrube på $16 \cdot 40 \text{ m}$ er indfattet af en tæt spunsvæg, der kan regnes så effektivt afstivet, at den for de her betragtede formål er ueftergivende. Vandspejlet inde i byggegruben holdes ved lænsning sænket til kote $-2,0$, altså 1 m under byggegrubens bund.

Idet trykniveauet i gruslaget først antages at holde sig konstant svarende til vandspejlet i kote $+2,0$ ønskes bestemt, hvor meget vand der pr. time skal lænses fra gruben. Under samme forudsætning ønskes bestemt fordelingen af σ , u og $\bar{\sigma}$ mellem kote $-1,0$ og kote $-7,0$ under byggegrubens bund.

For at kunne fortsætte udgravningsarbejdet antages trykniveauet i gruslaget dernæst sænket $2,0 \text{ m}$. Umiddelbart efter denne sænkning (i den såkaldte kvasi-stationære tilstand) ønskes beregnet fordelingen af σ , u og $\bar{\sigma}$ i sandlaget uden for byggegruben, og desuden bestemmes sænkningshastigheden for GVS i kote $+2,0$.

| | | | | | |
|--------------------------|------------|------|------|------------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 6.1 | | | Vandtilstrømning til byggegrube | nr. |
| | | | 78 | 2 | 4 |

Af formelen (0217) ses, at poretallet for finsandet kan bestemmes af:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_m}{\gamma_m - \gamma_w}$$

$$= \frac{7,0}{9,5} = 0,737$$

Rumvægten i fugtig tilstand, med $S_r = 0,25$, er derfor:

$$\gamma = \frac{\gamma_s + e S_r \gamma_w}{1 + e}$$

$$= \frac{26,5 + 0,737 \cdot 0,25 \cdot 10,0}{1,737}$$

$$= \frac{28,34}{1,737} = 16,32 \text{ kN/m}^3$$

Til bestemmelsen af trykniveauer h ved hjælp af (0602) vælges udgangsniveau, $y = 0$, i kote $-2,0$. Imellem spunsvæggene har man derfor

$$y = 0, u = 0 \text{ og følgelig } h = 0 \text{ i kote } -2,0$$

og, under forudsætning af uændret trykniveau i gruslaget:

$$y = -5,0 \text{ m, } u = 90 \text{ kN/m og følgelig } h = 4,0 \text{ m i kote } -7,0.$$

Strømningen mellem gruslaget og vandspejlet i kote $-2,0$ er en lodret parallelstrømning. Gradienten (positiv nedad) er ifølge (0603), jfr. også (0609):

$$i = - \frac{\Delta h}{\Delta z} = - \frac{4,0}{5,0} = -0,8$$

Hertil svarer ifølge (0604) filterhastigheden v (opadrettet, hvorfor der nu regnes med den numeriske værdi af i):

$$v = k \cdot i$$

$$= 3,5 \cdot 10^{-6} \cdot 0,8 = 2,8 \cdot 10^{-6} \text{ m/sek}$$

| | | | | | |
|--------------------------|------------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE Vandtilstrømning til byggegrube | UDG, | SIDE | |
| | nr. 6.1 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 3 | 4 |

Den samlede vandmængde, der skal læses fra gruben, fås ved at multiplicere denne størrelse med byggegrubens areal:

$$\begin{aligned}
 q &= 2,8 \cdot 10^{-6} \cdot 16 \cdot 40 \\
 &= 0,00179 \text{ m}^3/\text{sek.} \\
 &\sim 0,00179 \cdot 3600 = 6,45 \text{ m}^3/\text{h}
 \end{aligned}$$

Ved beregningen af spændingsfordelingen benyttes, at u er kendt i kote -7,0, samt at u varierer lineært fra kote -2,0 til -7,0. Der kræves derfor kun beregning af følgende værdier:

| kote m | Δz m | γ kN/m ³ | $\Delta \sigma$ kN/m ² | σ kN/m ² | u kN/m ² | $\bar{\sigma}$ kN/m ² |
|-----------|-----------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|
| -1,0 | | | | 0 | 0 | 0 |
| | 1,00 | 16,32 | 16,3 | | | |
| -2,0 | | | | 16,3 | 0 | 16,3 |
| | 5,00 | 19,50 | 97,5 | | | |
| -7,0 | | | | 113,8 | 90,0 | 23,8 |

For variationen af u og $\bar{\sigma}$ mellem kote -2,0 og -7,0 bemærkes, at man ifølge (0616-17) har:

$$\frac{\Delta u}{\Delta z} = \gamma_w (1 - i) = 10,0 (1 + 0,8) = 18,0 \text{ kN/m}^3 > \gamma_w$$

og

$$\frac{\Delta \bar{\sigma}}{\Delta z} = \gamma' + i \gamma_w = 19,50 - 18,0 = 1,50 \text{ " } < \gamma'$$

Hvis trykniveauet i gruslaget sænkes 2,0 m, bliver nu åbenbart

$$h = 4,0 - 2,0 = 2,0 \text{ m i kote -7,0,}$$

d.v.s. ifølge (0610):

$$\begin{aligned}
 u &= \gamma_w (h - y) \\
 &= 10,0 (2,0 + 5,0) = 70,0 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Uden for byggegruben kan spændingsfordelingen derfor beregnes ved hjælp af følgende skema:

| | | | | |
|--------------------------|--------------------|--|------------|-------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 6.1 | EMNE Vandtilstrømning til byggegrube | UDG, 78 | SIDE nr. af 4 4 |
|--------------------------|--------------------|--|------------|-------------------------|

| kote | Δz | γ | $\Delta \sigma$ | σ | u | $\bar{\sigma}$ |
|------|------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| m | m | kN/m ³ | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| +4,0 | | | | 0 | 0 | 0 |
| +2,0 | 2,00 | 16,32 | 32,6 | 32,6 | 0 | 32,6 |
| -7,0 | 9,00 | 19,50 | 175,5 | 208,1 | 70,0 | 138,1 |

Trykniveauet i GVS, kote +2,0, er 4,0 m (= højden over udgangs niveauet i kote -2,0). Mellem dette niveau og kote -7,0 er derfor gradienten:

$$i = - \frac{\Delta h}{\Delta z} = \frac{2,0}{9,0} = 0,222$$

svarende til, at

$$\frac{\Delta u}{\Delta z} = 10,0 (1 - 0,222) = 7,78 \text{ kN/m}^3 < \gamma_w$$

og

$$\frac{\Delta \bar{\sigma}}{\Delta z} = 19,50 - 7,78 = 11,72 \text{ " } > \gamma'$$

Til den fundne gradient $i = 0,222$ svarer filterhastigheden

$$v = 3,5 \cdot 10^{-6} \cdot 0,222 = 7,78 \cdot 10^{-7} \text{ m/sek.}$$

For at bringe 1 m³ sand fra helt vandmættet til naturfugtig tilstand, skal der åbenbart fjernes

$$\frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma_w} = \frac{19,50 - 16,32}{10,0} = 0,318 \text{ m}^3 \text{ vand/m}^3 \text{ jord}$$

Vandspejlets sænkingshastighed er derfor

$$\frac{7,78 \cdot 10^{-7}}{0,318} = 2,45 \cdot 10^{-6} \text{ m/sek}$$

$$\sim 2,45 \cdot 10^{-6} \cdot 3600 = 8,8 \cdot 10^{-3} \text{ m/h}$$

altså knapt 1 cm pr. time.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Jords sammentrykkelighed Sætninger | nr. |
| | 7 | | 78 | 1 | 10 |

7.1 Forudsætninger. Oversigt.

Ved forøgelse af den lodrette effektive spænding $\bar{\sigma}$ ($= \bar{\sigma}_z$) i det endimensionale tilfælde sker der en sammentrykning af jordskelettet, som giver anledning til (af symmetri Grunde) lodrette flytninger u_z , positive nedad, jfr. Fig. 7 A samt Fig. 5 A og (0503). Værdien af u_z for JOF betegnes specielt som dennes sætning. Den angives ofte ved symbolet δ (mere generelt anvendes betegnelsen "sætning" samt symbolet δ på den lodrette flytning af konstruktioner som fundamenter til bygninger, samt ofte også på middelværdien for hele bygningen).

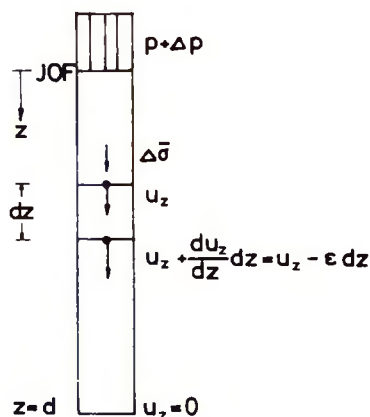


Fig. 7 A: Lodret flytningsfelt $u_z(z)$ og relativ sammentrykning ϵ .

Jordskelettets sammentrykning sker under de gjorte forudsætninger kun i lodret retning, og afhænger desuden kun af $\bar{\sigma}$. Den kan derfor beskrives relativt simpelt ved hjælp af en arbejdskurve, der f.eks. angiver poretallet e , jfr. (0205), eller vandindholdet w , jfr. (0210), som funktion af $\bar{\sigma}$. Det bemærkes dog, at jordarter normalt ikke er lineært elastiske, samt at de ofte er væsentlig stivere ved af- og genbelastning end ved nybelastning. Lerarter, især i nybelastning, er i reglen mere sammentrykkelige end sandlag, hvorfor sæt-

ningerne af JOF (eller en given konstruktion) for givne belastningsændringer ofte kun bliver af en sådan størrelse, at en nærmere undersøgelse er nødvendig, hvis der findes lerlag i jordprofilen. De vil i så fald hovedsageligt stamme fra disse lag, hvorfor der i første række kun skal betragtes sammentrykkeligheden af ler.

På grund af den nævnte forskel mellem nybelastning og af- og genbelastning er det vigtigt at kende det aktuelle lerlags spændingshistorie, d.v.s. ændringerne i $\bar{\sigma}$, siden det blev aflejret (normalt under vand, d.v.s. ved $\bar{\sigma} = 0$ og stort set ved $w = w_L$, jfr. afsn. 2.4).

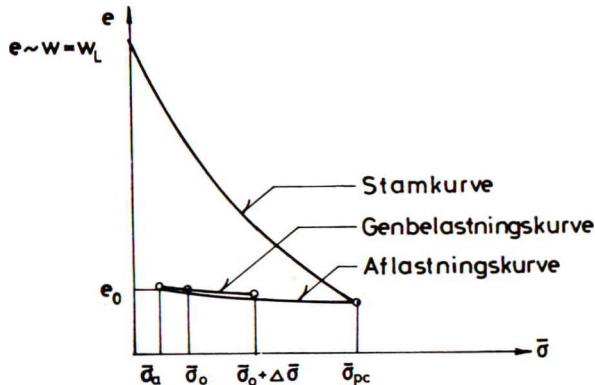


Fig. 7 B: Stamkurve og aflastnings- samt genbelastningskurve for ler i naturen.

På Fig. 7 B er skitseret en arbejdskurve for et lerelement i naturen, idet poreretallet e er vist som funktion af $\bar{\sigma}$. Som nævnt i forbindelse med Fig. 3 D samt Fig. 4 A er det kun $\bar{\sigma}$, der er den uafhængigt variable: Det er i denne forbindelse ligegyldigt - for vandmættet ler - hvor store σ og u er hver for sig, og en belastningsændring hvor $\Delta\sigma = \Delta u$ vil - uanset størrelsen - ikke ændre beliggenheden af det punkt på arbejdskurven, Fig. 7 B, der repræsenterer lerelementet. I det viste eksempel bemærkes følgende:

1. Efter aflejringen er $\bar{\sigma}$ vokset monotont på grund af yderligere aflejringer oven over det betragtede lerelement, eventuelt senere sænkning af GVS (landhævning) og eventuelt senere ud-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---------------------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 7 | | | Jords sammentrykkelighed Sætninger | nr. 3 |

lægning af fyld etc. Under istiden blev nogle lerarter (visse glaciale, herunder moræne-, samt ældre lerarter) belastet meget højt op af istrykket. Under denne første monotont voksende belastning følger jorden den såkaldte stamkurve.

2. Efter at den maksimale belastning $\bar{\sigma}_{pc}$ (pc = preconsolidation, forkonsolidering) er nået, kan lerlaget eventuelt være blevet aflastet, for isbelastet lers vedkommende på grund af isens bortsmeltning, men i øvrigt f.eks. på grund af fjernelse af ovenliggende jordlag (udskæring af strømløb, erosion eller afgravning), hævnning af GVS (landsenkning) etc. Herunder følger jorden en aflastningskurve indtil den minimale aflastningsspænding $\bar{\sigma}_a$.

3. Den nuværende effektive spænding kaldes $\bar{\sigma}_0$ (overlejringsstryk- ket). Den kan være nået ved en efterfølgende, hel eller delvis, genbelastning fra $\bar{\sigma}_a$. I det aktuelle problem søges ler- elementets sammentrykning under belastningstilvæksten $\Delta\bar{\sigma}$ fra $\bar{\sigma}_0$.

Hvis $\bar{\sigma}_0 = \bar{\sigma}_{pc}$, d.v.s., at lerlaget aldrig har båret større be- lastning end den nuværende, kaldes leret normalt konsolideret. Det tilsvarende punkt på Fig. 7 B befinder sig derfor stadig på stamkur- ven (jfr. dog nedenfor, afsn. 7.4). Hvis $\Delta\bar{\sigma} > 0$, vil det forblive på denne kurve. Hvis derimod $\bar{\sigma}_0 \leq \bar{\sigma}_{pc}$ og $\Delta\bar{\sigma} < \bar{\sigma}_{pc} - \bar{\sigma}_0$, er (eller bliver) leret forkonsolideret. Det vil være i aflastning eller genbelastning afhængigt af, om $\Delta\bar{\sigma}$ er positiv eller negativ.

Det understreges, at den ovenfor beskrevne sammenhæng mellem spændings- og volumenændringer (i endimensional tilstand) gælder uaf- hængigt af, om de betragtede værdier af $\Delta\bar{\sigma}$ svarer til helt eller delvis drænet tilstand, jfr. Fig. 4 A (i udrænet tilstand er som nævnt $\Delta\bar{\sigma} = 0$). For en given belastningsændring $\Delta\sigma$ får man imidlertid de stør- ste volumenændringer, når den størst mulige del er overført til korn- skelettet, d.v.s. i drænet tilstand. Sætningsberegninger gennemføres derfor normalt under denne forudsætning, hvor bestemmelsen af Δu , og

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|--------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Jords sammentrykkelighed | nr. |
| | 7 | Sætninger | 78 | 4 | 10 |

hermed $\Delta\bar{\sigma}$, i øvrigt også er den simpleste. Som nærmere omtalt i afsn. 8 har sætningsforløbet som funktion af tiden i de delvis dræ-
nede mellemtilstande dog hyppigt også interesse i praksis.

7.2 Normalt konsolideret ler.

Hvis leret er (og ved belastningstilvæksten forbliver) normalt konsolideret, skal stamkurven som nævnt benyttes til sætningsberegningen. Den kan for de fleste lerarter med rimeligt god tilnærmelse beskrives ved en lineær sammenhæng mellem $\log e$ og $\log \bar{\sigma}$ (titalslogaritmer), idet e naturligtvis aftager, når $\bar{\sigma}$ vokser. Hvis $\bar{\sigma}$ ikke vokser meget over $\bar{\sigma}_0$, bliver ændringen i e relativt lille. Man kan i så fald med (næsten) lige så god tilnærmelse antage e selv (i stedet for $\log e$) lineært afhængig af $\log \bar{\sigma}$. Under denne antagelse kan det såkaldte konsolideringsindeks C defineres:

$$C = - \frac{de}{d(\log \bar{\sigma})} \quad (0701)$$

C vil med rimeligt god tilnærmelse være konstant for en given normalt konsolideret ler (stort set uafhængig af $\bar{\sigma}_0$, som jo varierer med dybden igennem lerlaget).

Alternativt kan man, hvilket giver noget simplere sætningsberegninger, definere

$$\epsilon = - \frac{du_z}{dz} \quad (0702)$$

jfr. Fig. 7 A, d.v.s. lerets relative sammentrykning målt ud fra det poretal e_0 , der findes in situ, jfr. (0205), hvor venstresiden netop er den således definerede ϵ . Hvis ϵ antages lineært afhængig af $\log \bar{\sigma}$, fås i stedet følgende definition af konsolideringsindeks (også kaldt dekadehældningen):

$$Q = \frac{d\epsilon}{d(\log \bar{\sigma})} \quad (0703)$$

For danske normalt konsoliderede lerarter er fundet Q -værdier mellem 0,05 og 0,5, afhængigt af w . Som et første skøn kan man med tilnærmelse sætte (w udtrykt som rent tal, ikke procenttal):

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 7 | Jords sammentrykkelighed Sætninger | 78 | 5 | 10 |

$$Q \approx 0,6 \frac{w - 0,25}{w + 0,40} \quad (0704)$$

De to antagelser er åbenbart ækvivalente for et givet jordelement (en given jordprøve), idet man åbenbart ifølge (0205) har:

$$d\varepsilon = - \frac{de}{1 + e_0} \quad (0705)$$

således at:

$$C = Q (1 + e_0) \quad (0706)$$

og e_0 er en konstant, når der betragtes et enkelt lerelement. For et tykt lerlag, hvor $\bar{\sigma}_0$ vokser, og e_0 derfor aftager, med voksende dybde, gør det derimod en lille - i praksis dog ofte forsvindende - forskel, om man antager samme værdi af C eller samme værdi af Q i hele lerlagets tykkelse. I det følgende benyttes fortrinsvis Q , og det er derfor den sidstnævnte antagelse, der gøres (medmindre andet udtrykkeligt er angivet).

7.3 Forkonsolideret ler.

I det generelle tilfælde kan fås ganske komplicerede udtryk ved en matematisk formulering af formerne af aflastnings- og genbelastningskurverne for en jord. Ved fede lerarter er således i nogle tilfælde anvendt potenssammenhænge mellem $\log e$, e eller ε på den ene side og $\log \bar{\sigma}$ på den anden side. Den bedste løsning er i så fald hyppigt at måle ε direkte på en arbejdskurve (i endimensional tilstand også kaldt en konsolideringskurve, jfr. afsn. 22), der er opnået ved et omhyggeligt udført forsøg på en intakt prøve af den pågældende jord. Dette gælder specielt også, hvis det betragtede jordelement under den givne spændingstilvækst $\Delta \bar{\sigma}$ passerer fra en genbelastningskurve over på stamkurven.

For tilstrækkeligt små værdier af $\Delta \bar{\sigma}$, og i øvrigt hvis kravet til beregningsnøjagtigheden tillader det - (hvilket hyppigt vil være tilfældet i praksis), kan man ofte, i hvert fald så længe lerelementet befinder sig på en aflastnings- eller genbelastningskurve, antage ε (eller e) lineært afhængig af $\bar{\sigma}$. Man kan da definere konsolideringsmodulen:

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---------------------------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 7 | | | Jords sammentrykkelighed Sætninger | 78 |

$$K = \frac{d\bar{\sigma}}{d\varepsilon} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (0707)$$

og antage denne konstant, d.v.s. uafhængig af $\Delta\bar{\sigma}$. Dette udelukker ikke, at man for at opnå bedre nøjagtighed eventuelt søger at bestemme K som funktion af f.eks. $\bar{\sigma}_{pe}$ og $\bar{\sigma}_a$.

For forkonsolideret ler antager man således hyppigt:

$$K \approx A + B \bar{\sigma}_a \quad (B \text{ dimensionsløs}) \quad (0708)$$

hvor A egentlig er en funktion af $\bar{\sigma}_{pe}$; men denne størrelse er med god tilnærmelse konstant for et givet lerlag (faste værdier af K , gældende for et helt lerlag, anvendes dog også).

(0707) kan med tilnærmelse også anvendes for normalt konsolideret ler, jfr. (0703), idet det bemærkes, at:

$$d(\log \bar{\sigma}) = \frac{1}{2,3} d(\ln \bar{\sigma}) = \frac{1}{2,3} \frac{d\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}} \quad (0709)$$

Når der i enhver dybde indsættes begyndelsesværdien $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_0$, ses det, at

$$Q = \frac{d\varepsilon}{d(\log \bar{\sigma})} = 2,3 \bar{\sigma} \frac{d\varepsilon}{d\bar{\sigma}} = 2,3 \frac{\bar{\sigma}_0}{K} \quad (0710)$$

Antagelsen Q konstant svarer derfor til antagelsen

$$K = 2,3 \frac{\bar{\sigma}_0}{Q} \quad (0711)$$

jfr. (0708), i hvert fald for så små værdier af $\Delta\bar{\sigma}$ at man inden for den krævede beregningsnøjagtighed kan sætte

$$\ln \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_0} \approx \frac{\Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_0} \quad (0712)$$

Anvendt på denne måde betegnes K også som tangentmodulen for det pågældende spændingsniveau.

Svarende til bl.a. (0505) og (0704) er til brug for overslagsmæssige beregninger fundet følgende sammenhæng mellem K , vandindholdet w og den såkaldte vingestyrke c_v (kN/m^2), gældende for intakte, uorganiske lerarter:

$$K \approx \frac{40}{w} c_v \quad (0713)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 7 | Jords sammentrykkelighed Sætninger | 78 | 7 | 10 |

c_v er ligesom $\bar{\varphi}_{tr}$ en parameter, der karakteriserer jordens styrke: Den udrænedede forskydningsstyrke af vandmættet ler målt ved hjælp af vingeforsøg, jfr. afsn. 12 og 20. Denne størrelse kan relativt let bestemmes i praksis for en given jordart, og desuden findes der et ganske stort erfaringsmateriale vedrørende c_v -værdier for danske lerarter.

7.4 Sammentrykkelighed af sand. Krybninger.

Sands sammentrykkelighed spiller som nævnt ofte kun en relativt lille rolle i forhold til de lerlag, der findes i jordprofilet. Ved sætningsberegninger ses der derfor ofte bort fra den.

Det skal dog nævnes, at man ved nogle beregninger synes at kunne anvende en potenssammenhæng mellem ϵ og $\bar{\sigma}$, samt at forskellen mellem nybelastning (stamkurven) og af- og genbelastning ofte ikke er nær så stor som ved ler. I nogle tilfælde benyttes som tilnærmelse en lineær spændings-tøjnings sammenhæng svarende til (0707). Der findes her K -værdier, som normalt er større end 30000 kN/m^2 for intakte sandaflejringer samt for komprimeret sandfyld. For indpumpet sandfyld kan den nedre grænse blive ca. 15000 kN/m^2 , og for komprimeret, velgraderet grusfyld kan den stige til 50000 kN/m^2 .

Udover de ovenfor beskrevne sammentrykninger af kornskelettet, som hidrører fra belastningsændringer, og som kan regnes opnået, når den på Fig. 4 A beskrevne (konsoliderings-) proces er tilendebragt (altså næsten momentane i sand og grus), sker der principielt i alle jordarter en krybning i kornskelettet under konstante effektive spændinger $\bar{\sigma}$. Selv i vandmættet ler foregår denne krybning normalt så langsomt, at den tilsvarende vandudpresning ikke giver anledning til nogen væsentlig ændring af poretrykkene.

For normalt konsolideret jord, og også for jord et stykke ude ad en genbelastningsgren, jfr. Fig. 7 B, kan krybningen i mange tilfælde med god tilnærmelse beskrives ved formlen:

$$\frac{d\epsilon}{d(\log t)} = \epsilon_s \quad (\text{konstant}) \quad (0714)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|--------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Jords sammentrykkelighed | nr. |
| | 7 | Sætninger | 78 | 8 | 10 |

hvor ϵ_s , dekadehældningen, er stort set uafhængig af $\bar{\sigma}$ men for samme jord forskellig for normalt konsolideret og forbelastet tilstand.

Denne effekt har især betydning for meget bløde jordarter som f.eks. ler og dynd, hvor f.eks. $\epsilon_s \approx 0,02$ ved $w = 1-2$. For normalt konsolideret ler, der i meget lang tid (f.eks. siden aflejringen i senglaciertiden) har været udsat for krybninger under konstante spændinger, kan den ved krybningen opnåede volumenformindskelse ved en påfølgende viderebelastning virke, som om den var opnået ved en forbelastning-aflastningsløjfe, jfr. Fig. 7 C. En del af spændings-tilvæksten $\Delta\bar{\sigma}$, evt. den hele, giver i så fald sammentrykninger svarende til en genbelastningskurve i stedet for stamkurven.

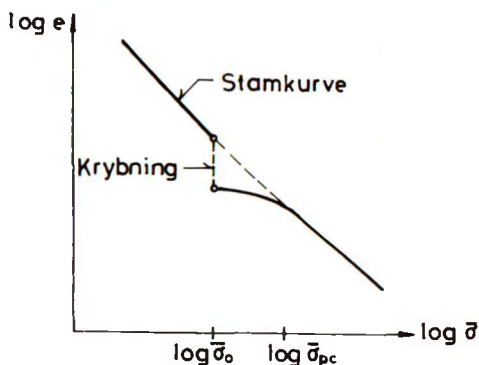


Fig. 7C: Tilsyneladende forkonsolidering $\bar{\sigma}_{pc}$ hidrørende fra krybning ved $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_0$

I sand og grus, især under GVS, kan fås en tidsafhængig sætning, svarende til krybning, forårsaget af gentagne belastninger og aflastninger. Dette sætningsbidrag kan udtrykkes på en form svarende til (0714), idet ϵ nu blot vokser proportionalt med logaritmen til antallet af belastningspåførsler. Proportionalitetsfaktoren afhænger stærkt af den variable belastnings størrelse i forhold til såvel den permanente belastning som til den belastning, der svarer til brudtilstand i jorden (ved fundamenter; i endimensional tilstand kan ikke opnås brudtilstand).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|------|--------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Jords sammentrykkelighed | nr. |
| | 7 | Sætninger | 78 | 9 | 10 |

Denne effekt, som har vist sig at have en ikke uvæsentlig betydning i visse problemer i praksis, kan - i modsætning til de tidligere omtalte - ikke fuldt ud beskrives alene under forudsætning af endimensional tilstand.

7.5 Sætninger i endimensional tilstand.

I det følgende betragtes kun de i afsn. 7.1-7.3 omtalte bidrag til jordelementernes sammentrykning, og det antages, at sammenhænge (0703) og/eller (0707) kan anvendes (eventuelt en forskellig for hver sit jordlag). Der betragtes endvidere kun helt drænet samt helt udrænet tilstand, således at spændingsændringerne svarende til den givne belastningsændring kan beregnes af (0405-06).

Det bemærkes nu, at for de jordlag, der på det betragtede tidspunkt efter belastningsændringen er i udrænet tilstand, er $\Delta\bar{\sigma} = 0$ og derfor $\epsilon = 0$.

For (eventuelle) jordlag, som er i drænet tilstand, kan ϵ findes som funktion af z , idet der foruden (0405) anvendes:

(0703) for normalt konsolideret ler:

$$\begin{aligned}\epsilon &= Q \log \frac{\bar{\sigma}_{ny}}{\bar{\sigma}_{opr}} \\ &= Q \log \left(1 + \frac{\Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{opr}} \right)\end{aligned}\tag{0715}$$

(0707) for forkonsolideret ler og eventuelt også sand:

$$\epsilon = \frac{\Delta\bar{\sigma}}{K}\tag{0716}$$

Det antages nu, at der findes en dybde, $z = d$, hvor man med tilstrækkelig nøjagtighed kan antage $u_z = 0$, jfr. Fig. 7 A. Det pågældende niveau vil normalt være en laggrænse til underliggende lag, der er så stive, at der kan ses bort fra deres bidrag til flytningsfeltet u_z . Ved anvendelse af (0702) kan man nu for enhver værdi af z finde:

$$u_z = \int_z^d \epsilon_z dz\tag{0717}$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 7 | Jords sammentrykkelighed Sætninger | 78 | 10 | 10 |

og specielt for JOF (hyppigt den eneste beregning af interesse i praksis):

$$\delta = \int_0^d \epsilon_z dz \quad (0718)$$

I praksis udføres integrationen ofte numerisk, således at man f.eks. inddeler de sætningsgivende jordlag i et antal intervaller, nummereret fra 1 til n, idet interval nr. i, beliggende mellem $z = z_{i-1}$ og $z = z_i$, hvor tykkelsen $h_i = z_i - z_{i-1}$ ($z_0 = 0$ og $z_n = d$). Som delepunkter mellem intervallerne vælges naturligvis især laggrænser (hvor jordens sammentrykkelighed ændres diskontinuert) samt i øvrigt niveauer, f.eks. et KVS, hvor enten $\bar{\sigma}_{opr}$ eller $\Delta\bar{\sigma}$ ændres diskontinuert. Herudover kan vælges et antal mellempunkter, normalt så få som muligt, af hensyn til beregningsnøjagtigheden.

Formlerne (0405) samt (0715-16) benyttes til denne beregning kun i intervalmidtpunkterne, og de således fundne værdier af ϵ anses for gældende for de pågældende intervaller. Integralerne (0717) erstattes herefter med summer. Specielt fås i stedet for (0718):

$$\delta = \sum_{i=1}^n \epsilon_i h_i \quad (0719)$$

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 7.1 | EMNE Sætninger af lerlag | UDG, 78 | SIDE | |
|--------------------------|--------------------|---------------------------------|----------------|----------|---------|
| | | | | nr. 1 | af 2 |

Lerlaget i Eks. 4.1 antages at være normalt konsolideret og at have en værdi af dekadehældningen q , der kan skønnes ud fra vandindholdet w ved hjælp af formlen (0704). Der søges sætningen af lerlaget, idet begge de i Eks. 4.1 angivne belastningsændringer antages påført samtidig.

Idet vandindholdet w er angivet til 0,55, kan man ifølge (0704) skønne

$$q \approx 0,6 \frac{0,30}{0,95} = 0,189$$

Med rimelig tilnærmelse beregnes ϵ ifølge (0715) midt i lerlaget, $z = 5$ m, hvor man har:

$$\bar{\sigma}_{opr} = \frac{36,86 + 64,42}{2} = 50,64 \text{ kN/m}^2$$

I samme niveau er

$$\Delta \bar{\sigma} = 5,00 + 8,35 = 13,35 \quad "$$

og altså

$$\bar{\sigma}_{ny} = 50,64 + 13,35 = 63,99 \quad "$$

Idet lerlagets tykkelse er $d = 4$ m, finder man:

$$\begin{aligned} \delta &= \epsilon d \\ &= q d \log \frac{\bar{\sigma}_{ny}}{\bar{\sigma}_{opr}} \\ &= 0,189 \cdot 4 \cdot \log \frac{63,99}{50,64} \\ &= 0,189 \cdot 4 \cdot 0,102 = 0,077 \text{ m} = 7,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

Det bemærkes, at en større beregningsnøjagtighed, f. eks. opnået ved opdeling af lagtykkelsen i flere intervaller, næppe er berettiget.

Af (0711) ses, at tangentmodulen K midt i lerlaget er:

$$K = 2,3 \frac{50,64}{0,189} = 615 \text{ kN/m}^2$$

| | | | | | |
|--------------------------|------------|-----------------------------|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING 1 | EKS. | EMNE Sætninger af lerlag | UDG. | SIDE | |
| | nr. 7.1 | | 78 | nr. 2 | af 2 |

Hvis denne størrelse benyttes til sætningsberegningen, fås:

$$\begin{aligned}
 \delta &= d \varepsilon \\
 &= d \frac{\Delta \bar{\sigma}}{K} \\
 &= 4 \frac{13,35}{615} = 0,087 \text{ m} = 8,7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

altså lidt (godt 10 %) større end ovenfor, svarende til at der ikke ved denne beregning tages hensyn til, at K vokser, når $\bar{\sigma}$ forøges fra $\bar{\sigma}_{opr}$ til $\bar{\sigma}_{ny}$. Ved $\bar{\sigma}_0 = \bar{\sigma}_{ny}$ er således:

$$K = 2,3 \frac{63,99}{0,189} = 776 \text{ kN/m}^2$$

Middelværdien, $K = 696 \text{ kN/m}^2$, giver samme resultat som beregningen ved hjælp af Q .

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 8 | Konsolidering | 78 | 1 | 13 |

8.1 Forudsætninger. Oversigt.

Konsolideringsteorien undersøger nærmere den i afsn. 4.1, jfr. Fig. 4 A, beskrevne proces, hvorunder et vandmættet lerlag efter en belastningsændring ved sammentrykning af de enkelte lerelementer og udpresning af det overskydende porevand fra hele laget passerer fra en oprindelig udrænet tilstand gennem de delvis drænedes mellemtilstande til en helt drænet slutttilstand. For fuldstændighedens skyld bemærkes det, at der i denne sammenhæng ikke så meget betragtes de i formlerne (0405-06) angivne størrelser $\Delta\sigma$, Δu og $\Delta\bar{\sigma}$: Udtrykkene udrænet, delvis drænet og helt drænet tilstand refererer alle til forholdene efter belastningsændringen. Der betragtes derfor variationen med tiden af selve spændingsstørrelserne σ , u og $\bar{\sigma}$ (alle så at sige med indeks "ny").

I øvrigt benyttes de i afsn. 4 angivne forudsætninger, altså:

1. Fordelingen af σ_{opr} , u_{opr} og $\bar{\sigma}_{opr}$ kendes. Den svarer til en drænet tilstand, men ikke nødvendigvis til hydrostatisk fordeling af porevandtrykket. Der kan godt foregå lodret parallelstrømning (afsn. 6) såvel i denne tilstand som i den drænedes slutttilstand, der opnås, når konsolideringsprocessen er tilendebragt.
2. Den givne belastningsændring, der i den drænedes slutttilstand medfører de ændrede spændinger σ_{ny} , u_{ny} og $\bar{\sigma}_{ny}$ påføres momentant, således at man i lerlaget til tiden $t = 0+$ har helt udrænet tilstand, hvilket ifølge (0406) svarer til følgende spændingsfordeling:

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_{ny} \\ u &= u_{opr} + \sigma_{ny} - \sigma_{opr} \\ \bar{\sigma} &= \bar{\sigma}_{opr}\end{aligned}\quad (0801)$$

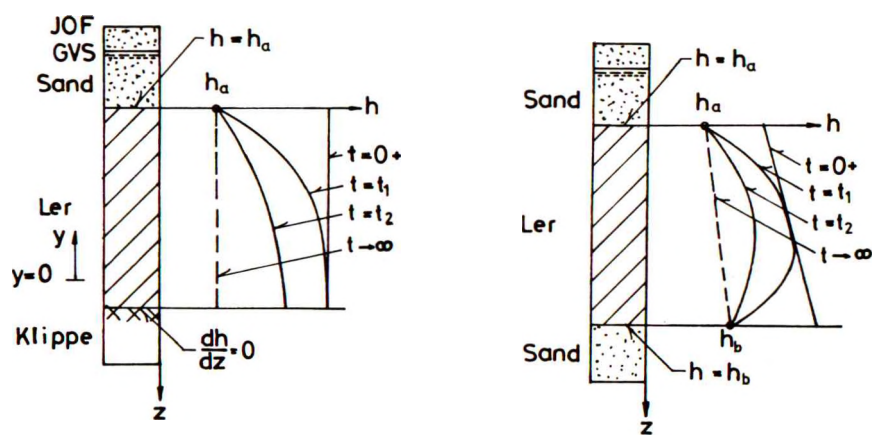
3. Under hele konsolideringsprocessen antages som nævnt den totale spænding σ holdt konstant ($= \sigma_{ny}$). Spændingerne u og $\bar{\sigma}$ varierer nu som funktioner af tiden, indtil de til slut (i princippet asymptotisk, idet $t \rightarrow \infty$) indstiller sig på værdierne

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolidering | nr. |
| | 8 | | 78 | 2 | 13 |

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{ny} \\ u &= u_{ny} \\ \bar{\sigma} &= \bar{\sigma}_{ny} \end{aligned} \quad (0802)$$

Det bemærkes, at i løbet af konsolideringsprocessen vil $\bar{\sigma}$ ganske vist ændres med den i (0405) angivne størrelse $\Delta\bar{\sigma}$; men u vil ikke ændres med den i samme sæt ligninger angivne størrelse Δu . Ved sammenligning mellem (0801) og (0802) ses, at ændringen i u under konsolideringsprocessen er $\Delta u - \Delta\sigma = -\Delta\bar{\sigma}$.

Sagt på en anden måde: Den i (0405) angivne Δu er opdelt i to bidrag: Det ene, $\Delta\sigma$, kommer momentant ved belastningsændringen, og findes altså i den udrænedede tilstand, før konsolideringsprocessen begynder. Resten, $-\Delta\bar{\sigma}$, kommer derimod først i løbet af konsolideringsprocessen.



a. Nedre grænse til impermeabelt lag (ensidig dræning)
 b. To grænser med kendt h (dobbeltsidig dræning)

Fig. 8 A: Konsolideringsproces beskrevet ved h -fordeling som funktion af t .

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 8 | Konsolidering | 78 | 3 | 13 |

Problemet behandles simplest ved at indføre et passende udgangs-niveau, $y = 0$, og beskrive udviklingen ved hjælp af trykniveauet h , jfr. Fig. 6 C. Konsolideringsprocessen for lerlaget kan herved beskrives som følger, jfr. Fig. 8 A.

1. I den udrænedede begyndelsestilstand har man en trykniveaufordeling $h(z)$, mrk. $t = 0+$ på Fig. 8 A, som er givet ud fra den kendte fordeling af u (0801), jfr. (0602).
2. I den drænedede sluttetilstand, samt i enhver delvis drænet mellemtilstand, gælder en grænsebetingelse for h ved hver af de to laggrænser for lerlaget. Der betragtes følgende to typer:
 - a. h givet (konstant). Denne betingelse vil gælde ved mindst en af laggrænserne (ellers vil der ikke kunne presses vand ud af lerlaget). Den hidrører fra en kendt u -værdi, d.v.s. et frit vandspejl eller et på anden måde kendt og konstant porevandtryk i et væsentligt mere permeabelt lag (øvre laggrænse på Fig. 8 Aa og begge laggrænser på Fig. 8 Ab), jfr. også Fig. 6 D.
 - b. Impermeabel grænse: $v = 0$, d.v.s. $\partial h / \partial z = 0$, jfr. (0603-04). Denne betingelse vil findes ved en (øvre eller nedre) laggrænse til et væsentligt mindre permeabelt jordlag (nederste laggrænse på Fig. 8 Aa), samt i øvrigt også ved en (øvre) laggrænse, hvor $-\gamma_w h_c < u < 0$, jfr. afsn. 3.2.

De to grænsebetingelser bestemmer fordelingen af h , og dermed u , i den drænedede sluttetilstand (de punkterede linier på Fig. 8 A mrk. $t \rightarrow +\infty$, jfr. også Fig. 6 D). Hvis den ene laggrænse er impermeabel, Fig. 8 Aa, bliver den tilsvarende h -fordeling åbenbart rektangulær (h konstant i hele lerlagets tykkelse), d.v.s., at u -fordelingen er hydrostatisk.
3. I de mellemliggende, delvis drænedede tilstande fås h -fordelinger (to eksempler er mærket henholdsvis $t = t_1$ og $t = t_2$ på Fig. 8 A), som til ethvert tidspunkt opfylder de givne grænsebetingelser, jfr. ovenfor, og hvis udvikling er styret af en differentiaalligning, der kan udledes ved for ethvert lerelement at sætte den pr. tidsenhed bortstrømmende vandmæng-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 8 | Konsolidering | 78 | 4 | 13 |

de, som kan findes af (0603-04), i relation til kornskelettets sammenpresning, jfr. (0205) og (0705), og den heraf foranledigede ændring af $\bar{\sigma}$, jfr. (0707), u jfr. (0403), og hermed h jfr. (0602).

Ved løsning af den således fundne differentiaalligning kan man til ethvert tidspunkt finde h og hermed u og $\bar{\sigma}$ som funktioner af z . Ved anvendelse af f.eks. (0716-17) kan heraf bestemmes det til det betragtede tidspunkt opnåede flytningsfelt. Specielt kan man ved hjælp af (0718) bestemme den til dette tidspunkt opnåede sætning $\delta(t)$.

I praksis har man nogle gange brug for at kende $u(z)$ og i visse tilfælde også $u_z(z)$, i hvert fald for nogle værdier af z og til nogle tidspunkter t (eksempelvis ved bearbejdelse af kontrolmålinger af porevandtryk og/eller flytninger); men hyppigst er det kun den resulterende sætning δ som funktion af t , der har interesse.

8.2 Konsolideringsdifferentialligningen.

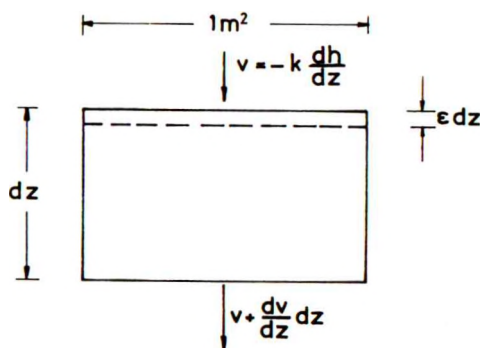


Fig. 8 B: Sammentrykning af jordelement p.g.a. nettoudpresning af porevand.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolidering | nr. |
| | 8 | | 78 | 5 | 13 |

På Fig. 8 B betragtes et jordelement af højden dz til et vilkårligt tidspunkt t , idet h antages kendt som funktion af z . Ved beregning ud fra filterhastigheden v af den vandmængde, der pr. tidsenhed forlader jordelementet, findes dets volumenændring pr. tidsenhed, positiv som sammentrykning, jfr. (0603-04):

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (0803)$$

hvor k er permeabilitetskoefficienten, og det foreløbig antages (generelt), at denne størrelse kan være en vilkårlig (men kendt) funktion af z og/eller af $\bar{\sigma}$, d.v.s. h .

Idet konsoliderings- (tangent-) modulen K anvendes som defineret i (0707) ses, at denne volumenændring vil medføre en ændring i $\bar{\sigma}$:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{K} \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t} \quad (0804)$$

Nu er ifølge forudsætningerne $d\bar{\sigma} + du = d\sigma = 0$, således at:

$$d\bar{\sigma} = -du \quad (0805)$$

Desuden er ifølge (0610):

$$du = \gamma_w (dh - dy) = \gamma_w dh \quad (0806)$$

idet der med tilnærmelse antages $dy (= -du_z) = 0$, d.v.s., der ses bort fra flytningernes indflydelse på problemets geometri. (0804-06) giver:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = - \frac{\gamma_w}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (0807)$$

Ved indsættelse i (0803) fås heraf endelig konsolideringsdifferentialligningen, som styrer ændringerne i h -fordelingen med tiden:

$$\frac{\gamma_w}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (0808)$$

Følgende bemærkes:

1. Den udledte ligning gælder principielt for helt generelle an-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|-----------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Konsolidering | UDG. | SIDE | |
| | nr. 8 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 6 | 13 |

tagelser om k og K . Disse kan således være funktioner af såvel z som $\bar{\sigma}$ (og hermed h). I det generelle tilfælde må ligningen løses numerisk, idet man regner sig frem i tids-trin af typen $h(z, t) \rightarrow h(z, t + \Delta t)$. h -fordelingen til et givet tidspunkt t ($0 \leq t < \infty$) kaldes en isochron. Som nævnt er eksempler herpå vist på Fig. 8 A.

2. Isochronen svarende til $t = 0+$ er som nævnt den initiale h -fordeling i udrænet tilstand. Den er den eneste, som kan siges ikke at opfylde de givne grænsebetingelser for h . Isochronerne nærmer sig asymptotisk, for $t \rightarrow \infty$, til den h -fordeling, der svarer til den drænedes sluttetilstand. Den kan findes af (0808), idet det bemærkes, at h nu ikke mere ændrer sig, d.v.s., $dh/dt = 0$ for enhver værdi af z . Heraf følger imidlertid, at $k dh/dz = -v = \text{konstant}$, hvilket åbenbart er kontinuitetsbetingelsen, jfr. (0606).

En beregning ved hjælp af (0808), der starter med den korrekte spændingsfordeling i begyndelsestilstanden, (0801), og som anvender de korrekte grænsebetingelser for h , vil altså ende med den korrekte sluttetilstand (0802). Denne behøver derfor strengt taget ikke at blive beregnet på forhånd.

I praksis fås imidlertid forenklede beregninger og løsninger, hvis man som angivet nedenfor normaliserer problemet, bl.a. ved i stedet for på selve h -værdierne at regne på differensen mellem disse h -værdier og de tilsvarende værdier i sluttetilstanden. Denne differens vil åbenbart også til ethvert tidspunkt skulle opfylde differentialligningen (0808).

8.3 Lineær tilnærmelse. Løsninger.

Til brug i praksis antages det ofte, som en mere eller mindre nøjagtig tilnærmelse, at både k og K er konstanter, d.v.s. uafhængige ikke blot af $\bar{\sigma}$, jfr. (0711-12), men også af z . Disse konstanter sættes i reglen lig med de aktuelle værdier midt i lerlaget og, f.eks. for normalt konsolideret ler, svarende til middelværdien af $\bar{\sigma}$ i dette niveau i henholdsvis drænet og udrænet tilstand. Under denne antagelse kan (0808) gøres dimensionsløs på følgende måde:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolidering | nr. |
| | 8 | | 78 | 7 | 13 |

Der indføres den såkaldte drænvej d_c , som for et ensidigt drænet lerlag, Fig. 8 Aa, er lig med lagtykkelsen. For et dobbeltsidigt drænet lerlag, Fig. 8 Ab, er d_c lig med den halve lagtykkelse. Herefter kan defineres den dimensionsløse dybde:

$$z_1 = \frac{z}{d_c} \quad (0809)$$

Endvidere indføres den dimensionsløse tidsstørrelse:

$$T = \frac{kK}{\gamma_w d_c^2} t \quad (0810)$$

den såkaldte tidsfaktor.

I det ensidigt drænedede tilfælde er h -fordelingen som nævnt altid rektangulær både i helt udrænet og helt drænet tilstand, fordi både u_{opr} og u_{ny} , jfr. (0801-02) altid er hydrostatisk fordelt (der kan ikke foregå lodret parallelstrømning i lerlaget, når den ene laggrænse er impermeabel). Vælges udgangsniveauet $y = 0$ derfor svarende til GVS efter belastningsændringen, fås, at isochronerne ligger mellem en konstant værdi $h = h_0$ til $t = 0+$ og $h = 0$, som opnås ved $t \rightarrow \infty$. h kan derfor også gøres dimensionsløs ved indførelse af:

$$h_1 = \frac{h}{h_0} \quad (0811)$$

I relation til (0801-02) bemærkes det, at man åbenbart har

$$h_0 = \frac{\Delta \bar{\sigma}}{\gamma_w} \quad (0812)$$

h_1 som funktion af z_1 ligger for alle værdier af T inden for et enhedskvadrat, Fig. 8 C, idet vi åbenbart uden tab af generalitet kan antage, at det er den øvre laggrænse, som har grænsebetingelsen $h_1 = 0$, og at dette niveau svarer til $z_1 = 0$.

Ved indsættelse af (0809-11) bliver (0808):

$$\frac{\partial h_1}{\partial T} = \frac{\partial^2 h_1}{\partial z_1^2} \quad (0813)$$

Løsningen til denne differentiaalligning med de på Fig.8 C viste grænsebetingelser kan under de gjorte antagelser åbenbart anvendes på alle konsolideringsproblemer med ensidig dræning, d.v.s. for alle parametersæt d_s, k, K, h_0 .

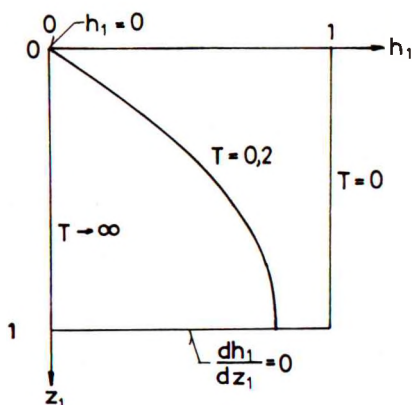


Fig.8 C: Dimensionsløs repræsentation af isochroner ved ensidig dræning.

Det kan vises, at den søgte løsning (bl.a.) kan skrives som en rækkeudvikling:

$$h_1 = \sum_{n=1,3,5\dots} \frac{4}{\pi n} \sin \frac{n\pi z_1}{2} e^{-n^2 \pi^2 T/4} \quad (0814)$$

Det ses, at:

1. Hvert led i rækkeudviklingen opfylder såvel differentiaalligningen (0814) som de på Fig.8 C angivne grænsebetingelser.
2. For $T = 0$ fås Fourier-udviklingen svarende til den oprindelige konstante værdi $h_1 = 1$ for $0 < z_1 \leq 1$.
3. For $T > 0$ aftager leddene meget kraftigt med voksende n .
For $T \approx 0,1$ er 2.led således maksimalt ca.5 % af 1.led.
For $T > 0,1$ behøver man derfor for alle praktiske formål kun

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolidering | nr. |
| | 8 | | 78 | 9 | 13 |

at medtage 1. led i rækkeudviklingen, og h_1 er en ren sinusfunktion:

$$h_1 \approx \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z_1}{2} e^{-\pi^2 T/4} \quad (\text{for } T > 0,1) \quad (0815)$$

Rækkeudviklingen (0814) er ikke særligt velegnet for helt små værdier af T , hvilket kan blive aktuelt, hvis der f.eks. er tale om meget tykke lerlag (d_c stor). Der findes imidlertid andre formuleringer af løsningen, som er specielt egnede for $T \rightarrow 0$.

8.4 Konsolideringsgraden.

I praksis er man som nævnt ofte især interesseret i sætningen δ af lerlagets overside som funktion af t . Denne størrelse er til ethvert tidspunkt lig med:

$$\delta(t) = \int_0^{d_c} \frac{\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_0}{K} dz = \frac{\gamma_w}{K} \int_0^{d_c} (h_0 - h) dz \quad (0816)$$

jfr. (0716) og (0718). Den endelige konsolideringssætning δ_c ($t \rightarrow \infty$) findes under de ovenfor gjorte forudsætninger ved i (0816) at indsatte $h = 0$. Ifølge (0812) herved som ventet

$$\delta_c = \frac{\gamma_w}{K} d_c h_0 = \frac{\Delta \bar{\sigma} d_c}{K} \quad (0817)$$

For også at udtrykke relationerne (0816-17) dimensionsløst defineres konsolideringsgraden U , som er en funktion alene af T :

$$U(T) = \frac{\delta(t)}{\delta_c} = \int_0^1 (1 - h_1) dz_1 \quad (0818)$$

Denne størrelse ses for enhver værdi af T at være lig med arealet mellem isochronen på Fig. 8 C for den pågældende værdi af T og linierne $z_1 = 0$, $z_1 = 1$ samt $h_1 = 1$. U vokser åbenbart fra 0 ved $T = 0$ til 1 for $T \rightarrow \infty$.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 8 | Konsolidering | 78 | 10 | 13 |

Ifølge (0815) finder man for $T > \text{ca. } 0,1$:

$$U(T) = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\pi^2 T/4} \quad (T \gtrsim 0,1) \quad (0819)$$

med en afvigelse på højst nogle få pct. For $T < 0,1$ giver (0819) en mindre god nøjagtighed. Ved en særlig analyse af forholdene omkring $T = 0$ kan det imidlertid vides, at U starter som:

$$U(T) = \sqrt{\frac{4}{\pi} T} \quad (0820)$$

Denne formel viser sig at kunne anvendes med god nøjagtighed helt op til $T = 0,4$ ($U \approx 0,7$). Anvendelsesområderne for (0819) og (0820) overlapper således, at hele intervallet $0 \leq T < \infty$ er dækket.

Det kan være nyttigt at erindre sig, at $U = 0,5$ (hålvdel af den endelige konsolideringssætning er nået) efter begge formler svarer til $T \approx 0,2$, samt at konsolideringsprocessen i praksis regnes afsluttet for $T \approx 1$ ($U \approx 0,93$). Her er krybningshastigheden, jfr. (0714), ofte af samme størrelsesorden som sætningshastigheden hidrørende fra konsolideringsprocessen. Ifølge (0810) svarer dette til, at man sætter konsolideringstiden t_c , d.v.s. den tid inden for hvilken konsolideringsprocessen for alle praktiske formål kan regnes tilendebragt til:

$$t_c = \frac{\gamma_w d_c^2}{kK} \quad \frac{t_c}{d_c^2} = \frac{\gamma_w}{kK} = C_K / s \quad (0821)$$

De processer, der giver tidsafhængige sætninger henholdsvis for $0 < t < t_c$ (sammentrykning af kornskelettet styret af vandudpresningen) og for $t_c < t$ (krybning) betegnes ofte som henholdsvis primær og sekundær konsolidering. Den sidstnævnte betegnelse er egentlig vildledende (bortset fra at begge typer tidsforløb af sætningerne måles i et såkaldt konsolideringsapparat, jfr. afsn. 22).

Hvis et lerlag har dobbeltsidig dræning (d_c = den halve lagtykkelse) vil h såvel i begyndelses- som i slutttilstanden kunne være en, i reglen lineært varierende) funktion af z , jfr. Fig. 8 Ab. Differensen mellem de to h -funktioner vil derfor kunne være trapezformet som skitseret på Fig. 8 D.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolidering | nr. |
| | 8 | | 78 | 11 | 13 |

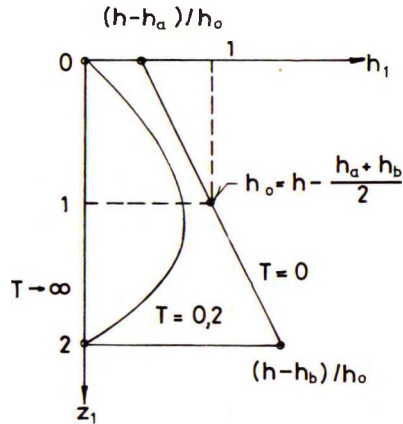


Fig. 8 D: Dimensionsløs repræsentation af isochroner ved dobbeltsidig dræning.

Med de på figuren viste valg af h_0 og begyndelsepunkt for z_1 ($0 \leq z_1 \leq 2$) fås for løsningen til (0813) med de nu gældende grænsebetingelser samme rækkeudvikling som (0814), idet der dog også findes (sinus-) led svarende til lige værdier af n . Disse led giver imidlertid ikke noget bidrag til δ , idet integralet af ethvert sådant led over hele intervallet for z_1 er nul.

Øvre grænse for integralerne i (0816) og (0818) er i dette tilfælde henholdsvis $2d_c$ og 2, og i stedet for (0817) har man nu:

$$\delta_c = 2 \frac{\Delta \bar{\sigma}_c}{K} \quad (0822)$$

hvor $\Delta \bar{\sigma}$ nu måles midt i lerlaget. Selv med disse ændringer gælder (0819-21) også i dette tilfælde (uanset forholdet mellem værdierne $h-h_a$ og $h-h_b$).

Der er udviklet formler for mere generelle fordelinger af differensen mellem h -værdierne i henholdsvis udrænet og drænet tilstand, f.eks. en vilkårlig trapezformet fordeling ved ensidig dræning. Som forklaret ovenfor kan dette tilfælde ganske vist ikke forekomme, hvis der konsekvent antages endimensional tilstand: I så tilfælde vil al-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolidering | nr. |
| | 8 | | 78 | 12 | 13 |

le u -fordelinger ved ensidig dræning svare til hydrostatisk poretryksfordeling, og alle $\Delta\sigma$ -fordelinger vil - under et vist niveau - være konstante i dybden. Differenserne i h vil derfor altid være rektangulære, jfr. (0801-02).

Imidlertid antager man som forklaret i afsn. 9-10 ved mere generelle to- og tredimensionale sætningsproblemer ofte en modificeret enakset tilstand: $\Delta\sigma$ svarer til en to- eller tredimensional spændingsfordeling (og Δu svarer eventuelt til mere generelle strømnings-tilstande, jfr. Geoteknik 2, afsn. 1-2); men flytningsfeltet, Fig. 7 A, og strømningsstilstanden under konsolideringsprocessen antages alligevel at være rent lodrette. Herved kan, evt. som tilnærmelse, fås den nævnte trapezformede h -fordeling i enakset tilstand.

Under de gjorte forudsætninger gælder differentiaalligningen (0808) stadig, og hvis k og K stadig antages at være konstanter, er den lineær, hvorfor en vilkårlig trapezformet fordeling kan opnås ved superposition af den allerede betragtede rektangulære fordeling samt den på Fig. 8 E skitserede trekantformede fordeling. (0809-11) indføres på samme måde som tidligere (d_c er lagtykkelsen, og h_0 er (diferens-) værdien af h ved den nedre (impermeable) laggrænse. Løsningen til (0813) kan herefter vises at kunne skrives som:

$$h_1 = \sum_{n=1,3,5,\dots} (-1)^{(n-1)/2} \frac{8}{n^2\pi^2} \sin \frac{n\pi z_1}{2} e^{-n^2\pi^2 T/4} \quad (0823)$$

Svarende til (0815) finder man, at kun 1. led har væsentlig betydning for $T > \text{ca. } 0,1$. Det kan altså skrives

$$h_1 \approx \frac{8}{\pi^2} \sin \frac{n\pi z_1}{2} e^{-\pi^2 T/4} \quad (T > 0,1) \quad (0824)$$

Ved definition af konsolideringsgraden U som i (0818) findes i dette tilfælde:

$$U(T) = \frac{\delta(t)}{\delta_c} \approx 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-\pi^2 T/4} \quad (T > 0,1) \quad (0825)$$

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|---------------|-------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDEN | |
| | nr. 8 | | Konsolidering | nr. | nr. |
| | | | 78 | 13 | 13 |

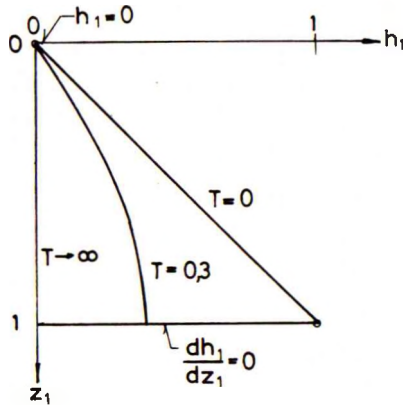


Fig. 8 E: Isochroner ved ensidig dræning.
Trekantformet h -fordeling
($h_1 = 0$ ved permeabel og
 $h_1 = 1$ ved impermeabel laggrænse).

Ved en særlig undersøgelse kan det endvidere vises, at man i dette tilfælde har:

$$U(T) \approx 2T \quad (T < 0,1) \quad (0826)$$

(0821) gælder stadig med god tilnærmelse; men $U = 0,5$ opnås i dette tilfælde først ved $T = \text{ca. } 0,3$. Superpositionen for vilkårlige trappezformede fordelinger er nærmere omtalt i afsn. 10.3.

Til slut skal det bemærkes, at da konsolideringsteorien er lineær, kan løsninger også superponeres med hensyn til tiden: Hvis der kommer en ny belastningsændring, inden konsolideringsprocessen er tilendebragt for en eller flere tidligere ændringer, kan man beregne den samlede sætning, og i øvrigt også forløbet af isochronerne som funktion af tiden ved at addere bidragene fra alle tidligere belastningsændringer, hver påført til sit aktuelle belastningstidspunkt, og altså til det betragtede tidspunkt indgående med hver sin værdi af U .

| | | | | | |
|--------------------------|------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 8.1 | Tidsforløb af sætninger | 78 | 1 | 2+1 |

Idet det i Eks. 7.1 betragtede lerlag antages at have permeabilitetskoefficienten $k = 2,8 \cdot 10^{-10}$ m/sek, ønskes bestemt den karakteristiske konsolideringstid t_c , den sætning, der er opnået 6 mdr. efter belastningsændringen samt den tid, det vil tage at opnå en sætning på 5 cm.

Det bemærkes, at lerlaget er dobbeltsidigt drænet, hvorfor drænvejen d_c er den halve lagtykkelse, d.v.s. 2 m. Ifølge (0821) er:

$$\begin{aligned}
 t_c &= \frac{\gamma_w d_c^2}{k K} \\
 &= \frac{10 \cdot 2,0^2}{2,8 \cdot 10^{-10} \cdot 696} = 2,05 \cdot 10^8 \text{ sek} \\
 &= \frac{2,05 \cdot 10^8}{3,154 \cdot 10^7} = 6,5 \text{ år} (= 78 \text{ mdr.})
 \end{aligned}$$

idet middelværdien $K = 696$ kN/m² er benyttet. Talværdien:

$$60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 = 3,154 \cdot 10^7 \text{ sek/år}$$

er nyttig i denne sammenhæng.

Til tiden $t = 6$ mdr. efter belastningsændringen svarer åbenbart ifølge (0810):

$$T = \frac{t}{t_c} = \frac{6}{78} = 0,077$$

Ifølge (0820), der sammen med (0819) er afbildet grafisk på bilag A, svarer hertil

$$U = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 0,077} = 0,313$$

Da den samlede konsoliderings-sætning er $\delta_c = 7,7$ cm, fås altså i de første 6 mdr. efter belastningsændringen en sætning

$$\delta = 0,313 \cdot 7,7 = 2,4 \text{ cm}$$

Til en sætning på 5 cm svarer konsolideringsgraden

$$U = \frac{5}{7,7} = 0,65$$

Dette er inden for anvendelsesområdet af (0820); af denne formel, eller ved hjælp af bilag A, findes:

| | | | | | |
|--------------------------|------------|---------------------------------|------|----------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE Tidsforløb af sætninger | UDG. | SIDE | |
| | nr. 8.1 | | 78 | nr. 2 | af 2+1 |

$$T = \frac{\pi}{4} \cdot 0,65^2 = 0,332$$

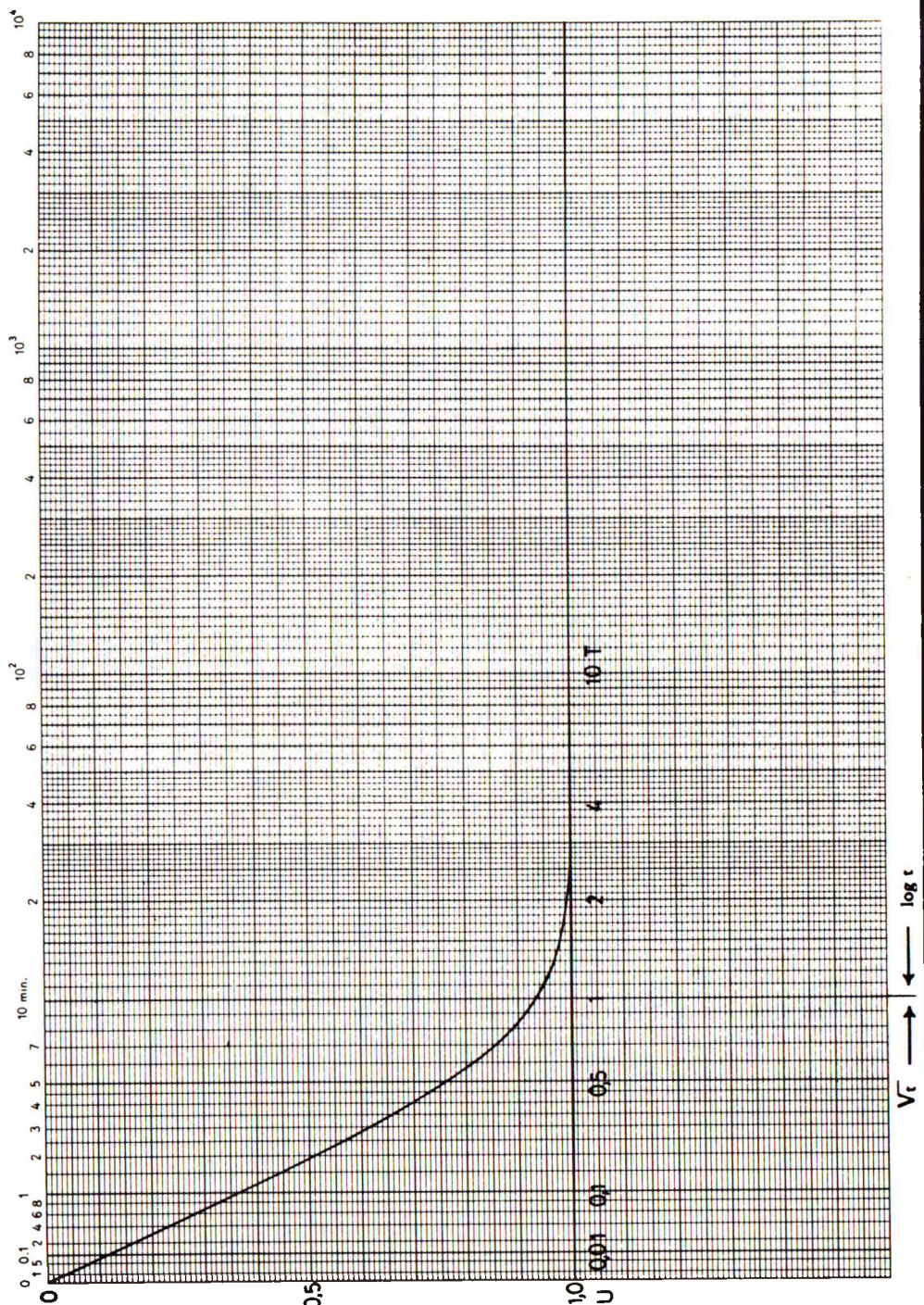
Hertil svarer tiden

$$\begin{aligned} t &= T t_c \\ &= 0,332 \cdot 78 = 26 \text{ mdr.} \end{aligned}$$

d.v.s. lidt over 2 år.

Kommentar: Bilag A, der er optegnet på et standarddiagram til bearbejdelse af tidskurver opnået ved konsolideringsforsøg i laboratoriet, jfr. afsn. 22.5, giver tilstrækkelig nøjagtighed (2 betydende cifre) til de fleste formål i praksis. Permeabilitetskoefficienten k er således (højst) bestemt med samme nøjagtighed.

Selv om der ikke er noget særligt besvær forbundet med at benytte formlerne (0819-20), og i øvrigt heller ikke (0825-26), så er den herved opnåede større nøjagtighed ret illusorisk, og ved egentlig håndregning er diagrammet simplere (ved anvendelse af EDB, eller blot en - eventuelt programmerbar mini-computer, vil man antagelig normalt foretrække at anvende formlerne).



| | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------|------------------|--------------------|
| Konsolideringskoefficient c_v : | 10^{-7} m ² /s | Primærsætning: | % |
| Permeabilitetskoefficient k : | 10^{-7} m/s | Belastningstrin: | — t/m ² |

| GEOTEKNISK INSTITUT | | | |
|---------------------|--------|--------|-------|
| Boring no.: | Dybde: | m | Kote: |
| Forsøg: | d. | Tegn.: | d. |
| Kontr.: | d. | Godk.: | d. |

| TIDSKURVE | | |
|------------------|-------------|--------------|
| Sag: G1 Eks. 8.1 | | |
| Lab. no.: | Forsøg no.: | Bilag no.: A |

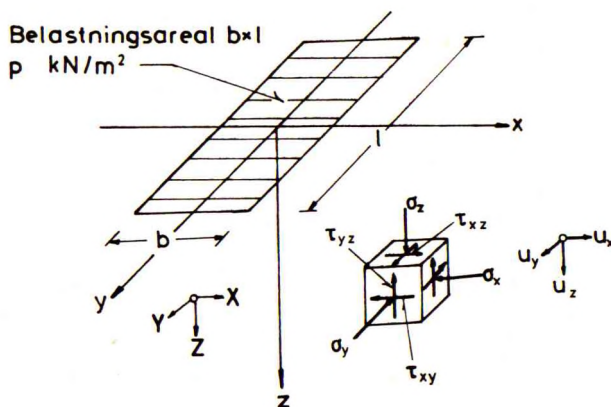
9.1 Forudsætninger. Oversigt.

Fig. 9 A: Belastninger og spændinger
for sætningsproblem.
Volumenkraft- og flytningskomponenter.

Der betragtes nu en generalisering af det i afsn. 7.5 omtalte sætningsproblem, idet klassen af belastningsændringer udvides til at omfatte i princippet vilkårligt fordelte lodrette belastninger p , som påføres i et givet vandret niveau, xy -planen, som ligger i eller under JOF.

Jordprofilet antages stadig, i hvert fald med tilnærmelse, at svare til den i afsn. 3.1 beskrevne endimensionale tilstand. JOF, alle laggrænser og eventuelle vandspejl antages således at være vandrette planer eller kun svagt skrånende flader.

Belastningsændringerne kan imidlertid bestå i dels de i afsn. 3.1 beskrevne (rent endimensionale) typer, dels påførelse af eller ændring i den ovenfor omtalte, vilkårligt fordelte lodrette belastning p på xy -planen. Variationen i p (eller Δp) med hensyn til x og y kan godt være diskontinuert - belastningen fra et fundament eller en hel bygning kan således hyppigt beskrives ved den på Fig. 9 A viste ensformige fordeling over et rektangulært areal af begrænset størrelse (og nul udenfor) - men antages dog at være så (relativt) lille, at der ikke forekommer brudtilstand i jorden. Flytningsfel-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. |
| | 9 | | 78 | 2 | 18 |

tet i jorden er derfor i det væsentlige lodret for alle betragtede belastningsændringer.

Som følge heraf anvendes - med de fornødne modifikationer - de i afsn. 7 omtalte spændings-tøjnings sammenhænge for jord og specielt den i afsn. 7.5 angivne metode til beregning af flytningsfeltet. Porevandstrømningen under en eventuel konsolideringsproces i jorden antages endvidere at være en lodret parallelstrømning, således at den i afsn. 8 udviklede konsolideringsteori kan anvendes.

Denne problemstilling er i praksis velegnet til at beskrive (lodrette) flytningsfelter og sætninger hidrørende fra opfyldninger og udgravninger samt f.eks. egenvægt og nyttelast overført gennem stive konstruktioner (søjle- og vægfundamenter samt kontinuerte fundamentsplader).

For en ordens skyld bemærkes det, at mere generelle flytningsfelter (med vandrette komponenter af væsentlig størrelse som f.eks. ved bevægelser af mure eller vægge) således ikke betragtes. Det bemærkes også, at hvis udstrækningen i xy -planen af (stive) fundamenter eller af ensformigt belastede områder er relativt stor i forhold til dybden til det sætningsgivende lags underside (f.eks. et 2 m bredt vægfundament anbragt på et sætningsgivende lag af 1 m tykkelse), så vil det være en rimeligt god tilnærmelse at betragte problemet som rent endimensionalt. De i afsn. 3-8 angivne metoder kan i så fald anvendes direkte.

9.2 Grundligninger.

Som vist på Fig. 9 A betragtes et lille jordelement af form som en terning med sideflader parallelle med koordinatplanerne i xyz -koordinatsystemet (jfr. også Fig. 5 A). Elementet er påvirket af normalspændingerne σ_x , σ_y og σ_z (totale) samt af forskydningsspændingerne τ_{xy} , τ_{xz} og τ_{yz} . I vandmættet jord vil der desuden virke et porevandstryk u .

Svarende til (0304) og (0506) må der for hver normalspændingskomponent skelnes mellem den totale spænding = den samlede kraft pr. arealenhed snitflade og den effektive spænding, som er den del af den-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 3 |

ne kraft, der overføres gennem jordskelettet (via kontaktkræfter mellem kornene, jfr. Fig. 3 D). . Man har åbenbart:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\sigma}_z \end{Bmatrix} + u \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (0901)$$

idet den effektive spænding betegnes ved en streg over symbolet. Det bemærkes, at da forskydningsspændinger kun kan overføres gennem jordskelettet, ikke gennem porevandet, kan τ -symbolerne siges at repræsentere spændingskomponenter, som altid er både totale og effektive. Det er naturligvis kun de effektive spændinger, som kan bidrage til at deformere (eller fremkalde brud i) jordskelettet. Det er derfor primært disse spændinger, som indgår i spændings-tøjnings sammenhængene for jord (undtagen for specialtilfældet: vandmættet, udrænet ler).

Det betragtede jordelement er også påvirket af volumenkræfter, hvis komponenter generelt betegnes X , Y og Z (kN/m³). Ligevægtsligningerne lyder generelt:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= X \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= Y \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} &= Z \end{aligned} \quad (0902)$$

Disse ligninger gælder for totale spændinger, hvis der på højre side indsættes de totale volumenkraftkomponenter, og for effektive spændinger, hvis der indsættes effektive volumenkræfter (ligeledes markeret med en streg over symbolet). De gælder endvidere for spændingsændringer af typen (0405-06), hvis der indsættes de tilsvarende volumenkraftændringer. Der bemærkes nu følgende:

(0902) er simplest, når der betragtes totale spændinger og spændingsændringer. I dette tilfælde hidrører volumenkraften alene fra

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. |
| | | | 78 | 4 | 18 |

jordens totale rumvægt:

$$\begin{aligned} X &= Y = 0 \\ Z &= \gamma \end{aligned} \quad (0903)$$

Når der betragtes spændingsændringer, har man naturligvis i reglen $\Delta X = \Delta Y = \Delta Z = 0$.

Ved direkte indsættelse af (0901) ses det, at

$$\begin{aligned} \bar{X} &= X - \frac{\partial u}{\partial x} = -\gamma_w \frac{\partial h}{\partial x} \\ \bar{Y} &= Y - \frac{\partial u}{\partial y} = -\gamma_w \frac{\partial h}{\partial y} \\ \bar{Z} &= Z - \frac{\partial u}{\partial z} = \gamma - \gamma_w - \gamma_w \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (0904)$$

jfr. (0610), idet det dog bemærkes, at y -symbolet i ligning (0610) betegner en højde over et udgangsniveau, altså i forhold til koordinatsystemet på Fig. 9 A en størrelse på formen $z_0 - z$, hvor z_0 er en konstant.

Ved en eksakt løsning af deformationsproblemer i drænet tilstand er man nødt til at benytte (0904) efter først at have løst et eventuelt strømningssystem (h som funktion af x, y og z) separat, f.eks. på følgende måde:

Ud fra komponenterne u_x, u_y og u_z af flytningsfeltet defineres tøjningskomponenterne:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= -\frac{\partial u_x}{\partial x} & \gamma_{xy} &= -\frac{\partial u_x}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \epsilon_y &= -\frac{\partial u_y}{\partial y} & \gamma_{xz} &= -\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \epsilon_z &= -\frac{\partial u_z}{\partial z} & \gamma_{yz} &= -\frac{\partial u_y}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial y} \end{aligned} \quad (0905)$$

Spændings-tøjningssammenhængen for jorden kan under forudsætning af (ikke nødvendigvis lineær-) elastisk tilstand skrives:

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Sætningsproblemer Spændingsfordeling | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | 78 | nr. 5 | af 18 |

$$\begin{Bmatrix} d\bar{\sigma}_x \\ d\bar{\sigma}_y \\ d\bar{\sigma}_z \end{Bmatrix} = K \begin{Bmatrix} 1 & K_0 & K_0 \\ K_0 & 1 & K_0 \\ K_0 & K_0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_z \end{Bmatrix} \quad (0906)$$

samt:

$$\begin{Bmatrix} d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = G \begin{Bmatrix} d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (0907)$$

hvor K og K_0 er de tidligere definerede henholdsvis konsoliderings- (tangent-) modul (0707) og hviletrykskoefficient (0504), mens G er den såkaldte forskydningselasticitetsmodul $= K(1 - K_0)/2$. Bemærk således konsekvensen af at sætte $d\varepsilon_x = d\varepsilon_y = d\gamma_{xy} = d\gamma_{xz} = d\gamma_{yz} = 0$ (ren endimensional tilstand).

Ved indsættelse af (0905) i (0906-07) og resultatet heraf i (0902), idet (0904) anvendes, fås tre sammenhørende 2.ordens partielle differentiaalligninger i de tre flytningskomponenter. Svarende hertil er der tre grænsebetingelser i ethvert grænsepunkt for det område, hvor flytningsfeltet skal beregnes. Ved grænser til stive lag er således $u_x = u_y = u_z = 0$, mens σ_z , τ_{xz} og τ_{yz} er kendt på jordoverfladen.

I udrænet tilstand er forholdene noget mere komplicerede, fordi u nu også må betragtes som en ubekendt. Til gengæld har man ekstra-betingelsen om konstant volumen: $d\varepsilon_x + d\varepsilon_y + d\varepsilon_z = 0$.

Selv om en eksakt løsning således i princippet kan findes, og med de ovenfor givne grundligninger under langt mere generelle forudsætninger end her antaget, så kræver dette i reglen anvendelsen af en numerisk metode, f.eks. finit-element metoden, samt EDB.

I det følgende betragtes en forenklet løsningsmetode, som er tilstrækkeligt nøjagtig for de her betragtede sætningsproblemer, og som kan give - ganske vist tilnærmede - løsninger uden brug af EDB (i Geoteknik 2, afsn. 7, betragtes en noget mere nøjagtig tilnærmelse til samme type sætningsproblemer). Metoden kan beskrives som følger:

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. |
| | | | 78 | 6 | 18 |

1. Der bestemmes en spændingsfordeling alene ud fra ligevægtsligningerne (0902). Idet det bemærkes, at disse ligninger altid er de samme, når der betragtes ændringer i totale spændinger, jfr. (0903), kan der forholdsvis simpelt opstilles en (eksakt eller tilnærmet) løsningsprocedure for dette tilfælde. Denne procedure beskrives i det følgende. Bemærk, at på grund af (0904) vil den kunne give fejlagtige resultater, hvis den søges anvendt på ændringer i effektive spændinger (den forudsætter volumenkraftændringer nul).
2. I drænet tilstand findes ændringerne i u separat ved løsning af det eller de tilsvarende strømningsproblemer, jfr. (0405). Dette princip ændres ikke, selv om der senere (Geoteknik 2, afsn. 1-2) betragtes mere generelle strømningstilstande. Ændringerne i de effektive spændinger kendes nu ud fra (0901), hvorefter ϵ_z og hermed u_z kan beregnes ved en mere eller mindre tilnærmet anvendelse af (0905-06).
3. I udrænet tilstand bestemmes ændringerne i u som nævnt bl.a. af betingelsen om volumenkonstans. Der kan som vist i afsn. 10.1 udvikles en beregningsmetode på dette grundlag; men tilnærmelsen er som senere omtalt antagelig ret grov i dette tilfælde.

Proceduren til beregning af spændingsfordelinger, som nævnt for totale spændinger, omtales nærmere i afsn. 9.3-9.5, mens metoder til den efterfølgende sætningsberegning, herunder tidsforløbet af konsolideringssætninger, omtales i afsn. 10.

9.3 Brutto- og nettobelastninger.

Opgaven består som nævnt i at finde fordelingen af (ændringerne i) de totale spændinger ved hjælp af (0902-03) under de i afsn. 9.1 angivne forudsætninger.

Det bemærkes først, at ligevægtsligningerne er lineære, hvorfor bidragene fra forskellige belastningsændringer kan beregnes for sig og superponeres. Belastningsændringer af de i afsn. 3.1 omtalte typer,

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Sætningsproblemer Spændingsfordeling | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 7 | 18 |

som er rent endimensionale, kan derfor uden videre behandles som angivet i afsn.4-5. Det samme gælder specielt også den ensformigt fordelte del af den påførte belastning, jfr.Fig.9 B.

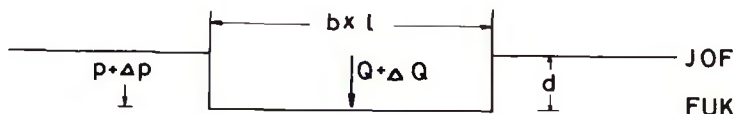


Fig. 9 B: Brutto- og nettobelastninger samt belastningsændringer hidrørende fra en bygning.

Begyndelsestilstanden antages at være rent endimensional som vist på Fig. 3 A. Der foretages nu en udgravning af rektangulær form med dimensionerne $b \times l$ i dybden d , og i den således frembragte byggegrube opføres en bygning, hvis samlede, totale belastning (egenvægt + nyttelast) er Q . I fundamentsundersidens vandrette niveau (FUK) er den lodrette totale spænding uden for bygningens areal den samme, som den var for bygningens opførelse:

$$\sigma_z = p \quad (\text{i FUK, ved siden af bygningen}) \quad (0908)$$

Q , der betegnes som bygningens brutto totalbelastning, er den samlede kraft, der overføres gennem fundamentsarealet. Middelbelastningen pr. arealenhed:

$$q = \frac{Q}{b \cdot l} \quad (\text{i FUK, under bygningen}) \quad (0909)$$

er derfor, ligesom p , en total belastning (spænding i jorden umiddelbart under FUK). Da der som nævnt betragtes fordelinger af totale spændinger, er det i denne forbindelse underordnet, hvorledes p og q er opdelt i effektive og neutrale spændinger. Det er således for dette formål ligegyldigt, hvor et eventuelt GVS befinder sig, og om der finder strømning sted i porevandet (samt om strømmingen bliver modificeret af bygningens tilstedeværelse eller ej). Alle disse spørgsmål indgår naturligvis i forudsætningerne for den påfølgende sætningsberegning, afsn.10, men altså udtrykkeligt ikke i beregningen af spændingsfordelingen.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|---|-----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 78 | af 8 |

Hvis $q = p$ (hvilket kunne tænkes i praksis: Svømmende eller kompenseret fundering på stærkt sætningsgivende jordlag), så vil der åbenbart ikke ske nogen ændring overhovedet af de totale spændinger under FUK: Et vandret snit i dette niveau vil stadig være ensformigt belastet med $\sigma_z = p$. For så vidt angår de totale spændinger, er tilstanden stadig rent endimensional overalt i jordprofilen.

I det generelle tilfælde er det derfor kun differensen mellem q og p , som giver anledning til en ændret spændingsfordeling. Denne differens kaldes nettobelastningen:

$$q_{\text{netto}} = q - p \quad (0910)$$

og fra hele bygningen:

$$Q_{\text{netto}} = Q - pbl \quad (0911)$$

Det er spændingsfordelingen fra denne totale nettobelastning (virkende på fundamentsarealet $b \times l$), der betragtes i det følgende.

Hvis der samtidig med bygningens opførelse sker en terrænregulering, ændring af beliggenheden af GVS el.lign., således at belastningen p i FUK uden for bygningen (over et areal af stor udstrækning i forhold til bygningens størrelse og tykkelsen af de sætningsgivende lag) ændres til $p + \Delta p$, ligeledes ensformigt fordelt, samtidig med bygningens opførelse (påførelsen af Q), så må ændringen i den totale belastning på den vandrette plan gennem FUK opdeles i følgende to bidrag:

1. Ensformigt fordelt, rent endimensionalt tilfælde, behandlet som i afsn. 4:

$$\Delta \sigma_z = \Delta p \quad (0912)$$

2. Herudover nettobelastning på fundamentsarealet $b \times l$:

$$q_{\text{netto}} = q - (p + \Delta p) \quad (0913)$$

$$Q_{\text{netto}} = Q - (p + \Delta p)bl$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. |
| | 9 | | 78 | 9 | 18 |

Hvis der på et senere tidspunkt sker en ændring både (Δp) i p og (ΔQ) i Q , må den totale belastningsændring på FUK's niveau tilsvarende opdeles i den ensformigt fordelte Δp (rent endimensionalt tilfælde) og:

$$\Delta q_{\text{netto}} = \Delta q - \Delta p \quad (0911)$$

$$\Delta Q_{\text{netto}} = \Delta Q - \Delta p b l$$

Udtrykket (0911) omtales ofte som bygningens totallast korri-geret for vægten af bortgravet jord + vand, og andet led på højre side beskrives også nogle gange endnu mere upræcist som en opdrift. Det må frarådes at benytte sådanne betegnelser, fordi de i nogle tilfælde kan være vildledende: (0913-14) viser, at differensen mellem Q (som også kunne betegnes Q_{brutto}) og Q_{netto} ikke behøver at repræsentere fjernet materiale; det er blot en belastning, som ikke virker på fundamentsarealet, fordi bygningen står der. Betegnelsen opdrift kan være misvisende, fordi den leder tanken hen på porevandtrykket u : Som nævnt gælder (0911) og (0913-14) helt uanset, hvor stor en del af p eller Δp , der udgøres af u henholdsvis Δu .

Til slut skal det nævnes, at der i Geoteknikken ofte, eventuelt med tilnærmelse, betragtes de såkaldte plane tilfælde. Et sådant ville man have på Fig. 9 A-B, hvis bygningen var så langstrakt, at forholdene i alle planer parallelle med xz -planen, jfr. Fig. 3 A, var de samme. Af symmetri Grunde ville man da have $u_y = 0$ og $\tau_{xy} = \tau_{yz} = 0$, og man behøvede kun at betragte en repræsentativ xz -plan. Fig. 9 B ville i dette tilfælde være stort set uændret, idet man blot i stedet for fundamentsarealet $b \times l$ ville tale om fundamentsbredden b . Q ville nu være en belastning pr. længdeenhed (kN/m), d.v.s., at symbolet l ville udgå i formlerne (0909), (0911) og (0913-14).

9.4 Boussinesqs løsning.

Ifølge det foregående søges der løsninger til (0902) med $X = Y = Z = 0$, idet grænsebetingelserne svarer til, at der på JOF (eller FUK) er anbragt de aktuelle netto-totalbelastninger, d.v.s. belastninger, der hyppigt kun virker på arealer af begrænset udstrækning.

I problemer, hvor grænsebetingelsen ved den nedre laggrænse for de sætningsgivende lag ikke spiller nogen afgørende rolle, benyttes ofte elasticitetsteoriens løsning for et homogent halvrum. En grundløsning til dette problem er angivet af Boussinesq, jfr. Fig. 9 C. Løsningen afhænger strengt taget af Poissons forhold $\mu = K_0 / (1 + K_0)$; men da der i forvejen er tale om en tilnærmet metode, anvender man ofte den løsning, der svarer til værdien $\mu = 0,5$, hvilket giver de simpleste formler.

Som vist på figuren giver Boussinesqs løsning spændingsfordelingen i jorden svarende til en lodret enkeltkraft Q på jordoverfladen. Løsningen udtrykkes simplest i forhold til det på figuren viste kuglekoordinatsystem R, θ, β , idet man i forhold til dette koordinatsystem som eneste spændingskomponent forskellig fra nul har

$$\sigma_R = \frac{3Q}{2\pi} \frac{\cos\theta}{R^2} \tag{0915}$$

En sådan spændingsfordeling kaldes monoaksial.

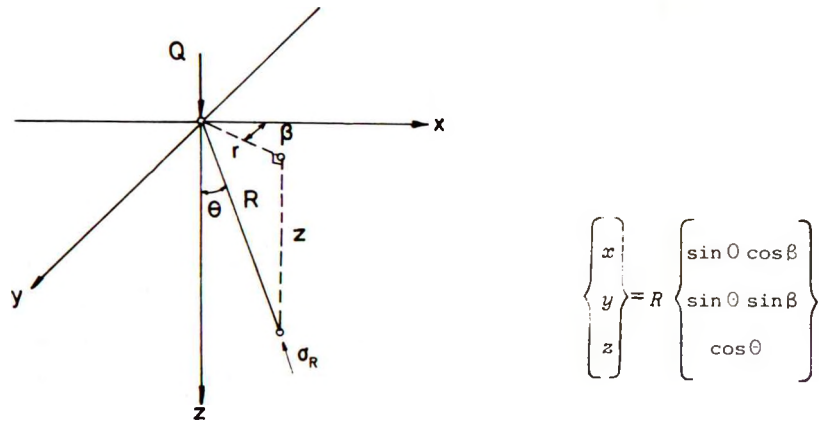


Fig. 9 C: Boussinesqs løsning for lodret enkeltkraft på overfladen af elastisk halvrum. Cartesiske koordinater x, y, z og kuglekoordinater R, θ, β .

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 78 |

Det kan vises, at de på Fig. 9 A viste spændingskomponenter for denne løsning bliver:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} = \frac{3Q \cos\theta}{2\pi R^2} \begin{pmatrix} \sin^2\theta \cos^2\beta \\ \sin^2\theta \sin^2\beta \\ \cos^2\theta \\ \sin^2\theta \sin\beta \cos\beta \\ \sin\theta \cos\theta \cos\beta \\ \sin\theta \cos\theta \sin\beta \end{pmatrix} \quad (0916)$$

Ved den her betragtede tilnærmede metode til sætningsberegninger har man af disse komponenter reelt kun brug for

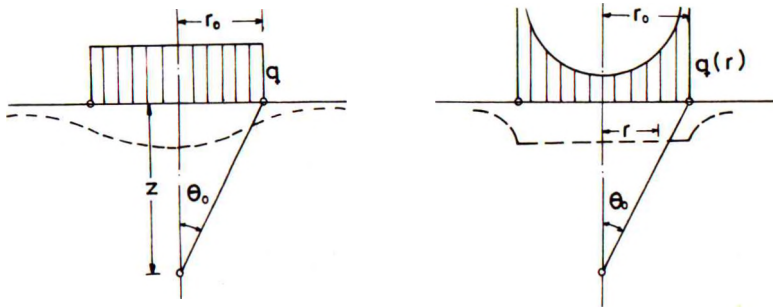
$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \frac{3Q \cos^3\theta}{2\pi R^2} = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \\
 \text{og} \quad \sigma_x + \sigma_y &= \frac{3Q \cos\theta \sin^2\theta}{2\pi R^2} = \frac{3Q}{2\pi} \frac{zr^2}{(r^2+z^2)^{5/2}}
 \end{aligned} \quad (0917)$$

Til de fleste anvendelser er det endda kun σ_z , der benyttes.

Løsningen (0917) er nyttig, fordi man efter at have sat $Q = q \, dx \, dy$, hvor q eventuelt kan være en funktion af x og y , ved integration kan finde σ_z og $\sigma_x + \sigma_y$ i et vilkårligt punkt under jordoverfladen for en praktisk talt vilkårlig belastningsfordeling over xy -planen. Der findes således tabellerede løsninger (baseret på formler, der f.eks. forholdsvis simpelt kan programmeres til brug for mini-computere) for spændingerne under hjørnet af et ensformigt belastet rektangel, en vinkelspids af en ensformigt belastet retvinklet trekant etc. På grundlag af sådanne løsninger kan man ved superposition opbygge spændingerne i vilkårlige vertikaler under belastningsplaner, der består af ensformigt belastede polygoner, jfr. også det følgende afsnit samt Geoteknik 2, afsn. 8.

Som et eksempel skal angives spændingerne under centerlinien af det på Fig. 9 D viste henholdsvis ensformigt belastede cirkelformede areal og cirkulære (stive) fundament.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 78 |



a. Ensformigt belastet
cirkelareal

b. Stift cirkulært
fundament

Fig. 9 D: Cirkulære belastningsarealer med radius r_0 .

For det ensformigt belastede cirkelareal (samlet belastning: $Q = \pi r_0^2 q$) er ifølge Boussinesqs løsning spændingerne i dybden $z = r_0 \cot \theta_0$ under centrum:

$$\sigma_z = q (1 - \cos^3 \theta_0)$$

og

(0918)

$$\sigma_x = \sigma_y = q (1 - \cos \theta_0)^2 \left(1 + \frac{1}{2} \cos \theta_0\right)$$

Sætningerne af jordoverfladen bliver som antydnet ved den punkterede linie. De er naturligvis størst under centrum. Under kanten er de ca. 2/3 af størrelsen under centrum.

For et stift fundament, Fig. 9 D b er sætningen den samme over hele fladen, og belastningen kan derfor ikke være ensformigt fordelt. Den teoretiske belastningsfordeling (for et elastisk halvrum og glat fundamentsunderside) er også fundet af Boussinesq:

$$q(r) = \frac{1}{2} q_m \left[1 - \left(\frac{r}{r_0}\right)^2\right]^{-\frac{1}{2}} \quad (0919)$$

hvor $q_m = Q/\pi r_0^2$. Det bemærkes, at intensiteten går mod uendeligt, når man nærmer sig randen af fundamentet. Spændingerne i dybden $z = r_0 \cot \theta_0$ under fundamentets centrum er i dette tilfælde:

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----------|
| GEOTEKNIK OG FURDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 78 |

$$\sigma_z = \frac{1}{2} p_m \sin^2 \theta_0 (3 - 2 \sin^2 \theta_0)$$

og

(0920)

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{1}{2} p_m \sin^4 \theta_0$$

I plan tilstand har generelt kun spændingerne σ_z , σ_x og τ_{xz} interesse. I grundproblemet svarende til Fig. 9 C er Q nu en linielast, jfr. Fig. 9 E.

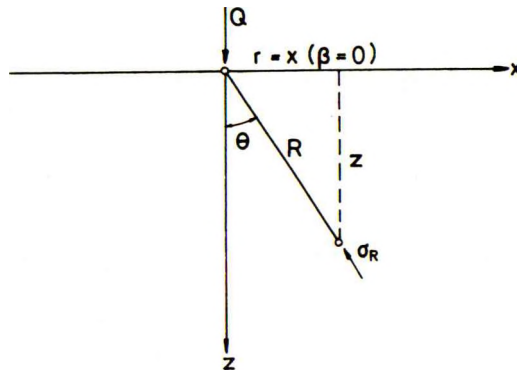


Fig. 9 E: Boussinesqs løsning for linielast i plan tilstand.

Løsningen, som kan findes ved integration af (0917) kan vises også at være monoaksial med

$$\sigma_R = \frac{2Q}{\pi} \frac{\cos \theta}{R} \quad (0921)$$

Det kan vises, at der hertil svarer spændingskomponenterne:

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi} \frac{\cos^3 \theta}{R} = \frac{2Q}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\sigma_x = \frac{2Q}{\pi} \frac{\cos \theta \sin^2 \theta}{R} = \frac{2Q}{\pi} \frac{zx^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (0922)$$

τ_{xz} kan naturligvis også findes, men benyttes ikke i praksis til sætningsberegninger.

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|---|-----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 78 | af 14 |

Løsningen (0922) kan svarende til (0917) ved integration anvendes til at finde spændingsfordelingen under praktisk talt vilkårlige belastningsfordelinger i plan tilstand (belastningen q er kun en funktion af x ; den er konstant langs enhver linie parallel med y -aksen). Fig. 9 D svarer i dette tilfælde til henholdsvis en ensformigt fordelt stribebelastning og et stift stribefundament, i begge tilfælde med bredden $b = 2r_0$ (samlet belastning $Q = b q$).

For stribebelastningen finder man spændingerne i dybden $z = \frac{1}{2} b \cot \theta_0$ under midtlinien:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (2\theta_0 + \sin 2\theta_0) \quad (0923)$$

og

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} (2\theta_0 - \sin 2\theta_0)$$

For stribefundamentet (glat og på et elastisk halvrum) er belastningsfordelingen teoretisk:

$$q(x) = \frac{2}{\pi} q_m \left[1 - \left(\frac{2x}{b} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (0924)$$

hvor $q_m = Q/b$ er middelbelastningen. Spændingerne svarende til (0923) er her:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} q_m \sin \theta_0 (2 - \sin^2 \theta_0) \quad (0925)$$

og

$$\sigma_x = \frac{2}{\pi} q_m \sin^3 \theta_0$$

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. 78 |

9.5 1:2 fordelingen.

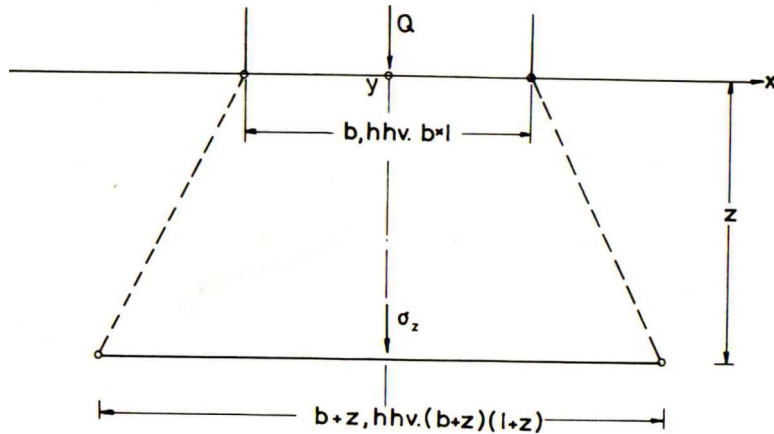


Fig. 9 F: Trykspredning 1:2 for stribefundament [eller rektangulært fundament].

Som en simpel tilnærmelse i praksis benyttes ofte i stedet for de i afsn. 9.4 angivne formler (og de formler, der kan udledes heraf ved integration) følgende formler for spændingerne i dybden z i symmetriaksen under et stribefundament eller rektangulært areal med den totale nettobelastning Q (linielast, kN/m, ved en stribebelastning; samlet belastning, kN, ved et rektangulært areal):

For et stribefundament, eller en ensformigt fordelt stribebelastning, af bredden b :

$$\sigma_z = \frac{Q}{b+z} \quad (0926)$$

$$\sigma_x = \sigma_z \frac{b^2}{(b+z)^2} = \frac{Qb^2}{(b+z)^3}$$

For et rektangulært fundament, eller et ensformigt belastet rektangulært areal med dimensionerne $b \times l$:

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. |
| | | | 78 | 16 | 18 |

$$\sigma_z = \frac{Q}{(b+z)(l+z)}$$

(0927)

$$\sigma_x = \sigma_z \frac{b^2}{(b+z)^2} = \frac{Qb^2}{(b+z)^3(l+z)}$$

Som vist i afsn. 10.1 ligger σ_y mellem σ_x for $l = b$ og $(\sigma_x + \sigma_z)/2$ for $l \rightarrow \infty$.

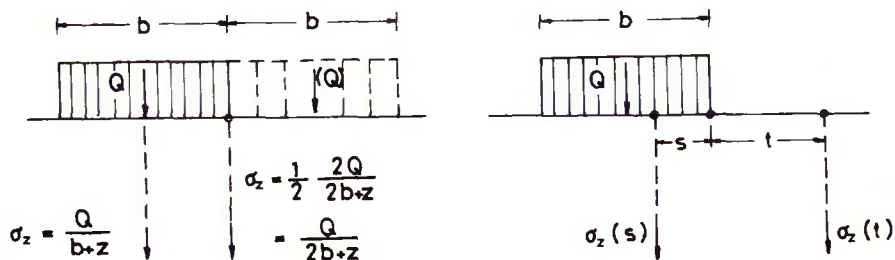
Som vist på Fig. 9 F kan tilnærmelserne for σ_z opfattes som repræsenterende en trykspredning gennem en kile- eller pyramidestub med den oprindelige belastningsflade som topflade, og med sideflader, der hælder 1:2 med lodret. Følgende bemærkes:

1. Som forklaret i afsn. 9.3 er det kun netto-totalbelastningen, der fordeles på denne måde.
2. Der skelnes ikke i denne tilnærmelse mellem stive fundamenter og ensformigt fordelte belastninger. Spændingerne langs symmetrilinien bliver således de samme i problemerne svarende til Fig. 9 Da og b (for cirkulære fundamenter benyttes fordeling gennem en keglestub: $\sigma_z = 4Q/\pi(2r_0 + z)^2$).
3. Man kan imidlertid ved anvendelse af superpositionsprincippet finde variationen af i hvert fald σ_z langs enhver anden lodret linie, når der er tale om ensformigt fordelte belastninger. Dette kan man ikke ved stive fundamenter, bortset fra lodrette linier, der skærer JOF i så stor afstand fra fundamentskanten, at spændingsfordelingen stort set er uafhængig af belastningsfordelingen over fundamentet, jfr. (0919) og (0924).
4. Ved stive fundamenter kendes spændingerne således i det væsentlige kun langs symmetrilinien. Denne regnes til gengæld at være repræsentativ for hele fundamentet, idet sætnings- og konsolideringsberegningen foretaget for spændingerne her antages at give fundamentets bevægelser.

Vedrørende superpositionsprincippet anvendt på ensformigt fordelte belastninger (idet kun σ_z betragtes i det følgende) bemærkes det først, Fig. 9 Ga, at spændingsfordelingen under randen af en stribebe-

| | | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | FMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | | | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | nr. |
| | | | 78 | 17 | 18 |

lastning kan findes ud fra spændingsfordelingen under midten af en dobbelt så bred stribe med samme enhedslast $q = Q/b$. Ud fra den herved fundne formel kan spændingsfordelingen under et vilkårligt punkt let findes ved addition eller subtraktion.



a. Spændingsfordeling under randen

b. Spændingsfordeling under vilkårlige punkter

Fig. 9 G: Spændingsfordelinger ved stribebelastning fundet ved superposition.

I Fig. 9 G b findes således, idet det bemærkes, at der gælder forskellige formler for punkter under og punkter uden for stribebelastningen:

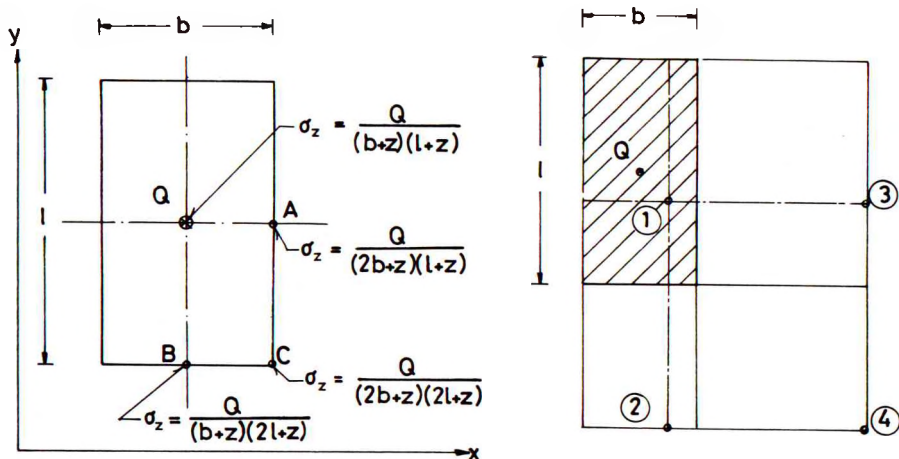
$$\sigma_z(s) = \frac{Q}{b} \left[\frac{b-s}{2(b-s)+z} + \frac{s}{2s+z} \right] \quad (0 \leq s \leq b) \quad (0928)$$

$$\sigma_z(t) = \frac{Q}{b} \left[\frac{b+t}{2(b+t)+z} - \frac{t}{2t+z} \right] \quad (0 \leq t < \infty) \quad (0929)$$

Ved anvendelse af tilsvarende symmetribetragtninger kan for et rektangulært areal med ensformig belastning let findes formlerne for spændingsfordelingen under kanternes midtpunkter (punkterne mrk. A og B på Fig. 9 H a og under et hjørne (pkt. C). Af den sidstnævnte formel kan igen ved addition og subtraktion (i det generelle tilfælde for ialt 4 rektangler) findes fordelingen under et vilkårligt punkt (typerne mrk. 1-4 på Fig. 9 H b).

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------|-----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9 | Sætningsproblemer Spændingsfordeling | 78 | nr. 18 | af 18 |

På denne måde kan den samlede spændingsfordeling fra ikke alt for komplicerede belastningsplaner beregnes. For stive fundamenter undersøges som nævnt kun symmetrilinien; men i forhold til deres virkning på fjernere punkter (typerne 2-4 på Fig. 9 Hb), og altså på andre stive fundamenter, betragtes de, som om de var felter med ensformig belastning.



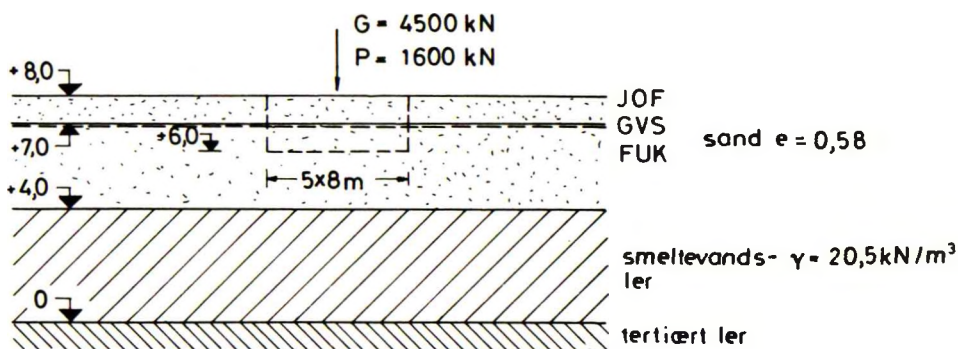
a. Spændingsfordeling under forskellige karakteristiske punkter

b. Vilkaarlige punkter (4 forskellige typer)

Fig. 9 H: Spændingsfordelinger ved rektangulære, ensformigt belastede arealer.

For en ordens skyld bemærkes det, at de samme principper naturligvis også kan anvendes for de løsninger, der er udledt direkte af Boussinesqs løsning, f.eks. (0923) for en stribebelastning.

| | | | | | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 9.1 | Spændingsfordeling under et fundament | 78 | 1 | 5 |



På en lokalitet med de på figuren angivne jordbundsforhold skal udføres et fundament med de viste dimensioner (rumvægt af armeret beton ($\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$) og de angivne belastninger, hvor G betegner den hvilende og P den bevægelige belastning.

Sandet antages at være rent kvartssand samt, på den sikre side, at være helt tørt over GVS. Det tertiære ler antages at være stift og impermeabelt i forhold til smeltevandsleret, som udgør det sætningsgivende lag.

I forbindelse med udførelsen af fundamentet sænkes GVS til kote +5,5. Der ønskes fordelingen af de lodrette spændinger σ_z , u og $\bar{\sigma}_z$ langs fundamentets symmetrilinie i koterne +4,0, +2,0 og 0:

1. I begyndelsestilstanden, før grundvandssænkning og byggeoperationer.
2. Efter udførelse og belastning af fundamentet, idet dog kun halvdelen af den angivne værdi af P regnes at virke til stadsighed og altså at være sætningsgivende. Der betragtes den drænedes sluttetilstand, der anvendes 1:2-fordelingen, og det antages, at GVS atter hæves til kote +7,0, så snart fundamentet er udstøbt.
3. Som ovenfor under 2., idet grundvandssænkningen til kote +5,5 nu antages at være permanent.

| | | | | | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 9.1 | Spændingsfordeling under et fundament | 78 | 2 | 5 |

De relevante rumvægte for sandet er, idet $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ for rent kvartssand:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} = \frac{26,5}{1,58} = 16,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + e \gamma_w}{1+e} = \frac{32,30}{1,58} = 20,44 \text{ kN/m}^2$$

σ_z , u og $\bar{\sigma}_z$ beregnes nu i FUK samt i de angivne koter i begyndelsestilstanden:

| kote | Δz | γ | $\Delta \sigma_z$ | σ_z | u | $\bar{\sigma}_z$ |
|------|------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| m | m | kN/m^3 | kN/m^2 | kN/m^2 | kN/m^2 | kN/m^2 |
| +8,0 | | | | 0 | 0 | 0 |
| +7,0 | 1,0 | 16,77 | 16,8 | | | |
| | 1,0 | 20,44 | 20,4 | 16,8 | 0 | 16,8 |
| +6,0 | 2,0 | 20,44 | 40,9 | 37,2 | 10,0 | 27,2 |
| +4,0 | 2,0 | 20,50 | 41,0 | 78,1 | 30,0 | 48,1 |
| +2,0 | 2,0 | 20,50 | 41,0 | 119,1 | 50,0 | 69,1 |
| 0 | | | | 160,1 | 70,0 | 90,1 |

Værdien af σ i kote +6,0 er åbenbart lig med den oprindelige værdi af p , jfr. Fig. 9 B, i funderingsniveau:

$$p_{opr} = \sigma_{opr} (+6,0) = 37,2 \text{ kN/m}^2$$

Denne størrelse er også lig med p_{ny} , hvis GVS føres tilbage til kote +7,0, endnu mens lerlaget er i udrænet tilstand.

Under denne forudsætning er den sætningsgivende brutto totalbelastning på fundamentet, idet fundamentsklodsens egenvægt medtages:

$$Q_{brutto} = G + \frac{1}{2} P + \gamma_b \cdot b \cdot l \cdot d$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|---------------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 9.1 | Spændingsfordeling under et fundament | 78 | 3 | 5 |

$$= 4500 + \frac{1}{2} 1600 + 24 \cdot 5 \cdot 8 \cdot 2$$

$$= 4500 + 800 + 1920 = 7220 \text{ kN}$$

Den tilsvarende nettobelastning er ifølge (0911):

$$Q_{netto} = Q_{brutto} - p \cdot b \cdot l$$

$$= 7220 - 37,2 \cdot 5 \cdot 8$$

$$= 7220 - 1488 = 5732 \text{ kN}$$

Det er denne belastning, der giver anledning til spændings-tilvækster, betegnet $\Delta\sigma_q$, som beregnes ved hjælp af 1:2-fordelingen. De ny spændinger i de ønskede koter kan herefter beregnes ved hjælp af følgende skema, idet der for fuldstændighedens skyld er medtaget $\Delta\sigma_p$ (fra en eventuel Δp) samt Δu . Disse to størrelser er dog begge nul i dette tilfælde.

| kote | z | (b+z)·(l+z) | $\Delta\sigma_q$ | $\Delta\sigma_p$ | $\Delta\sigma$ | σ_{ny} | Δu | u_{ny} | $\bar{\sigma}_{ny}$ |
|------|---|----------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| m | m | m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| +4,0 | 2 | 7·10 | 81,9 | 0 | 81,9 | 160,0 | 0 | 30,0 | 130,0 |
| +2,0 | 4 | 9·12 | 53,1 | 0 | 53,1 | 172,2 | 0 | 50,0 | 122,2 |
| 0 | 6 | 11·14 | 37,2 | 0 | 37,2 | 197,3 | 0 | 70,0 | 127,3 |

Følgende bemærkes:

1. De angivne z-værdier er dybder under FUK = de z-værdier, der skal indsættes i (0927).
2. De angivne værdier af b+z og l+z fås herefter ved at addere z-værdierne i 2.kolonne til de på figuren angivne fundamentsdimensioner, henholdsvis 5 og 8 m.

| | | | | | |
|--------------------------|------------|------|------|--|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 9.1 | | | Spændingsfordeling under et fundament | nr. |
| | | | 78 | 4 | 5 |

3. $\Delta\sigma_q$ findes ifølge (0927) ved at dividere det herved fremkomne produkt op i den ovenfor fundne værdi af Q_{netto} . $\Delta\sigma_p$ er som nævnt nul, og idet

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_q + \Delta\sigma_p$$

findes σ_{ny} ud fra denne størrelse og den i det foregående skema angivne

$$\sigma_z = \sigma_{opr}$$

4. På tilsvarende måde findes u_{ny} af u -værdierne fra det foregående skema ($= u_{opr}$) og Δu . Som sædvanligt er:

$$\bar{\sigma}_{ny} = \sigma_{ny} - u_{ny}$$

Det er ikke usædvanligt ved sætningsberegningsproblemer, at $\bar{\sigma}_{ny}$ som her først aftager og derpå vokser med dybden: Da $\Delta u = 0$, er $\Delta\bar{\sigma} = \Delta\sigma$, altså en funktion, der ifølge (0927) aftager med dybden. $\bar{\sigma}_{opr}$ vokser naturligvis med dybden, da $\gamma' > 0$.

Hvis grundvandssænkningen er permanent, skal p i FUK beregnes som vægten af 2 m sand med rumvægten γ_d :

$$p = 2,0 \cdot 16,77 = 33,5 \text{ kN/m}^2$$

Fundamentets nettobelastning er under denne forudsætning:

$$\begin{aligned} Q_{netto} &= 7220 - 33,5 \cdot 5 \cdot 8 \\ &= 7220 - 1340 = 5880 \text{ kN} \end{aligned}$$

I lerlaget kommer der nu imidlertid også en $\Delta\sigma_p$, som hidrører fra differensen mellem γ_d og γ_m for sandet i et lag af tykkelsen $\Delta z_{GVS} = 1,5 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p &= (16,77 - 20,44) \cdot 1,5 \\ &= -3,67 \cdot 1,5 = -5,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|---------------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 9.1 | Spændingsfordeling under et fundament | 78 | 5 | 5 |

Desuden kommer en Δu hidrørende fra grundvandssænkningen:

$$\begin{aligned}\Delta u &= -\gamma_w \Delta z_{GVS} \\ &= -10,0 \cdot 1,5 = -15,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Skemaet for spændingsændringerne bliver herefter som angivet nedenfor, idet der benyttes den ændrede værdi af Q_{netto} :

| kote | z | $(b+z) \cdot (l+z)$ | $\Delta \sigma_q$ | $\Delta \sigma_p$ | $\Delta \sigma$ | σ_{ny} | Δu | u_{ny} | $\bar{\sigma}_{ny}$ |
|------|-----|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| m | m | m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| +4,0 | 2 | 7·10 | 84,0 | -5,5 | 78,5 | 156,6 | -15,0 | 15,0 | 141,6 |
| +2,0 | 4 | 9·12 | 54,4 | -5,5 | 48,9 | 168,0 | -15,0 | 35,0 | 133,0 |
| 0 | 6 | 11·14 | 38,2 | -5,5 | 32,7 | 192,8 | -15,0 | 55,0 | 137,8 |

Det bemærkes, at grundvandssænkningen giver forøgede sætninger på to måder: Den forøger spændingsniveauet generelt:

$$\begin{aligned}\Delta \bar{\sigma}_p &= \Delta \sigma_p - \Delta u \\ &= -5,5 + 15,0 = 9,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

på tilsvarende måde som i Eks. 4.1; men herudover forøger den også $\Delta \sigma_q$: $\Delta Q_{netto} > 0$, fordi $\Delta p < 0$, jfr. (0914), idet $\Delta Q = 0$.

Den førstnævnte sætningsforøgelse er muligvis ikke særligt kritisk, fordi den er den samme for fundamentet og det omliggende terræn. Forøgelsen af Q_{netto} giver derimod anledning til sætninger af fundamentet i forhold til de omliggende jordlag.

Det bemærkes også, at man i praksis kan have værdier af Δq_{netto} , jfr. (0914), i hele intervallet mellem 0 og $-\Delta \sigma_p$: De to grænseværdier svarer til, at det oprindelige og det ny GVS ligger henholdsvis begge under og begge over FUK.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 1 | 9 |

10.1 Initial- og konsolideringssætninger.

Når spændingstilvæksterne $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ og $\Delta\sigma_y$ svarende til den givne belastningsændring er fundet (for den ensformigt fordelte, endimensionale del: $\Delta u = \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z$ for vandmættet ler), kan ϵ_z findes af (0906), hvorefter u_z og specielt sætningen δ kan bestemmes ved hjælp af (0717-18), jfr. (0905).

Ved anvendelsen af (0906) gøres ofte den simplificerende tilnærmelse, at ϵ_z kan beregnes ud fra $\Delta\bar{\sigma}_z$, som om der var tale om ren endimensional tilstand. For en fuldstændigheds skyld skal imidlertid angives de fuldstændige formler.

I generel rumlig tilstand, Fig. 9 A, kan man finde:

1. I udrænet tilstand er

$$d\epsilon_u = d\epsilon_x + d\epsilon_y + d\epsilon_z = 0 \quad (1001)$$

Heraf kan udledes:

$$du = \frac{d\sigma_x + d\sigma_y + d\sigma_z}{3} \quad (1002)$$

samt:

$$d\epsilon_z = \frac{1}{3G} \left[d\sigma_z - \frac{d\sigma_x + d\sigma_y}{2} \right] \quad (1003)$$

hvor

$$3G = \frac{3}{2} K (1 - K_0) \quad (1004)$$

jfr. (0907).

2. I drænet tilstand er derimod:

$$d\epsilon_z = \frac{1}{E} \left[d\bar{\sigma}_z - \nu (d\bar{\sigma}_x + d\bar{\sigma}_y) \right] \quad (1005)$$

hvor E , elasticitetskoefficienten, kan findes af K og K_0 :

$$E = K \frac{(1 - K_0)(1 + 2K_0)}{1 + K_0} \quad (1006)$$

$$E = K \cdot \frac{(1 - 0,5)(1 + 2 \cdot 0,5)}{1 + 0,5} = \frac{0,5 \times 3}{1,5} = \frac{2}{3} K$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 2 | 9 |

og μ , Poissons forhold, er givet ved:

$$\mu = \frac{K_0}{1+K_0} = \frac{0.5}{1+0.5} = \frac{1}{3} \quad (1007)$$

I plan tilstand er $d\epsilon_y = 0$. Dette medfører:

1. I udrænet tilstand:

$$d\sigma_y = du = \frac{d\sigma_x + d\sigma_z}{2} \quad (1008)$$

(1003) kan herefter simplificeres til:

$$d\epsilon_z = \frac{1}{4G} (d\sigma_z - d\sigma_x) \quad (1009)$$

hvor man ifølge (1004) naturligvis har:

$$4G = 2K(1-K_0) \quad G = \frac{2K(1-K_0)}{4} = \frac{K(1-K_0)}{2} \quad (1010)$$

2. I drænet tilstand finder man derimod:

$$d\bar{\sigma}_y = \mu(d\bar{\sigma}_z + d\bar{\sigma}_x) \quad (1011)$$

hvorefter (1005) kan skrives:

$$d\epsilon_z = \frac{1}{E_p} (d\bar{\sigma}_z - \mu_p d\bar{\sigma}_x) \quad (1012)$$

hvor

$$E_p = K(1-K_0^2) \quad E_p = K(1-0.5^2) = 0.75K \quad (1013)$$

og

$$\mu_p = K_0 \quad (1014)$$

Hvis man også har $d\epsilon_x = 0$, har man endimensional tilstand, som allerede er omtalt, jfr. afsn. 4, 5 og 7. Ligningerne ovenfor er skrevet på differentialform for om nødvendigt at kunne regne materialet uli-
 nært elastisk, jfr. (0711). I praksis regner man dog oftest med styk-
 kevis lineært elastiske materialemodeller som angivet i bl.a. afsn. 8.3.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EHNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 3 | 9 |

Princippet i beregningerne er nu følgende:

1. I udrænet tilstand har man i det generelle rumlige eller plane tilfælde ikke mere nødvendigvis $d\epsilon_z = 0$ som i ren endimensional tilstand. Denne størrelse kan i stedet findes af (1003) henholdsvis (1009). Ved integration, jfr. (0717-18), findes herved initialsætninger, δ_z , d.v.s. de sætninger, der forårsages af den givne netto-totalbelastningsændring (og ifølge afsn. 9.3 kun af den) i princippet til tiden $t = 0+$, hvor alle vandmættede jordelementer (ler) bevarer deres volumen. Eventuelle sætninger fra sandlag beregnes som angivet nedenfor for drænet tilstand, men opnås øjeblikkeligt, d.v.s. til tiden $t = 0+$. De må altså medregnes til initialsætningerne.
2. De tilsvarende poretryksændringer i udrænet tilstand i vandmættede lerlag beregnes af (1002) henholdsvis (1008), idet det er indres, at der her skal medtages bidragene fra de ensformigt fordelte, endimensionale belastningsændringer, jfr. (0402).
3. I den påfølgende konsolideringsproces kan under sædvanlige forhold: De sætningsgivende lerlag er af begrænset tykkelse i forhold til belastningsarealernes vandrette udstrækning, antages lodret parallelstrømning ved udpresning af det overskydende porevand. (0803) gælder derfor stadig, men (0804) må nu erstattes med (1005) henholdsvis (1012), idet der i begge ligninger divideres med dt på begge sider af lighedstegnet. Det er en konsistent antagelse, at σ_x forbliver konstant i både plan og rumlig tilstand, mens σ_y desuden forbliver konstant i rumlig tilstand, i hvert fald for $b \approx 1$. Under denne forudsætning findes, at divisoren K på højre side af (0807) og på venstre side af (0808) skal erstattes med $E/(1-2\mu) = K(1+2K_0)$ for $b \approx 1$ og med $E_p/(1-\mu_p) = K(1+K_0)$ i plan tilstand (for $b < 1$ kan f. eks. interpoleres). Idet der desuden indføres de korrekte grænsebetingelser for u_{ny} , kan konsolideringens tidsforløb beregnes som angivet i afsn. 8.3 - 8.4, jfr. også afsn. 10.3 (det er her man som nævnt kan få brug for tilfældet Fig. 8 E), og man vil i sluttilstanden $T \rightarrow \infty$ asymptotisk nærme sig til de effektive spændinger, der gælder for den drænedede tilstand.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 4 | 9 |

4. I drænet tilstand, som naturligvis også kan beregnes direkte, findes først de effektive spændingsændringer af ligningerne svarende til (0405), gældende for alle tre spændingskomponenter i rumlig tilstand, og for σ_x og σ_z i plan tilstand. Det må også her erindres, at der skal medtages bidragene fra de ensformigt fordelte belastningsændringer. ϵ_z kan nu beregnes af (1005) henholdsvis (1012), og ved integration fås de endelige sætninger til tiden $t \rightarrow \infty$ (i praksis $t \approx t_c$). Differensen mellem disse sætninger og initialsætningerne δ_z er konsolideringssætningerne δ_c . Med de ovenfor gjorte antagelser er det også disse sætninger, der kan beregnes udviklet som funktion af tiden i løbet af konsolideringsprocessen.

Den ovenfor beskrevne beregningsprocedure giver som nævnt konsistente resultater. Desværre er de fejlagtige, hvis der uden videre anvendes de i afsn. 9.4-9.5 angivne spændingstilvækster, som er baseret på Boussinesqs løsning, eller tilnærmelser hertil. Fejlen, som især viser sig ved, at der for sætningsgivende lerlag af begrænset tykkelse generelt beregnes relativt for store initialsætninger, skyldes hovedsageligt, at Boussinesqs grundløsninger, (0915-17) og (0921-22), forudsætter, at jordprofilet kan betragtes som et homogent elastisk halvrum. Beregninger udført under denne forudsætning kan derfor kun forventes at give korrekte resultater, hvis de sætningsgivende lag er meget tykke, og K tilmed ikke vokser væsentligt med dybden. Hvis denne forudsætning er opfyldt, kan porevandsstrømningen under konsolideringsprocessen på den anden side ikke med rimelighed beskrives som en lodret parallelstrømning: Strømningen er to- eller tredimensional, og drænvejen d_c , jfr. (0809), står ikke i relation til lagtykkelsen, men derimod nærmere til belastningsarealets bredde (desuden dræner porevandsovertrykkene hurtigere væk under kanterne end under midten af belastningsarealet, således at der ved stive fundamenter sker en omfordeling af de totale enhedsbelastninger over FUK i løbet af konsolideringsprocessen).

For sætningsgivende lag af begrænset tykkelse må den ovenfor beskrevne beregningsprocedure ændres på følgende punkter:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 5 | 9 |

1. σ_z kan med rimeligt god tilnærmelse beregnes som angivet, forudsat at der ikke er tale om stive fundamenter. Formlerne (0919) og (0924) er imidlertid ikke korrekte, da disse belastningsfordelinger ikke giver samme sætning af alle punkter over hele fladen, hvis det sætningsgivende lag kun har begrænset tykkelse (belastningsfordelingen bliver mere ensformig). (0920) og (0925) kan derfor heller ikke anvendes; men man må enten bestemme den belastningsfordeling, der giver samme sætninger, jfr. Geoteknik 2 afsn. 8, eller (mere tilnærmelse) benytte 1:2 fordelingen, afsn. 9.5.
2. Formlerne for σ_x og σ_y må derimod modificeres, fordi der i virkeligheden gælder den betingelse, at man ved en laggrænse til et stivere lag, eller undersiden af et stift, ru fundament, har $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$. Her er tilstanden altså endimensionel, således at man ved sådanne laggrænser har:

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z \quad \text{i udrænet tilstand} \quad (1015)$$

og

$$\Delta\bar{\sigma}_x = \Delta\bar{\sigma}_y = K_0 \Delta\bar{\sigma}_z \quad \text{i drænet tilstand} \quad (1016)$$

Denne modifikation kan opnås tilnærmelse ved først at beregne $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ og $\Delta\sigma_y$ som angivet i afsn. 9, f.eks. ved hjælp af formlerne (0926-27). Svarende til sidstnævnte formel kan σ_y tilnærmelse ved:

$$\sigma_y = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \frac{b}{l} \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \quad (b \leq l) \quad (1017)$$

Herved fås (1008) for $l \rightarrow \infty$ (plant tilfælde), og $\sigma_y = \sigma_x$ for $b = l$ (af symmetrigrunde). I udrænet tilstand kan man herefter til de således fundne værdier af σ_x og eventuelt σ_y (i rumlig tilstand) addere en lineær funktion af dybden:

$$\Delta\sigma_x = A + Bz \quad (1018)$$

hvor konstanterne A og B er bestemt således, at (1015) er opfyldt ved begge laggrænser. Porevandtrykkene u findes ved at anvende (1002) henholdsvis (1008) på de således fundne samlede tilvækster i σ_z , σ_x og σ_y .

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 6 | 9 |

I den tilsvarende dræned tilstand er $\bar{\sigma}_x$ og $\bar{\sigma}_y$ begge meget nærlig med $K_0 \bar{\sigma}_z$, og i de fleste tilfælde fås en tilstrækkeligt god tilnærmelse ved at regne med dette, jfr. afsn. 10.2. Denne tilnærmelse kan næppe forbedres væsentligt på en simpel måde.

For konsolideringsprocessen gælder nu den komplikation, at divisor på venstre side af lighedstegnet i (0808) vil variere igennem lerlaget (selv om K i øvrigt kan regnes at være konstant). Af denne grund benyttes normalt den i afsn. 10.3 beskrevne beregningsmåde.

Den nævnte betingelse, $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$, ved begge laggrænser for det sætningsgivende lag medfører, at såvel deformationsproblemet som konsolideringsproblemet er nærmere endimensional tilstand, end spændingsfordelingerne efter Boussinesqs formler lader formode. Dette er grunden til, at den i det følgende beskrevne, såkaldte konventionelle sætningsberegning i praksis ofte giver tilstrækkeligt nøjagtige resultater.

10.2 Konventionel sætningsberegning.

I den konventionelle sætningsberegning for drænet tilstand benyttes kun de lodrette effektive spændinger, jfr. (0405), idet de totale spændinger beregnes som angivet i afsn. 9. Der antages med tilnærmelse $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ overalt, d.v.s., at sætningsberegningen i ethvert punkt af JOF kan foretages som angivet i afsn. 7.

Som nævnt i afsn. 9.5 benyttes for fundamenter normalt 1:2 fordelingen, idet σ_z -fordelingen langs symmetrilinien med god tilnærmelse repræsenterer forholdene under hele fundamentet.

De således fundne sætninger er som nævnt de samlede sætninger i den dræned sluttilstand. De er altså summen af initial- og konsolideringssætningerne. Ved relativt tynde sætningsgivende lag kan man ofte se helt bort fra initialsætningerne. I så tilfælde giver den konventionelle sætningsberegning altså også konsolideringssætningerne, ligesom i endimensional tilstand.

Den konventionelle sætningsberegning repræsenterer imidlertid en

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 7 | 9 |

rimeligt god tilnærmelse selv for relativt tykke sætningsgivende lag. I sådanne tilfælde kan det være nødvendigt at beregne initialsætningerne særskilt som angivet i det foregående afsnit.

Ved direkte integration af udtrykkene (0926-27) fås følgende formler for den konventionelt beregnede sætning af et sribefundament af bredden b belastet alene med netto totalbelastningen Q (kN/m), henholdsvis et rektangulært fundament af dimensionerne $b \times l$ ($b \leq l$) belastet på tilsvarende måde med totallasten Q (kN), i begge tilfælde under forudsætning af, at der direkte under FUK befinder sig et homogent sætningsgivende lag af tykkelsen d med konsolideringsmodulen K :

For sribefundamentet:

$$\delta = \frac{Q}{K} \ln \left(1 + \frac{d}{b} \right) \quad (1019)$$

Det bemærkes, at δ går mod uendeligt, når d går mod uendeligt. Dette har imidlertid ingen væsentlig betydning i praksis, fordi man for tykke lerlag normalt har K voksende med dybden. Hvis man svarende til (0708), jfr. også (0711), antager en lineær variation:

$$K = A + Bz \quad (1020)$$

fås ved benyttelse af (0716) og (0718):

$$\delta = \frac{Q}{A - Bb} \ln \frac{1 + \frac{d}{b}}{1 + \frac{Bd}{A}} \quad (1021)$$

For dette udtryk gælder:

$$\delta \rightarrow \frac{Q}{A - Bb} \ln \frac{A}{Bb} \text{ for } d \rightarrow \infty \quad (1022)$$

altså en endelig størrelse. For $Bb \rightarrow A$ går dette udtryk mod Q/A . Det går mod uendeligt for $A \rightarrow 0$.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|-------------------|------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 10 | | Sætningsberegning | 78 | nr. 8 |

For det rektangulære fundament (og konstant K):

$$\delta = \frac{Q}{K} \frac{1}{l-b} \ln \frac{1 + \frac{d}{b}}{1 + \frac{d}{l}} \quad (b < l) \quad (1023)$$

$$\rightarrow \frac{Q}{K} \frac{1}{l-b} \ln \frac{l}{b} \quad \text{for } d \rightarrow \infty$$

Specielt for $b = l$ fås:

$$\delta = \frac{Q}{Kb} \frac{\frac{d}{b}}{1 + \frac{d}{b}} \quad (b = l) \quad (1024)$$

$$\rightarrow \frac{Q}{Kb} \quad \text{for } d \rightarrow \infty$$

Det bemærkes, at der i disse tilfælde fås sætninger af endelig størrelse selv for uendeligt tykke lerlag. En antagelse svarende til (1020) kan naturligvis også indføres i dette tilfælde.

Formlerne (1022-24) er velegnede til et (første) overslagsmæssigt skøn over sætningen af et givet fundament for en given belastning.

10.3 Sætningernes tidsforløb.

Under forudsætning af, at det vandmættede lerlag er af begrænset tykkelse i forhold til belastningsfladens udstrækning i vandret retning, kan man som nævnt antage lodret parallelstrømning under konsolideringsprocessen. Denne kan derfor undersøges ved hjælp af de i afsn. 8 angivne metoder, idet især konsolideringsgraden U som funktion af tiden har interesse.

Følgende bemærkes:

1. Differensen mellem h -værdierne til tiden $t = 0+$ og sluttstanden $t \rightarrow \infty$ vil, optegnet som funktion af z , normalt være krum. For de fleste formål i praksis vil den imidlertid kunne tilnærmes ved en lineær variation, f.eks. som vist på Fig. 8 D (dog hyppigt med den største ordinat foroven, hvor $\Delta\sigma_z$ er størst).
2. For dobbeltsidigt drænedede lerlag (hvor d_c som nævnt er den halve lagtykkelse) kan U som funktion af T , jfr. (0810), be-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 10 | Sætningsberegning | 78 | 9 | 9 |

regnes af (0819-20) uanset formen på trapezet på Fig. 8 D, d.v.s., uanset hvorledes h -værdierne i udrænet tilstand er fordelt. Medmindre porevandstrykkene i udrænet eller delvis drænet tilstand skal bruges til andre formål, f. eks. kontrolmålinger, kræves de derfor ikke beregnet for at kunne vurdere sætningernes tidsforløb. Det skal blot erindres, at U er den til enhver tid opnåede del af konsolideringssætningerne hidrørende fra det pågældende lerlag, d.v.s. med de ovenfor angivne tilnærmelser den del af den samlede (konventionelt beregnede) sætning, der hidrører fra lerlaget minus en eventuelt beregnet initialsætning fra samme lerlag. Det sidstnævnte bidrag ses der som nævnt i reglen bort fra.

3. Hvis lerlaget derimod er ensidigt drænet, gælder formlerne (0819-20) kun med tilnærmelse, medmindre porevandsøvertrykkene er ensformigt fordelt (hvilket sjældent vil være tilfældet). En nøjagtigere beregning kræver, at den trapezformede fordeling opdeles i en rektangulær (med poreovertryk lig med værdien ved den drænede laggrænse) og en (positiv eller negativ) trekantformet. De tilsvarende sætningsbidrag må beregnes hvert for sig, og for en given værdi af T multipliceres med hver sin værdi af U , beregnet ved hjælp af henholdsvis (0819-20) og (0825-26). Det bemærkes, at drænvejen d_c i dette tilfælde er lig med hele lagtykkelsen.

Ved tykke lerlag kan man som nævnt ikke gå ud fra, at porevandstrømningen med rimelighed kan beskrives som en lodret parallelstrømning. For dog alligevel at få et indtryk af sætningernes tidsforløb har man som grov tilnærmelse anvendt (0819-20), idet man i (0810) som d_c har indsat en størrelse mellem $b/2$ og b (mindst for kvadratiske og størst for langstrakte fundamenter).

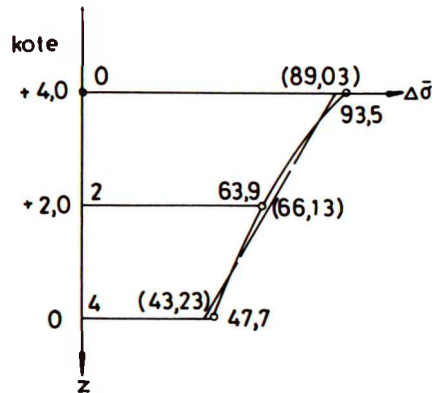
Det skal til orientering bemærkes, at spændingsfordelingen ($\Delta\sigma$ som funktion af z) under stive fundamenter i lerlag af begrænset tykkelse som omtalt i Geoteknik 2, afsn. 7 er mere konstant end angivet ved 1:2-fordelingen. Formlerne (0819-20) kan derfor ofte repræsentere en bedre tilnærmelse, end den fundne σ -fordeling umiddelbart lader formode.

Det i Eks.9.1 omhandlede smeltevandsler antages at have sætnings- og konsolideringsegenskaber, der kan beskrives ved konsolideringsmodulen $K = 8000 \text{ kN/m}^2$ samt permeabilitetskoefficienten $k = 1,5 \cdot 10^{-10} \text{ m/sek.}$

Under forudsætning af permanent grundvandssænkning ønskes for de i Eks.9.1 angivne belastninger beregnet fundamentets endelige konsolideringssætning δ_o , sætningen efter 1 års forløb, samt den tid der vil medgå til opnåelse af 2,5 cm sætning.

Under den angivne forudsætning er i Eks.9.1 fundet de i nedenstående tabel angivne værdier af $\bar{\sigma}_{opr}$ og $\bar{\sigma}_{ny}$ (i den drænedede sluttillstand). Heraf er beregnet størrelsen $\Delta\bar{\sigma}$. Denne størrelse er tillige skitseret som funktion af dybden.

| kote | σ_{opr} | σ_{ny} | $\Delta\sigma$ |
|------|-------------------|-------------------|-------------------|
| m | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| +4,0 | 48,1 | 141,6 | 93,5 |
| +2,0 | 69,1 | 133,0 | 63,9 |
| 0 | 90,1 | 137,8 | 47,7 |



Idet z nu betegner dybden under lerlagets overside i kote +4,0, kan den viste krumliniede variation af $\Delta\bar{\sigma}$ med z tilnærmes med en lineær variation. I mange tilfælde giver en skønsmæssigt indtegnet ret linie naturligvis tilstrækkelig nøjagtighed. En entydig, men stadig ikke helt eksakt, løsning fås f.eks. ved at kræve, at den tilnærmede trapezformede $\Delta\bar{\sigma}$ -fordeling skal have samme areal som den fundne krumliniede, og desuden samme middelhældning $d\Delta\bar{\sigma}/dz$.

Ifølge Simpsons formel er arealet af $\Delta\bar{\sigma}$ -fordelingen over lerlagets tykkelse, 4 m:

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|------|------|---------------------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 10.1 | | | Sætninger under et fundament | 78 |

$$A_{\Delta\bar{\sigma}} = \frac{4,0}{6} [93,5 + 4 \cdot 63,9 + 47,7]$$

$$= 4,0 \cdot 66,13 = 264,5 \text{ kN/m}$$

Ifølge (0716-18) fås heraf sætningen δ_c :

$$\delta_c = \frac{A_{\Delta\bar{\sigma}}}{K} = \frac{264,5}{8000} = 0,033 \text{ m} = 3,3 \text{ cm}$$

Hvis $\Delta\bar{\sigma}$ opskrives som funktion af z på formen:

$$\Delta\bar{\sigma} = p_0 - p_1 z$$

så er åbenbart

$$p_1 = \frac{93,5 - 47,7}{4,0} = \frac{45,8}{4,0} = 11,45 \text{ kN/m}^3$$

og p_0 ses at være

$$p_0 = 66,13 + 2,0 \cdot 11,45 = 89,03 \text{ kN/m}^2$$

Den tilnærmede, retlinierede fordeling:

$$\Delta\bar{\sigma} \approx 89,03 - 11,45 z$$

ses at opfylde de ovenfor angivne krav. Dens ordinater i de tre dybder, $z = 0, 2, \text{ og } 4 \text{ m}$, er angivet i parentes på figuren ovenfor.

Ved bestemmelse af sætningernes tidsforløb bemærkes det, at lerlaget er ensidigt drænet, idet den nedre laggrænse er impermeabel. Man har altså i dette tilfælde drænvejen $d_c = \text{lagtykkelsen} = 4,0 \text{ m}$, og desuden kan man, som forklaret i afsn. 8.4, jfr. også afsn. 10.3, ikke nøjes med at benytte formlerne (0819-20), der ved ensidig dræning kun gælder for rektangulære Δh - (eller $\Delta\bar{\sigma}$ -) fordelinger. Løsningen (0823-26) må anvendes for den trekantformede del af $\Delta\bar{\sigma}$ -fordelingen.

Den fundne trapezformede fordeling tænkes derfor sammensat af to:

1. En rektangulær med ordinaten $89,03 \text{ kN/m}^2$ i hele lerlagets tykkelse. Til denne fordeling svarer sætningen:

$$\delta_{c1} = \frac{89,03 \cdot 4,0}{8000} = 0,0445 \text{ m} = 4,45 \text{ cm}$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 10.1 | Sætninger under et fundament | 78 | 3 | 4+1 |

2. En trekantformet fordeling med $\Delta\bar{\sigma} = 0$ i den drænedede laggrænse (lerlagets overside) og ordinaten $\Delta\bar{\sigma} = -4,0 \cdot 11,45 = -45,80 \text{ kN/m}^2$ i lerlagets underside. Til denne fordeling svarer sætningen:

$$\delta_{c2} = - \frac{45,80 \cdot 2,0}{8000} = -0,0145 \text{ m} = -1,15 \text{ cm}$$

For begge fordelinger er konsolideringstiden t_c ifølge (0821):

$$\begin{aligned} t_c &= \frac{10,0 \cdot 4,0^2}{1,5 \cdot 10^{-10} \cdot 8000} = 1,333 \cdot 10^8 \text{ sek.} \\ &= \frac{1,333 \cdot 10^8}{3,154 \cdot 10^7} = 4,23 \text{ år } (\approx 51 \text{ mdr.}) \end{aligned}$$

Til $t = 1$ år svarer

$$T = \frac{1}{4,23} = 0,236$$

Ifølge (0820), eller bilaget Eks.8.1 A, svarer hertil for den rektangulære fordeling:

$$U_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi}} 0,236 = 0,549$$

For den trekantformede fordeling svarer $T = 0,236$ derimod ifølge (0825) til

$$\begin{aligned} U_2 &= 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-\pi^2 \cdot 0,236/4} \\ &= 1 - 0,577 = 0,423 \end{aligned}$$

jfr. også bilag A til dette eksempel. Det bemærkes, at der af hensyn til (0826) er anvendt en lineær abscisseinddeling for T i intervallet $0 \leq T \leq 1$ (i stedet for en kvadratrodsinddeling som i Eks.8.1 bilag A).

Med de fundne U -værdier påført hver sit sætningsbidrag findes den søgte sætning efter 1 års forløb:

$$\begin{aligned} \delta &= U_1 \delta_{c1} + U_2 \delta_{c2} \\ &= 0,549 \cdot 4,45 - 0,423 \cdot 1,15 \\ &= 2,44 - 0,49 = 1,96 \text{ cm} \end{aligned}$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|------|---------------------------------|------|-----------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 10.1 | | Sætninger under et fundament | 78 | nr. af 4 4+1 |

Det bemærkes, at den samlede konsolideringsgrad er:

$$U = \frac{1,96}{3,3} = 0,593$$

altså større end både U_1 og U_2 .

Tiden til opnåelse af 2,5 cm sætning kan findes ved hjælp af (0819) og (0825):

$$\begin{aligned} 2,5 &= 4,45 \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\pi^2 T/4}\right) - 1,15 \left(1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-\pi^2 T/4}\right) \\ &= 3,30 - \left(4,45 \cdot \frac{8}{\pi^2} - 1,15 \frac{32}{\pi^3}\right) e^{-\pi^2 T/4} \\ &= 3,30 - 2,42 e^{-\pi^2 T/4} \end{aligned}$$

d.v.s.

$$\frac{\pi^2}{4} T = \ln \frac{2,42}{3,30 - 2,50} = \ln \frac{2,42}{0,80} = 1,107$$

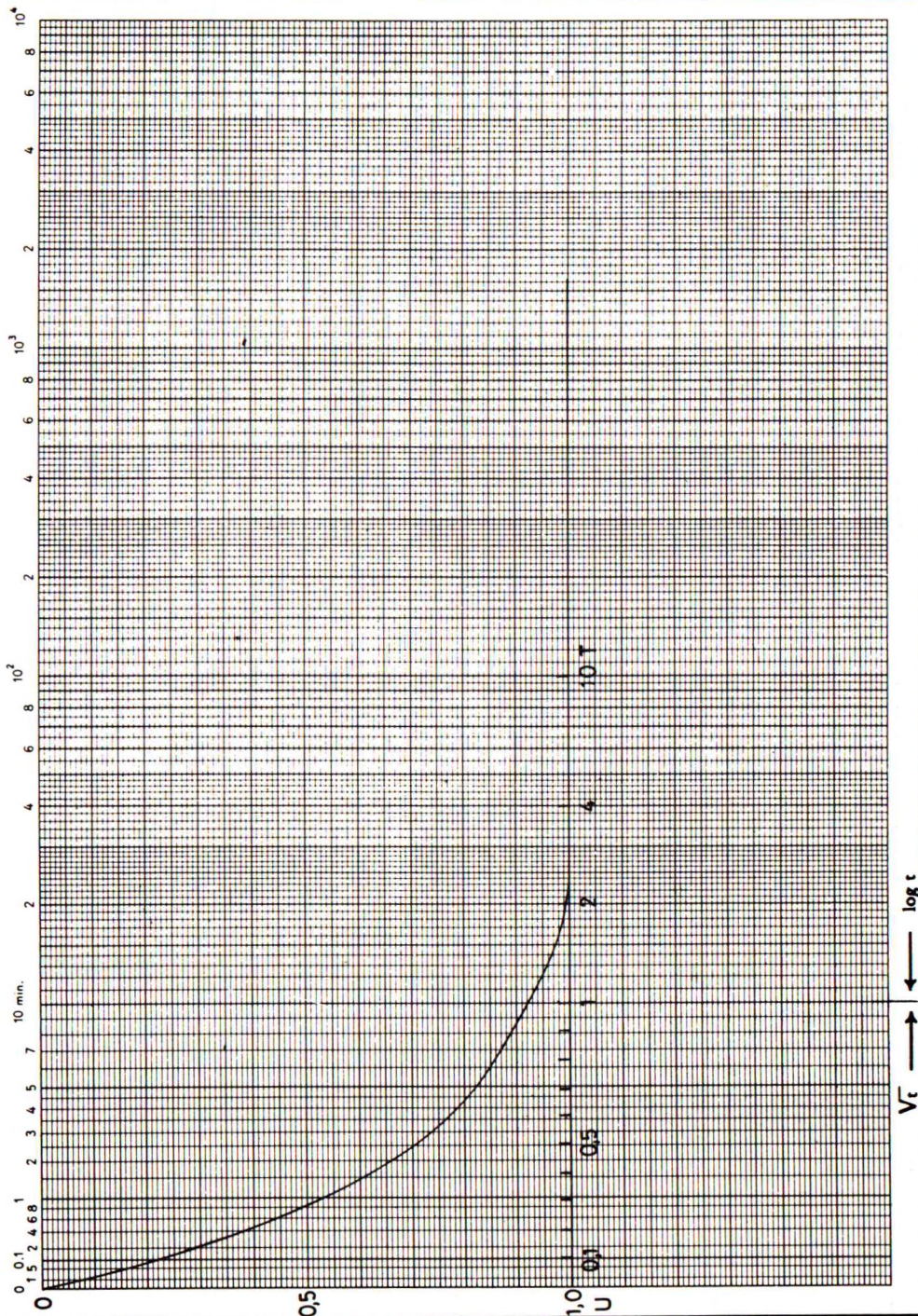
Heraf findes

$$T = \frac{4 \cdot 1,107}{\pi^2} = 0,449$$

og

$$\begin{aligned} t &= T t_c \\ &= 0,449 \cdot 4,23 = 1,9 \text{ år } (\approx 23 \text{ mdr.}) \end{aligned}$$

Kommentar: Beregningerne kan ikke siges at være specielt komplicerede; men såfremt de skulle gentages for et større antal tilfælde, ville man formentlig foretrække en grafisk løsning, f.eks. ved først at bestemme U (eller δ) for nogle forskellige værdier af T (eller t) og dernæst at interpolere på den således opnåede tidsskurve for sætningen af fundamentet. I alle andre tilfælde end den rene trekantformede fordeling på Fig. 8 E er \sqrt{t} , log t -diagrammet, som er anvendt i Eks. 8.1 bilag A, velegnet.



| | | | | | |
|-----------------------------------|-----------|---------|------------------|---|---------|
| Konsolideringskoefficient c_v : | 10^{-7} | m^2/s | Primærsætning: | — | % |
| Permeabilitetskoefficient k : | 10^{-7} | m/s | Belastningstrin: | — | t/m^2 |

| | | | | | | |
|----------------------------|--------|--------|-------|------------------------------------|-------------|---------------------|
| GEOTEKNISK INSTITUT | | | | TIDSKURVE | | |
| Boring no.: | Dybde: | m | Kote: | Ensided dræning. Trekantfordeling. | | |
| Forsøg: | d. | Tegn.: | d. | Sag: G1 Eks. 10.1 | | |
| Kontr.: | d. | Godk.: | d. | Lab. no.: | Forsøg no.: | Bilag no.: A |

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 11 | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | 1 | 13 |

11.1 Forudsætninger. Brudtilstand.

Belastninger af de på Fig.9 A-B viste typer kan ikke gøres vilkårligt store. Ved forøgelse af netto totalbelastningen Q fra nul får man - både i udrænet og i drænet tilstand - sætninger δ , som også vokser fra nul og stort set lineært med Q , jfr.f.eks. (1019-24). Dette vil i sig selv kunne volde problemer i praksis: Belastningen kan i forhold til belastningsfladens størrelse, jordprofilet og jordens egenskaber være så stor, at sætningen δ er uakceptabel.

Hertil kommer imidlertid, at man ved tilstrækkeligt store værdier af Q får spændinger i jorden, der bliver så store (nærmere defineret nedenfor), at jordens spændings-tøjningssammenhæng ikke mere kan beskrives ved hjælp af elasticitetsteorien: Tøjningerne vokser stærkere end lineært i forhold til spændingstilvæksterne. Til slut opstår der områder i jorden under belastningsfladen, først i begrænset omfang især under kanterne, senere ved fortsat forøgelse af Q bredende sig mere og mere, hvor jorden er i brudtilstand, d.v.s., at de enkelte jordelementer kan få vilkårligt store (plastiske) tøjninger under konstante spændinger. I de nævnte områder opfylder spændingstilstanden i jorden den såkaldte brudbetingelse, men kan i øvrigt godt ændre sig for de enkelte jordelementer ved fortsat voksende værdier af Q .

Til slut har områderne, hvor jorden er i brudtilstand, en så stor udstrækning, at sætningen δ svarende til belastningen Q kan foregå ved rent plastiske tøjninger i jorden, d.v.s., at den kan blive vilkårligt stor ved uændret spændingstilstand i jorden, altså ved en konstant værdi af Q . Denne slutværdi af Q kaldes brudlasten Q_f svarende til fuldt udviklet brudtilstand i jorden, jfr. arbejdskurven Fig.11 A, der viser δ som funktion af Q fra $Q = 0$ til $Q = Q_f$ for et sribefundament. Den første, lineære del af arbejdskurven kan altså beregnes ved hjælp af (1019).

Brudværdien Q_f i relation til den aktuelle belastning Q på fundamentet har naturligvis også en betydelig interesse i praksis. Ved dimensionering af konstruktioner må det således sikres, at belastningen i forhold til de øvrige parametre i problemet kun har en sådan størrelse, at der er en rimelig (normalt foreskrevet) sikkerhed mod fuldt udviklet brudtilstand.

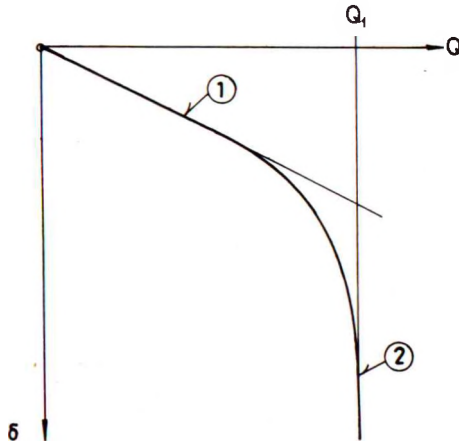


Fig. 11 A: Arbejdskurve for et stribefundament.

1: Lineært voksende sætninger.

2: Fuldt udviklet brudtilstand, $Q = Q_f$

Det bemærkes, at den størst tilladelige værdi af Q efter dette kriterium ikke nødvendigvis har nogen direkte relation til den største værdi af Q , der stadig giver acceptable sætninger: Man får ganske vist uacceptable (nemlig vilkårligt store) sætninger, hvis man sætter $Q = Q_f$; men en Q bestemt efter sætningskriteriet kan godt svare til en for lille sikkerhed mod brud, og omvendt kan den værdi af Q , der netop har tilstrækkelig sikkerhed mod brud, godt give for store sætninger.

Brudtilstand kan også optræde i andre sammenhænge. Hvis væggen på Fig. 5 B således i stedet for at være ueftergivende bevæges ind mod jorden, f.eks. fordi den skal optage en vandret kraft, så vil den aktuelle værdi af denne kraft på tilsvarende måde kunne sammenlignes med den maksimalt opnåelige, det såkaldte passive jordtryk, der svarer til fuldt udviklet brudtilstand bag væggen: Vægbevægelsen kan gøres vilkårligt stor, uden at jordtrykket forøges yderligere. Der kan i øvrigt også opnås fuldt udviklet brudtilstand i jorden ved at bevæge væggen udad, f.eks. fordi afstivningerne svigter. Det tilsvarende, såkaldt aktive jordtryk, er det minimalt opnåelige, jfr. også afsn. 13.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 11 | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | 3 | 13 |

De ovenfor beskrevne fænomener, en belastning eller en påtvungen bevægelse, der fremkalder brudtilstand i jorden, kan påføres så hurtigt, at den del af jordprofilet, som består af vandmættet ler, hele tiden er i udrænet tilstand, eller de kan påføres så langsomt, at al jorden hele tiden er i drænet tilstand. Man taler derfor om enten udrænet eller drænet brudtilstand (den sidstnævnte selv ved hurtige belastningsændringer i sand og grus). Brud i delvis drænedede mellemtilstande kan naturligvis også tænkes ved belastningshastigheder beliggende mellem de to yderpunkter; men de undersøges sjældent i praksis, fordi det normalt er et af de to nævnte grænsetilfælde, der er det farligste.

En lang række brudproblemer i praksis i Geoteknikken svarer til plan tøjningstilstand, f.eks. i forbindelse med mure, vægge og stribefundamenter. Generelt rumlige brudtilstande optræder naturligvis også, f.eks. bæreevne af rektangulære fundamenter; men der findes ikke nogen generelt anvendelig metode til at løse sådanne problemer. De løsninger, der findes, er udledt ved - hyppigt empirisk - korrektion af løsningen til de tilsvarende plane problemer (rektangulært fundament sammenlignet med stribefundament af samme bredde etc.).

Som følge heraf betragtes i det følgende primært plan brudtilstand, idet der først diskuteres de spændingstilstande i jordelementer, der svarer til brud, d.v.s. brudbetingelsen for spændingerne. I plan tøjning kan spændingstilstanden som nævnt (Fig. 5 A og 9 A) beskrives ved hjælp af komponenterne σ_z , σ_x og τ_{xz} .

I brudbetingelsen indgår nogle materialekonstanter, styrkeparametrene, som er forskellige for forskellige jordarter, og desuden også afhænger af, om der betragtes udrænet eller drænet brud i jorden. Disse parametre omtales ligeledes principielt under forudsætning af plan tilstand. I praksis bestemmes de imidlertid hyppigst ved laboratorieforsøg på cirkulærcylindriske prøver. Det er derfor nødvendigt også at diskutere forskellen mellem de således fundne, såkaldt triaksialt målte, parametre og de tilsvarende, der gælder for plan tilstand.

11.2 Coulombs brudbetingelse.

I det følgende betragtes jordelementer i plan tøjningstilstand med homogen spændingstilstand, altså samme værdier af σ_z , σ_x , τ_{xz} og u overalt, og der betragtes i første række tør eller naturfugtig jord, således at de effektive normalspændinger er lig med de totale. For simpelheds skyld benyttes derfor i første række ikke effektiv-tegn over σ -symbolerne.

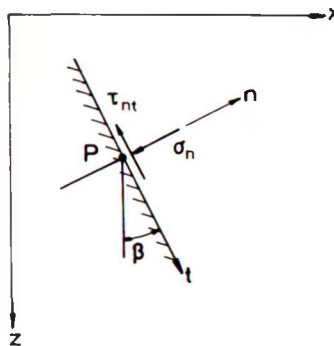


Fig. 11 B: Snitkræfter σ_n og τ_{nt} på et snit gennem det betragtede punkt P i jorden.

I den oprindelige formulering af brudbetingelsen (Coulomb) betragtes normalspændingen σ_n og forskydningsspændingen τ_{nt} på et - i princippet vilkårligt - snit gennem det betragtede punkt (jordelement). Som sædvanligt regnes σ_n positiv som tryk, og desuden regnes τ_{nt} positiv, når den som vist på Fig. 11 B virker i den negative t -retning (i snitfladen vinkelret på zx -planen) på den del af jorden, som ligger i negative n -retning i forhold til snittet. Normalretningen peger altså bort fra den del af jorden, hvorpå de betragtede snitkræfter virker, og t, n er et retvinklet koordinatsystem med sædvanlig positiv omløbsretning (mod uret).

Hvis man for samme spændingstilstand betragter forskellige snit, svarende til forskellige værdier af vinklen β på Fig. 11 B, gennem det betragtede punkt, fås forskellige værdier af σ_n og τ_{nt} : Snitkræfterne

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 11 | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | 5 | 13 |

er (entydige) funktioner af β . Coulombs brudbetingelse udtrykker nu, at hvis der findes et snit, brudsnittet, for hvilket værdien af τ_{nt} , τ_f , og værdien af σ_n , σ_f , har følgende indbyrdes sammenhæng:

$$|\tau_f| = \sigma_f \tan \varphi + c \quad (1101)$$

mens det for alle andre snit gælder, at:

$$|\tau_{nt}| \leq \sigma_n \tan \varphi + c \quad (1102)$$

så er jorden (netop) i brudtilstand. Hvis ulighedstegnet i (1102) gælder for alle snit gennem det betragtede punkt, er jorden ikke i brudtilstand (her). Spændingstilstande, hvor (1102) er overskredet for noget snit, er ikke mulige.

φ og c , henholdsvis friktionsvinklen og kohæsionen, er materialekonstanter, som karakteriserer jordens styrke. De antages normalt uafhængige af spændingstilstanden (jfr. dog afsn. 12.3), hvorfor (1101) - oftest som en god tilnærmelse - postulerer en lineær sammenhæng mellem τ_f og σ_f .

Coulombs brudbetingelse (1101) har den form, man ville vente ved indbyrdes glidning mod hinanden af to ru, stive legemer langs et plant snit: Størrelsen $\tan \varphi$ er en friktionskoefficient, og kohæsionen c er en (spændingsuafhængig) modstand udover friktionsmodstanden, som f.eks. kan være forårsaget af fugtighed og/eller elektriske bindinger over snitfladen. Rent fysisk kunne man også tænke sig, at i hvert falden del af en sådan modstand ville vokse proportionalt med σ_f , f.eks. fordi antallet af kontaktpunkter i snitfladen ville vokse med voksende normalspændinger; men sammenhængen (1101) ville i så fald stadig være lineær: Den proportionale forøgelse af modstanden ville blot blive indregnet i (ikke kunne skelnes fra) $\tan \varphi$.

Grundtanken bag (1101) er nu følgende: Denne ligning udtrykker glidningsbetingelsen mellem to stive jordlegemer, som er adskilt af et (for infinitesimale elementer) plant snit. Hvis ligningen er opfyldt, kan der derfor ske brud i jorden i form af en sådan glidning, og glidefladerne vil åbenbart udvikles langs brudsnittene. Der vil ikke kunne ske glidning i retninger (langs snit), hvor ulighedstegnet

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 11 | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | 6 | 13 |

i (1102) gælder, og hvis der ikke findes noget snit gennem det betragtede punkt, hvor (1101) er opfyldt, kan der slet ikke ske glidning i nogen retning i jorden her, og jorden er følgelig ikke i brudtilstand.

Denne opfattelse har senere vist sig kun at være fysisk korrekt ved udrænet brud i ler; men beregningsmetoder, der kan opfattes som værende udledt heraf, benyttes stadig ved løsning af brudproblemer, hvor man i hvert fald med tilnærmelse har stive jordlegemer, der bevæger sig i forhold til hinanden, og kun er adskilt af snævre områder (i grænsen kurver), hvor jorden er i brudtilstand, jfr. afsn. 14 samt bl. a. Geoteknik 2 afsn. 11-12.

Den væsentligste vanskelighed er, at den grundlæggende betragtning over glidning mellem to stive jordlegemer ikke kan anvendes på brudtilstande, hvor de plastiske tøjninger ikke svarer til bevægelsesdiskontinuiteter i jorden, men til homogen deformation af de enkelte jordlegemer: Hvis bevægelsesfeltet er et kontinuert varierende vektorfelt, kan der ikke angives snitretninger, hvor der sker den ovenfor beskrevne glidning, og for de tn -koordinatsystemer, der kan indlægges med begyndelsespunkt i det betragtede punkt, vil normalt hverken de, der har maksimal forskydningstøjning, eller de, der har tøjning nul i t -retningen, svare til brudsnittene som defineret ved Coulombs brudbetingelse.

Det antages normalt, at det er de samme spændingstilstande, der fremkalder brud i jorden, uanset om de plastiske tøjninger svarer til bevægelsesdiskontinuiteter eller ej. Brudbetingelsen vedrører altså alene spændingstilstanden. Det er derfor hensigtsmæssigt at betragte plane spændingstilstande noget mere generelt, således at brudbetingelsen kan formuleres på andre, og til nogle formål mere hensigtsmæssige, måder end - men stadig ensbetydende med - (1101).

11.3 Plan spændingstilstand. Mohrs cirkel.

Det bemærkes først, jfr. Fig. 11 C, at en spændingstilstand, der er repræsenteret ved komponenterne $(\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz})$ i forhold til xz -koordinat-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 11 | | | 7 | 13 |
| | | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | | |

natsystemet, også kan repræsenteres ved komposanterne $(\sigma_t, \sigma_n, \tau_{nt})$ i forhold til et andet koordinatsystem t, n , som er drejet (f.eks. vinklen β) i forhold til xz -koordinatsystemet. Hvis jorden som antaget er isotrop, så vil ethvert sæt komposanter $(\sigma_t, \sigma_n, \tau_{nt})$, der repræsenterer samme spændingstilstand som et givet sæt $(\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz})$, d.v.s. kan udledes af det ved transformation til et andet koordinatsystem, være ækvivalent med dette sæt med hensyn til, om brudbetingelsen er opfyldt, ikke er opfyldt, eller er overskredet.

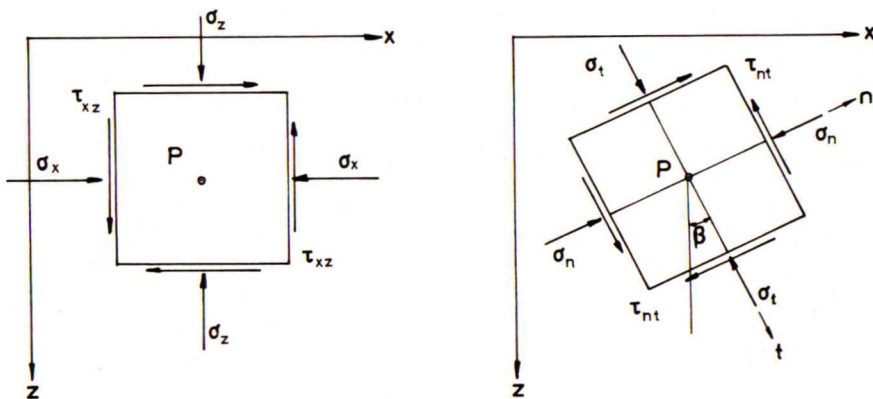


Fig.11 C: Spændingskomposanter for samme spændingstilstand i samme punkt P refereret til xz - og tn -koordinatsystem.

Af de tre spændingskomposanter, der repræsenterer en spændingstilstand i forhold til et vilkårligt koordinatsystem, må der derfor kunne udledes to størrelser, som er uafhængige af, hvilket system der refereres til, og brudbetingelsen må kunne opskrives som en relation (fortrinsvis lineær) mellem disse to størrelser.

Afbildningen af en given spændingstilstand ved hjælp af den såkaldte Mohrs cirkel, Fig.11 D, er et i denne forbindelse velegnet hjælpemiddel. Cirklen udgør i et σ_n, τ_{nt} koordinatsystem det geometriske sted for de punkter, der svarer til de snitkraftkomposanter, Fig.11 B-C, som kan opnås for alle mulige snitretninger (alle værdier

af β) gennem det betragtede punkt, hvor den givne spændingstilstand findes.

Mohrs cirkel for spændingstilstanden (også blot benævnt: for spændingerne) giver derfor en direkte oversigt over de snitkræfter, der findes på alle snit gennem punktet. Det er således forholdsvis enkelt herved at undersøge, om (1101-02) er opfyldt. Herudover giver cirklen, betragtet som helhed, en generel karakteristik af spændingstilstanden, idet f.eks. abscissen til centrum og radius, eller abscisserne til de to skæringspunkter med σ_n -aksen, er sæt af invariante størrelser, der er velegnede til en alternativ formulering af brudbetingelsen. De nævnte størrelser har desuden en veldefineret fysisk betydning, som benyttes i flere sammenhænge.

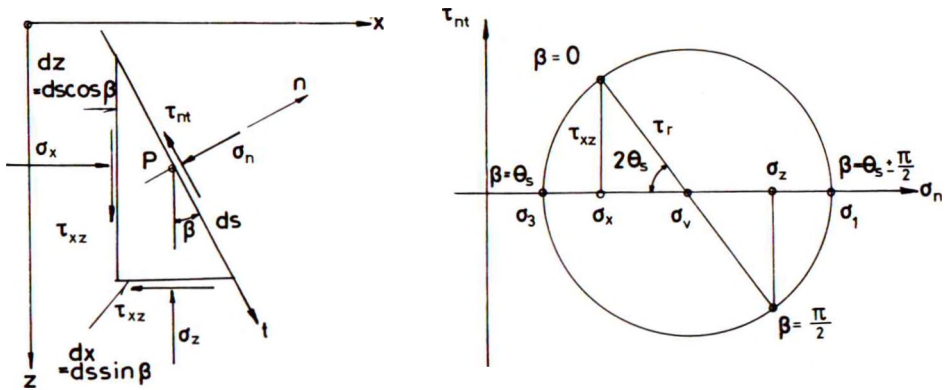


Fig.11 D: Snitkræfterne (σ_n, τ_{nt}) som funktioner af β . Mohrs cirkel.

Ved projektion på n -retningen giver ligevægtsbetingelsen for det viste (infinitesimale) legeme:

$$\sigma_n ds = \sigma_z dx \sin \beta + \sigma_x dz \cos \beta - \tau_{xz} (dz \sin \beta + dx \cos \beta) \quad (1103)$$

hvoraf fås ved division på begge sider af lighedstegnet med ds :

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 11 | | | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | nr. 9 |

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_z \sin^2 \beta + \sigma_x \cos^2 \beta - 2\tau_{xz} \sin \beta \cos \beta \\ &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \cos 2\beta - \tau_{xz} \sin 2\beta\end{aligned}\quad (1104)$$

På tilsvarende måde findes:

$$\tau_{nt} = -\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \sin 2\beta + \tau_{xz} \cos 2\beta\quad (1105)$$

Vi definerer nu:

$$\sigma_v = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}\quad (1106)$$

og skriver desuden

$$\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} = \tau_r \cos 2\theta_s\quad (1107)$$

$$\tau_{xz} = \tau_r \sin 2\theta_s$$

τ_r og $2\theta_s$ er altså de polære koordinater, der svarer til de rektangulære: $(\sigma_z - \sigma_x)/2$, τ_{xz} (henholdsvis kvadratroden af kvadratsummen og arctan til forholdet).

Ved indsættelse af (1106-07) i (1104-05) fås:

$$\sigma_n = \sigma_v - \tau_r \cos 2(\beta - \theta_s)\quad (1108)$$

$$\tau_{nt} = -\tau_r \sin 2(\beta - \theta_s)$$

Idet β er den uafhængigt variable, repræsenterer (1108) åbenbart parameterfremstillingen for en cirkel med centrum i punktet $(\sigma_v, 0)$ på σ_n -aksen og med radius τ_r . Følgende bemærkes:

1. Hvis $\beta = 0$, er:

$$\sigma_n = \sigma_v - \tau_r \cos 2\theta_s = \sigma_x\quad (1109)$$

$$\tau_{nt} = \tau_r \sin 2\theta_s = \tau_{xz}$$

ifølge (1106-07), jfr. også Fig. 11 C.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 11 | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | 10 | 13 |

2. Hvis derimod $\beta = \pi/2$, er:

$$\sigma_n = \sigma_v + \tau_r \cos 2\theta_s = \sigma_z \quad (1110)$$

$$\tau_{nt} = -\tau_r \sin 2\theta_s = -\tau_{xz}$$

Fortegnsskiftet på τ_{xz} er muligvis uventet, men korrekt og så ifølge Fig. 11 C: Hvis τ_{xz} er positiv som vist på denne figur (virker i retning af at forøge den oprindelig rette vinkel i 1. og 4. kvadrant i zx -koordinatsystemet), så er forskydningsspændingen på snit parallelle med x -aksen numerisk lig med spændingskomponenten τ_{xz} , men betragtet som snitkraftkomponent negativ ifølge fortegnsgenstandens definition på Fig. 11 B (og D).

3. For β lig med den i (1107) definerede vinkel θ_s er $\tau_{nt} = 0$ og

$$\sigma_n = \sigma_3 = \sigma_v - \tau_r \quad (1111)$$

Dette er åbenbart den mindste opnåelige værdi af σ_n på noget snit, den såkaldte mindste, eller 3., hovedspænding (den mellemste, eller 2., hovedspænding, σ_2 , virker i plan tilstand normalt på snittet parallelt med zx -planen, hvor man jo også har alle forskydningsspændinger lig med nul).

4. For $\beta = \theta_s \pm \pi/2$ er τ_{nt} også nul, men her er

$$\sigma_n = \sigma_1 = \sigma_v + \tau_r \quad (1112)$$

den største opnåelige værdi af σ_n på noget snit = den største, eller 1., hovedspænding. De to hovedspændingsretninger ses at stå vinkelret på hinanden: σ_1 virker på snit i σ_3 -retningen (3. HSR) og omvendt, og σ_1 -retningen (1. HSR) danner vinklen θ_s med z -aksen, jfr. Fig. 11 E.

5. Hvis man drejer en given snitretning vinklen $\Delta\beta$ i positiv omløbsretning, så vil punktet på Mohrs cirkel (σ_n, τ_{nt}) svarende til snitkraftkomponenterne blive flyttet langs cirkelperiferien gennem en centervinkel $2\Delta\beta$, ligeledes i positiv omløbs-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|--|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | nr. |
| | 11 | | 78 | 11 | 13 |

retning. Hvis β får en tilvækst på π , kommer man altså tilbage til samme punkt på Mohrs cirkel (centervinkel 2π). Dette svarer åbenbart til at dreje tn -koordinatsystemet 180° , d.v.s. betragte de snitkræfter, der virker på jorden på den anden side af snittet. De har naturligvis samme størrelse.

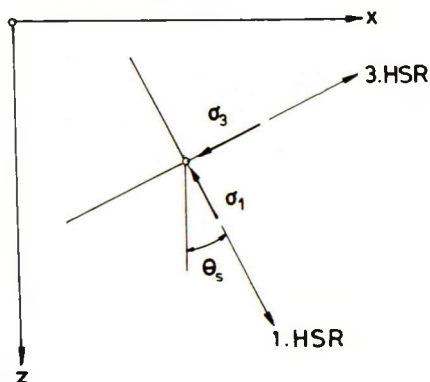


Fig. 11 E: Hovedspændingsretninger 1.HSR og 3.HSR.

At betragte samme spændingstilstand i relation til forskellige (f.eks. tn -) koordinatsystemer er ifølge (1108-10) ækvivalent med at betragte de forskellige sæt spændingskomponenter (σ_z , σ_x , τ_{xz}), der kan fås ved at fastholde de såkaldte spændingsinvarianter (σ_v , τ_n) eller, ensbetydende hermed, (σ_1 , σ_3), og antage forskellige værdier af θ_s . Det er derfor til mange formål hensigtsmæssigt at formulere brudbetingelsen (1101-02) ved hjælp af disse invarianter.

11.4 Brudbetingelse. Generel formulering.

Brudbetingelsen (1101-02) ses at være ensbetydende med, at Mohrs cirkel for den tilsvarende spændingstilstand netop tangerer de på Fig. 11 F viste rette linier, mrk. F , som afskærer stykker af længden c på τ_{nt} -aksen, og danner vinklen ϕ med σ_n -aksen. I dette tilfælde er der åbenbart to snit, svarende til de på figuren viste punkter mrk. a og b , hvor lighedstegnet i (1102), d.v.s. (1101), er opfyldt, mens ulighedstegnet i (1102) er opfyldt for alle andre snit. Spæn-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 11 | | | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 |

dingstilstande, som ikke er brudtilstande, svarer til Mohrs cirkler, der ikke når ud til linierne F , og spændingstilstande, hvis Mohrs cirkler skærer F , er ikke mulige, fordi (1102) så ville blive overskredet for nogle snit.

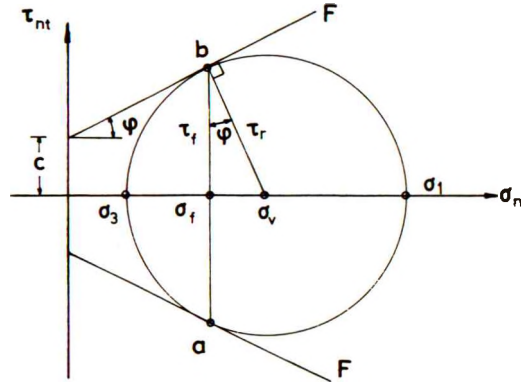


Fig. 11 F: Mohrs cirkel for spændinger svarende til brudtilstand i jorden.

Linierne F er altså indhyllingslinier for de Mohrs cirkler, der svarer til brudtilstand i jorden. I mere generelle tilfælde må i stedet benyttes krumme kurver, men under den her gjorte antagelse, c og φ konstanter, altså uafhængige af f.eks. σ_v , bliver de rette linier.

Af Fig. 11 F ses, at brudbetingelsen (1101-02) er ensbetydende med:

$$\tau_r = \sigma_v \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (1113)$$

Den kan også udtrykkes ved hjælp af hovedspændingerne, idet man ifølge (1111-12) har:

$$\tau_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1114)$$

$$\sigma_v = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Ved indsættelse i (1113) kan heraf udledes:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 11 | Jords styrkeegenskaber Brudbetingelse | 78 | 13 | 13 |

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + c \frac{2\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (1115)$$

eller, ensbetydende hermed:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} - c \frac{2\cos\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (1116)$$

Faktorerne til σ_3 i (1115) og til σ_1 i (1116) ses i litteraturen ofte angivet som de ensbetydende, men numerisk mere uhåndterlige, udtryk $\tan^2(\pi/4 \pm \varphi/2)$.

Af Fig. 11 F ses i øvrigt, jfr. Fig. 11 D, at brudsnitkræfterne σ_f og τ_f har størrelsen:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= \sigma_v - \tau_r \sin\varphi \\ &= \sigma_v \cos^2\varphi - c \sin\varphi \cos\varphi \end{aligned} \quad (1117)$$

og

$$\begin{aligned} \tau_f &= \pm \tau_r \cos\varphi \\ &= \pm (\sigma_v \sin\varphi \cos\varphi + c \cos^2\varphi) \end{aligned}$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|------|----------------------------------|------|-----------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 11.1 | | Brudtilstand i et jordelement | 78 | nr. af 1 2 |

En tør sandaflejring vides at have styrkeparametrene $\varphi = 36^\circ$ og $c = 0$. Der søges for den fuldt udviklede brudtilstand forholdene mellem:

1. Forskydningsspændingen τ_f og normalspændingen σ_f på Coulombs brudsnit.
2. Radius τ_r og abscissen σ_v til centrum i Mohrs cirkel.
3. Største hovedspænding σ_1 og mindste hovedspænding σ_3 .

Hvis $\sigma_z = 90 \text{ kN/m}^2$, hvad er da den maksimalt opnåelige værdi af σ_x ?
 Hvad er under samme forudsætning den maksimalt opnåelige værdi af τ_{xz} ?

Ifølge (1101) er, når $c = 0$:

$$\frac{\tau_f}{\sigma_f} = \tan 36^\circ = 0,727$$

Ifølge (1113) er derimod

$$\frac{\tau_r}{\sigma_v} = \sin 36^\circ = 0,588$$

Det bemærkes, at indhyllingslinierne F til Mohrs cirkler svarende til brudtilstand i dette tilfælde går gennem begyndelsespunktet for σ_n, τ_{nt} -koordinatsystemet, samt at de danner vinklen $\varphi = 36^\circ$ med σ_n -aksen.

Ifølge (1115) er

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin 36^\circ}{1 - \sin 36^\circ} = \frac{1,588}{0,412} = 3,852$$

For $\sigma_z = 90 \text{ kN/m}^2$ fås åbenbart den største værdi af σ_x , hvis denne er den største hovedspænding, σ_1 . σ_z er da den mindste hovedspænding, σ_3 , og man har:

$$\sigma_x = 90 \cdot 3,852 = 346,7 \text{ kN/m}^2$$

I dette tilfælde er $\tau_{xz} = 0$. Den største værdi af τ_{xz} fås derimod, hvis σ_z er normalspændingen, σ_f , på et brudsnit, jfr. Fig. 11 B og (1101-02). I dette tilfælde er τ_{xz} åbenbart den tilsvarende forskyd-

| | | | | | |
|--------------------------|------|-------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 11.1 | Brudtilstand i et jordelement | 78 | 2 | 2 |

ningsspænding, τ_f , d.v.s.:

$$\tau_{xz} = 90 \cdot 0,727 = 65,4 \text{ kN/m}^2$$

Det kan vises, at man i så fald har:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_z + 2 \tau_{xz} \tan \varphi \\ &= 90 + 2 \cdot 64,5 \cdot 0,727 \\ &= 90 + 95,1 = 185,1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Den mindst mulige værdi af σ_x fås naturligvis, hvis det er denne spænding, der er den mindste hovedspænding. I så fald er

$$\sigma_x = \frac{90}{3,852} = 23,4 \text{ kN/m}^2$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 1 | 13 |

12.1 Oversigt.

I brudteorien, d.v.s. ved udvikling af generelle metoder til løsning af brudproblemer i jord, angives den anvendte brudbetingelse i reglen på en af de i det foregående afsnit fundne former, d.v.s. hyppigt med "uspecificeret" angivelse af styrkeparametrene φ og c . Herved opnås, at de fundne metoder og formler i princippet bliver uafhængige af, om der f.eks. er tale om drænet eller udrænet tilstand. Til gengæld får man for samme jord to (eller flere) forskellige parametersæt at anvende i de forskellige tilfælde, og desuden skal de anvendte normalspændinger (σ_n , σ_v , σ_1 og σ_3) defineres på forskellige måde (effektive eller totale).

De parametre, der skal benyttes i udrænet tilstand, markeres med indeks u , altså φ_u og c_u . I denne tilstand skal, som nærmere forklaret nedenfor, benyttes totale normalspændinger.

Da brud i jorden også i udrænet tilstand skyldes plastisk tilstand i kornskelettet (glidning, rulning og/eller plastisk flydning i kontaktpunkterne i et sådant omfang, at hele kornstrukturen udgør en mekanisme), kan brudbetingelsen naturligvis også udtrykkes ved hjælp af de effektive spændinger. De tilsvarende brudparametre er de såkaldte Hvorslevs eller virkelige parametre, φ_p og c_p . Betingelsen om konstant volumen (i vandmættet jord) medfører imidlertid, at porevandtrykket u ikke er kendt på forhånd ved udrænet brud. Da jorden ikke er i elastisk tilstand, kan (1008) således ikke benyttes. Parametrene φ_p og c_p har derfor især (men til gengæld betydelig) teoretisk interesse. Sammenholdt med de udrænedede parametre, φ_u og c_u , kan de desuden benyttes til at beregne værdien af u i udrænet brud, når begyndelsesspændingstilstanden er kendt.

Ved drænet brud i jorden, hvor porevandtrykket u er kendt, skal benyttes effektive spændinger. De tilsvarende brudparametre er de såkaldte effektive parametre $\bar{\varphi}$ og \bar{c} . Som nærmere forklaret nedenfor er disse parametre ikke identiske med Hvorslevs parametre, fordi der i drænet tilstand ikke gælder betingelsen om konstant volumen.

I praksis bestemmes styrkeparametrene ofte ved forsøg på jordprøver i homogen spændings- og tøjningstilstand og med fastholdte hovedspændingsretninger som skitseret på Fig. 12 A, jfr. nærmere afsn. 23.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | ROTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 2 | 13 |

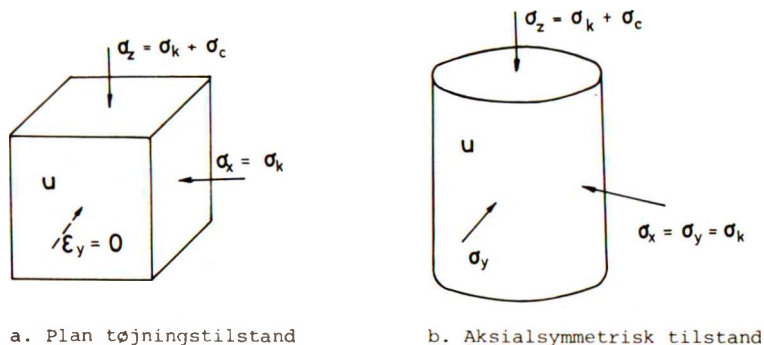


Fig. 12 A: Principskitse af forsøg til bestemmelse af brudparametrene. Alsidigt tryk σ_k + aksialtryk σ_c (til brud).

En kubisk prøve, Fig. 12 A, kan således i plan tøjningstilstand belastes med det alsidige tryk (totale spændinger) $\sigma_x = \sigma_z = \sigma_k$, hvorefter den belastes yderligere med aksialtrykket σ_c , indtil der til slut opnås brudtilstand ved spændingerne

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma_k + \sigma_c \\ \sigma_x &= \sigma_k\end{aligned}\tag{1201}$$

Under en del af, eventuelt hele, denne procedure kan man lade prøven være i drænet tilstand, d.v.s., at volumenændringer hidrørende fra udpresning af porevand er mulige, jfr. Fig. 4 A, og (slut-) porevandtrykket holdes kontrolleret, f.eks. konstant. Alternativt kan forsøget, eventuelt blot den sidste del af det, udføres udrænet, d.v.s., at voluminet holdes konstant. I så fald måles hyppigt porevandtrykket u i prøven.

Det ses, at σ_z og σ_x er hovedspændinger på ethvert tidspunkt af forsøget. Hvis $\sigma_c > 0$, hvilket normalt er tilfældet, så er åbenbart $\sigma_z = \sigma_1$ og $\sigma_x = \sigma_3$. I nogle forsøgstyper (en slags trækforsøg) er dog $\sigma_c < 0$.

De fleste forsøg af denne type udføres i praksis, bl.a. af forsgstekniske grunde, på cylindriske prøver i den såkaldte aksialsymme-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 3 | 13 |

triske tilstand, Fig. 12 Ab. Her er ikke $\epsilon_y = 0$, men derimod $\sigma_y = \sigma_x$ (= normalspændingen på enhver lodret plan). Forsøgsproceduren er i øvrigt som beskrevet ovenfor. Da (1108) også gælder i dette tilfælde for snitkraftkomponenterne σ_n og τ_{nt} på enhver skrå plan ($\theta_s = 0$ for $\sigma_c > 0$), kan brudbetingelsen også for aksialsymmetrisk tilstand formuleres fuldstændig som angivet i afsn. 11, og brudparametrene, φ og c , kan defineres og anvendes som angivet ovenfor.

De parametre, der bestemmes ved forsøg i aksialsymmetrisk tilstand, kaldes de triaksialt målte (om fornødent markeret ved indeks tr). I den følgende diskussion forudsættes plan tøjningstilstand, Fig. 12 Aa. Forskellen mellem denne og aksialsymmetrisk tilstand diskuteres nærmere i afsn. 12.5.

12.2 Udrænedede (tilsyneladende) parametre.

Der betragtes først udrænet tilstand, idet prøven i Fig. 11 Aa dog tænkes belastet i drænet tilstand med en værdi af σ_k , som svarer til in-situ spændingen. Begyndelsestilstanden kan således være $u = 0$ og $\sigma_k = \bar{\sigma}_k = \bar{\sigma}_0$. σ_c kan nu forøges, idet prøven holdes udrænet, indtil der opnås brudtilstand. Den værdi af σ_c , hvor dette sker, kaldes prøvens (jordartens) udrænedede trykstyrke. Under denne del af forsøget vil porevandtrykket u i begyndelsen vokse svarende til (1008) med $\Delta\sigma_x = 0$ og $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_c$; men på de senere stadier af forsøget, hvor elasticitetsteorien ikke mere kan anvendes, kan plastiske volumenændringer få indflydelse, således at u igen aftager, og i brudtilstanden eventuelt bliver negativ. Den samlede ændring af u fra begyndelsestilstanden til brudtilstanden kaldes Δu_c .

De effektive spændinger i prøven ændrer sig altså fra

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_0 \quad (1202)$$

i begyndelsestilstanden til:

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\sigma}_0 + \sigma_c - \Delta u_c \quad (= \bar{\sigma}_1)$$

og

$$\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_0 - \Delta u_c \quad (= \bar{\sigma}_3)$$

i brudtilstanden.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | 78 | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | | 4 | 13 |

Begyndelsestilstanden (1202) er imidlertid uændret for enhver udrænet ændring af det alsidige tryk $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_k$. En sådan ændring giver på grund af betingelsen om konstant volumen blot $\Delta u = \Delta\sigma_k$ og derfor $\Delta\bar{\sigma}_z = \Delta\bar{\sigma}_x = 0$. Brudtilstanden (1203) må derfor også være uændret.

Udrænet brud i vandmættet ler kan derfor karakteriseres ved, at trykstyrken:

$$\sigma_c = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1204)$$

er uafhængig af den totale $\sigma_x = \sigma_3$, jfr. Fig. 12 B.

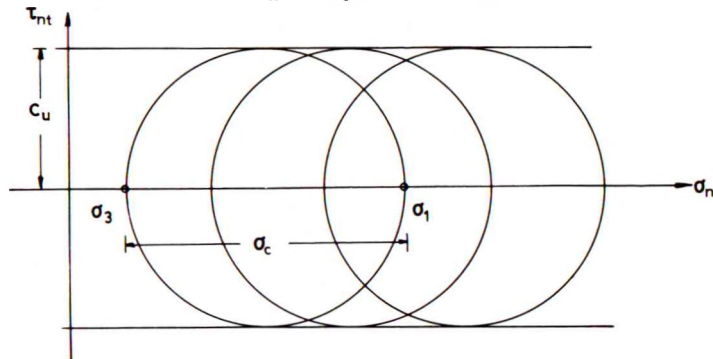


Fig. 12 B: Brudbetingelse for udrænet brud i ler (totale spændinger): Trykstyrke σ_c uafhængig af σ_3 (for samme $\bar{\sigma}_0$).

Ved sammenligning med Fig. 11 F ses dette at svare til brudparametrene

$$\varphi_u = 0$$

og

$$c_u = \frac{\sigma_c}{2}$$

(1205)

idet der som nævnt skal anvendes totale spændinger. Formentlig ud fra en følelse af, at brudtilstanden i kornstrukturen herved næppe betragte på en fysisk korrekt måde, betegnes φ_u og c_u også som tilsyneladende parametre. Anvendes i stedet effektive spændinger ($\bar{\sigma}_n, \tau_{nt}$), vil alle

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 5 | 13 |

Mohrs cirkler på Fig. 12 B svarende til samme begyndelsestilstand (1202) blive sammenfaldende, jfr. (1203); men denne Mohrs cirkel kan ikke bestemmes direkte, fordi Δu_c ikke er kendt på forhånd (for normalt konsolideret ler er denne størrelse hyppigt proportional med σ_c , mens den for forkonsolideret ler ofte nærmere er lig med $\bar{\sigma}_0$ plus eller minus en konstant).

Det bemærkes, at $\bar{\sigma}_0$ i (1202) ikke i alle tilfælde svarer til definitionen på Fig. 7 B, hvor den betegner den lodrette effektive spænding in-situ. For jord, der kun har været udsat for monotont voksende belastninger, altså her for normalt konsolideret ler, er spændingstilstanden in-situ ifølge (0504):

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\sigma}_0$$

og

(1206)

$$\bar{\sigma}_x = K_0 \bar{\sigma}_0$$

Ved hjælp af (1008) kan dette vises at være ækvivalent med en alsidig belastning:

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\sigma}_x = \frac{1 + K_0}{2} \bar{\sigma}_0 \quad (1207)$$

For forbelastet ler kan man imidlertid godt in-situ have $\bar{\sigma}_x \approx \bar{\sigma}_z$ eller endog $\bar{\sigma}_x > \bar{\sigma}_z$, jfr. Fig. 5 C. Begyndelsestilstanden (1202) anvendes derfor ofte som en rimeligt god tilnærmelse.

Det bemærkes også, at man kun har $\varphi_u = 0$, hvis leret er helt vandmættet. Ved kun delvis vandmættet jord, f.eks. selv velkomprimeret lerfyld, vil en $\Delta \sigma_k$ i udrænet tilstand kunne give en forøgelse af både $\bar{\sigma}_z$ og $\bar{\sigma}_x$ i begyndelsestilstanden (sammentrykning af luftboblerne i porevandet, Fig. 2 Bc), hvilket kan medføre en forøgelse af lerprøvens trykstyrke σ_c . I det følgende forudsættes dog helt vandmættet jord og altså brudbetingelsen (1205).

Størrelsen c_u kaldes den udrænedes forskydningsstyrke. Den er i et endimensionalt jordprofil en funktion af den lodrette effektive spænding $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_z$, jfr. Fig. 12 C.

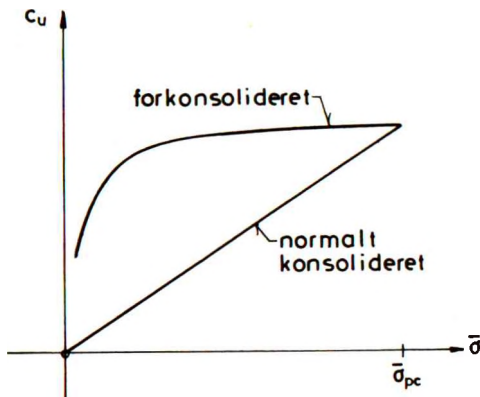


Fig. 12 C: Udrænnet forskydningsstyrke c_u som funktion af $\bar{\sigma}$.

For normalt konsolideret ler vokser c_u stort set proportionalt med $\bar{\sigma}$, jfr. også (0711) og (0713), som giver udtryk for ret nær sammenhæng mellem K og c_u : De afhænger begge af fysiske størrelser som antallet af kontaktpunkter pr. volumenenhed, altså af kornstrukturens tæthed, samt af styrken af de elektriske bindinger i kontaktpunkterne. Sammenhængen mellem c_u og $\bar{\sigma}$ kan skrives:

$$c_u = a_{nc} \bar{\sigma} \quad (1208)$$

Styrkecoeffcienten a_{nc} kan for forskellige typer lerarter, hvor der foreligger et tilstrækkeligt stort erfaringsmateriale, sættes i empirisk relation til f.eks. lerets konsistensegenskaber, jfr. afsn. 2.4. For (britiske og norske) marine, uorganiske lerarter har man således fundet en sammenhæng mellem a_{nc} og I_p , jfr. (0213):

$$a_{nc} \approx 0,14 + 0,3 I_p \quad (I_p > 0,1) \quad (1209)$$

Ifølge (1208) må der i normalt konsolideret ler forventes en lineær variation af c_u med dybden z , jfr. Fig. 12 D.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | BOVAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | Styrkeparametre | | nr. | af |
| | 12 | | 78 | 7 | 13 |

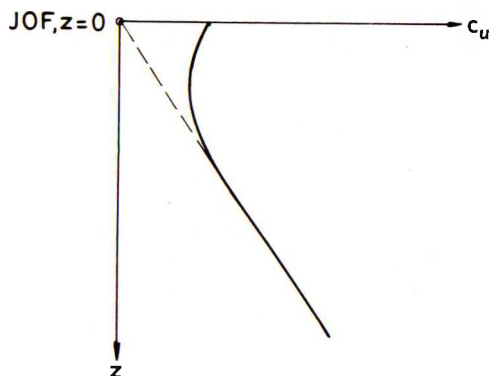


Fig. 12 D: Variation af c_u med z i normalt konsolideret ler.
(Tørskorpe i de øverste m under JOF).

Afvigelsen fra den lineære variation i den øverste zone, den såkaldte tørskorpe (for laggrænsen nær JOF, over GVS) skyldes forvitring.

For mange forkonsoliderede lerarter aftager c_u ikke væsentligt ved aflastning fra $\bar{\sigma}_{pc}$, medmindre der er tale om meget små aflastningsspændinger. Det er derfor normalt en god tilnærmelse at antage c_u konstant, uafhængig af dybden, i sådanne lerlag (undtagen muligvis i en zone nær JOF, hvor der kan være sket en kraftig aflastning og hermed udkvældning).

Fede, stærkt plastiske, tertiære lerarter indtager på flere punkter en særstilling. Den høje plasticitet medfører en ret høj værdi af a_{nc} , men også en relativt stor udkvældning, og hermed formindskelse af c_u ved aflastning. Sådanne lerarter er desuden meget hyppigt sprækkede med en middelfastand mellem sprækkefladerne på 1 til nogle få cm. Dette bevirker, at den udrænedes forskydningsstyrke for lerelementer (-prøver) større end blot f.eks. 5 cm bliver væsentligt mindre end (f.eks. 1/3 af), hvad der måtte forventes ud fra spændingstilstanden (styrken af den intakte ler mellem sprækkerne). Ved aflastning sker der desuden vandindsugning i selve sprækkesystemet, hvilket bevirker en ret kraftig formindskelse af c_u ved aftagende spændinger. Den for-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 8 | 13 |

mindskelse af c_u i forhold til værdien i den intakte ler, som skyldes sprækkerne, måles ved forsøg af de på Fig. 2 A skitserede typer, men normalt ikke ved de i afsn. 20 omtalte vingeforsøg (bl.a. af denne grund betegnes den således målte udrænede forskydningsstyrke ved et særligt symbol: c_v).

Ved nogle forsøgstyper måles forskydningsstyrken c_u foruden af den intakte ler også af samme ler med samme vandindhold, men i æltet tilstand (ofte betegnet ved en apostrof, altså c'_u). Lerets sensitivitet S_t defineres som forholdet

$$S_t = \frac{c_u}{c'_u} \quad (1210)$$

Når $S_t = 1-2$ taler man om lav sensitivitet, 2-4 om middel, og 4-8 om høj sensitivitet. En middel til høj sensitivitet haves bl.a. ved sandede lerarter, f.eks. moræneler, hvor lerfraktionen nærmest virker som cementering mellem silt- og sandkornene. Ekstremt høje sensitiviteter fra f.eks. 25 til 100 eller derover (kvikler) skyldes en udvaskning af det oprindelige ionindhold i porevandet, således at de eksisterende elektriske bindinger i kontaktpunkterne ikke kan genskabes, når først de er blevet brudt ved æltningen. På den anden side kan sprækket ler have værdier af S_t , som er mindre end 1, fordi sprækkesystemet også ødelægges under æltningen.

Forskydningsstyrken c'_u umiddelbart efter æltningen vil vokse med tiden, såfremt leret ikke underkastes yderligere deformationer. Dette fænomen kaldes regeneration, og det beror sandsynligvis på, at der efterhånden ved ionvandring opbygges elektriske bindinger i de nydannede kontaktpunkter. I nogle tilfælde vil uorganisk, homogent ler af lav sensitivitet genvinde (omtrent) sin fulde styrke i løbet af en tid, der kan variere fra nogle måneder til nogle år. For større sensitivitet nås den oprindelige styrke ikke, i hvert fald ikke inden for over-skuelige tidsrum.

Visse konstruktioner, f.eks. nedrammede pæle, kan kun placeres under samtidig æltning af en omliggende zone i jorden. Den æltede og helt eller delvis regenererede forskydningsstyrke, der under sådanne for-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 9 | 13 |

hold kan anvendes til dimensioneringsbrug, udtrykkes ofte som en faktor r , regenerationsfaktoren, gange den udrænedede forskydningsstyrke c_u af intakt jord. Det fremgår, at

$$\frac{1}{S_t} \leq r \leq 1 \quad (1211)$$

12.3 Hvorslevs (virkelige) parametre.

Til dels af teoretiske grunde har man defineret de såkaldte virkelige styrkeparametre, φ_p og c_p , som skal bruges i brudbetin- gelsen, f.eks. (1115), når der nu indsættes de effektive spændinger, men lerprøverne - eller jordelementerne i naturen - alligevel har konstant volumen. Disse parametre er, især for normalt konsolideret ler, vanskelige at bestemme i praksis, idet man skal frembringe brud- tilstand i samme jord og med samme poretal, men med forskellige vær- dier af $\bar{\sigma}_3$ (eller $\bar{\sigma}_v$).

Det kan gøres f.eks. ved, at man underkaster forskellige prøver forskellige nybelastnings-aflastnings processer, som ender med sam- me værdi af e , jfr. Fig. 7 B, hvor en ret linie parallel med $\bar{\sigma}$ -aksen åbenbart skæres af en række aflastnings- og i øvrigt også genbelast- ningsgrene, og hvor skæringspunkterne svarer til forskellige værdier af $\bar{\sigma}$. Hver prøve kan herefter føres til udrænet brud som beskrevet i afsn. 12.2.

I forkonsolideret ler er processen simplere, idet man hyppigt i de sidste stadier af et udrænet forsøg faktisk har brudtilstand i kornstrukturen. Man har blot ikke fuldt udviklet brudtilstand, fordi rent plastiske tøjninger under konstante spændinger ville medføre en volumenforøgelse (dilatation). Dette er ikke muligt i udrænet til- stand, hvorfor der sker elastisk-plastiske tøjninger, hvorunder $\bar{\sigma}_v$ vokser, og u følgelig aftager på en sådan måde, at voluminet forbliver konstant. Hvis u , og dermed de effektive spændinger, måles under den- ne del af forsøget, får man derfor så at sige automatisk en serie brudtilstande, alle svarende til samme poretal, men med forskellige værdier af $\bar{\sigma}_v$, jfr. også afsn. 23.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 10 | 13 |

Tankegangen bag bestemmelsen af parametrene φ_p og c_p var, i hvert fald oprindeligt, Coulombs: Disse parametre kan siges at repræsentere brudegenskaberne for selve kornstrukturen ved det betragtede poretal, således at f.eks. de snit, hvor (1101) er opfyldt, når der anvendes effektive spændinger og virkelige parametre, kan betegnes som de egentlige brudsnit.

I praksis har disse parametre - med tilhørende snitretninger - imidlertid ingen særlig betydning for løsningen af brudproblemer: Ved udrænet brud i ler er brudegenskaberne tilstrækkeligt karakteriseret ved størrelsen c_u , og som vist i afsn. 14 er det de snit, hvor $|\tau_{nt}| = c_u$, man har brug for ved beregning af spændingsfordelinger i brudtilstanden. Det kan også vises, at det er langs disse snitretninger, der kan ske glidninger (liniebrud, hvor to stive jordlegemer glider mod hinanden).

En helt konsekvent gennemførelse af Coulombs tankegang fører for udrænet brud i ler altså netop til de udrænedede, ikke til de virkelige, parametre. Styrkeparametrene φ_p og c_p giver imidlertid en nyttig baggrund for forståelsen af brudmekanismen i drænet tilstand.

Det bemærkes i denne forbindelse, at for samme jord er φ_p ofte med rimeligt god tilnærmelse uafhængig af spændingsniveauet, f.eks. udtrykt ved $\bar{\sigma}_v$. c_p er meget nær nul for ren friktionsjord, i hvert fald i helt tør samt i helt vandmættet tilstand. I naturfugtig tilstand kan der være en tilsyneladende kohæsion hidrørende fra kapillarkræfterne i porevinkelvandet (Fig. 2 B C); i virkeligheden må denne kohæsion beskrives som et ekstra (konstant) friktionsbidrag hidrørende fra, at der selv i ubelastet jord virker normalkræfter mellem kornene (Fig. 3 D).

I kohæsionsjord afhænger c_p derimod af $\bar{\sigma}$ på nogenlunde samme måde som c_u , jfr. Fig. 12 C. For normalt konsolideret ler er den altså stort set proportional med $\bar{\sigma}$ (eller $\bar{\sigma}_v$), mens den for forkonsolideret ler kun aftager svagt med aflastningsspændingen (undtagen ved helt små aflastninger).

12.4 Drænedede (effektive) parametre.

Ved drænet brud i jorden betragtes som nævnt effektive normal-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | ROTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 11 | 13 |

spændinger. For de tilsvarende styrkeparametre, $\bar{\varphi}$ og \bar{c} , gælder:

1. Hvis c_r er konstant, altså for friktionsjord samt med tilnærmelse for forkonsolideret ler, er

$$\begin{aligned} \bar{\varphi} &\approx \varphi_r \\ \text{og} & \\ \bar{c} &\approx c_r \end{aligned} \quad (1212)$$

2. Hvis derimod c_r varierer med $\bar{\sigma}_v$, fås $\bar{\varphi} > \varphi_r$, men $\bar{c} < c_r$. Dette gælder i udpræget grad for normalt konsolideret ler, hvor c_r som nævnt er proportional med $\bar{\sigma}_v$, og hvor man derfor, som det fremgår af Fig. 12 E, får $\bar{c} = 0$.

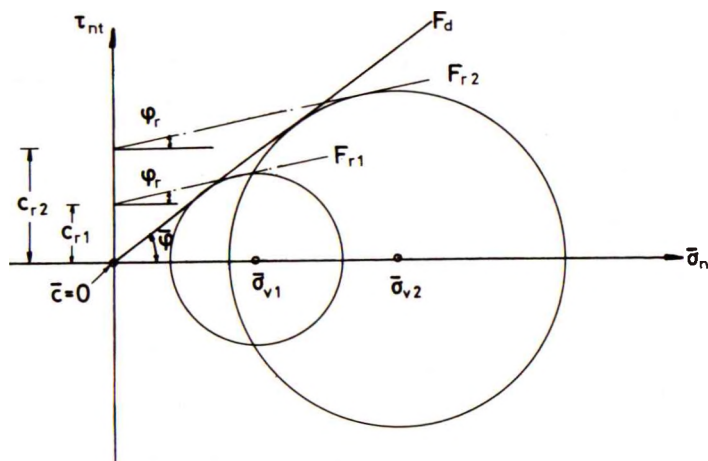


Fig. 12 E: Sammenhæng mellem φ_r , $c_r(\bar{\sigma}_v)$ og $\bar{\varphi}$, \bar{c} .
Specielt for normalt konsolideret ler: $\bar{c} = 0$.

Set i relation til de virkelige parametre, φ_r og c_r , kan man altså sige, at der i de effektive parametre, $\bar{\varphi}$ og \bar{c} , er indregnet en styrkeforøgelse (eller -formindskelse) på grund af poretsændringerne under den drænedede belastning af kornstrukturen, indtil brud opnås.

Det kan vises (trods angivelser i litteraturen om det modsatte), at de snitretninger, der skal benyttes til beregning af spændings-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 12 | 13 |

fordelinger i brudtilstanden ved drænet brud, er de, hvor (1101) er opfyldt, når parametrene $\bar{\varphi}$ og \bar{c} indsættes, og der regnes med effektive normalspændinger (på Fig. 12 E svarende til tangentpunkterne mellem Mohrs cirkler og indhyllingslinien F_d). Dette er kun med tilnærmelse de snitretninger, langs hvilke der kan ske glidning; men ingen af disse retninger har, så lidt som de tilsvarende i udrænet tilstand, noget direkte at gøre med de virkelige parametre (jfr. på Fig. 12 E tangentpunkterne mellem Mohrs cirkler og linierne F_r).

For sand kan man ofte skønsmæssigt anslå den effektive friktionsvinkel ud fra uensformighedstallet U , jfr. (0102), og den relative lejringstæthed I_D , jfr. (0206) ved hjælp af den empiriske formel:

$$\bar{\varphi}_{tr} \approx 30^\circ - \frac{3}{U} + (14 - \frac{4}{U}) I_D \quad (1213)$$

Det bemærkes, at udtrykket angiver den triaksialt målte friktionsvinkel, jfr. Fig. 12 A og afsn. 12.5, samt at det gælder for sand med relativt skarpe korn. For siltindhold samt mere runde korn gives et fradrag som angivet nedenfor:

| | | |
|----------------|-----|--------|
| 10 % silt | -2° | |
| 20 % silt | -5° | |
| Afrundede korn | -3° | (1214) |

For ler kan normalt påregnes $\bar{\varphi}$ -værdier mellem 15° og 20° for fedt, tertiært ler, omkring 25° for smeltevandsler og mellem 30° og 35° for moræneler. \bar{c} kan ofte skønnes af størrelsesordenen $0,1 c_u$.

De lave $\bar{\varphi}$ -værdier for det tertiære ler skyldes sprækketheden. Denne vil desuden medføre, at man i reglen, i hvert fald når der i brudproblemet er tale om aflastning (f.eks. i skråninger), må regne med $\bar{c} = 0$, uanset hvad der er fundet ved laboratorieforsøg.

Til slut skal det bemærkes, at mens c_u som nævnt stort set vokser lineært med dybden i normalt konsolideret ler, så skal man normalt

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12 | Styrkeparametre | 78 | 13 | 13 |

bruge værdier af $\bar{\phi}$ og \bar{c} (≈ 0), som er uafhængige af dybden. Disse parametre tager jo netop hensyn til konsolideringens indflydelse på jordens styrke.

12.5 Plane og triaksiale parametre.

Som nævnt er mange brudproblemer i praksis i Geoteknikken plane problemer, hvorimod jordens styrkeparametre ofte af forsøgstekniske grunde bestemmes i aksialsymmetrisk tilstand, jfr. Fig. 12 A.

Dette kan, især ved en dyberegående forsøgsbearbejdelse, give anledning til misforståelser og fejlfortolkninger, idet f.eks. de effektive spændinger ikke varierer på samme måde gennem udrænedede forsøg af de to forskellige typer. Man kan således sammenligne (1002-04), hvor $d\sigma_x = d\sigma_y = 0$ (aksialsymmetrisk tilstand), med (1008-10), hvor $d\sigma_x = 0$ (plan tilstand).

Hertil kommer imidlertid, at styrkeparametrene bestemt ved aksialsymmetrisk tilstand, de såkaldt triaksialt målte, ikke nødvendigvis har de værdier, der gælder ved brud i plan tilstand. Heldigvis peger alle erfaringer i retning af, at man sandsynligvis er på den sikre side ved benyttelse af de triaksialt målte parametre.

Det eneste område, hvor erfaringsmaterialet er tilstrækkeligt stort til, at forskellen mellem de to typer parametre er kendt, og kan tages i regning, er (dræned) friktionsvinkler for ren friktionsjord. Her gælder det, at

$$\bar{\phi}_{pl} \approx 1,1 \bar{\phi}_{tr} \quad (1215)$$

Denne korrektion kan anvendes f.eks. på en ved (1213-14) bestemt friktionsvinkel.

Vedrørende forsøgsteknik og forsøgsbearbejdelse henvises i øvrigt til afsn. 23 (samt Geoteknik 3 og 4). I det følgende antages det, at brudbetingelsen som angivet i afsn. 11 gælder, samt at de relevante styrkeparametre er kendt.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 12.1 | EMNE Styrkeparametre for en sand | UDG. 78 | SIDE | |
|--------------------------|---------------------|--|------------|----------|---------|
| | | | | nr. 1 | af 3 |

For den i Eks. 1.1 og 2.1 omhandlede sand, ønskes et første skøn over friktionsvinklen $\bar{\varphi}_{tr}$ i aksialsymmetrisk tilstand, idet det oplyses, at kornene kan betegnes som relativt skarpe.

Ved drænedede forsøg med to forskellige vandmættede sandprøver, indlejret med det i Eks. 2.1 fundne poretal $e = 0,518$ er der fundet følgende hovedspændinger i brudtilstanden:

1. Kammertryk = $\bar{\sigma}_3 = 20 \text{ kN/m}^2$: Brud ved $\bar{\sigma}_1 = 129,4 \text{ kN/m}^2$
2. " " $\bar{\sigma}_3 = 45$ " : " " $\bar{\sigma}_1 = 264,8$ "

Der søges den værdi af $\bar{\varphi}_{tr}$, der kan udledes af disse forsøgsresultater, samt den hertil svarende af $\bar{\varphi}_{pL}$.

Ved anvendelserne i praksis ses der forsigtigvis bort fra en eventuel $\bar{\sigma}_{tr}$, som måtte findes ud fra forsøgsresultaterne. Dette begrundes bl.a. med, at den helt eller delvis kan skyldes apparat-effekter.

I Eks. 1.1 blev fundet uensformighedstallet $U = 4,69$, og desuden blev der konstateret et indhold af ca. 16 % grusfraktion i sandet. I Eks. 2.1 blev det oplyst, at sandet in situ har en relativ lejrings-tæthed $I_D = 0,85$.

Ifølge den empiriske formel (1213) må der på dette grundlag skønnes en friktionsvinkel:

$$\begin{aligned}\bar{\varphi}_{tr} &\approx 30^\circ - \frac{3}{4,69} + (14 - \frac{4}{7}) I_D \\ &= 30 - 0,64 + 11,18 \\ &\approx 40,5^\circ\end{aligned}$$

Grusindholdet på 16 % kan skønnes at give et tillæg på ca. 1° , hvori-mod der ikke er noget fradrag for siltindhold eller mere runde korn. Det bedst opnåelige skøn på dette grundlag er derfor $\bar{\varphi}_{tr} \approx 41,5^\circ$.

De angivne forsøgsresultater bearbejdes simplest ved hjælp af formuleringen (1113). Idet man for forsøg 1 har, jfr. (1114):

| | | | | | |
|--------------------------|------|--------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 12.1 | Styrkeparametre fpr en sand | 78 | 2 | 3 |

$$\bar{\sigma}_v = \frac{129,4 + 20}{2} = 74,7 \text{ kN/m}^2$$

og

$$\tau_r = \frac{129,4 - 20}{2} = 54,7 \quad "$$

og for forsøg 2:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{264,8 + 45}{2} = 154,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_t = \frac{264,8 - 45}{2} = 109,9 \quad "$$

findes $\bar{\varphi}$ og \bar{c} åbenbart på følgende måde:

$$\sin \bar{\varphi}_{tr} = \frac{\Delta \tau_r}{\Delta \sigma_v} = \frac{109,9 - 54,7}{154,9 - 74,7} = \frac{55,2}{80,2} = 0,688$$

hvortil svarer

$$\bar{\varphi}_{tr} = 43,5^\circ$$

og

$$\cos \bar{\varphi}_{tr} = 0,725$$

Ved anvendelse af (1113) på forsøg 2 findes:

$$\begin{aligned} \bar{c}_{tr} \cos \bar{\varphi}_{tr} &= 109,9 - 154,9 \cdot 0,688 \\ &= 109,9 - 106,6 = 3,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

d.v.s.

$$\bar{c}_{tr} = \frac{3,3}{0,725} = 4,6 \text{ kN/m}^2$$

Denne størrelse ses der som nævnt forsigtigvis bort fra. Til den fundne $\bar{\varphi}_{tr} = 43,5^\circ$ svarer ifølge (1215):

$$\bar{\varphi}_{pl} \approx 1,1 \cdot 43,5 = 47,8^\circ$$

Grunden til, at der er en forskel mellem den ved forsøgene fundne værdi af $\bar{\varphi}_{tr}$ og den ved hjælp af formelen (1213) skønnede, er naturligvis, at skønsformlen med hensigt er udformet således, at den normalt vil give resultater på den sikre side: Usikkerheden ved anvendelsen af formelen er ganske stor, idet friktionsvinklen for en sand bl.a. også afhænger af andre parametre end de i formelen medtagne.

| | | | | | |
|--------------------------|------|--------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 12.1 | Styrkeparametre for en sand | 78 | 3 | 3 |

Hertil kommer, at visse parametre, f.eks. kornformen, der kan spille en ganske stor rolle, kun vanskeligt kan skønnes eksakt i praksis. Korn i forskellige fraktioner kan desuden have forskellig form.

Kommentar: Det kan være af afgørende betydning, at bestemmelsen $\bar{\varphi}_{tr}$ ud fra forsøg foretages som angivet ovenfor, d.v.s. på grundlag af mindst to forsøg, således at størrelsen \bar{c}_{tr} kan bestemmes og elimineres. Hvad enten denne størrelse repræsenterer en egentlig kohæsion eller blot hidrører fra apparateffekter, kan man få ret vildledende resultater, hvis man i tillid til, at $\bar{c}_{tr} = 0$, kun benytter ét forsøg til at bestemme $\bar{\varphi}_{tr}$.

Hvis man således kun benytter forsøg nr. 1, og går ud fra at $\bar{c}_{tr} = 0$, finder man ifølge (1113):

$$\sin \bar{\varphi}_{tr} = \frac{54,7}{74,7} = 0,732$$

hvortil svarer

$$\bar{\varphi}_{tr} = 47,1^\circ$$

altså af samme størrelsesorden som den ovenfor fundne $\bar{\varphi}_{pl}$.

Dette resultat kunne altså sammenlignes med f.eks. resultaterne af jordtryksforsøg, og man kunne komme til den konklusion, at $\bar{\varphi}_{tr}$ kan anvendes direkte på plane problemer, således at korrektionen (1215) er unødvendig og/eller forkert.

Fejlen ved dette synspunkt er naturligvis, at værdien af $\bar{\varphi}_{tr}$ beregnet på denne måde (den såkaldte sekantfriktionsvinkel) afhænger af den værdi af $\bar{\sigma}_3$, der er opnået ved det benyttede forsøg, jfr. forsøg nr. 2, der bearbejdet på samme måde giver $\bar{\varphi}_{tr} = 45,2^\circ$.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-----------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Brudproblemer Rankine-jordtryk | nr. |
| | 13 | | 78 | 1 | 14 |

13.1 Forudsætninger.

Som et af de simpleste eksempler på brudproblemer inden for Geoteknikken betragtes det i afsn. 11.1 omtalte jordtryksproblem: Jordtrykket svarende til fuldt udviklet brudtilstand på en lodret, glat væg, der bevæges enten ind mod eller bort fra den jordmasse, der påvirker væggen med jordtrykket.

Der forudsættes følgende, jfr. også Fig. 5 B.

1. Jordprofilet bag væggen kan beskrives som endimensionalt, og væggen er som nævnt lodret og glat.
2. Den i afsn. 5.1-3 omtalte (dræuede) hviletrykstilstand kan betragtes som begyndelsestilstanden; men væggen antages nu, eventuelt samtidig med at der påføres en endimensional belastningsændring på jordprofilet, f. eks. opfyldning af sand i hele væghøjden og/eller påførelse af en ensformigt fordelt overfladebelastning p , at blive bevæget ved en parallelforskydning, eller ved rotation om et punkt i eller under dens fodpunkt, gennem så stor en strækning, at der kommer fuldt udviklet brudtilstand i jorden.
3. Hvis hele jordprofilet består af sand eller grus, vil brudtilstanden altid være drænet, (næsten) uanset hvor hurtigt vægbevægelsen og den eventuelle belastningsændring foregår. Det samme vil gælde for eventuelle sand- og gruslag i et jordprofil, der også indeholder lerlag. For eventuelle lerlag må der imidlertid skelnes mellem, om brudtilstanden udvikles i udrænet eller drænet tilstand. For klarheds skyld forudsættes det i denne forbindelse, at en eventuel belastningsændring senest er påført i fuldt omfang, når brudtilstanden er fuldt udviklet. Ved tilstrækkeligt hurtig bevægelse af væggen til fuldt udviklet brud fås derfor udræuede spændingstilvækster hidrørende fra belastningsændringen og tillige udrænet brudtilstand i lerlagene. Hvis bevægelsen derimod er tilstrækkeligt langsom (eventuelt blot den del af bevægelsen, som er nødvendig for at bibeholde en brudtil-

stand, der til tiden $t = 0+$ er udrænnet), fås der dræned spændingstilvækster fra belastningsændringen og tillige drænnet brudtilstand i lerlagene, d.v.s. langs hele væghøjden.

Som eksempel på udviklingen af jordtrykkene svarende til brudtilstand i jorden er på Fig. 13 A for sand (drænnet tilstand, $\bar{\varphi}_{tr} = 30^\circ$, d.v.s. $\bar{\varphi}_{pl} = 33^\circ$) vist forholdet mellem \bar{e} og $\bar{\sigma}$ som funktion af den vandrette bevægelse δ , der regnes positiv ved en bevægelse ind mod jorden.

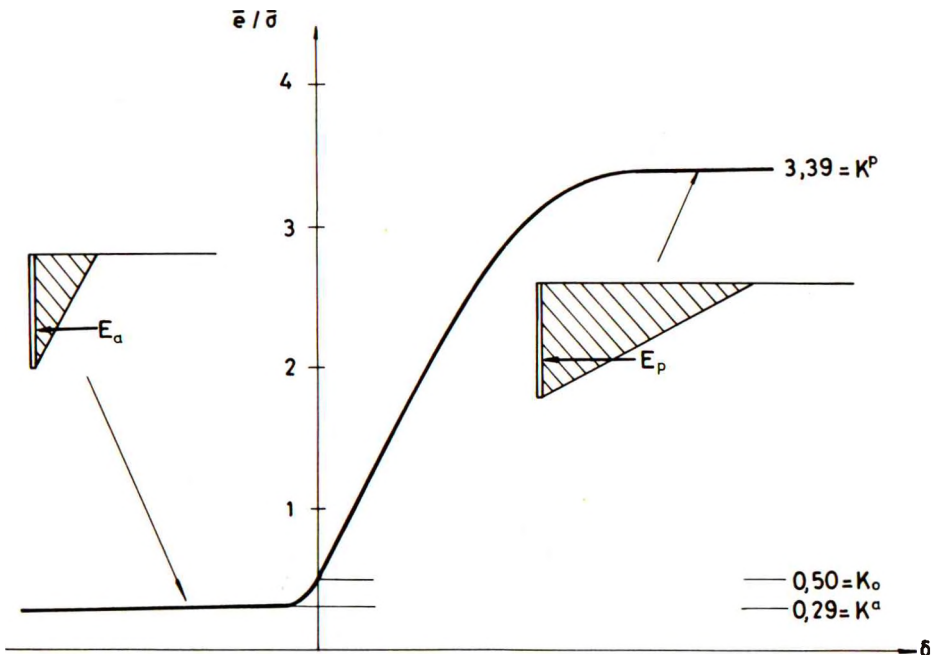


Fig. 13 A: Jordtryk som funktion af den vandrette bevægelse af en lodret, glat væg. Drænnet tilstand, $\bar{c} = 0$ (talværdier svarer til $\bar{\varphi}_{tr} = 30^\circ$, $\bar{\varphi}_{pl} = 33^\circ$). Aktivt jordtryk E_a og passivt jordtryk E_p .

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-----------------------------------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 13 | | | Brudproblemer Rankine-jordtryk | nr. 78 |

For $\delta = 0$ har man som nævnt hviletrykstilstanden, jfr. (0504-05). Ved bevægelse af væggen ind mod jorden, δ positiv og voksende, fås voksende værdier af jordtrykket indtil en grænseværdi, som svarer til, at der er fuldt udviklet bruttilstand i et trekantformet område af jorden bag væggen, jfr. skitsen på Fig. 13 A. Det hertil svarende, maksimalt opnåelige jordtryk på væggen (samlet vandret kraft E_p) betegnes som det passive (her Rankine-) jordtryk.

Hvis væggen derimod bevæges bort fra jorden, δ negativ og aftagende, fås aftagende værdier af jordtrykket, indtil en nedre grænseværdi, E_a , der betegnes som det aktive (her Rankine-) jordtryk. Som skitseret på Fig. 13 A er der også i dette tilfælde bruttilstand i et trekantformet område i jorden. For en ordens skyld bemærkes det, at spændingstilstanden i jorden er forskellig i de to bruttilfælde, og de områder af jorden, hvor der er bruttilstand, de såkaldte brudzoner, har i øvrigt også forskellig udstrækning.

Betegnelserne "passivt" og "aktivt" for de to typer jordtryk beskriver formentlig nærmest jordens rolle i det samlede statiske system: I det ene tilfælde yder jorden (passivt) den maksimale modstand mod en indpresning af væggen, mens den i det andet tilfælde følger med (eller aktivt skubber) væggen udad. Det aktive jordtryk på en støttemurs bagside søger således at vælte muren, mens den henter i hvert fald en del af sin modstand herimod fra det passive jordtryk på forsiden, jfr. Fig. 13 B.

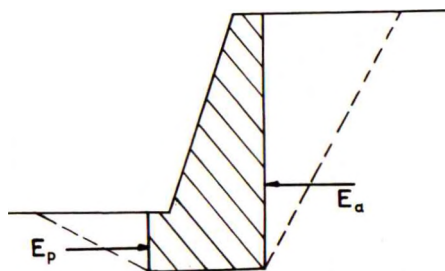


Fig. 13 B: Aktivt og passivt jordtryk på en støttemur.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 4 | 14 |

13.2 Passivt og aktivt Rankine-jordtryk.

I den endimensionale tilstand er som nævnt forskydningsspændingerne τ_{xz} og τ_{yz} på lodrette og vandrette snit af symmetrigrunde lig med nul, jfr. Fig. 5 A. Det kan vises, at man også har $\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$ i brudzonerne, de områder hvor jorden er i brudtilstand, ved de her betragtede jordtryksproblemer, altså Rankine-jordtrykkene på lodrette, glatte vægge.

Ifølge ligevægtsligningerne, (0902-03), som naturligvis også gælder, når jorden er i brudtilstand, har man derfor (tredie ligning) stadigvæk:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma \quad (1301)$$

jfr. (0303).

Den lodrette, totale spænding $\sigma_z (= \sigma)$, og ændringer $\Delta\sigma_z$ i denne hidrørende fra endimensionale belastningsændringer, kan altså i dette tilfælde findes som beskrevet i afsn. 3-4, og i relation til brudbetingelsen som formuleret i afsn. 11.4 bemærkes det, at σ_z yderligere er en hovedspænding, jfr. Fig. 11 E.

I både passiv og aktiv Rankine-brudtilstand må de vandrette spændinger, σ_x , d.v.s. jordtrykket på væggen, e , derfor bestemmes ved hjælp af følgende betingelser:

1. σ_z og, i drænet tilstand u og hermed $\bar{\sigma}_z$, er kendt, og er hovedspændinger, samt:
2. Brudbetingelsen, i dette tilfælde mest hensigtsmæssigt på formen (1115-16), er opfyldt.

Forskellen mellem de to forskellige Rankine-brudtilstande er den, at ved passivt jordtryk er σ_z den mindste hovedspænding ($= \sigma_3$), mens den ved aktivt jordtryk er den største hovedspænding ($= \sigma_1$).

I drænet tilstand gælder (1115-16) som nævnt for de effektive spændinger, $\bar{\sigma}_z$ og $\bar{\sigma}_x = \bar{e}$, idet de effektive styrkeparametre, $\bar{\varphi}$ og \bar{c} jfr. afsn. 12.4, skal anvendes. $\bar{\sigma}_z$ beregnes som angivet i afsn. 3.4

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-----------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Brudproblemer Rankine-jordtryk | nr. |
| | 13 | | 78 | 5 | 14 |

og 6.4-6.5, idet man enten beregner σ for sig og u for sig, den sidstnævnte under hensyntagen til eventuelle kapillarspændinger og/eller en eventuel lodret parallelstrømning, eller - i mere ukomplicerede tilfælde, som man hyppigt har ved jordtryksproblemer - direkte benytter (0305), eventuelt (0617). Ligesom ved hviletryk, jfr. (0506), virker u direkte som et vandtryk på væggen (denne størrelse skal altså under alle omstændigheder findes direkte), mens de effektive jordtryk ifølge (1115-16) bliver:

I passiv tilstand:

$$\begin{aligned}\bar{e}_p &= \bar{\sigma}_z \frac{1 + \sin \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}} + \bar{c} \frac{2 \cos \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}} \\ &= K_q^{ps} \bar{\sigma}_z + K_c^{ps} \bar{c}\end{aligned}\quad (1302)$$

I aktiv tilstand:

$$\begin{aligned}\bar{e}_a &= \bar{\sigma}_z \frac{1 - \sin \bar{\varphi}}{1 + \sin \bar{\varphi}} - \bar{c} \frac{2 \cos \bar{\varphi}}{1 + \sin \bar{\varphi}} \\ &= K_q^{as} \bar{\sigma}_z + K_c^{as} \bar{c}\end{aligned}\quad (1303)$$

hvor der nu er indført nogle - hyppigt benyttede - jordtryksfaktorer K . Følgende bemærkes:

1. I superskripterne betegner p passivt, og a aktivt jordtryk, mens s ("smooth") betegner glat væg, altså Rankine-tilfældet. Subskript q betegner et bidrag hidrørende fra de lodrette, effektive spændinger, mens c betegner et bidrag fra jordens effektive kohæsion.
2. For enhver værdi af $\bar{\varphi} > 0$ er $K_q^{ps} > 1$. Desuden er $K_c^{ps} > 2$ og $-2 < K_c^{as} < 0$. I øvrigt er de fire størrelser indbyrdes nært forbundet, idet man åbenbart har:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-----------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Brudproblemer Rankine-jordtryk | nr. |
| | 13 | | 78 | 6 | 14 |

$$K_q^{as} = \frac{1}{K_q^{ps}}$$

$$K_e^{ps} = 2 \sqrt{K_q^{ps}} \quad (1304)$$

og

$$K_e^{as} = -2 \sqrt{K_q^{as}}$$

En lidt mere kompliceret, men mere generelt anvendelig, sammenhæng er omtalt i afsn. 13.3, jfr. også afsn. 15.

3. I tilstrækkeligt simple tilfælde (intet KVS, og laggrænse med kapillarkræfter kun ved JOF) kan man skrive:

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\gamma}d + \bar{p} \quad (1305)$$

hvor $\bar{\gamma}d$ i dybden $z = d$ (i det generelle tilfælde) repræsenterer integralet fra 0 til d af udtrykket (0305), eventuelt (0617). I homogen jord uden noget GVS eller andre (lag-) grænser, som giver anledning til rumvægtsændringer, kan $\bar{\gamma}d$ naturligvis uden videre beregnes som produktet af den effektive rumvægt og dybden til det betragtede punkt. \bar{p} er den effektive overfladebelastning:

$$\bar{p} = p - u \quad (1306)$$

Kapillarspændinger (en negativ u i JOF) giver altså i dette tilfælde et bidrag.

4. Hvis jorden er homogen (samme værdier af $\bar{\gamma}$, $\bar{\varphi}$ og \bar{c} langs hele væghøjden), ses første led i (1305) at give en trekantformet jordtryksfordeling, mens andet led samt \bar{c} -leddet i (1302) og (1303) giver en ensformig jordtryksfordeling. De samlede jordtryk \bar{E} (kN/m) kan i så tilfælde, idet væghøjden betegnes ved h , skrives på formen

$$\bar{E} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} h^2 K_\gamma + \bar{p} h K_p + \bar{c} h K_c \quad (1307)$$

uanset superskripterne, idet dette principielt gælder for alle tilfælde. I Rankine-tilfældet har man åbenbart

$$K_\gamma = K_p = K_q \quad (1308)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 7 | 14 |

Af de tre bidrag til det samlede jordtryk i (1307) angriber det første åbenbart i nederste trediedelspunkt, mens de to andre angriber i midtpunktet.

5. Hvis jorden er inhomogen, eller hvis, som nærmere omtalt nedenfor, jordtrykket bliver negativt, må jordtryksfordelingen beregnes ud fra (1302-03), der sammenfattende kan skrives:

$$\bar{e} = \bar{\gamma}d K_{\gamma} + \bar{p} K_p + \bar{c} K_c \quad (1309)$$

jfr. (1308). Ved lagdelt jord må i hvert enkelt jordlag benyttes de her gældende værdier af styrkeparametrene $\bar{\varphi}$ og \bar{c} . Jordtryksfordelingen kan altså blive diskontinueret, selv om $\bar{\gamma}d$, d.v.s. $\bar{\sigma}_z$, er kontinuert voksende med dybden.

Til de således fundne jordtryk kommer som nævnt porevandtrykket u i vandmættet jord.

Ved aktivt jordtryk, hvor K_c er negativ, kan \bar{e} blive negativ langs en strækning af væggen (tilstrækkeligt små værdier af d). I så tilfælde må der regnes udviklet en revne mellem væggen og jorden, således at man i stedet regner $\bar{e} = 0$. Revnen er dog vandfyldt, og væggen påvirkes af et vandtryk, hvis der i jorden findes porevand med $u > 0$. Der dannes også en revne, men i dette tilfælde luftfyldt, hvis $u < 0$, og \bar{e} desuden er så lille, at $e = \bar{e} + u \leq 0$. Hvis $u < 0$, men $e > 0$, påvirkes væggen alligevel af det totale jordtryk e .

Det bemærkes dog i denne forbindelse, at der kun skal ganske ringe mængder overfladevand til at vandfylde således dannede revner helt op til JOF. Medmindre der træffes særlige foranstaltninger herimod, kan man derfor risikere i en sådan revne at have fuldt hydrostatisk vandtryk svarende til et GVS i JOF. Dette er naturligvis langt farligere end $e_a = 0$ f.eks. for støttemuren på Fig. 13 B.

Den omstændighed, at jordmassen aflastes i vandret retning ved overgang fra hviletryk til aktivt jordtryk, medfører, at man i reglen for sprækkede lerarter og hyppigt også for andre lerarter ser bort fra den effektive kohæsion, altså sætter $\bar{c} = 0$, uanset resultatet af laboratorieforsøg, ved beregningen af e_a .

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 8 | 14 |

I udrænet tilstand gælder (1115-16) for de totale spændinger, σ_z og $\sigma_x = e$, idet der skal benyttes de udrænedede styrkeparametre $\varphi_u = 0$ og c_u . Med betegnelser som i (1305) samt (1307-09) fås heraf:

$$e = \gamma d K_\gamma + p K_p + c_u K_c \quad (1310)$$

idet γ nu betegner den totale rumvægt, og p den totale overfladebelastning; et eventuelt negativt porevandtryk i JOF er i denne forbindelse en indre belastning, der ingen rolle spiller for det totale jordtryk. Af brudbetingelsen ses, at i dette tilfælde:

$$K_\gamma^{as} = K_\gamma^{ps} = K_p^{as} = K_p^{ps} = 1 \quad (\text{for } \varphi_u = 0) \quad (1311)$$

og

$$-K_c^{as} = K_c^{ps} = 2$$

Porevandtrykket u kan om ønsket beregnes, jfr. (1203), hvis Hvorslevs parametre φ_r og c_r er kendt; men denne beregning kan kun gennemføres for brudzonen. Den har ikke gyldighed i jorden udenfor, som ikke er i fuldt udviklet brudtilstand (og heller ikke i simpel, endimensional spændingstilstand). Der er heller ikke i praksis brug for at kende u , idet (1310) direkte giver det totale jordtryk.

Også i dette tilfælde kan man ud fra (1310) finde $e < 0$ ved aktivt jordtryk. Der regnes i så tilfælde udviklet en revne mellem væg og jord, således at påvirkningen på væggen i stedet bliver nul. Der består dog den ovenfor nævnte risiko for, at en sådan revne bliver vandfyldt.

Ved et homogent jordprofil kan man svarende til (1307) skrive det samlede, totale jordtryk på formen:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_\gamma + p h K_p + c_u h K_c \quad (1312)$$

idet (1311) naturligvis stadig gælder. Som før er angrebepunktet for første bidrag (γ -leddet) i nederste trediedelspunkt af væggen, mens det for de to andre led (henholdsvis p - og c_u -leddet) er i midtpunktet af væggen. I mange tilfælde i praksis er c_u -leddet af afgørende betydning ($c_u \gg p/2$ og $c_u \gg \gamma h/4$). I hvert fald for ak-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-----------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 13 | | | Brudproblemer Rankine-jordtryk | nr. |
| | | | 78 | 9 | 14 |

tivt jordtryk er drænet tilstand derfor hyppigt væsentligt farligere (giver større jordtryk) end udrænet tilstand.

Det er normalt ikke muligt på blot nogenlunde simpel måde at beregne jordtrykkene i delvis drænedede mellemtilstande. Man kan højst danne sig et skøn over tidsforløbet ved overgangen fra udrænet til drænet tilstand, f.eks. ved at beregne t_c ved hjælp af (0821), idet d_c skønnes ud fra brudzonens udstrækning i xz -planen.

13.3 Generalisering. Ru væg.

Antagelsen om glat væg kan i mange tilfælde godt være rimelig for hviletrykstilfældet, afsn. 5, og den benyttes ofte også som en forsigtig tilnærmelse ved beregning af bl.a. passive jordtryk. Imidlertid er mange vægge i praksis ru (beton og selv stål, hvis det er korroderet, mod jord). Jordtryksproblemet svarende til Fig. 13 A, men nu under forudsætning af ru væg, kan ikke løses ved hjælp af den indtil nu behandlede teori, fordi vægruheden fremkalder forskydnings-spændinger, τ_{xz} , som ifølge ligevægtsligningerne (0902-03) bevirker, at (1301) ikke gælder langs væggen.

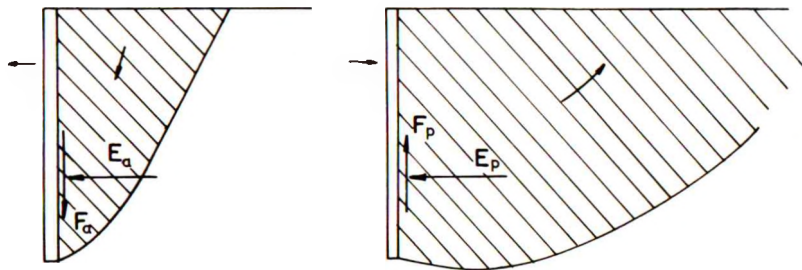
Af kontinuitetsgrunde skal de vigtigste resultater for dette tilfælde alligevel refereres her. En nærmere begrundelse for nogle af de grundlæggende principper og formler gives i afsn. 15; men i øvrigt behandles den generelle jordtryksteori for vægge af den her betragtede type, som på Fig. 13 B, men eventuelt med skrå bagside og skrå jordoverflade, først i Geoteknik 2, afsn. 13.

Som skitseret på Fig. 13 C dannes der under de i afsn. 13.1 angivne forudsætninger, idet væggen nu blot antages at være ru, brudzoner i jorden bag væggen af samme generelle udseende som ved glat væg. Udstrækningen af zonerne er dog noget større ved ru end ved glat væg.

Udover jordtrykkene E_a henholdsvis E_p overføres der nu også tangentialkræfter F_a henholdsvis F_p mellem jorden og væggen. Det bemærkes, at i det her betragtede tilfælde, hvor væggen parallelforskydes eller drejes om et punkt i eller under dens fodpunkt, vil den kraft, hvormed jorden påvirker væggen, være nedadrettet ved aktivt jordtryk

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------------------|------|---------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Brudproblemer | nr. |
| | 13 | Rankine-jordtryk | 78 | 10 | 14 |

og opadrettet ved passivt jordtryk: I det førstnævnte tilfælde, hvor væggen bevæger sig udad, må jorden i brudzonen som antydnet på figuren bevæge sig nedad for at kunne følge med væggen. Omvendt bliver jorden i brudzonen presset indad og opad ved passivt jordtryk.



a. Aktivt jordtryk

b. Passivt jordtryk

Fig.13C: Jordtryk på lodret, ru væg ved vandret jordoverflade.

For størrelsen af F gælder en brudbetingelse svarende til Coulombs, (1101). Kraften pr. arealenhed, f , der jo er en forskydnings-spænding (både total og effektiv) antages at afhænge af enhedsjordtrykket e både i aktiv og passiv tilstand ved formelen:

For drænet tilstand:

$$f = \bar{e} \tan \bar{\delta} + \bar{a} \quad (1313)$$

I udrænet tilstand:

$$f = e \tan \delta_u + a_u \quad (1314)$$

hvor δ kaldes vægfriktionsvinklen og a adhæsionen. $\bar{\delta}$ og \bar{a} er de effektive parametre, der skal anvendes sammen med de effektive spændinger i drænet tilstand, mens δ_u og a_u er de tilsvarende udrænedede størrelser for totale spændinger i udrænet tilstand.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 11 | 14 |

Størrelsen af disse styrkeparametre afhænger normalt af både jordens styrke og vægoverfladens beskaffenhed. Hvis væggen er fuldstændig glat, er de dog naturligvis nul, uanset jordens egenskaber, og uanset hvor ru væggen gøres, kan de ifølge (1101) aldrig overskride henholdsvis $\bar{\varphi}$ og \bar{c} for jorden: Selv om man kunne tænke sig sammenhængen mellem væg og jord gjort stærkere end jorden selv, så ville det blot medføre, at der skete brud langs en snitflade i jorden umiddelbart bag grænsefladen til væggen, og langs en sådan snitflade ville (1101) gælde.

Man har altså:

$$0 \leq \bar{\delta} \leq \bar{\varphi} \quad (1315)$$

$$0 \leq \bar{a} \leq \bar{c}$$

samt

$$0 \leq \delta_u \leq \varphi_u \quad (= 0) \quad (1316)$$

$$0 \leq a_u \leq c_u$$

Man har altså altid $\delta_u = 0$ for helt vandmættet jord. Man antager i øvrigt normalt en sammenhæng på formen $\tan \delta / \tan \varphi = a/c$, hvorved man tillige kan definere størrelsen: Væggens relative ruhed (0 for helt glat, 1 for helt ru væg). I det følgende antages helt ru væg.

I drænet tilstand beregnes porevandtrykket u som før separat. Til beregning af jordtrykket \bar{e} benyttes nu igen, med en tilnærmelse der diskuteres nærmere i afsn. 15, formlen (1309), og ved homogene jordprofiler desuden (1307) for det samlede jordtryk. (1308) gælder imidlertid ikke i dette tilfælde, og jordtrykskoefficienterne antager andre værdier end de i (1302-03) angivne. Idet der stadig benyttes superskripterne p og a , samt subskripterne γ , p og c , og superskript s nu erstattes med r for at angive, at der er tale om ru i stedet for glat væg, kan det vises, at man har:

$$K_p^{pr} = (1 + \sin \bar{\varphi}) e^{(\pi/2 + \bar{\varphi}) \tan \bar{\varphi}} \quad (1317)$$

samt

$$K_p^{ar} = (1 - \sin \bar{\varphi}) e^{-(\pi/2 - \bar{\varphi}) \tan \bar{\varphi}}$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG, | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 12 | 14 |

I både aktivt og passivt tilfælde gælder det desuden, at:

$$K_c = (K_p - 1) \cot \bar{\varphi} \quad (1318)$$

Det ses, at (1304) ikke gælder for de tilsvarende jordtrykskoefficienter for ru væg. Imidlertid ses det også, at sammenhængen (1318) gælder for koefficienterne i (1302-03), samt at man i (1317) kan finde K_p^a ud fra K_p^p ved at skifte fortegn på $\bar{\varphi}$. Dette gælder også i (1302-03). De lige angivne sammenhænge, der er ækvivalente med (1304) for Rankine-jordtrykskoefficienterne, er mere generelt anvendelige, idet de gælder for en række forskellige jordtryks- og bæreevneproblemer.

K_Y kan, både for aktivt og passivt tilfælde, beregnes for enhver ønsket værdi af $\bar{\varphi}$, i princippet efter løsning af to sammenhørende, ulineære differentialligninger af 1. orden; men resultatet kan ikke udtrykkes eksakt på en eksplicit form som (1317-18). Det er imidlertid fundet, at følgende formler beskriver de eksakt beregnede K_Y -værdier med en nøjagtighed, som er bedre end ca. 0,5 %:

$$K_Y^{pr} = K_p^{pr} + 0,007 (e^{9\sin\bar{\varphi}} - 1) \quad (1319)$$

$$K_Y^{ar} = K_p^{ar} - 0,007 (1 - e^{-9\sin\bar{\varphi}})$$

Det ses, at man også her kan finde K_Y^a ud fra K_Y^p ved at skifte fortegn på $\bar{\varphi}$.

Ligesom ved glat væg regnes $\bar{e} = 0$, hvis der af (1309) findes negative værdier af \bar{e} , og desuden regnes $e = 0$, hvis $\bar{e} + u < 0$, selv om $\bar{e} > 0$. I begge tilfælde bliver også $f = 0$; men i øvrigt findes f som funktion af d (eller z), når \bar{e} er fundet, ved hjælp af (1313), idet man for helt ru væg som nævnt antager $\bar{\delta} = \bar{\varphi}$ og $\bar{a} = \bar{c}$. For et homogent jordprofil, med positive jordtryk langs hele væghøjden h ses den samlede forskydningskraft F ved hjælp af (1309), (1307) og (1313) at kunne skrives:

$$F = \bar{E} \tan \delta + \bar{a} h \quad (1320)$$

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 13 | 14 |

I udrænet tilstand regnes som altid med totale spændinger og belastninger, og det totale jordtryk e kan da bestemmes af (1310) og eventuelt (1312), idet jordtrykskoefficienterne kan findes ved i formlerne (1317-19) at erstatte $\bar{\varphi}$ med $\varphi_u = 0$. Denne regel ses også at gælde for sammenhængen mellem (1302-03) og (1311).

Af (1317) og (1319) finder man heraf direkte både for aktivt og passivt jordtryk:

$$K_Y = K_P = 1 \quad (\text{aktivt og passivt, for } \varphi_u = 0) \quad (1321)$$

Reglen kan tilsyneladende ikke direkte bruges på (1318), idet man åbenbart har $K_P - 1 \rightarrow 0$, men $\cot \varphi \rightarrow \infty$, når $\varphi \rightarrow 0$. Ved en nærmere undersøgelse af grænseovergangen kan det imidlertid let vises, at K_c går mod en endelig værdi, nemlig:

$$-K_c^{ar} = K_c^{pr} = \frac{\pi}{2} + 1 \approx 2,57 \quad \text{for } \varphi_u = 0 \quad (1322)$$

Af (1314) ses, at $f = a_u$, uanset værdien af e . Denne værdi af f regnes dog kun udviklet langs den del af væggen, hvor $e > 0$. Det ses let, at man for et homogent jordprofil svarende til (1320) finder:

$$F = a_u h \quad (1323)$$

Til slut skal det nævnes, at jordtryksberegningen strengt taget bliver noget mere indviklet i de tilfælde, hvor man finder \bar{e} eller e negativ, og derfor regner med værdien nul. Som nævnt sætter man i så tilfælde også $f = 0$; men dette svarer jo til at antage glat væg. Langs den pågældende strækning af væggen skal jordtryksberegningen derfor egentlig gentages, men nu under forudsætning af glat væg, jfr. afsn. 13.1. Hvis der herved stadig findes negative jordtryk, er det åbenbart korrekt at erstatte dem med værdien nul; men hvis jordtrykkene nu bliver positive, er antagelsen om både \bar{e} (eller e) og f lig med nul åbenbart ikke korrekt. I virkeligheden skulle man i ethvert sådant punkt af væggen bestemme den værdi af væggenes (udnyttelige) relative ruhed, som netop giver værdien nul for det herudfra beregnede jordtryk. Den tilsvarende værdi af f , positiv hvis $\bar{a} > 0$ henholdsvis $a_u > 0$, er den, der egentlig skal benyttes.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 13 | Brudproblemer Rankine-jordtryk | 78 | 14 | 14 |

Tilsvarende kan man argumentere for, at man i drænet tilstand, hvor $u < 0 < e$, kun kan udnytte den værdi af f , der svarer til i (1313) at erstatte \bar{e} med e . Også i dette tilfælde kan en helt korrekt beregning af jordtrykket kun gennemføres ved at antage en delvis ru væg.

De to angivne komplikationer spiller dog normalt så ringe en rolle i praksis, at det kun meget sjældent bliver nødvendigt at tage hensyn til dem.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------------|--------------------------------------|------|------|----|
| | | | | nr. | af |
| | 13.1 | Aktivt og passivt Rankine - jordtryk | 78 | 1 | 5 |

Den i Eks. 12.1 omhandlede sand, der med den angivne lejrings-
tæthed ifølge Eks. 2.1 har rumvægtene $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$ og $\gamma_m = 20,9 \text{ kN/m}^2$
tilbagefyldes omkring en støttemur som på Fig. 13 B efter udgravning
(i moræneler) og støbning.

Murens funderingsdybde = væghøjden på passivside er 1,2 m, og
væghøjden på aktivside er 7,5 m. Begge de lodrette sider antages
lodrette og glatte, således at Rankines jordtryksteori kan antages.
Der ønskes bestemt det totale aktive jordtryk E_a og det totale pas-
sive jordtryk E_p under forudsætning af, at grundvandsspejlet er be-
liggende under støttemurens funderingsniveau, således at muren er
helt omgivet af tørt sand. Der regnes ikke med overfladebelastning
på nogen af de vandrette jordoverflader.

Hvorledes ændres de fundne totale jordtryk, hvis:

1. GVS kommer i niveau med jordoverfladen på passivside
2. der desuden på aktivside sker en hævnning af vandspejlet
til jordoverfladen, f.eks. på grund af mangelfuld dræning,
og der også på denne side er hydrostatisk poretryksforde-
ling (vandspejlene på aktiv- og passivside er altså ikke
i indbyrdes forbindelse).

Som omtalt i Eks. 12.1 regnes sandet som en ren friktionsjord
med $\bar{c} = 0$ og $\bar{\varphi} = 47,8^\circ$. Ifølge (1307-08), jfr. også (1302-03), har
man, idet $\bar{p} = \bar{c} = 0$:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h_a^2 K_Y^{as}$$

og

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h_p^2 K_Y^{ps}$$

hvor $\gamma = \gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, $h_a = 7,5 \text{ m}$, $h_p = 1,2 \text{ m}$ og, idet $\sin 47,8^\circ = 0,741$

$$K_Y^{as} = \frac{1 - 0,741}{1 + 0,741} = \frac{0,259}{1,741} = 0,149$$

og

$$K_Y^{ps} = \frac{1,741}{0,259} = 6,72$$

Man finder:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 7,5^2 \cdot 0,149 = 73,3 \text{ kN/m}$$

og

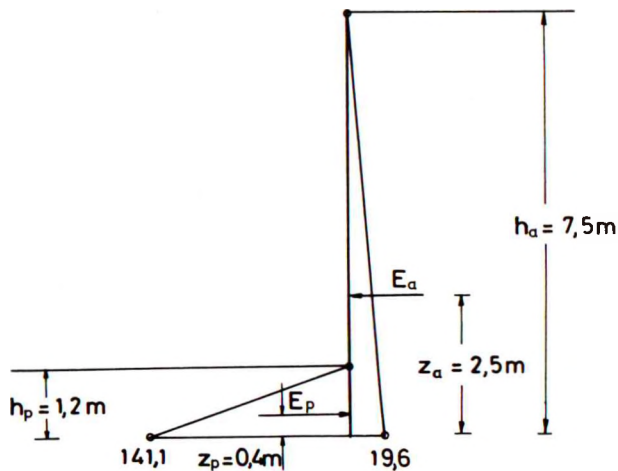
$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 1,2^2 \cdot 6,72 = 84,7 \text{ "}$$

Begge jordtryksfordelinger er trekantformede. Jordtryksordinaterne ved FUK for støttemuren er henholdsvis

$$e_a (d = 7,5 \text{ m}) = 17,5 \cdot 7,5 \cdot 0,199 = 19,6 \text{ kN/m}^2$$

og

$$e_p (d = 1,2 \text{ m}) = 17,5 \cdot 1,2 \cdot 6,72 = 141,1 \text{ "}$$



De resulterende jordtryk virker i højderne henholdsvis

$$z_a = \frac{1}{3} h_a = \frac{7,5}{3} = 2,5 \text{ m}$$

og

$$z_p = \frac{1}{3} h_p = \frac{1,2}{3} = 0,4 \text{ m}$$

over FUK for støttemuren.

| | | | | |
|--------------------------|---------------------|---|------------|-----------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 13.1 | EMNE Aktivt og passivt Rankine - jordtryk | UDG. 78 | SIDE nr. af 3 5 |
|--------------------------|---------------------|---|------------|-----------------------|

$$E_a - E_p = -11,4 \text{ kN/m}$$

er negativ, og støttemuren er derfor stabil. Der udvikles kun den del af det passive jordtryk, der er nødvendig for stabiliteten.

Hvis GVS kommer i niveau med JOF på passivside, 1,2 m over FUK for støttemuren samt 6,3 m under JOF på aktivside, ændres de totale jordtryk på følgende måde:

De effektive jordtryk ændres, fordi den effektive rumvægt af jorden under det angivne niveau ændres fra $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$ til $\gamma' = 20,9 - 10,0 \text{ kN/m}^3$. Til gengæld påvirkes muren både på aktiv- og på passivside af et hydrostatisk vandtryk svarende til det angivne vandspejl.

På aktivside fås, idet der stadig gælder $K_Y^{as} = K_P^{as} = 0,149$

| d | Δd | γ | $\Delta \sigma$ | σ | u | $\bar{\sigma}$ | \bar{e}_a | e_a |
|-----|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| m | m | kN/m^3 | kN/m^2 | kN/m^2 | kN/m^2 | kN/m^2 | kN/m^2 | kN/m^2 |
| 0 | | | | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 6,3 | 17,5 | 110,3 | | | | | |
| 6,3 | | | | 110,3 | 0 | 110,3 | 16,4 | 16,4 |
| | 1,2 | 20,9 | 25,1 | | | | | |
| 7,5 | | | | 135,3 | 12,0 | 123,3 | 18,4 | 30,4 |

Det samlede aktive jordtryk bliver:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 6,3 \cdot 16,4 + \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot (16,4 + 30,4)$$

$$= 51,7 + 9,8 + 18,2 = 79,7 \text{ kN/m}$$

altså 6,4 kN/m større end før.

E_p kan beregnes på tilsvarende måde. I dette tilfælde fås dog simplere:

$$\bar{E}_p = \frac{1}{2} \cdot 10,9 \cdot 1,2^2 \cdot 6,72 = 52,7 \text{ kN/m}$$

og vandtrykket:

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot 10,0 \cdot 1,2^2 = 7,2 \text{ "}$$

altså ialt

$$E_p = 59,9 \text{ kN/m}$$

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 13.1 | EMNE Aktivt og passivt Rankine - jordtryk | UDG. 78 | SIDE | |
|--------------------------|---------------------|---|------------|------|----|
| | | | | nr. | af |
| | | | | 4 | 5 |

d.v.s. 24,8 kN/m mindre end før. Jordtryksdifferensen $E_a - E_p$ er nu forøget til +19,8 kN/m, der overføres sammen med støttemurens egenvægt gennem fundamentsundersiden, jfr. Geoteknik 2 afsn. 14.

E_p angriber stadig i nederste trediedelspunkt, altså 0,4 m over FUK for støttemuren; men angrebepunktet for E_a er blevet noget lavere end de ovenfor angivne 2,5 m. Momentet om murens fodpunkt bliver, idet det bemærkes, at angrebepunkterne for de tre ovenfor fundne bidrag til E_a (alle trekantformede) er i henholdsvis

$$1,2 + \frac{1}{3} \cdot 6,3 = 3,3 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} \cdot 1,2 = 0,8 \text{ m}$$

og $\frac{1}{3} \cdot 1,2 = 0,4 \text{ m}$

højde over fodpunktet:

$$\begin{aligned} M_a &= 51,7 \cdot 3,3 + 9,8 \cdot 0,8 + 18,2 \cdot 0,4 \\ &= 170,6 + 7,8 + 7,3 &= 185,7 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

d.v.s.

$$z_a = \frac{185,7}{79,7} = 2,33 \text{ m}$$

Hvis der også på aktivsiden er et vandspejl helt oppe ved JOF fås:

$$\bar{E}_a = \frac{1}{2} \cdot 10,9 \cdot 7,5^2 \cdot 0,149 = 45,7 \text{ kN/m}$$

og

$$W_a = \frac{1}{2} \cdot 10,0 \cdot 7,5^2 = \underline{281,3} \text{ "}$$

altså ialt

$$E_a = 327,0 \text{ kN/m}$$

Jordtryksdifferensen $E_a - E_p$ er nu forøget til 267,1 kN/m, d.v.s. over 13 gange den størrelse, der blev fundet under forudsætning af GVS i niveau med overfladen på passivsiden.

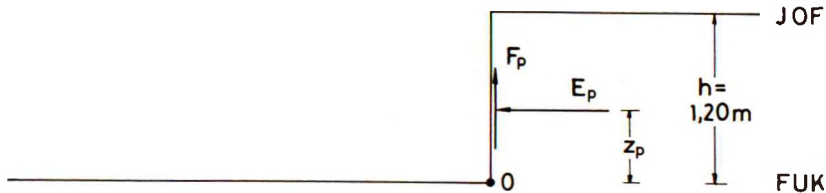
Kommentar: Det er åbenbart af afgørende betydning for støttemurens stabilitet, at der ikke optræder uforudsete vandtryk. Selv vandspejlshævningen til JOF på passivsiden kan spille en væsentlig rol-

| | | | | | |
|--------------------------|---------------------|---|----------------|------------------|-------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 13.1 | EMNE Aktivt og passivt Rankine - jordtryk | UDG. 78 | SIDE nr. 5 | af 5 |
|--------------------------|---------------------|---|----------------|------------------|-------------|

le, og et hydrostatisk vandtryk på aktivsiden spiller en dominerende rolle i forhold til de effektive jordtryk.

Undersøges eksempelvis årsagen til et faktisk observeret brud, kan det ikke forklares under forudsætning 1), men derimod hvis 2) eller 3) er opfyldt.

| | | | | |
|--------------------------|---------------|---|---------|-----------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 13.2 | EMNE Passivt jordtryk på lodret fundamentsside | UDG. 78 | SIDE nr. af 1 af 6+ bil. A. |
|--------------------------|---------------|---|---------|-----------------------------|



I en Yoldialer, der har rumvægten $\gamma_m = 19,5 \text{ kN/m}^3$, den udræne-
de forskydningsstyrke $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ og de effektive styrkeparametre
 $\bar{\varphi} = 26^\circ$, $\bar{c} = 11 \text{ kN/m}^2$, ønskes bestemt det passive jordtryk E_p (med
eventuelt tilhørende forskydningskraft F_p), der i fuldt udviklet
brudtilstand kan overføres til en 1,20 m dyb, lodret fundamentsside,
idet JOF er vandret og ubelastet, og der i øvrigt betragtes hver af
følgende alternative forudsætninger:

1. Tilstanden kan være enten helt udrænet eller helt drænet.
2. I drænet tilstand kan GVS (det niveau, hvor $u = 0$) befinde sig enten i JOF eller i FUK.
3. Fundamentssiden kan være enten helt glat eller helt ru.

I stedet for formlerne (1302-03), (1308) og (1317-19) samt (1321-22)
benyttes kurverne på vedlagte bilag A.

I udrænet tilstand benyttes formlen (1312), idet det bemærkes,
at man uanset beliggenheden af GVS har $\gamma = \gamma_m$ og $p = 0$. Desuden har
man (idet $\varphi_u = 0$):

$$K_Y^{ps} = K_Y^{pr} = 1,0$$

$$K_c^{ps} = 2,0$$

og

$$K_c^{pr} = 2,6$$

Heraf fås:

| | | | | |
|--------------------------|---------------------|--|------------|--------------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 13.2 | EMNE Passivt jordtryk på lodret fundamentsside | UDG. 78 | SIDE nr. af 2 6 + bil.A. |
|--------------------------|---------------------|--|------------|--------------------------------|

For glat væg (hvor naturligvis $F_p = 0$):

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 19,5 \cdot 1,2^2 \cdot 1,0 + 50 \cdot 1,2 \cdot 2,0$$

$$= 14,0 + 120,0 = 134,0 \text{ kN/m}$$

Momentet om punkt O er, idet de to bidrag angriber i henholdsvis nederste trediedelspunkt og midtpunktet, d.v.s. i henholdsvis $0,40$ og $0,60$ m højde over O :

$$M_p = 14,0 \cdot 0,40 + 120,0 \cdot 0,60$$

$$= 5,6 + 72,0 = 77,6 \text{ kNm/m}$$

D.v.s., at E_p angriber i højden:

$$z_p = \frac{77,6}{134,0} = 0,58 \text{ m}$$

over punkt O (til eventuelt senere brug i beregningerne er det hyppigst nærmere M_p , man har brug for, end z_p).

For ru væg bevirker den ændrede værdi af K_c , at E_p og M_p ændres til:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 19,5 \cdot 1,2^2 \cdot 1,0 + 50 \cdot 1,2 \cdot 2,6$$

$$= 14,0 + 156,0 = 170,0 \text{ kN/m}$$

henholdsvis

$$M_p = 14,0 \cdot 0,40 + 156,0 \cdot 0,60$$

$$= 5,6 + 93,6 = 99,2 \text{ kNm/m}$$

Desuden fås nu en (opadrettet) forskydningskraft $F_p = a_u h$, som med $a_u = c_u$ bliver:

$$F_p = 50 \cdot 1,20 = 60 \text{ kN/m}$$

I drænet tilstand fås, da $\bar{\phi} = 26^\circ$, for glat væg:

$$K_\gamma^{ps} = K_p^{ps} = 2,6$$

$$K_c^{ps} = 3,2$$

| | | | | | |
|--------------------------|----------|---|------------|-------------|------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. | EMNE Passivt jordtryk på lodret fundamentsside | UDG. 78 | SIDE | |
| | 13.2 | | | nr. af 3 | 6 + bil.A. |

og for ru væg:

$$K_Y^{Pr} = 4,2$$

$$K_p^{Pr} = 3,8$$

$$K_c^{Pr} = 5,8$$

Uanset beliggenheden af GVS skal der i (1307) regnes med $\bar{\gamma} = \gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$, idet leret i alle tilfælde regnes vandmættet helt op til JOF. De to nævnte beliggenheder af GVS medfører imidlertid følgende principielle forskelle i beregningerne:

1. Hvis GVS befinder sig i JOF, er $\bar{p} = 0$. Foruden det effektive jordtryk \bar{E}_p virker et vandtryk, som er hydrostatisk under JOF's niveau. Resultanten W_p angriber derfor den lodrette fundamentsside i nederste trediedelspunkt.
2. Hvis derimod GVS befinder sig i FUK, er \bar{p} numerisk lig med det negative porevandtryk i JOF:

$$\bar{p} = -u = \gamma_w h = 10,0 \cdot 1,20 = 12 \text{ kN/m}^2$$

Porevandtrykket mellem JOF og FUK er nu negativt, og antager værdien 0 i FUK. Resultanten W_p er derfor numerisk lige så stor som i tilfældet ovenfor; men den er som sagt negativ, og den angriber i øverste trediedelspunkt.

For ru væg beregnes E_p ved hjælp af (1313), idet der benyttes $\delta = \bar{\varphi} = 26^\circ$ og $\bar{a} = \bar{c} = 11 \text{ kN/m}^2$.

Der findes herefter:

1. Glat væg, GVS i JOF:

$$\begin{aligned} \bar{E}_p &= \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 1,2^2 \cdot 2,6 + 11 \cdot 1,2 \cdot 3,2 \\ &= 17,8 + 42,2 = 60,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 1,2^2 = 7,2 \text{ kN/m}$$

d.v.s. totalt:

| | | | | |
|--------------------------|---------------------|--|------------|-------------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 13.2 | EMNE Passivt jordtryk på lodret fundamentsside | UDG. 78 | SIDE nr. af 6 +bil.A |
|--------------------------|---------------------|--|------------|-------------------------------|

$$E_p = 60,0 + 7,2 = 67,2 \text{ kN/m}$$

samt

$$\begin{aligned} M_p &= 17,8 \cdot 0,40 + 42,2 \cdot 0,60 + 7,2 \cdot 0,40 \\ &= 7,1 + 25,3 + 2,9 = 35,3 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Hertil svarer $z_p = 0,53 \text{ m}$. F_p er naturligvis nul.

2. Glat væg, GVS i FUK:

$$\begin{aligned} \bar{E}_p &= \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 1,2^2 \cdot 2,6 + 12 \cdot 1,2 \cdot 2,6 + 11 \cdot 1,2 \cdot 3,2 \\ &= 17,8 + 37,4 + 42,2 = 97,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$W_p = \quad \quad \quad - 7,2 \quad "$$

og derfor

$$E_p = \quad \quad \quad 90,2 \quad "$$

$$\begin{aligned} M_p &= 17,8 \cdot 0,40 + 37,4 \cdot 0,60 + 42,2 \cdot 0,60 - 7,2 \cdot 0,80 \\ &= 7,1 + 22,4 + 25,3 - 5,8 = 49,0 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Hertil svarer $z_p = 0,54 \text{ m}$. $F_p = 0$.

3. Ru væg, GVS i JOF:

$$\begin{aligned} \bar{E}_p &= \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 1,2^2 \cdot 4,2 + 11 \cdot 1,2 \cdot 5,8 \\ &= 28,7 + 76,6 \quad \quad \quad = 105,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$W_p = \quad \quad \quad 7,2 \quad "$$

$$E_p = \quad \quad \quad 112,5 \quad "$$

samt

$$\begin{aligned} M_p &= 28,7 \cdot 0,40 + 76,6 \cdot 0,60 + 7,2 \cdot 0,40 \\ &= 11,5 + 46,0 + 2,9 = \quad \quad \quad 60,4 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

| | | | | |
|--------------------------|---------------------|--|------------|----------------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 13.2 | EMNE Passivt jordtryk på lodret fundamentsside | UDG. 78 | SIDE nr. af 5 6 + bil.A. |
|--------------------------|---------------------|--|------------|----------------------------------|

Hertil svarer $z_p = 0,54$ m. Desuden virker

$$\begin{aligned}
 F_p &= \bar{E}_p \tan \delta + a h \\
 &= 105,3 \cdot 0,488 + 11 \cdot 1,2 \\
 &= 51,4 + 13,2 = 64,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

F_p giver intet moment om punktet O .

4. Ru væg. GVS i FUK:

$$\begin{aligned}
 \bar{E}_p &= \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 1,2^2 \cdot 4,2 + 12 \cdot 1,2 \cdot 3,8 + 11 \cdot 1,2 \cdot 5,8 \\
 &= 28,7 + 54,7 + 76,6 = 160,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$W_p = - 7,2 \text{ "}$$

$$E_p = 152,8 \text{ "}$$

samt

$$\begin{aligned}
 M_p &= 28,7 \cdot 0,40 + 54,7 \cdot 0,60 + 76,6 \cdot 0,60 - 7,2 \cdot 0,80 \\
 &= 11,5 + 32,8 + 46,0 - 5,8 = 84,5 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

d.v.s. $z_p = 0,55$ m

$$\begin{aligned}
 F_p &= 160,0 \cdot 0,488 + 11 \cdot 1,2 \\
 &= 78,1 + 13,2 = 91,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

| | | | | |
|--------------------------|---------------------|--|------------|-------------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | Eks. nr. 13.2 | EMNE Passivt jordtryk på lodret fundamentsside | UDG. 78 | SIDE nr. af 6 + bil. A. |
|--------------------------|---------------------|--|------------|-------------------------------|

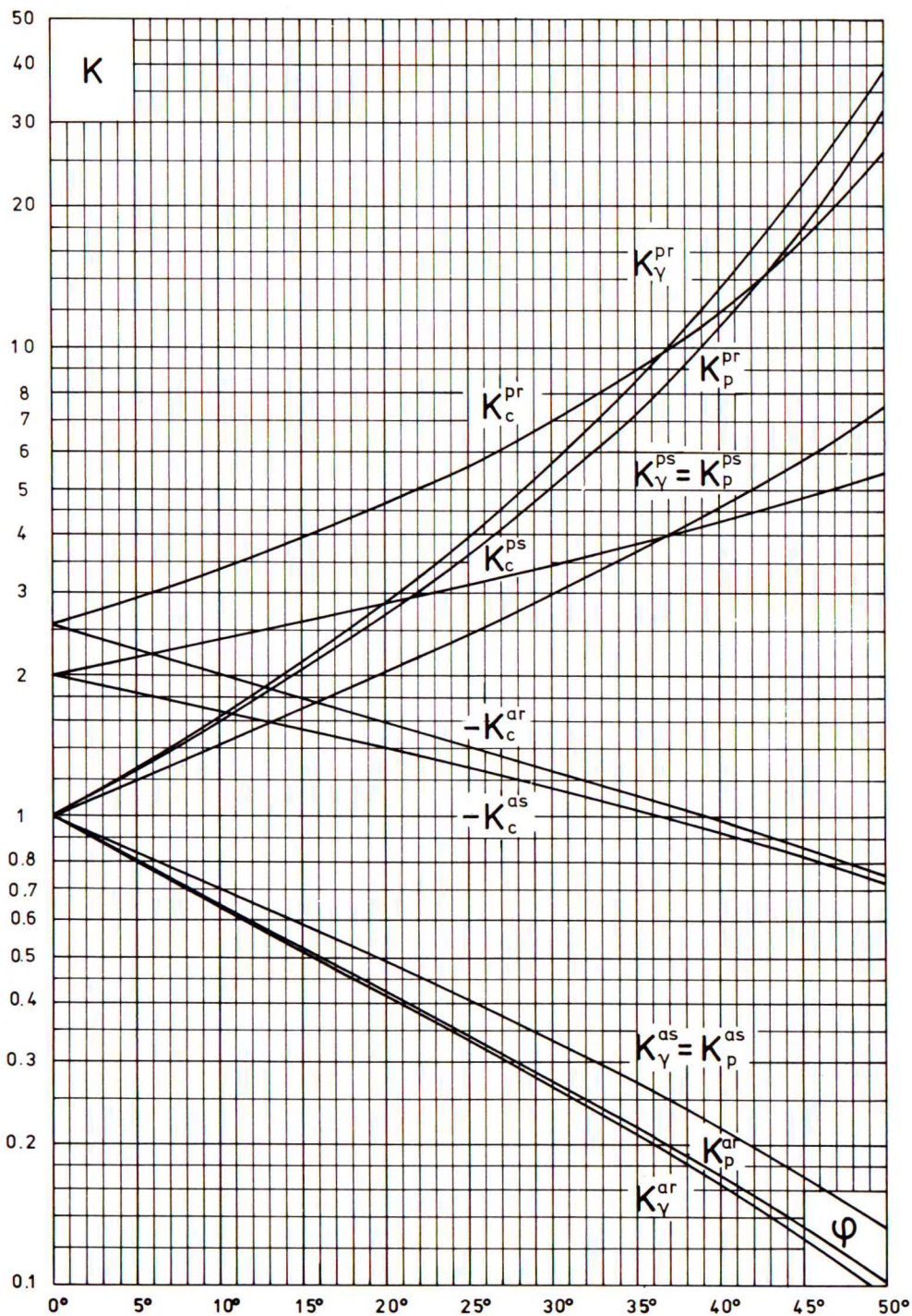
Resumé:

| | Glat væg | | | Ru væg | | | |
|-------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-------|
| | Udrænnet | Drænnet | | Udrænnet | Drænnet | | |
| | | GVS i JOF | GVS i FUK | | GVS i JOF | GVS i FUK | |
| \bar{E}_P | - | 60,0 | 94,2 | - | 105,3 | 160,0 | kN/m |
| \bar{W}_P | - | 7,2 | - 7,2 | - | 7,2 | - 7,2 | kN/m |
| E_P | 134,0 | 67,2 | 90,2 | 170,0 | 112,5 | 152,8 | kN/m |
| M_P | 77,6 | 35,3 | 49,0 | 99,2 | 60,4 | 84,5 | kNm/m |
| F_P | 0 | 0 | 0 | 60,0 | 64,6 | 91,3 | kN/m |

Følgende bemærkes:

1. Drænnet tilstand er farligere end udrænnet tilstand både for glat og ru væg. Det omvendte er tilfældet for bæreevneproblemet, jfr. Eks. 16.2; men begge tilfælde skal åbenbart undersøges i praksis.
2. Beliggenheden af GVS ses at spille en betydelig rolle for jordtrykkene i den drænedede tilstand. Tilstedeværelsen af en porevandstrømning (lodrette gradienter) ville naturligvis også have en indflydelse. Som nævnt har hverken beliggenheden af GVS eller eventuelle gradienter (i den drænedede tilstand før belastningen til brud) nogen indflydelse på den udrænedede brudtilstand.

Eksemplet viser bl. a. den fundamentale forskel mellem de to typer brudproblemer: Drænnet og udrænnet brud i jord.



| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 14 | Brudlinier Brudzoner | 78 | 1 | 11 |

14.1 Forudsætninger. Oversigt.

Rankines jordtryksteori er det simplest mulige eksempel på en såkaldt statisk tilladelig løsning til et givet brudproblem. For at forklare dette udtryk nærmere skal der kort angives, hvilke betingelser den matematisk korrekte løsning til et brudproblem skal opfylde. For simpelheds skyld betragtes indtil videre kun plane problemer.

Der betragtes f.eks. et bæreevne- eller et jordtryksproblem, d.v.s. problemer, hvor den karakteristiske kraft eller belastning i afhængighed af konstruktionens bevægelse kan afbildes ved en arbejdskurve som de på Fig. 11 A og Fig. 13 A viste. Der søges den tilstand, fuldt udviklet brudtilstand, i jorden, hvor kraften, fundamentsbelastningen eller jordtrykket, forbliver konstant i princippet uafhængig af konstruktionens bevægelse.

Dette forudsætter som nævnt, at jorden kan betragtes som et ideal-plastisk materiale, d.v.s., at et jordelement i brudtilstand kan undergå i princippet vilkårligt store (plastiske) tøjninger under konstante spændinger. Den fuldt udviklede brudtilstand i jorden er nu karakteriseret ved en konstant spændingstilstand, d.v.s., at spændingskomponenterne, σ_z , σ_x og τ_{xz} i plan tilstand, jfr. Fig. 11 C, kan være funktioner af z og x ; men de er uafhængige af den karakteristiske bevægelse δ (sætningen af fundamentet, bevægelsen af væggen etc.). Til brudtilstanden hører også et bevægelsesfelt, der også er konstant på nær en fælles faktor: Bevægelseskomponenterne, u_z og u_x i plan tilstand, er alle proportionale med δ ; hvis alle bevægelser divideres med denne størrelse, fås et bevægelsesfelt, hvis komponenter kan være funktioner af z og x , men som er uafhængige af δ .

Under de gjorte forudsætninger skal spændingstilstanden (σ_z , σ_x , τ_{xz}) og bevægelsesfeltet (u_z , u_x) opfylde følgende betingelser:

1. De statiske betingelser, som kan opdeles i to krav:

- a. Ligevægtsligningerne, i plan tilstand og med totale spændinger:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Brudlinier Brudzoner | nr. |
| | 14 | | 78 | 2 | 11 |

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad (1401)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma$$

skal være opfyldt overalt, og

- b. Brudbetingelsen, f. eks. i formuleringen (1113) må ikke være overskredet i noget punkt, d.v.s., at betingelsen

$$\tau_r \leq \sigma_v \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (1402)$$

skal være opfyldt overalt.

2. De kinematiske betingelser, der kan opdeles i

- a. Flydeloven, som beskriver de plastiske tøjninger af et jordelement; normalt antages sammenfaldende hovedretninger, Fig. 11 E, for spændinger og tøjninger samt et konstant forhold mellem volumentøjninger og maksimale forskydningstøjninger, og
- b. Betingelsen om plastisk-stiv jord: Da spændingerne er konstante, optræder der ikke elastiske tøjninger. Alle tøjninger er derfor plastiske, d.v.s., at hvor der findes tøjninger forskellige fra nul, er brudbetingelsen opfyldt: Lighedstegnet i (1402) gælder.

De områder, hvor jorden har plastiske tøjninger, og hvor brudtilstanden derfor er opfyldt, kaldes brudzoner. Tøjningerne i brudzonerne skal ved hjælp af (0905) kunne integreres til et bevægelsesfelt, som svarer til den givne fundaments- eller vægbevægelse. De skal derfor danne et sammenhængende område, men kan i øvrigt godt indeslutte stive jordlegemer, d.v.s. områder af jorden, hvori der ikke sker tøjninger, og som derfor bevæger sig som stive legemer.

En afbildning i xz -planen af brudzonerne samt de stive jordlegemer kaldes for en brudfigur, jfr. de skraverede områder på Fig. 13 A og Fig. 13 C. Som nærmere forklaret nedenfor vises dog normalt i brudzonerne forløbet af de såkaldt brudlinier eller spændingskarakter-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 14 | Brudlinier Brudzoner | 78 | 3 | 11 |

stikker, som er et vigtigt hjælpemiddel til beregning af spændings-tilstanden i brudzonerne.

En løsning, der opfylder alle de ovenfor angivne betingelser, samt naturligvis de relevante grænsebetingelser for spændingerne og bevægelsesfeltet, er den matematisk korrekte. Den hertil svarende brudfigur kan for nogle brudproblemer være særdeles kompliceret. For en lang række brudproblemer i praksis er de matematisk korrekte løsninger ikke kendt.

Derimod kendes rimeligt nøjagtige tilnærmelsesløsninger, hvoraf de fleste er udledt som, eller ved supplerende antagelser og tilnærmelser er baseret på, de såkaldte statisk tilladelige løsninger. Det er løsninger, der primært kun opfylder de statistiske betingelser, idet der dog i videst mulige omfang tages hensyn også til de kinematiske betingelser. Denne klasse løsninger er særdeles nyttige i praksis, dels fordi de naturligvis er simplere at beregne end de tilsvarende matematisk korrekte, dels fordi de kan vises normalt at være på den sikre side i forhold til disse. I de hidtil betragtede problemtyper angiver de således for små bæreevner og passive jordtryk, men for store aktive jordtryk.

Beregningen af en statisk tilladelig løsning begynder med, at den antagne type brudfigur skitseres. Der angives således, hvor brudzonerne antages at befinde sig, samt hvilke stive jordlegemer der eventuelt antages indesluttet i brudfiguren.

I ethvert punkt af brudzonerne skal brudbetingelsen og ligevægtsligningerne nu opfyldes samtidig med grænsebetingelserne for spændingerne langs fri jordoverflader og langs eventuelle vægge. Jordoverflader ses, jfr. Fig. 11 B, at svare til snit, langs hvilke både σ_n og τ_{nt} er kendt. Langs vægge, som danner grænser for brudzoner, kendes ifølge (1313-14) en (lineær) sammenhæng mellem σ_n og τ_{nt} .

Ligevægtsligningerne og brudbetingelsen ses tilsammen at udgøre tre ligninger i de tre ubekendte σ_z , σ_x og τ_{xz} . De er derfor tilstrækkelige til at bestemme spændingsfordelingen i brudzonerne. I brudproblemer, hvor brudzonerne som på Fig. 11 A og Fig. 11 C kan antages at danne enkelt sammenhængende områder, er problemet herved

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 14 | Brudlinier Brudzoner | 78 | 4 | 11 |

løst, fordi spændingsfordelingen langs hele konstruktionen herved er kendt, jfr. (1309-10). Som nærmere omtalt i afsn. 16 udgør grundproblemet for bæreevne af stribefundamenter et lignende tilfælde; her kan dog i princippet kun bestemmes resultatanten af brudlasten på fundamentet, ikke reaktionsfordelingen langs fundamentsundersiden.

Sådanne brudfigurer kaldes statistisk bestemte. Indtil videre omtales nærmere kun brudproblemer, der kan løses ved hjælp af statistisk bestemte brudfigurer.

Som sædvanligt betragtes ved brudproblemer i udrænet tilstand totale spændinger og udrænedede styrkeparametre. I dette tilfælde kan ligevægtsligningerne direkte benyttes på formen (1401). Da man desuden har $\varphi_u = 0$, og altså den enklest mulige brudbetingelse, i hvert fald hvis c_u kan antages uafhængig af z (og x), finder man under denne forudsætning de simplest mulige brudproblemer og derfor den mest udviklede teori.

I drænet tilstand skal man imidlertid benytte effektive spændinger og drænedede styrkeparametre. Ligesom ved deformationsproblemet, jfr. afsn. 9, må poretryksfordelingen, u eller h som funktion af z og x , beregnes for sig. Ligevægtsligningerne (1401) må nu omskrives, således at de gælder for de effektive spændinger $\bar{\sigma}_z$ og $\bar{\sigma}_x$, jfr. (0904):

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \bar{X} = -\gamma_w \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1403)$$

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \bar{Z} = \bar{\gamma} - \gamma_w \frac{\partial h}{\partial z}$$

jfr. definitionen af $\bar{\gamma}$ i afsn. 2.5. h og dens afledede er naturligvis nul, når jorden er tør eller naturfugtig.

Der fås altså i det generelle tilfælde volumenkræfter, der varierer i både størrelse og retning fra sted til sted. Dette volder ikke særlige problemer, når ligevægten af stive jordlegemer betragtes, se f.eks. Geoteknik 2 afsn. 10. Den grundlæggende teori for beregningen af spændingsfordelingen i brudzoner kan også uden større vanskeligheder generaliseres til at omfatte vilkårligt varierende

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 14 | EMNE Brudlinier Brudzoner | UDG. 78 | SIDE | |
|--------------------------|--------------------|---------------------------------|------------|----------|----------|
| | | | | nr. 5 | af 11 |

volumenkræfter; men anvendelse på et givet problem i praksis vil medføre et ganske stort numerisk arbejde.

I det følgende betragtes nærmere kun problemer, hvis løsning kan udtrykkes på en form svarende til (1307) eller (1309). Der forudsættes derfor lodrette og konstante volumenkræfter, altså enten h konstant, d.v.s. hydrostatisk trykfordeling (eller tør jord), eller - i hvert fald med tilnærmelse - $\partial h/\partial x = 0$ og $\partial h/\partial z$ konstant, d.v.s. lodret parallelstrømning, jfr. også Fig. 6 E og (0617).

Det bemærkes, at grunden til, at man ikke ligesom i afsn. 9 kan bestemme en fordeling af de totale spændinger ved hjælp af (1401), hvorefter de effektive spændinger beregnes ud fra disse og den kendte u -fordeling, er, at brudbetingelsen (1113) også skal være opfyldt. Af samme grund kan man heller ikke som ved deformationsproblemerne uden videre superponere spændingsfordelinger: Kun hvis visse forudsætninger er opfyldt, vil summen af to spændingstilstande ($\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz}$) eller ($\bar{\sigma}_z, \bar{\sigma}_x, \tau_{xz}$), der hver for sig opfylder (1113), også opfylde denne ligning. Dette spørgsmål diskuteres nærmere i afsn. 15.3. Det viser sig, at man normalt højst kan få opfyldt (1402), d.v.s., brudbetingelsen er muligvis ikke opfyldt; men den er i hvert fald heller ikke overskredet. Løsningen er i så fald stadig statisk tilfaldelig og altså normalt på den sikre side.

14.2 Brudsnitretninger. Brudlinier.

Da der som nævnt i det foregående afsnit kun betragtes lodrette og konstante volumenkræfter, kan problemet at bestemme spændingsfordelingen i brudzoner i det følgende betragtes på generel form svarende til fremstillingen i afsn. 11. Formlerne (1401-02) - idet lighedstegnet gælder i den sidstnævnte - anvendes derfor i den form, de er angivet, og først ved benyttelsen af de heraf udledede færdige formler skelnes der mellem, om spændinger, volumenkræfter og styrkeparametre skal være dræned eller udræned. Det bemærkes dog, at man i drænet tilstand altid har $\varphi > 0$ (c kan være nul eller positiv), mens man i udrænet tilstand altid har $\varphi = 0$ og $c > 0$. På denne måde udgør udrænet tilstand altså et specialtilfælde i den generelle formulering af problemet.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 14 | Brudlinier Brudzoner | 78 | 6 | 11 |

Ved løsningen af de tre ligninger (1401-02) til bestemmelse af de tre ubekendte σ_z , σ_x og τ_{xz} kunne man i princippet anvende f.eks. en finit differens metode baseret på et rektangel- eller trekantnet i zx -planen. Denne metode er imidlertid mindre hensigtsmæssig, bl. a. fordi den kan blive numerisk ustabil (man fortsætter integrationen ud i et område, hvor den - implicit antagne - variation af de søgte funktioner ikke mere gælder).

Den mest effektive beregningsmetode kan vises at skulle udledes på følgende måde:

1. Formlerne (1109-10), der udtrykker σ_z , σ_x og τ_{xz} ved σ_v , τ_r og θ_s , jfr. også Fig. 11 D, indsættes i (1401), idet det tillige benyttes, at τ_r ifølge brudbetingelsen (1113), jfr. (1402), er kendt som (lineær) funktion af σ_v . Herved fås to sammenhørende partielle differentiaalligninger af 1. orden i de fire ubekendte $\partial\sigma_v/\partial x$, $\partial\sigma_v/\partial z$, $\partial\theta_s/\partial x$ og $\partial\theta_s/\partial z$.
2. Det bemærkes i denne forbindelse, at der ved indsættelsen af (1113) benyttes at:

$$\frac{\partial\tau_r}{\partial x} = \frac{d\tau_r}{d\sigma_v} \frac{\partial\sigma_v}{\partial x}$$

og

(1404)

$$\frac{\partial\tau_r}{\partial z} = \frac{d\tau_r}{d\sigma_v} \frac{\partial\sigma_v}{\partial z}$$

Nu er ifølge afsn. 12.2 $d\tau_r/d\sigma_v = \sin\phi_u = 0$ for ler i udrænet tilstand, og ifølge afsn. 12.4 $\partial\tau_r/\partial\bar{\sigma}_v = \sin\bar{\phi}$ for sand og ler i drænet tilstand. Dette er begrundelsen for at anvende de udrænedes henholdsvis de drænedes styrkeparametre i stedet for de såkaldt virkelige, og det angiver i øvrigt også, hvorledes friktionsvinklen skal defineres for enhver værdi af σ_v i det generelle tilfælde, hvor τ_r er en ikke-lineær funktion af σ_v .

3. De fundne differentiaalligninger viser sig at kunne transformeres til en særligt simpel og anvendelig form ved at henføre dem til det såkaldte brudlinie- eller spændingskarakter-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Brudlinier Brudzoner | nr. |
| | 14 | | 78 | 7 | 11 |

stiknet. Det er et krumliniet koordinatsystem, hvis systemkurver, de såkaldte brudlinier, i ethvert punkt af brudzonen har de såkaldt brudsnitretninger til tangentretninger.

Brudsnitretningerne kan defineres som de snitretninger, langs hvilke Coulombs brudbetingelse (1101) er opfyldt. Denne definition er imidlertid ikke entydig, jfr. den i afsn. 12 omtalte indførelse af Hvorslevs styrkeparametre. Mere præcist kan man bl.a. ved hjælp af (1404) udlede, at det er de retninger der på Mohrs cirkel for spændingerne, Fig. 11 F (jfr. også Fig. 12 B og Fig. 12 E) svarer til fællespunkterne, a og b , mellem cirklen og indhyllingslinierne F .

Med henvisning til Fig. 11 E-F kan brudsnitretningerne, henholdsvis a - og b -retningen defineres og regnes positive på følgende måde i forhold til zx -koordinatsystemet samt hovedspændingsretningerne for ethvert punkt af en brudzone, jfr. Fig. 14 A.

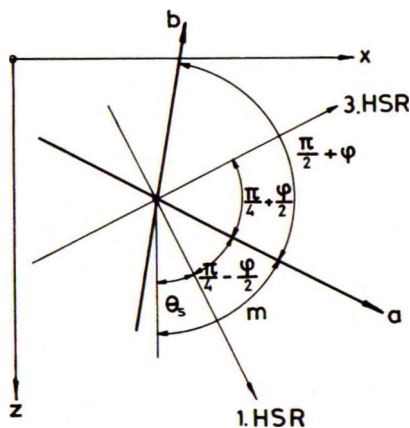


Fig. 14 A: Brudsnitretninger a og b i forhold til koordinatretninger og hovedspændingsretninger.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 14 | | | Brudlinier Brudzoner | nr. |
| | | | 78 | 8 | 11 |

1. Punktet mrk. a ligger i centervinkelafstanden $\pi/2 - \varphi$ i positiv omløbsretning fra punktet mrk. σ_3 , d.v.s. a -retningen er drejet vinklen $\pi/4 - \varphi/2$ i positiv omløbsretning i forhold til 1.HSR.
2. b -retningen er drejet vinklen $\pi/2 + \varphi$ i positiv omløbsretning i forhold til a -retningen.
3. ab -koordinatsystemet danner derfor (normalt) et skævvinklet koordinatsystem, hvor 3.HSR er vinkelhalveringslinie i 1. og 3. kvadrant. Ved udrænet brud i ler, hvor $\varphi = 0$, er ab -koordinatsystemet dog retvinklet.

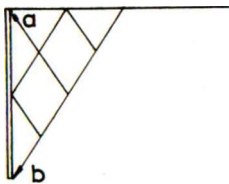
I stedet for vinklen θ_s , vinklen mellem z -aksen og 1.HSR, kan som referencevinkel benyttes m , vinklen mellem z -aksen og a -retningen. I det følgende benyttes lejlighedsvis andre udgangsretninger end z -retningen (angives ved et nærmere defineret indeks til m).

Brudlinierne, de såkaldte a - og b -linier er kurver, som i ethvert punkt har henholdsvis a - og b -retningen til tangentretninger. Enhver brudzone kan overdækkes med et brudlinienet, d.v.s. et net af a - og b -linier. Det kan vises, at grænsekurverne for statisk til-ladelige brudzoner vil være brudlinier. Som eksempler er på Fig. 14 B vist brudlinienettene svarende til aktivt og passivt Rankine-jord-tryk, jfr. Fig. 13 A, samt til aktivt og passivt jordtryk på en lodret, ru væg (for $\gamma = 0$), jfr. Fig. 13 C. I alle fire tilfælde er der forud-sat et homogent jordprofil samt $\varphi > 0$, altså drænet tilstand.

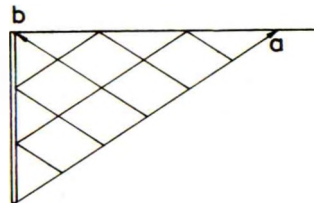
Følgende bemærkes:

1. I de to Rankine-tilfælde (glat væg) er alle brudlinier rette, svarende til at man har 1.HSR henholdsvis lodret og vandret overalt i brudzonen.
2. Dette er ikke muligt ved ru væg, fordi forskydnings-spændingen f , (1313-14), mellem væg og jord udelukker, at vægover-fladen kan være sammenfaldende med en hovedspændingsretning. Ved helt ru væg bliver vægoverfladen i stedet en brudlinie. Ikke desto mindre findes der delzoner (de såkaldte Rankine-zoner) i brudzonen, hvor alle brudlinier er rette, og herud-

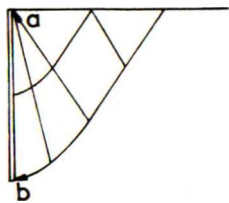
over er ved aktivt jordtryk alle a -linier, og ved passivt jordtryk alle b -linier rette linier. Ved ru væg er væggen topunkt et singulart punkt, hvorigennem der passerer alle a -linier, henholdsvis b -linier, fra en hel delzone (den såkaldte radialzone). For dette specielle punkt kan snitkræfterne, σ_n og τ_{nt} , på de forskellige snitretninger gennem punktet ikke afbildes i en Mohrs cirkel (men alle statiske betingelser kan alligevel vises at være opfyldt).



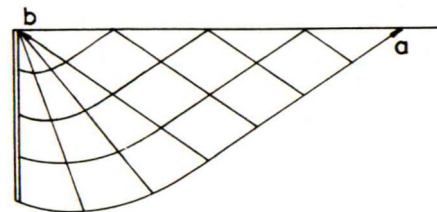
a. Aktivt, glat væg



b. Passivt, glat væg



c. Aktivt, ru væg



d. Passivt, ru væg

Fig. 14 B: Brudzoner med brudlinienet for fire jordtryksproblemer ($\varphi > 0, \gamma = 0$).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 14 | Brudlinier Brudzoner | 78 | 10 | 11 |

14.3 Kötters ligninger.

Ved beregningen af spændingstilstanden i en statisk tilladelig brudzone benyttes som nævnt mest hensigtsmæssigt brudlinienettet som hjælpemiddel. I dette koordinatsystem kan ligevægtsligningerne vises at få følgende udseende, idet s_a og s_b betegner buelængder målt langs henholdsvis a - og b -linierne, jfr. Fig. 14 C:

$$\frac{\delta \sigma_v}{\delta s_a} \cos \varphi + 2 \tau_p \frac{\delta m}{\delta s_a} = \gamma \cos (m + \varphi)$$

(1405)

$$\frac{\delta \sigma_v}{\delta s_b} \cos \varphi - 2 \tau_p \frac{\delta m}{\delta s_b} = -\gamma \sin m$$

idet τ_p som funktion af σ_v er givet af (1113).

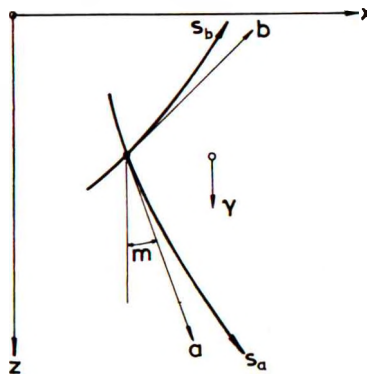


Fig. 14 C: Krumme a - og b -linier med buelængder s_a og s_b .

Følgende bemærkes:

1. I første ligning optræder kun afledede med hensyn til s_a , og i anden ligning kun afledede med hensyn til s_b . Det kan vises, at a - og b -retningen er de to eneste retninger gennem et punkt i en brudzone, hvor de transformerede ligevægtsligninger har denne egenskab. I (1401) optræder således afledede med hensyn til både z og x i begge ligninger. Det er denne

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 14 | Brudlinier Brudzoner | 78 | 11 | 11 |

egenskab, der dels gør brudlinienettet velegnet som beregningsgrundlag, dels viser, at brudlinierne spiller en særlig rolle i brudzonernes struktur. Størrelsen $\delta m / \delta s_b$, altså krumningen af en b -linie, kan således ændre sig diskontinuert i et vist punkt på b -linien. En nærmere beregning vil nu vise, at krumningen af alle b -linier i så fald vil ændre sig diskontinuert, og det geometriske sted for krumningsdiskontinuiteterne vil være en a -linie, jfr. grænselinien mellem Rankine- og radialzonen på Fig. 14 Bc.

2. Ifølge Fig. 14 A er:

$$m = \theta_s + \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (1406)$$

Ved indsættelse i (1109-10) findes heraf følgende sammenhæng mellem σ_v , τ_r og m på den ene side og σ_z , σ_x , τ_{xz} på den anden side:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_v + \tau_r \sin(2m + \varphi) \\ \sigma_x &= \sigma_v - \tau_r \sin(2m + \varphi) \\ \tau_{xz} &= -\tau_r \cos(2m + \varphi) \end{aligned} \quad (1407)$$

Hvis man i (1407) erstatter m med $m - \beta$, fås i stedet spændingskomponenterne σ_t , σ_n , τ_{nt} i forhold til et tn -koordinatsystem, der er drejet vinklen β i forhold til zx -koordinatsystemet, jfr. Fig. 11 C-D. Dette benyttes til at behandle grænsebetingelser langs jordoverflader (σ_n og τ_{nt} er kendt) og langs vægge (kendt relation mellem τ_{nt} og σ_n).

Ligningerne (1405) og (1407) er tilstrækkelige til beregning af statisk tilladelige brudfigurer. I det følgende afsnit omtales de vigtigste beregningsprincipper, og desuden anvendelsen i nogle specialtilfælde, hvor (1405) kan integreres direkte.

15.1 Beregningsprincipper.

Zonebrud, d.v.s. brudfigurer, som alene er opbygget af statisk bestemte brudzoner, kan ved anvendelse af grundformlerne (1405) beregnes i én fortløbende beregningsgang. Som eksempel er på Fig. 15 A skitseret brudfiguren for et jordtryksproblem svarende til Fig. 14 B, men mere generelt, idet der nu antages skrå, delvist ru væg og skrå jordoverflade. Der omtales dog kun her beregningsprincipperne for den viste brudfigur; selve jordtryksproblemet behandles først i Geoteknik 2 afsn. 13.

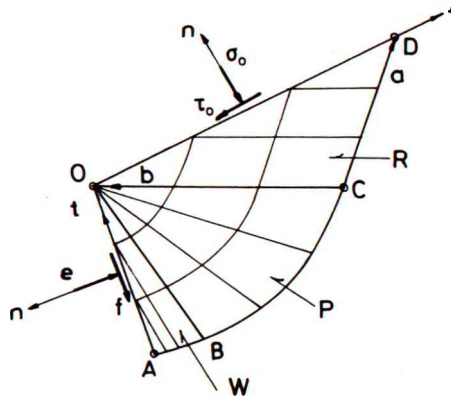


Fig. 15 A: Brudfigur (zonebrud) for generelt (passivt) jordtryksproblem.

Beregningsgangen for den skitserede brudfigur kan beskrives som følger:

1. Problemets grænsebetingelser er:

- a. En kendt belastning på jordoverfladen OD , f. eks. specificeret som normalkomponenten σ_0 og forskydningskomponenten τ_0 , begge i princippet givet som - eventuelt diskontinuerede - funktioner af buelængden s , målt langs jordoverfladen. Den hertil hørende grænsebetingelse for spændingerne i brudzonen er åbenbart, at man i ethvert punkt umiddelbart under jordoverfladen skal have spændingskomponenterne i forhold til det viste (lokale) tn -koordinatsystem:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 2 | 19 |

$$\sigma_n = \sigma_0$$

og (1501)

$$\tau_{nt} = \tau_0$$

samtidig med, at brudbetingelsen (1113) for jorden skal være opfyldt. Dette bestemmer fuldstændigt spændingstilstanden, f.eks. repræsenteret ved størrelserne σ_v , τ_r og m , jfr. (1405-07) langs jordoverfladen.

- b. Langs væggen, AD , gælder en glidningsbetingelse (1313-14), eller, skrevet generelt ligesom (1113):

$$f = e \tan \delta + a \quad (1502)$$

e er her det ubekendte jordtryk, og desuden bemærkes det, at f betragtet som forskydningsspænding i forhold til det viste (lokale) tn -koordinatsystem har forskelligt fortegn ved passivt og aktivt jordtryk, jfr. Fig. 13 C. Grænsebetingelsen for spændingerne i jorden langs væggen:

$$\sigma_n = e \quad (1503)$$

$$\tau_{nt} = \pm f$$

hvor plustegnet gælder for passivt, og minustegnet for aktivt, jordtryk, bestemmer ikke direkte spændingstilstanden (σ_v , τ_r , m) langs væggen, fordi e naturligvis ikke er kendt på forhånd. Når spændingstilstanden i brudzonen er beregnet, benytter man netop den øverste ligning (1503) til at finde e . Det kan imidlertid vises, at under den tidligere nævnte antagelse:

$$\frac{\tan \delta}{\tan \varphi} = \frac{a}{c} \quad (1504)$$

bestemmer (1503) dog værdien af m langs væggen.

Ved de givne grænsebetingelser er altså på forhånd kendt spændingstilstanden langs OD og desuden værdien af m langs AO .

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 3 | 19 |

2. Det kan nu vises, at man ud fra den kendte spændingstilstand langs en strækning OD ved successiv beregning af netpunkterne i et brudlinienet entydigt kan bestemme formen af, samt spændingsfordelingen i, en trekantformet (overflade-) brudzone OCD . Grundoperationen er her den på Fig. 15 B skitserede beregningsopgave: Ud fra to kendte punkter, mrk. henholdsvis 1 og 2, at bestemme beliggenheden af samt spændingstilstanden i det punkt, mrk. 3, som er skæringspunktet mellem a -linien gennem det ene punkt (nr.1) og b -linien gennem det andet punkt (nr.2).

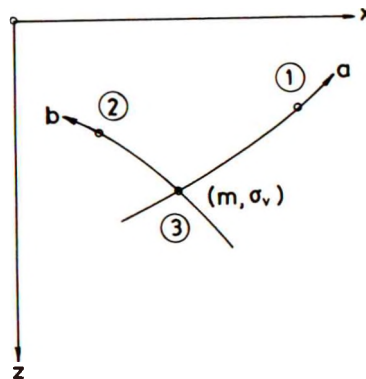


Fig. 15 B: Første grundoperation i brudzoneberegninger: Beregning af et ukendt punkt (3) ud fra to kendte (1 og 2).

Denne opgave kan løses numerisk ved hjælp af (1405), som udgør to ligninger til bestemmelse af de to ubekendte: m og σ_v i pkt.3. Beregningsnøjagtigheden afhænger naturligvis af, hvor finmasket et brudlinienet der anvendes til beregningerne, d.v.s., hvor mange intervaller strækningen OD til en start inddeles i, således at delepunkterne er begyndelsespunkterne af typen 1 og 2 (pkt. O kun 2 og pkt. D kun 1). Trekantzonen OCD kaldes også en Rankine-zone, mrk. R på Fig. 15 A, fordi hele brudfiguren i Rankines jordtryksproblem, Fig. 14 B a-b, kan betragtes som et modificeret specialtilfælde af en sådan delzone.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 4 | 19 |

3. For at komme videre fra trekantzonen R , som er den eneste del af brudfiguren, der alene bestemmes ud fra grænsebetingelsen langs jordoverfladen, må man benytte den tidligere nævnte singularitet i væggens toppunkt O . Dette punkt viser sig at kunne betragtes som en degenereret brudlinie, i eksemplet på Fig. 15 A en a -linie, med buelængde nul men endelig vinkeldrejning, d.v.s. differens i m , mellem dens enkelte punkter. Punktet O , som altså opfattes som en samling punkter af typen 2 på Fig. 15 B, alle med forskellige værdier af m og derfor σ_v , genererer sammen med de kendte punkter langs grænsebrudlinien OC til Rankine-zonen den såkaldte radialzone, mrk. P på Fig. 15 A. Grænsebrudlinien OB for radialzonen er (normalt) bestemt af, at dens tangenthældning i pkt. O opfylder den af (1503-04) udledte grænsebetingelse for m langs væggen.
4. Til slut konstrueres vægzone W ud fra de kendte punkter langs OB , idet man - begyndende ovenfra - først finder skæringspunktet mellem en brudlinie og væggen ved den på Fig. 15 C skitserede grundoperation, og dernæst som på Fig. 15 B beregner en ny række masker i brudlinienettet. Først som sluttrin i denne beregning findes, normalt ved interpolation helt oppe fra jordoverfladen, den grænsebrudlinie $DCBA$, der netop går gennem væggens fodpunkt.

Beregninger af denne type er velegnede til EDB. I det følgende skal som eksempler kun nærmere omtales brudfigurer, hvor beregningerne af specielle grunde er særligt simple, fordi alle brudliniestykker er enten rette linier eller simple geometriske kurver. Med henvisning til Fig. 14 B bemærkes det, at Rankines jordtryksbrudfigur alene består af en Rankine-zone plus en vægzone (radialzonen BOC har centervinkel nul, og er derfor en enkelt brudlinie). På Fig. 14 B c-d er det derimod vægzone, der er en enkelt brudlinie.

Til orientering skal det nævnes, at der findes andre specialtilfælde, f.eks. alle b -linier til venstre for CO på Fig. 15 A skærer, eventuelt tangerer, væggen i hver sit punkt under toppunktet O . Disse tilfælde skal dog ikke omtales nærmere her.

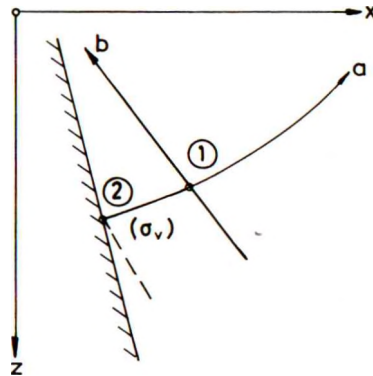


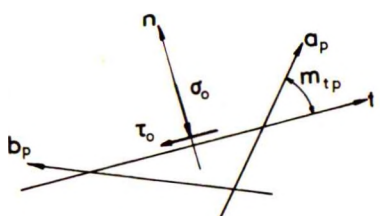
Fig. 15 C: Anden grundoperation i brudzoneberegninger:
Beregning af punkt (2) på væg med kendt m
ud fra kendt punkt (1).

15.2 Grænsebetingelser.

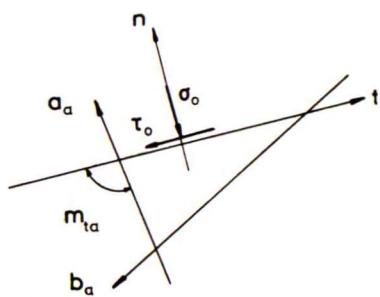
De grænsebetingelser, der ifølge den foregående oversigt må benyttes for at kunne starte eller videreføre beregningen ved hjælp af et brudlinienet af en statisk bestemt brudzone, vedrører som nævnt spændingstilstanden ved jordoverfladen, (1501) samt glidningsbetingelsen langs væggen (1502-04).

For jordoverfladen, hvor belastningskomponenterne σ_0 og τ_0 , d.v.s. spændingskomponenterne σ_n og τ_{nt} , er kendt, kendes herved åbenbart et punkt S på Mohrs cirkel, Fig. 15 D c, jfr. også Fig. 11 D og Fig. 11 F. Da brudbetingelsen er opfyldt i brudzonen, skal Mohrs cirkel desuden tangere indhyllingslinierne F . Det ses nu, at der generelt er to løsninger, medmindre τ_0 og σ_0 netop opfylder (1101). Disse to løsninger svarer til henholdsvis passivt og aktivt tilfælde af samme jordtryksproblem: Samme væg, jordprofil, overfladebelastninger etc., men væggen bevæges ind imod henholdsvis bort fra jorden, jfr. f. eks. Fig. 14 B.

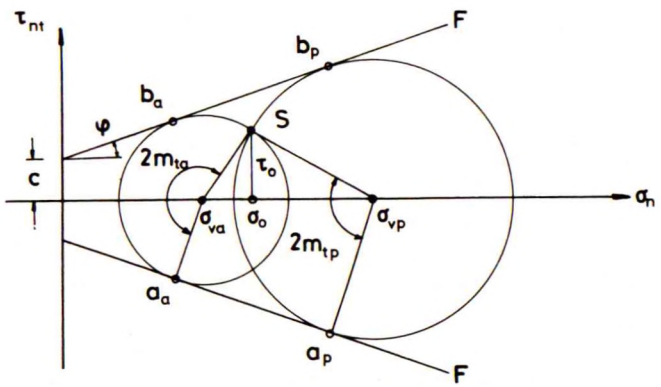
| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 6 | 19 |



a. Passivt tilfælde



b. Aktivt tilfælde



c. Mohrs cirkler for passivt og aktivt tilfælde (henh. p og a) svarende til samme overfladebelastning (σ_0, τ_0)

Fig.15 D: Grænsbetingelse for jordoverflade med kendt belastning. Bestemmelse af σ_v og m_t i passivt og aktivt tilfælde.

Vægbevægelsen afgør således hvilken af de to løsninger, der skal vælges. På dette punkt kan brudzonen siges at være kinematisk, og ikke blot statisk, bestemt. Løsningen udtrykkes simplest, hvis man som ubekendte vælger σ_v samt $m_t =$ vinklen mellem en t -akse i jordoverfladens retning og a -retningen. (1407) giver nu, hvilket også kan udledes geometrisk af Fig.15 D:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 7 | 19 |

$$\sigma_0 = \sigma_n = \sigma_v - \tau_r \sin(2m_t + \varphi) \quad (1505)$$

$$\tau_0 = \tau_{nt} = -\tau_r \cos(2m_t + \varphi)$$

Ved indsættelse af brudbetingelsen (1113) fås herved to ligninger i de to ubekendte, σ_v og m_t . Følgende procedure kan anvendes til en numerisk løsning:

1. For $\varphi > 0$, og σ_0 , τ_0 , c ikke alle lig med nul:

$$\frac{\tau_0}{\sigma_0 + c \cot \varphi} = \tan \beta_0 = \frac{-\sin \varphi \cos(2m_t + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \quad (1506)$$

hvorved vinklen β_0 er defineret, og størrelsen σ_v samtidig er elimineret af ligningssystemet. (1506) er ækvivalent med:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (1507)$$

De to mulige løsninger til denne ligning (argumentet til cos-funktionen f.eks. enten mellem 0 og π eller mellem π og 2π) repræsenterer henholdsvis passiv og aktiv tilstand. Efter bestemmelse af m_t , kan σ_v findes af øverste ligning (1505), der kan skrives:

$$\sigma_0 + c \cot \varphi = (\sigma_v + c \cot \varphi) [1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)] \quad (1508)$$

Det bemærkes, at hvis jordoverfladen danner vinklen β med vandret (positiv ved stigning bort fra væggen), og hvis overfladebelastningen σ_0 og τ_0 hidrører fra en lodret belastning p (kN pr. m² vandret areal), så er:

$$\sigma_0 = p \cos^2 \beta \quad (1509)$$

$$\tau_0 = p \sin \beta \cos \beta$$

(den ene faktor $\cos \beta$ hidrører fra, at σ_0 og τ_0 måles pr. m² overfladeareal, altså skråt areal). Hvis man i dette tilfælde har $c = 0$, så er ifølge (1506)

$$\beta_0 = \beta \quad (1510)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. 78 |

2. For $\varphi > 0$, men $\sigma_0 = \tau_0 = c = 0$ (ren friktionsjord med ubelastet jordoverflade), er β_0 ikke defineret ud fra (1506). I dette tilfælde kan m_t vises at være bestemt af jordens rumvægt γ , der ifølge afsn. 14.1 antages at være lodret. I hvert fald i dette tilfælde kan γ heller ikke være så lille, at der med rimelig tilnærmelse kan ses bort fra den: Væggen ville i så fald overhovedet ikke blive påvirket af noget jordtryk. Under disse forudsætninger kan det vises, at (1510) gælder, hvorefter m_t kan findes af (1507). σ_v er naturligvis nul langs jordoverfladen, jfr. (1508).
3. For $\varphi = 0$ kan (1506-08) ikke benyttes; men da man i så tilfælde har $\tau_p = c$, jfr. (1113), kan m_t findes direkte af den nederste ligning (1505):

$$\cos 2 m_t = - \frac{\tau_0}{c} \quad (1511)$$

Denne ligning har igen to løsninger svarende til henholdsvis aktivt og passivt tilfælde. σ_v kan herefter findes af øverste ligning (1505):

$$\sigma_v = \sigma_0 + c \sin 2 m_t \quad (1512)$$

I det vigtige specialtilfælde: Vandret jordoverflade med lodret belastning har man åbenbart ifølge (1509-10):

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= p \\ \tau_0 &= 0 \\ \beta &= \beta_0 = 0 \end{aligned} \quad (1513)$$

Ifølge (1507) og i øvrigt også (1511) er i dette tilfælde:

$$\cos (2 m_t + \varphi) = 0$$

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 9 | 19 |

$$2 m_t + \varphi = \begin{cases} \frac{\pi}{2} \\ \frac{3\pi}{2} \end{cases}$$

og

(1514)

$$m_t = \begin{cases} \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2}\epsilon \\ \frac{3\pi}{4} - \frac{1}{2}\epsilon \end{cases}$$

hvor de øverste værdier gælder for passivt, og de nederste for aktivt tilfælde. Idet

$$\sin(2 m_t + \varphi) = \pm 1 \quad (1515)$$

finder man i dette tilfælde af (1508) og i øvrigt også (1512):

$$\sigma_v = \frac{p}{1 \mp \sin \varphi} \pm \frac{c \cos \varphi}{1 \mp \sin \varphi} \quad (1516)$$

hvor igen de øverste fortegn gælder for passivt, og de nederste for aktivt tilfælde. Dette tilfælde er forudsat i Fig. 14 B, jfr. også (1302).

Ved en væg udtrykkes brudlinieretningerne simplest ved hjælp af størrelsen m_w = vinklen mellem den indadrettede vægnormal og α -linien. Passivt og aktivt tilfælde, jfr. Fig. 15 E, må naturligvis betegnes svarende til de tilhørende forhold ved jordoverfladen, Fig. 15 D, da de er bestemt af samme vægbevægelse. Herudover gælder som angivet i (1503), at forskydningspændingen f , der opfylder glidningsbetingelsen (1502) har forskellig retning i de to tilfælde.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 10 | 19 |

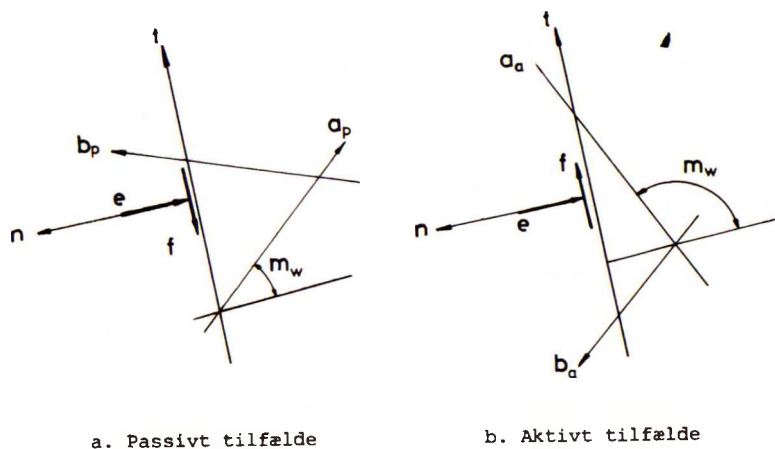


Fig. 15E: Grænsebetingelse ved væg med kendt relativ ruhed. Bestemmelse af m_w , samt af e når σ_v er kendt.

Ved en udledning, som svarer ret nøje til det ovenfor angivne for punkter langs jordoverfladen findes:

1. For $\varphi > 0$, idet (1504) antages at gælde:

$$\cos (2 m_w + \varphi + \delta) = \pm \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (1517)$$

hvor plustegnene gælder for passivt og minustegnene for aktivt tilfælde. Argumentet for cos-funktionen bliver i passivt tilfælde en vinkel mellem 0 og $\pi/2$, og i aktivt tilfælde en vinkel mellem π og $3\pi/2$.

Når σ_v er kendt, findes e af:

$$e + c \cot \varphi = (\sigma_v + c \cot \varphi) [1 + \sin \varphi \sin (2 m_w + \varphi)] \quad (1518)$$

svarende til (1508).

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. 78 |

2. For $\varphi = 0$ fås, svarende til (1511-12):

$$\cos 2 m_w = \pm \frac{c}{\sigma_v}$$

og

$$e = \sigma_v + c \sin 2 m_w$$

(1519)

For helt glat væg findes:

$$m_w = \begin{cases} \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \\ \frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \end{cases}$$

(1520)

i henholdsvis passivt og aktivt tilfælde, og desuden:

$$e = \sigma_v (1 \pm \sin \varphi) \pm c \cos \varphi$$

(1521)

Idet det bemærkes, at man i Rankine-tilfældet med lodret væg og vandret jordoverflade herved finder $m_t = m_w$, jfr. (1514), samt at disse vinkler begge angiver α -liniernes hældning med vandret, kan man af (1516) og (1521) udlede de i afsn. 13.2 angivne formler, i hver fald for $\gamma = 0$.

For helt ru væg findes

$$m_w = \begin{cases} -\varphi \\ \frac{\pi}{2} \end{cases}$$

(1522)

i henholdsvis passivt og aktivt tilfælde, og desuden (i begge tilfælde):

$$e = \sigma_v \cos^2 \varphi - c \sin \varphi \cos \varphi$$

(1523)

Det bemærkes, at ifølge (1522) bliver ved helt ru væg en b -linie henholdsvis en α -linie sammenfaldende med væggen, jfr. Fig. 14 B. Jordtrykkene kan i dette tilfælde ikke udledes alene af (1516) og (1523), fordi der desuden kommer en spændingsvariation gennem radi-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 12 | 19 |

alzonen: σ_v ved væggen er ikke den samme som σ_v oppe ved jordoverfladen, selv ikke i tilfældet $\gamma = 0$.

15.3 Superposition.

I generelle brudproblemer, jfr. f. eks. Fig. 15 A, kan der ofte være et ret stort antal parametre, f. eks.: Jordens friktionsvinkel φ og kohæsion c , dens rumvægt γ , væghøjden $AO = h$ samt en ensformigt fordelt, lodret overfladebelastning p (kN pr. m^2 vandret areal). Ved dimensionsbetragtninger kan man udlede, at det samlede jordtryk E kan skrives på den dimensionsløse form:

$$\frac{E}{\gamma h^2} = f \left(\frac{p}{\gamma h}, \frac{c}{\gamma h}, \varphi \right) \quad (1524)$$

men funktionen f vil kun i specielle tilfælde være lineær i sine argumenter, jfr. (1307), der åbenbart svarer til, at (1524) skrives:

$$\frac{E}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} K_\gamma (\varphi) + \frac{p}{\gamma h} K_p (\varphi) + \frac{c}{\gamma h} K_c (\varphi) \quad (1525)$$

Dette gælder eksakt i Rankine-tilfældet. I det generelle tilfælde kan en eksakt løsning i princippet kun findes ved at gennemføre de ovenfor beskrevne, ret komplicerede beregninger for ethvert sæt af de i (1524) angivne tre parametre. Det er naturligvis gennemførligt, bl.a. ved hjælp af EDB; men det er mindre hensigtsmæssigt til normalt brug i praksis. Som angivet i afsn. 13.3 er det da også muligt med rimeligt god tilnærmelse at benytte linearitetsantagelsen (1525) i tilfælde, hvor den ikke gælder eksakt. Dette beror på, at følgende superpositionsprincip kan vises at gælde:

En statisk tilladelige spændingsfordeling, d.v.s. et funktions-sæt $(\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz})$, der opfylder (1401-02) overalt, kan fås ved superposition af et vilkårligt antal af sådanne spændingsfordelinger, forudsat at:

1. Kun én af dem opfylder ligevægtsligningerne (1401) med $\gamma \neq 0$; de øvrige opfylder de samme ligevægtsligninger, men med værdien nul indsat i stedet for γ , og

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 13 | 19 |

2. Kun én af dem opfylder brudbetingelsen (1402) med $c \neq 0$; de øvrige opfylder samme betingelse, men med værdien nul indsat i stedet for c .

Det er umiddelbart indlysende, at den første forudsætning er korrekt. Vedrørende den anden forudsætning bemærkes det, at den åbenbart er korrekt, hvis alle spændingstilstandene har samme hovedspændingsretninger. I så tilfælde bliver nemlig både τ_p og σ_v for den samlede spændingstilstand lig med summen af de tilsvarende værdier for de enkelte spændingstilstande. Hvis disse har forskellige hovedspændingsretninger, er σ_v stadig summen af værdierne for de enkelte spændingstilstande; men τ_p kan vises at blive mindre end den tilsvarende sum.

Hvis den angivne superposition altså ikke giver et eksakt resultat (lighedstegnet i (1402) behøver ikke at være opfyldt for den samlede løsning, selv om det er det for hver af enkeltløsningerne), så vil den i det mindste være på den sikre side: Ligevægtsligningerne er opfyldt overalt i de antagne brudzoner, men brudbetingelsen er eventuelt ikke helt udnyttet.

På dette grundlag kan man opbygge en tilnærmet løsning til det ovenfor beskrevne generelle jordtryksproblem ved hjælp af følgende delløsninger:

1. Først sættes $p = c = 0$ (samt $a = 0$), og der findes løsningen for $\gamma \neq 0$. Denne løsning udtrykkes på formen:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_\gamma(\varphi) \quad (1526)$$

2. Dernæst sættes $\gamma = 0$ og $c = 0$ (samt $a = 0$). Løsningen for $p \neq 0$ udtrykkes på formen:

$$E_2 = p h K_p(\varphi) \quad (1527)$$

3. Endelig sættes $\gamma = 0$ og $p = 0$. Løsningen $c \neq 0$ (og nu også eventuelt $a \neq 0$, hvis væggen er helt eller delvis ru) udtrykkes på formen:

$$E_3 = c h K_c(\varphi) \quad (1528)$$

De tre udtryk (1526-28) kan vises at være eksakte.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. 78 |

4. Til slut kan man for et vilkårligt parametersæt superponere de tre delløsninger, hvorved fås udtrykket svarende til (1525).

Fordelen ved denne fremgangsmåde er åbenbart, at de tre jordtrykskoefficienter K_Y , K_P og K_C kan findes én gang for alle som funktioner af φ (samt til helt generelle formål desuden af δ samt f.eks. væggenes hældning med lodret og jordoverfladens hældning med vandret). Det fundne slutresultat er som nævnt på den sikre side.

Som vist i afsn. 16 benyttes samme fremgangsmåde ved bæreevneproblemer. Det bemærkes, at man i visse tilfælde (vandret jordoverflade, lodret belastning) kan løse p - og c -tilfældet under ét, således at løsningen (1528) kan udledes direkte af (1527), jfr. afsn. 15.5. I det følgende betragtes for simpelheds skyld kun vandret jordoverflade belastet med en lodret, ensformigt fordelt belastning p .

15.4 Udrænet brud i ler.

Ved udrænet brud i ler er som nævnt $\varphi = 0$, jfr. (1205) og Fig. 12 E. Dette medfører, at den ovenfor beskrevne beregningsprocedure kan forenkles væsentligt, idet man under de gjorte forudsætninger dels kan bestemme bidragene (1526-27) direkte, dels ved hjælp af (1405) i en række tilfælde kan udtrykke bidraget (1528) på eksplicit form. Dette beror på følgende, jfr. Fig. 15 F.

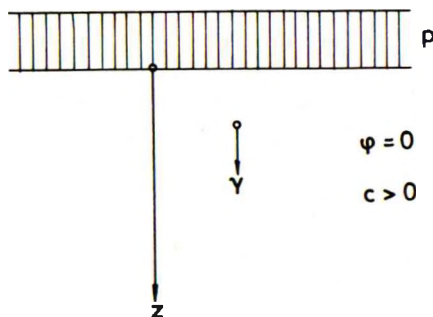


Fig. 15 F: Forhold under vandret, ensformigt belastet overflade i udrænet ler.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 15 | 19 |

Hvis man overalt i brudzonerne erstatter alle normalspændinger σ_n (heri altså inkluderet de tidligere nævnte σ_t , σ_z , σ_x , σ_y etc.) med:

$$\sigma'_n = \sigma_n - \gamma z - p \quad (1529)$$

så skal spændingsfordelingen (σ'_z , σ'_x , τ_{xz}) åbenbart opfylde ligevægtsligningerne (1401), hvor γ på højre side af den nederste ligning erstattes med 0. Den skal ligeledes opfylde brudbetingelsen (1402), fordi τ_y ikke influeres af transformationen (1529), og det ikke gør nogen forskel, at σ_y erstattes med σ'_y , eftersom $\varphi = 0$.

Hvis alle kendte normalspændinger, d.v.s., overfladebelastningen $\sigma_0 = p$, jfr. (1501) transformeres ved hjælp af (1529), kan det givne brudproblem derfor betragtes som et problem med ubelastet jordoverflade og vægtløs jord. Den løsning, der findes, svarer altså til (1528). Løsningen til det virkelige problem med både $p \neq 0$ og $\gamma \neq 0$ findes herefter ved at transformere alle fundne normalspændinger σ'_n , d.v.s. e' jfr. (1503), tilbage til de virkelige, $\sigma_n = e$, ved hjælp af formlen:

$$\sigma_n = \sigma'_n + \gamma z + p \quad (1530)$$

Denne beregningsmåde er åbenbart eksakt, og den viser, at for $\varphi = 0$ er den lineære superposition i (1310) og (1312) ligeledes eksakt. For lodret væg er åbenbart $K_\gamma = K_p = 1$ i både aktivt og passivt tilfælde, og uanset om væggen er glat eller ru, som angivet i (1311) og (1321).

Ved beregningen af den transformerede spændingstilstand bemærkes det, at når $\varphi = 0$, $\gamma = 0$ og $\tau_x = c$, kan ligningerne (1405) integreres direkte. Man finder

$$\Delta \sigma'_y + 2c \Delta m = 0 \quad \text{langs } a\text{-linier}$$

og

$$\Delta \sigma'_y - 2c \Delta m = 0 \quad \text{langs } b\text{-linier}$$

(1531)

uanset buelængden, s_a henholdsvis s_b , mellem de to punkter, der betragtes. Hvis a -linierne således betragtes i Fig. 14 B d (passivt tilfælde), finder man:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|----------|-----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | Zonebrud | nr. 78 | af 16 |

Ved jordoverfladen ifølge (1514) og (1516):

$$m_t = \frac{\pi}{4} \quad (\text{en vinkel med vandret})$$

og: (1532)

$$\sigma'_{v1} = c$$

Langs væggen ifølge (1522-23):

$$m_w = 0 \quad (\text{ligeledes en vinkel med vandret})$$

og: (1533)

$$e = \sigma'_{v2}$$

Mellem jordoverfladen og væggen er åbenbart

$$\Delta m = -\frac{\pi}{4} \quad (1534)$$

og derfor ifølge den øverste ligning (1531)

$$\Delta \sigma'_v = \sigma'_{v2} - \sigma'_{v1} = -2c \Delta m = c \frac{\pi}{2} \quad (1535)$$

Heraf findes til slut:

$$e = \sigma'_{v2} = \sigma'_{v1} + \Delta \sigma'_v = c \left(1 + \frac{\pi}{2}\right) \quad (1536)$$

jfr. (1322). K_c^{ap} kan findes på tilsvarende måde ved at betragte b -linierne i Fig. 14 B c.

15.5 Jord med kohæsion og friktion.

Hvis $\varphi > 0$ kan man åbenbart ikke foretage transformationen (1529), fordi man ikke uden videre kan erstatte σ_v med σ'_v i (1402). Imidlertid kan man som antydnet i (1508) og (1518) alternativt skrive (1402) på formen:

$$\tau_r \leq (\sigma_v + c \cot \varphi) \sin \varphi \quad (1537)$$

For $c > 0$ kan man derfor transformere alle normalspændinger σ_n til

$$\sigma'_n = \sigma_n + c \cot \varphi \quad (1538)$$

altså addere den konstante normalspænding $c \cot \varphi$ til alle kendte nor-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|--|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | |

malspændinger, d.v.s. for vandret jordoverflade med ensformigt fordelt lodret overfladebelastning benytte grænsebetingelsen

$$\sigma'_n = p + c \cot \varphi = p' \quad (1539)$$

Herefter løses brudproblemet under forudsætning af $\varphi > 0$ men $c = 0$. Løsningen til det oprindelige problem med $c > 0$ fås af den herved fundne løsning ved at transformere alle normalspændinger, $e' = \sigma'_n$, ved hjælp af formlen

$$\sigma_n = \sigma'_n - c \cot \varphi \quad (1540)$$

Hvis denne metode anvendes på den i afsn. 15.3 beskrevne beregningsprocedure, fås følgende resultat:

Der regnes med overfladebelastningen (1539), og det herved fundne jordtryk skrives ifølge (1527) på formen:

$$E'_2 = p' h K_p(\varphi) \quad (1541)$$

Ved transformationen (1540) fås heraf jordtrykket svarende til både $p > 0$ og $c > 0$, d.v.s.

$$\begin{aligned} E_2 + E_3 &= p' h K_p(\varphi) - c h \cot \varphi \\ &= p h K_p(\varphi) + c h [K_p(\varphi) - 1] \cot \varphi \\ &= p h K_p(\varphi) + c K_c(\varphi) \end{aligned} \quad (1542)$$

ifølge definitionen for K_c i (1528).

Den lineære superposition af p - og c -leddet er altså eksakt, og desuden er (1318) også eksakt under de gjorte forudsætninger (ved skrå jordoverflade får normalbelastningen $\sigma_0 = c \cot \varphi$ ikke samme retning som en lodret belastning p , jfr. også (1509)).

En tilsvarende sammenhæng med γ -leddet findes ikke i dette tilfælde. Brudfigurer med $\gamma > 0$, $p = c = 0$ rummer da også helt andre beregningstekniske problemer end brudfigurer med $\gamma = 0$, p og/eller $c > 0$, som i sammenligning må betegnes som relativt simple.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. |
| | | | 78 | 18 | 19 |

Det understreges imidlertid, at (1542), og hermed (1318), gælder uanset om $\gamma = 0$ eller $\gamma > 0$. For vandret jordoverflade kan (1524) derfor skrives:

$$\frac{E}{\gamma h^2} = f \left(\frac{p + c \cot \varphi}{\gamma h}, \varphi \right) \quad (1543)$$

altså med kun to variable.

15.6 Friktionsjord uden rumvægt.

Brudfigurer, hvor $\gamma > 0$, skal ikke betragtes nærmere i det følgende, fordi beregningerne i dette tilfælde aldrig er simple (bortset fra Rankine-jordtrykket). Under antagelsen $\gamma = 0$, der som nævnt kan anvendes som delløsning til brug for en superposition, bliver beregningerne imidlertid næsten lige så simple som for $\varphi = 0$.

Transformationen (1539-40) forudsættes anvendt, således at man i (1405) foruden $\gamma = 0$ kan indsætte:

$$\tau_r = \sigma_v' \sin \varphi \quad (1544)$$

Svarende til (1531) kan ligningerne også i dette tilfælde integreres direkte. Man finder:

$$\begin{aligned} \Delta \ln \sigma_v' + 2 \Delta m \tan \varphi &= 0 && \text{langs } a\text{-linier} \\ \Delta \ln \sigma_v' - 2 \Delta m \tan \varphi &= 0 && \text{langs } b\text{-linier} \end{aligned} \quad (1545)$$

Hvis man nu betragter a -linierne i Fig. 14 B d, finder man:

Ved jordoverfladen ifølge (1514) og (1516):

$$\begin{aligned} m_t &= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \\ \sigma_{v1}' &= \frac{p'}{1 - \sin \varphi} \end{aligned} \quad (1546)$$

Langs væggen ifølge (1522-23):

$$\begin{aligned} m_w &= -\varphi \\ e' &= \sigma_{v2}' \cos^2 \varphi \end{aligned} \quad (1547)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 15 | | | Zonebrud | nr. 78 |

Mellem jordoverfladen og væggen er åbenbart

$$\Delta m = -\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (1548)$$

og derfor ifølge (1545)

$$\Delta \ln \sigma'_v = \ln \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} = \left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \tan \varphi \quad (1549)$$

Heraf findes:

$$\begin{aligned} e' &= \frac{p'}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi/2 + \varphi) \tan \varphi} \cdot \cos^2 \varphi \\ &= p'(1 + \sin \varphi) e^{(\pi/2 + \varphi) \tan \varphi} \end{aligned} \quad (1550)$$

jfr. den øverste ligning (1317). Den nederste ligning (1317) kan på tilsvarende måde findes ved at betragte *b*-linierne i Fig. 14 B c.

Ved hjælp af (1517-19) kan beregningerne af K_p og K_e uden større vanskeligheder generaliseres til også at omfatte delvis ru væg. Det bemærkes, at når (1539-40) anvendes, så er grænsebetingelsen (1502) ækvivalent med:

$$f = e' \tan \delta \quad (1551)$$

forudsat at:

$$(e + c \cot \varphi) \tan \delta = e \tan \delta + a \quad (1552)$$

d.v.s., at antagelsen (1504) gælder.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 16 | | | Bæreevne af fundamenter | nr. 1 |

16.1 Forudsætninger. Oversigt.

Bæreevneproblemet, som indledningsvis er omtalt i afsn. 11.1, betragtes nu nærmere ved hjælp af teorien for plan brudtilstand. Der benyttes den i afsn. 14-15 anvendte notation, spændinger betegnet ved σ og τ , styrkeparametrene ved ϕ og c , idet der først i anvendelserne tages stilling til, om der skal indsættes totale spændinger og udrænedede styrkeparametre eller effektive spændinger og parametre. Som forklaret i afsn. 14.1 er dette tilladeligt under de her gjorte forudsætninger.

Bæreevneproblemet er naturligvis kun et problem i plan brudtilstand, hvis der er tale om bæreevnen af sribefundamenter, d.v.s. fundamenter, som teoretisk er uendelig lange, og hvis længde (svarende til l på Fig. 9 A) i hvert fald er stor i forhold til brudfigurens udstrækning i zx -planen. Anvendelsen af brudteorien, d.v.s. de i afsn. 14-15 angivne beregningsmetoder er desuden kun virkeligt simpel, hvis der er tale om lodret og centralt belastede fundamenter på jordoverfladen, med samme ensformigt fordelte overfladebelastning q på begge sider af fundamentet. I praksis har man imidlertid brug for løsningen til væsentligt mere komplicerede problemer, i det helt generelle tilfælde f.eks. skråt og ekscentrisk belastede rektangulære fundamenter, hvis FUK er beliggende i en vis dybde d under JOF. Som angivet i Geoteknik 2 afsn. 15 kan det endvidere blive aktuelt tillige at betragte skrå jordoverflader (fundamenter i eller nær skråninger).

Idet interessen her især samler sig om de problemer, der er relevante ved direkte fundering af bygninger, betragtes først det ovenfor omtalte grundproblem: Lodret og centralt belastet sribefundament på jordoverfladen, hvorefter der indføres følgende generaliseringer:

1. Skråt og ekscentrisk belastede fundamenter.
2. Fundamenter med FUK under JOF.
3. Rektangulære fundamenter.

Den førstnævnte kan stadig løses under forudsætning af statisk bestemte brudzoner (eventuelt med en relativt simpel modifikation); men

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 16 | | | Bæreevne af fundamenter | 78 |

ved de to andre fås væsentligt mere komplicerede, og endnu kun delvis kendte brudfigurer. For disse tilfælde udtrykkes løsningen derfor ved mere eller mindre empiriske korrektioner til løsningen for grundtilfældet.

Der betragtes i alle tilfælde vandret jordoverflade, fordi dette er det normale tilfælde ved fundering af bygninger. Af samme grund betragtes kun helt ru fundamentsundersider. I dette afsnit betragtes imidlertid kun den "rene" bæreevneteori, d.v.s., at der bl.a. forudsættes den simplest mulige geometri samt homogen jord. Nogle af de modifikationer, der eventuelt kan blive nødvendige ved anvendelserne i praksis, omtales nærmere i afsn. 24 samt i Geoteknik 2, bl.a. afsn. 15-16.

16.2 Bæreevneformlen. Grundløsning.

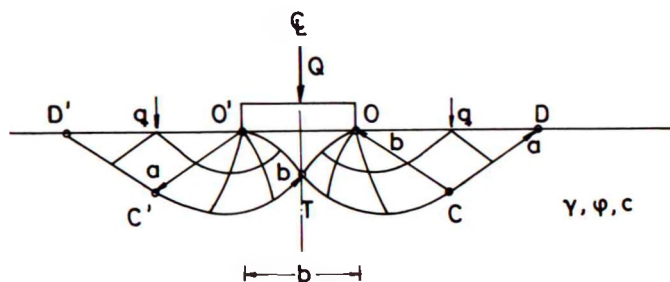


Fig. 16 A: Brudfigur for bæreevnen af lodret og centralt belastet stribefundament på jordoverfladen.

Brudfiguren for grundproblemet inden for bæreevneteorien er skitseret på Fig. 16 A. Den har meget tilfælles med den på Fig. 15 A skitserede brudfigur for det generelle jordtryksproblem. Det bemærkes, at der ved normale bæreevneproblemer ifølge sagens natur kun kan optræde det tilfælde, der svarer til passivt jordtryk: Fundamentet presses ned i jorden. Tilfældet svarende til aktivt jordtryk ville kræve, at overfladebelastningen q ved siderne af fundamentet blev så stor i forhold til middelbelastningen Q/b på fundamentet, at dette

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 3 | 22 |

blev presset opad på grund af en fuldt udviklet brudtilstand i jorden. Dette tilfælde kan ganske vist mødes i praksis, f.eks. ved grundbrud i dybe, afstivede udgravninger i blødt ler; men det er åbenbart ikke aktuelt ved fundamenter, hvor $Q/b > q$.

Af symmetrigrunde er brudfiguren for lodret og centralt belastede fundamenter dobbeltsidig i modsætning til brudfigurerne for jordtryk, samt for skråt og/eller ekscentrisk belastede fundamenter, som er ensidige. Den dobbeltsidige brudfigur på Fig. 16 A består af to symmetrisk beliggende delfigurer $OTCD$ og $O'TC'D'$, som hver indeholder en Rankine-zone, jfr. OCD , samt en radialzone, jfr. OTC , der begge kan beregnes som angivet i afsn. 15. Hvis q og c begge er lig med nul (det rene γ -tilfælde), er OTC principielt en vægzone, fordi alle b -linier til venstre for CO tangerer fundamentsundersiden i hver sit punkt inden for kanten O , og i et vist område, q og/eller $c \ll \gamma b$ er der en vægzone af denne type mellem radialzonen og grænsebrudlinien TO . Disse tilfælde skal imidlertid ikke omtales nærmere i det følgende.

Grænsebrudlinien TO , som i mange tilfælde (q og/eller c af en vis størrelse i forhold til γb) går gennem singularitetspunktet O , og som altså slet ikke er influeret af forholdene langs fundamentsundersiden, er bestemt af, at spændingstilstanden i skæringspunktet T med fundamenters symmetrilinie skal have lodret hovedspændingsretning. Det kan vises, at der kun er én radial brudlinie, der opfylder denne betingelse, som åbenbart er givet af symmetrigrunde, og som bestemmer punktet T og desuden grænsebrudlinien TCD .

T er et såkaldt overgangspunkt, som i det generelle tilfælde med usymmetriske, dobbeltsidige brudfigurer kan beskrives som følger.

1. Det er et normalt punkt i begge de to delbrudfigurer på hver sin side af fundamentet, d.v.s., at $O'TCD$ og $D'C'TO$ er en henholdsvis a - og b -linie, som skærer hinanden i punktet, uden knæpunkter eller spændingssingulariteter, og under den statisk korrekte vinkel $\pi/2 + \varphi$, jfr. Fig. 14 A.
2. σ_y , f.eks. beregnet ved integration af (1405), skal antage samme værdi ved beregning fra hver af de to sider altså f.eks. langs henholdsvis DCT og $D'C'T$.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 4 | 22 |

Disse betingelser ses at være identisk opfyldt, når T bestemmes som beskrevet ovenfor for Fig. 16 A.

Området $O'TO$ er et stift jordlegeme, der i brudtilstanden bevæger sig nedad sammen med fundamentet. Spændingstilstanden i det indre af dette legeme er principielt ubekendt, således at man direkte kun kan bestemme bæreevnen Q ved anvendelse af ligevægtsligningerne (lodret projektion; de to andre ligevægtsligninger er identisk opfyldt af symmetri Grunde) på jord + fundament over grænsebrudlinierne $O'T$ og TO , langs hvilke spændingstilstanden er kendt fra brudzonerne. Om ønsket, f.eks. til beregning af snitkræfter i fundamentet, kan der findes en statisk tilladelig spændingsfordeling i det stive jordlegeme, hvoraf bl.a. reaktionsfordelingen langs fundamentsundersiden kan bestemmes. En sådan spændingsfordeling, men ikke den eneste mulige, kan findes ved at betragte jordlegemet som en brudzone, hvis brudlinien genereres af de to grænsebrudlinier (som i Fig. 15 B; beregningen foretages blot "opad": det ubekendte pkt. 3 kunne være skæringspunktet mellem b -linien gennem pkt. 1 og a -linien gennem pkt. 2). Ved denne beregning benyttes glidningsbetingelsen (1502) ikke som grænsebetingelse langs fundamentsundersiden; men σ_z = normalkomponenten og τ_{xz} = forskydningskomponenten af fundamentsreaktionen bestemmes ved hjælp af (1407), når m og σ_v er bestemt (det kan vises, at (1502) ikke bliver overskredet, hvilket naturligvis i princippet skulle kontrolleres i ethvert punkt).

Ved anvendelse af de i afsn. 15.3 omtalte superpositionsbetragtninger, skrives bæreevnen Q i Fig. 16 A på formen:

$$\frac{Q}{b} = \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma(\varphi) + q N_q(\varphi) + c N_c(\varphi) \quad (1601)$$

hvor N_γ , N_q og N_c er de såkaldte bæreevnefaktorer, der er funktioner alene af φ . Delproblemerne, $q = c = 0$, $\gamma = 0$ og $c = 0$ samt $\gamma = 0$ og $q = 0$ er principielt de samme som omtalt i forbindelse med (1526-28).

For $\varphi = 0$, d.v.s. udrænet brud i ler, kan det i afsn. 15.4 angivne benyttes direkte. Ved anvendelse af transformationen (1529-30), hvor symbolet p blot erstattes med q (af historiske grunde), bemærkes det, at $z = 0$ både ved jordoverfladen og ved fundamentsundersiden. Heraf følger, at

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 5 | 22 |

$$N_Y^0 = 0$$

og

(1602)

$$N_q^0 = 1$$

hvor der anvendes superskript 0 for at betegne, at der betragtes værdierne svarende til $\varphi = 0$. Da (1531) naturligvis også gælder her, kan N_c^0 beregnes svarende til (1532-36):

(1532) gælder uændret langs OD . Det kan endvidere vises, at i radialzonen OTC er alle b -linier rette linier (radier), og alle a -linier er cirkelbuer med centrum i O . I punktet T , hvor geometrien er som i Fig. 14 A med $\theta_s = 0$, danner a -linien vinklen $\pi/4$ (nedadrettet) med vandret, således at man gennem radialzonen fra pkt. C (og D , eftersom CD er en ret linie) har:

$$\Delta m = -\frac{\pi}{2} \quad (1603)$$

og derfor svarende til (1535)

$$\Delta \sigma_v' = c \cdot \pi \quad (1604)$$

Da $O'T$ og TO i dette tilfælde er rette linier, som står vinkelret på hinanden og danner vinklerne $\pm\pi/4$ med vandret, kan det vises, at en statisk tilladelig spændingsfordeling i det stive legeme har konstant σ_v' og m overalt. Dette svarer til en ensformig reaktionsfordeling langs fundamentsundersiden med $\tau_{xz} = 0$ og $\sigma_z = Q/b = \sigma_1$ (største hovedspænding) svarende til σ_v' i pkt. T . Ifølge (1112-13) fås heraf, jfr. også (1532) og (1604):

$$\begin{aligned} \frac{Q}{b} &= \sigma_{vT}' + c \\ &= c(1 + \pi + 1) \\ &= c(\pi + 2) \end{aligned} \quad (1605)$$

d.v.s.:

$$N_c^0 = \pi + 2 \approx 5,14 \quad (1606)$$

hvilket sammen med (1601-02) giver løsningen (eksakt) på det betragtede bæreevneproblem ved udrænet brud i ler.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | 16 | | 78 | 6 | 22 |

For $\varphi > 0$ kan de to sidste led i (1601) bestemmes ved den i afsn. 15.5-6 angivne metode. Idet der for simpelheds skyld først betragtes q -leddet, bemærkes det, at (1546) gælder uændret langs OD (igen med symbolet p' erstattet med q). I radialzonen OTC er nu alle b -linier rette, og alle a -linier er logaritmiske spiraler med polen i O og stigningsvinklen φ . Geometrien i punkt T er også her som i Fig. 14 A med $\theta_s = 0$, således at (1603) også gælder i dette tilfælde, og man desuden kan beregne Q/b , ensformigt fordelt langs fundamentsiden som den værdi af σ_1 , der svarer til den fundne værdi af σ_v i pkt. T . Svarende til (1548-49) og (1112-13), der i dette tilfælde ($c = 0$) kan skrives:

$$\sigma_1 = \sigma_v (1 + \sin \varphi) \quad (1607)$$

findes:

$$\frac{Q}{b} = \frac{q}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} (1 + \sin \varphi) \quad (1608)$$

hvilket ifølge (1601) vil sige, at

$$N_q = \frac{Q}{bq} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} \quad (1609)$$

Svarende til (1542) og (1318) har man eksakt:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1610)$$

Ved en grænseovergangsbetragtning kan man vise, at (1610), hvori (1609) indsættes, går mod (1606), når $\varphi \rightarrow 0$.

Der er ingen tilsvarende eksakt formel for N_γ , jfr. (1319) og afsn. 15.5. Denne bæreevnemfaktor kan ganske vist beregnes med enhver krævet nøjagtighed for enhver værdi af φ ; men beregningsresultaterne kan ikke udtrykkes på eksplicit form. Det er imidlertid fundet, at det simple udtryk:

$$N_\gamma \approx 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (1611)$$

giver en rimelig nøjagtighed for værdier af φ op til ca. 40° . Ud fra teoretiske betragtninger er opstillet følgende, mere komplicerede udtryk:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 16 | | | Bæreevne af fundamenter | 78 |

$$N_{\gamma} \approx F(\varphi) \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\frac{3\pi}{2} \tan \varphi} - 1 \right] \quad (1612 a)$$

hvor $F(\varphi)$ ved en numerisk bearbejdelse af de senest beregnede N_{γ} -værdier er fundet at kunne skrives:

$$F(\varphi) \approx 0,08705 + 0,32310 \sin 2\varphi - 0,04836 \sin^2 2\varphi \quad (1612 b)$$

Nøjagtigheden af (1612) er bedre end 0,5 % for $\varphi \leq 50^{\circ}$.

Det bemærkes, at (1612) har stort set samme opbygning som (1611). I stedet for N_q er blot benyttet en anden funktion af samme type som (1609), men med eksponenten multipliceret med 3/2. Dette ville stort set være konsekvensen af at benytte (1405) under forudsætningen $\gamma > 0$, $q = 0$ langs a -linien TCD , jfr. Fig. 16 A, i den ovenfor beskrevne brudfigur for $\gamma = 0$, $q > 0$. Resultatet ville naturligvis ikke svare til en statistisk tilladelig løsning, fordi den benyttede brudfigur er forkert; men den forholdsvis simple og jævnt forløbende form af korrektionsudtrykket (1613) viser, at de er ved alligevel fås en i hovedtrækkene korrekt beskrivelse af variationen med φ .

Det bemærkes også, at det ved beregninger på virkelig statistisk bestemte brudfigurer af typen Fig. 16 A, hvor brudlinienettet altså beregnes under forudsætning af både $\gamma > 0$ og $q > 0$, er fundet, at den lineære superposition (1601) kan være op til ca. 20 % på den sikre side (maksimum for $\frac{1}{2} \gamma b \approx q$). På den anden side er der eksperimentelt for $q \gg \frac{1}{2} \gamma b$ fundet bæreevner, som er lavere end de teoretiske værdier svarende til (1601) og (1609). En forklaring herpå kunne være, at N_q som angivet ved (1609) er på den usikre side, selv om brudfiguren er statistisk tilladelig. Den resulterende virkning af de to nævnte forhold synes at være, at (1601) giver meget nær korrekte resultater for $q \lesssim \frac{1}{2} \gamma b$ (dette er opfyldt for de fleste fundamenter i praksis).

Formlen (1601) kan også benyttes, i hvert fald med tilnærmelse, hvis q er forskellig på de to sider af fundamentet. Brudfiguren bliver da ensidig, og som q skal i (1601) indsættes værdien på den side af fundamentet, hvor den er mindst.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------------|------------|------------------|--|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Bæreevne af fundamenter | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 16 | | | nr. af 8 22 | |

16.3 Skrå og ekscentrisk belastning.

Der betragtes stadig et sribefundament på jordoverfladen; men problemet generaliseres nu således, at den givne fundamentsbelastning, som skal sammenlignes med fundamentets bæreevne q , kan virke skråt og ekscentrisk.

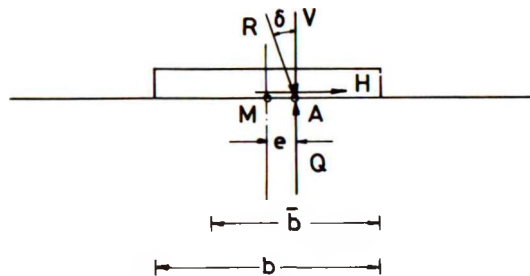


Fig. 16 B: Skråt og ekscentrisk belastet sribefundament.
Effektiv fundamentsbredde \bar{b} .

Nærmere betegnet antages følgende, jfr. Fig. 16 B:

1. Fundamentet er påvirket af en given resulterende liniebelastning R , som virker i en eventuelt skråtliggende angrebslinie (vinkel δ med lodret).

Angrebslinien skærer fundamentsundersiden i et punkt A , som ikke behøver at være sammenfaldende med fundamentets midtpunkt.

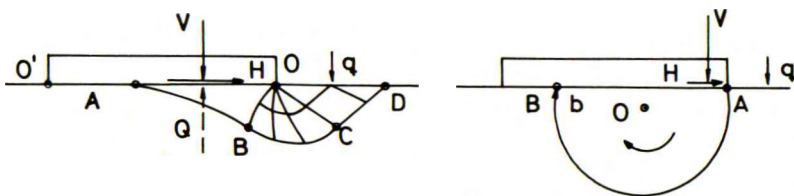
2. Afstanden MA kaldes belastningens ekscentricitet e . Idet R opløses i henholdsvis lodret og vandret komponent:

$$\begin{Bmatrix} V \\ H \end{Bmatrix} = R \begin{Bmatrix} \cos \delta \\ \sin \delta \end{Bmatrix} \quad (1613)$$

kan fundamentsbelastningen også beskrives som en lodret belastning V , der påvirker fundamentet med ekscentriciteten e , samt en vandret belastning H , der virker i fundamentsundersi-

den. Hvis H i stedet regnes virkende i et andet niveau, fås naturligvis en anden værdi af ekscentriciteten for V . Det bemærkes derfor, at det er den ovenfor givne definition af e , der benyttes i det følgende.

- H forudsættes at virke i samme retning som ekscentriciteten, d.v.s. at have samme retning som vektoren MA (for så vidt denne er forskellig fra nul). Dette tilfælde vil være det normale i praksis, hvor fundamentsbelastningen hyppigt fremkommer ved superposition af a) en lodret og centralt virkende last V og b) en vandret last, som angriber konstruktionen i en vis højde over FUK.
- Det forudsættes endvidere, at ekscentriciteten e ikke er så stor i forhold til $b/2$, at problemet ikke mere kan betragtes som en modifikation af det i afsn. 16.2 behandlede bæreevneproblem, jfr. Fig. 16 C.



a. "Normal" ekscentricitet.

b. Ekstremt stor ekscentricitet.

Fig. 16 C: Forskellige typer brudfigurer ved normal og ekstrem ekscentricitet af den lodrette kraft.

I de fleste normale tilfælde fås en brudfigur af den på Fig. 16 C a skitserede type. I modsætning til den på Fig. 16 A viste, er den her aktuelle brudfigur ensidig; men den indeholder i øvrigt delzoner af de tidligere betragtede typer: En Rankine-zone OCD og en radialzone OBC . Et stift jordlegeme ABO følger med fundamentet i brudbevægelsen, idet det er begrænset af liniebruddet AB (en tynd brudzone, der med tilnærmelse kan betragtes som bestående af en enkelt a -linie,

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 10 | 22 |

der har form som en cirkelbue). Ved ekstremt store ekscentriciteter kan imidlertid fås en helt anden brudmåde som skitseret på Fig. 16 Cb. Fundamentet vipper her om en akse O , og liniebruddet AB , som afgrænser det stive jordlegeme, der følger med fundamentet, er en b -linie; jfr. også Geoteknik 2 afsn. 28.

I det følgende forudsættes det som nævnt, at brudfiguren er af typen Fig. 16 Ca. Den generelle beregningsmetode for denne brudfigur kan beskrives som følger. Rankine-zonen og radialzonen beregnes ud fra henholdsvis grænsebetingelsen langs OD og singulariteten i punkt O som beskrevet i afsn. 15. Beliggenheden af slutpunktet B er imidlertid ikke kendt på forhånd. For et vilkårligt valg af dette punkt, hvilket indebærer et valg af to parametre, f. eks. længden OC og centervinklen i radialzonen, er liniebruddet AB bestemt geometrisk. Dets hældning i B er nemlig kendt (= a -linieretningen i dette punkt som bestemt ud fra radialzonen), det skal være en cirkelbue, og dets andet endepunkt A skal enten have fundamentsundersiden til tangentpunkt, eller også - hvis denne betingelse ville bringe punktet til at falde uden for fundamentsundersiden - skal A være sammenfaldende med fundamentskanten O' .

Da AB er en a -linie, kan spændingsfordelingen langs denne cirkelbue findes ved hjælp af (1405), og spændingerne langs ABO kan også integreres, således at ligevægtsligningerne kan opstilles for det stive jordlegeme, der er påvirket af de kendte kræfter H og V . Brudfigurens to ubekendte parametre, som angiver B 's beliggenhed kan nu bestemmes af:

1. En projektionsligning, enten på vandret (H = den givne størrelse; dette benyttes for $\varphi = 0$) eller vinkelret på lastresultantens R 's angrebslinie (den resulterende fundamentsbelastning har den korrekte hældning; dette benyttes for $\varphi > 0$, idet der dog for $c > 0$ forudsættes anvendt transformationen (1538-40) også for den kendte belastning V).
2. Momentligningen om V 's angrebspunkt på fundamentsundersiden (den lodrette last har den korrekte ekscentricitet).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 11 | 22 |

Når disse betingelser er opfyldt, og brudfigurens geometri hermed endeligt er fastlagt, bestemmes til slut ved lodret projektion den lodrette komponent Q af fundamentets bæreevne under de givne forudsætninger. Den kan i praksis benyttes på f.eks. en af følgende to måder:

1. For et givet fundament med givne belastninger sikrer man sig, at man - med fornøden sikkerhed som nærmere defineret i afsn. 17 - har $Q \geq V$. Hvis dette er opfyldt, kan fundamentet åbenbart optage de givne belastninger.
2. Man kan alternativt bestemme den fundamentsstørrelse, som - igen med fornøden sikkerhed - netop medfører, at man har $Q = V$. Herved er bestemt det fundament, som netop kan optage de givne belastninger.

I princippet eksakte beregninger kan altså være ganske komplicerede, hvortil kommer, at brudfiguren for tilfældet $\gamma > 0$, $q = c = 0$ rummer særlige komplikationer, som ikke her skal omtales nærmere. Beregningerne er dog velegnede for EDB, og de kan også systematiseres, således at f.eks. beregningen af brudzonerne kun behøver at udføres én gang for hver undersøgt værdi af friktionsvinklen φ (det ovenfor nævnte tilfælde $q = c = 0$ er dog et specialtilfælde).

I praksis benyttes det i afsn. 15.2 forklarede superpositionsprincip, hvorved opnås, at man med tilnærmelse kan opskrive løsningen til bæreevneproblemet Fig. 16 B (forudsat at Fig. 16 C a kan anvendes) på en form svarende til (1601). Virkningen af den skrå og ekscentriske belastning udtrykkes altså ved en modifikation af bæreevneformlen.

Det bemærkes først, at man på den sikre side og med rimeligt god nøjagtighed kan tage hensyn til ekscentriciteten e ved i stedet for den fulde fundamentsbredde b at regne med den på Fig. 16 B viste effektive bredde \bar{b} , der er symmetrisk beliggende om angrebepunktet A for den lodrette last V :

$$\bar{b} = b - 2e \quad (1614)$$

Det virkelige fundament erstattes altså regningsmæssigt med et smalle, skråt men centralt belastet.

Bæreevneformlen svarende til (1601) skrives nu på formen:

$$\frac{Q}{b} = \frac{1}{2} \gamma \bar{b} N_{\gamma} i_{\gamma} + q N_q i_q + c N_c i_c \quad (1615)$$

hvor i_{γ} , i_q og i_c er de såkaldte hældningsfaktorer, der angiver indflydelsen af den skrå belastning. I dette tilfælde er q naturligvis altid den værdi, der findes på den side af fundamentet, som H peger imod.

Størrelserne i_q og i_c kan beregnes eksakt ved at betragte tilfældet $\gamma = 0$ og desuden for $\varphi > 0$ benytte transformationen (1538-40), jfr. Fig. 16 D, hvor ABC nu er en trekant, hvori der statisk tilladeligt kan antages homogen spændingstilstand.

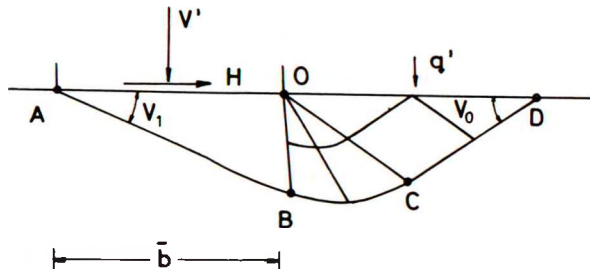


Fig. 16 D: Brudfigur for tilfældet $\gamma = 0$
(skråt og centralt belastet stribefundament).

For $\varphi > 0$ findes svarende til (1539):

$$q' = q + c \cot \varphi \quad (1616)$$

og desuden

$$V' = V + \bar{b} c \cot \varphi$$

De på figuren angivne vinkler v_0 og v_1 , som definerer brudfiguren geometrisk, kan findes på følgende måde. Ifølge (1514-16), jfr. også (1546) er:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | 16 | | 78 | 13 | 22 |

$$v_0 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$

og (1617)

$$\sigma'_{v,C} = \frac{q'}{1 - \sin \varphi}$$

Svarende til (1517) kan man vise, at hvis man definerer

$$\tan \delta = \frac{H}{V'} = \frac{H}{V + \bar{b} c \cot \varphi} \quad (1618)$$

så er

$$\cos (2v_1 - \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (1619)$$

og

$$\frac{Q}{\bar{b}} + c \cot \varphi = \sigma'_{v,B} \left[1 + \sin \varphi \sin (2v_1 - \varphi) \right] \quad (1620)$$

Bæreevnen kan beregnes ud fra disse formler, idet det bemærkes, at

$$\Delta m_{CB} = v_0 + v_1$$

således at (1621)

$$\frac{\sigma'_{v,C}}{\sigma'_{v,B}} = e^{2(v_0 + v_1) \tan \varphi}$$

I praksis fås noget simplere beregninger, hvis man først definerer vinklen δ (1618) og dernæst hjælpevinklen v ved udtrykket:

$$\sin v = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (1622)$$

Hvis man for simpelhedens skyld skriver

$$\psi = \delta + v \quad (1623)$$

så kan det vises, at man har:

$$N_q i_q = \frac{1 + \sin \varphi \cos \psi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - \psi) \tan \varphi} \quad (1624)$$

altså, jfr. (1609):

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 14 | 22 |

$$i_q = \frac{1 + \sin \varphi \cos \psi}{1 + \sin \varphi} e^{-\psi \tan \varphi} \quad (1625)$$

Svarende til (1610) finder man desuden:

$$N_c i_c = (N_q i_q - 1) \cot \varphi \quad (1626)$$

d.v.s.

$$i_c = \frac{N_q i_q - 1}{N_q - 1} \quad (1627)$$

Specielt for $\varphi = 0$ kan man på tilsvarende måde definere

$$\sin v = \frac{H}{\bar{b}_c} \quad (1628)$$

man har da:

$$i_q^0 = 1 \quad (1629)$$

og

$$(\pi+2) i_c^0 = \pi + 1 - v + \cos v$$

jfr. også (1602) og (1606).

De ovenfor angivne formler er ikke vanskeligere, end at de i mange tilfælde kan benyttes til en direkte beregning af q - og c -leddet i bæreevneformlen (1615). De har desuden den fordel, at hvis v som defineret i (1622) henholdsvis (1628) ikke kan bestemmes, fordi $\sin v > 1$, så er glidningskriteriet overskredet for belastningerne på fundamentet: Fundamentet glider på jordoverfladen, fordi H er for stor i forhold til V' henholdsvis \bar{b}_c .

De i litteraturen angivne tilnærmelsesformler:

$$i_q \approx \left(1 - \frac{H}{V'}\right)^2 \quad (1630)$$

eller

$$i_q \approx \left(1 - \frac{H}{2V'}\right)^5$$

som naturligvis giver noget simplere beregninger, har ikke indbygget denne begrænsning. Glidningskriteriet må derfor undersøges separat, hvis en af formlerne (1630) benyttes.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 16 | | | Bæreevne af fundamenter | nr. 78 |

Svarende til (1630) gælder det, at (1628-29) med god tilnærmelse kan skrives:

$$i_c^0 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{H}{\bar{b}c}} \quad (1631)$$

Her kan glidningskriteriet siges at være indbygget, idet udtrykket åbenbart ikke er defineret for $H > \bar{b}c$.

Hældningsfaktoren i_Y kan ikke på tilsvarende måde angives eksplicit. På grundlag af et antal beregningsresultater er opstillet tilnærmelsesformlerne:

$$i_Y \approx i_q^2 \quad (1632)$$

eller

$$i_Y \approx (1 - 0,7 \frac{H}{V})^5$$

Også her må glidningskriteriet undersøges separat.

Det bemærkes, at den vandrette last H reducerer fundamentets lodrette bæreevne ganske betragteligt. For $\varphi = 0$ bliver i_c^0 således 0,5, når $H = \bar{b}c$. Bæreevnen er altså i dette tilfælde, hvor fundamentet ganske vist også er på nippet til glidning, blevet reduceret til det halve. Dette er endnu mere udpræget for $\varphi > 0$. For $\varphi = 30^\circ$ og fundamentet på nippet til glidning er således $i_Y \approx 1/60$, $i_q \approx 1/6,7$ og $i_c \approx 1/10$.

16.4 Fundering under jordoverfladen.

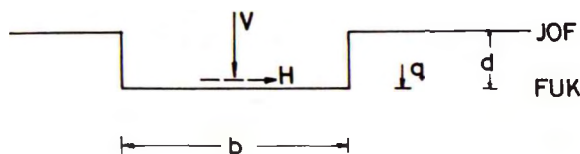


Fig. 16 E: Fundament med FUK i dybden d under JOF.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 16 | Bæreevne af fundamenter | 78 | 16 | 22 |

For et lodret og centralt belastet fundament med fundamentalsfladen beliggende i dybden d under jordoverfladen, Fig. 16 E, skal det først bemærkes, at den væsentligste virkning af funderingsdybden allerede fremgår af bæreevneformlen (1601), idet belastningen q nu fortolkes som den lodrette belastning virkende i fundamentalsfladens niveau (hyppigt = γd). I relation til bl.a. afsn. 9.3 er det her vigtigt at erindre sig, at man som forklaret bl.a. i afsnit 12;

1. ved udrænet brud i ler sammen med lerets udrænedede parametre ($\varphi_u = 0$, $c_u > 0$) skal benytte totale spændinger og følgelig også totale rumvægte. q skal altså i dette tilfælde beregnes som den totale lodrette spænding σ_z i FUK ved siden af fundamentet, og den bæreevne Q , der beregnes af (1601) er den totale (brutto-) belastning som overført gennem fundamentalsfladen fremkalder fuldt udviklet brudtilstand i jorden.
2. ved drænet brud i ler og (altid) i sand skal benytte effektive parametre ($\bar{\varphi}$ og \bar{c}), spændinger og rumvægte. q er i dette tilfælde den lodrette effektive spænding $\bar{\sigma}_z$ i FUK, og Q er tilsvarende en effektiv bæreevne. Den tilsvarende totale (brutto-) bæreevne fås i dette tilfælde ved til Q at addere opdriften fra et eventuelt porevandtryk på fundamentalsundersiden. Det bemærkes, at hvis man i FUK har $u > 0$, så er $\bar{\sigma}_z = \sigma_z - u < \sigma_z$, og tilsvarende hvis $u < 0$ er $\bar{\sigma}_z > \sigma_z$. Det er imidlertid nødvendigt at foretage den angivne korrektion, fordi $N_q > 1$, når $\varphi > 0$. Det ses i øvrigt, at et porevandtryk i FUK har samme virkning som et kohæsionsbidrag:

$$\Delta c = -u \tan \varphi \quad (1633)$$

Udover bidraget fra den forøgede q ved fundering under JOF fås en forøgelse af bæreevnen, som ved forskellige tilnærmede beregninger, der ikke skal omtales nærmere her, er fundet at kunne udtrykkes ved svarende til korrektionen (1615) at påføre de tre led i bæreevneformlen de såkaldte dybdefaktorer, henholdsvis d_γ , d_q og d_c .

Nu kan det let vises, at da belastningen γd er indregnet i q , må man have

$$d_\gamma = 1 \quad (1634)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | 16 | | 78 | 17 | 22 |

for alle værdier af d . Hvis man nemlig sætter $q = c = 0$, således at kun første led er tilbage i bæreevneformlen, vil der åbenbart ikke være nogen belastning i FUK ved siden af fundamentet, og jorden over FUK vil heller ikke have nogen forskydningsstyrke. Bæreevnen er derfor som for et fundament på jordoverfladen.

Tilbage bliver derfor:

$$\frac{Q}{b} = \frac{1}{2} \gamma b N_{\gamma} + q N_q d_q + c N_c d_c \quad (1635)$$

idet man for $d < b$ har fundet

$$d_c \approx d_q \approx 1 + 0,35 \frac{d}{b} \quad (1636)$$

Følgende bemærkes:

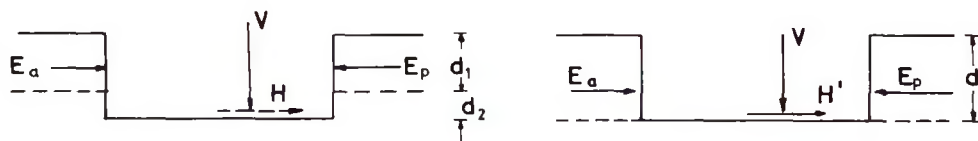
1. I (1636) måles dybden d kun i jord af samme styrke som den, der findes under FUK, d.v.s. som i øvrigt er bestemmende for fundamentets bæreevne. Eventuelle svagere ovenliggende jordlag medregnes kun ved, at deres vægt bidrager til q . Dette samt den omstændighed, at dybdefaktorerne hidrører fra forskydningsstyrken i en brudzone af beskeden udstrækning, som er beliggende over FUK og i en vis afstand fra fundamentet, medfører, at man ofte ved dimensioneringsopgaver forsigtigvis ser bort fra denne dybdevirkning. Ved f.eks. bearbejdelse af belastningsforsøg er man nødt til at tage hensyn til den, fordi man ellers ville fortolke den tilsvarende forøgelse af bæreevnen som en forøgelse af jordens styrke.
2. Det er muligt, bl.a. for udrænet brud i ler, at opstille en formel svarende til (1636), der gælder for værdier af $d > b$. For større dybder er sammenhængen mellem d_q og d_c på den ene side og d/b på den anden side ikke lineær (faktoren d/b i (1636) kunne tænkes erstattet med $\arctan d/b$, altså gående mod $\pi/2$ for $d/b \rightarrow \infty$). For virkelig dybe fundamenter vil man imidlertid hyppigt få uacceptable sætninger, før bæreevnen er udnyttet; dette afhænger bl.a. af fundamentsbredden b . Dybdefaktorer for d/b væsentlig større end 1 benyttes derfor i praksis næsten kun ved beregning af pæles bæreevne, jfr. afsn. 26.3.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | 16 | | 78 | 18 | 22 |

Hvis fundamentet tillige er ekscentrisk belastet, benyttes igen den effektive fundamentsbredde \bar{b} , jfr. (1614) og Fig. 16 B.

For skråt belastede fundamenter bemærkes det først, at den vandrette kraft H åbenbart mest økonomisk optages som jordtryk på fundamentets lodrette sideflader. Hvis der er tale om væsentlige vandrette kræfter søges dette derfor opnået i videst mulige omfang, om nødvendigt ved udskiftning af svagere jordlag omkring fundamentet.

Der regnes normalt forsigtigvis med Rankine-jordtrykket svarende til glat lodret væg, og i situationen svarende til Fig. 16 E er det åbenbart differensen $E_p - E_a$, der kan udnyttes til optagelse af vandrette kræfter. Der kan nu foreligge ét ud af to mulige tilfælde, jfr. Fig. 16 F.



a. Delvist udnyttede jordtryk

b. Fuldt udnyttede jordtryk

Fig. 16 F: Skråt belastede fundamenter under jordoverfladen.

Hel eller delvis optagelse af vandrette kræfter ved jordtryk.

1. Hvis jordtryksdifferensen $E_p - E_a$ beregnet for en dybde (væg-højde) $d_1 \leq d$ er tilstrækkelig stor til at optage den vandrette kraft H , regnes jordtrykkene mobiliseret ned til dybden d_1 . Den vandrette fundamentsflade er da lodret og eventuelt ekscentrisk belastet (det bemærkes, at kraftparret H og $E_p - E_a$ giver et moment, som formindsker ekscentriciteten af V). Det kan vises, at man teoretisk godt kan medregne den resterende dybde $d_2 = d - d_1$ i en dybdefaktor, d.v.s., at (1636) kan anvendes med d_2 indsat i stedet for d . Som nævnt ses der hyppigt bort fra dette bidrag ved dimensioneringsberegninger. Uanset udnyttelsen af jordtrykkene er det naturligvis stadig den fulde værdi af q i funderingsniveau, der anvendes i bæreformlen.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | 16 | | 78 | 19 | 22 |

2. Hvis $E_p - E_a$ selv ved udnyttelse af hele funderingsdybden d derimod er større end H , så må den resterende vandrette kraft:

$$H' = H - E_p + E_a \quad (1637)$$

optages af forskydningskræfter langs fundamentsundersiden. Der anvendes derfor bæreevneformlen (1615), idet H' indsættes i stedet for H ved beregning af hældningsfaktorerne. I dette tilfælde kan der ikke regnes med nogen dybdefaktor, men de vandrette kræfter ses stadig at give et moment, der formindsker ekscentriciteten af V .

Kun i det specielle tilfælde, hvor jorden har tilstrækkelig styrke mellem JOF og FUK, men hvor der af en eller anden grund ikke er tilstrækkelig god kontakt mellem fundamentets lodrette sideflader og jorden til, at man kan påregne væsentlige jordtryk udnyttet, kan det blive nødvendigt at regne med både dybde- og hældningsfaktorer:

$$\frac{Q}{b} = \frac{1}{2} \gamma \bar{b} N_\gamma i_\gamma + q N_q i_q d_q + c N_c i_c d_c \quad (1638)$$

Det synes at være på den sikre side blot at multiplicere de to korrektionsfaktorer; men problemet er kun undersøgt nøjere for tilfældet $\varphi = 0$. I øvrigt er det som nævnt et tilfælde, der i videst mulige omfang undgås i praksis, medmindre der er tale om ganske små værdier af H .

16.5 Rektangulære fundamenter.

Da der endnu ikke kendes teoretiske løsninger på generelt rumlige brudproblemer, må bæreevnen selv for lodret og centralt belastede rektangulære fundamenter bestemmes empirisk. Dette er i praksis gjort ved hjælp af belastningsforsøg, hvorved man har kunnet sammenligne enhedsbæreevnen Q/bl for fundamenter med forskellige bredde-længdeforhold b/l med den tilsvarende Q/b for et stribefundament.

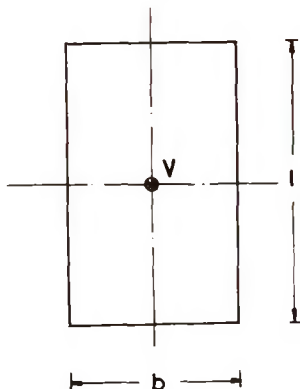


Fig. 16 G: Lodret og centralt belastet rektangulært fundament

Man har herved fundet, at bæreevnen for et rektangulært fundament kan skrives:

$$\frac{Q}{b l} = \frac{1}{2} \gamma b N_{\gamma} s_{\gamma} + q N_q s_q + c N_c s_c \quad (1639)$$

hvor s_{γ} , s_q og s_c er de såkaldte formfaktorer, der med tilnærmelse kan skrives:

$$\left. \begin{aligned} s_{\gamma} &\approx 1 - 0,4 \frac{b}{l} \\ s_q &\approx 1 + \sin \varphi \frac{b}{l} \\ s_c &\approx 1 + \frac{N_q}{N_c - 1} \sin \varphi \frac{b}{l} \end{aligned} \right\} \text{ for } \varphi > 0 \quad (1640)$$

og

$$\left. \begin{aligned} s_q^0 &= 1 \\ s_c^0 &\approx 1,2 \end{aligned} \right\} \text{ for } \varphi = 0 \quad (1641)$$

Det bemærkes, at da formfaktorerne angiver empirisk bestemte forhold mellem bæreevnerne af henholdsvis rektangulære og stribefundamenter, så er referencebæreevnen den, der findes ved stribefundamentet, d.v.s. i plan tøjningstilstand. Selv ved kvadratiske funda-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 16 | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | | | 78 | 21 | 22 |

menter skal bæreevnefaktorerne N_γ , N_q og N_c derfor beregnes for φ_{pl} , ikke φ_{tr} . Det er ganske vist rigtigt, at spændings- og tøjningstilstanden under et kvadratisk fundament nærmere er aksialsymmetrisk end plan; men dette forhold er der empirisk taget hensyn til ved bestemmelsen af udtrykkene (1640-41).

For ekscentrisk belastede rektangulære fundamenter kan man svarende til Fig. 16 B definere en effektiv bredde \bar{b} og længde \bar{l} , som er symmetrisk beliggende om angrebepunktet for V , jfr. Fig. 16 H.

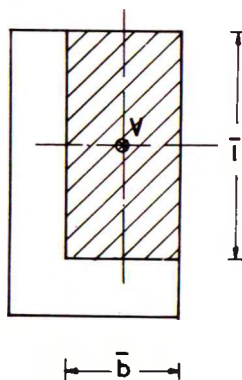


Fig. 16 H: Effektiv bredde \bar{b} og længde \bar{l} for ekscentrisk belastet rektangulært fundament.

Som senere omtalt nærmere (Geoteknik 2, afsn. 16) kan der, i hvert fald med tilnærmelse, også ved rektangulære fundamenter vurderes virkningen af skrå belastning samt fundering under jordoverfladen: De enkelte led i bæreevneformlen (1638) påføres desuden de i afsn. 16.3 omhandlede hældningsfaktorer og/eller de i afsn. 16.4 omhandlede dybdefaktorer, idet vandrette kræfter dog i videst mulige omfang søges optaget af jordtryk på fundamentets lodrette sideflader. Følgende bemærkes:

1. H og V er nu enkeltkræfter (kN). I (1616) skal V' derfor nu defineres som:

$$V' = V + \bar{b} \bar{l} c \cot \varphi \quad (1642)$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Bæreevne af fundamenter | nr. |
| | 16 | | 78 | 22 | 22 |

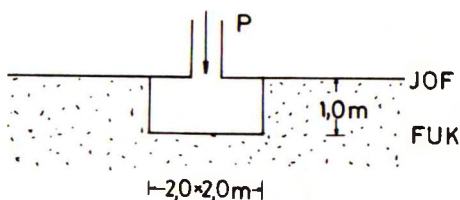
og i (1628) samt i (1631) må man erstatte $H/\bar{b}c$ med $H/\bar{b}\bar{l}c$. Den enhedsbæreevne, der findes, er som i (1639) $q/\bar{b}\bar{l}$.

2. De således fundne hældningsfaktorer gælder strengt taget kun, hvis H virker parallelt med rektanglets korte sidelinie \bar{b} . De benyttes dog med tilnærmelse også for andre retninger af den vandrette kraft.
3. Det kan vises, at formfaktorerne s_γ , s_q og s_c må antage værdierne 1, når glidningskriteriet er opfyldt for fundamentet. Det er foreslået, i formlerne (1640-41) at multiplicere differensen mellem s -værdierne og 1 med de tilsvarende hældningsfaktorer.

Det gælder dog antagelig stadig, at de i afsn. 16.3 omhandlede hældningsfaktorer er på den sikre side, når de anvendes på fundamenter under jordoverfladen.

Til slut skal det bemærkes, at der i forbindelse med bæreevneproblemet i praksis desuden har været undersøgt særlige problemer som: Bæreevnen af fundamenter på jordlag, hvis styrke vokser med dybden, specielt på jordlag af begrænset tykkelse underlejret af væsentligt stærkere jordlag (squeezing-problemet), samt bæreevnen af fundamenter med forskellig q på de to (eller fire) sider af fundamentet, men tvungen lodret bevægelse.

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|--|------------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS, nr. | EMNE | UDG, 78 | SIDE | |
| | 16.1 | Bæreevne af kvadratisk søjlefundament | | nr. 1 | af 3 |



I et sandlag, der antages at have de i Eks. 13.1 angivne egenskaber udføres et kvadratisk, lodret og centralt belastet søjlefundament af uarmeret beton ($\gamma_b = 23 \text{ kN/m}^2$) med dimensionerne $b = l = 2,0 \text{ m}$ og med FUK i dybden $d = 1,0 \text{ m}$ under JOF. Idet der ses bort fra dybdefaktoren d_q ønskes bestemt den søjlelast P , der svarer til fuldt udviklet bæreevnebrud under forudsætning af:

1. GVS i så stor dybde under FUK, at bæreevnebrudfiguren alene omfatter tørt sand.
2. GVS i niveau med FUK.
3. GVS i JOF.

Det bemærkes først, at fundamentets totale egenvægt er:

$$G_b = 23 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 2 = 92 \text{ kN}$$

Det bemærkes også, at der til den fundne værdi $\bar{\varphi}_{pl} = 47,8^\circ$, svarer:

$$\sin \bar{\varphi}_{pl} = 0,741$$

$$\tan \bar{\varphi}_{pl} = 1,103$$

og

$$\sin 2\bar{\varphi}_{pl} = 0,995$$

Ifølge (1609) fås heraf:

$$\begin{aligned} N_q &= \frac{1,741}{0,259} e^{\pi \cdot 1,103} \\ &= \frac{1,741}{0,259} \cdot 31,97 = 214,7 \end{aligned}$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | Bæreevne af kvadratisk søjlefundament | | nr. | af |
| | 16.1 | | 78 | 2 | 3 |

Tilnærmelsesformlen (1610) giver:

$$N_{\gamma} \approx 1,5 \cdot 213,7 \cdot 1,103 = 353,5$$

mens formelen (1612-13) giver:

$$\begin{aligned} F(\varphi) &= 0,0871 + 0,3231 \cdot 0,995 - 0,0484 \cdot 0,995^2 \\ &= 0,3607 \end{aligned}$$

og herefter

$$\begin{aligned} N_{\gamma} &\approx 0,3607 [214,7 \cdot \sqrt{31,97} - 1] \\ &= 0,3607 \cdot 1213 = 437,5 \end{aligned}$$

(1610) er altså i dette tilfælde ca. 20 % på den sikre side.

Der anvendes bæreevneformlen (1639), idet man ifølge (1640) har ($b/l = 1$):

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 = 0,6$$

og

$$s_q = 1 + 0,741 = 1,741$$

Under forudsætning af tørt sand, $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$, både over og under FUK fås, idet $q = \gamma d$:

$$\begin{aligned} \frac{Q}{b \cdot l} &= \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 2,0 \cdot 437,5 \cdot 0,6 + 17,5 \cdot 1,0 \cdot 214,7 \cdot 1,741 \\ &= 4594 + 6541 = 11135 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Idet $b \cdot l = 4 \text{ m}^2$ findes

$$Q = 4 \cdot 11135 = 44540 \text{ kN}$$

Dette er imidlertid den samlede belastning, der i fuldt udviklet brudtilstand kan overføres fra fundamentsundersiden til jorden. Den tilsvarende søjlelast, P , fås heraf ved at fratække fundamentsklodsens egenvægt:

$$P = 44540 - 92 = 44450 \text{ kN}$$

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | LMNE Bæreevne af kvadratisk søjlefundament | UDG. | SIDE | |
| | nr. 16.1 | | | nr. | af |
| | | | 78 | 3 | 3 |

Denne korrektion ses dog at være af mindre betydning (ved overslagsmæssige beregninger ser man hyppigt bort fra den).

Hvis GVS er i niveau med FUK, skal der i γ -leddet, men ikke i q -leddet, indsættes $\gamma' = 10,9 \text{ kN/m}^3$ i stedet for $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$. Her ved udregnes den effektive bæreevne \bar{Q} ; men da men i dette tilfælde har $u = 0$ i FUK, er $\bar{Q} = Q$. Man finder:

$$\begin{aligned}
 Q &= 4 \left(4595 \frac{10,9}{17,5} + 6541 \right) \\
 &= 4 (2861 + 6541) = 37610 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

hvortil svarer

$$P = 37610 - 92 = 37520 \text{ kN}$$

altså 16 % mindre end før.

Hvis GVS er i niveau med JOF, skal q -leddet også reduceres svarende til den formindskede effektive rumvægt. Til beregning af Q skal der nu imidlertid til \bar{Q} adderes $u b l$, hvor u er porevandtrykket i FUK = 10 kN/m^2 . Man finder:

$$\begin{aligned}
 Q &= 4 (2861 + 4074 + 10) \\
 &= 4 \cdot 6945 = 27780 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

hvortil svarer

$$P = 27690 \text{ kN}$$

hvilket er 38 % mindre end værdien for fundering i helt tørt sand. Det ses, at korrektionen for u ligeledes er af mindre betydning.

Kommentar: Det kan åbenbart også ved bæreevneberegninger være af afgørende betydning, at der regnes med et evt. GVS i højest mulige, realistiske niveau.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 17 | | | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | nr. |
| | | | 78 | 1 | 12 |

17.1 Funktionskrav.

I praksis anvendes Geoteknikkens beregningsmetoder til under givne forudsætninger, jfr. afsn. 18, herunder givne (foreskrevne, forudseelige etc.) belastninger og andre påvirkninger, at enten undersøge virkemåden af et givet bygværk eller dimensionere et bygværk således, at det, ideelt på den mest økonomiske måde, opfylder de krav, der må stilles til dets virkemåde.

I særlige tilfælde kan problemet være så overskueligt, at det er muligt at dimensionere et bygværk til et angivet formål alene på dette grundlag: Hvis det er muligt realistisk at vurdere - i princippet en sandsynlighedsfordeling for - indflydelsen af de forskellige mulige konstruktive foranstaltninger samt variationen af de forskellige indgående dimensioneringsstørrelser på de forventelige bevægelser og deformationer af bygværket, herunder sandsynligheden for og samtlige konsekvenser af fuldt eller delvis udviklet brudtilstand, og det desuden er muligt realistisk at vurdere i hvert enkelt tilfælde udgifterne til vedligeholdelse, eventuelt hel eller delvis retablering af bygværket, udbedring af medfølgende skader etc., så kan man optimere de forventelige totaludgifter til projektering, udførelse, vedligeholdelse og eventuelt (om fornødent) retablering af bygværket.

Dette kan være en rationel procedure ved bl. a. bygværker af jord (terrænregulering, udgravning, opfyldning, dæmninger etc. f.eks. til trafikformål), og i praksis benyttes den antagelig også mere eller mindre eksplicit formuleret. Det er imidlertid klart, at den af flere grunde ikke kan benyttes generelt for alle bygværker. Selv om man kunne gennemføre de nødvendige sandsynlighedsvurderinger og konsekvensberegninger med en rimelig nøjagtighed, hvilket langt fra altid er tilfældet, så gælder der, bl. a. ved fundering af bygninger, følgende forhold:

1. Konsekvenserne af en egentlig brudtilstand vil i reglen være uoverskuelige (sammenstyrtninger etc.). En brudtilstand må derfor betegnes som generelt uacceptabel.
2. Der kunne argumenteres for, at dette ikke i samme grad gælder (moderat) skadevoldende sætninger (revnedannelser etc.,

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 17 | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | 78 | 2 | 12 |

som ikke indebærer personrisiko, og som kan udbedres). Imidlertid er omkostningerne ved at sikre herimod på forsvarelig måde normalt så små i forhold til de udgifter og ulemper (hyppigt for trediemand), der er forbundet med sætningsskader, at der ikke er nogen økonomisk begrundelse (i hvert fald ikke en socialt acceptabel) for at tolerere skadevoldende sætninger.

Det økonomiske optimum ligger derfor ved en dimensionering, der giver rimelig sikkerhed mod skadevoldende sætninger. I praksis optræder sådanne skader derfor normalt kun på grund af utilstrækkeligt oplyste eller fejlfortolkede dimensioneringsforudsætninger, mangelfuld udførelse eller lignende for køber eller bruger uacceptable grunde.

Der stilles derfor som hovedregel, bl.a. i Normerne, det funktionskrav, at bygværker skal projekteres og udføres på en sådan måde, at de hverken under udførelsen eller efter færdiggørelsen i hele deres forudsatte levetid får sådanne bevægelser eller deformationer, at deres evne til at opfylde sit formål mistes eller nedsættes væsentligt.

Som antydnet ovenfor implicerer dette dels, at konstruktionerne til enhver tid har den fornødne (normalt en i Normerne foreskrevne) sikkerhed mod brud, dels at de kun får acceptable bevægelser og deformationer.

Som nævnt i afsn. 11.1 er disse to krav ikke ensbetydende. Godtgørelsen af, at funktionskravet er opfyldt, indebærer derfor to principielt forskellige undersøgelser:

1. Eftervisning af fornøden, som nævnt normalt en foreskrevne, sikkerhed mod brud i jorden og/eller (samtidigt) i konstruktionen for enhver mulig lastkombination.
2. Eftervisning af, at de bevægelser og deformationer, som bygværket vil få som følge af de forudseelige (eventuelt foreskrevne maksimale) belastninger og andre påvirkninger, herunder f.eks. indvirkning fra mulige grundvandssænkninger og fra opførelsen af nabobygværker, som det bliver udsat for, vil være acceptable.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 17 | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | 78 | 3 | 12 |

I den førstnævnte undersøgelse må man ifølge sagens natur undersøge en eller flere mulige brudtilstande samt på en nærmere defineret måde eftervise, at man selv under de ugunstigst mulige forhold har den fornødne sikkerhed mod, at sådanne brudtilstande realiseres. I deformationsundersøgelsen betragter man, i hvert fald i princippet, spændingstilstande og flytningsfelter i jorden, som faktisk må forventes at kunne blive aktuelle. Dette ændres ikke af den omstændighed, at man i mange tilfælde kan simplificere deformationsundersøgelsen, fordi man ud fra tilnærmede, eventuelt overslagsmæssige beregninger eller ud fra erfaring med konstruktioner af den pågældende type i de pågældende jordarter kan slutte med fornøden sikkerhed, at deformationerne vil være acceptable, således at mere nøjagtige beregninger ikke er nødvendige.

17.2 Sikkerhedsfastlæggelse i praksis.

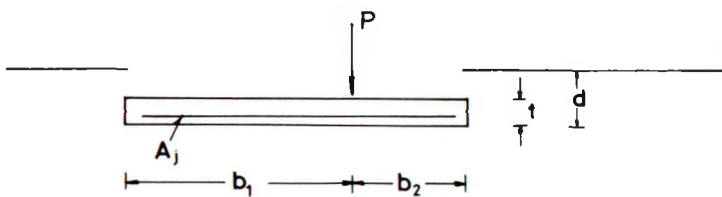
Der betragtes nu nærmere undersøgelsen af en eller flere brudtilstande samt den måde, man i praksis sikrer sig mod, at de bliver aktuelle.

Det bemærkes først, at man i praksis kan komme ud for at skulle undersøge brudtilstande med andre formål, f.eks.:

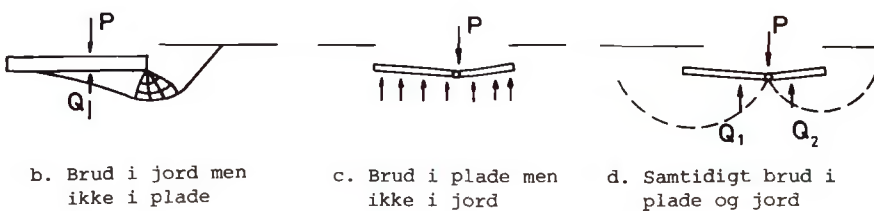
1. Opgaven kan være at undersøge årsagerne til et faktisk observeret brud. I dette tilfælde skal man naturligvis ikke indføre nogen sikkerhed; men beregningen skal gennemføres med de aktuelle egenskaber for jorden og påvirkninger på konstruktionen (sandsynlige værdier, som verificeres eller eventuelt korrigeres). Verifikationen (eller korrektionen) kan i øvrigt også vedrøre den anvendte teoretiske løsning på det pågældende brudproblem, f.eks. bæreevneformlen (1615) eller (1638-39).
2. Opgaven kan også være at undersøge en given konstruktion udsat for givne påvirkninger. Den er ikke principielt forskellig fra en dimensioneringsopgave, idet man definerer sikkerheden mod brud på samme måde i de to tilfælde. Forskellen er imidlertid, at mens man i det ene tilfælde må bestem-

me den sikkerhed, man i den givne situation rent faktisk har mod brud, så kan man i det andet tilfælde vælge en eller flere dimensioneringsstørrelser (fundamentsbredde og -længde, funderingsdybde etc.), således at man netop har den foreskrevne sikkerhed (og desuden eventuelt opnår en økonomisk optimering inden for de givne rammer).

Forskellen i de praktiske beregninger kan i visse tilfælde være ikke ubetydelig som illustreret på Fig. 17 A, hvor der betragtes en given linielast P , som skal overføres gennem en vandret fundamentsplade, der udføres i armeret beton. Den på figuren viste afstand b_2 kan f.eks. være givet ud fra særlige hensyn.



a. Brudproblem: Linielast på armeret betonplade



b. Brud i jord men ikke i plade

c. Brud i plade men ikke i jord

d. Samtidigt brud i plade og jord

Fig. 17 A: Eksempel på brudproblem med tre forskellige brudmåder.

Som skitseret på figuren kan brudtilstanden være karakteriseret ved én ud af tre mulige brudmåder:

1. Hvis pladen er tilstrækkeligt stiv, kan bruddet foregå som et bæreevnebrud i jorden, jfr. Fig. 16 C a (Fig. 16 C b kunne være en alternativ mulighed). Denne mulighed, som er vist på Fig. 17 A b, forudsætter, at pladetykkelsen t og armerings-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 17 | | | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | nr. |
| | | | 78 | 5 | 12 |

arealet A_j (cm^2/m), har sådanne størrelser, at der ikke opstår bøjningsbrud i pladen (normalt flydning i armeringsjernene) for de momenter, der svarer til reaktionsfordelingen på pladens underside (resultant = bæreevnen Q i ligevægt med P).

- Alternativt kan der ske bøjningsbrud i pladen, før der er fuldt udviklet brudtilstand i jorden, jfr. Fig. 17 Ac. Hvis dette tilfælde er dimensionsgivende (skørt brud i pladen), må reaktionsfordelingen langs undersiden beregnes under forudsætning af elastisk eller elastisk-plastisk tilstand i jorden.
- Endelig kan det tænkes, at flydemomentet i pladen forbliver stort set uændret selv ved så store vinkeldrejninger mellem de to pladedele, at der også kan opnås fuldt udviklet brudtilstand i jorden, jfr. Fig. 17 Ad (under hver pladedel vil der da være en brudfigur noget lignende Fig. 16 Cb).

Ved en dimensioneringsberegning vil man kunne vælge størrelserne b_1 , d , t og A_j således, at man foruden at kunne optage P med den fornødne sikkerhed desuden kan vælge den brudmåde - og dimensionere pladen for det hertil svarende maksimale moment - der giver den mest økonomiske konstruktion.

Hvis konstruktionen derimod er given, har man naturligvis ikke denne mulighed. I stedet må man finde den brudmåde, der optræder under de givne forhold, og bestemme den hertil svarende sikkerhed mod brud (et bøjningsbrud i pladen eller et bæreevnebrud i jorden).

I simple tilfælde som f.eks. ved bæreevne af normale fundamenter er der reelt kun én mulig brudmåde, hvorfor der heller ikke beregningsmæssigt er nogen væsentlig forskel på de to typer brudundersøgelser.

En sikkerhed mod brud kan som bekendt defineres på flere forskellige måder, f.eks.:

- En metode med totalsikkerhed: Der beregnes en aktuel brudtilstand, altså under forudsætning af de kendte styrkeparametre for jorden, og sikkerheden påføres ved division af en

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | nr. |
| | 17 | | 78 | 6 | 12 |

karakteristisk kraftstørrelse, f.eks. bæreevnen af et fundament, med et foreskrevet tal, F , hvorved fås den tilsvarende tilladelige belastning. Metoden er anvendelig ved lodret og centralt belastede fundamenter; men allerede ved skrå belastning, Fig. 16 C, er der behov for en særregel p.g.a. glidningskriteriet. I jordtryksproblemer, Fig. 13 B, må man dividere E_p og/eller multiplicere E_a med en sådan totalsikkerhed. En totalsikkerhed på E_a giver imidlertid ikke noget bidrag til sikkerheden mod brud, hvis E_a som beregnet ved hjælp af (1310-12) er blevet negativ, fordi $c_u \geq \frac{1}{4} \gamma h$. Metoden egner sig ikke til generel anvendelse inden for Geoteknikken.

2. En metode med tilladelige spændinger i de aktuelle brugstilstande, hvor spændingstilstanden i de enkelte jordelementer sammenlignes med tilsvarende spændinger i en aktuel brudtilstand, egner sig heller ikke til generelt brug. Bortset fra vanskelighederne ved at beregne en elastisk eller elastisk-plastisk spændingstilstand samt at definere sikkerheden mod brud for et givet jordelement, der er underkastet de fundne normal- og forskydningsspændinger, så vil denne sikkerhed i hvert fald ikke være den samme for alle jordelementer f.eks. i den potentielle brudfigur for et fundament.

Selv om metoden med tilladelige spændinger som nævnt ikke kan anvendes umiddelbart, er det formentlig overvejelser af samme type, der danner grundlaget for den anvendte metode med partialkoefficienter, jfr. Fig. 17 B.

På Fig. 17 B er skitseret to Mohrs cirkler, mrk. 1 og 2, f.eks. svarende til spændingstilstanden i jordelementer ved punkterne henholdsvis C og T på Fig. 16 A, idet fundamentet er påført den maksimale belastning, der skal optages i brugstilstanden (omtrent svarende til mærket 1 på arbejdskurven Fig. 11 A). De to Mohrs cirkler 1f og 2f repræsenterer spændingstilstanden i de samme to punkter, når fundamentet er belastet op til den fulde brudbæreevne (Q_f på Fig. 11 A), idet jorden er karakteriseret ved styrkeparametrene φ og c . Denne bæreevne kan altså beregnes ved hjælp af (1601), idet der indsættes de aktuelle parametre.

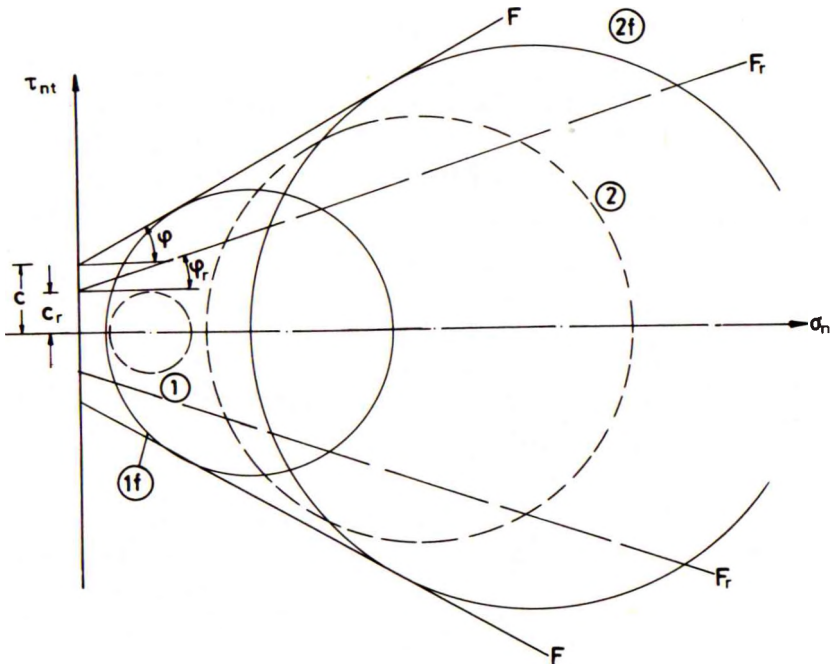


Fig.17 B: Mohrs cirkler (1 og 2) svarende til brugstilstand.
Tilsvarende (1f og 2f) svarende til fuldt udviklet brudtilstand.
Regningsmæssige parametre ϕ_r, c_r svarende til samme sikkerhed mod brud.

Mohrs cirkler i brugstilstanden, 1 og 2, kunne siges at repræsentere en veldefineret sikkerhed mod brud, hvis de tangerede de to viste indhyllingslinier F_r , der kan defineres ud fra indhyllingslinierne F f.eks. ved en affinitet om σ_n -aksen (alle τ_{nt} -ordinater divideres med samme størrelse); mere generelt kan man dividere de to bestemmende parametre, $\tan \phi$ og c , med hver sin størrelse, hvorved fås værdierne $\tan \phi_r$ og c_r .

Ud fra dette kriterium, som kan siges at definere en klasse af spændingstilstande (de hvis Mohrs cirkler tangerer eller ligger helt inden for F') som tilladelige, ses at være overskredet for cirkel 2, men ikke for cirkel 1 (for et punkt i nærheden af kanten 0 på Fig. 16 A ville den tilsvarende Mohrs cirkel antagelig tangere F). På denne

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 17 | | | nr. | af |
| | | | | 8 | 12 |

måde kan man altså definere en sikkerhed mod brud, eller i hvert fald angive om sikkerheden ud fra et bestemt kriterium er tilstrækkelig eller ej, for spændingerne i de enkelte punkter, men ikke for spændingstilstanden som helhed under fundamentet, og altså heller ikke for fundamentslasten P .

Man kan imidlertid regningsmæssigt forudsætte, at der for in- tet jordelement kan (eller må) udnyttes en styrke, som er større end svarende til indhyllingslinierne F_r . Man erstatter altså i brudbe- tingelsen (1402) de virkelige styrkeparametre ϕ og c med de regnings- mæssige parametre ϕ_r og c_r . Hvis man derefter løser brudproblemet, idet der også anvendes (1401) og i øvrigt de i afsn. 14-15 beskrevne metoder, opnås følgende:

1. Mohrs cirkel svarende til spændingerne i ethvert punkt af den således fundne brudfigur vil enten tangere eller ligge helt inden for linierne F_r . Spændingstilstanden som helhed kan altså siges at have den hertil svarende sikkerhed mod brud.
2. De i afsn. 13 og 16 angivne formler for jordtrykoefficien- ter, bæreevnefaktorer etc. kan benyttes uændret, idet der blot indsættes ϕ_r i stedet for ϕ , samt, bl.a. i (1616) og (1618) foruden naturligvis i selve jordtryks- og bæreevne- formlerne, c_r i stedet for c .

Denne metode til sikkerhedsfastlæggelse er altså relativt sim- pel, bortset fra, at den indfører endnu et sæt styrkeparametre for jorden: De regningsmæssige i modsætning til de aktuelle parametre. Den viser sig tillige at være så generelt anvendelig, at der kun i helt specielle tilfælde er behov for særregler. Glidningskriteriet for skråt belastede fundamenter, jfr. (1622) og (1628), ses således at blive indført på naturlig måde i forhold til de regningsmæssige styrkeparametre. I jordtryksproblemet for helt eller delvis ru væg indføres der også en sikkerhed på vægruheden (1502), idet der anta- ges uændret relativ ruhed (1504) i forhold til de regningsmæssige parametre.

Det kan måske siges at give forståelsesmæssige vanskeligheder, at den regningsmæssige spændingstilstand, man på denne måde benytter

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 17 | | | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | 78 |

i brudfiguren ikke direkte kan sammenlignes hverken med de spændinger, der findes i brugstilstanden, eller de spændinger, der findes i den virkelige brudtilstand for de aktuelle styrkeparametre. Det bemærkes imidlertid, at den er statisk tilladelig ifølge definitionen i afsn. 14.1. Der indføres altså heller ikke på dette punkt nogen ukontrolleret afvigelse ved at benytte en regningsmæssig i stedet for den virkelige brudfigur.

17.3 Regningsmæssig brudtilstand. Partialkoefficienter.

Bl.a. ved generalisering af de i det foregående afsnit gjorte overvejelser er man nået frem til følgende metode til at opnå fornøden sikkerhed mod brud:

1. Først bestemmes for alle i problemet forekommende laste og styrkeparametre de såkaldte karakteristiske værdier (markeret ved indeks k). Det er i princippet de værdier, der, f.eks. fundet ud fra måleresultater under hensyntagen til forsøgsspredningen, må betegnes som de med en rimelig sandsynlighed ugunstigst mulige. For nogle lasttyper, hvor en sådan vurdering ikke kan gennemføres, er det foreskrevne og/eller erfaringsmæssigt fastsatte værdier.
2. Herefter multipliceres lastene med de såkaldte partialkoefficienter, som er talstørrelser, normalt i intervallet 1,0 - 1,5, og som i øvrigt afhænger bl.a. af lasttypen og lastkombinationen (normal, ekstraordinær eller ekstrem). Samtidig omregnes de karakteristiske styrkeparametre til de regningsmæssige ved hjælp af formlerne:

$$\tan \varphi_r = \frac{\tan \varphi_k}{f_\varphi}$$

og

$$c_r = \frac{c_k}{f_c}$$

(1701)

Partialkoefficienterne f_φ og f_c er ligeledes talstørrelser ≥ 1 (for normale lastkombinationer er $f_\varphi = 1,2$ og $f_c = 1,5$ ved bl.a. jordtryks- og 1,75 ved bæreevneproblemer).

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | UDG, 78 | SIDE | |
| | nr. 17 | | | nr. | af |
| | | | | 10 | 12 |

3. For de således fundne regningsmæssige laste og styrkeparametre må der netop være regningsmæssig brudtilstand i jorden og/eller konstruktionen. I bæreevneproblemet må den regningsmæssige fundamentslast altså netop være i ligevægt med den regningsmæssige bæreevne Q_p , som fundet ved indsættelse i en bæreevneformel eller beregnet direkte ved hjælp af en brudfigur.

Metoden, samt de forskellige talværdier for partialkoefficienterne, er nærmere angivet i den gældende lastnorm samt Funderingsnorm, hvortil der henvises. Her skal blot gøres opmærksom på følgende:

1. Der kan ikke påføres en partialkoefficient forskellig fra 1 på rumvægtene γ for jorden eller γ_w for porevandet i jorden. Den væsentligste (og egentlige) begrundelse herfor er, at de regningsmæssige brudkræfter (jordtryk, bæreevner etc.) i så fald ikke ville hidrøre fra statisk tilladelige løsninger, jfr. (1401) og (1403). Vedrørende de karakteristiske værdier af disse størrelser henvises til afsn. 18.2.
2. Ved dimensioneringsopgaver bestemmes den eller de relevante dimensioneringsparametre således, at den nævnte ligevægt i den regningsmæssige brudtilstand netop er opfyldt (eller i hvert fald ikke er overskredet; af praktiske grunde angives en fundamentsbredde naturligvis som et helt multiplum af f.eks. 5 cm).
3. Ved undersøgelse af sikkerheden af givne konstruktioner påvirket af givne laste kan man som ubekendt størrelse vælge f.eks. én af partialkoefficienterne, mens de øvrige gives de foreskrevne værdier. Den værdi af den valgte partialkoefficient, der netop medfører, at ligevægten er opfyldt i den regningsmæssige brudtilstand, kan da sammenlignes med den tilsvarende foreskrevne værdi (en måske mere konsekvent, men også langt besværligere, fremgangsmåde ville være at finde den fælles eksponent, x , som skulle påføres alle foreskrevne partialkoefficienter for at ligevægten netop skulle være opfyldt). I praksis benytter man dog hyppigt en form for to-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|-----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 17 | | | Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | nr. 78 |

talsikkerhed F , som i så fald, ganske vist ikke særligt veldefineret, kan siges at angive en eksisterende sikkerhed ud over de foreskrevne partialkoefficienter (kravet er, at $F \geq 1$).

Denne metode har vist sig at være så generelt anvendelig, at der kun i enkelte særtilfælde (bl.a. ved opdrift- og erosionsproblemer) har vist sig behov for særlige regler, jfr. Funderingsnormen.

17.4 Brugstilstanden.

Foruden kravet om fornøden sikkerhed mod brud gælder der som nævnt et krav om, at bygværket kun må få bevægelser og deformationer, som er acceptable. Denne undersøgelse må foretages i brugstilstanden, d.v.s. med de virkelige (men karakteristiske) laste samt styrke- og deformationsegenskaber.

Det bemærkes her, at man ved sætningsproblemer i forbindelse med vandmættet ler normalt vil kunne tage i regning, at kun en vis brøkdel af nyttelasten er sætningsgivende. Initialsætninger samt sætninger i sand optræder derimod for de maksimalt opnåelige belastninger.

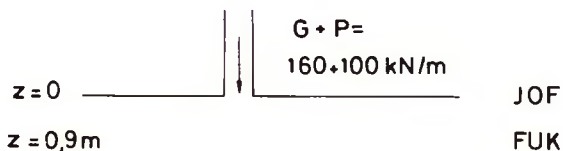
På den anden side vil mange påvirkninger, som ikke har nogen indflydelse på brudundersøgelsen, kunne give øgede sætninger, f.eks. en grundvandssænkning samt opførelse af nabobygværker, hvortil kommer, at bygværket kan være udsat for deformationer hidrørende fra temperaturændringer samt svind og krybning, der heller ikke influerer på brudundersøgelsen.

I de følgende afsnit betragtes i det væsentlige kun sætningsproblemer, jfr. afsn. 9-10. Det bemærkes i denne forbindelse, at for almindelige husbygningskonstruktioner bør største forventelige sætning normalt ikke overstige 30 a 40 mm, og største forventelige hældning af sætningslinierne (hældningen på langs af et vægfundament eller sætningsdifferensen mellem to nabofundamenter divideret med deres afstand) bør ikke overstige ca. 1:300. Andre bygværker kan være mere sætningsfølsomme (jernbetonskeletbygninger, maskinfundamenter) eller kan tåle større sætninger (siloeer og andre monolitiske

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 17 | EMNE Funktionskrav Sikkerhedsfastlæggelse | UDG, 78 | SIDE nr. 12 | af 12 |
|--------------------------|--------------------|---|------------|-------------------|----------|
|--------------------------|--------------------|---|------------|-------------------|----------|

betonkonstruktioner, olietanke), hvorfor værdier for acceptable deformationer hyppigt må vurderes særskilt i de enkelte tilfælde.

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|---|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. | EMNE Dimensionering af vægfundament | UDG. | SIDE | |
| | 17.1 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 1 | 4 |



De bærende yder- og skillevægge i en bygning uden kælder ønskes funderet direkte med FUK i 0,9 m dybde under JOF, der regnes ubelastet.

Vægbelastningen, ialt 260 kN/m, kan opdeles i $G = 160$ kN/m hvilende last og $P = 100$ kN/m nyttelast. Til godtgørelse af fornøden sikkerhed mod brud anvendes på disse laste partialkoefficienterne henholdsvis $f_g = 1,0$ og $f_p = 1,5$.

GVS antages at befinde sig i jordoverfladen. Den nødvendige fundamentsbredde ønskes bestemt under forudsætning af, at jordprofilet til stor dybde består af:

1. Moræneler med $\gamma = 22$ kN/m³ og $c_u = 95$ kN/m².
2. Morænesand med $\gamma = 21$ kN/m³, $\gamma_d = 17$ kN/m³ og en triaksialt målt friktionsvinkel $\bar{\varphi}_{tr} = 37^\circ$. $\bar{c}_{tr} = 0$.

Der ses ved anvendelsen af bæreevneformlen bort fra dybdefaktorerne (1636).

Den regningsmæssige fundamentslast er:

$$P_r = G \cdot f_g + P \cdot f_p$$

$$= 160 \cdot 1,0 + 100 \cdot 1,5 = 310 \text{ kN/m}^2$$

Hertil kommer belastningen fra betonfundamentet, som under forudsætning af $\gamma_b = 24$ kN/m³ er:

$$P_b = 0,9 \cdot 24 = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

Med $f_g = 1,75$ er den regningsmæssige udrænedede forskydningsstyrke for moræneleret:

| | | | | | |
|--------------------------|------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 17.1 | Dimensionering af vægfundament | 78 | 2 | 4 |

$$c_r = \frac{95}{1,75} = 54,3 \text{ kN/m}^2$$

Idet det bemærkes, at alle formfaktorer, s_γ , s_q og s_c , er 1,0 for sribefundamenter, samt at der ved udrænet brud i ler skal benyttes totale spændinger, således at

$$q = 0,9 \cdot 22 = 19,8 \text{ kN/m}^2$$

fås ved direkte indsættelse i (1601-02) samt (1606), at fundamentsbredden b skal bestemmes af:

$$\frac{P_r}{b} = \frac{310}{b} \leq 5,14 \cdot 54,3 + 19,8$$

$$\frac{P_r}{b} + P_b = \frac{310}{b} + 21,6$$

d.v.s. $\frac{310}{b} \leq 279,1 + 19,8 - 21,6 = 277,3$

d.v.s. $b \geq \frac{310}{277,3} = 1,12 \text{ m}$

Der vælges $b = 1,15 \text{ m}$.

Under forudsætning af morænesand bemærkes det først, at der nu skal regnes med effektive spændinger, således at man har

$$\bar{q} = 0,9 \cdot 11 = 9,9 \text{ kN/m}^2$$

Til $\bar{\varphi}_{tr} = 37^\circ$ svarer

$$\bar{\varphi}_{pl} \approx 1,1 \cdot 37 = 40,7^\circ$$

Den hertil svarende regningsmæssige friktionsvinkel findes med $f_\varphi = 1,2$ af:

$$\tan \bar{\varphi}_r = \frac{\tan 40,7}{1,2} = \frac{0,860}{1,2} = 0,717$$

d.v.s.

$$\bar{\varphi}_r = 35,6^\circ$$

$$\sin \bar{\varphi}_r = 0,582$$

og

$$\sin 2\bar{\varphi}_r = 0,947$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|--------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 17.1 | Dimensionering af vægfundament | 78 | 3 | 4 |

Ved beregninger som i Eks. 16.1 findes:

$$\begin{aligned}
 N_q &= \frac{1,582}{0,418} e^{\pi \cdot 0,717} \\
 &= \frac{1,582}{0,418} \cdot 9,51 = 36,0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F(\varphi) &= 0,0871 + 0,3231 \cdot 0,947 - 0,0484 \cdot 0,947^2 \\
 &= 0,350
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &\approx 0,350 [36,0 \cdot \sqrt{9,51} - 1] \\
 &= 0,350 \cdot 110 \\
 &= 38,5
 \end{aligned}$$

Det bemærkes nu, at bæreevneformlen (1601) med indsættelse af den ovenfor fundne \bar{q} samt $\bar{\gamma} = 11 \text{ kN/m}^3$ bestemmer den effektive bæreevne \bar{q}/b . Den søgte totale bæreevne Q/b fås heraf ved at addere værdien af $u = 9 \text{ kN/m}^2$ i FUK.

Der findes:

$$\frac{310}{b} + 21,6 \leq \frac{1}{2} \cdot 11 \cdot b \cdot 38,5 + 9,9 \cdot 36,0 + 9$$

d.v.s.
$$\frac{310}{b} \leq 211,8 \cdot b + 343,8$$

Dette er en 2.grads ligning, som imidlertid kan løses simpelt og hurtigt konvergerende ved iteration. Hvis man således skriver:

$$b_{n+1} = \frac{310}{211,8 \cdot b_n + 343,8}$$

hvor b_n og b_{n+1} betegner henholdsvis den n 'te og den $(n+1)$ 'te skønnede værdi for b , fås med den arbitrære - og åbenlyst for høje - begyndelsesværdi $b_0 = 1 \text{ m}$:

| | | | | | |
|--------------------------|------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 17.1 | Dimensionering af vægfundament | 78 | 4 | 4 |

| n | b_n (m) |
|-----|-----------|
| 0 | 1,000 |
| 1 | 0,558 |
| 2 | 0,671 |
| 3 | 0,638 |
| 4 | 0,647 |
| 5 | 0,645 |

Det ses, at b -værdierne ligger skiftevis over og under den teoretisk korrekte løsning, samt at man inden for 5 cm nøjagtighed kan vælge $b = 0,65$ m (på grundlag af 2. iteration evt. $b = 0,70$ m).

Morænelerstilfældet er åbenbart dimensionsgivende. Hvis man under de planlagte vægfundamenter har regelløst vekslende lag og linser af skiftevis moræneler og morænesand, hvilket meget hyppigt vil være tilfældet, må man altså generelt fastsætte fundamentsbredden til $b = 1,05$ m.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 1 | 10 |

18.1 Jordprofiler.

For at kunne løse en given geoteknisk opgave som f.eks. at projektere funderingen af et bygværk er det naturligvis nødvendigt forinden at fremskaffe tilstrækkelige oplysninger til på et forsvarligt og rationelt grundlag at kunne godtgøre, at de i afsn. 17.1 angivne funktionskrav er opfyldt. I dette afsnit diskuteres de her til fornødne oplysninger, mens der i de følgende afsnit, 19-23, nærmere gøres rede for, hvorledes disse oplysninger tilvejebringes i praksis. Som eksempel betragtes hovedsagelig direkte fundering af bygninger; men de angivne hovedprincipper gælder naturligvis generelt.

De fra Geoteknikkens synspunkt nødvendige oplysninger er åbenbart beliggenheden af alle jordlag, der har betydning for bygværkets evne til at opfylde funktionskravene, samt de relevante parametre for disse jordlag. Det samlede billede af beliggenheden af de således relevante jordlag betegnes under ét som jordprofilet. I denne forbindelse bemærkes det, at man bl.a. af økonomiske grunde aldrig kender det fuldstændige jordprofil i detaljer. I praksis er man nødt til at udvælge et antal punkter i planen, og i hvert punkt at udføre en undersøgelse med et specificeret formål og efter en nærmere fastsat metode ned til en dybde, som enten er valgt på forhånd, fastsættes i løbet af undersøgelsen ud fra de opnåede resultater, eller simpelthen er den ved den valgte metode i den pågældende jord fysisk mulige.

Undersøgelsesernes karakter og omfang, herunder afstanden mellem undersøgelsespunkterne i planen samt dybden i de enkelte punkter, må bestemmes bl.a. under hensyntagen til:

1. Bygværkets art og størrelse. Ved et sætningsproblem på et nogenlunde homogent jordprofil er det således indlysende, at der kræves oplysninger fra dybere jordlag, jo større og tungere belastet fundamentene er. Konstruktioner, der er følsomme over for differenssætninger, kræver tættere maskevidde i undersøgelsespunkterne end monolitiske konstruktioner etc.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 2 | 10 |

2. Jordbundsforholdene. Svage og bløde jordlag kræver generelt større undersøgelsesdybder end stærke og stive jordlag. Hertil kommer, at bygværkets art i sig selv kan være afhængig af jordbundsforholdene. Hvis en direkte fundering således viser sig ikke at kunne gennemføres på grund af for ringe bæreevner og/eller for store sætninger, kan man vælge i stedet at fundere på pæle, jfr. afsn. 24. Undersøgelserne må da (tillige) give de oplysninger, der er nødvendige under denne forudsætning.
3. Grundvandsforholdene. Beliggenheden af GVS (i farligst mulige niveau, når en eventuel årstidsvariation tages i betragtning) er en af de nødvendige, i nogle tilfælde den vigtigste, oplysning om jordprofilen. Den kan have afgørende betydning for bygværkets udformning (i forbindelse med kældre etc.), samt for byggeoperationerne (vandproblemer ved byggegruber). For at kunne (først og fremmest) erkende, og dernæst løse, eventuelle problemer i forbindelse hermed er det naturligvis nødvendigt, at man ved undersøgelserne får oplyst beliggenheden af og trykniveauerne i de betydende permeable jordlag samt får tilstrækkeligt grundlag for at kunne vurdere muligheden for, og omkostningerne ved, eventuelt nødvendige grundvands-sænkninger etc.

En rationel opfattelse af et jordprofil kan kun opnås ved hjælp af Geologien. Det må således kræves, at det ved en geologisk vurdering af optagne jordprøver eller (i simple tilfælde) besigtigede jordlag på stedet, f.eks. i udgravninger, godtgøres, at undersøgelsen omfatter alle betydende jordlag, herunder specielt alle stærkt sætningsgivende aflejringer. Denne betingelse er opfyldt (for så vidt angår bæreevne- og sætningsproblemerne), hvis undersøgelsen er ført ned i faste aflejringer, der af en geologisk sagkyndig kan vurderes at være af en sådan alder (senglacial eller ældre, jfr. afsn. 19), at der ikke er nogen risiko for herunder at træffe blødere lag.

Dette kan under gunstige omstændigheder opnås ved relativt små undersøgelsesdybder; men det understreges, at den omstændighed, at der ved undersøgelsen er fundet f.eks. et relativt fast lejret sand-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 3 | 10 |

lag, som imidlertid ikke er identificeret geologisk, ikke indebærer nogen som helst garanti for ikke at træffe endog meget bløde jordlag dybere nede.

I normal praksis indhentes derfor altid en geologisk beskrivelse af det jordprofil, der kan optegnes på grundlag af undersøgelsesresultaterne. Herved opnås tillige bl.a. en kontrol på resultaterne af laboratorieforsøg med de optagne jordprøver (klassifikationsforsøg og geologisk beskrivelse skal være i indbyrdes overensstemmelse), og desuden kan en rationelt begrundet opfattelse af jordprofilets tilblivelseshistorie være nødvendig for at kunne afgøre, om de oplysninger, der er opnået i de enkelte undersøgelsepunkter, tilsammen beskriver forholdene med tilstrækkelig nøjagtighed.

I praksis søger man i videst mulige omfang at planlægge de ovenfor nævnte undersøgelser mest hensigtsmæssigt, bl.a. ved at søge oplysninger om de topografiske, hydrologiske og geologiske forhold på stedet, om muligt at studere tidligere geotekniske undersøgelser i nærheden samt om fornødent og muligt at undersøge nærliggende bygninger og udgravninger. I mange tilfælde, f.eks. for enfamiliehuse, kan de således indvundne oplysninger bidrage til at indskrænke de egentlige undersøgelser væsentligt. Hvis det således må bedømmes som overvejende sandsynligt, at der er fast moræneler i ringe dybde under jordoverfladen, kan undersøgelserne ofte indskrænkes til en inspektion af de udgravede fundamentsrender. Denne inspektion er til gengæld ubetinget nødvendig for at konstatere, at jordprofilet er som forudsat (den inspirerende tekniker skal altså besidde tilstrækkelig geologisk viden og erfaring til at kunne afgøre dette), samt at jorden faktisk har den styrke og stivhed, som eventuelt er forudsat alene ud fra erfaringen.

Et jordprofil i forbindelse med en geoteknisk opgave er altså en beskrivelse, hyppigt i form af en afbildning på en hensigtsmæssig og overskuelig form, af de jordlag, der har betydning for alle væsentlige geotekniske problemer i forbindelse med bygværket. De enkelte jordprøver, samt de optrædende jordlag, klassificeres geoteknisk, jfr. afsn. 1-2, men desuden også geologisk, og herudover gives der en sam-

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 4 | 10 |

let geologisk beskrivelse af jordprofilen. Profilet skal desuden indeholde alle nødvendige oplysninger om grundvandsforholdene. Som regel angives, eventuelt resumeres, grafisk eller ved påskrift de væsentlige relevante geotekniske parametre, jfr. det følgende afsnit samt afsn. 20 (boreprofiler).

18.2 Geotekniske parametre.

De geotekniske parametre, der kan blive aktuelle ved løsningen af et givet problem er omtalt i de foregående afsnit 1-8 samt 12. De kan groft inddeles i følgende grupper:

1. Klassifikationsparametre (afsn. 1-2), som dels (især rumvægte) direkte behøves til løsning af problemet, dels - og for manges vedkommende især - sammen med den geologiske beskrivelse tjener til nærmere identifikation af jordarten. Disse parametre er også nyttige som referencestørrelser ved indsamling af erfaringsresultater, jfr. f. eks. (0704), (0713), (1209) og (1213).
2. Stivheds- og styrkeparametre (afsn. 7 og 12), som karakteriserer de væsentlige materialeegenskaber for jorden. Det er disse parametre, der har afgørende betydning for løsningen af bl. a. sætnings- og bæreevneproblemer. Virkelig pålidelige bestemmelser af disse parametre er ofte vanskelige og bekostelige. I nogle opgaver, hvor det er nødvendigt, udfører man naturligvis disse bestemmelser, enten ved omhyggelige laboratorieforsøg eller f. eks. ved pladebelastningsforsøg i marken. I andre tilfælde, hvor det er muligt og forsvarligt, udnytter man i stedet et foreliggende erfaringsmateriale, således at de søgte værdier udledes af resultaterne af andre og simple forsøg (måling af de såkaldte vikarierende parametre). Især ved kontrol i marken bestemmes således hyppigt for friktionsjord poretallet e eller tørrumvægten γ_d som en indirekte måling af friktionsvinklen ϕ og/eller (tangent-) konsolideringsmodulen K .

Som nævnt skal man i beregningerne anvende de såkaldte karakteristiske værdier af de relevante parametre. Det er de værdier, man ud

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 5 | 10 |

fra en forsigtig vurdering af måleresultaterne under hensyntagen til forsøgsnøjagtigheden samt til, hvad der i øvrigt vides om variationsmuligheden for de pågældende parametre i de pågældende jordlag, må skønne er de ugunstigst mulige. Af flere grunde er det vanskeligt at foretage denne vurdering på et rationelt statistisk grundlag.

Hvis det således antages, at der måles en parameter p (f.eks. rumvægten eller den udrænedede forskydningsstyrke) ved forsøg udført med et antal jordprøver fra samme jordlag, så kan man naturligvis bestemme middeltallet m_p og spredningen s_p for forsøgsresultaterne; men den sædvanligt anvendte formel til bestemmelse af den karakteristiske værdi:

$$p_k = m_p - t s_p \quad (1801)$$

(t , som afhænger af konfidensniveauet og antal frihedsgrader er normalt af størrelsesordenen 2 à 4), kan i reglen ikke anvendes. Denne formel forudsætter, at hver af prøverne for så vidt angår værdien af p er repræsentativ for et jordvolumen af den størrelse, der findes i det aktuelle problem, og at s_p kan betragtes som et skøn over spredningen mellem tilfældigt udvalgte jordvolumener af denne størrelse.

Denne forudsætning vil normalt ikke være opfyldt. Der kan argumenteres for, at hvis den relative spredning af en parameter målt på 100 cm³ jordprøver er 10 %, så er den kun 0,1 %, d.v.s. betydningsløs for jordvolumener, der er 10⁴ gange så store, altså 1 m³. Værdien af s_p tjener da kun til at vurdere den nøjagtighed, hvormed m_p er kendt. Imidlertid kan s_p også hidrøre fra selve forsøgsproceduren eller fra andre fejl, der muligvis er ensidige, men af tilfældig størrelse (større eller mindre udblødning eller anden prøveforstyrrelse). Endelig er der den mulighed, at variationen mellem forsøgsresultaterne repræsenterer en faktisk variation af parameteren p inden for jordlaget, enten - for homogen jord - som en funktion af f.eks. $\bar{\sigma}_0$, hvilket i givet fald kan, og bør, testes statistisk, eller også fordi jordlaget ikke er homogent, men har forskellige egenskaber i forskellige områder.

En vurdering af disse forhold ud fra et kendskab til forsøgs- og apparatteknik og til jordlagets geologi og spændingshistorie (jfr. f.eks. Fig. 7 C) er åbenbart nødvendig. Den kan ikke erstattes med en simpel formel af typen (1801).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 6 | 10 |

For sædvanlige forsøgsprocedurer som beskrevet i afsn. 20-23, hvis resultater skal anvendes til normal beregning af sædvanlige konstruktioner, jfr. f. eks. afsn. 24-28, er fortolkningen af forsøgsresultaterne, de anvendte beregningsmetoder og størrelsen af de anvendte partialkoefficienter fastlagt bl. a. ud fra erfaringen med et stort antal lignende bygværker, projekteret og udført under lignende forhold, således at der opnås den fornødne sikkerhed, når der som karakteristiske værdier for de geotekniske parametre anvendes, hvad der kunne betegnes som forsigtigt ansatte middelværdier. Under forudsætning af, at forsøgene bearbejdes under hensyntagen til kendte forsøgsfejl, jfr. reglen om at se bort fra en målt \bar{c}_{tr} for sand, og til muligheden for en systematisk variation af jordlagenes egenskaber, kan dette udtrykkes ved en formel af typen (1801), idet s_p dog skal betegne det bedst opnåelige skøn for spredningen på m_p .

Det understreges, at forsøgsprocedurer, fortolkning af forsøgsresultater, beregningsmetoder og sikkerhedssystem udgør en enhed, hvis samlede resultat er kontrolleret ved hjælp af erfaringen fra eksisterende bygværker. Selv om man naturligvis hele tiden tilstræber at arbejde med bl. a. den bedst mulige forsøgsteknik for at opnå den mest rationelle opfattelse af jordens egenskaber, må man derfor ved enhver ændring af den samlede procedure sikre sig, at man ikke herved utilsigtet (og udokumenteret) ændrer f. eks. den tilstræbte sikkerhed mod brud.

18.3 Konstruktiv løsning.

Som nævnt kan der til et givet funderingsproblem ofte angives flere forskellige konstruktive løsninger. Fundering af bygværker kan således udføres bl. a. som direkte fundering eller som fundering på pæle. Det er naturligvis en af den projekterende teknikers opgaver at finde den mest økonomiske løsning, som tillige opfylder funktionskravet. I en lang række tilfælde må der vælges ud fra kriterier, som ikke eller kun delvis er geotekniske (disponibelt materiel, priser på alternative pæletyper etc.). I nogle valgsituationer er der imidlertid tale om rent geotekniske kriterier: En direkte fundering af en bygning kan således være uigennemførlig, fordi det ikke med denne løsning er muligt at opfylde funktionskravet.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 7 | 10 |

Det er hensigtsmæssigt, at sådanne forhold erkendes på det tidligst mulige tidspunkt, fordi forskellige løsninger hyppigt vil stille krav til forundersøgelserne. Ved direkte fundering af en bygning er det således egenskaberne ved især de blødere jordlag mellem FUK og den øverste laggrænse til faste aflejringer, der særligt må undersøges; men hvis der skal funderes på pæle, som i så fald må føres et stykke ned i de faste aflejringer, er det naturligvis disses egenskaber, der er de vigtigste.

Det er karakteristisk for et sådant indledende valg af konstruktiv løsning, eller i hvert fald løsningstype, at det især foretages på grundlag af en kvalificeret indsigt i hvilke forhold, der er væsentlige, mens numeriske beregninger, der kun har overslagsmæssigt formål, udføres meget forenklet.

Muligheden for vandproblemer vil normalt være et af de væsentlige forhold. Et jordprofil uden eller med mangelfulde oplysninger om grundvandsforholdene udgør således et utilstrækkeligt beslutningsgrundlag for enhver konstruktiv løsning, der indeholder f.eks. fri skråninger, støttemure (jfr. Eks. 13.1), fundamenter i sand (Eks. 16.1) samt i øvrigt udgravninger i blot nogen dybde under JOF.

For udgravningers vedkommende er det i denne forbindelse af afgørende betydning at få oplyst hvor dybt under bunden, det nærmeste gennemgående permeable jordlag befinder sig (eller ud fra geologiske kriterier kan befinde sig, selv om det ikke er fundet ved forundersøgelserne), samt dets trykniveau. Til vurdering af hævningsrisikoen, d.v.s. spørgsmålet om udgravningen kan udføres uden særlige foranstaltninger til aflastning af vandtrykket, kan beregningerne på dette stadium udføres f.eks. med de i (0219-20) angivne rumvægte (eller endnu simplere tilnærmelser).

Tilsvarende kræves ved en undersøgelse af, om en direkte fundering er gennemførlig, i første omgang kun en rent overslagsmæssig beregning af fundamenternes størrelse, eventuelt blot et overslag over belastningen pr. arealenhed af bygningen som helhed efterfulgt af en sætningsberegning f.eks. baseret på (0704), (0711) og/eller (0713) samt (1023-24). Det forudsættes her, at der forinden er taget stilling til de grundvandsproblemer, der måtte findes ved eventuelt nødvendige udgravningsarbejder.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 8 | 10 |

18.4 Beregningsmodeller.

Det fremgår af det foregående, at beregninger kan være nødvendige på i hvert fald to forskellige niveauer: Overslagsmæssige beregninger under stærkt forenklede forudsætninger, og følgelig også i videst mulige omfang forenklede beregningsformler, med det formål at undersøge, om en overvejet konstruktiv løsning overhovedet er gennemførlig, og egentlige dimensioneringsberegninger med det formål at optimere den valgte løsning samt at godtgøre, at funktionskravet er opfyldt. De sidstnævnte beregninger udføres naturligvis med den kvalitet af beregningsgrundlag, som er nødvendig for at kunne løse opgaven rationelt og forsvarligt.

I denne forbindelse bemærkes det som en selvfølge, at hovedindsatsen i retning af detaljerede oplysninger om jordbundsforholdene, nøjagtigere bestemmelser af de geotekniske parametre, om fornødent kontrolleret ved specielle markforsøg, samt nøjagtige beregninger, om fornødent med inddragelse af videregående teori, lægges på de punkter, hvor det har væsentlig betydning, og udbygges i det omfang, hvor de er kritiske. Hvis det således kan forudses, at der kun vil komme betydningsløse sætninger (nogle få mm for normale bygningsfundamenter), vil man naturligvis ikke gennemføre en meget detaljeret sætningsberegning; og hvis det tilsvarende kan indses, at et fundament af rimelig størrelse i forhold til f.eks. søjletværnsnittet eller vægbredden vil have tilstrækkelig bæreevne selv ved efter forholdene lave værdier af jordens styrkeparametre, så vil man indskrænke sig til på simplest forsvarlige måde at godtgøre, at de således fundne minimumskrav til jordens styrke er opfyldt. Omvendt kan det ved et problem som det på Fig. 17 A skitserede være nødvendigt og berettiget at gennemføre en ganske kompliceret deformations- og brudundersøgelse samt eventuelt at kontrollere de forudsatte jordegenskaber ved f.eks. pladebelastningsforsøg på stedet.

I det følgende forudsættes det, medmindre andet udtrykkeligt nævnes, at de omtalte problemer af de i de foregående afsnit (nr. 1-16) beskrevne typer kan løses med tilstrækkelig nøjagtighed ved hjælp af den i de samme afsnit udviklede teori, inklusive de angivne tilnærmelser.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 9 | 10 |

Dette indebærer bl.a., at de givne beregningsproblemer simplificeres, idet de mere eller mindre tilnærmet erstattes med problemer af de typer, hvortil løsningen kendes, de såkaldte beregningsmodeller. Bæreevnen af et vilkårligt formet fundament beregnes således som bæreevnen af et ækvivalent rektangulært fundament, jfr. Fig. 16 H, der i sig selv indeholder en sådan tilnærmelse, og et fundament, der hviler på inhomogen, eventuelt lagdelt jord, erstattes med et fundament på et ækvivalent homogent jordlag. Eksempler herpå er givet i afsn. 24.

Den gjorte forudsætning indebærer også, at der til løsningen af et bæreevneproblem anvendes bæreevneformlen (1601) eller en af varianterne (1615), (1635), (1638) eller (1639). En beregning baseret direkte på brudfiguren Fig. 16 A, som ville resultere i en mere generel formel af typen (1543), repræsenterer en anden beregningsmodel. Konsekvenserne af at anvende denne model, d.v.s. at undlade at foretage den tilnærmelse på den sikre side, som ligger i den lineære superposition, er strengt taget ikke dækket af det foreliggende erfaringsmateriale. Man kan også sige, at størrelsen af bl.a. partialkoefficienten f_{φ} er fastsat under forudsætning af, at bæreevneformlen benyttes. Man kan derfor ikke uden nærmere overvejelser, og om fornødent dokumentation f.eks. ved hjælp af modelforsøg, udnytte selv teoretisk korrekte beregninger, der giver højere bæreevner.

Forudsætningen om plastisk-stiv jord er også et led i de anvendte beregningsmodeller for de hidtil betragtede brudproblemer. Dette indebærer bl.a., at der ikke tages hensyn til de ændringer i problemets geometri, der hidrører fra tøjningerne i jorden, indtil der opnås fuldt udviklet brudtilstand. Fundamentet på Fig. 16 A får således sætninger af en vis størrelse δ_f , inden brudfiguren er fuldt udviklet, jfr. Fig. 11 A, hvor δ_f f.eks. på den sikre side kunne regnes lig med ordinaten til skæringspunktet mellem de to viste rette linier, mrk. henholdsvis 1 og 2 (man kunne også argumentere for at anvende en dobbelt så stor værdi). Denne sætning giver imidlertid en forøget bæreevne, fordi FUK i brudtilstanden befinder sig i dybden δ_f under JOF, således at man ikke, selv ved ubelastet jordoverflade har $q = 0$ men $q = \gamma \delta_f$.

Som nævnt ses der bort fra korrektioner af denne type, hvilket normalt vil være på den sikre side (teoretisk; i praksis kan man sige,

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 18 | Sagsbehandling Beregningsforudsætninger | 78 | 10 | 10 |

at de er indregnet i bl.a. f_{φ}). I visse problemer kan denne tilnær-
melse imidlertid være på den usikre side, jfr. Fig. 16 B: Påførelsen af
 H i en vis højde over FUK kan her medføre en vinkeldrejning af funda-
mentet, som kan flytte angrebepunktet for V , d.v.s. forøge ekscentri-
citeten e . Denne effekt kan mere end opveje den ovenfor nævnte kor-
rektion af q ; men den tages ikke i regning under forudsætningen pla-
stisk-stiv jord.

For mange tilfælde i praksis, f.eks. støttemure, er det forsvar-
ligt at fastholde forudsætningen om plastisk-stiv jord (effekten er
af ringe betydning, og kan siges at være indregnet i f_{φ}); men i vis-
se specielle tilfælde, f.eks. skorstensfundamenter, hvor der som
vandret kraft også kan virke inertikræfter hidrørende fra svingnin-
ger under vindbelastning, kan særlige overvejelser være nødvendige
(enten gennemføres en mere korrekt beregning, eller også tages der
tilnærmet hensyn til denne effekt, idet der under specielle forudsæt-
ninger undersøges virkningen af f.eks. en fordobling af H).

Det fremgår, at den ansvarlige tekniker for at kunne løse sin
opgave på en rationel og forsvarlig måde må sikre sig, dels at alle
relevante beregningsforudsætninger er tilstrækkeligt oplyst, dels at
den anvendte beregningsmodel tilstrækkeligt nøjagtigt og alligevel
inden for forudsætningerne for det anvendte sikkerhedssystem, afspej-
ler alle væsentlige træk i problemstillingen. Dette udelukker som
nævnt ikke, at man, hvor det findes berettiget og/eller nødvendigt,
kan afvige fra de sædvanlige metoder til bestemmelse af de geotekni-
ske parametre, teoretisk løsning af brud- og/eller deformationspro-
blemet etc. Det vil imidlertid i så tilfælde hyppigt også være nød-
vendigt at anvende særlig omhu (kontrolforsøg og eventuelt kontrolmå-
linger på det færdige bygværk) for at dokumentere, at funktionskravet
er opfyldt.

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|--|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. | EMNE Overslagsmæssig bæreevne- og sætningsberegning | UDG. 78 | SIDE | |
| | 18.1 | | | nr. | af |
| | | | | 1 | 4 |

Til brug for praksis kan nedenstående tabel være nyttig. Den angiver for $25^\circ \leq \bar{\varphi}_{tr} \leq 45^\circ$ de tilsvarende værdier af $\bar{\varphi}_{pl}$, jfr. (1215), $\bar{\varphi}_r$, jfr. (1701), idet der anvendes $f_\varphi = 1,2$, samt de regningsmæssige værdier af N_γ , jfr. (1612), N_q , jfr. (1609), og desuden $N_\gamma s_\gamma$ samt $N_q s_q$, jfr. (1640), under forudsætning af kvadratiske fundamenter, altså $b/l=1$.

| $\bar{\varphi}_{tr}$ | $\bar{\varphi}_{pl}$ | $\bar{\varphi}_r$ | $b/l = 0$ | | $b/l = 1$ | |
|----------------------|----------------------|-------------------|------------|-------|---------------------|-----------|
| | | | N_γ | N_q | $N_\gamma s_\gamma$ | $N_q s_q$ |
| 25 | 27,5 | 23,5 | 5,0 | 9,1 | 3,0 | 12,7 |
| 26 | 28,6 | 24,4 | 5,9 | 10,0 | 3,5 | 14,2 |
| 27 | 29,7 | 25,4 | 6,9 | 11,1 | 4,2 | 15,9 |
| 28 | 30,8 | 26,4 | 9,2 | 12,4 | 4,9 | 17,9 |
| 29 | 31,9 | 27,4 | 9,6 | 13,8 | 5,8 | 20,2 |
| 30 | 33,0 | 28,4 | 11,4 | 15,4 | 6,8 | 22,8 |
| 31 | 34,1 | 29,4 | 13,4 | 17,3 | 8,0 | 25,7 |
| 32 | 35,2 | 30,4 | 15,9 | 19,4 | 9,5 | 29,2 |
| 33 | 36,3 | 31,5 | 18,8 | 21,8 | 11,3 | 33,2 |
| 34 | 37,4 | 32,5 | 22,4 | 24,6 | 13,5 | 37,8 |
| 35 | 38,5 | 33,5 | 26,8 | 27,8 | 16,1 | 43,2 |
| 36 | 39,6 | 34,6 | 32,0 | 31,6 | 19,2 | 49,6 |
| 37 | 40,7 | 35,6 | 38,5 | 36,0 | 23,1 | 57,0 |
| 38 | 41,8 | 36,7 | 46,5 | 41,2 | 27,9 | 65,9 |
| 39 | 42,9 | 37,8 | 56,3 | 47,4 | 33,8 | 76,4 |
| 40 | 44,0 | 38,8 | 68,6 | 54,6 | 41,2 | 88,9 |
| 41 | 45,1 | 39,9 | 84,0 | 63,3 | 50,4 | 104,0 |
| 42 | 46,2 | 41,0 | 103,5 | 73,8 | 62,1 | 122,2 |
| 43 | 47,3 | 42,1 | 128,4 | 86,4 | 77,0 | 144,4 |
| 44 | 48,4 | 43,2 | 160,4 | 101,8 | 96,2 | 171,5 |
| 45 | 49,5 | 44,3 | 201,8 | 120,7 | 121,1 | 205,0 |

Lineær interpolation er på den sikre side i denne tabel; men i hvert fald ved overslagsmæssige beregninger vil man altid runde ned ad til nærmeste hele grad i $\bar{\varphi}_{tr}$, og hyppigt herudover benytte afrundede værdier for bæreevnefaktorerne.

| | | | | | |
|--------------------------|-------------|--|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. | EMNE Overslagsmæssig bæreevne- og sætningsberegning | UDG. 78 | SIDE | |
| | 18.1 | | | nr. | af |
| | | | | 2 | 4 |

Ved bæreevneberegninger i friktionsjord indgår som nævnt de effektive spændinger og altså den effektive rumvægt under FUK (i γ -leddet) samt over FUK (i q -leddet). Disse rumvægte er af væsentlig betydning, fordi de multipliceres med bæreevnefaktorerne. Det er derfor vigtigt, at man antager den ugunstigst, d.v.s. højest, mulige beliggenhed af GVS (friktionsjord regnes normalt helt tør over dette niveau). Af mindre væsentlig betydning, i hvert fald for overslagsmæssige beregninger, er vægten af fundamentsklodsen samt eventuelle vandtryk på fundamentsundersiden.

Ved udrænet brud i ler er det nyttigt at erindre sig, at for $f_c = 1,75$ er for stribefundamenter:

$$\frac{N_c^0}{f_c} = \frac{5,14}{1,75} = 2,94 \approx 3$$

og for kvadratiske fundamenter:

$$\frac{N_{cs}^0}{f_c} = \frac{5,14 \cdot 1,2}{1,75} = 3,53 \approx 3,5$$

Her skal regnes med totale spændinger; men i hvert fald ved overslagsmæssige beregninger ser man hyppigt bort fra såvel q -bidraget som vægten af fundamentsklodsen. Rumvægten af jorden indgår i så fald slet ikke i bæreevneberegningen.

Under disse forenklede forudsætninger kan en overslagsmæssig dimensionering af et kvadratisk søjlefundament med $G = 600$ kN og $P = 400$ kN, d.v.s.

$$P_r = 600 \cdot 1,0 + 400 \cdot 1,5 = 1200 \text{ kN}$$

forløbe på følgende måde:

1. På moræneler med $c_u = 95$ kN/m² og $w = 0,18$:

$$\frac{1200}{b^2} \leq 3,5 \cdot 95 = 332,5$$

d.v.s.

$$b^2 \geq \frac{1200}{332,5} = 3,61 \text{ m}^2$$

| | | | | | |
|--------------------------|------|---|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 18.1 | Overlagsmæssig bæreevne- og sætningsberegning | 78 | 3 | 4 |

$$b \geq 1,90 \text{ m}$$

Ved sætningsberegningen kan det antages, at halvdelen af nytelasten er sætningsgivende. Der fås altså:

$$P_s = 600 + 0,5 \cdot 400 = 800 \text{ kN}$$

Et skøn over konsolideringsmodulen kan f.eks. fås af (0713):

$$K \approx \frac{40}{0,18} \cdot 95 \approx 20\,000 \text{ kN/m}^2$$

Ved anvendelse af (1024) fås herefter

$$\delta \approx \frac{800}{20000 \cdot 1,90} = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

2. På sand med egenskaber som angivet i Eks. 17.1 og funderingsdybde $d = 0,9 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} \frac{1200}{b^2} &\leq \frac{1}{2} \cdot 11 \cdot b \cdot 23,1 + 9,9 \cdot 57,0 \\ &= 127 \cdot b + 564 \end{aligned}$$

Ved en iteration som i Eks. 17.1:

$$b_{n+1}^2 = \frac{1200}{127 \cdot b_n + 564}$$

findes:

| n | b_n |
|-----|-------|
| 0 | 1,00 |
| 1 | 1,32 |
| 2 | 1,28 |
| 3 | 1,29 |

d.v.s. at der kan vælges $b = 1,30 \text{ m}$. Der er åbenbart ikke noget sætningsproblem, hvis blot sandets konsolideringsmodul ikke er ringere end morænelerets (hvilket er lidet sandsynligt).

| | | | | |
|--------------------------|---------------------|--|------------|-----------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | EKS. nr. 18.1 | EMNE Overslagsmæssig bæreevne- og sætningsberegning | UDG. 78 | SIDE nr. af 4 4 |
|--------------------------|---------------------|--|------------|-----------------------|

For en ordens skyld understreges det, at disse beregninger kun viser, at en direkte fundering på det foreliggende grundlag må skønnes at være gennemførlig. I praksis må man herudover:

1. For lerets vedkommende sikre sig, at der virkelig findes moræneler under hvert søjlefundament, og at det har (mindst) de forudsatte værdier af c_u og K .
2. For sandets vedkommende kontrollere både rumvægtene og værdien af $\bar{\varphi}_{tr}$ (som på dette stadium af beregningerne sandsynligvis er skønnet ud fra erfaringen). Bemærk også her muligheden for ler under FUK.

I begge tilfælde kan der desuden være særlige forhold, udgravninger omkring eller nær fundamentet, vandproblemer under udførelsen etc., som kræver nærmere beregning. Fundamentet på sand er her generelt mere følsomt over for sådanne indgreb, jfr. konsekvensen af, at d formindskes fra 0,9 til f.eks. 0,5 m, eller af at der er en opadrettet gradient $i = 0,5$ i sandet.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------------|------|------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Danske jordbundsforhold | UDG. | SIDE | |
| | nr. 19 | | | nr. | af 5 |
| | | | 78 | 1 | |

Dette notat er udarbejdet på grundlag af:

E.L.Mertz: Bidrag til Danmarks ingeniørgeologi

Geoteknisk Institut Bulletin No.5 (1959)

hvortil der henvises (i det følgende betegnet som Bull.5).

19.1 Ingeniørgeologiske vurderinger.

Som nævnt i afsn.18.1 er et jordprofil med kun fysisk-geoteknisk beskrivelse af jordarterne (af typen: sandet ler, siltholdigt sand, sand med skaller etc.) ufuldstændigt og i værste fald værdiløst. En geologisk beskrivelse er ubetinget nødvendig. Hertil kommer, at en indledende vurdering af det aktuelle områdes jordbundsforhold, bl.a. for at kunne planlægge et forsvarligt og økonomisk undersøgelsesprogram, kræver kendskab til geologien.

De ingeniørgeologiske (geologisk-geotekniske) vurderinger, der - efter forholdene i større eller mindre omfang - foretages i forbindelse med en aktuel opgave kan kort karakteriseres som følger:

1. Indledende vurderinger:

- a. Udnyttelse af kendskabet til Danmarks geologiske opbygning.

Eksempler herpå er givet i Bull. 5, jfr. pag. 22 - 26.

Det er herved ofte muligt at skaffe sig en første oversigt over hvilke jordarter, der kan forekomme på en given lokalitet, og i hvilken rækkefølge, samt hvilke jordarter, der ikke kan forekomme.

- b. Brug af eksisterende kortmateriale.

Målebordsbladene fra Geodætisk Institut oplyser således om koter samt om terrænformer, hvilket også kan give et fingerpeg om den lokale geologi. Som nævnt i Bull.5 pag.19 kan det især i byområder være nødvendigt at sammenholde de nye kort med ældre kortmateriale: Hvis der på et gammelt kort findes en sø eller mose, som er forsvundet på de nyere kort, har der åbenbart været foretaget en opfyldning, som - uanset karakteren af fyldmaterialet - kan dække over

bløde aflejringer. Det skal i denne forbindelse nævnes, at vej- og gadenavne, især i udstykningsområder, kan være afledt af nu måske forsvundne karakteristiske terrænformer ("Højmosen", "Engdraget" etc.). En detaljeret beskrivelse af i hvert fald de øverste jordlag kan fås ved hjælp af de af DGU udgivne kortblade og kortbladsbeskrivelser.

- c. Indhentning af oplysninger fra tidligere undersøgelser i området.

I DGU's borearkiv er samlet alle oplysninger som bl.a. vandforsyningsboringer har kunnet give om jordbundsforhold i Danmark. I geotekniske firmaer er det naturligvis standardprocedure som indledning til en sagsbehandling at op-søge alle arkiverede undersøgelser i nærheden af det på-gældende område. Der må i alle tilfælde anvendes et kvalificeret skøn for at afgøre i hvilket omfang, resultatet af sådanne tidligere undersøgelser kan anvendes.

- d. Besigtigelse af den aktuelle lokalitet.

Det kan ofte give værdifulde oplysninger at inspicere det aktuelle areal og nærmeste omegn (detaljer i terrænformen, eventuelt synlige tegn på vandproblemer, eventuelle udgravninger, eventuelle nærtliggende bygninger, som kunne være pælefunderet og/eller bære præg af sætningsskader etc.). Lignende, og eventuelt supplerende, oplysninger kan fås, hvis der findes luftfotografier af området.

2. Under selve forundersøgelsen vurderes de optagne jordprøver:

- a. Kornstørrelse og kornfordeling bedømmes enten direkte ved inspektion eller på grundlag af en egentlig kornkurve, jfr. Fig. 1 A-B.
- b. Farve og lugt kan give oplysning om forvitring, indhold af organisk materiale etc. Specielle forhold i denne hense-ende noteres derfor altid.
- c. Inhomogeniteter som f.eks. indhold af skaller eller plante-rester, sprækker etc. noteres ligeledes.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|-------------------------|------|----------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 19 | Danske jordbundsforhold | 78 | nr. 3 | af 5 |

d. Jordartsbetegnelsen omfatter de tre ovenfor angivne karakteristika. Som nævnt bør altid tilføjes:

e. Geologisk aldersbestemmelse, der ikke sjældent må foretages (revideres) på grundlag af en samlet bedømmelse af hele jordprofilet (herunder også jordens klassifikations-egenskaber, jfr. afsn. 18.2 og 21.3). I særlige tilfælde kan det til dette formål være nødvendigt at udføre specialundersøgelser som f.eks. pollenanalyser for jordarter med organisk indhold.

Bedømmelsen af det optagne prøvemateriale sker løbende under udførelsen af undersøgelserne, og resultaterne benyttes ved fastlæggelsen af det endelige undersøgelsesprogram, jfr. også afsn. 18.1.

19.2 Historisk geologi.

Idet der i øvrigt henvises til Bull. 5 pag. 14-18, bemærkes det, at den geologiske begivenhed, som har ubetinget størst betydning for Geoteknikken i Danmark, er gletscherfremstødene under istiden. Herunder blev en del af de ældre jordlag fjernet af isen, mens resten blev stærkt forbelastet og til dels også knust eller opsprækket. Gletscherne og det smeltevand, som strømmede fra isen, aflejrede en stor mængde materiale, hvoraf en del ligeledes blev forbelastet af isens vægt.

Efter isens afsmeltning lå landet en del lavere end nu, hvorfor en del materiale, som blev aflejret i det daværende ishav, nu befinder sig over havets overflade. Senere hævede landet sig atter, og lå i en periode højere end nu, hvorpå det igen sænkede sig. Samtidig ændrede klimaet sig fra arktisk til tempereret, og var i nogle perioder endog varmere end nu med mellemliggende koldere perioder.

Som følge af den ovenfor beskrevne udvikling finder man underst dybgrundsaflejringer, der næsten overalt er overlejret af istidsaflejringer. Herover kan man i de områder, som efter istiden er eller har været under vand, finde yngre aflejringer, der som regel ikke, eller kun i ringe grad, er forbelastede, jfr. kortene Bull. 5, Fig. 10-11.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 19 | | | Danske jordbundsforhold | nr. |
| | | | 78 | 4 | 5 |

19.3 De vigtigste jordartstyper.

I nedenstående oversigt er angivet nogle vigtige kendetegn for de hyppigst forekommende danske jordarter.

1. Prækvartære (dybgrunds-) aflejringer:

- Skrivekridt:** En hvid bjergart, der består af finkornede slamkalkaflejringer med flintlag. Oftest delvis hærtnet, men kan træffes i en heit uhærtnet konsistens ("tandpasta").
- Bryozokalk:** En hvid, normalt hærtnet bjergart, der hovedsagelig er opbygget af bryozoeer. Flintlinser kan ofte iagttages.
- Kalksandskalk:** En hvidgrålig, normalt hærtnet eller stærkt hærtnet bjergart. Flintlag og -partier optræder meget ofte. Bjergarten kan være gennemsat af sprækker.
- Grønsandsler:** En gråsort, ofte let grønlig ler.
- Lillebæltler:** En fed lerart (plastisk ler), der ofte er gennemsat af små fine sprækker. Optræder i mange farvenuancer.
- Glimmerler:** En brunsort, siltrig lerart med stort indhold af organisk materiale.
- Glimmersand:** En hvidlig til grålig sand. I glimmeraflejringerne træffes også lag af rent kvartssand.

2. Glaciale aflejringer:

- Moræneler:** Blanding af ler, silt, sand, grus og sten med fysiske egenskaber som ler (kohæsjonsjord), idet indholdet af lerfraktionen er større end ca. 20 %.
- Morænesand og -grus:** Friktionsjord. Lerholdige blandinger af sten, grus og sand, i hvilke henholdsvis sand- og grusfriktionen dominerer.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 19 | | | Danske jordbundsforhold | nr. |
| | | | 78 | 5 | 5 |

Smeltevandsler,
-silt, -sand og
-grus:

Sorterede smeltevandsaflejringer af ler,
silt, sand eller grus (diluviiale, isbela-
stede).

3. Senglaciale aflejringer:

Yoldialer:

En ret fed lerart med mange, ofte tætlig-
gende og meget tynde, finsandstriber.

Smeltevandsler,
-silt, -sand og
-grus:

Sorterede smeltevandsaflejringer af ler,
silt, sand eller grus (ikke isbelastede).

Nedskylsaflej-
ringer:

En slap, ofte siltrig jordart, der hyppigt
indeholder humusstriber og planterester.

4. Postglaciale aflejringer:

Dynd (marint):

En sortgrå, let jordart med stort indhold
af organisk stof. Indeholder normalt ty-
piske, marine skaller.

Sand(marint):

En mere eller mindre sorteret, skalholdig
sandaflejrung.

Tørsv:

En sort let jordart med stort indhold af
organisk stof.

Kalkgytje:

En hvidgrålig, let jordart bestående af ani-
malsk dynd (mikroskopiske smådyrs ekskremen-
ter).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG, | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 20 | Markundersøgelser | 78 | 1 | 16 |

20.1 Oversigt. Formål og krav.

Undersøgelserne i marken, der finder sted både som forundersøgelser før og under projekteringen, som detailundersøgelser under udførelsen og i visse tilfælde som efterkontrol i forbindelse med brugen af bygværket, har til formål på en rimeligt økonomisk måde at tilvejebringe et så detaljeret kendskab til jordprofilet, at bygværkets opfyldelse af funktionskravet kan godtgøres på et forsvarligt grundlag, jfr. afsn. 18.1. Under markundersøgelserne udtages også det fornødne antal jordprøver til laboratorieforsøg.

Der rådes bl.a. over følgende undersøgelsesmetoder, som omtales nærmere i de følgende afsnit:

1. Geofysiske undersøgelser, der bl.a. kan tjene til at skaffe sig en foreløbig orientering om hovedtrækkene, samt tillige, når de vigtigste jordlag er identificeret ved hjælp af undersøgelsesboringer, at følge variationerne i jordprofilet langs udvalgte linier og/eller i øvrigt mellem undersøgelsespunkterne. Som eksempler kan nævnes seismiske undersøgelser samt geoelektriske undersøgelser.
2. Mekaniske sonderinger og målinger, hvor man fra jordoverfladen slår, presser eller drejer genstande, eventuelt egentlige måleinstrumenter, ned i jorden, idet jordens modstand registreres. Anvendelse nogenlunde som geofysiske undersøgelser, idet dog punktafstanden hyppigt er større. Til gengæld fås måleresultater, der empirisk kan fortolkes til vurdering af f.eks. jordens styrkeegenskaber (usikkert og i værste fald direkte vildledende, medmindre man har sikker viden om hvilke jordlag, sonderingen udføres i).

Som eksempler kan nævnes drejesonderinger (belastet spidsbor, af historiske grunde en del brugt her i landet), tryksonderinger, rammesonderinger, vingeforsøg og pressiometerforsøg.
3. Undersøgelsesboringer med optagelse af både forstyrrede og - i det omfang, det er muligt - intakte jordprøver samt hyppigt også udførelse af vingeforsøg (i kohæsionsjord). I løsjord

| | | | | |
|--------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------|--------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 20 | EMNE Markundersøgelser | UDG. 78 | SIDE nr. af 2 16 |
|--------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------|--------------------------|

anvendes normalt foringsrør for at undgå nedfald fra siderne. I meget faste jordarter og i klippe udføres prøveoptagning med kerneboremaskiner, hvor prøven - i bedste fald en kontinuert streng - udskæres med en cylinderformet borekrone.

Disse undersøgelser er naturligvis de dyreste, men er også de eneste - bortset fra direkte forsøg i udgravninger - der kan give tilstrækkeligt detaljerede oplysninger.

4. Hydrauliske undersøgelser, hvorved alle vandspejl, der har betydning for projektet, registreres. Hertil udnyttes primært de undersøgelsesboringer, som alligevel skal udføres (nedsættelse af pejlerør og eventuelt prøvepumpning).

Hertil kommer specialundersøgelser som belastningsforsøg, på pæle normalt i fuld skala og f.eks. på plader (fundamenter) i modelskala, for de tilfælde, hvor det af særlige grunde er nødvendigt eller ønskeligt at få mere nøjagtige bestemmelser af jordens styrke og/eller stivhed, end det er muligt at opnå ved hjælp af mere traditionelle - men naturligvis også billigere - metoder.

For fuldstændighedens skyld skal det nævnes, at inspektion og kontrolmålinger i bl.a. fundamentsudgravninger, jfr. afsn. 25.5, som også kan henregnes til markundersøgelserne (i særligt gunstige tilfælde de eneste, der udføres), ikke kan betegnes som specialundersøgelser. De udgør en ufravigelig del af en forsvarlig projektering. Særlige kontrolmålinger som f.eks. sætningsobservationer og poretryksmålinger (eksempelvis til verifikation af det beregnede forløb af en konsolideringsproces) er derimod udpræget specialundersøgelser. Selvom de ofte er kostbare, kan de være yderst værdifulde til opbygning og supplement af et eksisterende erfaringsgrundlag (noget lignende, men i endnu højere grad, gælder undersøgelser og kontrolberegninger i anledning af faktisk indtrufne brud).

De undersøgelsesmetoder, der anvendes, må afpasses efter såvel de optrædende jordartstyper som bygværkets art. Som en kortfattet indledning til emnet skal der her anføres følgende vedrørende de vigtigste jordartstyper.

1. Skrivekridt er en af de vanskeligste jordarter her i landet, som uanset isbelastning kan give sætningsproblemer. Skrive-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | | | nr. |
| | | | 78 | 3 | 16 |

kridtet er så sensitivt, at det er praktisk umuligt at optage og transportere uforstyrrede prøver til laboratoriet. Vingeforsøg og lignende mekaniske sonderinger danner heller ikke noget anvendeligt dimensioneringsgrundlag.

For fundamentsdimensionering kan pladebelastningsforsøg anvendes, og i den senere tid har de såkaldte pressiometerforsøg, jfr. afsn. 20.3, også vist sig anvendelige, fordi de udføres i intakt jord.

Erosionsfænomener ("skorstene") kan medføre, at interpolation mellem målepunkterne er uforsvarlig.

2. Dansk kalk er vor hyppigst forekommende kalkbjergart. For funderingstekniske opgaver er kalkens styrke- og deformationsegenskaber normalt ikke noget problem.

Inhomogeniteten og flintindholdet medfører, at borearbejde kun kan udføres i rimelig kvalitet som kerneboringer. Kalkens sprækkesystemer medfører meget store hydrauliske inhomogeniteter, som dog sjældent volder alvorlige problemer for f.eks. åbne byggegruber (derimod betydelige ved tunnelleringsarbejder).

3. Tertiære aflejringer er uden tvivl de vanskeligste jordarter. Da de ofte findes indlejret i morænematerialer, er selve lokaliseringen og afgrænsningen en væsentlig opgave. Hertil kan geoelektriske undersøgelser være til stor nytte. Karakteristisk for disse jordarter er sprækkesystemer, som medfører, at de fleste traditionelle sonderingsmetoder kun er af begrænset værdi. Vingeforsøg kan anvendes, men giver kun kvalitativt rigtige resultater; de virkelige udrænedede forskydningsstyrker kan være 3-4 gange mindre. Det er muligt at optage gode, intakte prøver til laboratorieforsøg, og om fornødent er pladeforsøg velegnede til nøjagtige målinger. Ved undersøgelserne må man sikre sig, at eventuelle opblødnings- og udtørringsrisici afklares.
4. Moræneaflejringer, hyppigst i form af moræneler og morænesand, er karakteristiske ved et normalt ret betydeligt sten-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | | nr. | af |
| | | | 78 | 4 | 16 |

indhold, som vanskeliggør optagelsen af store uforstyrrede prøver (undtagen i udgravninger).

I moræneler kan normalt udføres vingeforsøg samt optages prøver til bestemmelse af (i hvert fald) vandindhold og rumvægt. Heldigvis er det foreliggende erfaringsmateriale så stort, at der hyppigt kan foretages en forsvarlig dimensionering alene på dette grundlag (i specielle tilfælde eventuelt suppleret med pladebelastningsforsøg). Traditionelle sonderinger har normalt kun meget begrænset værdi.

I morænesand har vingeforsøg hyppigt kun ringe værdi, og det er også vanskeligt at optage intakte prøver. Tryk- og rammesonderinger kan derimod anvendes med fornøden omhu.

5. Glaciale og sen-glaciale sedimenter repræsenterer normalt de mest interessante lag i forbindelse med en geoteknisk undersøgelse for et bygværk. Valget vil ofte stå mellem en direkte fundering over eller på disse lag og en dyb fundering, evt. på pæle.

I lerlag er borearbejdet normalt ukompliceret, og gode intakte prøver kan relativt let opnås. Den afgørende parameter er c_u , som måles ved vingeforsøg. For siltlag gælder nogenlunde det samme som for lerlag, forudsat at man undgår opadrettede gradienter i bunden af borerne. Sonderinger kan være helt vildledende.

I sandlag er lejringstæthed helt afgørende. Det er meget vanskeligt at opnå intakte prøver, hvorfor en vurdering må baseres på en form for sondering. Ramme- eller tryksondering er at foretrække, men af økonomiske (og måske også historiske) grunde anvendes hyppigt i stedet drejesondering.

6. For postglaciale lag gælder i hovedtræk det samme som for de sen-glaciale sedimenter, idet forholdene dog kompliceres ved dels muligheden for indlejring og/eller indblanding af organiske (stærkt sætningsgivende) materialer, dels hyppigt betydelige variationer inden for korte afstande. Hvis der skal funderes på disse lag, kræves der derfor ganske tætliggende

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG, 78 | SIDE | |
| | nr. 20 | | | nr. | af |
| | | | | 5 | 16 |

undersøgelsespunkter og omhyggelige undersøgelser, d.v.s. boringer med optagelse af mange såvidt muligt intakte prøver. Sonderinger uden detaljeret kendskab til jordprofilet er uden særlig værdi, fordi de ofte ikke afspejler et indhold af organisk materiale på entydig måde.

7. Fyld, som er udlagt uden kontrol, er meget vanskelig at undersøge tilfredsstillende. Et meget tæt net af sonderinger kan være en mulig start for at få et indtryk af variationerne. Af afgørende betydning er lejringstæthed samt - for lerfyld - vandindhold (mætningsgrad).

Fyld, som er udlagt under kontrol, kan undersøges med samme metoder som naturlig jord. Lejringstæthed og vandindhold (mætningsgrad) bør under alle omstændigheder kontrolleres.

Vedrørende afhængigheden af bygværkets art bemærkes det, at for bygninger uden kælder vil et af hovedformålene med undersøgelsen være at få fastlagt det højeste niveau, hvori der kan funderes således, at funktionskravet kan opfyldes. Et væsentligt spørgsmål er her, om dette niveau, bestemt med en nøjagtighed på ca. 0,5 m, ligger så højt, at en direkte fundering kan gennemføres, eller om der f.eks. må funderes på pæle. Især ved direkte fundering kræves eventuelle vandproblemer i forbindelse med udgravningsarbejdet afklaret.

For dyb fundering med kælder gælder principielt det samme; men her er sandsynligheden for at kunne gennemføre en direkte fundering naturligvis større. Til gengæld har vandspejlsforholdene normalt helt afgørende betydning.

For normale bygværker under normale danske jordbundsforhold vil en afstand mellem undersøgelsespunkterne på 15-25 m normalt være hensigtsmæssig. Punkterne bør placeres under hensyn til terrænet, således at der placeres undersøgelser i dybde- og højdepunkterne. Ved ensartede bundforhold kan undersøgelserne i en del af punkterne udføres som sonderinger; men i øvrigt bør i de enkelte punkter fastlægges:

1. Jordartsvariation: Prøver mindst pr. 0,5 m og i øvrigt fra alle lag, også tynde. Dybder til alle observerede laggrænser noteres.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------|------|------|--------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 20 | | | 78 | 6 16 |

2. Forskydningsstyrkevariation: Vingeforsøg (for kohæsionsjord) pr. 0,5 à 1 m.
3. Vandindholdsvariation (for kohæsionsjord) ved laboratorieforsøg på de optagne prøver (normalt tillige rumvægt).
4. Lejringsstæthed i sandlag: Mest primitivt ved vingeforsøg, bedre ved sondering, om muligt ved rumvægtsbestemmelse på intakte prøver.

Sammen med høj, direkte fundering hører anvendelse af gulv på jord. Til et sådant gulv må stilles samme krav vedrørende maksimale sætninger som for fundamentene. Fastlæggelsen af afrømningsniveauet er derfor vigtig, og bør i profilerne kunne ske inden for et interval på ca. 0,2 m. Hertil kræves meget detaljerede oplysninger om tykkelsen af vækstlaget, muldlaget og eventuel fyld.

20.2 Geofysiske undersøgelser.

Undersøgelser af denne type tjener som nævnt til under egnede forhold at skaffe sig en foreløbig orientering om hovedtrækkene i jordprofilet og/eller at følge bestemte laggrænser, identificeret ved undersøgelsesboringer, langs udvalgte linier eller over større områder. For den detaljerede undersøgelsesteknik henvises til undervisningen i Teknisk Geologi.

Seismiske undersøgelser er baseret på det forhold, at lydhastigheden i jord afhænger af jordarten. Når en lydbølge passerer en grænse mellem to jordarter med forskellig lydhastighed, sker der derfor en ændring i udbredeshastigheden i vandret retning (refraktionsseismik). Ved passage i lodret retning sker der desuden refleksion af en del af lydenergien (reflektionsseismik).

Refraktionsseismik anvendes især på land til registrering af en markant grænse mellem jordarter med stor forskel i lydhastighed, f. eks. en klippeoverflade dækket med løse jordarter (grænsen mellem f. eks. moræne og skrivekridt kan være vanskeligere at erkende). En begrænsning i anvendeligheden findes desuden i det forhold, at dybden bestemmes som en middeldybde inden for et område. Visse detaljer vil derfor kunne tilsløres.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 20 | Markundersøgelser | 78 | 7 | 16 |

Refleksionsseismik har især været anvendt til undersøgelse af strukturen i lagene under vanddækkede arealer. Opløsningsevnen er som regel udmærket på grund af den kontinuerte registrering (skrivende ekkolod). Fortolkningen af de registrerede profiler kræver imidlertid stor erfaring.

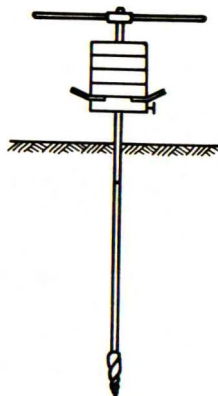
Ved geoelektriske undersøgelser anvendes i stedet forskelle mellem den elektriske modstand i forskellige (vandmættede) jordlag. Også her benyttes linie- og/eller punktmålinger. En begrænsning i metodens anvendelighed kan findes i det forhold, at jordarter med vidt forskellige styrke- og deformationsegenskaber kan have samme elektriske modstand (samt at samme jordlag kan have forskellig modstand ved forskelligt ionindhold i porevandet, f.eks. saltvand i stedet for ferskvand).

20.3 Mekaniske sonderinger og målinger.

Den her i landet hyppigst anvendte metode er den såkaldte drejesondering (belastet spidsbor, oprindelig udviklet i Sverige), der udføres ved, at en snoet spids monteret på en tynd stålstang, Fig. 20 A, drejes rundt, idet toppen af stangen belastes med 100 kg. Man tæller det antal halve omdrejninger, som er nødvendige for at opnå 20 cm nedtrængen, og optegner resultatet som skitseret på Fig. 20 B.



a. Skruespids



b. Sondering. 100 kg belastning på drejesonden.

Fig. 20 A: Drejesondering (belastet spidsbor).

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | | Markundersøgelser | 78 |

Metoden, der som nævnt har vundet betydelig udbredelse, har den fordel, at den er simpel, og at grejet er let at transportere. To mand vil normalt kunne udføre 20-40 m drejesondering pr. arbejdsdag.

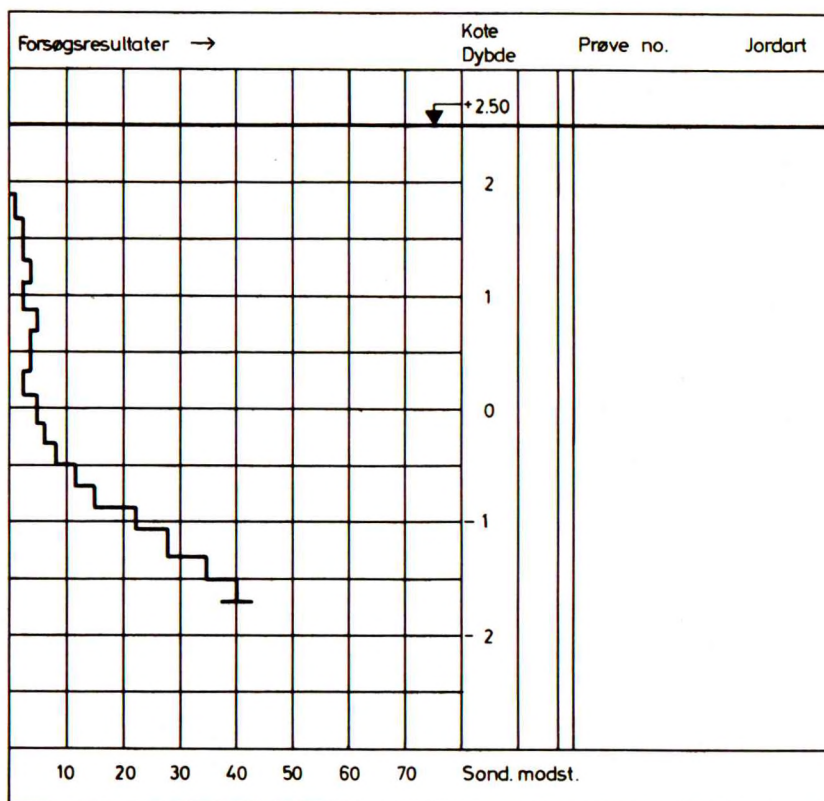


Fig. 20 B: Sonderingsdiagram.

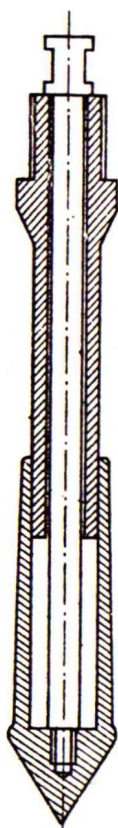
Sonderingsmodstand: 10 i kote -0,5 \approx 3 m dybde

20 " -0,9 \approx 3,4 m dybde

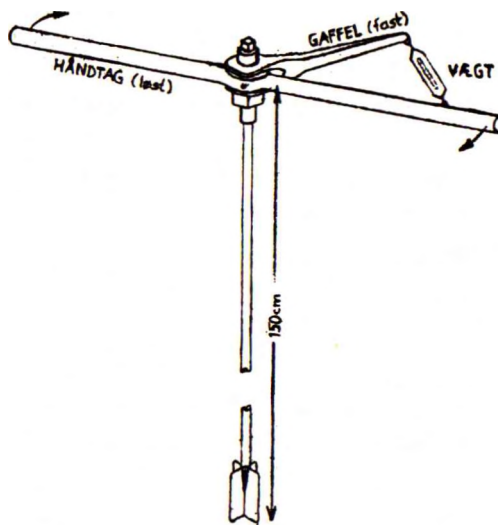
Der anvendes i praksis forskellige empiriske tolkninger af sonderingsresultater, f.eks.:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|-------------------|------|--------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | Markundersøgelser | 78 | nr. af 9 16 |

Sonderingsmodstand 10 svarer i sand til middelfast lejrings og i ler til $c_u \approx 80$ à 100 kN/m^2 , mens 20 i sand svarer til fast lejrings og i ler til $c_u \approx 200 \text{ kN/m}^2$. Der må anbefales den yderste forsigtighed ved anvendelsen af sådanne regler: Modstanden afhænger af mange forhold i jorden, som f.eks. sensitivitet, siltindhold og kapiælaritet, der er af mindre betydning for styrke- og deformationsegenskaberne, mens andre, meget væsentlige forhold som f.eks. organisk indhold muligvis slet ikke registreres. Bundforholdene på et areal kan derfor aldrig vurderes alene på grundlag af drejesonderinger. Disse kan i bedste fald tjene som grundlag for en bedømmelse af ensartetheden.



a. Hollandsk sonde



b. Vingebor (her håndvinge)

Fig. 20 C: Statiske sonderingsmetoder: Hollandsk sonde og vingebor.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 20 | | | nr. | af |
| | | | | 10 | 16 |

Som tryksondering er den hollandske sonde standardiseret og nu meget anvendt i mange lande. En specielt udformet spids på 10 cm² er monteret på en tynd stålstang, der er omgivet af et rør, Fig. 20 Ca.

Den nødvendige kraft til nedpresning af spidsen måles, idet det omgivende rør fastholdes. Derefter måles kraften under nedpresning af røret, idet spidsen fastholdes o.s.v. Der opnås på denne måde separate målinger af spidsmodstand og overflademodstand på en "model-pæl" af stål. I finkornede sedimenter opnås herved et fortrinligt dimensioneringsgrundlag for pæle, og i øvrigt også et mere generelt anvendeligt grundlag for bedømmelsen af styrkeegenskaberne.

I jordarter med indhold af grovere partikler, grus og sten, måles meget store variationer i spidsmodstanden, som vanskeliggør fortolkningen af resultaterne.

Mindre følsomme over for grus- og stenindhold, men i øvrigt med stort set samme anvendelser, er de såkaldte rammesonderinger, der udføres ved nedramning af en stålstang ved hjælp af et faldlod. I Skandinavien anvendes hyppigt det såkaldte Hejarborr, der er udviklet i Sverige. Her benyttes 65 kg faldlod og ø 32 mm stænger uden speciel spids. Denne sonde har en god nedtrængningsevne i de varierende, stenrige danske jordarter, hvorfor den hyppigt anvendes i stedet for den hollandske sonde.

Internationalt anvendes ofte den i U.S.A. udviklede "Standard Penetration Test" (SPT). Sonderingen udføres ved, at en meget robust spids, udformet som en simpel prøveoptager, rammes ned i jorden i bunden af et borehul med et faldlod på 140 lbs og 30" faldhøjde. Jordens SPT-værdi er det antal slag, som er nødvendigt for at få en nedtrængning på 1'.

Der foreligger et meget omfattende erfaringsgrundlag for anvendelsen af SPT-målinger. Det bør dog behandles med stor forsigtighed, dels fordi erfaringerne ikke er knyttet til danske jordarter (samt beregningsmetoder og sikkerhedssystem), dels fordi gradienterne i bunden af borehullet (og herved den anvendte boreteknik) kan have væsentlig indflydelse på resultaterne.

Her i landet anvendes i vid udstrækning vingeforsøg til måling af jordens styrkeegenskaber in situ. Forsøget udføres ved, at en vin-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | 78 | nr. | af |
| | | | | 11 | 16 |

ge (to korsstillede blade) drejes rundt i jorden, idet man måler det hertil nødvendige torsionsmoment, Fig. 20 C b. Forsøgene udføres dels i bunden af borer, dels fra jordoverfladen, idet vingebladene monteret på en tynd stålstang presses eller rammes ned til den dybde, hvor målingen ønskes udført (i borer pr. 0,5-1 m, ved håndvingeforsøg f. eks. i fundamentrender ofte pr. 20 cm).

Ved målingen bestemmes (middelværdien af) den udrænedede forskydningsstyrke langs den cylinderflade, der udskæres i jorden. I kohæsionsjord kan der således måles c_u såvel i (omtrent) uforstyrret tilstand (betegnet c_v) som efter omæltning (c'_u). Herved kan tillige opnås en bestemmelse af sensitiviteten S_t , jfr. (1210).

I friktionsjord kan resultaterne af vingeforsøg ikke anvendes direkte; men de kan ofte, ligesom andre sonderingsresultater, give en kvalitativ orientering om jordens ensartethed (hollandsk sondering eller rammesondering er dog bedre, men også dyrere).

Et grus- eller stenindhold kan give systematiske afvigelser på (nogle af) målingerne i den pågældende jordart. Således påvirkede målinger erkendes dog normalt under selve forsøget, således at der kan opnås pålidelige målinger selv i stenet moræneler.

Det er derimod vigtigt at vide, at c_u for sprækkede jordarter ikke kan bestemmes ved hjælp af vingeforsøg: Brud i blot dm^3 store jordlegemer følger sprækkesystemet, mens cylinderbrudfladen omkring vingen hovedsageligt forløber i lermatricen mellem sprækkerne. Forholdet c_u/c_v er hyppigt af størrelsesordenen 1/3-1/4 (ned til 1/5 er målt).

I de senere år har en standardmåling udviklet i Frankrig under betegnelsen "Pressiometerforsøg" vundet betydelig udbredelse. Princippet i forsøget er, at en cylinderformet gummibeholder, anbragt i en boring (uden foringsrør) eller presset direkte ned i jorden, pumpes op med vand, hvorved der (ideelt) tilvejebringes en spændings- og tøjningstilstand i jorden, som er aksialsymmetrisk om den lodrette cylinderakse (flytningsfeltet er vandret og rent radiale). Ved måling af sammenhørende værdier af vandtryk og volumenændring (indre tryk og radiusændring for det oprindelige cylindriske hul) fås arbejdskurver,

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 20 | | | nr. | af |
| | | | | 12 | 16 |

hvis karakteristika hovedsagelig stammer fra spændings-tøjnings egenskaberne og brudeegenskaberne for den intakte jord, selv for vanskelige jordarter som f.eks. skrivekridt og kalk, hvor det er næsten umuligt at udbore og optage intakte prøver.

Forsøgene er ret kostbare, men kan ved forsigtig fortolkning give oplysninger, som ikke, eller kun meget vanskeligt, kunne opnås på anden måde. Det meget omfattende empiriske materiale, der er udviklet til løsning af en lang række forskellige geotekniske problemer i vidt forskellige jordarter på grundlag af målte pres-siometerkurver, kan næppe uden videre overføres på danske forhold.

20.4 Prøveoptagning. Undersøgelsesboringer.

Jordprøver, som udtages til bedømmelse og forsøg i laboratoriet, skal ud over det helt generelle krav, at de ikke må være inficeret med fremmede stoffer, i videst mulige omfang opfylde følgende betingelser:

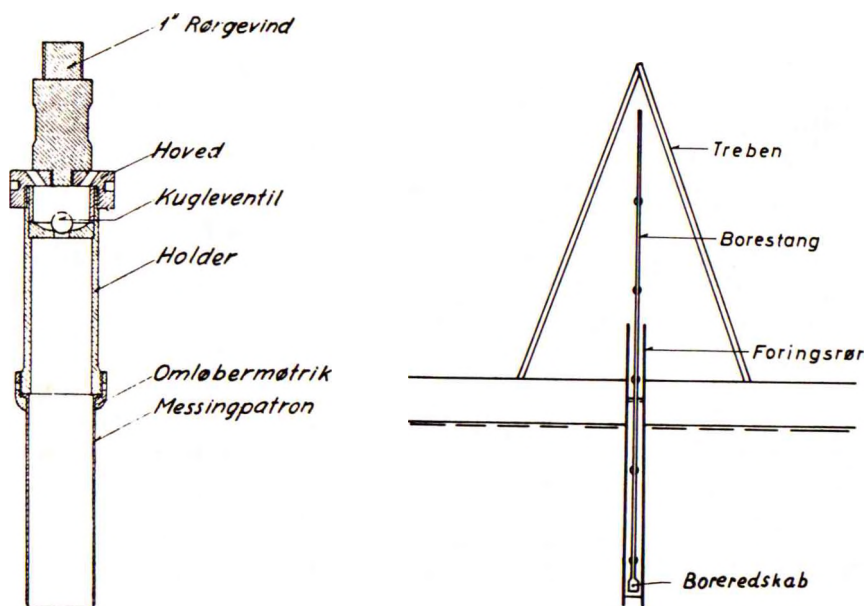
1. Korrekt kornstørrelsesfordeling, d.v.s., at der ikke i forbindelse med prøveoptagningen må ske udvaskning eller sortering af materialet,
2. Uændret vandindhold (for kohæsionsjord), d.v.s., at der ikke må ske udblødning eller udtørring,
3. Uændret kornstruktur, d.v.s., at der ikke må ske deformation (æltning),
4. Uændret volumen (for friktionsjord), d.v.s., at der ikke må ske ændring af lejringsstæthed.

I praksis kan og bør man sikre, at 1. og 2. altid er opfyldt. Hvis ikke, er prøven værdiløs og ofte direkte vildledende. En omhyggelig udskæring og lufttæt emballering må derfor betegnes som minimumskrav.

Udtagning i løsjord af udeformerede prøver med minimal volumenændring sker bedst ved anvendelse af et meget tyndvægget rør, som monteret i en speciel prøveoptager, Fig. 20 Da, presses ned i jorden, drejes rundt og trækkes ud, idet prøven holdes på plads ved vakuum i prø-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | | Markundersøgelser | nr. |
| | | | 78 | 13 | 16 |

veoptageren over prøven. Det er dog kun ved en meget avanceret teknik muligt at optage intakte prøver (eller prøver i det hele taget) af blot nogenlunde grovkornet friktionsjord.



a. Prøveoptager

b. Principskitse af undersøgelsesboring i løsjord

Fig. 20 D: Prøveoptagning og undersøgelsesboring i løsjord.

I løsjord bør undersøgelsesboringer udføres gennem et foringsrør, således at der ikke ved nedfald fra borehullets sider sker en forurening af jorden ved boringens bund. Ved tørboring tages jorden op fra borehullets bund med egnede redskaber (snegl, kop, sandspand etc.), idet foringsrøret til stadighed føres ned til det niveau, hvori der arbejdes.

En normal arbejdsprocedure i kohæsionsjord er, at der pr.m udtages en (såvidt muligt) intakt prøve og udføres et vingeforsøg, samt

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 20 | Markundersøgelser | 78 | 14 | 16 |

af den øvrige udborede jord udtages en eller to deformerede (omrørte) prøver (specielt ved passage af laggrænser).

Ved borearbejde i friktionsjord er det væsentligt, at jorden under bunden af borehullet bevares intakt. Hertil kræves, at der til stadighed er nedadrettede gradienter, altså højere vandspejl i boringen end i jorden. En tilsidesættelse af dette krav kan medføre helt vildledende prøver og sonderingsresultater.

Selv med anvendelse af overtryk i vandet i boringen er optagning af sandprøver af rimelig kvalitet vanskelig, dels fordi selve borearbejdet trods anvendt omhu kan medføre en sugevirkning, som modvirker - muligvis endda ophæver - overtrykket, dels fordi sandet ofte falder ud af prøveoptageren. Disse vanskeligheder imødegås bedst ved anvendelse af thixotropisk boreslam (som også anvendes, hvor foringsrør af en eller anden grund ikke kan anvendes).

I meget faste jordarter og i klippe kan jordprøver ikke udtages ved indpresning af en prøveoptager. Prøven må skæres fri. Hertil anvendes kerneboremaskiner, som roterer et kernerør forsynet med en cylinderformet, skærende borekrone (industridiamanter eller hårdmetal).

For at opnå en god prøve kvalitet anvendes normalt et dobbeltrør, hvoraf det yderste, forsynet med borekrone, roterer, mens det indre står stille og opfanger kernen, efterhånden som den skæres fri. Borekronen køles med skyllevand, som pumpes ned gennem den hule borestang og mellem inder- og yderrør til borekronen. Herfra løber vandet op uden om borestangen og fjerner det løsskårne materiale.

Afhængigt af jordarten anvendes kernerør i længder fra 0,5 til 6 m. Under gunstige omstændigheder kan man altså få kerneprøver, som er kontinuerte i disse længder.

20.5 Hydrauliske undersøgelser.

En fuldstændig undersøgelse af vandspejlsforholdene på en lokalitet skal afklare følgende:

1. Trykniveauerne i alle lag, som har betydning for projektet.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 20 | | | Markundersøgelser | nr. |
| | | | 78 | 15 | 16 |

2. Variationerne i disse niveauer med årstiden, indflydelsen af nedbør, tidevand, evt. vandindvinding etc.

3. Mulighederne for og konsekvenserne af ændringer i vandspejlsforholdene, som hidrører - midlertidigt eller permanent - fra projektets udførelse.

I denne forbindelse bemærkes det, at grundvandspejlet på et areal sjældent er et entydigt begreb: Der er hyppigt forskellige trykniveauer i forskellige permeable lag. Traditionelt anvender man derfor hyppigt betegnelsen "Grundvandspejlet" eller "Det primære vandspejl" om trykniveauet i de dybest liggende, permeable lag, mens afvigende trykniveauer i højere liggende lag betegnes som "sekundære" vandspejl. Almindeligvis vil et primært vandspejl ikke variere væsentligt, mens sekundære vandspejl, der ofte repræsenterer vandmængder i lokale reservoirer, kan variere flere m afhængigt af årstid, nedbør m.m.

I jordarter med en forholdsvis stor permeabilitet måles trykniveauet normalt ved hjælp af simple stigrør (pejlerør), f.eks. \varnothing 20 - 30 mm PVC-rør, som er forsynet med slidser eller huller langs de nederste 0,5 m. På strækningen omkring slidserne anbringes et sand- eller grusmateriale som filter, således at en vandbevægelse ind imod pejlerøret ikke medfører, at jordpartikler udvaskes og/eller tilstopper filteret eller slidserne.

Man vil naturligvis til dette formål primært udnytte de undersøgelsesboringer, som alligevel skal udføres på det pågældende areal. Et observationspunkt etableres ved, at pejlerøret ved boringens afslutning, før eller samtidigt med optrækningen af foringsrøret, placeres med filterstrækningen i det niveau, hvor trykniveauet ønskes målt. Over og under filterstrækningen etableres en tæt prop af bentonite el. lign., som sikrer, at målniveauet bliver veldefineret. Der kan på denne måde etableres 2-3 observationssteder (pejlerør) i samme boring. Kontrol af pejlerørets funktion sker ved at observere vandspejlsbevægelserne, dels efter at pejlerøret er fyldt op med vand, dels efter at det er tømt. Hvis disse bevægelser slutter i samme niveau, er funktionen tilfredsstillende. Årstidsvariationer etc. klarlægges ved observationer gennem længere perioder.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Markundersøgelser | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 20 | | | nr. | af |
| | | | | 16 | 16 |

Målinger af trykniveauet i lerlag er væsentlig mere kompliceret, især fordi man på grund af lerets ringe permeabilitet ikke kan - og på grund af konsolideringsforholdene i øvrigt heller ikke må - transportere vandmængder af tilstrækkelig størrelse til at ændre vandspejlet i pejlerør væsentligt. Hertil kommer, at anbringelsen af måleapparaturet i sig selv kan medføre forstyrrelser i leret og hermed ofte betydelige ændringer i permeabiliteten.

Der er udviklet adskillige systemer ("piezometre") til trykniveaumålinger i lavpermeable jordarter. Fælles for systemerne er, at porevandtrykket søges registreret ved bevægelse af så små vandvoluminer som muligt. Der kræves generelt stor erfaring og omhu for at opnå pålidelige resultater.

Da permeabilitetskoefficienten varierer meget betydeligt fra jordart til jordart, og da f.eks. den vandmængde, der pr. tidsenhed skal oppumpes for at opretholde en given grundvandsenkning, er ligefrem proportional med denne størrelse, bestemmes den i praksis, hvor den overhovedet har nogen økonomisk betydning, altid ved pumpeforsøg i marken. Den bedste bestemmelse fås ved måling af den vandmængde, der pumpes op fra en boring, og samtidig registrering af vandspejlet i denne boring samt et antal pejleboringer i forskellig afstand fra boringen, jfr. Geoteknik 2, afsn. 5-6.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Danske jordarter Klassifikationsforsøg | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 21 | | | nr. | af |
| | | | | 1 | 7 |

21.1 Laboratorieundersøgelser. Formål og krav.

Det geotekniske laboratoriearbejde i forbindelse med en aktuel sag vil normalt bestå i følgende:

1. Indregistrering af alt optaget prøvemateriale på grundlag af borelederens notater (borejournalen), som indeholder alle i marken indhentede relevante oplysninger:
 - a. Identifikation, placering og terrænkote for boringen
 - b. Dybder til og en første karakteristik af alle optagne prøver ("sand med skaller", "fast, stenet ler" etc.). Desuden dybder til og karakteristik af alle observerede laggrænser, observerede vandspejlsforhold etc., mejslinger og sprængninger nødvendiggjort af sten, mislykkede forsøg på prøveoptagning etc.
 - c. Dybder til alle (også mislykkede) målinger i forbindelse med boringen (vingeforsøg etc.) samt opnåede resultater, herunder observationer af alle forhold, som kan have influeret på målingen (sten etc.).
2. Besigtigelse af alt prøvemateriale med henblik på en geologisk-geoteknisk jordartsbeskrivelse, jfr. afsn. 19.1 pkt. 2. Denne besigtigelse må foretages af en geolog eller i hvert fald af en tekniker med så stor geologisk erfaring, at han bl.a. er i stand til realistisk at vurdere, om en sikker bestemmelse kræver medvirken af en faggeolog.
3. Klassifikationsforsøg udført dels som rutine på (næsten) alle intakte prøver, dels (for mere specielle og følgelig dyrere forsøg) udvalgt i det omfang, det er nødvendigt til støtte for og/eller kontrol af jordartsbeskrivelsen.
4. Samlet geologisk vurdering af hele jordprofilet, endelig jordartsbeskrivelse for alle prøver, optegning af endelige boreprofiler for alle boringer, jfr. Bull. 5 Fig. 20, hvorpå også angives resultater af bl.a. vingeforsøg, eventuelle sonderingsdiagrammer (Fig. 20 B, naturligvis forudsat at de er udført i umiddelbar nærhed af boringen), resultater af klassifikationsforsøg etc. Udarbejdelse af geologisk beskrivelse af (rap-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Danske jordarter Klassifikationsforsøg | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 21 | | | nr. | af |
| | | | | 2 | 7 |

port over) jordprofilet, til anvendelse som del af (forudsætning for) den geotekniske rapport.

5. Udførelse af de af sagsingeniøren udvalgte bestemmelser af stivhed og/eller styrke for de jordarter (jordprøver), hvor disse egenskaber kræves kendt af hensyn til de geotekniske beregninger, og hvor de allerede foreliggende oplysninger (vingeforsøg, klassifikationsforsøg i korrelation med erfaringsmateriale etc.) af en eller anden grund ikke er tilstrækkelige.

Formålet er naturligvis at opnå et - inden for det foreliggende erfaringsmateriale - tilstrækkeligt pålideligt beslutningsgrundlag. Det bemærkes i denne forbindelse, at alle forsøgsresultater i større eller mindre grad er afhængige af det anvendte apparatur samt af forsøgsproceduren. De talværdier for f. eks. K , c_u og $\bar{\varphi}_{tr}$, som anvendes i beregningerne, kan derfor aldrig betegnes som "absolut rigtige": De indeholder altid et "selvvalgt" element.

Dette betyder ikke nødvendigvis nogen væsentlig indskrænkning i anvendeligheden af forsøgsresultaterne, selv om det naturligvis er en nærliggende - og vigtig - forskningsopgave at søge de til ethvert formål bedst egnede forsøgsmetoder. Det er imidlertid et ubetinget krav, at de benyttede forsøgsresultater er:

1. reproducerbare, d.v.s. ens for samme jord under samme omstændigheder (mindst mulig ukontrollabel forsøgsspredning): Det er et elementært faktum, at resultater, som ikke er reproducerbare, heller ikke er pålidelige,
2. repræsentative, d.v.s. med positiv og størst mulig korrelation til den "virkelige" egenskab ved jorden, som de beskriver (en større K -værdi skal åbenbart repræsentere mindre sætninger af et givet fundament med en given belastning etc.).

Som nævnt i afsn. 18 medfører dette, samt hensynet til kontinuitet i det akkumulerede erfaringsmateriale, at man - i hvert fald ved normal sagsbehandling til brug for sædvanlige bygværker - nødtigt, og kun hvis behovet og berettigelsen kan dokumenteres på forsvarlig måde, ændrer på de anvendte veldefinerede og i et vist omfang standardiserede forsøgsprocedurer.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Danske jordarter Klassifikationsforsøg | nr. |
| | 21 | | 78 | 3 | 7 |

Dette fritager imidlertid ikke den ansvarlige tekniker fra en ubetinget pligt til i videst mulige omfang at sikre sig, at de forsøgsresultater, han benytter i sine beregninger, virkelig er reproducerbare og repræsentative. Man bør således altid kontrollere, at alle foreliggende oplysninger er i rimelig indbyrdes overensstemmelse, jfr. (0704), (0713), (1209) og (1213-14), hvortil kommer f.eks. de senere nævnte vurderinger af $\bar{\sigma}_{pc}$ og/eller $\bar{\sigma}_0$ ud fra konsolideringskurver og triaksialforsøg, og årsagen til eventuelle afvigelser bør altid efterforskes, jfr. også Bull. 5 pag. 26-27.

21.2 Klassifikationsforsøg. Metodik.

De vigtigste klassifikationsegenskaber er defineret i afsn. 2. Her skal kort omtales forsøgsprocedurerne til bestemmelse af disse (samt enkelte yderligere).

1. Vandindholdet w , (0208), bestemmes normalt for alle finkorne- de og/eller organiskholdige prøver. Porevandets og tørstof- fets vægt bestemmes ved vejning før og efter en ovntørring ved 105°C i ca. 16 timer. Det er nødvendigt at standardisere temperaturen, fordi der udover det fri porevand også fore- kommer vand bundet til lerminerallerne og som krystalvand, der først frigøres ved højere temperaturer.
2. Rumvægten γ , (0215), bestemmes ved vejning og volumenmåling. Den sidstnævnte bestemmes enten ved udstikning og afretning af prøvelegemer på en sådan måde, at voluminet herved defi- neres, eller ved en opdriftmåling på prøven neddyppet i kvik- sølv eller triklorætylen. Vedrørende anvendelse sammen med w og/eller γ_s , jfr. også Opg. 2 og Eks. 6.1.
3. Poretallet e , (0201), der oftest anvendes i forbindelse med sand- og grusprøver, kan i nogle tilfælde, men langt fra al- tid, bestemmes ved hjælp af en rumvægtsmåling (γ_d i forbin- delse med en kendt værdi af γ_s). In situ anvendes hyppigt den såkaldte sandefterfyldningsmetode: Udgravning af et - halvkugleformet - hul, vejning efter tørring af det opgrave- de materiale samt standardiseret efterfyldning af hullet med normalsand, hvis rumvægt herved er kendt, således at hullets

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Danske jordarter Klassifikationsforsøg | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 21 | | | nr. | af |
| | | | | 4 | 7 |

volumen kan beregnes ud fra den forbrugte vægtmængde normal-sand.

4. Kornmaterialets rumvægt γ_s sker ved hjælp af pyknometermåling på et repræsentativt udsnit (vejning af et nøje defineret volumen dels rent vand, dels vand indeholdende en kendt vægtmængde korn). γ_s kan variere mellem de forskellige kornstørrelser i samme prøve, men middelværdien vil ofte være ret konstant inden for samme geologiske aflejring og lokalitet, således at erfaringstal kan anvendes for kendte jordarter.
5. Kornfordeling bestemmes ved mekanisk tørsigtning i 20 min. af prøvematerialet gennem et sæt sigter med kvadratiske masker (fra 32 mm til 0,06 mm) efter tørring (60°) og findeling, jfr. Eks. 1.1. Med voksende indhold af silt og ler vil det være nødvendigt at vaske materialet gennem sigtesættet, da de fine korn er tilbøjelige til at fæstne sig til de større i tør tilstand.

Bestemmelse af kornfordelingen i silt- og lerfraktionen sker ved sedimentationsanalyse, der er baseret på kornenes synkingshastighed i opslemningen. Fældningen bestemmes ved måling af koncentrationen (i en bestemt dybde) ved hjælp af et hydrometer til tidspunkter efter en logaritmisk skala over et døgn. For at modvirke sammenkitning af de fine, elektrisk ladede lerpartikler er det nødvendigt at tilsætte en passende såkaldt peptisator til opslemningen (f.eks. Natriumpyrofosfat).

6. Kornform (for grus, sand og silt) bedømmes i reglen ved mikroskopi af det tørre prøvemateriale. Den mineralogiske sammensætning af jordprøverne vil ofte være afgjort i forbindelse med den geologiske bedømmelse, og kontrolleres indirekte ved hjælp af konsistensegenskaberne (afsn. 2.4 og Opg. 1). I specielle tilfælde kan det være nødvendigt at rekvirere særlige undersøgelser for at opklare tilsyneladende uoverensstemmelser.
7. En enkel metode til vurdering af humusindhold i prøvematerialet består i tilsætning af en 3 % opløsning af NaOH. Mørkfarvningen af opløsningen efter et døgn giver et skøn over humusindholdet.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Danske jordarter Klassifiaktionsforsøg | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 21 | | | nr. | af |
| | | | | 5 | 7 |

Indholdet af organisk materiale bestemmes nemmest ved udglødning af den tørrede prøve (105°) i en ovn ved 900° . Da der ved udglødningen sker en fordampning af lermineralernes bundne vand samt omdannelse af et eventuelt kalkindhold (for hvilket der bør korrigeres), er metoden behæftet med en del usikkerhed. Nøjagtigere målinger kan opnås ved oxydering med H_2O_2 eller $K_2Cr_2O_7$.

I forbindelse med glødetabsbestemmelse, g_l (i vægtprocent), og i øvrigt som selvstændigt klassifikation, udføres bestemmelse af prøvens kalkindhold, k_a (ligeledes i vægtprocent) ved opløsning af kalken i saltsyre.

8. Porevandets saltindhold kan være af betydning dels for vandets anvendelighed til vandindvinding, dels for dets aggressivitet over for konstruktionselementer i jorden. Det kan endvidere have betydning for jordens frysepunkt (bl. a. i permafrostområder), ledningsevne etc. samt for forståelse af ler-aflejringsers sensitivitet.
9. Af konsistensegenskaberne, afsn. 2.4, har især flydegrænsen, w_L , og plasticitetsgrænsen, w_p , interesse. De bestemmes efter en omhyggelig homogenisering af prøvemateriale med kornstørrelse $d < 0,4$ mm ved standardiserede procedurer (henholdsvis det såkaldte Casagrandes slagapparat og udrulning af jordprøven i 3 mm tykke, sammenhængende tråde).
10. Løseste og fasteste lejring, henholdsvis e_{max} og e_{min} , for sand- og grusaflejringer med beskedent siltindhold ($< 15\%$) bestemmes ved henholdsvis hurtig indfyldning af det tørrede materiale gennem en tragt i en prøvecylinder, hvis volumen afpasses efter kornstørrelsen, og en standardiseret indstampning af materialet i den samme prøvecylinder.
11. For en vurdering af en jordaflejrings (jordfylds) komprimerbarhed i fugtig tilstand har det såkaldte Proctorforsøg fundet vid udbredelse. Ved forsøget, der anvendes ved både kohæsions- og friktionsjord, indstemples materialet under standardiserede betingelser ved forskellige vandindhold. Det

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Danske jordarter Klassifikationsforsøg | nr. |
| | 21 | | 78 | 6 | 7 |

vandindhold, der giver den største (betegnet optimale) tørrumvægt, $\gamma_{d,opt}$, betegnes som det optimale vandindhold, w_{opt} . Herved opnås en retningslinie for mulighederne for en mekanisk komprimering af aflejringer, jfr. nærmere Geoteknik 2 afsn. 23.

Mens rumvægts- og vandindholdsbestemmelser hyppigt udføres som rutineforsøg på alle intakte jordprøver, udføres de øvrige som nævnt efter behov i de tilfælde, hvor de efter en kvalificeret vurdering må skønnes at kunne give værdifulde og nødvendige supplerende oplysninger.

21.3 Danske jordarters klassifikationsegenskaber.

I nedenstående skema er til orientering givet en - på ingen måde undtagelsesfri - oversigt over de forventelige værdier af (øvre og nedre grænse for) de vigtigste klassifikationsegenskaber for nogle typiske danske jordarter.

| Jordart | γ_s kN/m ³ | γ_m kN/m ³ | e | w | w_L | w_P | I_P | g_l | ka | Lerfrakt. % |
|--------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----|------|-------|-------|-------|-------|------|----------------|
| Skrivekridt | 26,9 | 19 | 0,8 | 0,25 | - | - | - | - | 0,75 | ~0 |
| | 27,2 | 20 | 1,0 | 0,35 | - | - | - | - | 1,00 | |
| Fedt, tertiært ler | 27,8 | 18 | 1,1 | 0,35 | 0,8 | 0,30 | 0,4 | - | 0 | 70 |
| | 28,2 | 19 | 1,3 | 0,45 | 3,0 | 0,50 | 2,5 | - | 0,30 | 90 |
| Glimmerler | 27,2 | 19 | 0,8 | 0,30 | 0,65 | 0,35 | 0,30 | var. | - | 30 |
| | 28,0 | 20 | 1,0 | 0,45 | 0,85 | 0,40 | 0,45 | | - | 50 |
| Moræneler | 26,7 | 19 | 0,3 | 0,10 | 0,15 | 0,10 | 0,05 | - | 0,10 | 20 |
| | 27,3 | 23 | 0,5 | 0,25 | 0,25 | 0,15 | 0,10 | | 0,20 | 25 |
| Morænesand | 26,5 | 22 | 0,2 | 0 | - | - | - | - | 0 | < 15 |
| | 27,0 | 23 | 0,4 | 0,15 | - | - | - | | 0,25 | |
| Smeltevands-sand | 26,4 | 18 | 0,5 | 0 | - | - | - | - | ~0 | ~0 |
| | 26,7 | 21 | 0,8 | 0,30 | - | - | - | | | |
| Smeltevands-ler | 26,7 | 20 | 0,5 | 0,15 | 0,25 | 0,15 | 0,10 | - | - | 20 |
| | 27,3 | 22 | 0,7 | 0,25 | 0,35 | 0,20 | 0,15 | | - | 30 |
| Yoldialer | 27,0 | 19 | 0,8 | 0,25 | 0,45 | 0,20 | 0,25 | - | - | 30 |
| | 27,5 | 20 | 1,0 | 0,30 | 0,65 | 0,25 | 0,40 | | - | 70 |
| Dynd | 13 | 10 | 1 | 0,5 | - | - | - | var. | - | 0 |
| | 25 | 15 | 8 | 3,0 | - | - | - | | - | 30 |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|----|
| | nr. 21 | | | Danske jordarter Klassifikationsforsøg | 78 |

Det bemærkes som en selvfølge, at de laveste værdier af w og e naturligvis svarer til de højeste værdier af γ_m , jfr. (0209) og (0217). Værdierne af w_L , w_P og I_P samt indholdet af lerfraktion kan ofte ventes at ville ligge ens inden for de angivne intervaller. For en given jordart er der som nævnt en sammenhæng mellem konsistensindeks I_c , (0214), d.v.s. w , og jordens spændingshistorie.

Som et elementært eksempel på samspillet mellem geologi og klassifikationsegenskaber kan anføres følgende (konstruerede) problemstilling:

En beskrivelse af en homogen lerart i kote +10 i Aarhus-området som "Yoldialer" kan uden videre afvises af geografiske grunde, jfr. Bull.5 Fig.11. En bestemmelse af $I_P = 0,4$ viser, at der ikke kan være tale om (glacialt eller senglacialt) smeltevandsler; lerarten må være en tertiær, plastisk ler. En geoteknisk konsekvens heraf er, at selv om man ganske vist ikke har de vandproblemer, der er en følge af Yoldialerets sandstriber, så er lerarten sandsynligvis i stedet sprækket, således at c_u næppe kan bestemmes pålideligt ved hjælp af vingeforsøg.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|----------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 22 | Konsolideringsforsøg | 78 | 1 | 12 |

22.1 Oversigt.

Til bedømmelse af en aflejrings sætningsegenskaber, udtrykt f.eks. ved C (0701), Q (0703) eller K (0707) benyttes i praksis:

1. Til overslagsmæssige beregninger, f.eks. for at godtgøre enten at sætningerne ikke udgør noget problem, eller tværtimod at sætningerne bliver så store, at den planlagte funderingsmåde ikke kan gennemføres: Tilnærmelsesudtryk af typen (0704) eller (0713).
2. Til nøjagtige undersøgelser, f.eks. i tvivlstilfælde, hvor sætningerne ud fra de i øvrigt foreliggende oplysninger må skønnes at nærme sig en kritisk størrelse, og hvor alternative funderingsmåder indebærer store omkostninger (fundamenter på "slap" overflademoræne eller på relativt løst lejrede sandlag, men også svært belastede fundamenter på fastere lag som f.eks. kridt). Belastningsforsøg på plader eller pæle i marken.

I mere normale mellemtilfælde søger man deformationsegenskaberne bestemt ved hjælp af de såkaldte konsolideringsforsøg, d.v.s. forsøg i laboratoriet, hvor man på intakte prøver, optaget i boreriger eller gravninger, i videst mulige omfang søger at påføre en endimensionel spændings- og tøjningstilstand, jfr. Fig. 7 A, således at en spændings-tøjnings sammenhæng af typen Fig. 7 B kan måles.

Da et jordlags spændingshistorie som omtalt i afsn. 7.1 har afgørende betydning for deformationsegenskaberne ved den nuværende spænding $\bar{\sigma}_0$, er det væsentligt ud fra de foreliggende bl. a. geologiske oplysninger samt et eventuelt kendskab til aktiviteter i historisk tid at skønne over det sandsynlige spændingsforløb for aflejringer in situ og at reproducere dette ved en hensigtsmæssig belastningsprocedure under konsolideringsforsøget. En unkladelse af dette kan føre til helt vildledende resultater.

Konsolideringsforsøg på prøver af ler- eller siltaflejringer, tørv og dynd samt dyndrige ler-, silt- eller sandlag udføres normalt på intakte prøver, der tildannes ved afskæring og afskrælning efter udpresning af prøverøret. Ved konsolideringsforsøg på rene sandaf-

lejringer, må sandprøven først tørres, hvorefter den indlejres ved inddrysning eller indstampning til det korrekte poretal og derpå vandmættes.

22.2 Konsolideringsapparatet.

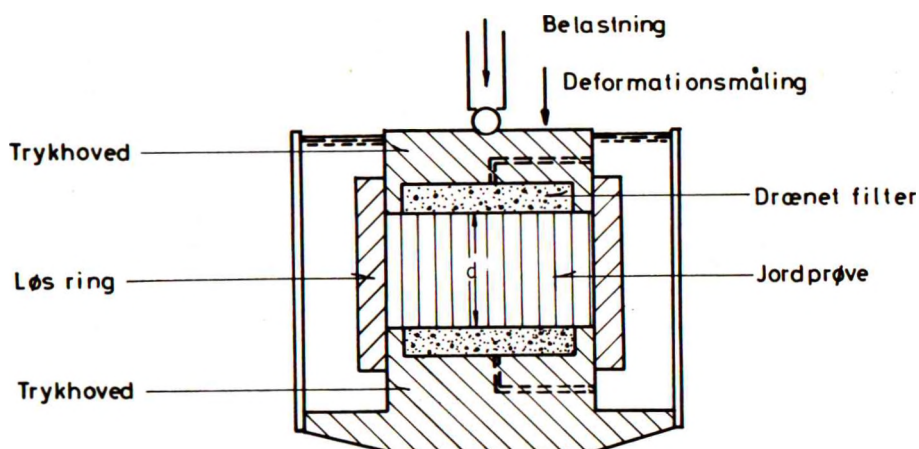


Fig. 22 A: Principskitse af konsolideringsapparat.

På Fig. 22 A er skitseret et tværsnit af den del af et konsolideringsapparat, der indeholder den omhyggeligt tildannede, intakte jordprøve. Prøven er placeret mellem to trykhoveder, som begge er forsynet med et drænende filter over (næsten) hele trykkarealet, således at strømningstilstanden i prøven under konsolideringsprocessen (afsn. 8) bliver meget nær en lodret parallelstrømning. Det bemærkes, at prøven er dobbeltsidigt drænet, således at med prøvehøjden d bliver drænvejen:

$$d_c = \frac{d}{2}$$

(2201)

jfr. Fig. 8 A b.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 22 | | | Konsolideringsforsøg | nr. |
| | | | 78 | 3 | 12 |

Prøven er omsluttet af en løs ring, som dels hindrer tøjninger i vandret retning, dels - fordi den er løs - i videst mulige omfang reducerer friktionen i apparatet. I praksis kan der dog ikke helt undgås friktion mellem jord og ring samt mellem ring og trykhoveder, hvilket kan få betydning for forsøgsnøjagtigheden specielt ved aflastning til lave spændinger efter en høj forbelastning.

Hvis ringen instrumenteres med f.eks. strain gages, er det muligt under forsøget tillige at måle de vandrette spændinger, jfr. afsn.5, f.eks. Fig.5 C. Hovedformålet med apparatet er imidlertid at måle den lodrette sammentrykning (normalt ved hjælp af 1/100 mm måleure) af prøven som funktion af den lodrette belastning, der kan overføres til det øvre trykhoved fra lodder gennem et vægtstangssystem (eller direkte fra en hydraulisk donkraft gennem en kraftmåler).

22.3 Forsøgsprocedure.

I de hyppigst anvendte udformninger af konsolideringsapparatet påføres belastningen trinvis efter en logaritmisk skala ($\sigma = 5, 10, 20 \dots 600, 1200 \text{ kN/m}^2$), og holdes konstant på hvert trin så længe, at den i afsn.8 beskrevne konsolideringsproces for alle praktiske formål er tilendebragt. Dette kontrolleres ved at man for hvert trin registrerer prøvens sammentrykning som funktion af tiden, ligeledes efter en logaritmisk skala (0,1, 0,2 ... min). Varigheden af de enkelte trin bliver herved afhængig af jordprøvens egenskaber, jfr.(0821), idet det dog bemærkes, at man på grund af den såkaldte sekundære konsolidering eller krybning, jfr.(0714), i praksis må benytte trinlængder væsentligt større end t_c . Varigheden er dog hyppigt stort set proportional med t_c , og kan (for 2 cm høje prøver) ligge inden for intervallet et par timer til flere døgn. I mange tilfælde kan 1 døgn benyttes som standard. For sand kan varigheden reduceres til få minutter.

Apparatstørrelsen og belastningsproceduren må afpasses efter den givne jordart og konstruktion. For stærkt forkonsoliderede jordarter samt sand og grus kan prøvens deformationer være så små, at visse apparattypers egendeforamationer, som er betydningsløse ved blødere jordlag, nu indebærer væsentlige korrektioner til måleresultaterne. I så

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Konsolideringsforsøg | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 22 | | | nr. | af |
| | | | | 4 | 12 |

fald må specielt svært udstyr anvendes (og man må eventuelt opgive at have filtersten over hele trykarealet).

I visse apparattyper, hovedsageligt til forskningsbrug, er prøven kun ensidigt drænet: Der sker ingen vandbevægelse gennem den nedre filtersten; men porevandtrykket, som svarer til den maksimale værdi af h i prøven, jfr. Fig. 8 A a, måles i dette niveau. Eventuelt styres forsøget tillige således, at der ved kontinuert voksende belastning holdes konstant deformationshastighed eller konstant konsolideringsgrad i forhold til den til enhver tid påførte belastning σ . I det følgende forudsættes dog traditionelle konsolideringsforsøg som beskrevet ovenfor med trinvis belastning.

22.4 Konsolideringsdiagram.

Konsolideringsdiagrammet er hovedresultatet af et konsolideringsforsøg. I dette afbildes den ved forsøget fundne arbejdskurve, svarende til Fig. 7 B, idet man dog normalt som absicisse afsætter belastningen, $\bar{\sigma}$, i logaritmisk målestok, mens man som ordinat (nedadrettet) afsætter deformationen aritmetisk som den procentiske sammentrykning i forhold til prøvens udgangshøjde:

$$\epsilon = - \frac{\Delta d}{d_0} \quad (2202)$$

For meget bløde lerprøver, samt for tørv og dynd, kan som nævnt i afsn. 7.1 alternativt som ordinat anvendes poretallet e (positiv opad) eller logaritmen til poretallet.

Da ϵ i ethvert trin varierer med tiden, kræves der en definition af, hvilken værdi af ϵ , der skal afsættes for de enkelte trin. Hyppigt benyttes blot værdien svarende til sidste aflæsning. Det er teoretisk mere korrekt at udlede ϵ ud fra tidskurven som angivet i afsn. 22.5; men i praksis giver dette ikke nogen væsentlig forskel, hvis belastningsintervallerne er nogenlunde konstante, og belastningstri-
nene er logaritmisk voksende (medmindre prøven er meget blød).

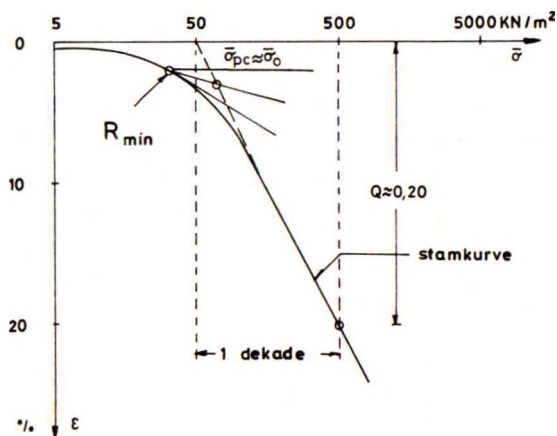


Fig. 22 B: Konsolideringsdiagram for normalt konsolideret ler, $w \approx 0,70$
 Resultat: $Q \approx 0,20$, $\bar{\sigma}_0 \approx 70 \text{ kN/m}^2$.

På Fig. 22 B er vist et typisk konsolideringsdiagram for en lerprøve, der belastes så højt op, at den bliver normalt konsolideret. Som omtalt i afsn. 7.2 fås efter en overgangskurve (hidrørende fra aflastning og en vis uundgåelig forstyrrelse af prøven under optagning og tildannelse) den retliniede stamkurve, hvoraf dekadehældningen Q kan bestemmes, jfr. (0703).

En empirisk bestemmelse af forkonsolideringens størrelse ved hjælp af konsolideringsdiagrammets arbejdskurve er angivet af Casagrande: Gennem det punkt, hvor kurvens krumningsradius er mindst, tegnes vinkelhalveringslinien mellem kurvens tangent og vandret. Abscissen til denne lines skæringspunkt med stamkurven angiver med tilnærmelse forkonsolideringsspændingen $\bar{\sigma}_{pa}$. Svarer denne værdi til $\bar{\sigma}_0$, er aflejringen normalt konsolideret; er den større, er laget forkonsolideret; er den mindre, er laget ikke færdigkonsolideret, eller prøven har været - eventuelt i uacceptabel grad - udblødt eller på anden måde forstyrret.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|----------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Konsolideringsforsøg | nr. |
| | 22 | | 78 | 6 | 12 |

Et alternativt skøn over $\bar{\sigma}_{pc}$ (som tilsyneladende er mindre følsomt over for prøveforstyrrelser) fås ved at undersøge variationen af ϵ_s (0714) med $\bar{\sigma}$. En sådan kontrol bør altid foretages, og eventuelle uoverensstemmelser med de i øvrigt foreliggende oplysninger bør efterforskes til vurdering af konsolideringsforsøgets pålidelighed. En for stor værdi af $\bar{\sigma}_{pc}$ kan således betyde, at prøven har været udtørret; men den kan også skyldes krybning i lerlaget siden dets aflejring, jfr. Fig. 7 C.

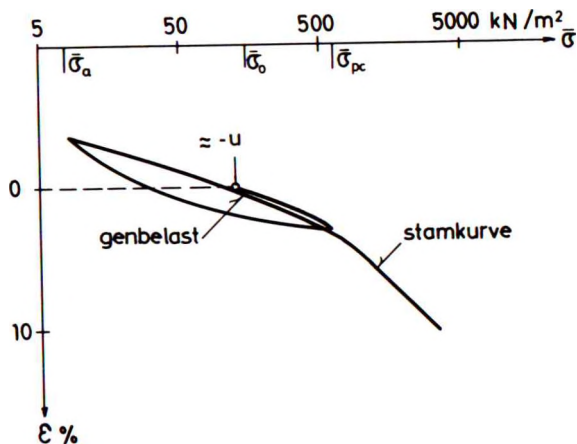


Fig. 22 C: Konsolideringsdiagram for fedt, forkonsolideret ler, $w \approx 0,30$
 Resultat $Q \approx 0,10$ på stamkurven.
 Genbelastningsgren: $K_s \approx 6000 \text{ kN/m}^2$ fra $\bar{\sigma}_a$ til $\bar{\sigma}_0$.
 $K_t \approx 3000$ " ved $\bar{\sigma}_a$.

Ved udførelsen af konsolideringsforsøg på forkonsolideret ler er det væsentligt at kende størrelsen af $\bar{\sigma}_{pc}$, enten fra tidligere erfaringer eller fra indledende forsøg af typen Fig. 22 B.

Ved optagning af en lerprøve fra et niveau med spænding $\bar{\sigma}_0$ vil prøvens volumen, specielt ved en fed, forkonsolideret lerprøve, forblive konstant, idet aflastningen i de totale spændinger medfører

| | | | | | |
|--------------------------|-------|----------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 22 | Konsolideringsforsøg | 78 | 7 | 12 |

et negativt porevandtryk u , således at de effektive spændinger forbliver stort set konstante, jfr. også (1206-07). Først spændinger $> -u$ vil (ved god prøvetilpasning til ringen) medføre en forøgelse i $\bar{\sigma}$ og hermed en sammentrykning af lerskelettet. Den omstændighed, at man først får $\epsilon > 0$ for $\bar{\sigma} > \bar{\sigma}_0$, er et udtryk for, at prøven er intakt, og at forsøget i øvrigt er pålideligt. Dette bør derfor altid kontrolleres.

For at fjerne eventuelle prøveforstyrrelser (og tilpasnings-effekter bl.a. mellem prøve og trykhoveder) bør den forkonsoliderede prøve først belastes til $\bar{\sigma}_{pc}$, og derefter aflastes til den laveste spænding, $\bar{\sigma}_a$, som lerlaget har haft - eller vil få i forbindelse med den planlagte byggeoperation - og derpå genbelastes. Er genbelastningsgrenen (næsten) sammenfaldende med den første belastning fra $-u$ til $\bar{\sigma}_{pc}$, er dette også en indikation for, at prøven har været intakt. Ved belastninger ud over $\bar{\sigma}_{pc}$ vil konsolideringskurven følge stamkurven.

Sætningsberegninger for spændingstilvækster inden for intervallet $\bar{\sigma}_a$ til $\bar{\sigma}_{pc}$ vil herefter ske på grundlag af genbelastningsgrenen (normalt udtrykt ved hjælp af en konsolideringsmodul K , (0707), som imidlertid kun med tilnærmelse kan regnes konstant), mens man ved spændingstilvækster ud over $\bar{\sigma}_{pc}$ benytter stamkurvens dekadehældning Q .

I eksemplet på Fig. 22 C ses, at man ved små spændingstilvækster ud fra $\bar{\sigma}_a$ kan regne med tangentmodulen K_t for det tilsvarende punkt, mens man ved større spændingstilvækster hyppigt må regne med en sekantmodul:

$$K_s = \frac{\Delta \bar{\sigma}}{\Delta \epsilon} \quad (2203)$$

jfr. også Eks. 7.1 (eventuelt aflæse ϵ -værdierne svarende til henholdsvis $\bar{\sigma}_{opr}$ og $\bar{\sigma}_{ny}$ direkte på konsolideringsdiagrammet).

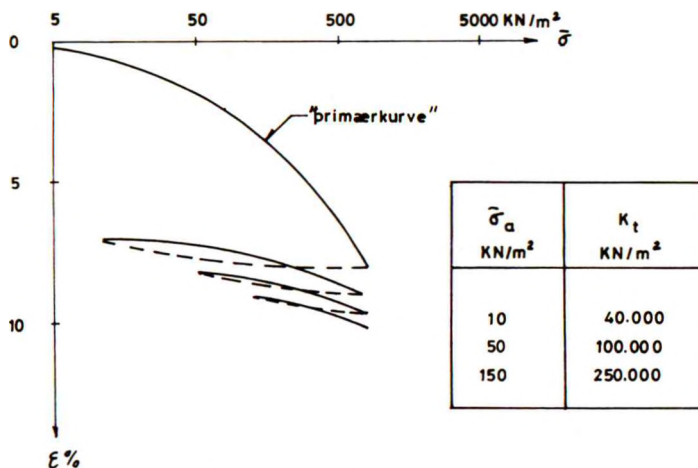


Fig. 22 D: Konsolideringsdiagram for stærkt forkonsolideret moræneler, $w \approx 0,10$
 Resultat: $K \approx 25000 + 1500 \bar{\sigma}_a$.

For jordarter som stærkt forkonsolideret moræneler forkonsolideres sædvanligvis til $600 \text{ à } 2400 \text{ kN/m}^2$ ($< \bar{\sigma}_{pc}$), svarende til en værdi væsentligt over de fremtidige spændinger. Man blev allerede i 1950'erne opmærksom på (H.Lundgren), at for moræneler er (i modsætning til kurven Fig. 22 C) den første belastningsgren, den såkaldte primærkurve, helt uanvendelig bl. a., fordi en morænelersprøve p.g.a. stenindholdet ikke kan tilpasses fuldstændig til den stive ring i konsolideringsapparatet: Under primærkurven "plattes" prøven ud i ringen, og samtidig måles tilpasningseffekter mellem prøve og trykhoveder. Den aktuelle del af genbelastningsgrenen, som derfor skal benyttes til sætningsberegningen, viser sig at være meget nær retliniet. Det har imidlertid vist sig vigtigt at aflaste til den korrekte værdi af $\bar{\sigma}_a$, idet K_t varierer meget nær lineært med denne størrelse, jfr. også (0708).

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|----------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 22 | | | Konsolideringsforsøg | 78 |

22.5 Tidskurver.

Tidskurverne for de enkelte belastningstrin benyttes bl.a. til at analysere den konsolideringsproces, jfr. afsn. 8, der finder sted i prøven. Til dette formål optegnes de på det af J.Brinch Hansen indførte \sqrt{t} , $\log t$ -diagram, hvor første del af tidskalaen (0-10 min) følger en kvadratrodsskala, jfr. (0820), mens resten er logaritmisk, hovedsageligt på grund af krybningen, (0714), jfr. Eks. 8.1 Bilag A.

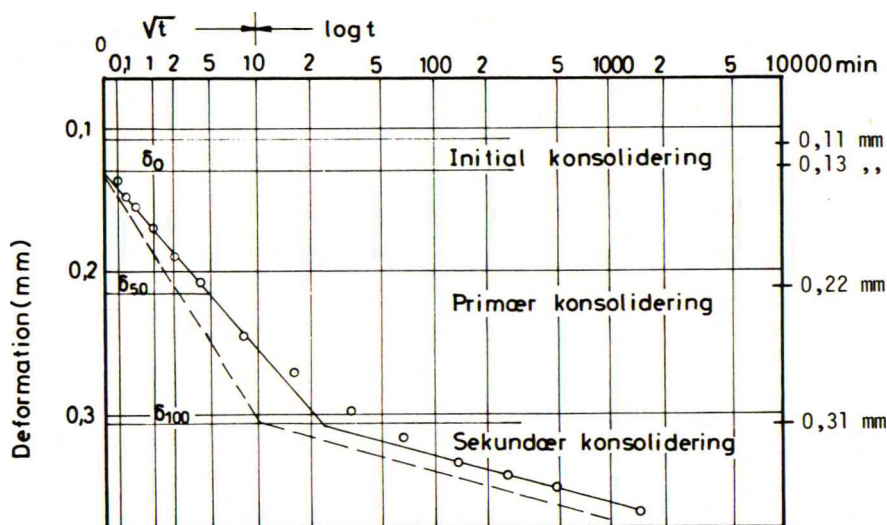


Fig. 22 E: Eksempel på tidskurve fra konsolideringsforsøg.
Belastningstrin 80-150 kN/m².

Et eksempel på en tidskurve fra et aktuelt konsolideringsforsøg er vist på Fig. 22 E. Følgende bemærkes:

1. I det aktuelle belastningstrin er den lodrette belastning forøget fra 80 til 150 kN/m². Prøvesammentrykningen δ (fra den oprindelige prøvehøjde $d_0 = 20$ mm) var ved sidste aflæsning i sidste trin (på 80 kN/m²) 0,11 mm.
2. Der er foretaget aflæsninger ved t (målt fra belastningsforøgelsen) lig med 0,1, 0,2, 0,4, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60

| | | | | | |
|--------------------------|-------|----------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 22 | Konsolideringsforsøg | 78 | 10 | 12 |

1440 min = 1 døgn. Disse aflæsninger er direkte afsat på tidskurven (markeret ved små cirkler). Det fremgår, at den primære konsolidering i begyndelsen er retliniet i \sqrt{t} -afbildningen, og at den såkaldte sekundære konsolidering (krybningen) er retliniet i $\log t$ -afbildningen (begge dele som ventet).

- Ved tilbageskæring i \sqrt{t} -afbildningen findes en såkaldt initial konsolidering sluttende ved sammentrykningen δ_0 af prøven. Det er naturligvis ikke nogen konsolidering, da den indtræder til tiden $t = 0+$. Den kan skyldes, at prøven ikke er helt vandmættet eller, hvis denne årsag kan udelukkes (hvilket forudsættes i det følgende) bl.a. egendeformationer i apparatet. I sidstnævnte tilfælde bør der ses helt bort fra den: Alle følgende måleuraflæsninger burde strengt taget korrigeres for den akkumulerede værdi af sådanne initialsammentrykninger. I eksemplet Fig. 22 E er $\delta_0 = 0,13$ mm.
- Erfaringsmæssigt fås den bedste bestemmelse af prøvesammentrykningen svarende til helt tilendebragt primær konsolidering ($t \rightarrow \infty$ under forudsætning af $\epsilon_s = 0$) ved at ændre tidsskalaen (ændret målestok, d.v.s. vinkeldrejning i \sqrt{t} -intervallet og parallelforskydning i $\log t$ -intervallet), således at de to rette linier bringes til skæring på overgangen mellem \sqrt{t} - og $\log t$ -skalaerne. Transformationen på Fig. 22 E svarer til, at abscisseværdierne på tidsskalaen er multipliceret med en faktor på ca. 2,5. Ordinaten til det således fundne skæringspunkt mellem de to rette linier regnes lig med δ_{100} , svarende til 100 % primær konsolidering.
- Konsolideringsmodulen for dette belastningstrin kan nu findes som belastningstilvæksten divideret med prøvens relative sammentrykning. Idet δ_{50} er middelværdien mellem δ_0 og δ_{100} findes:

$$K = \frac{(\bar{\sigma}_{\text{efter}} - \bar{\sigma}_{\text{før}})(d_0 - \delta_{50})}{\delta_{100} - \delta_0} \quad (2204)$$

hvor 2. faktor i tælleren er prøvens begyndelseshøjde korrigeret for middelsammentrykningen i belastningstrinet.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------------------------------|------------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE Konsolideringsforsøg | UDG. 78 | SIDE | |
| | nr. 22 | | | nr. | af |
| | | | | 11 | 12 |

6. Tiden svarende til δ_{50} (på Fig.22 E ca.5 min = 300 sek) er åbenbart t_{50} , hvortil ifølge afsn.8.4 svarer $T=0,2$, jfr. (0810). Idet det bemærkes, at drænvejen d_c er lig med den halve prøvehøjde:

$$d_c = \frac{d_0 - \delta_{50}}{2} \quad (2205)$$

kan permeabilitetskoefficienten k for prøven findes heraf. Det bemærkes, at den som nævnt i afsn.6.3 skal korrigeres for en eventuel forskel mellem laboratorietemperaturen og jordtemperaturen in situ. Idet temperaturen i °C angives ved et indeks til k , har man således:

$$k_{10} = 0,72 k_{23} \quad (2206)$$

Det er naturligvis især tidskurverne ved $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_0$ eller $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_a$, der har interesse i denne forbindelse. For de øvrige tidskurver har nærmest kun δ_0 og eventuelt ϵ_s betydning (foruden at man kontrollerer, at sammentrykningen δ_{100} med sikkerhed er opnået).

22.6 Danske jordarters stivhedsegenskaber.

Som en helt oversigtsmæssig karakteristik af typiske jordarters stivhedsegenskaber er anført nogle karakteristiske værdier og intervaller i nedenstående skema, jfr.også (0704), (0713) samt skemaet i afsn.21.3. Følgende bemærkes:

1. De angivne intervaller for w er her gennemgående videre end i afsn.21.3. Dette skyldes, at der her (nærmest) er tale om absolutte ydergrænser, mens afsn.21.3 som nævnt angiver forventelige værdier.
2. Hvor K er angivet på formen (0708) skal $\bar{\sigma}_a$ indsættes i kN/m². Både konstanten og faktoren til $\bar{\sigma}_a$ har en spredning på ca. 50 %.
3. Værdier uden for de angivne intervaller kan optræde i specielle tilfælde. Skemaet kan derfor aldrig benyttes uden nærmere kvalificeret vurdering i hvert enkelt tilfælde.

| Jordart | w | Q | K kN/m ² |
|--------------------------------|-----------|-----------|------------------------------|
| Ukomprimeret morænelersfyld | 0,10-0,30 | - | 500- 2000 |
| Komprimeret " | 0,10-0,15 | - | 2000- 6000 |
| Ukomprimeret sandfyld | - | - | 3000- 10000 |
| Komprimeret " | - | - | 10000-100000 |
| Indpumpet " | - | - | 10000- 50000 |
| Komprimeret stabilt grus | - | - | 50000-300000 |
| Muld (gl > 2 %) | 0,10-0,40 | 0,10-0,20 | - |
| Postglaciale dynd | 0,50-5 | 0,15-0,50 | - |
| " tørv | 0,50-10 | 0,15-0,60 | - |
| " ler | 0,30-0,70 | 0,05-0,25 | - |
| " sand | - | 0,02-0,08 | - |
| Senglaciale ler (og nedskyls-) | 0,20-0,50 | - | 3000- 10000 |
| Yoldialer | 0,20-0,50 | - | 4000+ 400 $\bar{\sigma}_a$ |
| Glaciale moræner | 0,08-0,25 | - | 20000+ 1500 $\bar{\sigma}_a$ |
| " morænesand | - | - | 10000-300000 |
| " smeltevandsler | 0,20-0,40 | - | 10000+ 800 $\bar{\sigma}_a$ |
| Tertiært fedt ler | 0,20-0,60 | - | 5000+ 200 $\bar{\sigma}_a$ |
| " glimmerler | 0,20-0,60 | - | 5000+ 500 $\bar{\sigma}_a$ |
| Danisk kalk | 0,10-0,30 | - | > 100000 |

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 23 | Styrkeforsøg | 78 | 1 | 11 |

23.1 Oversigt.

De i afsn. 20.3 omtalte vingeforsøg giver for mange formål tilstrækkelige oplysninger om de aktuelle jordlags styrkeegenskaber.

Under forudsætning af, at

1. Jorden er en kohæsionsjord
2. Der findes ikke særlige forhold som sprækkesystemer (fedt, tertiært ler) eller hærkning (kalk og kridt), der gør vingeforsøget uegnet til måling af den udrænedede forskydningsstyrke, og
3. Den udrænedede tilstand er dimensionsgivende for det betragtede brudproblem (bæreevne af fundamenter ved vandret jordoverflade samt af pæle, samt i visse tilfælde også passivt jordtryk)

vil vingeforsøgene derfor (her i landet) være de eneste styrkeforsøg, der udføres.

I andre tilfælde, hvor de ovenfor angivne forudsætninger ikke er opfyldt, og hvor det ikke ved en overslagsmæssig beregning baseret på erfaringsresultater, jfr. f. eks. (1213) eller afsn. 23.5, kan godtgøres, at brudundersøgelsen ikke vil frembyde noget problem, må jordens styrkeparametre bestemmes ved mere komplicerede forsøg.

Belastningsforsøg på plader eller pæle i marken, jfr. også de i afsn. 20.3 omtalte Pressiometerforsøg, er de mest pålidelige, men også de kostbareste. I laboratoriet udføres forsøg af den på Fig. 12 A skitserede type (normalt i aksialsymmetrisk tilstand) enten på intakte prøver eller - for friktionsjord - på prøver, der efter tørring er indlejret til den korrekte lejringstæthed.

For kohæsionsjord kan - i andre lande i stedet for vingeforsøg - udføres de såkaldte simple trykforsøg, som er forsøg fuldstændig som skitseret på Fig. 12 Ab, idet $\sigma_k = 0$: Efter udpresning fra prøverøret og eventuelt tildannelse samt indeslutning i en tynd gummimembran for at undgå fordampning anbringes prøven direkte mellem to (fortrinsvis glatte) trykhoveder, hvorefter den aksiale belastning σ_c forøges, indtil prøven kommer i brud. Nærmere betegnet forøges den samlede lodrette kraft P , virkende centralt på øvre trykhoved, og der observeres prøvens relative lodrette sammentrykning ϵ som funktion af σ_c der i reglen be-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 23 | Syrkeforsøg | 78 | 2 | 11 |

regnes ud fra P under hensyntagen til forøgelsen af prøvens tværsnitsareal A (under forudsætning af konstant volumen):

$$\sigma_c = \frac{P}{A} (1 - \varepsilon) \quad (2301)$$

Brudværdien af σ_c , normalt en maksimumværdi, der på grund af korrektionen (2301) godt kan optræde, mens P stadig er monotont voksende, fortolkes ved hjælp af (1205).

Denne type forsøg stiller store krav til intaktheden af de anvendte jordprøver, samt for stive jordprøver til apparaturet og prøvetildannelsen, idet det er vigtigt at opnå homogen spændings- og tøjningstilstand i prøven. Under gunstige omstændigheder giver de for homogent (ikke sprækket) ler værdier af c_u , som er under 10 % lavere end de tilsvarende c_v -værdier, og i andre tilfælde (sprækket ler, stærkt stenet moræneler, kalk og kridt) kan de udgøre et hensigtsmæssigt alternativ til vingeforsøget.

Man kan ikke ved denne forsøgstype undersøge drænedede brudtilstande. Hertil kommer, at det i en række tilfælde, bl.a. hvor der foreligger mulighed for prøveforstyrrelse, er lige så vigtigt ved styrkeforsøg som ved konsolideringsforsøg at kunne reproducere (ler-) prøvens spændingshistorie. I sådanne situationer er det åbenbart nødvendigt at kunne påføre en $\sigma_k > 0$ og tillige at kunne måle enten porevandtrykket u i prøven, idet f.eks. voluminet holdes konstant, eller volumenændringerne som følge af konsolidering, idet u holdes konstant. Hertil benyttes et såkaldt triaksialapparat.

23.2 Triaksialapparatet.

Triaksialapparater findes i flere forskellige typer, som alle er i stand til at udføre den på Fig. 12 Ab skitserede forsøgstype, idet σ_k og σ_c kan varieres uafhængigt af hinanden, samtidigt med at man kan måle (kontrollere) poretrykket samt prøvens volumenændringer.

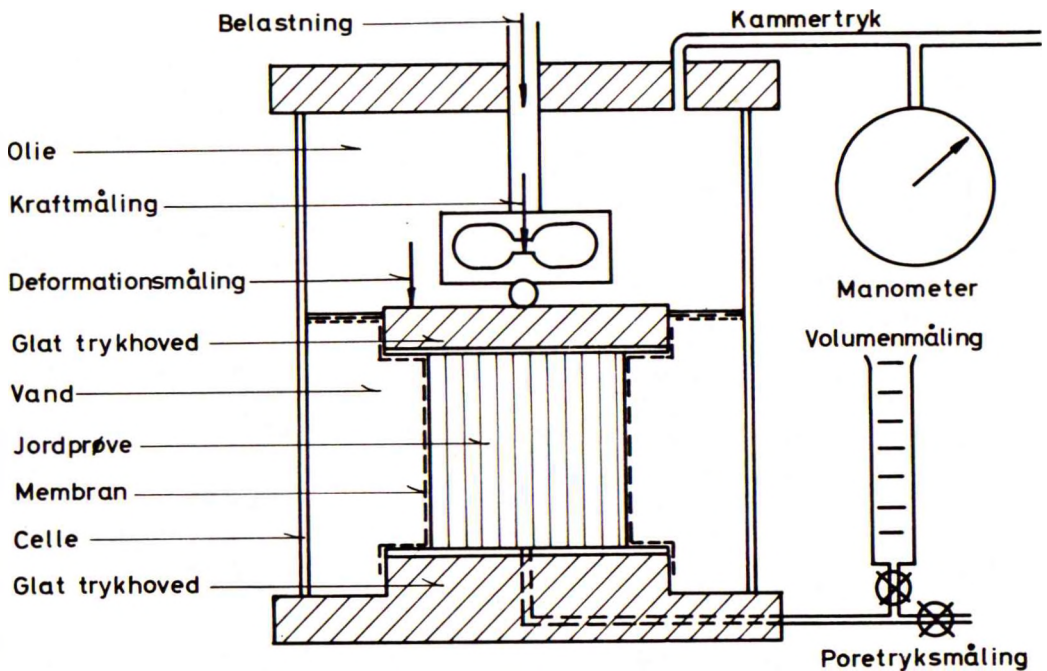


Fig.23 A: Principskitse af triaksialapparat.

Som skitseret på Fig.23 A består triaksialapparatet af en celle (også kaldt et kammer), hvori den tildannede, cirkulærcylindriske prøve anbringes, indesluttet i en vandtæt gummimembran, mellem to trykhoveder. I nogle apparattyper består trykhovedernes anlægsflader mod prøven af porøse sten, omtrent som vist på Fig.22 A, således at prøven herfra kan drænes til et ydre målesystem, der tillader:

1. Poretryksmåling, hvis forsøget udføres udrænet, d.v.s., at der ikke tillades vandudpresning fra (eller -indsugning til) prøven under forsøget, eller
2. Volumenmåling, d.v.s. måling af den udpressede henholdsvis ind-sugede mængde porevand, hvis forsøget udføres drænet. Poretrykket er da normalt nul; men andre værdier kan dog også påføres og

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 23 | Styrkeforsøg | 78 | 4 | 11 |

fastholdes, eventuelt varieres efter et på forhånd fastlagt program ("back-pressure").

I andre apparattyper er trykhovederne som skitseret på Fig. 23 A glatte, hvorved sikres en homogen spændings- og tøjningstilstand i prøven under forsøget. Dette er nødvendigt ved visse jordarter som f.eks. moræneler; men prøvens afdræning bliver da forsøgsteknisk mere besværlig, idet den f.eks. må ske gennem en porøs belægning på prøvens cylindriske overflade (inden for membranen).

Efter prøvens indbygning fyldes cellen med vand, eventuelt, som skitseret på Fig. 23 A, vand og olie, hvis der for i videst mulige omfang at undgå målefejl hidrørende fra apparateffekter foretages kraft- og deformationsmålinger i cellens indre. Kammertrykket $\sigma_k = \sigma_x = \sigma_y$ (normalt $= \sigma_2 = \sigma_3$) kan reguleres udefra, og måles på et manometer.

Aksialtrykket $\sigma_\sigma = \sigma_z - \sigma_x$ (normalt $= \sigma_1 - \sigma_3$) påføres ved hjælp af en aksial belastning P gennem et stempel. P kan varieres trinvis eller kontinuert, og kan også (i nyere apparattyper) måles som den kraft, der fremkommer, når prøven underkastes en konstant deformationshastighed $d\varepsilon_z/dt$ (normalt $= d\varepsilon_1/dt$; størrelsen af denne hastighed fastsættes ud fra forsøgstypen og jordarten, i reglen på grundlag af erfaringer fra tidligere forsøg).

Med kendskab til den aksiale belastning P , kammertrykket σ_k , porevandtrykket u samt prøvens højde- og volumenændring kan på ethvert stadium af forsøget beregnes:

1. Den totale og effektive radiale spænding, normalt betegnet henholdsvis σ_3 og $\bar{\sigma}_3$; her skal der korrigeres for eventuelle (kendte) membranspændinger.
2. Den totale og effektive aksiale spænding (σ_1 og $\bar{\sigma}_1$); her skal der svarende til (2301) korrigeres for ændringen i prøvens tværsnitsareal.
3. Prøvens aksiale sammentrykning ε_1 ($= -\Delta h/h$), samt
4. Prøvens volumenændring $\varepsilon_u = -\Delta V/V$ ($= \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 23 | Styrkeforsøg | 78 | 5 | 11 |

Apparatteknikken skal i øvrigt ikke beskrives nærmere. Det skal blot nævnes, at mens man ved lerprøver og andre sammenhængende prøver kan placere den tildannede, intakte prøve direkte i apparatet, må man ved sandprøver opbygge et prøvelegeme af tørt materiale til den ønskede lejringsstæthed i en speciel form, der på indersiden er beklædt med den gummimembran, som i forsøget skal omslutte prøven. Når prøven er færdig, og membranen er bragt i tæt forbindelse med trykhovederne, kan der påføres et (beskedent) vakuum til porevoluminet, hvorefter sandformen kan fjernes og cellen monteres. Efter påførelse af et beskedent kammertryk kan prøven herefter vandmættes.

Både for ler- og sandprøver er det naturligvis vigtigt, at vandet i filtersten og slangeforbindelser til poretryksmåler m.v. er i direkte kontakt med porevandet, således at der ikke efterlades eller dannes luftbobler noget sted i systemet. For at undgå dette anvendes destilleret, afluftet (under vakuum) vand, og der foretages omhyggelig gennemspuling af prøve plus drænsystem, inden forsøget startes (ofte meget tidsrøvende).

23.3 Triaksialforsøg.

Som nævnt er det ved triaksialforsøg lige så vigtigt som ved konsolideringsforsøg at sikre, at prøven er intakt ved forsøgets start, d.v.s., at den i videst mulige omfang har samme egenskaber som et tilsvarende jordelement in situ. Dette opnås bedst ved i triaksialapparatet at reproducere prøvens spændingshistorie, d.v.s. at forkonsolidere den til in situ spændingen eller, for forkonsoliderede jordlag, til forkonsolideringsspændingen med påfølgende aflastning til in situ spændingen (om fornødent til $\bar{\sigma}_a$ med genbelastning til $\bar{\sigma}_0$, jfr. Fig. 7 B).

Forkonsolideringen, som sker under dræning og samtidig måling af ϵ_1 og ϵ_u som funktion af tiden (tidskurve for bestemmelse af 100 % konsolidering) gennemføres normalt ved et alsidigt tryk σ_k , jfr. dog (1206-07). Mere korrekt, men også mere omstændeligt, kan forkonsolideringen gennemføres under spændingsforhold som i naturen, d.v.s., idet kammertrykket varieres, således at man hele tiden har $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$. Ved denne metode udføres reelt et triaksialt konsolideringsforsøg (uden apparatfriktion), og samtidig kan man få målt en kurve svarende til Fig. 5 C,

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 23 | Styrkeforsøg | 78 | 6 | 11 |

d.v.s. for normalt konsolideret ler få bestemt værdien af K_0 .

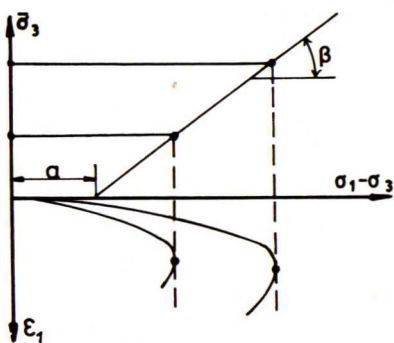
Efter en (eventuel) forkonsolidering forøges $\sigma_c = \sigma_1 - \sigma_3$, indtil brudtilstand opnås. Alt efter om der udføres forkonsolidering eller ej, og om prøven holdes udrænet eller drænet under den aksiale belastning til brud, skelnes der mellem følgende forsøgstyper:

1. Ukonsolideret, udrænet forsøg (*UU*-forsøg). Dette er i virkeligheden simple trykforsøg som omtalt i afsn. 23.1, idet man dog måler poretryksvariationen, således at de effektive spændinger, $\bar{\sigma}_1$ og $\bar{\sigma}_3$, er kendt i brudtilstanden, jfr. (1202-03).
2. Konsolideret, drænet forsøg (*CD*-forsøg). Dette er den normale forsøgstype for sandprøver. Da poretrykket holdes konstant under forsøget (normalt $u = 0$), og $\sigma_k = \sigma_3$ også holdes konstant, er $\bar{\sigma}_3$ konstant. Hvert forsøg bestemmer altså én Mohrs cirkel for effektive spændinger svarende til en brudtilstand, og ved udførelse af mindst to forsøg (med hver sin værdi af $\bar{\sigma}_3$) kan de effektive parametre $\bar{\varphi}_{tr}$ og $\bar{\sigma}_{tr}$ altså bestemmes, jfr. Fig. 23 B. Forsøgshastigheden skal afpasses efter jordarten og prøvestørrelsen således, at der ikke på grund af porevandungspresningen eller -indsugningen som følge af prøvens volumenændringer sker nogen væsentlig (positiv eller negativ) poretryksopbygning i prøven. Dette medfører, at selv om denne forsøgstype også kan anvendes for lerprøver, vil den her hyppigt være særdeles langsom (eventuelt flere uger), hvorimod et *CD*-forsøg på en sandprøve normalt kan udføres på et par timer.
3. Konsolideret, udrænet forsøg (*CU*-forsøg). Her holdes prøvens volumen konstant, og poretrykket måles, således at de effektive spændinger kendes. I en hyppigt brugt variant, de såkaldte $CU_{u=0}$ -forsøg, holdes poretrykket konstant lig med nul, men kammertrykket $\sigma_k = \sigma_3$, der i dette tilfælde også er lig med $\bar{\sigma}_3$, varieres under forsøget, således at volumenændringen (kontrolleret ved hjælp af et kapillarrør) hele tiden er nul. Dette er den normale forsøgstype for lerprøver: Da der ikke sker nogen vandbevægelse til eller fra prøven, udføres der ikke nogen konsolideringsproces i forbindelse med forsøget. Dette kan derfor, selv

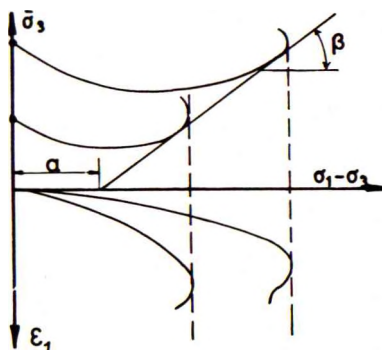
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 23 | Styrkeforsøg | 78 | 7 | 11 |

for en fed lerprøve, udføres i løbet af nogle timer (hvortil dog kommer den tid, der anvendes til den indledende forkonsolidering). Ud fra spændingerne i bruttilstanden bestemmes dels en Mohrs cirkel for effektive spændinger, dels den udrænedede forskydningsstyrke, jfr. (1204-05), svarende til den anvendte konsolideringsspænding $\bar{\sigma}_k = \bar{\sigma}_3$. Ved udførelsen af flere forsøg af denne type kan man derfor dels bestemme de effektive parametre $\bar{\varphi}_{tr}$ og \bar{c}_{tr} , dels få fastlagt nogle punkter på kurven, Fig. 12 C.

Forsøgsresultaterne afbildes normalt på diagrammer som skitseret på Fig. 23 B. Den øverste del af disse diagrammer (spændingsdiagrammet) viser $\bar{\sigma}_3$ som funktion af $\sigma_1 - \sigma_3$. Dette har naturligvis især interesse ved udrænedede forsøg, hvor $\bar{\sigma}_3$ varierer under forsøget. Den nederste del af diagrammerne (arbejdskurverne) viser ϵ_1 som funktion af $\sigma_1 - \sigma_3$. For drænedede forsøg vises desuden hyppigt ϵ_u som funktion af ϵ_1 .



a. CD-forsøg (sand eller ler)



b. CU-forsøg, evt. $CU_{u=0}$ (ler)

Fig. 23 B: Forsøgsresultater fra triaksialforsøg.

I hvert af de to eksempler på Fig. 23 B er det antaget, at der er udført to forsøg, forkonsolideret ved hver sin værdi af $\bar{\sigma}_3$, på samme jordart, således at de effektive styrkeparametre for jordarten kan bestemmes ud fra de viste indhyllingslinier. Ud fra (1115) ses det, at man i bruttilstanden har:

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 23 | Styrkeforsøg | .78 | 8 | 11 |

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \bar{\sigma}_3 \frac{2 \sin \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}} + c \frac{2 \cos \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}} \quad (2302)$$

Heraf følger, at de på Fig. 23 B definerede størrelser β og a er givet ved:

$$\tan \beta = \frac{\Delta \bar{\sigma}_3}{\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1 - \sin \bar{\varphi}}{2 \sin \bar{\varphi}}$$

og (2303)

$$a = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\bar{\sigma}_3=0} = \bar{c} \frac{2 \cos \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}}$$

Hvoraf findes:

$$\sin \bar{\varphi} = \frac{1}{1 + 2 \tan \beta}$$

samt (2304)

$$\bar{c} = a \tan \beta \tan \bar{\varphi}$$

Fra de udrænedede forsøg fås som nævnt også oplysning om variationen af c_u med $\bar{\sigma}_3$. Dette kan benyttes til:

1. Generelt at sammenligne med på andre måder målte værdier af c_u , f.eks. vingeforsøgsværdier c_v .
2. For normalt konsolideret ler at bestemme konstanten a_{nc} , jfr. (1208-09).
3. For forkonsolideret ler at kontrollere, evt. bestemme, den forkonsolideringsspænding $\bar{\sigma}_{pe}$, leret har været underkastet i naturen.

Den sidstnævnte kontrol opnås ved, at der ved den udførte forkonsolideringsprocedure skal fås den korrekte værdi af c_u ($\approx c_v$, bortset fra sprækket ler). Kurveformen i spændingsdiagrammet giver imidlertid også et fingerpeg: De på Fig. 23 Bb skitserede, opad krumme kurver er karakteristiske for forkonsolideret ler, hvorimod de tilsvarende kurver for normalt konsolideret ler ($\bar{\sigma}_3 \gtrsim \bar{\sigma}_{pe}$) typisk er næsten retliniede eller nedad krumme.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 23 | Styrkerørsøg | 78 | 9 | 11 |

Sådanne kontroller bør altid udføres i det omfang, det er muligt, og årsagen til eventuelle afvigelser bør efterforskes (sprækket ler, stærkt inhomogen, udblødt eller udtørret prøve etc.). Af samme grund bør spændingsniveauerne $\bar{\sigma}_3$ for forkonsolideringen heller aldrig vælges tilfældigt (eller sædvanemæssigt), selv om formålet med forsøgene blot er at bestemme $\bar{\phi}$ og $\bar{\sigma}$. Hvor det overhovedet er muligt, bør der søges opnået størst mulig information af forsøgene (eksempelvis: et forsøg med $\bar{\sigma}_3 \approx \bar{\sigma}_0$ og et andet forsøg med spændingstilstanden ved brud som for et karakteristisk jordelement i den aktuelle brudfigur).

23.4 Andre styrkeforsøg.

Svarende til Coulombs formulering af brudbetingelsen (1101-02), jfr. Fig. 11 B, måles styrkeparametrene for jord undertiden ved hjælp af en såkaldt skæreboks, der er skitseret på Fig. 23 C. I dette apparat måles direkte sammenhørende værdier af τ_{nt} og σ_n på et (tvungent) brudsnit.

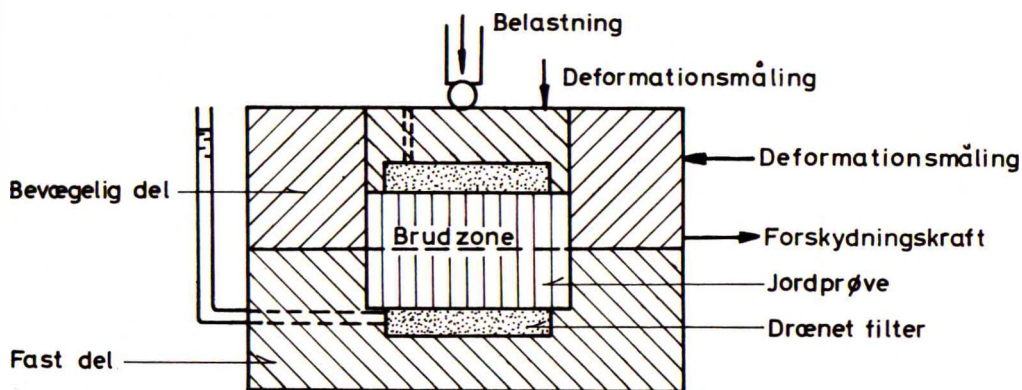


Fig. 23 C: Principskitse af skæreboks.

Efter at prøven er placeret i skæreboksapparatet, kan den konsolideres som i et sædvanligt konsolideringsapparat (om fornødent svarende til Fig. 7 B), hvorefter den bringes til brud - drænet eller udrænet -

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 23 | Styrkeforsøg | 78 | 10 | 11 |

ved vandret forskydning af prøvens øverste del under konstant lodret spænding σ_n og eventuelt kontrolleret porevandtryk u .

En korrekt forsøgsbearbejdelse volder betydelige vanskeligheder, bl.a. fordi spændingsfordelingen over brudsnittet er langt fra at være ensformig (randeffekter). For homogene jordprøver foretrækkes derfor nu de fleste steder triaksialforsøg fremfor skæreboksforsøg. Disse anvendes imidlertid stadig, bl.a. ved følgende problemtyper, hvor triaksialapparatet er mindre velegnet:

1. I stive lerarter kan tilstedeværelsen af ældre eller værende (stadig aktive) skredflader være af altafgørende betydning for stabiliteten af et bygværk. Langs sådanne flader gælder en glidningsbetingelse som (1101), jfr. også (1313) men med styrkeparametre, de såkaldte residuelle parametre, $\bar{\varphi}_{res}$ og \bar{c}_{res} , der er væsentlig mindre end de effektive parametre for den intakte jord (eksempelvis $\bar{\varphi}_{res} \approx \bar{\varphi}/2$ og $\bar{c}_{res} \approx 0$). Disse parametre måles simplest i en skærebok, hvor man enten kan etablere en stor forskydning langs brudsnittet (talrige kørsler frem og tilbage), eller hvor en skredflade kan simuleres ved gennemskæring af prøven med en klaverstreng, inden forskydningsforsøget udføres.
2. På tilsvarende måde kan glidningsbetingelsen (1313) mellem en given jordart og et andet materiale, f.eks. beton, eventuelt bestrøget med asfalt, måles i en skærebok.
3. Endelig findes der eksempler på, at f.eks. stabiliteten af en skråning har været afhængig af styrken af cm tynde lerlag beliggende i relativt fast lejrede sandlag. I sådanne tilfælde har skæreboksforsøg, hvor den intakte prøve netop har et lerlag liggende i brudfladen, vist sig at være den bedst egnede metode til bestemmelse af de relevante styrkeparametre.

Det bemærkes, at det fælles for de anførte eksempler gælder, at der netop er tale om problemer, hvor brudbetingelsen i Coulombs formulering må betegnes som mere relevant end den i afsn. 11.4 givne kontinuummekniske formulering.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|------|---------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 23 | | | 78 | 11 11 |

23.5 Danske jordarters styrkeegenskaber.

Som en helt oversigtsmæssig karakteristisk af typiske danske jordarters styrkeegenskaber er anført nogle karakteristiske værdier og intervaller i nedenstående skema, jfr. også (1208-09) samt (1213-14). For skemaet gælder tilsvarende bemærkninger og forbehold som anført i afsn. 22.6.

| Jordart | w | c_u kN/m ² | $\bar{\phi}_{tr}$ (grader) | \bar{c} kN/m ² |
|--------------------------------|-----------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Ukomprimeret morænelersfyld | 0,10-0,30 | 20-50 | 30 | 0 |
| Komprimeret " | 0,10-0,15 | 50-(500) | 33 | 0-5 |
| Ukomprimeret sandfyld | - | - | 32-35 | 0 |
| Komprimeret " | - | - | 35-40 | 0 |
| Indpumpet " | - | - | 35 | 0 |
| Komprimeret stabilt grus | - | - | 40-50 | 0-10 |
| Muld ($g_l > 2\%$) | 0,10-0,40 | ? | ? | ? |
| Postglacialt dynd | 0,50-5 | 5-100 | 25-30 | 0 |
| " tørv | 0,50-10 | 10-200 | 25-35 | 0 |
| " ler | 0,30-0,70 | 10-100 | 25-30 | 0 |
| " sand | - | - | 30-35 | 0 |
| Senglacialt ler (og nedskyls-) | 0,20-0,50 | 20-100 | 25-30 | 0 |
| Yoldialer | 0,20-0,50 | 50-400 | 25-30 | 10 |
| Glacialt moræneler | 0,08-0,25 | 30-1000 | 30-35 | 0-50 |
| " morænesand | - | - | 35-40 | 0 |
| " smeltevandsler | 0,70-0,40 | 100-500 | 30 | 20 |
| Tertiært fedt ler | 0,20-0,60 | 10-200 | 20-25 | 0-20 |
| " Glimmerler | 0,20-0,60 | 50-400 | 25 | 10 |
| Danisk kalk | 0,10-0,30 | ? | 40-50 | 0 |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|---|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 1 | 11 |

24.1 Oversigt.

I de følgende afsnit betragtes nærmere som en af de vigtigste anvendelser af Geoteknikken i praksis fundering af hvad der kunne kaldes almindeligt byggeri som f.eks. boliger, fabrikker og lagerbygninger af en størrelse, der kan anses for dækket af almindelig praktisk erfaring, d.v.s. med en gennemsnitlig regningsmæssig belastning på bygningens grundareal på indtil 1000 kN/m² og en regningsmæssig fundamentslast på indtil 5000 kN pr. søjle og/eller indtil 1000 kN pr. m vægfundament.

Ved fundering af bygninger er opgaven at overføre i hovedsagen lodrette belastninger til jorden gennem i det væsentlige centralt belastede konstruktionselementer. Vandrette kræfter og ekscentriciteter regnes ikke forsvindende; men de antages på den anden side kun at antage sådanne størrelser, at den i de foregående afsnit udviklede teori, jfr. bl.a. afsn. 16.3, stadig kan anvendes.

Den ansvarlige tekniker må først vælge den under de givne forhold bedst egnede (gennemførlige og/eller mest økonomiske) funderingsmåde, hvoraf der i det følgende nærmere omtales de tre hovedtyper: direkte fundering, brøndfundering samt pælefundering, og må derefter dimensionere de heraf givne konstruktionselementer således, at funktionskravet, afsn. 17.1, opfyldes på den mest økonomiske måde. I det følgende søges belyst alle væsentlige forhold i denne procedure. For en ordens skyld skal der dog understreges det i slutningen af afsn. 0.3 angivne forbehold med hensyn til den kompetence, der herved kan opnås: De undersøgelser og beregningsmetoder, det på grundlag af de foregående afsnit er muligt at omtale, er ikke nødvendigvis tilstrækkelige til at løse alle geotekniske problemer i forbindelse med funderingen af en given bygning. Det er således ikke muligt her nærmere at omtale byggegruber, hvortil kommer, at der i specielle tilfælde kan foreligge f.eks. sætnings- eller stabilitetsproblemer, som man næppe kan forventes at blive opmærksom på, da den relevante teori ikke er omtalt.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------------------|------|------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Fundering af bygninger | nr. |
| | 24 | Direkte fundering | 78 | 2 | 11 |

24.2 Funderingsmetoder.

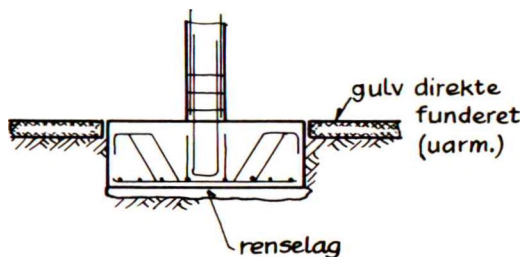


Fig. 24 A: Direkte fundering.

Direkte fundering (Fig. 24 A), som karakteriseres ved, at der graves ud til funderingsniveau, hvorefter fundamentet etableres, normalt ved støbning på stedet, er, hvor forholdene tillader det, den billigste og simpleste funderingsmetode. Man vil derfor altid først undersøge muligheden for at gennemføre funderingen på denne måde, og vil kun overveje en af de andre funderingsmetoder, hvis det viser sig at være for dyrt (eller umuligt) at opfylde funktionskravet ved direkte fundering.

Ved brøndfundering (Fig. 24 B) anbringes en sænkebrønd, et hult cylindrisk legeme, på jordoverfladen eller eventuelt på et afgraved niveau. Brønden føres derpå ned til FUK, ved at jorden bortgraves indvendigt. Små sænkebrønde kan udføres af brøndringe, og vil normalt blive fuldt udstøbt efter anbringelsen.

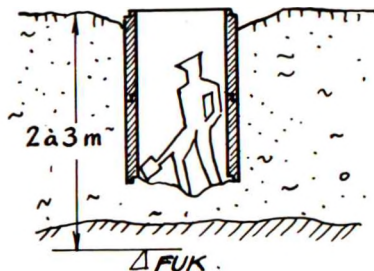


Fig. 24 B: Nedføring af lille sænkebrønd.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|---|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 3 | 11 |

Pålefundering (Fig.24 C) er fundering på elementer (pæle), som nedføres i jorden ved ramning, nedskylning, nedpresning, vibrering eller boring. Den her i landet hyppigst anvendte fremgangsmåde ved normalt byggeri er at anvende fabriksfremstillede pæle af armeret beton (kvadratisk tværsnit med sidelængde f.eks. inden for intervallet 20 til 30 cm), der nedbringes ved ramning.

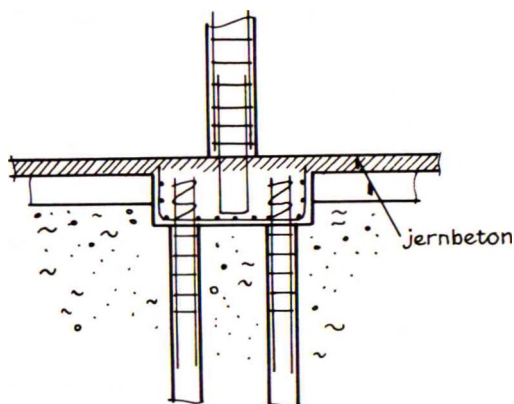


Fig.24 C: Søjlefundament på pæle
(fritbærende gulv).

Den ovenfor givne oversigt over funderingsmetoderne er baseret på fundamenternes anbringelsesmåde. Den har dog også en vis relation til funderingsdybden: Direkte fundering svarer oftest til en mindre funderingsdybde, og pålefundering til en større; men dette gælder ikke altid. Kategorierne er heller ikke skarpt adskilt: Visse pæletyper udføres således på en måde, som svarer ret nøje til sænkebrøndsmetoden. Denne metode er nu til gengæld mindre anvendt i lille skala (til almindeligt byggeri), fordi man i forbindelse med gravearbejdets mekanisering ofte foretrækker at anbringe en brønd i et færdiggravet hul, hvis pladsforholdene og grundvandet tillader det (jfr.dog også Geoteknik 2, afsn.24).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 4 | 11 |

I relation til funderingsmetoderne må grundforstærkninger, d.v.s. foranstaltninger til forbedring af givne jordlags (samt eventuelt udlagt fylds) styrke- og deformationsegenskaber, jfr. Geoteknik 2 afsn. 23, regnes som hjælpemidler, der i princippet kan benyttes i forbindelse med alle de nævnte funderingsmetoder. Formålet med grundforbedring, der f.eks. kan udføres ved komprimering, forbelastning, d.v.s. konsolidering, eventuelt med accelereret dræning, injicering eller stabilisering, er dog i denne sammenhæng hyppigst at muliggøre direkte fundering i stedet for at anvende en anden funderingsmetode.

Som antydnet på Fig. 24 A og C udgør funderingen af bygningens (kælder-) gulve et selvstændigt geoteknisk problem (som imidlertid hyppigt overses). Hvis det er muligt, funderes de direkte, og kan da ofte udføres uarmeret. I modsat fald må de dimensioneres og udføres som såkaldt fritbærende gulve, d.v.s. armerede (normalt ribbe-) plader, der understøttet i fundamenterne er i stand til at bære såvel deres egenvægt som gulvbelastningen. Det er naturligvis vigtigt, at gulvenes fundering afklares samtidig med funderingen af vægge og søjler, idet fritbærende gulve giver et ikke uvæsentligt bidrag til fundamentsbelastningen.

24.3 Valg af fundering.

I nogle tilfælde vil jordprofilet, sammen med den ønskede dybeste gulkote, definere både funderingsmåden og funderingskoten (FUK ved direkte fundering, bundkote for brønde og spidskote for pæle) temmelig entydigt. Meget hyppigt må valget dog træffes på grundlag af indledende, overslagsmæssige beregninger, jfr. Eks. 18.1.

For et primitivt første skøn over funderingskoten (FUK) gælder normalt, at FUK ikke må placeres i dynd, tørv, postglacialt ler, fyld eller muld. I lerlag skal man i og under FUK have en vis udrænet forskydningsstyrke, normalt $c_u > 50$ å 100 kN/m^2 , og af hensyn til sætningerne et vandindhold $w < 0,30$ å $0,50$ (jfr. dog afsn. 25.2). Ren friktionsjord volder normalt ingen større problemer, medmindre der er tale om meget løse aflejringer, eller der under det aktuelle lag findes lerlag, som kan influere på bæreevnen (gennemlokning) og/eller sætningerne.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 5 | 11 |

I almindeligt byggeri vil direkte fundering foretrækkes, hvis betingelserne herfor er til stede, nemlig:

1. FUK skal kunne anbringes i en ikke for stor dybde under det egentlige bygværk. For bolig- og fabriksbyggeri er en rimelig grænse formentlig 1,5 å 2 m under kældergulv. Denne grænse er hovedsagelig betinget af omkostningerne ved udgravningen.
2. Etableringen af fundamentsudgravningerne må ikke bringe eksisterende nabofundamenter i fare.
3. Grundvandsproblemer må ikke give anledning til store ekstraomkostninger. I sand kan man således næppe grave mere end ca. 0,5 m under GVS, hvis tørholdelsen skal sikres ved simple foranstaltninger som f. eks. pumpning fra en sump. Hvis der alligevel skal udføres grundvandssenkning før kælderudgravningen, kan denne normalt også betjene fundamentsrenderne; men det vil næppe være økonomisk at iværksætte grundvandssenkning alene for at kunne udgrave fundamentsrenderne (det kan komme på tale på udførelsesstadiet for at overvinde uforudsete vanskeligheder).

Brøndfundering af de bærende dele udføres typisk for funderingsdybder mellem 1,5 og 3 m under kældergulv, men anvendes i almindeligt byggeri ikke så meget som tidligere. Det er, især for vægfundamenter i lettere byggeri, vanskeligt at udnytte de enkelte brøndes relativt store bæreevne på en økonomisk måde (armerede fundamentsbjælker mellem brøndene). Eventuelle vandproblemer komplicerer også anvendelsen af sænkebrønde: Hvis en brønd er vandfyldt, kræves undervandsstøbning (eller grusfyldning i stedet for udstøbning).

Pælefundering anvendes langt oftere, og er i reglen økonomisk, hvis der er mere end ca. 3 m fra kældergulv til bæredygtige lag (eventuelt mindre dybder, hvis de andre metoder ville medføre betydelige grundvandsproblemer). Den nødvendige pælelængde, pælens udformning i øvrigt samt anordningen af pælegrupperne under de enkelte fundamenter må bestemmes nærmere i hvert enkelt tilfælde som angivet i afsn. 26-27.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 6 | 11 |

Kombinationer af de tre metoder kan forekomme. Således kan en brønd anvendes (dog næppe på projektstadiet), hvis der lokalt opda- ges svage partier i jordbunden under en ellers direkte funderet byg- ning.

For kældergulvet gælder specielt, at det ligger over de egent- lige fundamenteres underside, men til gengæld er væsentligt mindre be- lastet. Som nævnt vil man fundere det direkte, hvis hensynet til sætninger og grundvand tillader dette. Der skal da være en vis bevæ- gelsesmulighed mellem gulvet og de bærende fundamenter (jfr. fugen på Fig. 24 A). Kravene til laget under kældergulvet er mindre strenge end for fundamenterne. Det kan således udlægges på sandfyld, hvis dettes tæthed er tilstrækkelig, men ikke på muld, dynd eller post- glacialt ler. Hvis sådanne lag kun forekommer i ringe mægtighed, d.v.s., hvis bygningens bærende elementer kan funderes direkte i en rimelig dybde, kan det være økonomisk at udskifte dem med sandfyld. Ved brønd- eller pælefundering samt ofte ved dyb direkte fundering må gulvene i reglen udføres fritbærende.

Hvis kældergulvet ligger under GVS, fås et særligt problem, som f.eks. kan løses ved, at det udføres vandtæt og desuden dimensioneres for det opadrettede vandtryk, jfr. afsn. 25.

24.4 Direkte fundering. Dimensionering.

Uanset jordbundsforholdene skal ethvert fundament mindst føres ned til frostsikker dybde, der her i landet normalt ansættes til 0,9 å 1,2 m under JOF. Dette er også af bæreevne- og sætningshensyn en rimelig nedre grænse for funderingsdybden d (Fig. 16 E og F). Herud- over skal d naturligvis være så stor, at FUK kommer ned i bæredygti- ge jordlag. På den anden side kan fundamentsudgravningen af udførel- sesmæssige grunde som nævnt i det foregående afsnit vanskeligt føres mere end 1,5 å 2,0 m under kælderudgravningens niveau (underside af gulkonstruktion, jfr. afsn. 25.3-4) og heller ikke mere end 0,5 m under GVS, medmindre der træffes særlige foranstaltninger til grundvands- sænkning.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Fundering af bygninger Direkte fundering | nr. |
| | 24 | | 78 | 7 | 11 |

Efter at FUK er valgt, kan fundamentsbredden b (for vægfundamenter, = l for kvadratiske søjlefundamenter) bestemmes således, at fundamentet har tilstrækkelig bæreevne, jfr. afsn. 16-18 samt Funderingsnormen. Følgende bemærkes:

1. For fundamenter på sand benyttes som tidligere nævnt $\bar{\varphi} > 0$ og $\bar{c} = 0$ (drænet tilfælde). Beliggenheden af GVS er af væsentlig betydning både for $\bar{\gamma}$ -leddet og for \bar{q} -leddet i bæreevneformlen. Hvis GVS ligger under FUK, men i så ringe dybde, at det skærer igennem brudfiguren (Fig. 16 A), ændres denne i princippet. I praksis benyttes ofte den simple tilnærmelse, at $\bar{\gamma}$, som er lig med γ' når GVS er i FUK, sættes lig med γ_d , når GVS befinder sig i dybden $b =$ fundamentsbredden under FUK, og der interpoleres lineært mellem disse to værdier for GVS mellem disse to niveauer. I øvrigt regnes normalt (på den sikre side) med tør rumvægt for sand over GVS.
2. I sand har størrelsen af \bar{q} i det hele taget væsentlig betydning, hvorfor det er vigtigt at regne med realistiske, forsigtigt ansatte værdier. Der skal som hovedregel regnes med værdien af \bar{q} på den side af fundamentet, hvor den er mindst, og nyttelast samt enhver anden fri last (trafiklast, snelast etc.) kan naturligvis ikke påregnes at bidrage til \bar{q} . Egenvægt af direkte funderede kældergulve medtages normalt, men som ekstraordinært belastningstilfælde bør undersøges den situation, hvor gulvet er fjernet (ophugget f.eks. på grund af reparation). Lignende situationer kan tænkes i forbindelse med mulige udgravninger etc., og muligheden herfor bør overvejes. Egenvægten af (og naturligvis belastningen på) fritbærende gulve bidrager ikke til \bar{q} , men derimod til fundamentsbelastningen. På sådanne gulve skal nyttelast derfor regnes virkende (strengt taget også nyttelasten direkte på fundamentet i Fig. 24 A).
3. For ler skal teoretisk undersøges såvel udrænet ($\varphi_u = 0$, $c_u > 0$) som drænet ($\bar{\varphi} > 0$, $\bar{c} \geq 0$) tilstand. I praksis vil imidlertid udrænet tilstand altid være dimensionsgivende, medmindre fun-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 24 | | | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 |

damentet befinder sig nær en skråning (hvilket ikke forudsættes her, jfr. Geoteknik 2 afsn. 15), hvorfor dimensioneringen baseres på denne tilstand. Det bemærkes dog, at man i moræneler kan træffe regelløse indlejringer af moræne- eller smeltevandssand, hvorfor man ved projekteringen ofte tager denne mulighed i betragtning ved en alternativ dimensionering for $\bar{\varphi} > 0$, $\bar{c} = 0$, jfr. Eks. 17.1. Det erindres, at man i udrænet tilstand regner med totale spændinger, hvorfor beligheden af GVS ikke er afgørende. Størrelsen af q er i øvrigt heller ikke særligt afgørende i dette tilfælde.

Det skal i øvrigt nævnes, at fundamenter på ler tilsyneladende kun sjældent bl.a. på grund af byggetiden er i blot tilnærmelsesvis udrænet tilstand for nogen væsentlig del af fundamentslasten. Hvis der virkelig er udrænet tilstand for hele fundamentslasten, fås der med den foreskrevne sikkerhed mod brud relativt store sætninger på grund af elastisk-plastiske tøjninger, som ikke forudses ved den sædvanlige sætningsberegning (afsn. 25.1). Dette forhold spiller ingen større rolle ved almindelige bygningsfundamenter, men det kræver en nærmere undersøgelse ved f.eks. væskebeholdere.

En grundvandsstrømning influerer også på bæreevnen af fundamenter i drænet tilstand på grund af strømkræfterne. Det generelle tilfælde med varierende strømkræfter, eventuelt med vandrette komponenter, er ikke dækket af bæreevneformlen (eller i det hele taget af den hidtil gennemgåede teori). Hvis strømmingen specielt kan tilnærmes ved en lodret parallelstrømning, medfører strømkræfterne som nævnt i afsn. 6.4 blot en ændring i $\bar{\gamma}$, der kan (og bør) tages i regning.

24.5 Fundamentets snitkræfter.

Direkte funderede væg- og søjlefundamenter kan udføres af grovbeton (hyppigt i blandingsforholdet 1:4:7), såfremt det ved en snitkraftundersøgelse kan godtgøres, at der er fornøden konstruktionshøjde (højde $h \leq d$ af betonfundamentet, jfr. Fig. 24 D). Er dette ikke tilfældet, kan fundamentet udføres af armeret beton af bedre kvalitet (1:3:5 eller 1:2:3 eller muligvis fabriksbeton med garanteret karakteristisk tryk- eller trækstyrke). Et armeret fundament bliver nød-

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|--------------|---|------|------|----|
| | | | | nr. | af |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 9 | 11 |

vendigt, hvis fundamentets bredde og tryk på jorden er store i forhold til dets højde samt i reglen ved pælefunderede fundamentsklodser. Følgelig er et relativt dybt fundament mest økonomisk, både i samlet betonmængde og i betonkvalitet, og undersøgelsen af fundamentets snitkræfter er af væsentlig betydning.

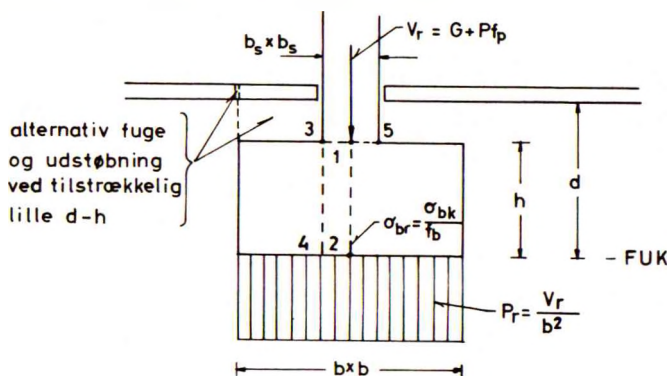


Fig. 24 D: Uarmeret kvadratisk søjlefundament.

Snitkraftberegningen foretages ud fra reglerne i Betonnormerne, DS 411, idet følgende bemærkes:

- a. For uarmerede fundamenter er hovedundersøgelsen bøjningspåvirkningen af snittet 1-2 på Fig. 24 D. For grovbeton (kontrolklasse III) benyttes Tabel 8.3.1 til bestemmelse af σ_{bk}^* (= 5000 kN/m² for beton 1:4:7), Tabel 3.2 til bestemmelse af σ_{bk} (= 700 kN/m² for beton 1:4:7) og Tabel 4.6 til bestemmelse af f_b (= 2,2 for kontrolklasse III). Ifølge afsnit 6.2.2, som er relevant for fundamenter, jfr. afsnit 6.1.4, skal det eftervises, at trækspændingerne ikke overstiger $2\sigma_{br}$. I eksemplet i Fig. 24 D fås under forudsætning af ensformig reaktionsfordeling på fundamentsundersiden:

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|-------|---|------|------|----|
| | nr. | | | nr. | af |
| | 24 | Fundering af bygninger Direkte fundering | 78 | 10 | 11 |

$$m_r = \frac{M_r}{b} = \frac{V_r}{8} \left(1 - \frac{b_s}{b}\right) \quad (2401)$$

hvorefter:

$$\frac{6m_r}{h^2} \leq 2 \sigma_{br} \quad (2402)$$

Ved uarmeret beton af bedre kvalitet kan eventuelt foreskrives kontrolklasse II ($f_b = 1,8$).

- b. En undersøgelse af forskydningsspændingerne i f. eks. et lodret snit 3-5 på Fig. 24 D er ikke aktuel ifølge DS 411, vejledningen afsn. 6.5 (koncentreret belastning på plader): Den angivne fordeling af belastningen under 45° vil normalt dække (i hvert fald næsten) hele fundamentsundersiden, således at forskydningsspændingen i det angivne lodrette snit bliver nul eller meget ringe:

$$V_n \left[1 - \frac{(b_s + 2h)^2}{b^2} \right] \leq 4 \sigma_{br} h (b_s + 2h) \quad (2403)$$

- c. Søjlels tryk på fundament, for så vidt dette er af ringere betonkvalitet end søjlen, kræver ifølge DS 411 (V 6.5.1):

$$\frac{V_n}{b_s^2} \leq \min. \begin{cases} \sigma'_{br} \left(\frac{b_s + 2h}{b_s} \right)^{2/3} \\ \sigma'_{br} \left(\frac{b}{b_s} \right)^{2/3} \\ 2 \sigma'_{br} \end{cases} \quad (2404)$$

i eksemplet Fig. 24 D.

Hvis disse undersøgelser for uarmeret beton kræver $h \geq d$, må fundamentet udføres i armeret beton. Dets højde h bør da rimeligvis vælges således, at man får et normalarmeret fundament, uden mulighed for uvarslet brud ved for lille eller for stor armeringsprocent. De nødvendige undersøgelser bliver:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 24 | | | Fundering af bygninger Direkte fundering | nr. |
| | | | 78 | 11 | 11 |

e. Bestemmelse af hovedarmeringen på grundlag af største bøjningsmoment (2401), jfr. DS 411 afsnit 6.2.1.1.

f. En gennemlokningsundersøgelse som angivet i DS 411, vejledningen afsnit 6.5, jfr. (2403) ovenfor.

Fundamentet støbes med den fundne højde h , medmindre denne er så tæt ved funderingsdybden d , at det bliver uhensigtsmæssigt at udføre den på Fig. 24 D skitserede konstruktion (indfyldning og komprimering af jord over fundamentet og udstøbning af betongulv herover). I så tilfælde udstøbes mellemrummet mellem fundament og betongulv, og fugen i gulvet lægges lodret over fundamentets sideflader. Tilsvarende konstruktive problemer kunne tænkes ved fritbærende gulve; men her er fundamentene normalt armerede pælefundamenter, hvor man normalt uden større vanskeligheder kan sætte $h = d$.

| | | | | | |
|--------------------------|--------|---------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | TILLÆG | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 24.1 | Betonstyrker for fundamenter | 78 | 1 | 1 |

Vedrørende betonstyrker bemærkes det, at den nugældende funderingsnorm går ud fra, at betonen er karakteriseret ved den aktuelle cylinderstyrke $\sigma_C = 0,8 \sigma_T = 0,64 \sigma_B$, hvor σ_T og σ_B er henholdsvis ter-
nings- og bøjningstrykstyrken. Ifølge den nugældende betonnorm, DS 411
(1973) afsnit 3.2, jfr. også vejledningen, baseres beregningerne imid-
lertid nu på den karakteristiske cylindertrykstyrke σ'_{bk} , som er ca.
 $0,5 \sigma_B$, dog afhængigt af spredningen på betonens styrke. I stedet for
Funderingsnormens partialkoefficienter for beton skal nu naturligvis
også anvendes de i DS 411 angivne.

I praksis vil man derfor nu normalt:

1. For uarmeret grovbeton specificere blandingsforholdet og
benytte Tabel 8.3.1
2. For beton af bedre kvalitet specificere σ'_{bk} .

I en overgangsperiode kan man med tilnærmelse benytte ovenstående om-
regning, altså:

$$\sigma'_{bk} \approx 0,78 \sigma_C$$

Det bemærkes, at man ifølge Tabel 3.2 og 4.6 finder den regnings-
mæssige betontrækstyrke σ_{br} mindre end den i Funderingsnormen angivne
værdi $0,06 \sigma_C$. Dette opvejes imidlertid af, at man som nævnt ifølge
afsnit 6.2.2 benytter bøjningstrækspændinger, som er $2 \sigma_{br}$. For be-
ton 1:4:7 fås herved meget nær samme dimensioneringskrav som efter Fun-
deringsnormens angivelser.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--|----------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 25 | | | Sætningsberegning Særlige problemer | nr. 1 af 12 |

25.1 Sætningsberegning.

Den teori, der er nødvendig til gennemførelse af en sædvanlig sætningsberegning for almindelige fundamenter, er angivet i afsn. 7-10, jfr. også afsn. 22.

For fundamenter, hvor sætningen i det væsentlige hidrører fra lerlag, enten direkte under FUK eller i nogen dybde f. eks. under et sandlag, vil den i afsn. 10.2 beskrevne konventionelle sætningsberegning normalt være tilstrækkelig nøjagtig for alle praktiske formål. Ved sædvanlige bygningsfundamenter vil hverken initialsætningen δ_i eller krybningen δ_s , hidrørende fra tøjningerne ϵ_s , jfr. (0714), være af væsentlig betydning. Den sidstnævnte optræder især i bløde aflejringer som tørv, dynd og blødt ler, hvor man normalt ikke vil fundere bygninger direkte. Dette sætningsbidrag kan derimod få betydning for opfyldninger som f. eks. dæmninger, og også i nogle tilfælde for gulve, jfr. afsn. 25.3.

Som nævnt i afsn. 24.4 kan der i udrænet tilstand ved relativt høje belastninger (nær den foreskrevne sikkerhed mod udrænet brud) fås ganske store sætninger, som ikke kan beregnes ud fra den i afsn. 7-10 angivne teori, og i særdeleshed ikke ud fra det i afsn. 10.1 angivne vedrørende initialsætninger. Dette skyldes, at der som antydnet på Fig. 11 A for en konstruktion, der påvirkes af en kraft Q , som har en brudværdi Q_f , udover de bevægelser (sætninger), δ_e , der kan beregnes ved hjælp af elasticitetsteorien, tillige fås plastiske bevægelser, δ_p , der hidrører fra plastiske tøjninger i den potentielle brudfigur, og som til sidst fremkalder brudtilstanden. Denne er jo netop karakteriseret ved, at der kan ske i princippet vilkårligt store plastiske tøjninger under konstante spændinger.

En arbejdskurve svarende til Fig. 11 A er skitseret mere nøjagtigt på Fig. 25 A. Følgende bemærkes:

1. De elastiske sætninger, δ_e , d.v.s. de sætninger, der kan findes ved en sædvanlig sætningsberegning, vil normalt vokse langsommere end proportionalt med Q . Dette skyldes, at al jord - i større eller mindre grad - bliver stivere ved voksende spændingsniveau, jfr. således (0711).

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|--|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Sætningsberegning Særlige problemer | nr. |
| | 25 | | 78 | 2 | 12 |

2. De plastiske sætninger, δ_p , er i en række tilfælde fundet at kunne udtrykkes på formen:

$$\frac{\delta_p}{\delta_{pf}} = \frac{Q^2}{4 Q_f^2 - 3 Q^2} \quad (2501)$$

hvor Q_f er den kraft, der i normal praksis må opfattes som brudlasten, og δ_{pf} er den hertil svarende værdi af δ_p . Forholdet

$$F = \frac{Q_f}{Q} \quad (2502)$$

er den såkaldte totalsikkerhed, jfr. afsn. 17.2.

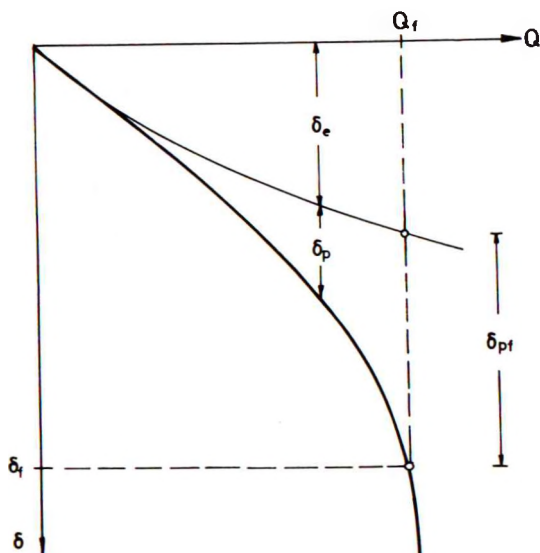


Fig. 25 A: Sætningen δ som summen af:
 Den elastiske sætning δ_e (normal sætningsberegning)
 Den plastiske sætning δ_p

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|--|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Sætningsberegning Særlige problemer | nr. |
| | 25 | | 78 | 3 | 12 |

For normalt og svagt forkonsolideret ler er δ_e den mest betydende del af sætningen, bl.a. fordi man af hensyn til sætningskriteriet må anvende belastninger, der er langt fra fuldt udviklet drænet bruttilstand (en høj værdi af totalsikkerheden F). Der tages som nævnt hensyn hertil ved at kræve den foreskrevne sikkerhed mod udrænet bruttilstand, selv om jorden muligvis kun er i udrænet tilstand for en forholdsvis lille del af belastningen. Den ofte langt større drænedede bæreevne kan alligevel ikke udnyttes af hensyn til sætningerne.

Noget lignende gør sig gældende for stærkt forkonsolideret ler som f.eks. moræneler. Her udnyttes (stadig ved dimensionering mod udrænet brud) den drænedede bæreevne noget bedre, hvilket også er begrundet i sætningsforholdene, fordi δ_e er mindre, da jorden er stivere. Det skal nævnes, at den samlede sætning

$$\delta = \delta_e + \delta_p \quad (2503)$$

som påvist af H.Moust Jacobsen ofte har et retliniet forløb inden for det normalt udnyttede interval for belastningerne Q (den opadgående krumning på δ_e -kurven og den nedadgående krumning på δ_p -kurven på Fig. 25 A ophæver stort set hinanden). Dette er begrundelsen for, at man som angivet i (0708), jfr. også afsn. 22.6, regner med en konstant værdi af K , og tilmed den værdi, der gælder ved aflastnings-spændingen $\bar{\sigma}_a$ (altså uden hensyntagen til stivhedsforøgelsen som følge af konsolideringen under fundamentsbelastningen).

Ved udrænet tilstand i ler, samt (i reglen) ved fundamenter på sand, er det derimod δ_p -bidraget, der spiller den største rolle. For at kunne vurdere dette vil man indtil videre, hvor der kun i begrænset omfang findes teoretiske undersøgelser, være nødt til at udføre f.eks. pladebelastningsforsøg.

Det erindres, at der i sætningsberegningen, der som tidligere nævnt i det følgende forudsættes at kunne udføres på sædvanlig måde (afsn. 7-10), foruden selve fundamentsbelastningen også kan - og normalt vil - indgå andre belastningsændringer som f.eks. udgravninger eller opfyldninger i nærheden af fundamentet (for bygninger med kæl-

| | | | | | |
|--|-------|------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 25 | | | 4 | 12 |
| Sætningsberegning Særlige problemer | | | 78 | | |

der således aflastningen hidrørende fra kælderudgravningen) samt ændringer i grundvandsforholdene.

25.2 Særlige typer direkte fundering.

Når et fundament bærer mere end én søjle, kaldes det et kombineret fundament. Nogle typiske eksempler herpå er vist på Fig. 25 B.

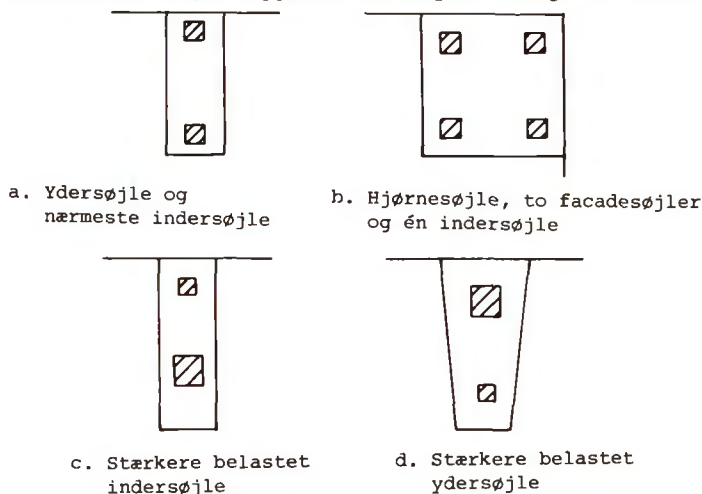


Fig. 25 B: Nogle kombinerede fundamenter.

Kombinerede fundamenter anvendes hyppigst på grund af begrænsede pladsforhold, f.eks. hidrørende fra, at ydersøjlerne skal anbringes så tæt ved byggelinien, at de ikke kan anbringes på centralt belastede enkeltfundamenter. Ved som vist på Fig. 25 B at anvende fælles fundamenter for to eller flere søjler, kan fundamenterne udformes, også ved forskelligt belastede søjler, således at de bliver (meget nær) centralt påvirkede.

Kombinerede fundamenter anvendes også, hvis enkeltfundamenter ville blive så store, at afstanden mellem dem ville blive væsentlig mindre end fundamentsbredden. I sin yderste konsekvens fører dette princip til, at alle søjler placeres på én eller flere gennemgående plader. Kombinerede fundamenter, eventuelt en gennemgående pladefundering benyttes også til reduktion af differenssætninger for meget

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 25 | Sætningsberegning Særlige problemer | 78 | 5 | 12 |

sætningsfølsomme overbygninger, og er desuden bedre end enkeltfundamenter i stand til at optage vandrette kræfter og momenter i tilgift til den lodrette belastning.

Ved pladefundering er det vigtigt at sørge for, at belastningsresultanten falder nær pladearealets tyngdepunkt (forudsat homogen jord og vandrette laggrænser). Hvis bygværket består af dele med meget forskellig enhedslast, kan det være nødvendigt at anordne fuger i både overbygningen og pladefundamentet, således at hver del står isoleret på sit eget pladefundament. Lignende foranstaltninger kan være hensigtsmæssige, hvis man ønsker at formindske de dimensionsgivende momenter i pladefundamentet, og til gengæld kan acceptere de herved fremkaldte differenssætninger.

For kombinerede fundamenter og pladefundamenter vil man ved en forholdsvis beskeden udstrækning i planen normalt regne med en ensformig (i mere generelle tilfælde: plan) reaktionsfordeling, som er i ligevægt med de påførte (søjle- og væg-) laster. For pladefundamenter af større udstrækning må reaktionsfordelingen beregnes nøjere. Hvis pladen, eventuelt som følge af forbindelsen med overbygningen, kan betragtes som helt stiv, benyttes kriteriet om en plan sætningsfordeling af undersiden, jfr. Geoteknik 2, afsn. 8. I mere komplicerede tilfælde er det imidlertid nødvendigt at tage pladens udbøjninger i regning, jfr. Geoteknik 2 afsn. 9.

For søjler og vægge, som understøttes af en gennemgående plade, kan brudundersøgelsen gennemføres på den måde, at et tilstrækkeligt stort pladeareal omkring hver søjle (kvadratisk) henholdsvis væg (stribeformet) regnes virkende som et fundament med ensformig reaktionsfordeling. Reaktionen under resten af pladen svarer da kun til pladens egenvægt. I den efterfølgende deformationsundersøgelse må regnes med den reaktionsfordeling, der i princippet bestemmes ved hjælp af elasticitetsteorien.

En helt slap plade er kun egnet til at overføre ensformigt fordelte belastninger til jorden, jfr. f.eks. en olietank, der kan opføres selv ved relativt dårlige jordbundsforhold. Tanksvøbet (den cylindriske beholderside) funderes i så fald på en speciel forstærkning, f.eks. en ringformet pude af komprimeret stabilt grus.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 25 | Sætningsberegning Særlige problemer | 78 | 6 | 12 |

Svømmende eller kompenseret fundering er fundering på en (normalt stiv) plade med nettobelastning nul. Der bortgraves altså en jordmængde, der i vægt svarer til bygningens egenvægt plus den sætningsgivende del af nyttelasten. Fundamentpladen skal som helhed være centralt belastet for at undgå sætningsdifferenser (kæntring; om fornødent opdeles bygningen i dele, der står isoleret på hver sit pladefundament). Metoden anvendes i stærkt sætningsgivende lerlag af stor mægtighed (Mexico City). Sætninger kan dog ikke helt undgås, bl.a. fordi det normalt ikke er muligt at kompensere for belastningsændringer i nærheden af bygningen.

25.3 Gulve.

Som nævnt i afsn.24 må man (hvor der ikke anvendes pladefundering) tage stilling til, om gulve mod jord kan funderes direkte, eller om de skal udføres fritbærende. En nødvendig, men ikke altid tilstrækkelig, betingelse for, at gulvene kan funderes direkte, er normalt, at søjler og vægge bliver direkte funderet.

Direkte funderede gulve kræver normalt fuldstændig afrømning af vegetationslag, muld og andre stærkt sætningsgivende aflejringer. Om fornødent foretages udskiftning med rimeligt komprimeret sand- eller grusfyld, der tillige kan fungere som et tæppe-dræn, jfr. afsn.25.4. Ved svært belastede gulve må der kræves særlig omhu med valg samt komprimering af fyldmaterialet.

Til et overslagsmæssigt skøn over hvor store sætninger, der kan forventes af gulve udlagt på f.eks. sand med et vist (beskedent) indhold af organisk materiale, har man - antagelig på den sikre side - beregnet den volumenformindskelse af jordarten, der ville fremkomme ved, at den procentdel af materialet, der udtrykkes ved glødetabet *gl*, afsn.21.2, forsvinder (ved kemisk omdannelse, stort set belastningsuafhængigt, og med et tidsforløb som ved krybningstøjninger).

Hvis søjler og vægge må pælefunderes, kan man kun i undtagelsestilfælde fundere gulvene direkte. Der registreres her i landet endnu forbavsende mange skadetilfælde, der skyldes sætningsdifferenser mellem gulve udlagt direkte på jorden og de direkte eller pælefunderede vægge, søjler og hovedskillerum: De lette skillerum opstilles normalt oven på sådanne gulve, hvorfor sætningsdifferenserne kan medføre betydelige revnedannelser. For en ordens skyld skal det dog bemærkes, at et projekt, hvor problemet med gulvene er blevet overset, hyppigt

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | 78 | nr. | af |
| | 25 | Sætningsberegning Særlige problemer | | 7 | 12 |

også vil lide af andre skadevoldende mangler, især i forbindelse med eventuelle pæle (afsn.26-27).

Som nævnt udføres direkte funderede gulve i reglen i uarmeret beton. Fritbærende gulve, som hovedregel ved pælefundering, men også ved direkte fundering, hvis der ønskes en krybekalder, og/eller hvis det skønnes uøkonomisk at løse sætningsproblemerne ved udskiftning af sætningsfølsomt materiale, må naturligvis armeres. Som nævnt får udformningen af gulvene indflydelse på, hvilke belastninger der kommer på fundamentene.

25.4 Dræning og tørholdelse.

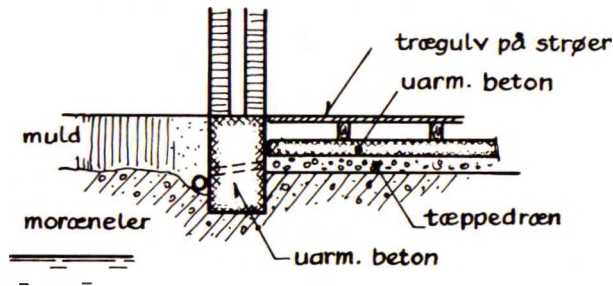


Fig. 25 C: Fundering af kælderløst parcelhus
(over GVS).

Gulve mod jord bør altid drænes for at sikre mod fugtskader. Et simpelt eksempel er vist på Fig. 25 C, hvor der under gulvet er udlagt et grus- eller singeldræn (tæppedræn), eventuelt suppleret med et netdræn, d.v.s. drænledninger af lerrør eller plast i et net med ca. 30 m² felter. Tæppedrænet har afløb gennem fundamentet til et drænsystem omkring fundamentets yderside (omfangsdræn), der for at lukke mod overfladevand kan dækkes med lerfyld. Drænvandet føres til afløbet, ved separat-systemer til regnvandssystemet.

En lignende udformning anvendes ved kældre beliggende helt over højeste grundvandsspejl, jfr. Fig. 25 D. Et sådant drænsystem vil rigtigt udført hindre vandtryk (fra sekundære vandspejl) på gulv og væg, og den fugt, som måtte trænge igennem, vil fordampe fra et velventileret kælderrum. Om fornødent kan konstruktionen forbedres ved at

lægge vandstandsende plast over tæppedrænet og ved at asfaltere fundamentets og eventuelt kældervæggens yderside.

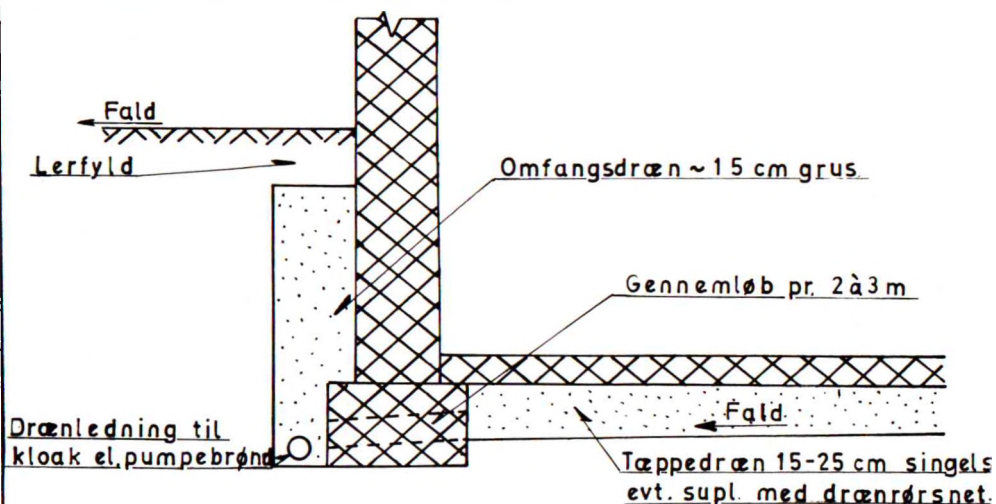


Fig. 25 D: Omfangs- og tæppedræn ved kælder helt over GVS.

Hvis kældergulvet ligger under GVS, vil den på Fig. 25 D viste konstruktion medføre en permanent grundvandssænkning, hvilket kun kan akcepteres i specielle tilfælde. Som regel må kældervægge og -gulve udformes således, at der ikke kan ske vandgennemtrængning, samtidig med at GVS ikke sænkes.

Dette kan i princippet gøres blot ved at udføre kældervægge og -gulve i vandtæt beton, som dimensioneres for fuldt vandtryk. I praksis vil man dog normalt altid sikre en sådan konstruktion ved et indskudsdræn eller (sjældnere) ved membranisolering.

På Fig. 25 E-F er skitseret to forskellige konstruktive udformninger af et indskudsdræn. Funktionen af den ydre betonkappe er i videst mulige omfang at reducere vandtilstrømningen til indskuddet. Det er derfor vigtigt, at dette konstruktionselement udføres med stor omhu, hvorfor det normalt vil være en fordel at anvende den på Fig. 25 F viste konstruktionstype. Her er kravene til vandtæt og til stærk beton koncentreret til samme væg.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 25 | | | Sætningsberegning Særlige problemer | 78 |

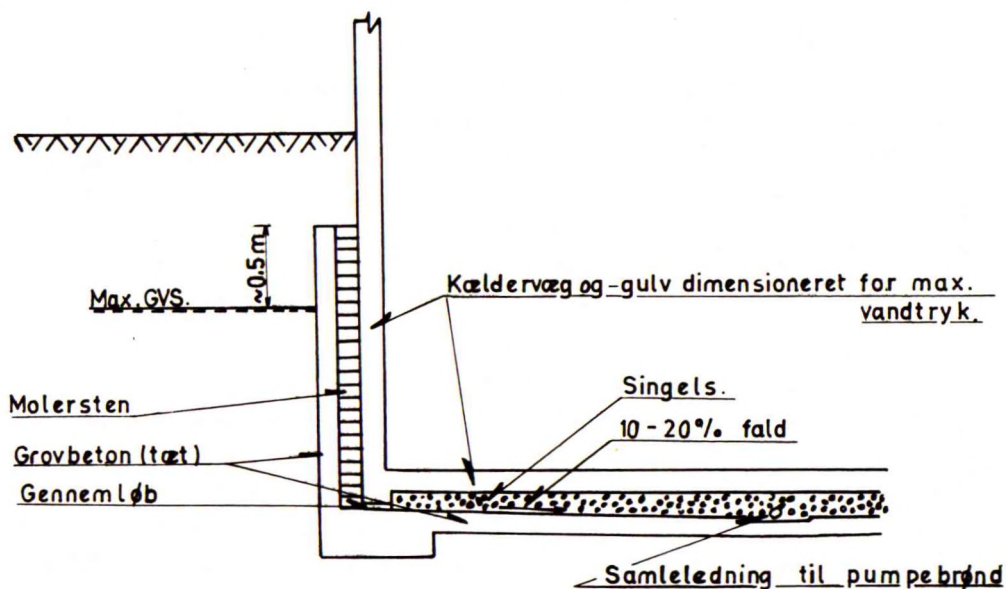


Fig. 25 E: Indskudsdræn type I (armerede vægge og gulve inderst).

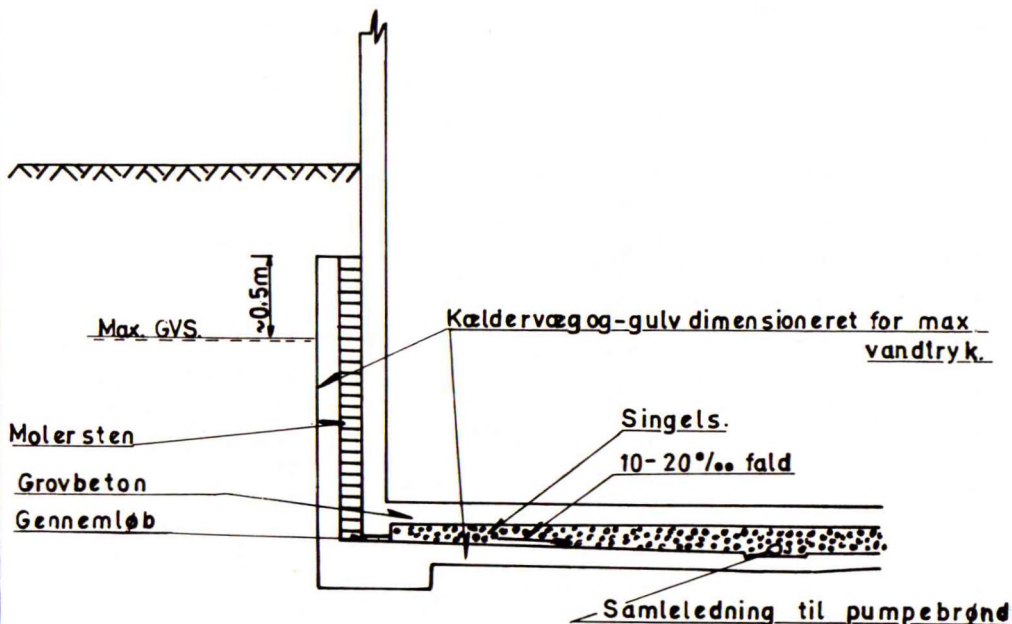


Fig. 25 F: Indskudsdræn type II (armerede vægge og gulve yderst).

På Fig. 25 G er skitseret en konstruktion, hvor man ved hjælp af en vandtæt membran sikrer kælderen mod vandindtrængen. Som membran kan anvendes plastfolie, der leveres i baner og svejses sammen på stedet, eller der kan anvendes asfalt, som udstøbes i varm tilstand. Det er af afgørende betydning, at membranen er absolut tæt, og der må udvises særlig omhu ved hjørner og samlinger. Efter støbning af kældervæg og -gulv er reparation af konstaterede utætheder overordentlig vanskelig og kostbar.

For kældre i relativt impermeable aflejringer, samt hvor der ikke er krav om absolut vandtæthed, kan man udføre en enkelt væg i kvalitetsbeton og herved opnå tilstrækkelig vandtæthed. Af æstetiske grunde kan man eventuelt opføre en kulissevæg inden for den egentlige (bærende og vandtætte) kældervæg. Det er i så fald vigtigt at sikre, at rummet mellem de to vægge bliver tilstrækkelig ventileret, således at fugtansamlinger undgås.

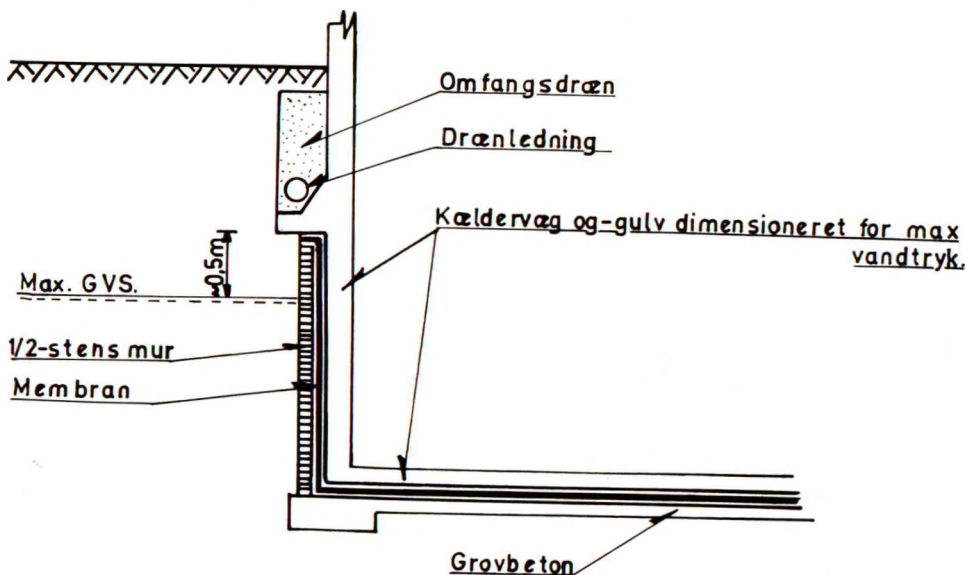


Fig. 25 G: Membranisolering.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 25 | | | Sætningsberegning Særlige problemer | nr. |
| | | | 78 | 11 | 12 |

Det er vigtigt at erindre, at både kældervægge og gulve skal dimensioneres for fuldt vandtryk, også i den på Fig. 25 E skitserede udførelse. Her vil der ganske vist ikke komme vandtryk direkte på den indre konstruktion; men påvirkningerne fra vandtrykket overføres naturligvis alligevel til denne (der kendes eksempler på, at dette forhold er blevet overset).

Da der fås fuldt vandtryk (opdrift) på kældergulvet, skal konstruktionens egenvægt naturligvis være tilstrækkelig stor til at undgå løftning. Dette medfører bl. a. også, at hvis bygningen udføres i en byggegrube, som tørholdes ved grundvandssænkning, så må denne ikke afbrydes, før bygningen har opnået tilstrækkelig egenvægt.

25.5 Inspektion og kontrol.

Det gælder ubetinget, at man ved direkte fundering skal gennemføre en udgravningskontrol for at sikre sig, at de ved projekteringen gjorte forudsætninger er opfyldt (ved f. eks. parcelhuse på fast moræner kan dette være den eneste undersøgelse, der foretages i marken). Kontrollen skal øjensynligt foretages af en tekniker med tilstrækkelig kvalificeret viden.

Kontrollen skal altid omfatte en grundig besigtigelse af udgravningssider og -bund, eventuelt suppleret med små gravninger og/eller boringer til vurdering af de geologiske forhold. En eventuel tilstedeværelse af gamle brønde, udgravninger o. lign. skal naturligvis herunder konstateres, og de foranstaltninger, der som følge heraf måtte blive nødvendige, iværksættes.

Herudover skal de gjorte forudsætninger om jordens styrke og stivhed verificeres. I mange tilfælde er en skønsmæssig vurdering tilstrækkelig; men efter forholdene vil den hyppigt blive suppleret med f. eks. vingeforsøg (i ler) eller poretalsbestemmelser (i sand).

Ved kontrollen bør man desuden sikre sig, at al løsnet, opblødt eller frosset jord i udgravningen fjernes inden betonstøbning, samt at jorden omkring fundamenterne efter udstøbningen beskyttes mod opblødning og frost.

| | | | | | |
|--------------------------|--------------------|--|------------|----------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 25 | EMNE Sætningsberegning Særlige problemer | UDG. 78 | SIDE nr. af | 12 12 |
|--------------------------|--------------------|--|------------|----------------|----------|

Det fremgår, at denne fase i de geotekniske aktiviteter er mindst lige så vigtig som de øvrige. Hvis den negligeres, kan der under ugunstige omstændigheder opstå betydelige skader på et i øvrigt omhyggeligt projekteret bygværk.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 26 | | | Pælefundering Pæles bæreevne | nr. |
| | | | 78 | 1 | 11 |

26.1 Oversigt.

Pælefundering anvendes inden for et bredt spektrum af funderingsproblemer, idet denne funderingsmetode på den ene side bliver mere økonomisk end direkte fundering ved forholdsvis beskedne dybder (som nævnt størrelsesordenen 2-3 m, afhængigt af grundvandsforholdene), mens den på den anden side som regel kan anvendes ved selv de vanskeligste funderingsproblemer, d.v.s. ved meget store dybder til de bæredygtige lag (i særlige tilfælde kan den i afsn. 25.2 nævnte svømmende eller kompenserede fundering dog være et alternativ).

Pælefunderinger kan groft opdeles efter følgende hovedsynspunkter:

1. Pælematerialet kan være beton, som er det hyppigst anvendte her i landet, stål, som i andre lande kan være billigere end beton, men som her i landet især anvendes til specialopgaver (og f.eks. som spunsjern til byggegrubeindfatninger) samt træ, der blev meget (oprindeligt udelukkende) anvendt tidligere, men som nu hovedsageligt anvendes til provisoriske konstruktioner (rådfare).
2. Udførelsesmåden er for almindeligt byggeri hovedsageligt nedramning (ved forstærkningsarbejder også nedpresning) af præfabrikerede, som nævnt hyppigst beton-, pæle. Til særlige formål anvendes dog også specialpæle, der udstøbes in situ i huller, der f.eks. kan udføres ved nedramning eller -boring af stålrør eller ved boring uden brug af foringsrør. Hvor der anvendes foringsrør, kan dette indgå som en del af pælen, eller det kan trækkes op samtidig med udstøbningen, således at resultatet bliver en pæl, der alene består af - normalt armeret - beton (armeringen anbringes i hullet før udstøbningen). Sådanne specialpæle (nærmest synonymt med "patentpæle") udføres som regel ved hjælp af patenterede maskiner og metoder, hvorfor der findes et meget stort antal forskellige typer. Stål- og træpæle udføres ifølge sagens natur altid ved nedbringning (i reglen -ramning) af præfabrikerede elementer.

| | | | | |
|--------------------------|--------------------|---|------------|------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 26 | EMNE Pælefundering Pæles bæreevne | UDG, 78 | SIDE nr. af 2 11 |
|--------------------------|--------------------|---|------------|------------------------|

3. Virkemåden kan ved almindeligt byggeri her i landet hyppigst beskrives derved, at pælene optager lasterne fra bygningen gennem toppen (pælehovederne) og fører dem som (næsten) rene aksialkræfter gennem ikke eller kun lidt bæredygtige jordlag, der på grund af sætninger i forhold til pælene endog kan påvirke disse med nedadrettede kræfter, d.v.s. yderligere belastning. Aksialkræfterne afleveres til dybereliggende, bæredygtige jordlag dels som forskydningskræfter langs den nederste del af pælens sideflader (overflademodstand), dels som trykkræfter gennem pælens spidsarealer (spidsmodstand). I visse typer konstruktioner, som er påvirket af vandrette og/eller ekscentrisk virkende kræfter, må nogle pæle optage trækkræfter; disse kan naturligvis kun optages af jordlagene ved pælens overflademodstand. En række af (hyppigt special-) pæle kan desuden samtidig fungere som en (f.eks. kælder-) væg, og må i så fald også kunne optage en ensidig jordtrykspåvirkning (tværkræfter og især momenter).

De pæle, der tilsammen optager en given last eller lastkombination, konstruktivt ved at pælehovederne forbindes fast med, f.eks. indstøbes i, en fælles fundamentsblok, kaldes en pælegruppe eller (især større grupper, f.eks. for bro piller) et pæleværk. En pælegruppe kan bestå af lutter lodpæle eller tillige, eventuelt udelukkende, af skråpæle, hvis vandrette projektion peger i forskellige retninger. Skråpæle er åbenbart nødvendige, hvis pælegruppen skal kunne optage vandrette laster alene ved hjælp af aksiale kræfter i pælene. For almindelige bygningsfundamenter består pælegrupperne hyppigt alene af lodpæle, og indeholder for søjle- og vægfundamenter et forholdsvis beskedent antal pæle. Under svært belastede pladefundamenter, f.eks. for siloer, kan pælegrupperne derimod være ret store.

I de følgende afsnit omtales pælegrupper bestående af lodpæle, hvis virkemåde som beskrevet ovenfor er hovedsagelig spidsbærende. Det skal imidlertid nævnes, at især store pælegrupper alternativt kan fungere som såkaldt svævende pæleværker, eksempelvis:

1. I løst lejret sand kan nedrammes en pælegruppe med det formål at føre lasterne fra undersiden af f.eks. et pladefundament ned

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------|------|-----|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIF | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 26 | Pælefundering Pæles bæreevne | 78 | 3 | 11 |

til et dybere niveau. Ved selve pæleramningen fås imidlertid desuden en komprimering af sandet mellem og omkring pælene, således at resultatet nærmest kan beskrives som et blokfundament af komprimeret sand, armeret med betonpæle.

2. En lignende virkning fås ved nedramning af en pælegruppe i et lerlag, hvis styrke vokser jævnt med dybden. Her kan pæleramningen imidlertid bevirke en opæltning af leret, som i ugunstige tilfælde kan opveje virkningen af, at kræfterne er ført til et dybere niveau (i Mexico City har man således i nogle tilfælde opgivet at anvende svævende pæleværker, og har i stedet anvendt kompenseret fundering).

Den i afsn. 27.3 givne omtale af gruppevirkningen af pæle kan også anvendes på svævende pæleværker, i hvert fald i ler. Mere generelle pælegrupper til optagelse af skrå og/eller ekscentriske belastninger, hyppigt i flere forskellige mulige lastkombinationer, omtales i Geoteknik 2, afsn. 20-22.

26.2 Pæletyper.

Sædvanlige (præfabrikerede) pæle i armeret beton fremstilles i reglen med kvadratisk tværsnit, normalt 20 x 20 cm, 25 x 25 cm og 30 x 30 cm, i længder indenfor intervallerne henholdsvis 3 til 12 (å 14) m, 4 til 14 (å 16) m, og 5 til 14 (å 18) m (større dimensioner, der anvendes til større opgaver, kræver særligt udstyr på grund af den store vægt). Pæle af større længder end de ovenfor angivne kan fremstilles ved at sammensætte flere elementer, der successivt anbringes oven på hinanden under nedramningen. Det er vigtigt, at samlingen udformes således, at den kan overføre træk og momenter af samme størrelse som de enkelte pælestykker. Dimensioneringen af betonpæle er nærmere omtalt i afsn. 26.4.

Pæle af træ kan f.eks. være af afbarket gran. Diameteren varierer; en typisk 10 m lang pæl kan således være \varnothing 20 cm ved toppen og \varnothing 30 cm ved roden. Pælene rammes oftest med toppen nedad.

Stålpæle er f.eks. H-profiler eller hule profiler, eksempelvis cylindriske rør eller profiler sammensvejst af U-jern, spunsjern el.lign. De håndteres forholdsvis let, og kan svejdes sammen til sto-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 26 | Pælefundering Pæles bæreevne | 78 | 4 | 11 |

re længder. På grund af den større materialstyrke kan de desuden tåle hårdere ramning end betonpæle (afsn.28). Til gengæld må man være opmærksom på muligheden for korrosionsproblemer.

Af det meget store antal specialpæle skal her kun nævnes et par kendte typer:

1. Frankipælen udføres i den mest kendte version ved, at et stålrør nedføres ved ramning på en betonprop i bunden. Herved kan, f.eks. under ramning gennem stenlag, opnås en effektiv udnyttelse af en høj rammeenergi pr.slag. Pælen udstøbes, med eller uden samtidig optrækning af stålrøret, i armeret beton oven på den udhamrede pælefod.
2. Benotopælen udføres ved udgravning inden i et foringsrør, ofte i en meget stor dimension, f.eks. \varnothing 150 cm, som nedføres, idet friktionsmodstanden på røret overvindes ved frem- og tilbagegående torsionsbevægelser. De samme vridningsbevægelser benyttes ved optrækning af foringsrøret efter udstøbning af pælen.

Specialpæle af disse typer (eller andre typer store borede eller rammede pæle) anvendes især til optagelse af store, koncentrerede belastninger ved vanskelige jordbundsforhold: De store betontværsnit medfører, at sådanne pæle kan optage væsentligt større belastninger (også om fornødent tværkræfter og momenter) end sædvanlige rammede pæle, og de kan desuden føres til meget store dybder uden stød eller samlinger. På den anden side er de dyre, således at der også kræves særlige forhold, for at de skal repræsentere et økonomisk alternativ.

En særlig type specialpæle er de såkaldte megapæle, som består af ret korte pælelementer, der presses ned ved hjælp af en hydraulisk donkraft. Nedpresningen virker samtidig som et belastningsforsøg, således at der kan anbringes netop så mange pælestykker oven på hinanden, d.v.s., den samlede pæl udføres i en sådan længde, at tilstrækkelig bæreevne opnås. Metoden er velegnet, og bruges især, til forstærkning af eksisterende fundamenter.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 26 | Pålefundering Pæles bæreevne | 78 | 5 | 11 |

26.3 Geostatistiske pæleformler.

Der betragtes foreløbig en aksialt belastet pæl, og det forudsættes, at pæletværsnittet i sig selv er tilstrækkeligt dimensioneret. Det skal nævnes i denne forbindelse, at søjlevirkning i pæle, der står med hele længden i jord, kun får betydning under helt ekstreme omstændigheder (f.eks. lange, slanke stålpæle i blødt ler).

Pælens trykbæreevne bestemmes af deformations- og brudfænomener i jorden. Den opfattes som bestående af en spidsmodstand Q_p og en overflademodstand Q_m , jfr. Fig. 26 A. En beregning af disse størrelser på basis af jordprofilen, herunder jordens styrkeparametre, har naturligvis stor interesse. Den indeholder imidlertid flere usikkerhedsmomenter end f.eks. bæreevneberegningen for direkte fundering, fordi brudbæreevnen for en pæl:

$$Q = Q_p + Q_m \quad (2601)$$

faktisk ikke svarer til en fuldt udviklet brudtilstand som defineret i afsn. 14.1.

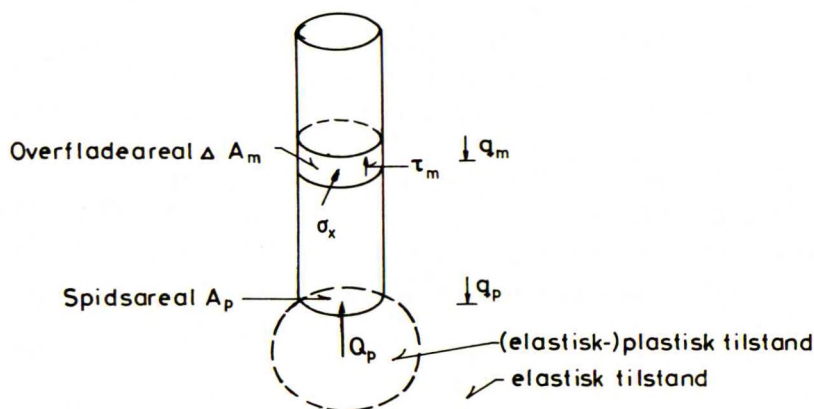


Fig. 26 A: Spidsmodstand og overflademodstand for en pæl.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 26 | Pælefundering Pæles bæreevne | 78 | 6 | 11 |

Grunden hertil er, at der ikke omkring en pæl udvikles brudtilstand i et så stort område af jorden, at den fortsatte nedpresning af pælen svarer alene til rent plastiske tøjninger i jorden. De spændinger, der har indflydelse på pælens bæreevne, kan derfor ikke beregnes alene ud fra ligevægtsligningerne og brudbetingelsen:

1. Ved nedpresning af pælen findes der ganske vist et område under og omkring pælespidsen, hvor brudbetingelsen er opfyldt; men dette område strækker sig ikke helt op til jordoverfladen (som i Fig. 16 A). Det er omgivet af et område, hvor spændingerne er forøgede i forhold til det oprindelige spændingsniveau, men hvor brudbetingelsen ikke er opfyldt. Q_p kan alligevel nå en grænseværdi, fordi nedpresningen af pælen, der bevirker fortrængning af et tilsvarende jordvolumen, også medfører, at den elastisk-plastiske spændingsfordeling skal udvikles (videre) i et dybere niveau i jorden (hvis pælespidsen blev ført dybere ned uden at fortrænge et jordvolumen, ville den komme ned i et lavere spændingsniveau).
2. Overflademodstanden Q_m hidrører fra forskydningsspændinger τ_m , der antagelig med god tilnærmelse opfylder en betingelse af typen (1313-14); for udrænet brud i ler jfr. også (1210-11) og de hertil knyttede bemærkninger. I drænet tilstand afhænger τ_m således af de vandrette spændinger $\bar{\sigma}_x$, i (1313) benævnt \bar{e} , som imidlertid i høj grad afhænger af pælens nedbringelsesmåde. Omkring nedrammede pæle er $\bar{\sigma}_x$ således væsentligt større end de oprindelige vandrette spændinger in situ, jfr. f.eks. (0504-05), på grund af at pælen ved nedramningen har fortrængt et jordvolumen, hovedsagelig i vandret retning.

Trods de nævnte vanskeligheder, er der, til dels på empirisk grundlag, opstillet et sæt beregningsformler, der har vist sig anvendelige i praksis. Ved anvendelsen af disse formler bør det erindres, at erfaringsmaterialet i det væsentlige omfatter rammede pæle, hovedsagelig af de i afsn. 26.2 nævnte sædvanlige størrelser for armeret beton.

Spidsmodstanden Q_p behandles naturligt ud fra bæreevneformlen. Q_p regnes uafhængig af, om pæleenden er plan eller tilspidset, fordi

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 26 | | | 7 | 11 |

en eventuel tilspidsning kan opfattes som erstatning af et lille jordvolumen med pælemateriale. Svarende hertil støbes betonpæle med plane endeflader, og dette vanskeliggør ikke nedramningen.

Spidsens tværsnitsareal regnes normalt at svare til det fulde areal af den mindste omskrevne konvekse figur, også for rørpæles vedkommende, fordi der under ramningen hurtigt dannes en velkomprimeret jordprop i spidsen. Kun for spunsjern reduceres det således bestemte areal (med 20 %).

En pælespids med areal A_p af kvadratisk eller cirkulær form betragtes formelt som et dybtliggende fundament med formfaktor svarende til $b = l$, idet dog γ -leddet er uden betydning i sammenligning med q - og/eller c -leddet.

I friktionsjord har man svarende til (1635) og (1639) fundet:

$$Q_p = 2 N_q \bar{q}_p A_p \quad (2602)$$

hvor \bar{q}_p er den (oprindelige) lodrette, effektive spænding i pælespidsens niveau.

I ler, hvor udrænet tilstand er dimensionsgivende, er, ligeledes empirisk, fundet:

$$Q_p = 9 c_u A_p \quad (2603)$$

Begge de anførte udtryk synes at stemme nogenlunde godt med tilnærmede brudteoretiske overvejelser. De svarer til en bruddeformation δ_f af størrelsesordenen 10 % af pælens sidelinie (eller diameter).

For rammede pæle i fast moræneler, hvor spændingstilstanden næppe nogensinde er helt udrænet, er det fundet, at man kan påregne en dobbelt så stor spidsmodstand som angivet ved (2603), altså:

$$Q_p = 18 c_u A_p \quad \text{for fast moræneler} \quad (2604)$$

I sprækket ler skal spidsmodstanden bestemmes svarende til den af sprækkerne reducerede forskydningsstyrke c_u .

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|---------------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 26 | | | Pælefundering Pæles bæreevne | nr. 8 |

Overflademodstanden Q_m er kun meget usikkert bestemt i friktionsjord, fordi den ikke kan sættes i relation til $\bar{\sigma}_x$, som ikke kendes. I stedet søges den beregnet ud fra \bar{q}_m , den (oprindelige) lodrette effektive spænding i jorden i det betragtede punkts niveau:

$$\Delta Q_m = N_m \bar{q}_m \Delta A_m \quad (2605)$$

hvor proportionalitetsfaktoren (den såkaldte overflademodstands-faktor) N_m normalt er beliggende i intervallet 0,3 til 0,8 (statistisk gennemsnit ca. 0,6).

For (udrænet) ler har man med væsentlig større nøjagtighed, fordi σ_x ikke indgår:

$$\Delta Q_m = m \cdot r \cdot c_u \cdot \Delta A_m \quad (2606)$$

hvor materialefaktoren, forholdet mellem a_u i (1314) og c_u , kan sættes til:

$$m = \begin{cases} 1,0 & \text{for beton og træ} \\ 0,7 & \text{for stål} \end{cases} \quad (2607)$$

og regenerationsfaktoren r som omtalt i afsn. 12.2 (slutningen) afhænger af lerets sensitivitet samt af den siden pæleramningen forløbne tid. Hvor der ikke sker nærmere bestemmelse, bør der regnes med $r \approx 0,4$ (værdien for moræneler). For nogle postglaciale og sen-glaciale blødere lerarter er fundet værdier af størrelsesordenen 0,8. I sprækket ler kan man ved beregning af overflademodstanden ud fra (2606) benytte $c_u \approx c_v$, fordi sprækkesystemet ødelægges ved æltningen hidrørende fra pæleramningen.

Det foregående refererer til trykpåvirkede pæle. For træpåvirkede pæle fås naturligvis ingen spidsmodstand, hvorfor trækbæreevnen alene hidrører fra overflademodstanden.

De anførte formler kan anvendes som projekteringsgrundlag for pæle i ler, forudsat at erfaringsværdier foreligger for de i (2606) ind-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|---------------------------------|------|----------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 26 | | Pælefundering Pæles bæreevne | 78 | nr. af 9 11 |

gående størrelser, især regenerationsfaktoren. I alle andre tilfælde må de betragtes som et middel til helt foreløbige skøn over pælelængder, og som et redskab til analyse af prøveramninger og prøvebelastninger, idet man på basis af de enkelte pæles bæreevner kan bestemme værdierne N_q , N_m og/eller r for de aktuelle jordlag og den anvendte pæletype.

Dette gælder i særdeleshed for borede, in situ støbte pæle, hvor bæreevnen kan være væsentligt mindre end for tilsvarende rammede pæle, fordi der ikke ved udførelsen er fortrængt noget jordvolumen. Forudsat en effektiv oprensning, således at udstøbningen er sket mod intakte jordlag, kan spidsmodstanden muligvis blive som angivet ved (2602-03); men den hertil svarende bruddeformation kan være så stor, at belastningen på pælen må fastsættes ud fra et deformationskriterium. Uden nærmere undersøgelse kan der ikke påregnes overflademodstand større end 30 % af den tilsvarende rammede pæls overflademodstand.

I afsn. 27.1-3 omtales særlige forhold vedrørende den geostatistiske pæleberegning, herunder belastningen fra jordlag, der sætter sig i forhold til pælene, den såkaldte negative friktion, samt gruppevirkningen hidrørende fra flere nærtstående pæle. Disse forhold må naturligvis tages i regning ved den endelige bedømmelse af de laster, der kan overføres til de enkelte pæle.

26.4 Dimensionering af pæle.

Idet der som eksempel betragtes trykpæle af armeret beton, udføres dimensioneringen af enkeltpæle i følgende trin:

1. Først vælges pæletværsnit og betonkvalitet, d.v.s. værdien af den karakteristiske betontrykstyrke σ_{bk}^1 . Armeringen, hvis styrke kan tages i regning, udføres helst som 4 længdejern, og armeringsprocenten ligger normalt mellem 0,75 % (minimum) og 2 %. Herefter fastlægges den regningsmæssige trykbæreevne, idet det naturligvis er mest økonomisk, men af andre årsager ofte umuligt (rammestændinger, afsn. 28.5), at udnytte pæletværsnittets bæreevne.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---------------------------------|------|---------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDENR. | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 26 | Pælefundering Pæles bæreevne | 78 | 10 | 11 |

2. Dernæst bestemmes den pælelængde, som medfører, at der opnås samme regningsmæssige bæreevne ved en geostatisk beregning. Om fornødent må valget af pæletværsnit revideres, idet den geostatiske beregning skal give en ud fra jordbundsforholdene rimelig pælelængde. For spidsbærende pæle ($Q_p > Q_m$) skal pæle-spidsen således et rimeligt, men ikke overdrevent langt, stykke ned i bæredygtige jordlag (et par m er normalt hensigtsmæssigt i morænematerialer). For pæle, hvis bæreevne hovedsagelig hidrører fra overflademodstanden, og som derfor normalt skal være ret slanke for at kunne udnytte den geostatiske bæreevne, vil man om muligt undgå slankhedsforhold (længde divideret med sidelinie) større end 60 å 80.

3. Armeringen dimensioneres til slut således, at pælen kan tåle de bøjningspåvirkninger, den vil blive udsat for under transport og løftning. Pæle med normal slankhed transporteres hyppigt, idet de understøttes i de to symmetrisk beliggende punkter, der giver numerisk samme bøjningsmoment over understøtningspunkterne som i midten af pælen. Ved løftning på plads inden nedramningen støtter pælen derimod ofte på spidsen, idet den løftes i det punkt, der igen giver numerisk lige store positivt og negativt bøjningsmoment. For slankere pæle kan man ved hjælp af hammeler opnå indtil 4 understøtningspunkter. I det pælens længde betegnes l , og dens egenvægt pr. længdeenhed g , kan det vises, at man får følgende maksimale momenter i pælen, når den løftes på de nedenfor angivne måder. Tallene i parentes angiver løftepunkternes beliggenhed, udtrykt i % af l :

| | $\frac{M}{g l^2}$ | |
|--|-------------------|--------|
| Løftning i 1 punkt og spidsen (29-71) | 0,043 | |
| Løftning i 2 punkter (21-58-21) | 0,022 | |
| Løftning i 1 hammel og spidsen (17-45-38) | 0,015 | (2608) |
| Løftning i 1 hammel og 1 punkt (14-36-36-14) | 0,0095 | |
| Løftning i 2 hammeler (10-27-26-27-10) | 0,0055 | |

I øvrigt henvises til DS 410, 411 og 415.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|------|------|---------------------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 26 | | | Pælefundering Pæles bæreevne | 78 |

For trækpæle bemærkes det, at den geostatistiske bæreevne alene hidrører fra overflademodstanden, samt at armeringen alene skal kunne optage hele trækraften. Det bemærkes imidlertid også, at i mange pæleværker vil de samme pæle få træk ved nogle lastkombinationer og tryk ved andre, samt at selv pæle, der i den færdige konstruktion udelukkende påvirkes af trækkræfter, i hvert fald bliver trykpåvirket under nedramningen. Dette sætter en grænse for, hvor stor en træk bæreevne, der kan udnyttes, idet trykbæreevnen ikke må blive så stor, at pælen ikke kan rammes til den nødvendige dybde.

Trækpæle vil derfor hyppigt få samme spidskote som de tilsvarende trykpæle, og den eneste forskel er, at armeringen dimensioneres således, at den kan optage trækmodstanden. Hvis der af denne grund indgår forskelligt armerede pæle i samme bygværk, ansås det i hvert fald tidligere for god praksis tillige at give dem forskellige ydre dimensioner, således at forvekslinger på byggepladsen lettere kunne undgås.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 27 | Specielle pæleproblemer Brønne | 78 | 1 | 11 |

27.1 Positiv og negativ overflademodstand.

Hvis forskydningsspændingen τ_m langs en pæleoverflade regnes med fortegn, således at den som vist på Fig. 26 A regnes positiv, når den virker opad på pælen (ligesom spidsmodstanden Q_p), så vil man i bruttilstanden have positive forskydningsspændinger (og spidsmodstand) for trykpæle og negative forskydningsspændinger for trækpæle. I konsekvens heraf regner man ofte svarende til (2601), idet Q_m som bestemt ved (2605-07) altid er positiv:

$$\begin{aligned} \text{For trykpæle } Q_c &= Q_p + Q_m \\ \text{For trækpæle } Q_t &= - Q_m \end{aligned} \quad (2701)$$

(regningsmæssige eller karakteristiske værdier, afhængigt af om der er påført partialkoefficienter eller ej). Dette svarer til, at det ved mere generelle beregninger af pæleværker er hensigtsmæssigt at regne pælekræfter, og derfor også bæreevner, med fortegn og altså positive som tryk.

For simpelhedens skyld refereres der ofte til fortegnet på forskydningsspændingerne τ_m ved, at man taler om henholdsvis positiv og negativ friktion (upræcist, idet der for pæle i ler er tale om en adhæsion). Det skal i denne forbindelse bemærkes, at positiv friktion åbenbart forøger de lodrette spændinger q_m og q_p på Fig. 26 A, i hvert fald i niveauer lavere end det, hvori den betragtede τ_m virker, mens negativ friktion formindsker disse spændinger. Man har søgt at vurdere indflydelsen heraf både for pælen selv (forskellen i Q_m ved tryk- og trækpåvirkning af samme pæl) og for eventuelle nabopæle. Resultaterne af sådanne undersøgelser er dog langt fra entydige, bl.a. fordi det som nævnt i afsn. 26.3 næppe (alene) er disse spændinger, der bestemmer størrelsen af Q_p og Q_c ; i (2602) og (2605) må \bar{q}_p og \bar{q}_m nærmest opfattes som (i hvert fald i hovedtrækkene) repræsentative for den samlede spændingstilstand i de pågældende niveauer, idet bl.a. virkningen af jordfortrængningen ved pælens nedramning ikke er udtrykt i disse formler. Denne opfattelse bestyrkes af følgende erfaringer:

1. For relativt lange pæle samt for borede pæle har man ved direkte måling i nogle tilfælde fundet Q_p - og τ_m -værdier, der

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 27 | Specielle pæleproblemer Brønde | 78 | 2 | 11 |

vokser langsommere end lineært med henholdsvis \bar{q}_p og \bar{q}_m .

- Forøgelse og formindskelse af \bar{q}_p og \bar{q}_m , fremkaldt ved henholdsvis tillægsbelastninger og aflastninger (f.eks. afgravning), der foretages efter, at pælen er nedrammet, giver forøgelse henholdsvis formindskelse af Q_p og τ_m , som er mindre end forventet ud fra formlerne (2602) og (2605).

For trækpæle i sand, hvor overflademodstanden som bestemt ved (2605) er det eneste bidrag til bæreevnen, og tilmed kun meget usikkert bestemt, vil man altid verificere resultaterne af den foreløbige geostatistiske beregning ved direkte forsøg, jfr. afsn. 28.6.

27.2 Negativ friktion på trykpæle.

I mange tilfælde optræder negativ friktion på den øvre del af trykpæle. Dette skyldes, at pælene ifølge sagens natur meget ofte rammes gennem sætningsgivende jordlag (det er simpelthen formålet med pælene), og at der sker sætninger i disse jordlag omkring pælene, hvis der i forbindelse med bygværkets opførelse (eller senere) kommer overfladebelastninger, opfyldninger, grundvandssænkninger etc. (og sætningernes tidsforløb ikke er afsluttet, inden pælene rammes).

I det generelle tilfælde medfører sådanne sætningsdifferenser tillægslaster på pælene. Lasterne overføres dels direkte til underjordiske vandrette flader som f.eks. fundamentsfremspring (tillægslaster), dels som adhæsion/friktion på lodrette flader som f.eks. kældervægge, fundamentssider og pæleoverflader (negativ friktion).

Som skitseret på Fig. 27 A bestemmes tillægslasten som vægt af jord, overfladelast og lignende virkende inden for flader gennem belastningsfladernes konturer og hældende 1:2 med lodret.

Den negative friktion kan tilsvarende bestemmes som den mindste af følgende to værdier.

- Den geostatistisk beregnede overflademodstand i aflejringerne over de bæredygtige lag, ved pælegrupper under hensyntagen til gruppevirkningen, jfr. afsn. 27.3.

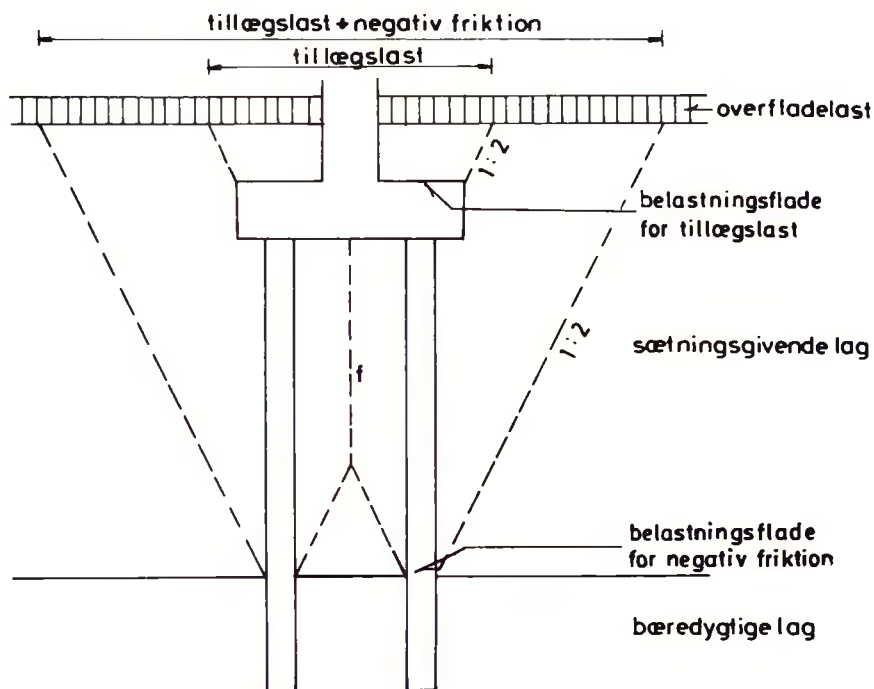


Fig. 27 A: Tillægslast og negativ friktion på trykpæle.
Grænseflade f mellem nabopæle.

- Den sætningsgivende del af tillægslasten på den fiktive belastningsflade, der udgøres af pæletværsnittet i højde med øvre laggrænse for de bæredygtige lag (med fradrag af den tillægslast, der er overført direkte til bygværket. Ved overlappning fra nabopæle foretages en skønsmæssig fordeling på de enkelte pæle, jfr. den lodrette grænseflade f på Fig. 27 A. Som nævnt medtages kun de laster, der svarer til sætninger, som kommer efter pælernes nedramning.

Den negative friktion kan reduceres ved f.eks. asfaltering af pælene, for betonpæle støbt i glat forskalling således til mindre end 10 kN/m^2 betonoverflade. Denne foranstaltning kan være nødvendig f.eks.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 27 | Specielle pæleproblemer Brønde | 78 | 4 | 11 |

under forhold, hvor tillægslasten og den negative friktion tilsammen er af samme størrelsesorden som belastningen fra selve bygværket (eller større). Det må naturligvis påses, at den del af pæleoverfladen, der rammes ned i de bæredygtige lag, ikke bliver asfalteret.

Det er strengt taget kun ud fra et deformationskriterium, at der fås tillægslast og negativ friktion på trykpæle: I fuldt udviklet brudtilstand, hvor der forudsættes at kunne optræde vilkårligt store nedpresninger af pælene under konstant last, er der sådan set ikke noget i vejen for at regne med nedpresninger, der er større end enhver sætning i de omgivende jordlag. Dette fører imidlertid til uacceptable sætninger ved normal sikkerhed mod brud, hvorfor man normalt foretager to undersøgelser:

1. En egentlig brudundersøgelse med normale partialkoefficienter. Her medregnes kun tillægslasten som ekstra belastning på pælene, mens alle jordlag, altså også de sætningsgivende, regnes bærende.
2. En deformationsundersøgelse, der imidlertid i reglengennemføres som en (ækvivalent) brudberegning, hvorefter den del af pælens, karakteristiske bæreevne Q_f , der hidrører fra lagene under de sætningsgivende aflejringer, samt pæletværsnittet i laggrænsen, med reducerede partialkoefficienter skal kunne optage den samlede belastning, som består af den regningsmæssige pælebelastning P_p (ligeledes med reducerede partialkoefficienter), tillægslasten samt den negative friktion (med partialkoefficient 1,0). Som reducerede partialkoefficienter benyttes kvadratrod af de normale partialkoefficienter på laster og styrkeparametre fra den tilsvarende brudundersøgelse.

Der henvises i øvrigt til DS 410, 411 og 415. Negativ friktion spiller især en væsentlig rolle f.eks. for slanke stålpæle rammet gennem tykke lerlag til fjeld (Norge); men det skal dog nævnes, at der også her i landet kendes eksempler på skader af bygninger forårsaget af store sætninger af en pælefundering, f.eks. bestående af 20 x 20 cm pæle, dimensioneret alene for de forholdsvis beskedne laster fra selve bygningen, men uden hensyntagen til negativ friktion. Som medvirkende

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 27 | Specielle pæleproblemer Brønde | 78 | 5 | 11 |

skadesårsag har man i sådanne tilfælde hyppigt direkte funderede gulve, som dels også sætter sig, dels bidrager væsentligt til den negative friktion på pælene, jfr. afsn. 25.3.

27.3 Gruppevirkning.

Idet der foreløbig kun betragtes grupper af parallelle (lodrette) pæle, der alle er påvirket enten til tryk eller til træk, skal der i dette afsnit nærmere angives, hvorledes virkemåden af en sådan gruppe adskiller sig fra, hvad man ville finde ved blot at betragte en tilsvarende samling enkeltpæle (uden indflydelse på hinanden).

Nedramning af pæle i en gruppe vil i sig selv medføre en forstærkning af virkningerne af at ramme en enkeltpæl; det fortrængte jordvolumen kan således blive ganske stort, især i udrænet, og altså volumenkonstant ler (i løst lejret sand modvirkes fortrængningen i hvert fald delvis af en komprimering af sandet). Dette kan medføre ikke ubetydelige vandrette bevægelser i jorden omkring pælegruppen. Der kendes således eksempler på, at ramning af grupper i nærheden af f. eks. skrån timer eller vægge (byggegrube- eller kajindfatninger) har medført deformationsskader eller endog stabilitetsbrud. Man bør være opmærksom på denne risiko og i fornødent omfang modvirke den, f. eks. ved planlægning af rammerækkefølgen (i retningen bort fra skrån timer henholdsvis væggen). Ved meget bevægelsesfølsomme konstruktioner, eksempelvis skrån timer nær brud, kan det være nødvendigt alene af den grund at anvende borede pæle i stedet for rammede.

Inden for selve gruppen kan pæleramningen medføre hævninger af de først rammede pæle (ligeledes hyppigst i ler). For de hævdede pæle kan der ligefrem opstå hulrum i jorden under pælespidserne, således at pælene ved (tryk-) belastning skal presses et stykke ned, før spidsmodstanden kan mobiliseres. Af denne grund foreskriver man i reglen efterramning af hævdede pæle, hvis det må forudses, at hævningerne af den grund kan medføre uacceptable sætninger.

I øvrigt er der den væsentlige forskel mellem pælegrupper i sand og i ler, at man i førstnævnte tilfælde hovedsageligt får en forøget komprimering af sandet mellem (og til en vis grad også under) pælene, hvorved der kan opnås en forøgelse af enkeltpælens bæreevne, især over-

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-----------------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 27 | | | Specielle pæleproblemer Brønde | nr. 6 |

flademodstanden. Noget af denne forøgelse ses ofte ud fra rammere-sultaterne: De sidst rammede pæle kræver større rammeenergi, og opnår muligvis tilstrækkelig bæreevne i højere niveauer, end de først rammede; men herudover er det ofte ikke muligt at tage den i regning, jfr. også det følgende.

For pæle i ler virker ramningen i grupper derimod hovedsageligt til ugunst. Æltningen af jorden mellem og omkring pælene kan således blive væsentligt forøget, således at der i nogle tilfælde må regnes med nedsatte, eller i hvert fald langsommere voksende, regenerationsfaktorer.

For grupper af trækpæle bemærkes det, at Q_t ikke kan overstige pælens andel i overfladebelastning og vægt af de jordlag, der påvirkes ved optrækning af pælen, jfr. Fig. 27 A, som også repræsenterer en øvre grænse for den udnyttelige overflademodstand for trækpæle. Det bemærkes dog, at der ved denne beregning kan medtages vægten af jord over de viste flader med hældningen 1:2 (fladerne kan i dette tilfælde også udgå helt nede fra pælespidserne).

Hvis man for en pælegruppe påvirket til tryk betragter den om gruppen omskrevne konvekse cylinder (prisme), fås et spidsareal, der er større end summen af enkeltpælens arealer, men et overfladeareal, der i mange tilfælde er mindre end den tilsvarende sum for enkeltpælene.

Forøgelsen af spidsarealet giver antagelig kun en væsentligt forøget bæreevne, hvis spidserne står i sand, og selv i så fald vil man normalt ikke kunne tage den i regning, dels fordi den samlede last skal kunne overføres gennem pælernes tværsnitsarealer, dels fordi sætningskriteriet i så fald kan blive afgørende. Den nødvendige særlige undersøgelse, som skulle godtgøre en forbedret udnyttelse af en sådan pælegruppe, f. eks. et belastningsforsøg på hele gruppen, vil naturligvis være særdeles bekostelig. For ler er forøgelsen af spidsmodstanden antagelig kun forholdsvis ringe, og her vil en forøget udnyttelse i hvert fald overvejende sandsynligt give uacceptable sætninger. I øvrigt skal bæreevneproblemet undersøges, idet pælegruppen som helhed betragtes som et blokfundament (eventuel indflydelse fra dybereliggende blødere lag), jfr. nedenfor, hvor det tilsvarende sætningsproblem også omtales.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|-----------------------------------|------|----------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 27 | Specielle pæleproblemer Brønde | 78 | nr. 7 | af 11 |

For overflademodstandens vedkommende kan man principielt kun påregne fuld bæreevne, hvis pælegruppens omkreds mindst er lig med summen af enkeltpælens omkreds. Denne betragtning er dog antagelig på den sikre side i sand på grund af den forøgede komprimering (til gengæld spiller overflademodstanden normalt en relativt mindre rolle i sand), mens den kan være på den usikre side i ler på grund af æltningen. I praksis benyttes den angivne regel alligevel med tilnærmelse, bl.a. fordi de fleste pæle her i landet er spidsbærende (spidsen f. eks. i sand eller fast moræneler). For egentlig svævende pælegrupper bør problemet undersøges nøjere.

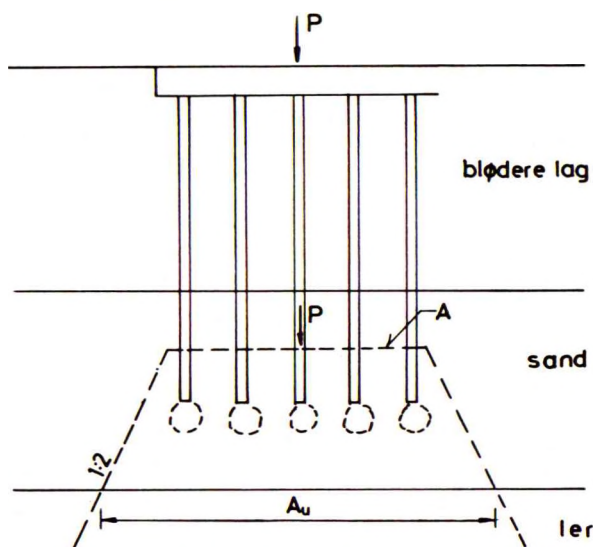


Fig. 27 B: Bæreevne- og sætningsproblem for pælegruppe.

På Fig. 27 B er skitseret de særlige problemer, der i henseende til bæreevne og sætninger kan optræde i forbindelse med en pælegruppe. Selv om enkeltpælene således er spidsbærende og ikke influeres af et dybereliggende, eventuelt svagere jordlag, kan der for pælegruppen som helhed være risiko for gennemlokning af sandlaget:

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|-----------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 27 | | | Specielle pæleproblemer Brønde | nr. |
| | | | 78 | 8 | 11 |

1. I den regningsmæssige brudtilstand antages den samlede fundamentslast overført til jorden gennem arealet A , hvis niveau tilnærmet kan beregnes som middelniveauet for den samlede påvirkning fra spidsmodstand og overflademodstand (for egentlig spidsbærende pæle kun lidt over pælespidsniveauet).
2. Der vil normalt ikke være noget bæreevneproblem for selve arealet A ; men nettobelastningen på dette areal fordelt ned gennem jordprofilet, tilnærmet f.eks. ved trykspredningen 1:2, afsn. 9.5, skal kunne optages i ethvert niveau, altså også på det på figuren viste areal A_u i øvre laggrænse til et eventuelt svagere lerlag.

En tilsvarende undersøgelse må foretages ved sætningsberegningen for pælegruppen. Det bemærkes, at P nu betegner den sætningsgivende last, samt at pælegruppen i denne undersøgelse også skal regnes påvirket af eventuel negativ friktion (Fig. 27 A). Niveauet for A bliver derfor ikke nødvendigvis det samme som i brudundersøgelsen; det skal nu være middelniveauet for de spids- og (positive) overflademodstande, der kan regnes virkende i den aktuelle brugstilstand. I øvrigt anvendes 1:2 trykspredningen som ved en sædvanlig sætningsberegning.

De herved fundne sætninger er de sætninger, der kommer udover sammentrykningen og den lokale sætning af enkeltpælene. De sidstnævnte bidrag er dog normalt små for rammede pæle i normale dimensioner (nogle få mm); de kan i øvrigt bestemmes ved belastningsforsøg på pælene.

27.4 Sænkebrønde.

Som nævnt kan sænkebrønde (i lille målestok) i et vist omfang anvendes ved almindeligt byggeri, under normale forhold dog nu hovedsageligt til løsning under udførelsesstadiet af uventede og lokale problemer (samt til standsning og udbedring af igangværende sætningsskader).

I specielle tilfælde kan brøndfundering dog udgøre en hensigtsmæssig løsning på ellers vanskelige problemer. På Fig. 27 C a er den således vist anvendt for en søjlerække ved et overdækket fortov, mens

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|------|------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | nr. | af |
| | 27 | Specielle pæleproblemer Brønde | 78 | 9 | 11 |

der på Fig. 27 C b er vist to brønde anbragt under en husfacade på et sted, hvor de lokalt kan overtage stribefundamentets belastning, når en projekteret tunnel føres under bygningen. I begge tilfælde gælder, at en betingelse for en relativt økonomisk udførelse er, at der ikke optræder grundvandsproblemer.

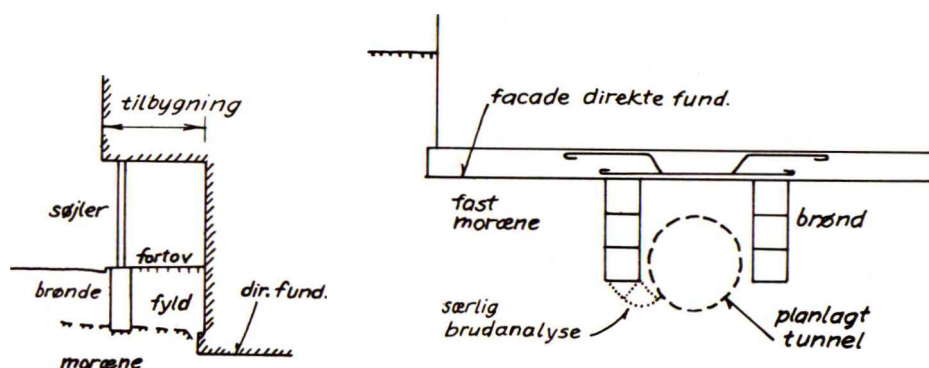


Fig. 27 C: Eksempler på speciel anvendelse af brøndfundering.

I større målestok kan sænkebrøndsmetoden anvendes til at bringe fundamenter, f.eks. for bro piller, skakter og (anvendt i visse tilfælde) hele kældre ned til bæredygtige jordlag. Sådanne anvendelser skal ikke nærmere omtales her. Principperne i metoden er kort refereret i Geoteknik 2 afsn. 27.4.

27.5 Konstruktive problemer.

Som nævnt vil pælefundering af bygninger normalt medføre, at gulvene skal være fritbærende. I stedet for vægfundamenter for ydermure og hovedskillerum skal man desuden anordne armerede fundamentsbjælker, der, understøttet af pælene, bærer vægge og gulve. Disse bjælker føres normalt ned i frostsikker dybde, hvorfor man i reglen ikke har nogen problemer med at opnå fornøden konstruktionshøjde. Sådanne bjælker dimensioneres som normale ofte kontinuerlige bjælker i armeret beton.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|------------------------------------|--------------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 27 | | | Specielle pæleproblemer Brønøde | nr. af 78 10 11 |

De væsentligste årsager til skader på sådanne konstruktioner (forudsat korrekt projektering) har vist sig at være følgende:

1. Det er reelt næsten umuligt at ramme pælene med nøjagtig den projekterede placering og hældning. Fundamentsbjælkerne bliver derfor ikke understøttet helt som forudsat ved projekteringen. Da de imidlertid er støttet af såvel vægge som gulve, har dette ikke afgørende betydning, såfremt det efter ramningen af pælene ved inspektionen konstateres, at placeringen og hældningen ikke for nogen pæl afviger mere end ca. 10 cm, henholdsvis 1:50 fra det projekterede.

Af samme grund kan man ikke placere et enkeltfundament for en søjle på kun én pæl, medmindre støtten fra fundamentsbjælker og gulve tillader optagelsen af de momenter og vandrette kræfter, der måtte komme fra en sådan unøjagtighed i pæleplaceringen. Et fundament, der ikke således er støttet, skal placeres på mindst to og helst tre eller fire pæle.

2. Af traditionelle grunde udføres armeringsarbejde og betonstøbning i fundamenter ofte med begrænset omhu og tilsyn. Dette er ikke kritisk ved direkte fundering i faste jordlag (hvor man for så vidt kunne erstatte et betonfundament med pakkede sten); men det er naturligvis af afgørende betydning for en pælefundering, at pælehovederne (renhuggede i tilfælde af beskadigelser under ramningen) bringes i effektiv kontakt med fundamentsbjælkerne, samt at disse udføres efter normal praksis for betonstøbning. Hvis en eller flere pæle er rammet for dybt, må også undersiden af fundamentsbjælken føres dybere ned, således at understøtningen bliver effektiv.
3. Hvis der sker opfyldning omkring en pælefunderet bygning, vil pælene under ydervæggene foruden af negativ friktion også blive påvirket af indadrettede tværpåvirkninger. Ved normal bygningsfundering vil dette sjældent være kritisk for pæle, der er korrekt dimensioneret under hensyntagen til negativ friktion; men det kræver en omhyggeligt udført forbindelse mellem pæle og fundamentsbjælker.

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. | EMNE | UDG. | SIDE | |
|--------------------------|--------------|-----------------------------------|------|--------|-------|
| | 27 | Specielle pæleproblemer Brønde | 78 | nr. af | 11 11 |

4. Ved mindre funderingsarbejder, hvor der skal anvendes sammensatte pæle, jfr. afsn. 26.2, anvendes endnu hyppigt manchestød eller lignende primitive stød til samling af pælestykkerne. Disse stød kan ikke overføre momenter eller tværkræfter, hvorfor risikoen for udknækning af pælene er væsentligt forøget. Sådanne stød bør kun anvendes undtagelsesvis, og kun hvor der kan påregnes betydelig sidestøtte fra de omgivende jordlag.

Ligesom ved direkte fundering, afsn. 25.5, vil mangelfuld udførelse, herunder tilsyn, kunne være årsag til betydelige skader på i øvrigt korrekt projekterede, pælefunderede bygninger.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 28 | Påleramning Prøvebelastning | 78 | 1 | 14 |

28.1 Oversigt.

I forbindelse med en pælefundering er det altid nødvendigt at overveje nedbringningen af pælene. Dette sker for præfabrikerede pæle hyppigst ved ramning, eventuelt suppleret med skylning. Vibration har også været anvendt, men synes ikke særligt velegnet for danske jordarter.

Ramning, d.v.s. påførelse af et i reglen stort antal slag (i aksial retning) på pæletoppen, medfører naturligvis meget store påvirkninger af pæletværsnittene. Det er derfor vigtigt, at rammeproceduren afpasses således, at der på den ene side leveres tilstrækkelig energi pr. slag til, at pælene kan bringes ned til den påkrævede dybde, d.v.s. kan opnå den fornødne geostatistiske bæreevne, og at pælene på den anden side ikke beskadiges (mere end acceptabelt) under ramningen.

Under ramningen fås oplysninger, især pælens sætning pr. slag, som under egnede omstændigheder kan fortolkes som et udtryk for pælens bæreevne i det aktuelle niveau (ved hjælp af en såkaldt rammeformel). For at sikre, at disse oplysninger registreres, er det nødvendigt under ramningen at føre en såkaldt rammejournal, hvor alle relevante oplysninger opnoteres på byggepladsen for hver pæl.

I hvert fald ved pæle af normal størrelse er det en realistisk mulighed at kontrollere enkeltpælens bæreevne ved belastningsforsøg. Dette giver naturligvis et væsentligt forbedret projektgrundlag, hvorfor det ofte gøres (eller burde gøres) i hvert fald ved større pælegrupper, også i tilfælde hvor det ikke er strengt nødvendigt, fordi hverken rammeformler eller geostatistiske beregninger er tilstrækkelig pålidelige (trækpæle i sand). I erkendelse af, at belastningsforsøg repræsenterer kontrolmålinger i fuld skala, tillader Funderingsnormen nedsatte partialkoefficienter på pælens bæreevner, hvis sådanne forsøg udføres i et omfang, der medfører, at de indvundne oplysninger kan betragtes som repræsentative for hele pælegruppen.

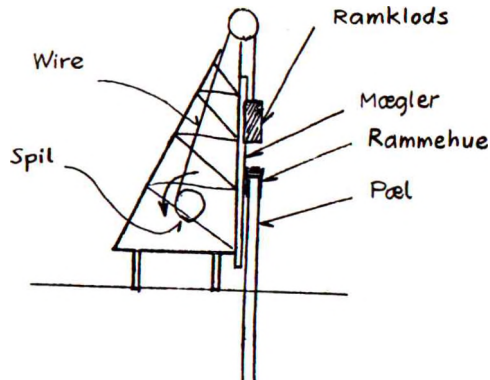
28.2 Rammeudstyr.

Fig.28A: Principskitse af rambuk
(mægler spil til løftning
og placering af pæl)

En rambuk har (i den hyppigst anvendte udførelse, Fig.28 A) som de væsentligste elementer:

1. Et spil (ikke vist) til løftning og placering af pælen.
2. En såkaldt mægler, som dels styrer pælen under nedramningen (den kan stilles lodret, og kan også hældes f.eks. indtil 1:3 med lodret til ramning af skråpæle), dels styrer ramklodsen under slaget, således at den rammer pælen centralt og i aksial retning.
3. Ramklodsen (hammeren), som kan være en simpel faldhammer. Denne løftes af et spil, som kan kobles til og fra en kontinuerligt løbende motor. Når hammeren er løftet op i den ønskede (foreskrevne) højde over pælehovedet, kobles spillet fra, hvorefter hammeren falder ned mod pæletoppen, idet den (oftest) trækker spillet med. Hammerens kinetiske energi under slaget svarer derfor ikke helt til det frie fald.

Til beskyttelse af pælehovedet under ramslagene er den forsynet med en ramhat, hvis væsentligste formål er at sikre, at slagenergien

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 28 | | | Pæleramning Prøvebelastning | nr. |
| | | | 78 | 3 | 14 |

overføres som et centralt virkende aksialt stød på pæletoppen (og såvidt muligt ensformigt fordelt over denne).

Af andre hammertyper kan nævnes den enkeltvirkende damphammer, hvor hammeren løftes ved damptryk, men falder frit ned mod pælen. I den dobbeltvirkende damphammer udnyttes damptryk yderligere under faldet til at give klodsen forøget kinetisk energi. Begge de nævnte hammertyper findes i modificerede udformninger, hvor trykluft anvendes i stedet for damp.

Dieselramslaget har lige som den simple faldhammer en ramklods; men under faldet bevæger denne sig ned i en cylinder, idet der samtidigt sprøjtes en (nøje doseret) brændstofmængde ned på en særligt udformet slagflade. Slaget overføres til pælen ligesom ved en normal faldhammer, men udløser tillige en eksplosion, der løfter hammeren op til næste slag.

Ramningens virkning på pælen bestemmes af klodsens masse M (kg) (normalt angivet som vægten G kN), faldhøjden h , eventuelt korrigeret for damptryks- eller eksplosionseffekt, og effektivitetsfaktoren:

$$\eta = \frac{v^2}{2hg} \quad (2801)$$

hvor v er klodsens hastighed i stødøjeblikket, og g er tyngdeaccelerationen.

På Fig. 28 B er givet en oversigt over de nævnte ramslagstyper med angivelse af typiske talværdier.

Hvis der ikke anvendes faldhamre, hvor ramklodsen skal løftes ved hjælp af et spil, kan mægler og hammer ophænges på en gravemaskine eller kran i stedet for på en egentlig rambuk, i hvert fald ved ramning af ikke specielt store pæle.

I praksis må værdien af η ofte måles på stedet. For faldhamre kan dette gøres ved direkte hastighedsmålinger på faldklodsen, for øvrige hammertyper f.eks. ved sammenlignende ramneforsøg (ramning under i øvrigt ens forhold med dels en kendt faldhammer, dels den undersøgte hammertype).

| | Faldhammer | Enkeltvirkende damphammer | Dobbeltvirkende damphammer | Dieselrykslag |
|--|---------------|------------------------------|-------------------------------|--|
| | | | | |
| Slag pr. min | 20 - 30 | 40 - 60 | 100 - 120 | 50 - 60 |
| Geometrisk faldhøjde h_g | 0,8 - 1 m | 0,8 - 1 m | 0,3 - 0,5 m | 1 - 2,5 m |
| Faldhøjde h korrigeret for tillægseffekt | $h = h_g$ | $h = h_g$ | $h = h_g + \frac{p_m V}{G}$ | $h = (h_g \text{ for heltfastståendepæl})$ |
| Typisk h | | | $\approx 2 h_g$ | 2,5 - 3 m |
| Typisk effek- tivitet η | $\approx 0,7$ | $\approx 0,9$ | $\approx 0,9$ | $\approx 0,45$ |

Fig.28 B: Oversigt over ramslagstyper (tallene kun vejledende).

28.3 Pæles rammemodstand.

Den bæreevne for en pæl, man er direkte interesseret i, er åbenbart den statiske bæreevne, d.v.s. dens bæreevne som fundament under statisk belastning.

Under nedramning af pælen er det derimod dennes dynamiske bæreevne, der skal overvindes, d.v.s. bæreevnen under meget hurtigt voksende (impuls-) belastninger, og ved den tilstand i jorden, der eksisterer under påleramningen. Det er åbenbart kun den dynamiske bæreevne, der kan bestemmes ved hjælp af en rammeformel (og kun med den nøjagtighed, som en sådan formel er i stand til at give).

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--------------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 28 | | | Pæleramning Prøvebelastning | nr. 5 |

Det bemærkes først, at den dynamiske bæreevne Q_d ifølge sagens natur er en trykbæreevne. Rammeformler kan derfor ikke forventes at give nogen oplysninger om pælens (statiske) trækbæreevne Q_t . Det bemærkes også, at spidsmodstand og overflademodstand, normalt vil være anderledes fordelt i Q_d end i Q_c : Q_m er mindre på grund af de hurtige aksiale flytninger af pælen samt æltning af jorden, der naturligvis ikke er regenereret overhovedet; men Q_p kan være både mindre (æltning) og større (inertikræfter samt poretryk i jorden).

For pæle i ler spiller forskellene mellem pæle under ramning og statisk belastede pæle så stor en rolle, at Q_d i praksis ikke har nogen systematisk relation til Q_c . Der bør dog alligevel føres rammejournal ved ramning af pæle i ler, selv om oplysningerne ikke kan benyttes til beregning af Q_c . De repræsenterer i det mindste en, ganske vist kvalitativ, måling (nærmest ækvivalent med en sondering) af jordegenskaber, som kan være relevante; laggrænser kan således hyppigt erkendes, og herudover kan unormale rammeforløb f.eks. indicere, at pælen er beskadiget.

For pæle med spidsen i friktionsjord er det godtgjort erfaringsmæssigt, at Q_d med rimelig nøjagtighed repræsenterer den søgte statiske bæreevne Q_c . Der er ganske vist en vis spredning på sammenhængen mellem Q_d og Q_c ; men som hovedresultat giver rammemodstanden et bedre grundlag for vurdering af Q_c end en geostatisk beregning. For sådanne pæle vil man derfor primært kontrollere den foreløbige geostatiske beregning ved hjælp af rammeresultaterne. Som nævnt vil (eller bør) man i mange tilfælde supplere med belastningsforsøg. Dette er i hvert fald nødvendigt for trækpæle i sand (medmindre en meget lav udnyttelse af trækmodstanden er akseptabel). For pæle i ler er den geostatiske beregning stort set lige så sikker som anvendelsen af en rammeformel i sand. Belastningsforsøg anvendes derfor i nogenlunde samme omfang for begge tilfælde.

28.4 Rammeformler.

Ved hvert ramslag overfører hammeren energien $\eta h G$ gennem ramhatten til pælen. En del af denne energi forbruges til at drive pælen stykket s , den (målte) blivende sætning pr. slag, ned i jorden med mod-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 28 | Pæleramning Prøvebelastning | 78 | 6 | 14 |

standen Q_d , den søgte dynamiske bæreevne, mens resten, ΔE , der medgår til elastisk og kinetisk energi i svingninger samt varmetab ved hysterese og plastiske deformationer i jord, pæl, ramhat og hammer, i denne forbindelse er et energitab:

$$\eta h G = Q_d s + \Delta E \quad (2802)$$

Alle rammeformler er opbygget på grundlag af denne energiligning, idet dog nogle, f. eks. Eytelweins, som var anbefalet i de tidligere danske funderingsnormer, ikke beregner energitabet ΔE separat, men i stedet f. eks. påfører en stødfaktor af typen $G/(aG + bG_p)$, hvor a og b er konstanter og G_p er pælens vægt, på slagenergien på venstre side af lighedstegnet.

En formel, hvor ΔE sættes lig med nul, kan ikke være korrekt, fordi den - uanset anvendelsen af en stødfaktor - giver vilkårligt store værdier af Q_d for tilstrækkeligt små værdier af s . Det er imidlertid et faktum, at man med et givet rammeudstyr (en given værdi af $\eta h G$), kun kan ramme en pæl til en bestemt, maksimal dynamisk bæreevne Q_0 . Når pælen er rammet så langt ned i jorden, at $Q_d = Q_0$, vil al slagenergien blive forbrugt til elastiske svingninger, og der fås ingen plastisk nedsynkning af pælen, d. v. s. $s = 0$.

Allerede omkring 1850 angav Weisbach en rammeformel, der tog hensyn til den formentlig vigtigste del af ΔE , idet den elastiske energi i pælen, med længde l_p , tværsnitsareal A og elasticitetsmodul E , blev bestemt, som om pælen blev belastet statisk med en kraft voksende fra 0 til Q_d (svarende til at lydshastigheden i pælen blev regnet uendelig stor):

$$\eta h G = Q_d s + \frac{1}{2} Q_d^2 \frac{l_p}{AE} \quad (2803)$$

Denne formel er senere blevet udbygget, bl. a. af Hiley i 1930, som desuden medtager tab fra elastisk energi i ramhat og jord ved at tilføje led af samme type som 2. led i (2803), men hvor E/l_p erstattes med det såkaldte ballasttal for henholdsvis ramhat og jord (desuden er der et stødtab på venstre side af lighedstegnet). Hileys formel er meget anvendt i udlandet; men nøjagtigheden synes ikke at være væsentligt for-

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-----------------|------|-------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | Pæleramning | nr. |
| | 28 | Prøvebelastning | 78 | 7 | 14 |

bedret ved tilføjelsen af de forskellige andre energitab, bl.a. fordi der som ballasttal må anvendes empiriske talstørrelser.

Den danske rammeformel, som er indført i Funderingsnormen fra 1965, bygger på det forhold, at man ifølge (2803) i grænsetilfældet $s = 0$ finder grænsebæreevnen

$$Q_d = Q_0 = \sqrt{2 \eta h G \frac{AE}{l_p}} \quad (2804)$$

Q_0 kan opfattes som den elastiske kraft, ramslaget ville fremkalde i pælen, hvis denne havde uendelig lydshastighed (eller var vægtløs), stod helt fast, f. eks. med spidsen på klippe, og alene havde spidsmodstand. Den hertil svarende elastiske sammentrykning af pælen er:

$$s_0 = \sqrt{2 \eta h G \frac{l_p}{AE}} \quad (2805)$$

Det har nu vist sig, at (2803) forbedres noget, hvis energitabsleddet erstattes med $Q_d s_0 / 2$, som for $s = 0$ er lig med Weisbachs energitab, men ellers større. Den danske rammeformel, eller s_0 -formlen lyder derfor:

$$\eta h G = Q_d s + \frac{1}{2} Q_d s_0 \quad (2806)$$

d. v. s.

$$Q_d = \frac{\eta h G}{s + \frac{1}{2} s_0}$$

Formlen er noget lettere at benytte i praksis end (2803), idet pæle af samme dimensioner og samme materiale har samme værdier for s_0 .

Det bemærkes, at bl.a. jordens elastiske egenskaber ikke indgår i (2806). Dette har i specielle tilfælde (meget korte pæle), hvor energitabet i jorden har relativt stor betydning, medført at der i (2805) er indført en korrektion af samme type som i Hileys formel. Alternativt kan man tilnærmet for pæle kortere end 20 gange sidelængden indsætte l_p lig med middelværdien af den faktiske pælelængde og 20 gange sidelængden.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--------------------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 28 | | | Pæleramning Prøvebelastning | nr. 8 |

For normale pæle er der i (2806) indregnet energitab i både ramhat og jord (under normale forhold), idet det ved en statistisk bearbejdelse af sammenlignende belastningsforsøg er fundet, at når der anvendes følgende elasticitetsmoduler:

$$\text{Jernbeton: } E = 2 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Træ : } E = 10^7 \text{ " (2807)}$$

$$\text{Stål : } E = 21 \cdot 10^7 \text{ "}$$

vil der ikke kunne opnås signifikant bedre overensstemmelse ved at søge bestemt og indregnet disse energitab på anden måde.

Som nævnt giver (2806) en rimeligt god bestemmelse af bæreevnen $Q_d \approx Q_c$ for sædvanlige rammede pæle i friktionsjord. I mere komplicerede tilfælde (sammensatte pæle med forskellige tværsnit for de forskellige pælestykker, ramning gennem en stålpæl på en betonprop i bunden af et stålrør) har det være nødvendigt at analysere forløbet af stødbølgerne i pælen under ramningen. Det er herved muligt også i sådanne tilfælde at udnytte rammeresultaterne; men beregningerne er ganske komplicerede. Det færdige resultat kan i øvrigt normalt udtrykkes numerisk ved en formel af samme type som (2806).

28.5 Valg af ramklods.

Ramklodsen har to parametre, f.eks. vægten G og faldhøjden h (eller hastigheden v i stødøjeblikket). Svarende hertil stiller ramningen to krav: Pælen må ikke beskadiges af de af ramslaget udløste stødbølger, og de mindste optrædende værdier af nedsynkningen s må ikke blive så små, at ramningen går urimeligt langsomt og (især) at pælematerialet udmattes af for mange slag (i praksis regnes der med, at det maksimale antal slag pr. pæl er af størrelsesordenen 2000-2500).

Den maksimale trykspænding, som optræder i pælen under ramningen, kan under forenkede forudsætninger vises at være:

$$\sigma_d = E \sqrt{\frac{v}{a}} \quad (2808)$$

hvor v som nævnt er hammerens hastighed i stødøjeblikket;

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--------------------------------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG, | SIDE | |
| | nr. 28 | | | Pæleramning Prøvebelastning | nr. |
| | | | 78 | 9 | 14 |

$$v = \sqrt{2 \eta h g} \quad (2809)$$

jfr. (2801), mens a er lyd hastigheden i pælen:

$$a = \sqrt{\frac{E g}{\gamma_p}} \quad (2810)$$

hvor γ_p er pælematerialets rumvægt.

Ved indsættelse af (2809-10) i (2808) findes:

$$\sigma_d = \sqrt{2 \eta h E \gamma_p} \quad (2811)$$

altså uafhængig af hammerens vægt. Hvis σ_d som bestemt af denne formel (der imidlertid ikke tager hensyn til dæmpningen i ramhatten) ikke må overstige pælematerialets brudstyrke σ_f , fås en øvre grænse for den effektive faldhøjde ηh . Under hensyntagen også til erfaringer fra praksis findes $\eta h \leq$ ca. 1 m, 2 m og 4 m for henholdsvis jernbeton-, stål- og træpæle.

Hvis dette krav overskrides, risikerer man primært knusning af pælehovedet. Det bemærkes imidlertid, at man ved begyndelsen af nedramningen, hvor pælespidsen endnu befinder sig i bløde jordlag bør ramme med formindskede faldhøjder, fordi trykbølgen under disse omstændigheder reflekteres fra pælespidsen som en trækbølge. Det maksimale træk i pælen vokser fra spidsen mod pæletoppen; ved ramning i bløde jordlag med for store faldhøjder fås da også typisk trækrevner i pælen i det snit nærmest pæletoppen, hvor bøjleafstanden ændres, jfr. DS 415. Dieselramslag virker i denne henseende hensigtsmæssigt, idet den geometriske faldhøjde er lille ved blød ramning, og voksende efterhånden som ramningen bliver hårdere (ved meget blød ramning kan h_g blive så lille, at eksplosionen ikke udløses; dieselramslaget kan da ikke holdes i gang).

Ved hård ramning, d. v. s., hvis pælespidsen står på klippe eller i lignende faste jordlag med $Q_p \gtrsim Q_0$, reflekteres trykbølgen som en trykbølge, således at spændingerne i pælespidsen kan blive indtil dobbelt så store som angivet ved (2811). I sådanne tilfælde kan man få knusning af pælespidsen (foruden at risikoen for knækning af pælen er

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|------|--------------------------------|----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 28 | | | Pæleramning Prøvebelastning | 78 |

væsentligt forøget). Ramning til fjeld kræver derfor en specielt udformet pælefod, normalt forsynet med en ståldorn, og slutramningen, hvor dornen bringes til at "bide sig fast" i klippen, sker ved et antal slag med lille faldhøjde.

Knusning af pælehovedet fås også, selv om kravet til faldhøjden er overholdt, hvis mindste nedsynkning pr. slag er så lille, at der må bruges et meget stort antal slag for at bringe pælen ned til den krævede dybde. Et minimumskrav er:

$$s > 0,05 s_0 \quad (2812)$$

hvilket ved hjælp af (2804-06) kan vises at være ækvivalent med

$$Q_d < 0,9 Q_0 \quad (2813)$$

Hvis pælematerialets styrke udnyttes såvel under ramningen som ved beregningen af Q_d , således at Q_d i (2813) er proportional med tværsnitsarealet A gange σ_d som bestemt ved (2811) kan heraf udledes et minimumskrav til forholdet mellem hammervægten G og pælens vægt $G_p = A L_p \gamma_p$. Under hensyntagen også til erfaringer fra praksis findes $G/G_p > \text{ca. } 0,8, 1,5 \text{ og } 1,0$ for henholdsvis jernbeton-, stål- og træpæle. Det bemærkes dog, at man for at opnå en rimeligt økonomisk ramning om muligt bør vælge en tungere hammer end strengt nødvendigt, helst f. eks. svarende til $Q_d/Q_0 < 0,8$, d. v. s. $s/s_0 > 0,125$.

28.6 Prøveramning. Prøvebelastning.

En pæleramning bør normalt - eventuelt allerede i forbindelse med forundersøgelsen - indledes med prøveramninger med registrering af hele rammeforløbet. Prøveramningerne skal naturligvis udføres, hvor jordprofilen er nøje kendt, d. v. s. normalt i umiddelbar nærhed af en prøveboring; hvis positionen af prøveramningen må vælges ud fra andre hensyn (tilgængelighed på det pågældende tidspunkt, tilpasning til andre arbejdsoperationer etc.), vil man i reglen udføre en eller flere supplerende boringer for at få bestemt jordprofilen i detaljer ved prøvefeltet.

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|------|--------------------------------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. 28 | | Påleramning Prøvebelastning | 78 | nr. |
| | | | | 11 | 14 |

Udover at kontrollere valget af rammeudstyr, og eventuelt foretage målinger af effektivitetsfaktoren η , f. eks. ved hastighedsmålinger (på en faldhammer) suppleret med sammenlignende ramninger med forskelligt rammeudstyr, giver rammeresultaterne for trykpæle i sand en første kalibrering af de geostatistiske beregninger. For pæle i ler samt for trækpæle i sand fås en egentlig kontrol naturligvis kun ved belastningsforsøg. Dette er også muligt og rimeligt økonomisk ved i hvert fald normale rammede pæle, bl. a. fordi Funderingsnormen tillader en reduktion af partialkoefficienten på pælens bæreevne, forudsat at der udføres belastningsforsøg i et omfang, der under hensyntagen til jordbundsforholdene, bygværkets art etc. må anses for repræsentativt for hele pælefunderingen.

Ved større byggearbejder udføres der derfor belastningsforsøg måske i gennemsnit på ca. 1 % af de rammede pæle. Hvis der udføres prøveramninger i forbindelse med forundersøgelserne, vil man hyppigt supplere disse med belastningsforsøg. Prøvefeltet må da planlægges under hensyntagen hertil, bl. a. ved arrangement af modhold.

For trykpæle med spidsen i sand vil man normalt anse rammeformlen for en bedre bestemmelse af pælens bæreevner end den geostatistiske beregning. Resultaterne af belastningsforsøgene benyttes derfor i praksis (også; N_q i (2602) kontrolleres naturligvis) til at bestemme en middelværdi af forholdet:

$$\alpha = \frac{Q_c}{Q_d} \quad (2814)$$

hvor Q_c er trykbæreevnen som bestemt ved belastningsforsøgene, og Q_d er den dynamiske bæreevne som bestemt ved hjælp af rammeformlen. Efter at have sikret sig, at α ikke varierer for meget mellem de enkelte forsøg, benyttes det fundne forhold ved fortolkningen af alle rammere-sultater. I øvrigt udføres normalt et trækforsøg efterfulgt af et trykforsøg, således at man ved hjælp af (2701) kan bestemme Q_p og Q_m separat.

For pæle i ler er metoden principielt den samme. Hvis Q_m i ler er af væsentlig betydning, bør belastningsforsøget udføres på et sådant tidspunkt efter ramningen, at regenerationsfaktoren r , som er den

væsentlige ubekendte størrelse, bestemmes korrekt. Som nævnt i forbindelse med (2606) vokser r som funktion af tiden, jfr. Fig. 28 C. Erfaringen har imidlertid vist, at man ikke kan bestemme denne tidsafhængighed ved gentagne forsøg på samme pæl: Udførelsen af et belastningsforsøg (i hvert fald et trykforsøg efter det trækforsøg, hvorved r bestemmes) medfører en fornyet æltning af jorden omkring pælen, og forskydningsstyrken regenererer derefter væsentlig langsommere end efter pæleramningen, antagelig fordi den ikke er forbundet med en fortrængning af et jordvolumen, og dermed en opbygning af vandrette spændinger i jorden.

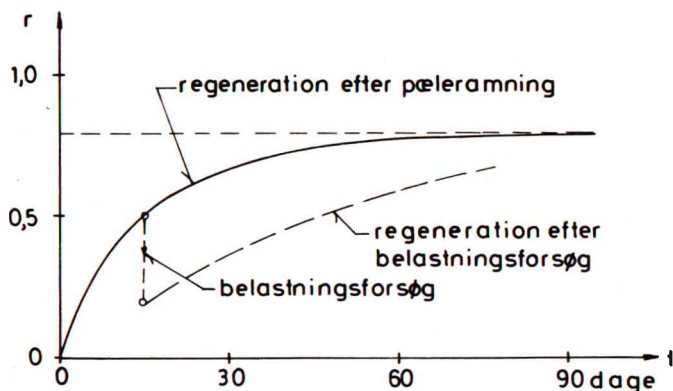


Fig. 28 C: Regenerationsfaktoren r som funktion af tiden (normal udvikling og efter gentagen æltning).

Det væsentligste praktiske problem ved udførelsen af belastningsforsøg er etableringen af modhold, jfr. Fig. 28 D. Et trykforsøg kræver enten et modhold af måske fire trækpæle (i mindst et par m afstand) eller en betydelig modholdsvægt. Et trækforsøg er naturligvis væsentligt simplere, fordi modholdet kan være enten trykpæle eller blot (en passende stiv konstruktion på) jordoverfladen. Kraftoverførslen fra forsøgspæl til modhold kan ske gennem en hydraulisk donkraft og stålbjælker, og følges gennem et kalibreret manometer eller (bedre) en krafttransducer. Deformationsmålingen på pæletoppen kan ske ved hjælp af måleure, der placeres på en separat understøttet målebjælke.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------------------------|------|------|-----|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT | EMNE | UDG. | SIDE | |
| | nr. | | | | nr. |
| | 28 | Pæleramning Prøvebelastning | 78 | 13 | 14 |

En hensigtsmæssig forsøgsprocedure kan f. eks. være i begyndelsen af forsøget at forøge belastningen trinvis å ca. 1/20 af den forventede brudlast under optagelse af tidskurver pr. f. eks. 15 min. Eventuelt udføres aflastninger og genbelastninger f. eks. med det formål at registrere pælens deformationer under de aktuelle belastninger og belastningsvariationer, den forventes at blive udsat for i bygværket.

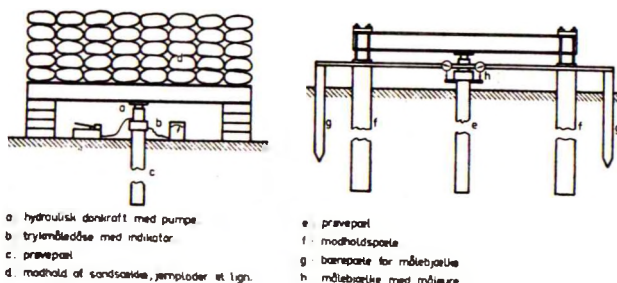


Fig. 28 D: Belastningsopstilling til pæleforsøg
(Eksempler på mulige arrangementer).

Når belastningen er blevet så stor, at pælen ca. midt i et belastningstrin stadig har en deformationshastighed af størrelsesordenen 20 mm/h (0,3 mm/min), vil man normalt udføre forsøget under "controlled strain", d. v. s. med en kontinuert belastningsregulering svarende til en (omtrent) konstant deformationshastighed ≤ 20 mm/h. Hvis belastningen når op på en maksimalværdi, og herefter holder sig uændret eller aftager, angiver denne værdi brudværdien. Såfremt belastningen derimod vedbliver at stige, defineres brudlasten som svarende til en blivende deformation på 10 % af pælens mindste tværmål (dog mindst 20 mm; denne grænse har kun betydning for stålpæle).

Ved planlægningen af belastningsforsøgene bemærkes det, at man ved trækforsøg af sikkerhedshensyn ikke bør udsætte pælen for større træk end svarende til 85 % af den karakteristiske materialstyrke. På grund af forskellen mellem de partialkoefficienter, der skal påføres henholdsvis materialets (i jernbetonpæle: armeringens) og jordens

| | | | | | |
|--------------------------|--------------------|--|----------------|-------------------|----------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | NOTAT nr. 28 | EMNE Pæleramning Prøvebelastning | UDG. 78 | SIDE nr. 14 | af 14 |
|--------------------------|--------------------|--|----------------|-------------------|----------|

(trækpælens geostatistiske) bæreevne, medfører dette normalt, at man skal overdimensionere (overarmere) de trækpæle, for hvilke man ønsker at måle den aktuelle geostatistiske træk bæreevne.

| | | | |
|--------------------------|-------|------------|-----------------------|
| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 78 | SIDE nr. af 1 8 |
|--------------------------|-------|------------|-----------------------|

Alfabetisk stikordsregister til
forelæsningsnotater i Geoteknik 1,
udgave 1978.

Tal før skråstreg angiver notatnummer, tal efter skråstreg
sidenummer i notatet.

Det bemærkes, at adjektiver udmærket kan være primær indgang.
Eksempelvis er ordet "styrkeparametre" i sig selv så flerty-
digt, at der med fordel søges under "dræned", "effektive",
"Hvorslevske", "virkelige" etc. styrkeparametre.

| | |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| a-linie, 14/8 | Benotopæle, 26/4 |
| adhæsion α , 13/10 | Bentonite, 20/15 |
| aflastning(skurve), 7/2 | beregningsmodeller, 18/9 |
| aflastningsspænding, 7/3 | besigtigelse (af prøver), 21/1 |
| aktivitet, 2/12 | betonstyrke, 24.1 |
| aksialsymmetrisk tilstand, 12/2-3 | blokke, sten, 1/3 |
| aktivt jordtryk, 11/2; 13/2-3,5 | borearkiv, 19/2 |
| aldersbestemmelse (jord), 19/3 | borede pæle, 26/4,9 |
| anisotropi, 2/2 | borejournal, 21/1 |
| arbejdskurve for ler, 7/2 | boreslam, 20/14 |
| armeret fundament, 24/10-11 | Boussinesqs løsning, 9/9-11 |
| b-linie, 14/8 | brudbetingelse, 11/5,13-14 |
| back-pressure, 23/4 | brudfigur, 14/2 |
| belastningsforsøg (pæle), 28/1,11-14 | brudlast Q_f , 11/1-2 |
| belastningsforsøg, 23/1 | brudlinie, 14/6-7 |

- brudlinienet, 15/3
- brudmåder, 17/4
- brudsnit, 11/5
- brudtilstand, 11.1/-
- brudværdi (pæl), 28/13
- brudzoner, 14/2-3
- brugstilstand, 17/11
- bruttobelastning, 9/6
- brøndfundering, 24/2,5
- bæreevne af fundament, 16/-
- bæreevnefaktorer, 16/4-7
- bæreevneformel, 16/4,19; 16.1/-
- Casagrandes konstruktion, 22/5
- CD-forsøg, 23/6-7
- cementering, 1/6
- controlled strain, 28/13
- Coulombs brudbetingelse, 11/5,13-14
- CU-forsøg, 23/6-7
- damphammer, 28/3-4
- Danske rammeformel, 28/7
- Darcys lov, 6/6
- dekadehældning Q , 7/4; 7.1/1: 22/12
- dieselramslag, 28/3,4,9
- dilatation, 1/7
- dimensionering (dir. fund.), 24/6-8
- dimensionering af fundament, 17.1
- direkte fundering, 24/2,5,6
- dobbelt-sidedig dræning, 8/11
- drejesondering, 20/7-9
- drænede styrkeparametre, 12,1,11
- drænet sætning, 10/1-4
- drænet, udrænet tilstand, 4/1-3,5
- dræning, 25/7-11
- drænvej d_c , 8/7
- dybdefaktorer, 16/16,17
- dynamisk bæreevne Q_d , 28/4,6
- e_{max} , e_{min} , 2/6; 21/5
- effektiv bredde (længde), 16/11,2
- effektiv friktionsvinkel, 23/11
- effektiv kohæsion, 23/11
- effektiv rumvægt $\bar{\gamma}$, 2/13
- effektiv rumvægt, korr., 6/10
- effektiv spænding, 3/8; 5/2
- effektive styrkeparametre, 12/1
- effektivitetsfaktor, 28/3,4
- efterramning, 27/5
- ekscentrisk belastning, 16/8-9
- elastiske sætninger, 25/1,3
- elektriske bindinger, 1/7
- éndimensional tilstand, 3/1-2
- énsidig dræning, 8/8,12-13; 10.1/2; 10.1/A
- erosionsrisiko, 6/11
- faldhøjde, 28/4
- fedt ler, 1/3
- filterhastighed, 6/5

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 73 | SIDE nr. af 3 8 |
|--|---|------------|-----------------------|
| finit-element metode, 9/5 | glat væg (jordtryk), 13/5-8 | | |
| finsilt, 1/3 | glidning (fundament), 16/14,15 | | |
| fjeldslib, 1/7 | glidringsbetingelse, 15/2 | | |
| flydegrænse w_L , 2/11; 21/5 | glødetab, 21/5; 25/6 | | |
| flytninger, lodrette, 7/1 | gradient, 6/5 | | |
| fordeling 1:2, 9/15 | grovsilt, 1/3 | | |
| forkonsolideret, 7/3,5 | grundforstærkning, 29/4 | | |
| forkonsolidering, 7/3; 22/5 | grundvandsforhold, 18/2,7 | | |
| forkonsolide- ringsspænding, 22/5; 23/8 | grundvandsspejl, 3/3,5 | | |
| formfaktorer, 16/20 | gruppevirkning, 27/5-8 | | |
| forskydnings- elasticitetsmodul G , 9/5 | grusfraktion, 1/3 | | |
| fraktion(er), 1/2,4 | grænsebetingelse ved jordoverflade, 15/6,16,18 | | |
| Frankipæle, 26/4 | grænsebetingelse ved væg, 15/10,11,16,18 20/6 | | |
| friktionsjord, 1/7 | gulve, 24/4,6; 25/6; 27/9 | | |
| friktionsvinkel (triaksial),12/12 | h -fordeling, 8/2-3 | | |
| friktionsvinkel, 11/5 | hammer, 28/2,4 | | |
| fritbærende gulve, 25/6; 27/9 | hammeler, 26/10 | | |
| fundering, generelt, 24/1 | harmonikastruktur, 2/4 | | |
| funktionskrav 17/1-3 | Hileys rammeformel, 28/6 | | |
| fyld, 1/1; 20/5 | historisk geologi, 19/3 | | |
| genbelastning (skurve), 7/2 | Hollandsk sonde, 20/9-10 | | |
| gennemlokning (pæle), 27/7-8 | homogenitet, 2/2 | | |
| gentagen belastning, 7/8 | hovedspændinger, 11/10; 11.1 | | |
| geoelektriske undersøgelser, 20/1,7 | humusindhold, 21/4 | | |
| geofysiske undersøgelser, 20/1,6 | hviletryk, 13/3 | | |
| geologisk beskrivelse, 18/3 | hviletryk, aflastning, 5/6 | | |
| geostatistiske (pæle) formler, 26/7-9 | hviletryk på væg, 5/3,5 | | |
| glacial, 1/8 | hviletryks- koefficient K_0 , 5/2; 5.1/1 | | |
| glaciale aflejringer, 19/4 | | | |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 78 | SIDE nr. af 4 8 |
|--|---|------------|-----------------------|
| Hvorslevske styrkeparametre, 12/1,9-10 | kammertryk, 23/4-5 | | |
| hydrostatisk trykfordeling, 6/2 | kapillaritet, 3/3 | | |
| hælningsfaktorer, 16/12,14,15 | kapillarvandspejl, 3/4 | | |
| hævning af pæle, 27/5 | kapillar stighøjde, 3/3-4 | | |
| hævning (srisiko), 6/11 | karakteristiske værdier, 17/8; 18/4 | | |
| hård ramning, 28/9-10 | kerneboring, 20/2,14 | | |
| hårrørsvirkning, 2/4 | kinematiske betingelser, 14/2 | | |
| ideal-plastisk, 14/1 | klassifikation, 18/4 | | |
| inskudsdræn, 25/8-9 | klassifikations-egenskaber (oversigt), 21/6 | | |
| indstampning, 21/5 | klassifikationsforsøg, 21/3 | | |
| ingeniørgeologi, 19/1-3 | klippe, 1/1 | | |
| inhomogenitet, 2/2 | knusning af korn, 1/2 | | |
| initial konsolidering, 22/9-10 | kohæsion, 1/6; 11/5 | | |
| initialsætninger, 10/1-4 | kohæsionsjord, 1/8 | | |
| in situ-pæle, 26/9 | kombineret fundament, 25/4 | | |
| inspektion, 18/3; 25/11 | kompenaseret fundering, 25/5 | | |
| intakt prøve, 20/13 | konsistens (grænser), 2/10 | | |
| ioner, 1/7 | konsistensindex I_C , 2/12 | | |
| isochron, 8/6,8 | konsolideret-drænet forsøg, 23/6-7 | | |
| isotropi, 2/2 | konsolideret-udrænet forsøg, 23/6-7 | | |
| istid, 19/3 | konsolideringsapparat, 22/2 | | |
| jernbetonpæle, 26/3 | konsolideringsdiagram, 22/4 | | |
| jordartstyper, 19/4 | konsoliderings-differentialligning, 8/5,7 | | |
| jordprofiler, 18/1 | konsolideringsforsøg, 22/- | | |
| jordtryk, 5/1; 11/2; 13/6-8 | konsolideringsgrad U , 8/9; 8.1/1; 10/8-9 | | |
| jordtryksfaktorer K , 13/5,6,8,11,13 | konsolideringsindeks C , 7/4 | | |
| jordtryksfordeling, 13/7 | konsolideringskurve, 7/5 | | |
| kalk, 20/3 | konsolideringsmodul, 7/5-6; 22/10,12 | | |
| kalkindhold 21/5 | | | |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 78 | SIDE nr. af 5 | af 8 |
|--|------------------------------------|------------|---------------------|---------|
| konsolideringssætning, 8/9; 10/1-4 | materialefaktor m , 26/8 | | | |
| konsolideringsteori 8/ | Megapæle, 26/4 | | | |
| konsolideringstid t_c , 4/3-4; 8/10; 8.1/1 | membranisolering, 25/10 | | | |
| kontaktkræfter, 3/8 | middelkornstørrelse d_{50} , 1/3 | | | |
| kontaktpunkter, 2/1 | mineraller, 1/6 | | | |
| kontrolmålinger, 20/2 | modhold, 28/12-13 | | | |
| konventionel sætningsberegning, 10/6-8 | Mohrs cirkel, 11/6-11 | | | |
| kornfordeling, 1/4-5; 21/4 | momenter i pæle, 26/10 | | | |
| kornform, 1/6; 21/4 | moræneaflejringer, 20/3-4 | | | |
| kornkurve, 1/4-5; 21/4 | mægler, 28/2 | | | |
| kornrumvægt γ_g , 2/13; 21/4 | mætningsgrad S_r , 2/9 | | | |
| kornskelet, 2/1 | naturfugtig, 2.1/1; 3.1/1 | | | |
| kornstørrelsesfordeling, 1/2 | negativ friktion, 26/9; 27/1-5 | | | |
| krybning, 7/7-8; 22/10 | negativ overflademodstand, 27/1 | | | |
| kvartskrystaller, 1/6 | nettobelastning, 9/8 | | | |
| kvasi-stationær strømning, 6/3 | neutral spænding, 3/8 | | | |
| kvikler, 12/8 | normalkonsolideret, 7/3-4 | | | |
| kældervæg, 25/8-11; 26/2 | omfangsdræn, 25/7-8 | | | |
| Kötters ligninger 14/10; 15/15,18 | opdrift, 25/11 | | | |
| lejringsstæthed, relativ, I_D , 2/7 | optimal tørrumvægt, 21/6 | | | |
| ler, 1/3 | optimalt vandindhold, 21/6 | | | |
| lerfraktion, 1/2-3 | overflademodstand, 26/2,5,8 | | | |
| ligevægtsligninger, 9/3; 14/2,4 | overgangspunkt, 16/3 | | | |
| lodpæle, 26/2 | overlejringsstryk, 7/3 | | | |
| lodrette flytninger, 7/1 | overslag, 18.1 | | | |
| luft(bobler), 2/3 | parallelstrømning (lodret), 6/ | | | |
| lænsning, 6.1/1 | partialkoefficienter, 17/6-9 | | | |
| løftning af pæl, 26/10 | passivt jordtryk, 11/2; 13/2-3,5 | | | |
| løsjord, 1/1 | pejlerør, 20/2,15 | | | |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 78 | SIDE nr. 6 | af af 8 |
|---------------------------------------|--|------------|---------------|------------|
| permeabilitetskoefficient, 6/6 | radialzone, 15/4 | | | |
| piezometer, 20/16 | rambuk, 28/2 | | | |
| pladefundering, 25/4-5; 26/ | ramhat, 28/2-3 | | | |
| plan tøjningstilstand, 12/2 | ramklods, 28/2,4,8 | | | |
| plane styrkeparametre, 12/13; 12.1/2 | rammeformel, 28/5-7 | | | |
| plant tilfælde, 9/9 | rammejournal, 28/1 | | | |
| plasticitetsgrænse w_p , 2/11; 21/5 | rammesondering, 20/10 | | | |
| plastiske sætninger, 25/2-3 | rammespænding σ_d , 28/8 | | | |
| pollenanalyse, 19/3 | Rankine-jordtryk, 13/ | | | |
| porer, 1/1; 2/2-3 | Rankine-zone, 14/8-9; 15/3 | | | |
| poretal e , 2/5; 21/3 | reaktionsfordeling, 25/5 | | | |
| poretryksfordeling, 6/7 | reducerede partialkoefficienter, 27/4 | | | |
| porevandtryk, 3/3 | regeneration, 12/8 | | | |
| porevinkelvand, 1/6; 3/5 | regenerationsfaktor, 12/9; 26/8,12 | | | |
| porøsitet n , 2/5 | regningsmæssige parametre, 17/8,10 | | | |
| postglaciale aflejringer 19/5; 20/4 | relativ lejringstæthed I_D , 2/7 | | | |
| pressiometer, 20/11-12 | relativ ruhed, 13/11,13 | | | |
| primær konsolidering, 8/10; 22/10 | residuelle parametre, 23/10 | | | |
| primærkurve, 22/8,10 | revne, 5/5; 13/7 | | | |
| primært vandspejl, 20/15 | Rock mechanics, 1/1 | | | |
| Proctorforsøg, 21/5 | ru væg (jordtryk), 13/9-13 | | | |
| prækvartære aflejringer, 19/4 | ruhed, relativ, 13/11,13 | | | |
| prøveoptagning, 20/12-13 | rumvægt γ , 2/12-14; 21/3 | | | |
| prøveramning, 28/10 | saltindhold, 21/5 | | | |
| pumpeforsøg, 20/16 | sandefterfyldningsmetode, 21/3 | | | |
| pælefundering, 24/3,5 | sandfraktion, 1/2 | | | |
| pælegruppe, 26/2-3 | sedimentationsanalyse, 21/4 | | | |
| pælespidsareal A_p , 26/7 | sedimenter, 20/4 | | | |
| pælestød, 26/3; 27/11 | seismiske undersøgelser, 20/1,6-7 | | | |
| pæleværk, 26/2-3 | | | | |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 78 | SIDE nr. af | 7 8 |
|---|--|------------|----------------|--------|
| sekantfriktionsvinkel, 12.1/3 | spændingsinvarianter, 11/11 | | | |
| sekundær konsolidering, 8/10; 22/10 | spændingskarakteristik, 14/2,6-7 | | | |
| sekundært vandspejl, 20/15 | spændingstransformation, 15/15,16,17 | | | |
| senglaciale aflejringer, 19/5 | stamkurve, 7/2; 22/5,7 | | | |
| sensitivitet S_t , 12/8 | Standard Penetration Test, 20/10 | | | |
| sigtning, 1.1/1 | statisk tilladelig, 14/1-3 | | | |
| sikkerhed, 17/2 | statisk bestemt, 14/4 | | | |
| siltfraktion, 1/2-3 | sten, blokke, 1/3 | | | |
| simpelt trykforsøg, 23/1-2 | struktur, 2/1 | | | |
| skrivekridt, 20/2 | strukturens sammenbrud, 1/2 | | | |
| skrå belastning, 16/8 | strømkraft, 6/9-10 | | | |
| skråpæle, 26/2 | styrkekoeficient α_{nc} , 12/6; 23/8 | | | |
| skæreboks, 23/9-10 | styrkeparametre, 11/3,5; 12/ | | | |
| snitkræfter (fundament), 24/8-10 | stålpæle, 26/3-4 | | | |
| Soil science, 1/1 | superposition, 15/12-14,17; 16/7,11 | | | |
| sonderinger, 20/1,4,7-10 | svindgrænse, 2/4; 2/11 | | | |
| specialpæle, 26/1 | svævende pæleværker, 26/2-3; 27/7 | | | |
| spidsmodstand, 26/2,5,7 | svømmende fundering, 25/5 | | | |
| sprækket ler, 26/7-8 | sænkebrønd, 24/2; 27/8 | | | |
| sprækker, 2/11; 12/7 | sænkningshastighed (vandspejl), 6.1/1 | | | |
| spændinger, 5/1 | sætning δ , 7/1 | | | |
| spændingsfordeling 1:2, 9/15 | sætninger af pæle, 27/6-8 | | | |
| spændingsfordeling, cirkulært fundament, 9/12 | sætningsberegning, 25/1-3 | | | |
| spændingsfordeling, elasticitetsteoretisk, 9/10-14 | sætningsberegning (endimensional), 7/9-10 | | | |
| spændings- fordeling, linielast, 9/13 | sætningsberegning, rumlig, 10/1 | | | |
| spændingsfordeling, rektangulær last, 9/18; 9.1/- | sætningsproblem, 9/1 | | | |
| spændings- fordeling, sribelast, 9/14-15,18 | tangentmodul, 7/6; 7.1/1 | | | |
| | tertiære aflejringer, 20/3 | | | |
| | thixotropisk boreslam, 20/14 | | | |

| GEOTEKNIK OG FUNDERING I | INDEX | UDG. 78 | SIDE nr. af 8 8 |
|---|---|------------|-----------------------|
| tidsfaktor T , 8/7 | uensformighedstal U , 1/4 | | |
| tidsforløb (sætninger), 8.1/A; 10/8; 10.1/A; 22/9-11 | ukonsolideret-udrænet forsøg, 23/6 | | |
| tidskurve, 22/9-11 | undersøgelsesboringer, 20/1 | | |
| tilladelig sætning, 17/11 | UU -forsøg, 23/6 | | |
| tilladelige spændinger, 17/6 | vandfyldning, 2/3 | | |
| tillægslast (pæle), 27/2-3 | vandindhold w , 2/7; 21/3; 22/12 | | |
| tilsyneladende styrkeparametre, 12/4 | vandret belastning (fundament), 16/18, 19 | | |
| total spænding, 3/6; 5/2 | vandspejl, 3/3 | | |
| totalsikkerhed, 17/5 | vandtæt beton, 25/8 | | |
| triaksialapparat, 23/2-5 | Weisbachs rammeformel, 28/6 | | |
| triaksialforsøg, 23/5-9 | velgraderet, 1/4 | | |
| triaksialt målte styrkeparametre, 12/3; 12.1/1-2 | velsorteret, 1/4 | | |
| trykhoved, 23/3-4 | vingeforsøg, 20/1, 11; 23/1 | | |
| trykniveau, 6/4, 7 | vingestyrke, 12/8 | | |
| trykniveaufordeling, 8/2-3 | virkelige styrkeparametre, 12/1, 9-10 | | |
| tryksondering, 20/9-10 | viskositet, 6/6 | | |
| trykstyrke (udrænet), 12/3-4 | viskositetskorrektion, 22/11 | | |
| trækpæle, 26/11; 27/1-2 | volumenkræfter, 9/3 | | |
| træpæle, 26/3 | volumenændring, 2/6 | | |
| tværkræfter på pæle, 27/10 | vægtfriktionsvinkel δ , 13/10 | | |
| tæppedræn, 25/7-8 | vægzone, 15/4 | | |
| tøjningskomponenter, 9/4 | zonebrud, 15/- | | |
| tørskorpe, 12/7 | ægte kohesion, 1/7 | | |
| udkvældning, 12/7 | | | |
| udrænedede styrkeparametre, 12/1, 3 | | | |
| udrænet forskydningsstyrke, 12/5; 23/8, 11 | | | |
| udrænet sætning, 10/1-4 | | | |
| udrænet/drænet tilstand, 4/1-3, 6 | | | |





ISBN 87-87245-49-3

Stougaard Jensen/København

Un 04-52 a