



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R134:1979

**Analys av förankrade
sponter med finita
elementmetoden**

**Anders Fredriksson
Håkan Stille**

Byggforskningen

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

R134:1979

ANALYS AV FÖRANKRADE SPONTER
MED FINITA ELEMENTMETODEN

Anders Fredriksson
Håkan Stille

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 750548-3
från Statens råd för byggnadsforskning till Inst. för
jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R134:1979

ISBN 91-540-3140-0
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1979 958181

INNEHÅLL

BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER	5
SAMMANFATTNING	9
1	INLEDNING 15
2	DIMENSIONERINGSREGLER FÖR SPONTER . . . 17
2.1	En förankringsnivå 17
2.2	Flera förankringsnivåer 19
2.3	Bottenuptryckning 23
2.4	Bedömning av sättningar. 24
3	FINITA ELEMENTMETODEN 27
3.1	Inledning 27
3.2	Idealisering 28
3.3	Elementanalys 28
3.4	Systemanalys 31
3.5	Lösning av jämviktsekvationerna. . . . 32
3.6	Beräkning av töjningar och spänningar. . 32
4	APPLIKATION AV FINITA ELEMENTMETODEN PÅ GEOTEKNISKA PROBLEM. 33
4.1	Inledning 33
4.2	Beskrivning av verkligheten 33
4.3	Idealisering av problemet. 33
4.3.1	Allmänt. 33
4.3.2	Elementindelning. 36
4.3.3	Modellering av spontvägg 37
4.3.4	Numeriska problem 38
4.3.5	Samverkan jord - konstruktion 39
4.3.6	Modellering av förankringar 39
4.4	Idealisering av last och laständringar . 40
4.4.1	Allmänt. 40
4.4.2	Beräkning av initialspänningar 40
4.4.3	Simulering av avschaktning 40
4.4.4	Simulering av uppfyllnader 42
4.4.5	Simulering av förspänningslast 43
4.4.6	Simulering av portrycksförändringar . . 44
4.5	Materialmodell, jordmaterial. 46
4.5.1	Allmänt. 46
4.5.2	Icke linjär materialmodell 47
4.5.3	Materialmodell för friktionsmaterial . . 49
4.5.4	Materialmodell för kohesionsmaterial . . 50
4.5.5	Iterationsförfarande under ett laststeg . 51
4.6	Bestämning av materialparametrar 53
4.6.1	Allmänt. 53
4.6.2	Bestämning av vilojordtryckskoefficienten 54
4.6.3	Friktionsmaterial, dränerad analys. . . . 55
4.6.4	Kohesionsmaterial, odränerad analys . . 60
4.7	Materialmodell för övergångselement mellan jord och konstruktion. 63
4.7.1	Icke linjär materialmodell 63
4.7.2	Bestämning av materialparametrar 64

5	JÄMFÖRELSE MELLAN FINITA ELEMENTANALYSER OCH VERKLIGT UPPFÖRANDE HOS NÅGRA SPONT- PANELER	67
5.1	Inledning	67
5.2	Analyserade spontsektioner.	67
5.3	Finita elementanalys av mätsektionerna.	71
5.4	Jämförelse mellan beräknade och uppmätta horisontalrörelser hos sponterna.	71
5.5	Jämförelse mellan beräknade och uppmätta belastningar på hammarbanden	78
5.6	Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar bakom sponten	80
5.7	Slutsatser av jämförelser mellan beräknat och uppmätt uppförande för några spont- paneler	82
6	INVERKAN AV FÖRSPÄNNINGSKRAFTENS STORLEK PÅ FÖRANKRADE SPONTERS UPPFÖRANDE	85
6.1	Inledning	85
6.2	Inverkan på deformationsbilden	85
6.3	Inverkan på horisontalspänningarna mot sponten	85
6.4	Inverkan på horisontallasten mot hammarbanden	88
6.5	Inverkan på sättningar bakom sponten	89
6.6	Sammanfattning.	92
	REFERENSER	93
	APPENDIX A Materialparametrar och indata till finita element beräkningarna	97
	APPENDIX B Finita element program för samver- kan jord - konstruktion	105

BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER

Latinska bokstäver

[A]	matris med knutpunktskoordinater
1/a	hyperbelns asymptot värde, ekv. 4-17
[B]	matris som uttrycker sambandet mellan knutpunktsdeformationer och töjning
1/b	hyperbelns initiallutning, ekv 4-17
[C]	matris som uttrycker sambandet mellan töjningsvektorn och spänningsvektorn
c	avstånd mellan stagen, ekv 4-10
c	kohesionsintercept
C_u	lerans odränerade skjuvhållfasthet
C_u	graderingskoefficienten, ekv 4-49
E	elasticitetsmodul
E_i	initialmodul
E_t	tangentmodul
e_o	initialportal
F_c	säkerhetsfaktor
{F}	lastvektor
[K]	styvhetmatris
G	skjuvmodul
H	schaktdjup
h	exponent, ekv 4-35
I	tröghetsmoment
I_p	plasticitetstal
K	bäddmodul
K_n	normalstyvhet
K_s	skjuvstyvhet
K_p	tryckmodul, ekv 4-15
K_o	vilojordtryckskoefficient
K_m	modultal
K_{st}	tangentskjuvstyvhet
K_{si}	initialskjuvstyvhet
L	spontens längd
ℓ	halva avståndet mellan stagen, ekv 4-2
ℓ_o	$= \sqrt[4]{EI/k}$ ekv. 4-3
M	moment
M_{Fr}	moment beräknat med free earth support-metoden
M_t	kompansionsmodul (tangentmodul)

m	kompressionsmodultal
N_b	stabilitetstal
N_{cb}	kritiskt stabilitetstal
n	spänningsexponent, ekv 4-24
OCR	överkonsolideringskoefficient
P	förspänningskraft, ekv 4-2
P_a	aktivt jordtryck
P	portryck
P_a	jämförelsespänning, 100 kPa
Q_{tot}	total horisontell hammarbandsreaktion
$Q_{tot,pr}$	total horisontell förspänningslast
q	överlast
{ q }	förskjutningar i elementets knutpunkter
R	förhållandet mellan utböjningar, ekv 4-6
R_f	förhållandet mellan brottvärdet och hyperbelns asymptotvärde
r	reduktionsfaktor, ekv 4-58
r_d	momentreduktionstal
S	relativ spänningsnivå
S_l	yta på vilken givna ytkrafter finns
S_a	relativ spänningsnivå för aktiv belastningssituation
S_p	relativ spänningsnivå för passiv belastningssituation
\bar{T}_x, \bar{T}_y	ytkrafter
U	elastisk töjningsenergi
{ u }	förskjutningsvektor
V	elementets volym
W_p	lastens potentiella energi
W_F	konflytgräns
\bar{X}	masskraft i x-riktning
\bar{Y}	masskraft i y-riktning

Grekiska bokstäver

{ α }	koefficientvektor
α_m	den maximala skjuvspänningens verkningsplan
β	spänningsexponent
β	vinkel mellan största huvudspänningen och vertikalen, fig. 4.15
γ	tunghet
γ_w	vattnets tunghet
γ_{xy}	skjuvdeformation i xy-planet
δ	friktionsvinkel för övergångszonen mellan jord och konstruktion

δ_{\max}	maximal sättning bakom spanten
Δ_p	tryckskillnad i förhållande till medeltrycket mot hammarbandet
ΔS_n	relativrörelse vinkelrätt övergångselement
ΔS_s	relativrörelse parallellt övergångselement
Δy	skillnad i utböjning av hammarbandet
$\{\epsilon\}$	töjningsvektor
ϵ_x	töjning i x-led
ϵ_y	töjning i y-led
μ_a	reduktionsfaktor för anisotropi
μ_r	reduktionsfaktor för belastningshastighet
ρ	densitet
$\{\sigma\}$	spänningsvektor
σ_{ef}	spänningstillståndet efter ett laststeg
$\sigma_{fö}$	spänningstillståndet före ett laststeg
τ	skjuvhållfastheten före aktivt odränerat treaxligt försök
τ_{fu}	odränerad skjuvhållfasthet
$\tau_{fö}$	skjuvspänningen i planet α_m före ett laststeg
τ_I	skjuvspänning efter konsolidering
τ_m	maximal skjuvspänning
τ_p	skjuvhållfastheten för passivt odränerat treaxligt försök
ϕ	inre friktionsvinkel
$\{\phi\}$	vektor med koordinat-koefficienter
ξ	influensfaktor, fig. 4.3
ν	poissonstal
π_p	potentiella energin

SAMMANFATTNING

De deformations- och jordtrycksförhållanden som råder vid förankrade spontväggar är resultatet av ett komplext samspel mellan spontvägg, förankring och jord.

Genom utveckling av finita elementmetoden och tillgång till stora datorer har ett analysinstrument skapats, vilket öppnar stora möjligheter för forskare och konstruktörer att mer systematiskt och kvalitativt bedöma det förväntade uppförandet hos en sådan komplicerad struktur såsom en strävad eller förankrad spont.

För att en beräkning med finita element metoden skall ge ett bättre resultat än handberäkningsmetoder fordras en god kunskap om jordarnas deformations- och hållfasthetsegenskaper.

Målsättningen med detta projekt är jämföra resultat från beräkningar med finita element metoden med observerade uppförande för några spont objekt.

Den grundläggande filosofin i finita element metoden är att en kontinuerlig struktur delas upp i ett begränsat antal element som var för sig är "lätt" att analysera.

Sambandet mellan krafter och rörelse i knutpunkterna kan beskrivas med hjälp av styvhetskoefficienter baserad på materialets egenskaper.

Efter analysen av de enskilda elementen, elementanalys, sammankopplas samtliga element genom villkor vid elementränderna till ett system i en systemanalys. Vid denna sammankoppling erhålles ett system av linjära algebraiska ekvationer som kan lösas med avseende på de sökta storheterna i knutpunkterna.

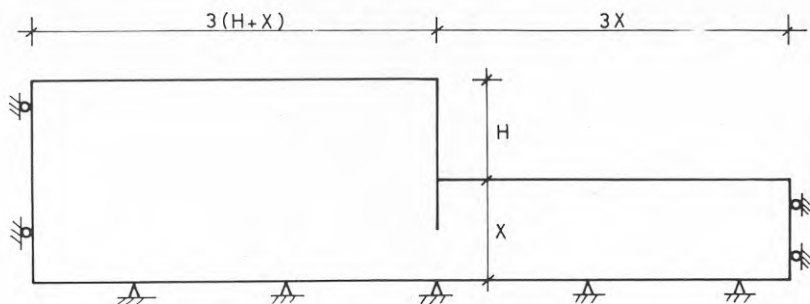
Analys av ett geotekniskt problem med finita element metoden sker i princip i sex steg från beskrivning av verkligheten till ett färdigt beräkningsresultat. Arbetsgången är som följer:

1. Beskrivning av verklighet (geoteknisk undersökning)
2. Idealisering (geoteknisk analys)
3. Elementindelning
4. Elementanalys (geoteknisk materialmodell)
5. Strukturanalys
6. Resultattolkning

Beskrivning av verkligheten med geotekniska undersökningar är i princip ett allmänt problem och ej direkt specifikt för en beräkning med finita elementmetoden. Det gäller härvid att kunna hitta och fastställa alla för problemet viktiga geotekniska data.

Vanligtvis antages att ett plant töjningstillstånd råder d v s alla rörelser sker i ett plan vinkelrätt spontväggen.

För att fastställa beräkningssektionens, elementnätets, utsträckning i djup- och sidled, så att ej ränderna kommer att påverka beräkningsresultatet, kan riktlinjerna enligt fig. 1 användas. Denna geometri på beräkningssektionen har föreslagits



Där $X = \text{minimum av } \begin{cases} 4H \\ D \end{cases}$ ($D = \text{avståndet till fast botten}$)

Fig. 1 Beräkningssektion

av Kulhawy, 1977, efter genomgång av ett flertal undersökningar.

För att kunna analysera ett geotekniskt problem såsom en förankrad spont är det nödvändigt att analytiskt kunna modellera de olika konstruktionssteg som utföres såsom urschaktning, förspänningskrafter uppfyllnad och grundvattensänkning.

De i rapporten redovisade finita elementberäkningarna har utförts med följande förutsättningar om jordmaterialet:

- hyperboliskt samband mellan spänningar och töjningar
- totalspänningsanalys i lera och effektivspänningsanalys i friktionsmaterial
- anisotropi vad beträffar hållfasthet och deformationsegenskaper hos lera
- hållfasthetsegenskaperna bestämda ur fältvingborringar och empiriska korrektionsfaktorer
- initialspänningstillståndet bestämt genom empiriska samband mellan vilojordtryckskoefficienten och jordmaterialets konsistensgränser
- bestämning av leras deformationsegenskaper med hjälp av empiriska relationer mellan lerans initialmodul och skjuvhållfastheten bestämd med fältvingborr.

Ett exempel på ett hyperboliskt spänning och töjningssamband med hållfasthetsanisotropi för lera framgår av figur 2.

Som bilaga till rapporten har en indata mall upprättats till det använda finita element programmet.

En målsättning med detta projekt har varit att jämföra resultat från finita element beräkningar med observerat uppförande hos några spont objekt. För detta ändamål utvaldes tre spontsektioner där det fanns väldokumenterade fältmätningar.

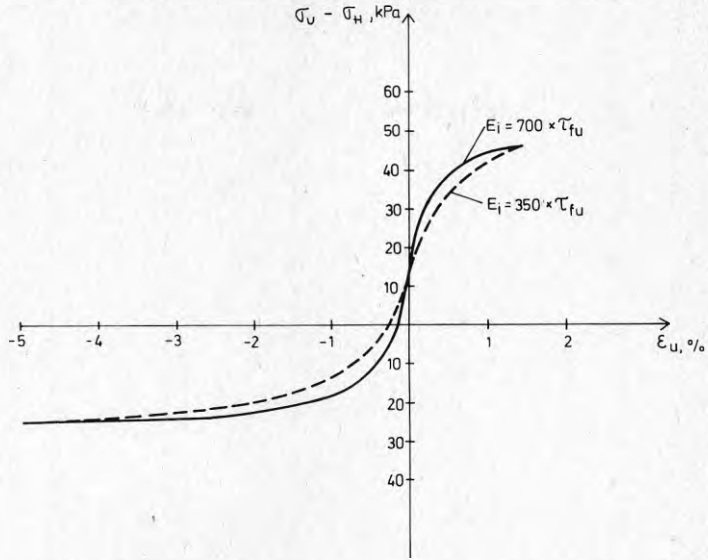


Fig. 2 Exempel på spänning - töjnings samband

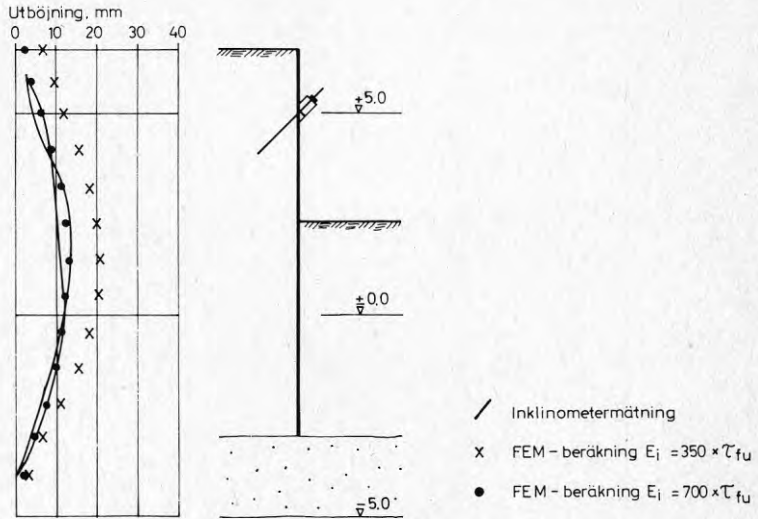


Fig. 3a Jämförelse mellan beräknade och uppmätta horisontalrörelser, panel A i Mölntorp.

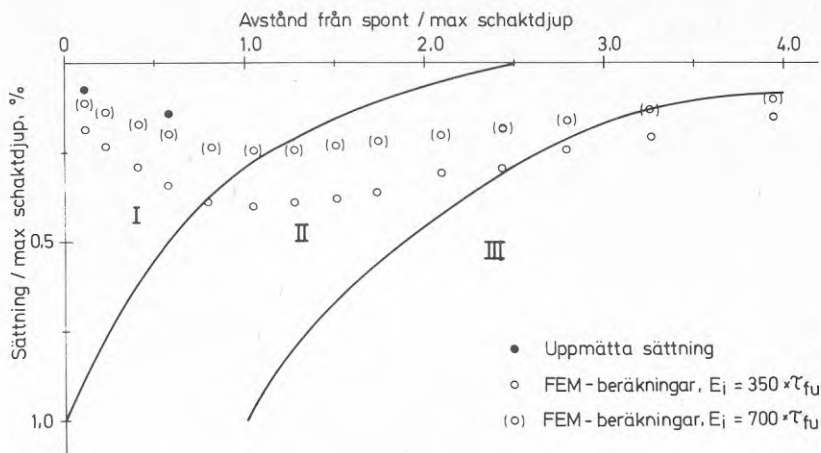


Fig. 3b Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar bakom sponten, panel A i Mölntorp.

Två av spontsektionerna tillhörde en spontvägg som uppfördes i samband med byggandet av tredje staget till Mölntorps avloppsreningsverk. Schakten, vilken omgavs av sponten, var cirka 4.5 m djup. Lerlagret var ca 7-10 m mäktigt.

Den tredje sektionen tillhörde en spont uppförd i samband med med ALCRO:s fabrikstillbyggnad i kv. Rostugnen, Ulvsunda, utanför Stockholm. Man skall där utföra en ca 7.5 m djup schakt i lera.

I figur 3 a och b redovisas beräknade och uppmätta värden för spontens horisontalrörelse och sättning bakom sponten för en av beräkningssektionerna.

God överensstämmelse erhöles även mellan beräknad och uppmätt hammarbandslast. Variationer i initialmodulen för leran påverkar i mindre utsträckning den framräknade hammarbandslasten, se figur 4.

För att studera inverkan av förspänningens storlek på spontpanelernas uppförande har de tre utvalda spontpanelerna analyserats med varierande värde på förspänningslasten men med övriga parametrar konstanta.

I figur 5 har beräknade totala hammarbandslaster och förspänningslaster dividerats med det aktiva jordtrycket mot sponten och jämförs med det av Stille (1976) funna empiriska sambandet mellan total hammarbandslast och förspänningslast. Det framgår av figuren att de med finita element metoden beräknade hammarbandslasterna stämmer bra med detta empiriska samband.

Beräkningarna visade också att ökat antal hammarband ger en kraftigare reduktion av sättningarna bakom sponten än vad en ökad förspänning medför.

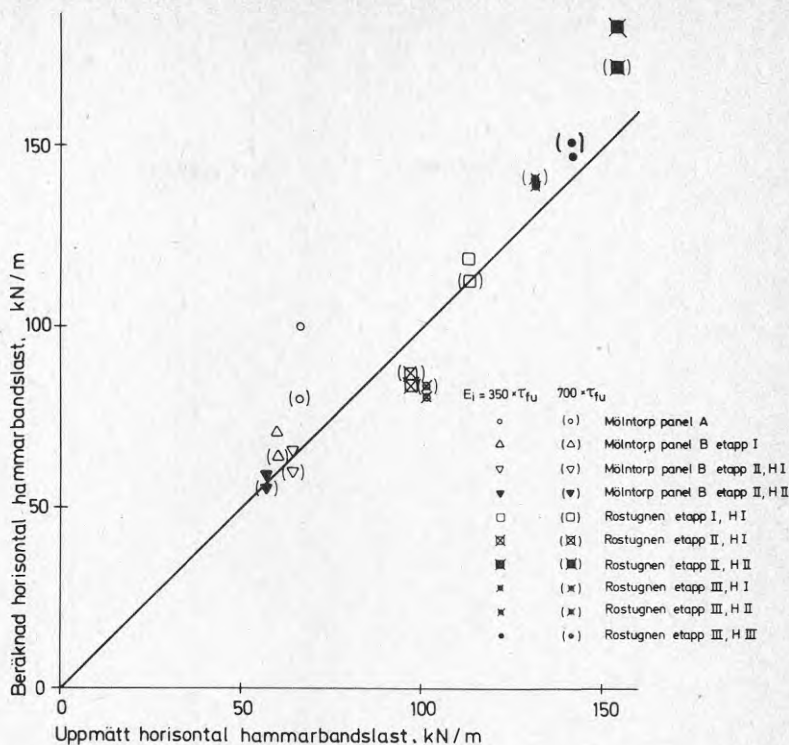


Fig. 4 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt horisontallast mot enskilt hammarsband.

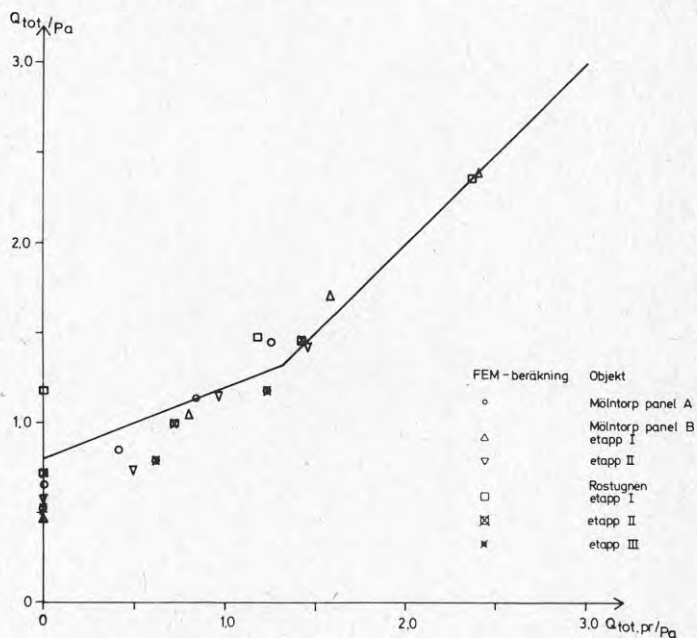


Fig. 5 Beräknad totallast som funktion av förspänningslast.

De deformations- och jordtrycksförhållanden som råder vid förankrade spontväggar är resultatet av ett komplext samspel mellan spontvägg, förankring och jord. I fig. 1.1 anges de viktigaste faktorer som styr detta samspel.

De klassiska dimensioneringsreglerna beaktar endast ett fåtal av dessa faktorer och har därför kompletterats med empiriska regler som bygger på såväl resultat från modellstudier som från fullskalemätningar på spontväggar.

Trots alla mätningar och observationer av sponter och därav grundade empiriska regler finns det en osäkerhet vid dimensioneringen. Denna osäkerhet måste beaktas genom val av säkerhetsfaktorer eller studeras med en riskanalys.

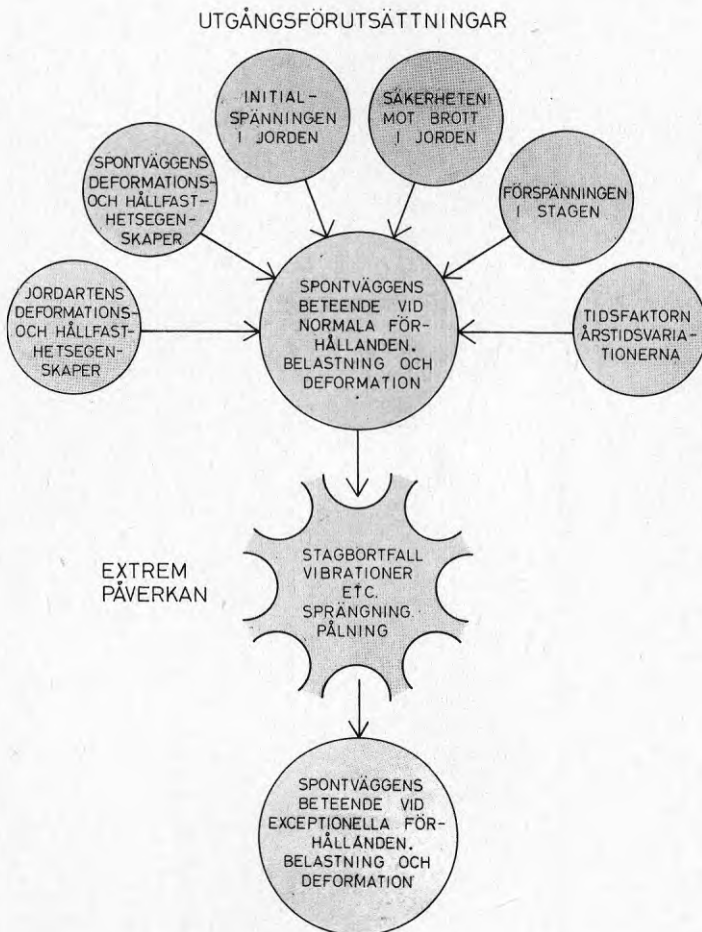


Fig. 1.1 Faktorer som påverkar spontväggens beteende.

Genom utveckling av finita elementmetoden och tillgång till stora datorer har ett analysinstrument skapats, vilket öppnar stora möjligheter för forskare och konstruktörer att mer systematiskt och kvalitativt bedöma det förväntade uppförandet hos en sådan komplicerad struktur såsom en strävad eller förankrad spont.

För att en beräkning med finita element metoden skall ge ett bättre resultat än handberäkningsmetoder fodras en god kunskap om jordarnas deformations- och hållfasthetsegenskaper.

Målsättningen med detta projekt är jämföra resultat från nuvarande beräkningsmetoder och finita element metoden med observerade uppförande för några objekt. Först kommer dock en kort presentation av de dimensioneringsregler som används i dag samt deras bakgrund och förutsättningar att göras samt en kort presentation av element metoden, speciellt kommenterad från geoteknisk synpunkt.

2 DIMENSIONERINGSREGLER FÖR SPONTER

2.1 En förankringsnivå

Den vanligaste beräkningsmetoden för sponter och stödmurar bygger på den klassiska jordtrycksteorin, där analysen är begränsad till sponter förankrade på en nivå. Problemet med att beräkna spänningarna i jorden behandlades först av Rankine. Dessa jordtryck (rankineska jordtryck) förutsätter dels plan rotation av väggen kring sin underkant, dels att väggfriktionen är noll.

Där väggfriktion tas med kan jordtrycken beräknas med Coulombs teori, varvid det förutsätts att glidytorerna är plana. Detta ger ett litet fel så länge väggfriktionen är liten i förhållande till jordens skjuvhållfasthet. Det coulombska jordtrycket beräknas oftast genom någon grafisk metod baserad på kraftjämvikt för en utglidande kil (Handboken BYGG, kap. 175). För att beräkna jordtryckets intensitet förutom dess storlek antas att jorden befinner sig i ett zombrott. Detta innebär att jordtrycken ökar linjärt med djupet.

Dessa teorier gör det enkelt att beräkna jordtryck, och de har därför fått stor spridning och används ofta vid spontberäkningar. Det är dock viktigt påpeka att förutsättningarna för att dessa jordtryck skall gälla är:

- Zombrott i jorden bakom väggen.
- Plan rotation av väggen kring en punkt vid spontens underkant eller djupare.

Vanligtvis beaktas vid dimensionering även spontväggens inspänningsförhållanden under schaktbotten.

Det går att särskilja två gränsfall av inspänningsförhållanden under schaktbotten, nämligen dels där väggen är fritt upplagd (*fr*) (free earth support), dels där den är fast inspänd (*fi*) (fixed earth support).

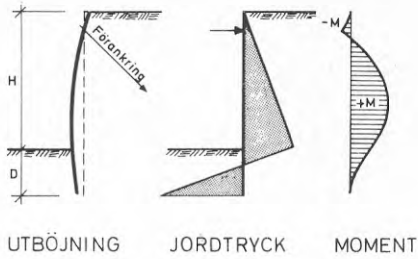
När jordens deformationsmodul är liten i förhållande till spontens styvhet och nedslagningsdjupet är ringa blir väggen fritt upplagd i sin nederkant (fig. 2.1a). Om däremot motsatta förhållanden råder, d.v.s. jordens fasthet är stor i förhållande till spontväggens styvhet, blir väggen fast inspänd i sin undre del (fig. 2.1b).

I praktiken är spontväggarna varken fast inspända eller fritt upplagda och jordtrycket mot sponten är inte triangulärt fördelat. Dessa klassiska beräkningsmetoder har därför kompletterats med empiriska erfarenhetsvärden.

De mest omfattande undersökningar som har gjorts för att belysa spontväggars beteende var de modellstudier och analyser Rowe genomförde under åren 1952-1957.

När spontens styvhet varierades fann Rowe (1952) att de maximala momenten i spontväggen var betydligt lägre än motsvarande moment beräknade med den s.k. free earth supportmetoden.

FRITT UPPLAGD



FAST INSPÄND

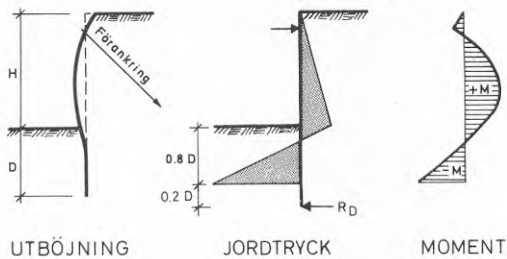


Fig. 2.1 a-b Fritt upplagd och fast inspänd spontvägg.

Genom att teckna spontens styvhet

$$\rho = \frac{L^4}{EI} \quad (2-1)$$

där L är spontens längd, E dess elasticitetsmodul och I är väggens tröghetsmoment per meter, fann Rowe empiriska samband mellan faktorn ρ och ett momentreduktionstal r_d . Denna momentreduktion kan i princip bero på tre faktorer:

- Inspänningsförhållanden under schaktbotten.
- Inspänningsförhållanden över förankringsnivån.
- Valvverkan i vertikalled.

Vanligtvis beaktas endast inspänningsförhållandena under schaktbotten.

Det maximala böjmomentet i spontväggen kan då tecknas:

$$M = M_{Fr} \cdot r_d \quad (2-2)$$

där M_{Fr} är det moment som beräknas med free earth support-me-

toden och r_d är en momentreduktionsfaktor, som beror på inställningsförhållandena under schaktbotten. I fig. 2.2 har värden på momentreduktionstalet r_d som funktion av styvheten ritats in för sponter i friktionsjord. Rowes undersökningar för friktionsjord visade att staglasterna var större än lasten beräknad med Rankines jordtrycksteori.

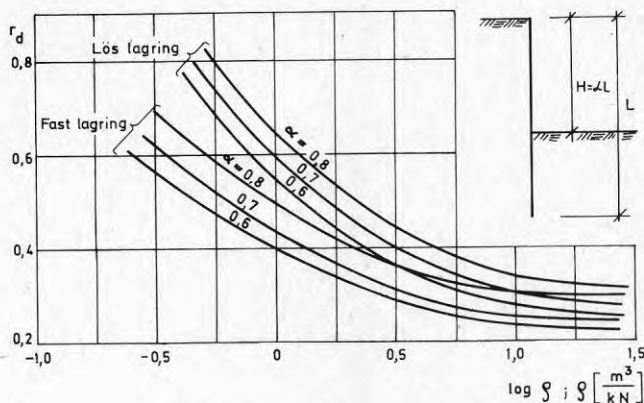


Fig. 2.2 Momentreduktion för sponter i friktionsjord som funktion av spontväggens styvhet (Rowe, 1952).

2.2 Flera förankringsnivåer

När sponter med flera förankringsnivåer beräknas blir dimensioneringsarbetet tidsödande och besvärligt, eftersom spontväggen är statiskt obestämd. För dessa typer av spontväggar har därför jordtrycksfördelningen för beräkning av stag- och stråvlaster tagits fram på empirisk väg. Dessa "jordtrycksfördelningar" är dock fiktiva jordtryck och utgör bara ett belastningsantagande när hammarbandsreaktioner och staglaster beräknas.

På grundval av uppmätta stråvlaster har Peck (1969) föreslagit en lastfördelning enligt fig. 2.3. När hammarbandsreaktioner beräknas skall tryckytan fördelas så att den totala lasten mellan två hammarbandsnivåer eller mellan nedersta hammarbandsnivån och schaktbotten fördelas lika på de två hammarbanden respektive hammarbandet och jorden under schaktbotten. Anledningen till detta är att den omvända proceduren, d.v.s. uppmätta hammarbandsreaktioner fördelade på motsvarande spontyta, har använts av Peck när de redovisade jordtryckdiagrammen konstruerats.

I de fall då sponten slås i lera beror tryckdiagrammets intensitet på lerans odränerade skjuvhållfasthet i förhållande till schaktdjupet. Peck har funnit att för sponter i lera förankrade på flera nivåer bestäms jordtrycket av ett stabilitetstal N_b

$$N_b = \frac{\gamma H + q}{c_u} \quad (2-3)$$

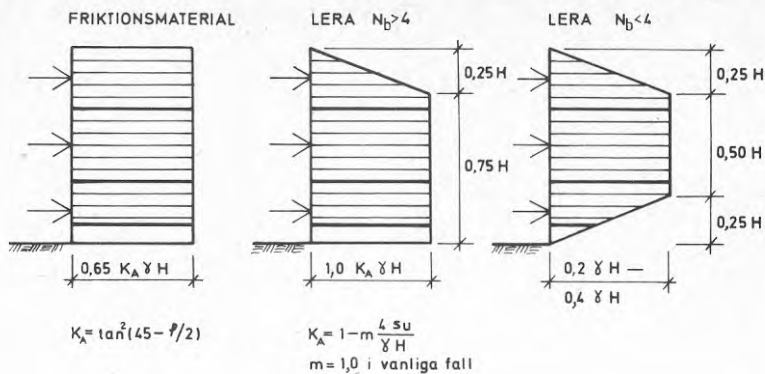


Fig. 2.3 Jordtryck enligt Peck, 1969.

där γ är jordens tunghet ($\rho \cdot g$), q är överlast på markytan och c_u är lerans odränerade skjuvhållfasthet.

Vid sponter med mäktiga lager av lös lera under schaktbotten är Pecks metod osäker.

Det har nämligen konstaterats att faktorn m (se fig. 2.3) vid beräkning av jordtrycksintensiteten är mindre än 1,0 och kan variera mellan 0,6 och 1,0. Vid sponter i lera där stabilitets-talet N_b är mindre än 4 är Pecks metod också osäker, vilket framgår av den stora variationen av tryckintensiteten.

Peck varnade även för att okritiskt överföra erfarenheter från strävade till förankrade sponter innan tillräcklig erfarenhet har erhållits.

Mätningar på utförda förankrade spontväggar (Stille, 1976) visar att jordtryckets storlek och fördelning mot spontväggar till stor del beror på följande faktorer:

- . schaktgropens dimensioner
- . jordens skjuvhållfasthet
- . förspänningslasten i stagen

De totala horisontella hammarbandsreaktionerna räknat per längdmeter spontvägg kan tecknas som en funktion av aktivt jordtryck (enligt Rankine) och förspänningsbelastningen i stagen enligt

$$Q_{\text{tot}} = 0,8 P_a + 0,4 Q_{\text{tot,pr}} \quad (2-4)$$

Där P_a är det aktiva jordtrycket som verkar på sponten och $Q_{\text{tot,pr}}$ är den totala horisontella komponent av förspänningslasten uttryckt i last per meter vägg (fig. 2.4). (Stille, 1976)

Denna formel är giltig inom intervallet

$$0,4 \leq \frac{Q_{\text{tot,pr}}}{P_a} \leq 1,35$$

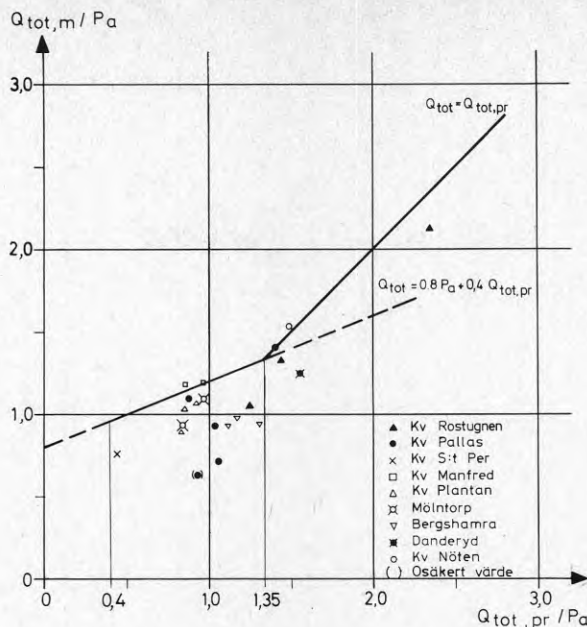


Fig. 2.4 Uppmätta samband mellan staglaster, aktivt jordtryck och förspänningslaster.

$$\text{För } \frac{Q_{\text{tot,pr}}}{P_a} > 1.35$$

gäller ekvationen $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{tot,pr}}$ (2-5)

Detaljerad beskrivning av metoden framgår av Sahlström och Stille, 1979.

För sponter förankrade på en nivå ska lasten P_a i ekvation (2-4) ersättas med en hammarbandsbelastning Q_{fr} beräknad med sponten betraktad som fritt upplagd varvid Q_{tot} är den dimensionerande horisontella hammarbandslasten.

För sponter i friktionsjord förankrade på flera nivåer ska det totala jordtrycket P_a räknas som en del av det aktiva jordtrycket som verkar på spontväggen ovanför den punkt D som delar avståndet mellan nedre hammarbandet och den nivå där det aktiva nettetrycket är noll i två lika delar (fig. 2.5). För sponter i lera med ett stabilitetstal

$$N_b < \frac{N_{cb}}{1.3}$$

är schakten stabil och jordtrycket under schaktbotten kommer inte att påverka staglasterna, utan P_a skall beräknas som den del av aktivt jordtryck som verkar ovanför schaktbotten.

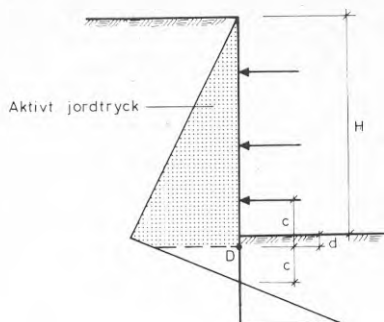


Fig. 2.5 a Beräkning av aktivt jordtryck P_a vid sponter i friktionsjord förankrade på flera nivåer.

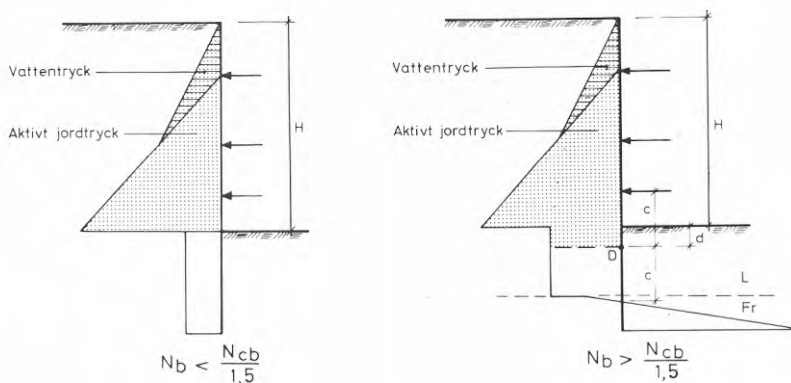


Fig. 2.5 b-c Beräkning av aktivt jordtryck P_a vid sponter i kohesionsjord förankrade på flera nivåer.

När

$$N_b \geq \frac{N_{cb}}{1,3}$$

är det nödvändigt att slå sponten i fastare lager.

(N_{cb} = schaktens kritiska stabilitetstal, se avsnitt 2.3).

Detta innebär att jordtrycket under schaktbotten kommer att påverka stag lasterna. Lasten P_a ska då beräknas som en del av Rankines jordtryck som verkar ovanför den punkt D som delar avståndet mellan nedre hammarbandet och den nivå där rankineska nettotrycket är noll i två lika delar.

En förutsättning för detta sätt att beräkna P_a är att det passiva nettjordtrycket under punkten D i fig. 2.5a och 2.5c är minst lika stort som det aktiva nettotrycket under samma punkt.

Lasten på individuella hammarband beräknas genom att den totala framräknade lasten, Q_{tot} , först omfördelas till en lastintensitet enligt ekv.

$$P_i = \frac{Q_{tot}}{0,9 H+d} \quad (2-6)$$

där H är sponthöjden och d är avståndet från schaktbotten ned till den nivå D som P_a beräknas för. Om denna nivå ligger över schaktbotten, innebär det negativt värde på d . Lasten på varje hammarband kan sedan beräknas så att lasten mellan två hammarband fördelade lika mellan respektive hammarband.

2.3 Bottenuppträckning

Bjerrum och Eide (1956) analyserade bottenuppträckning av strävade sponter i lera. Baserade på dessa erfarenheter och teoretiska bärighetsfaktorer föreslogs att schaktens kritiska värde N_{cb} kunde utvärderas ur fig. 2.6.

Totalstabiliteten hos den inspontade schakten i lera kan då kontrolleras genom följande formel:

$$F_c = \frac{N_{cb} \cdot c_u}{\gamma H + q} = \frac{N_{cb}}{N_b} \quad (2-7)$$

där F_c = säkerhetsfaktorn, N_{cb} = schaktens kritiska värde, c_u = odränerade skjuvhållfastheten, γ = jordens tunghet och q = överlast.

För oändligt lång schakt och när bredden är stor i förhållande till schaktdjupet varierar N_{cb} mellan 5,1 och 6,2. Terzaghi (1943) redovisar ett motsvarande värde på 5,7 genom analys med sammansatta glidytor.

Om spontväggen ej har tillfredställande vertikalstöd eller pålning skall utföras intill väggen, har erfarenheten visat att man ej kan använda resultaten från strävade sponter på förankrade sponter.

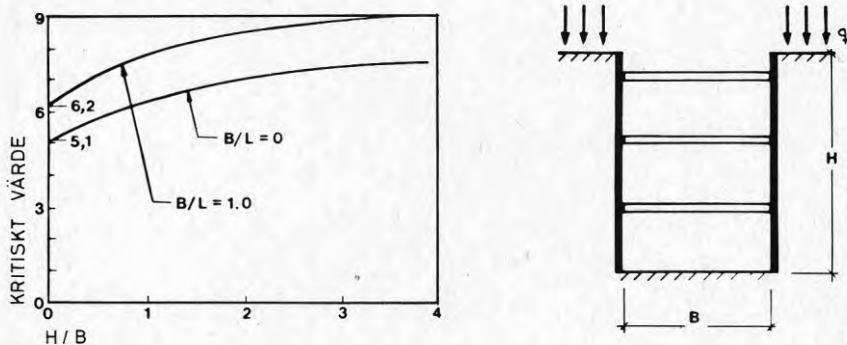


Fig. 2.6 Kritiska värden för schaktens stabilitet vid strävade sponter.

Omfattande analyser av inträffande ras och förskjutningar av sponter i lera samt teoretiska överväganden (Stille, 1976) har visat att spontplankornas spetsbärighet har en avgörande betydelse för stabiliteten hos den förankrade sponten. När spetsbärigheten är tillräcklig för att bära staglasternas vertikala komponent kan erfarenheter från strävade sponter tillämpas vid beräkningen och schaktens stabilitet mot bottenuppträckning kan kontrolleras genom ovanstående formel och med ett värde på N_{cb} lika med 5,7.

För sponter som ej är spetsbärande eller där vertikalstödet kan störas genom att pålning skall utföras intill sponten kan det kritiska värdet, N_{cb} , sättas till 4,1 och ovanstående formel användas. Om vertikalstödet kan anses vara effektivt även vid pålning väljes $N_{cb} = 5,7$.

Om pålning skall göras intill spontväggen i sensitiva eller siltiga leror, bör ett lägre värde, $N_{cb} = 3,6$, användas, eftersom spontväggens förmåga att överföra vidhäftningskrafter då nedsättes.

2.4 Bedömning av sättningar

Ett viktigt led i spontdimensioneringen är att bedöma de sättningar som kan uppkomma bakom sponten. Erfarenheterna från mätningar på ett stort antal arbetsplatser visar att de normalt uppkomna sättningarna kan åskådliggöras i ett diagram se fig. 2.7 (Peck, 1969). Sättningarna som kan förväntas beror på

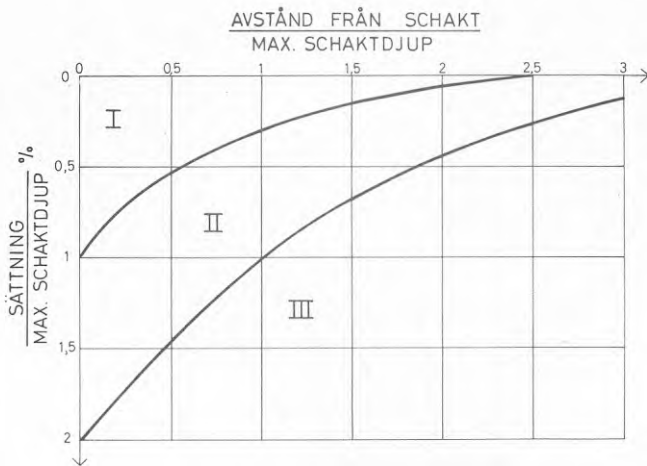


Fig. 2.7 Diagram för bedömning av sättningar bakom spont vid olika geotekniska förutsättningar. (Peck, 1969)

jorden bakom sponten men också på kvaliteten av arbetet såsom följer:

Zon I = Friktionsjord eller fast lera
($C_u > 30$ kPa). Normalt utförande.

- Zon II = a) Löst lagrad friktionsjord eller lera,
1) begränsat lerdjup under schaktbotten
2) stort lerdjup under schaktbotten
med $N_b < N_{cb}$.
b) Svåra arbetsförhållanden för spontning och schaktning.

Zon III = Lös lera med stor mäktighet med
 $N_b > N_{cb}$.

N_b = stabilitetstalet, N_{cb} = schaktens kritiska stabilitetstal,
se avsnitt 2.3.

3 FINITA ELEMENTMETODEN

3.1 Inledning

Finita elementmetoden (FEM) för beräkning av problem inom strukturmekniken har utvecklats starkt under de senaste åren. Metoden användes redan under 1950-talet för beräkningar inom flygplansstatiken, men har först under 1970-talet fått en bredare användning. Anledning till det stora intresset för beräkningsmetoden är att man med finita elementmetoden kan lösa problem med såväl komplicerad geometri som problem med svåra randvillkor. Utvecklingen har visat att finita elementmetoden är generell och kan ses som en numerisk metod för lösning av komplicerade differentialekvationer (som värmeflöde, grundvattenströmning, konsolideringssättningar, dynamiska och statiska problem).

Finita elementmetoden finns beskriven i ett flertal publikationer (Zienkiewicz, 1971; Desai och Abel, 1972; och Wiberg, 1975) och kommer inte i detalj att beskrivas här. Bara de grundläggande principerna kommer att diskuteras nedan.

Den grundläggande filosofin i finita elementmetoden är att en kontinuerlig struktur delas upp i ett begränsat antal element som var för sig är "lätt" att analysera, se fig. 3.1.

Variationen av de sökta storheterna såsom exempelvis deformationer approximeras med ett polynom över elementet. Polynommet väljes så att de sökta storheterna i en punkt inuti elementet kan tecknas med hjälp av deras värden i knutpunkterna. Elementets egenskaper integreras över dess volym och kan beskrivas av styvhetskoefficienter som ger sambandet mellan påförda belastningar i knutpunkterna och responsen i knutpunkterna

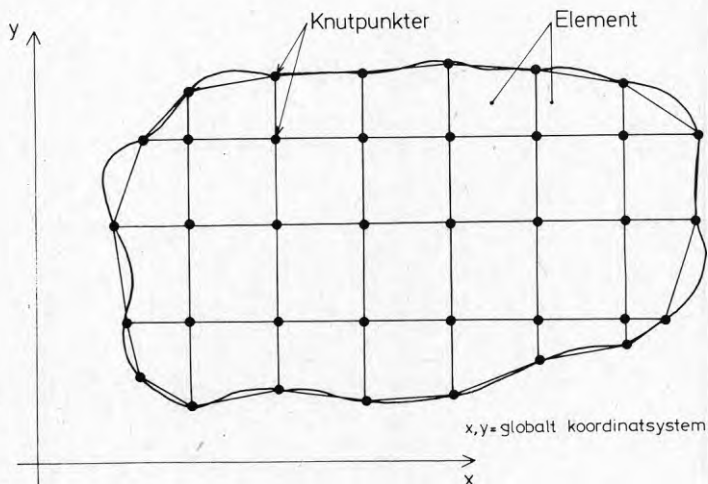


Fig. 3.1. Indelning av en godtycklig struktur i finita element.

Efter analysen av de enskilda elementen, elementanalys, sammankopplas samtliga element genom villkor vid elementränderna till ett system i en systemanalys. Vid denna sammankoppling erhålles ett system av linjära algebraiska ekvationer som kan lösas med avseende på de sökta storheterna i knutpunkterna.

Huvudstegen vid analys med finita elementmetoden av en kontinuerlig kropp är alltså följande:

- . idealisering av den kontinuerliga strukturen
- . bestämning av elementegenskaper såsom styvhet och ekvivalenta knutpunktskrafter,
- . sammankoppling av elementen, och
- . lösning av det resulterande algebraiska ekvationssystemet.

3.2 Idealisering

Idealisering av den kontinuerliga kroppen innebär att den delas upp i ett antal element begränsat av linjer eller ytor. För ett plant problem omfattar detta att man ritar upp ett tvådimensionellt elementnät och tilldelar varje knutpunkt och element ett nummer samt specificerar de geometriska randvillkoren. Nätets optimala utseende beror dels på strukturens fysikaliska egenskaper dels på typen och fördelningen av de påförda lasterna. Mer om elementnätets utformning ur geoteknisk synvinkel kommer att behandlas i avsnitt 4.

3.3 Elementanalys

Bestämning av elementegenskaperna (elementstyvheten) innebär beräkning av vissa integraler. Den ekvation som fås fram genom att minimera den potentiella energin för ett element kan skrivas

$$[K] \{q\} = \{F\} \quad (3-1)$$

där $\{q\}$ är förskjutningar i elementets knutpunkter, $\{F\}$ är ekvivalenta knutpunktskrafter och matrisen $[K]$ kallas elementstyvhetsmatrisen.

Nedan kommer kortfattat att beskrivas de antaganden som ligger bakom ovanstående ekvation.

Utgående från en ansatts, där förskjutningarna $\{u\}$ för en punkt i ett element beror på koordinaterna för punkten, och ett antal obestämda storheter $\{\alpha\}$, kan följande beräkning utföras för att ersätta dessa storheter med de obestämda knutpunktsförskjutningarna $\{q\}$.

$$\{u\} = (\text{polynom i } x \text{ och } y) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy \dots (3-2)$$

Detta kan i matrisform tecknas

$$\{u\} = \{\phi\}^T \cdot \{\alpha\} \quad (3-3)$$

där $\{\phi\}^T = 1, x, y, xy, \dots$

$$\{\alpha\}^T = \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \dots$$

Speciellt gäller att förskjutningarna för knutpunkterna fås genom att sätta in koordinaterna för dessa i ekv. (3-3).

$$\{q\} = [\emptyset_Q] \{\alpha\} \text{ eller } \{q\} = [A] \cdot \{\alpha\} \quad (3-4)$$

Där således $[A]$ är en matris som innehåller knutpunkternas koordinater.

De obestämda storheterna $\{\alpha\}$, kan nu uttryckas i de obestämda knutpunktsförskjutningarna $\{q\}$, såsom

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \{q\} \quad (3-5)$$

Insättes detta i ekvation (3-3) erhålles

$$\{u\} = \{\emptyset\}^T \cdot [A]^{-1} \cdot \{q\} \quad (3-6)$$

eller

$$\{u\} = [N] \{q\} \quad (3-7)$$

Därefter kan töjningen $\{\epsilon\}$ beräknas.

Vid exempelvis plant deformationstillstånd gäller

$$\{\epsilon\} = \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\delta u}{\delta x} \\ \frac{\delta v}{\delta y} \\ \frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x} \end{bmatrix} = [B] \cdot \{q\} \quad (3-8)$$

Där $[B]$ erhålles genom derivering av $[N]$.

Från töjningar kan sedan spänningarna beräknas med hjälp av materialets spänning-deformations samband, "konstitutiva lagar".

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\epsilon\} \quad (3-9)$$

eller

$$\{\sigma\} = [C] [B] \cdot \{q\} \quad (3-10)$$

Vi har nu fått fram ekvationer med vars hjälp vi kan beräkna förskjutningarna, töjningarna och spänningarna (ekv. 3-7, 3-8 och 3-10) i vilken punkt som helst inuti elementet bara vi känner förskjutningarna $\{q\}$ i elementets knutpunkter.

För att få fram elementekvationen

$$[K] \cdot \{q\} = \{F\} \quad (3-11)$$

finns ett antal olika förfaranden. Utgår man som ovan från att deformationerna inom elementet är okända användes principen om potentiella energins minimum. Denna metod kallas deformationsmetoden i motsatts till spänningsmetoden där spänningarna antas

som obekanta. Då användes istället principen om den komplementära energins minimum.

De flesta problem inom geomekaniken har emellertid formulerats med hjälp av deformationsmetoden. Den potentiella energin, \mathcal{P} , kan tecknas på följande sätt:

$$\mathcal{P} = U + W_p \quad (3-12)$$

där

$$\begin{aligned} U &= \text{elastisk töjningsenergi} \\ W_p &= \text{lastens potentiella energi} \end{aligned}$$

Minimum fås när

$$\delta \mathcal{P} = \delta U + \delta W_p = 0 \quad (3-13)$$

Den potentiella energin \mathcal{P} för ett system kan tecknas

$$\begin{aligned} \mathcal{P} &= \int_V dU(u,v) - \int_V (\bar{X}u + \bar{Y}v) dv - \\ &- \int_{S_1} (\bar{T}_x u + \bar{T}_y v) ds \end{aligned} \quad (3-14)$$

Där:

$dU(u,v)$ = töjningsenergin per enhets volym

\bar{X}, \bar{Y} = komponenter av givna masskrafter

\bar{T}_x, \bar{T}_y = givna ytkrafter

V = volymen av elementet

S_1 = yta på vilken givna ytkrafter finns

Genom att anta att materialet uppför sig linjär elastiskt fås

$$dU = \frac{1}{2} \{\epsilon\}^T \{\sigma\} dV \quad (3-15)$$

insättes

$$\{\sigma\} = [C] \{\epsilon\} \quad (3-16)$$

fås

$$dU = \frac{1}{2} \{\epsilon\}^T [C] \{\epsilon\} \quad (3-17)$$

Potentiella energin blir nu

$$\begin{aligned} \mathcal{P} &= \frac{1}{2} \int_V \{\epsilon\}^T [C] \{\epsilon\} dv - 2 \int_V \{u\}^T \cdot \{\bar{X}\} dv - \\ &- \int_{S_1} \{u\}^T \{\bar{T}\} ds \end{aligned} \quad (3-18)$$

Där:

$$\{\bar{X}\}^T = [\bar{X}, \bar{Y}]$$

$$\{\bar{T}\}^T = [\bar{T}_x, \bar{T}_y]$$

Insättes nu vårt valda samband mellan töjning och knutpunktsdeformationer

$$\{\epsilon\} = [B] \{q\} \text{ och } \{u\} = [N] \{q\}$$

Fås:

$$\begin{aligned} \Pi_p = & \frac{1}{2} \iiint_V (\{q\}^T [B]^T [C] [B] \cdot \{q\} - \\ & - 2 \{q\}^T [N]^T \{\bar{X}\}) dv - \iint_{S_1} \{q\}^T [N]^T \{\bar{T}\} ds \end{aligned} \quad (3-19)$$

Minimerar vi nu potentiella energin med avseende på knutpunktsdeformationerna fås:

$$\begin{aligned} \iiint_V [B]^T [C] [B] dv \{q\} = & \iiint_V [N]^T \{\bar{X}\} dv + \iint_{S_1} [N]^T \{\bar{T}\} ds \\ \text{dvs } [K] \cdot \{q\} = & \{F\} \end{aligned} \quad (3-20)$$

Vi har nu fått fram vår elementekvation där elementstyvhetsmatrisen $[K] = \iiint_V [B]^T [C] [B] dv$ och där lastvektorn

$$\{F\} = \iiint_V [N]^T \{\bar{X}\} dv + \iint_{S_1} [N]^T \{\bar{T}\} ds$$

3.4 Systemanalys

Ekvationerna för statisk jämvikt i knutpunkterna för hela den analyserade kroppen fås genom att bidraget från varje enskild elementstyvhetsmatris och elementlastvektor adderas till hela systemets jämviktsekvationer. Denna process kan symboliskt tecknas såsom

$$\left(\sum_{i=1}^m [K]_i \right) \{\delta\} = \sum_{i=1}^m \{F\}_i \quad (3-21)$$

där m är antalet element, $[K]$ och $\{F\}$ är elementstyvhets matris resp. elementlastvektor.

Detta system av jämvikts ekvationer kan lösas med avseende på de obekanta knutpunktdeformationerna $\{\delta\}$. Först måste emellertid ekvationsystemet modifieras med hänsyn till de geometriska randvillkoren. Flera metoder för att behandla randvillkoren finns beskrivna i litteraturen. I det program som har använts i denna studie behandlas randvillkoren på nedanstående sätt.

Antag att deformationen δ_2 i ekvation (3-22) skall ha det specificerade värdet α_2 . Lastvektorn modifieras då såsom $F_i - K_{i2} \cdot \alpha_2$ ($i = 1, 3, 4$) och $F_2 = \alpha_2$. Motsvarande rader och kolumner sätts lika med noll, och diagonaltermen K_{22} sätts lika med ett.

Ekvation (3-23) visar det modifierade ekvationsystemet.

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix} \quad (3-22)$$

$$\begin{bmatrix} K_{11} & 0 & K_{13} & K_{14} \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ K_{31} & 0 & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & 0 & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 - K_{12} \alpha_2 \\ \alpha_2 \\ F_3 - K_{32} \alpha_2 \\ F_4 - K_{42} \alpha_2 \end{Bmatrix} \quad (3-23)$$

3.5 Lösning av jämviktsekvationerna

Lösning av det stora systemet av jämviktsekvationer är ett viktigt steg i analysen. Antalet obekanta knutpunktsrörelser för ett ordinärt problem kan uppgå till flera tusen. Numeriska metoder för lösning av stora system med linjära ekvationer och som tar hänsyn till att systemmatrisen är symmetrisk och ej helt fylld finns beskrivna i litteraturen.

Intresserade hänvisas till följande referenser:
Meyer, 1973 och Wilson et al, 1974.

3.6 Beräkning av töjningar och spänningar

När väl knutpunktsdeformationerna $\{q\}$ har beräknats kan töjningarna inuti elementet fås enligt ekvation (3-8). Spänningarna beräknas sedan ur följande samband:

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\epsilon\}$$

där $\{\epsilon\}$ är töjningarna från ekvation (3-8) och $[C]$ är spänning-töjnings matrisen.

Spänningsfördelningen över elementet beror på den förskjutningsansats, ekv. (3-2), som har valts för den aktuella elementtypen. För de vanligast förekommande elementtyperna är ej spänningsvariationen kontinuerlig över elementgränserna. Därför beräknas spänningarna vanligtvis i mittpunkten på elementet där de kommer att få den bästa noggrannheten.

4 APPLIKATION AV FINITA ELEMENT-METODEN PÅ GEOTEKNISKA PROBLEM

4.1 Inledning

Analys av ett geotekniskt problem med finita element metoden sker i princip i sex steg från beskrivning av verkligheten till ett färdigt beräkningsresultat. Arbetsgången är som följer:

1. Beskrivning av verklighet (geoteknisk undersökning)
2. Idealisering (geoteknisk analys)
3. Elementindelning
4. Elementanalys (geoteknisk materialmodell)
5. Strukturanalys
6. Resultatutvärdering

Vid dessa analyssteg är det speciellt vid steg 1, 2, 4 och 6 där stor geoteknisk kunskap och urskiljning erfordras.

Vi kommer i de följande avsnitten att närmare beskriva arbetsgången och filosofin vid analys av geotekniska problem med finita element metoden. Tyngdpunkten kommer att läggas på analys av förankrade sponter och speciellt kommer vi att beskriva den modellering av jordens uppförande som har används vid de i avsnitt 5 och 6 beskrivna beräkningarna.

4.2 Beskrivning av verkligheten

Beskrivning av verkligheten med geotekniska undersökningar är i princip ett allmänt problem och ej direkt specifikt för en beräkning med finita elementmetoden. Det gäller härvid att kunna hitta och fastställa alla för problemet viktiga geotekniska data.

Undersökningarna i fält bör ha sådan omfattning att man kan fastställa jordlagrens mäktighet, gränserna mellan olika material samt lagrens homogenitet både i djup och sidled.

Erforderliga undersökningar för att bestämma de materialparametrar som behövs för en analys kommer att behandlas i avsnitt 4.6.

4.3 Idealisering av problemet

4.3.1 Allmänt

Vid analys av problem med finita elementmetoden är det önskvärt att man antar axialsymmetri, plant töjnings- eller plant spänningstillstånd därför att dessa tillstånd bara erfordras två frihetsgrader i varje knutpunkt. Kostnaden för en sådan analys blir betydligt lägre än för en tredimensionell analys. Många problem kan noggrant analyseras med system av två frihetsgrader t ex en cirkulär platta eller en långsträckt stödmur. Andra problem kräver att man tillgriper en tredimensionell analys.

Det finns en lång rad av problem som inte har plant töjnings- tillstånd men som karakteriseras av ett återkommande belastningsmönster, till denna typ av problem hör strävade och förankrade sponter. Traditionellt antar man för dessa problem

plant töjningstillstånd, se fig. 4.1. Detta innebär att de kraftupptagande enheterna, hammarband och stag, ersättes med linjelaster vid beräkningen, se fig. 4.2.

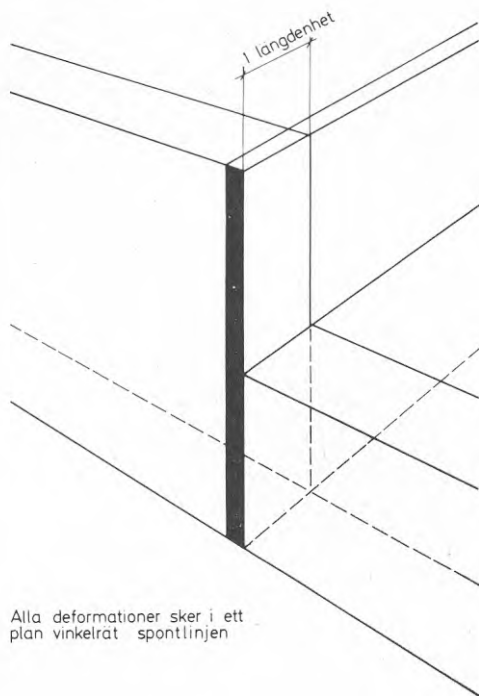


Fig. 4.1 Idealisering av spontpanelen till ett plant töjningstillstånd

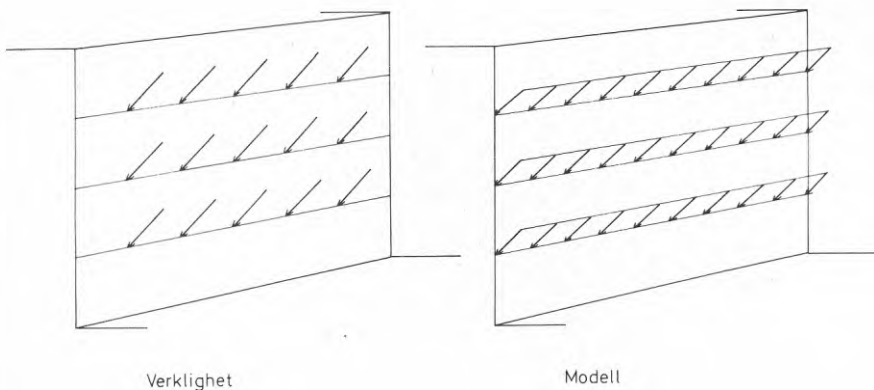


Fig. 4.2 Idealisering av hammarband och stag

Tsui och Clough, 1974, har studerat frågan om hur stort fel man gör genom att antaga plant töjningstillstånd för förankrade sponter och har funnit att för de flesta fall är avståndet mellan förankringarna tillräckligt litet för att rättfärdiga antagandet om plant töjningstillstånd.

Genom att betrakta hammarbandet som en balk belastad av punktlaster (staglasten) och upplagd på en elastisk undergrund (jordtrycket) kan en uppskattning av ovanstående idealisering göras. Tryckskillnaden Δp i förhållande till medeltrycket kan därvid tecknas.

$$\Delta p = k \cdot \Delta y \quad (4-1)$$

där k är bäddmodul och Δy är skillnaden i utböjning

$$\Delta p_{\max} = \left[k y_A - \frac{P}{2\ell} \right] \quad (4-2)$$

där $k y_A$ är upplagstrycket mittöver punktlasten P och $P/2\ell$ är medeltrycket mot underlaget. $k \cdot y_A$ kan tecknas på följande sätt

$$k \cdot y_A = \xi \cdot \frac{1}{2\sqrt{2}} \cdot \frac{P}{\ell_0} \quad (4-3)$$

Det relativa tryckskillnaden blir

$$\Delta p_{\max} \cdot 2 \cdot \ell = \left[\frac{\ell}{\ell_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \xi - 1 \right] \quad (4-4)$$

där $\ell_0 = \sqrt[4]{\frac{EI}{k}}$ och ξ kan erhållas från figur 4.3.

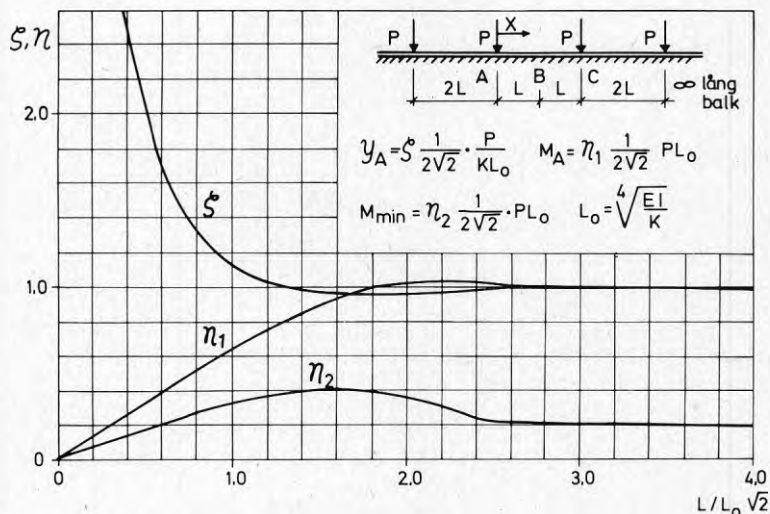


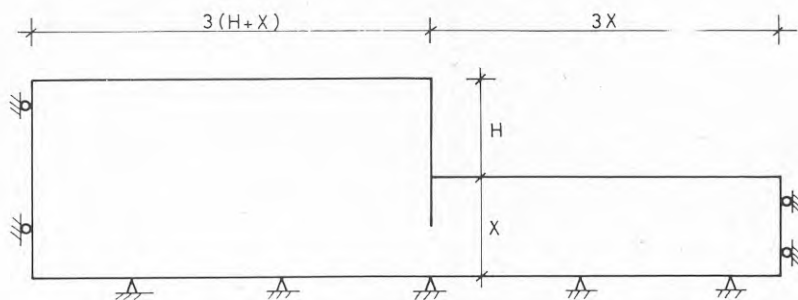
Fig. 4.3 Influensdiagram för punktbelastad balk på elastiskt underlag

För vanligaste använda värden på stagavstånd hammarband och staglast blir den maximalt framräknade tryckdifferensen från medeltrycket mindre än 10%. Liknande relativa tryckskillnader har även framräknats av Tsui, 1974, för förankrade slitsmursväggar.

4.3.2 Elementindelning

Av det utbud av olika elementtyper som finns tillgängligt har det visat sig att element med linjärt varierande töjning är kanske den mest lämpade elementtypen för urschaktningsproblem. Högre ordningens element är troligen inte nödvändiga medan element av lägre ordning (konstant töjning) inte ger tillräcklig noggrannhet utom för enklare problem. Fyr-sidiga element har visat sig effektiva vid simulering av uppfyllnader och urschaktningar av i huvudsak horisontella lager.

För att fastställa beräkningssektionens, nätets, utsträckning i djup- och sidled, så att ej ränderna kommer att påverka beräkningsresultatet, kan riktlinjerna enligt fig. 4.4 användas. Denna geometri på beräkningssektionen har föreslagits av Kulhawy, 1977, efter genomgång av ett flertal undersökningar.



Där $X = \text{minimum av } \begin{cases} 4H \\ D \end{cases}$ ($D = \text{avståndet till fast botten}$)

Fig. 4.4 Riktlinjer för beräkningssektionens utsträckning

Vanligtvis förutsätter man att inga rörelser sker längs den undre begränsningslinjen medan man tillåter enbart rörelse i vertikalled längs de vertikala begränsningslinjerna.

Nästa steg vid idealiseringen är att fastställa materialgränser med ledning av gjorda fält- och laboratorieundersökningar, införa kontaktytorna mellan konstruktion och jord, markera läge för hammarband och stag samt nivåer för de avschaktning eller uppfyllnadssekvenser som skall analyseras.

Efter detta är stunden kommen till att dela in beräkningssektionen i element man bör då lägga på minnet att i allmänhet innebär mindre elementstorlek större noggrannhet men att kostnaden för lösningen ökar med antalet element. Emellertid är det nödvändigt att använda små element på de ställen i beräkningssektionen där man har spänningskoncentrationer. Utanför dessa

zoner kan elementstorleken successivt ökas utan att man nämnvärt minskar på noggrannheten.

Det finns inga bestämda kriterier för denna utglesning av nätet, men man har funnit att en gradvis ökning av elementstorleken utanför de mest intressanta zonerna är lämplig.

Kvoten mellan bredden och höjden för elementen kan väljas upp till 5 utan några allvarliga inverkingar på resultatet. Denna kvot kan tillåtas öka ända upp till 10 utanför de mest intressanta zonerna.

Det slutliga nätets utseende är en kompromiss mellan strävandena att nå ett så noggrant resultat som möjligt och kostnaden för lösning av problemet.

4.3.3 Modellering av spontvägg

Vid elementindelningen ersättes den veckade stålsporten med en massiv sektion. Därvid måste följande krav uppfyllas

$$\begin{aligned} (EI)_{\text{stålsport}} &= (EI)_{\text{elementvägg}} \\ (\text{Vertikala bärförmågan})_{\text{stålsport}} &= \\ (\text{Vertikala bärförmågan})_{\text{elementvägg}} & \end{aligned} \quad (4-5)$$

Beroende på vilken elementtyp som användes vid beräkningen kan det vara nödvändigt att ytterligare minska elasticitetsmodulen med hänsyn till elementets böjgenskaper. Många av de vanligaste elementtyperna som användes för beräkning av geotekniska problem ger en för styv respons vid böjning.

Flera olika tillvägagångssätt kan tänkas för att lösa problemet

- Användande av speciella balkelement
- Betydligt finare elementindelning
- Användande av fiktiva elasticitetsmoduler

Undersökningar av bl a Duncan, 1974, och Boorman, 1975, har visat att vid användande av element med linjärt varierande töjning blir kvoten mellan nedböjningarna beräknade med FEM och teoretiskt enligt balkteorin, konstant dels längs balken dels vid olika typer av belastningar. Detta har givit upphov till följande rekommendation:

- Utböjningen beräknas för den med finita element modellerade sporten för en godtycklig belastning (sporten skall ej vara omgiven av jordelement). Upplagsvillkor och belastning bör åtminstone approximativt ansluta till de som den aktuella sporten kommer att uppleva under urschaktningen. Ett antaget värde på modulen ($E_{\text{Försök}}$) enligt ekv. 4-5 användes vid analysen.

- Med hjälp av balkteorin beräknas utböjningen för den aktuella belastningen och med samma upplagsvillkor som vid finita element analysen.

- Förhållandet mellan utböjningarna för de båda analyserna beräknas

$$R = \frac{\text{Balkteori}}{\text{finita element}} \quad (4-6)$$

Korrekt värde på modulen beräknas enligt följande ekvation

$$E_{\text{korrekt}} = \frac{E_{\text{Försök}}}{R} \quad (4-7)$$

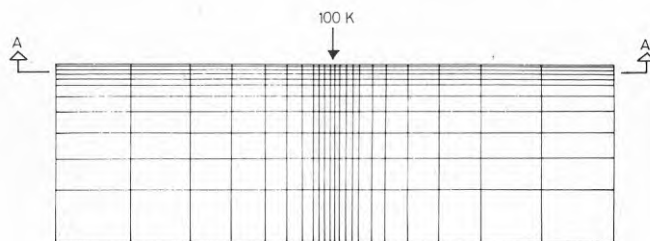
Element av högre ordning ger riktig respons vid böjning varför endast korrektion av modulen enligt ekvation 4-5 är nödvändig.

Beroende på elementtyp kan momenten i spontväggen beräknas från erhållna spänningar eller indirekt genom numerisk differentiering av beräknade deformationer.

4.3.4 Numeriska problem

I en analys av en förankrad spont är ett antal olika material inblandade. Skillnaden i materialens spännings-töjnings egenskaper kan ge upphov till numeriska svårigheter i de områden där dessa material är i kontakt med varandra.

Undersökningar utförda av Tsui, 1974, (se fig. 4.5) visar att vid användande av enkel precision, dvs 7 signifikanta siffror, vid numerisk representation i datamaskinen kan stora fel uppstå i lösningen när modulerna i intilliggande element skiljer sig mycket från varandra. Vid övergång till användande av dubbel



Finita element nät, platta - jord

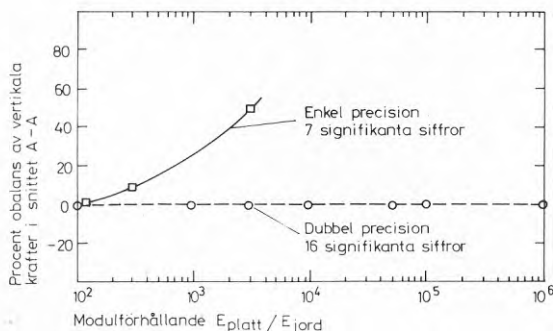


Fig. 4.5 Inverkan av skillnader i moduler och numerisk representation på beräkningsresultatets noggrannhet

pression, dvs ca 16 signifikanta siffror, har inga numeriska problem kunna påvisas även vid så stora kvoter mellan modulerna som 10^6 .

Det ovan sagda gäller IBM:s datamaskiner ur serien 360 eller 370. En del datamaskiner av andra fabrikat använder inte samma representation av de numeriska värdena varför man bör undersöka inverkan av dessa numeriska problem vid flyttning av ett finita elementprogram från en maskintyp till en annan.

4.3.5 Samverkan jord - konstruktion

I konventionell finita element teori är rörelserna längs randen mellan två närliggande element kompaktila dvs inga relativa rörelser sker mellan närliggande element. I verkligheten sker relativa rörelser mellan konstruktionen och jorden och dessa spelar en viktig roll för samverkan mellan jord och konstruktion. Uppförandet hos denna kontaktyta beror på konstruktionens ytråhet och jordens kornsammansättning.

Goodman, Taylor och Breeke, 1968, har utvecklat ett endimensionellt övergångselement som tillåter relativa rörelser mellan två omgivande tvådimensionella element. Egenskaperna för detta element tecknas med hjälp av dels en skjuvstyvhets, K_S , dels en normalstyvhets, K_n , så att

$$\sigma_n = K_n \cdot \Delta S_n \quad (4-8)$$

$$\tau = K_S \cdot \Delta S_S \quad (4-9)$$

Där ΔS_n är relativrörelse vinkelrätt och ΔS_S är relativrörelse parallellt elementet

Vid analys av spontkonstruktioner är det viktigt att man använder dessa övergångselement mellan spontväggen och intilliggande jord för att på ett realistiskt sätt kunna simulera samverkan mellan jord och spontkonstruktion.

4.3.6 Modellering av förankringar

För att modellera förankringarna erfordras ett stångelement dvs ett element som enbart kan upptaga axiella krafter samt kunna överlagras jordstrukturen så att enbart kraftöverföring sker vid spanten och i förankringszonen. Problem kan uppstå om stångelementets två knutpunkter har stor skillnad i knutpunktsnummer, eftersom detta ger en stor bandvidd och där av ett stort minnesbehov för systemstyvhetsmatrisen i datorn. Detta kan undvikas genom att numrera knutpunkterna så att bandvidden minimeras.

Stångelements styvhets, EA per längdenhet skall motsvaras av de verkliga stagen fördelad på ett visst c-avstånd.

$$|EA|_{FEM} = \frac{EA}{c} \text{ verklighet} \quad (4-10)$$

4.4 Idealisering av last och laständringar

4.4.1 Allmänt

För att kunna analysera ett geotekniskt problem såsom en förankrad spont är det nödvändigt att analytiskt kunna modellera de olika konstruktionssteg som utföres såsom urschaktning, uppfyllnad och grundvattensänkning. Eftersom belastningen vid en finita element analys bara analytiskt kan representeras av påförda krafter i knutpunkterna är det nödvändigt att simulera lastsekvenserna med ekvivalenta knutpunktskrafter på strukturen. Tekniken för att beräkna dessa ekvivalenta knutpunktskrafter kommer att behandlas i de följande avsnitten.

4.4.2 Beräkning av initialspänningar

Spänningstillståndet innan urschaktningen påbörjas representeras av ett initialspänningstillstånd i varje element där den vertikala effektivspänningen, $\bar{\sigma}_y$, är lika med det effektiva överlagringstrycket och den horisontala effektivspänningen, $\bar{\sigma}_x$, definieras såsom

$$\bar{\sigma}_x = K_0 \cdot \bar{\sigma}_y = K_0 (\sigma_y - p) \quad (4-11)$$

där K_0 är vilojordtryckskoefficienten. De initiella deformationerna och skjuvspänningarna på horisontella och vertikala plan antas vara lika med noll.

Den initiella vertikala totalspänningen, σ_y , beräknas genom en s k "gravity turn-on" analys dvs krafter påföres strukturen som motsvarar de ingående materialens egenvikt. Den initiella effektiva horisontalspänningen, $\bar{\sigma}_x$, beräknas med hjälp av vilojordtryckskoefficienten, K_0 , vertikala totalspänningen, σ_y , och det initiella portrycket, p , (enligt ekv. 4-11).

Värdet på vilojordtryckskoefficienten, K_0 , kan antingen bestämmas insitu eller beräknas genom empiriska samband med andra geotekniska parametrar.

4.4.3 Simulering av avschaktning

Den analytiska simuleringen av ett urschaktningssteg bygger på följande logik.

En jordmassa som befinner sig i jämvikt vid ett visst spänningstillstånd visas i fig. 4.6 a. Den skuggade delen A skall schaktas bort och delen B skall vara kvar intakt. Effekten av delen A:s närvaro på B kan representeras av spänningarna T som överförs längs den potentiella schaktytan, som visas i fig. 4.6 b. Avschaktning av A innebär att spänningarna T avlägsnas från randen av den kvarvarande massan B. Detta kan åstadkommas genom att på schaktranden av region B lägga på spänningar lika med T till storleken men med omvänt tecken, som visas i fig. 4.6 c. Resulterande inkrement av deformationer och spänningar adderas till de initialvärden som existerade vid tillståndet som visas i fig. 4.6 a, för att ge de deformationer och spänningar som existerar efter avschaktning av delen A.

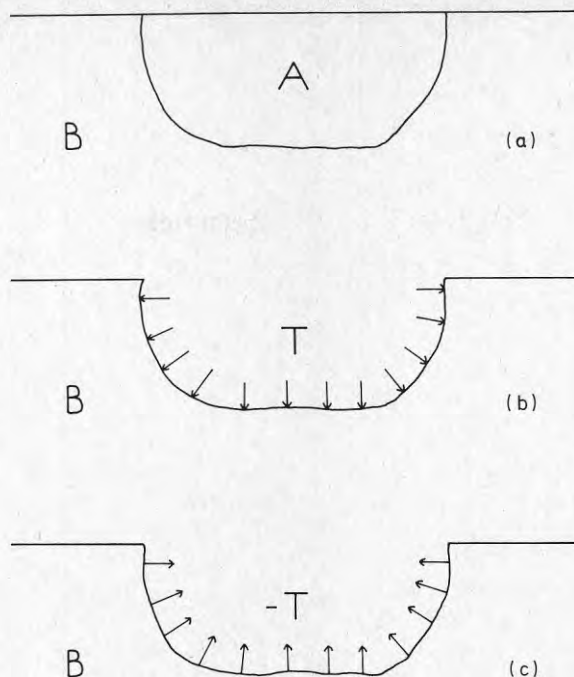


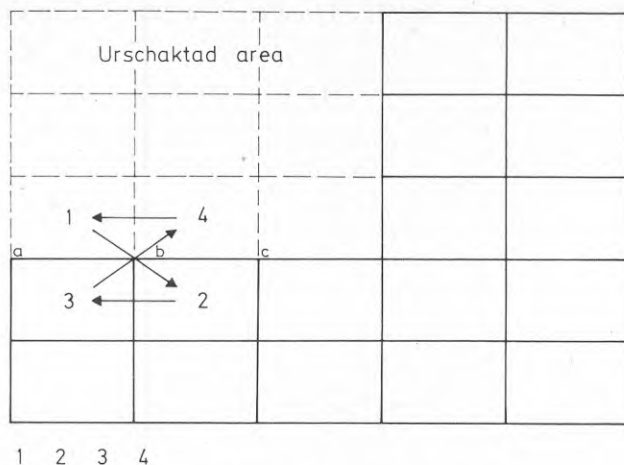
Fig. 4.6 Urschaktningsprocedur

I finita element programmet simuleras ovanstående procedur på följande sätt:

- bestämning av knutpunktskrafter som motsvarar den del som skall schaktas bort (del A) i knutpunkterna längs den potentiella schaktytan
- ta bort styvheten av den bortschaktade delen A
- lägga på knutpunktskrafter på den kvarvarande jordmassan lika till storlek men med omvänt tecken till de som bestämdes i steg 1
- addera till inkrementen i deformationer och spänningar till de föregående värdena för region B.

Nästan alla avschaktningsprocedurer som finns rapporterade i litteraturen (Brown och King 1966, Chang 1969, Clough 1969, Clough och Duncan 1969, Christian och Wong 1973, Dunlop et al 1968, Duncan och Dunlop 1969, Dunlop och Duncan 1970, Wong 1971, Chadrasekaran och King 1974 och Mana 1978) använder denna allmänna ansatts, de skiljer sig emellertid i hur man bestämmer knutpunktskrafterna i steg 1.

I de beräkningar som redovisas i denna rapport har använts den av Clough och Duncan, 1969, föreslagna metoden. I denna metod bestäms spänningarna längs ett segment av schaktranden genom att anpassa ett två dimensionellt interpolations polynom till spänningarna i mittpunkten av de fyra element som omger randsegmentet, vilket illustreras i fig. 4.7. Polynomet används



Interpolationselement för randsegmentet a-b-c

Fig. 4.7 Bestämning av randspänningar för urschaktning genom interpolation

sedan för att beräkna spänningarna i knutpunkterna på urschaktningens randen. Genom att anta linjär variation av spänningarna mellan knutpunkterna kan man beräkna ekvivalenta knutpunktskrafter som sedan appliceras med omvänt tecken på urschaktningens randen. Genom att upprepa proceduren för varje randsegment kan alla krafter längs urschaktningens randen bestämmas.

Denna teknik har visat sig vara relativt noggrann för ett brett register av urschaktningens problem, men den erfordrar ett noggrant val av de fyra bästa interpolationselementen vid urschaktning i närheten av hörn och diskontinuiteter i materialegenskaper.

De element som urschaktas ges en liten modul så att de i fortsättningen inte skall inverka på de kvarvarande elementen.

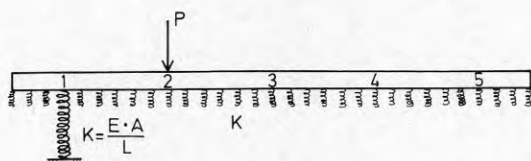
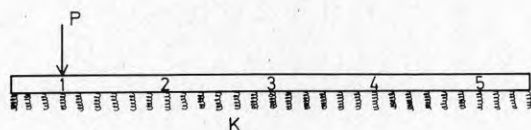
4.4.4 Simulering av uppfyllnader

En uppfyllnad antas ske i små lager. När varje lager utplaceras antar man att det uppför sig som en tjock vätska d v s det har vikt men att det inte kan uppta skjuvspänningar. När sedan nästa lager uppfylles antas föregående lager uppföra sig som ett solitt material. Denna teknik användes först för simulering av uppbyggnaden av gravitationsdammar av betong (King 1965). Clough och Woodward (1967) har visat att denna ansats även stämmer bra för jorduppfyllnader därför att vid utläggning av ett jordlager påföres lagrets vikt medan själva materialet är löst packat och har ringa skjuvmotstånd. Vid efterföljande packning "hårdnar" materialet och kan uppta skjuvspänningar när nästa lager utlägges.

4.4.5 Simulering av förspänningslast

När man väljer den förspänningslast per längdmeter spont som skall användas vid finita elementanalysen måste man ta hänsyn till det tredimensionella uppförandet.

Om vi betraktar hammarbandet som en balk upplagd på en elastiskt undergrund, se fig. 4.8 och med denna modell simulerar en stegvis uppspänning och låsning av stagen, så kommer lasten i de redan förspända stagen att sjunka Δp när intilliggande stag uppspännes. Storlek på denna minskning av lasten beror på stag-



E = Elasticitetsmodul för stag

A = Stagets area

L = Fria töjningslängden hos staget

K = Jordens horisontella bäddmodul

Fig. 4.8 Modell för simulering av förspänning av stag

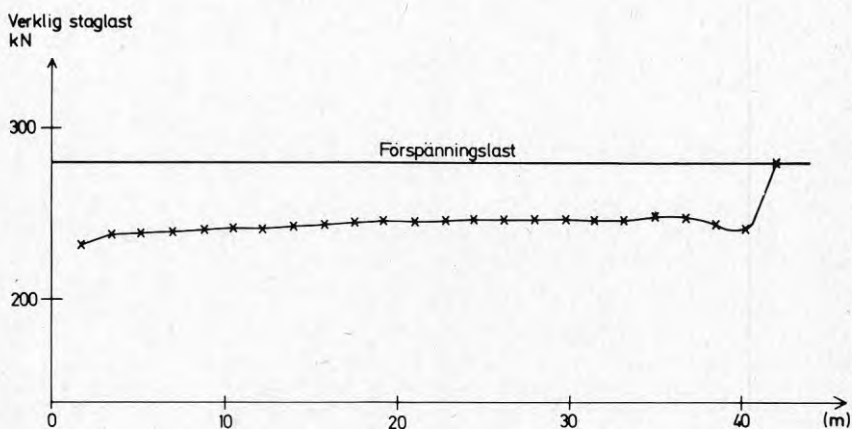


Fig. 4.9 Stagkraftens variation längs hammarbandet efter förspänning av alla stag

avståndet, hammarbandets styvhet, jordens bäddmodul och stagens fjäderkonstant.

I fig. 4.9 visas resultatet av simulering av ett verkligt fall. Förspänningslasten per stag var 280 kN. Som framgår av figuren kommer lasten i stagen att sjunka i genomsnitt 35 kN. Mätningar i fält på det aktuella hammarbandet, kvarteret Rostugnen, Ulvsunda, gav en minskning av staglasten med 40 kN när intilliggande stag spändes.

För ett hammarband bör man alltså välja följande linjelast på förspänningen vid analys med finita elementmetoden.

$$q = \frac{P - \Sigma \Delta p}{c} \text{ kN/m} \quad (4-12)$$

där c är lika med det aktuella centrumavståndet för stagen.

4.4.6 Simulering av portrycksförändringar

Ändringar av vattentrycksförhållandena medför en belastning som ändrar effektivspänningarna och/eller totalspänningarna och därmed påverkar jordmassans uppförande. Det är därför viktigt att kunna simulera effekten av sådana vattentrycksförändringar på en jordmassa.

Tätt material såsom betong och genomsläppligt såsom sand kommer att uppföra sig olika när de utsättes för vattentrycksändringar.

En vattentrycksändring på en av sidorna på ett tätt material kommer bara att ge upphov till en belastning på denna sida av materialet.

En vattentrycksändring på en rand av ett genomsläppligt material kommer däremot att resultera i ett flöde genom materialet och därmed en ändring av porvattentrycket inuti materialet.

Lera behandlas i detta sammanhang som ett tätt material $d v s$ men vattentrycksändringar längs lerans begränsningsytor och med totalspänningsbaserade egenskaper.

Friktionsmaterial behandlas som genomsläppligt material $d v s$ med portrycksändringar i materialet och med effektivspänningsbaserade egenskaper.

Clough och Duncan, 1969, utvecklade ett förfarande för att beräkna de ekvivalenta knutpunktskrafter som skall representera en portrycksförändring. Vid detta förfarande antages en linjär variation av portrycksändringen mellan knutpunkterna.

Denna portrycksändring längs elementets ränder kan ersättas med ekvivalenta krafter i knutpunkterna. Dessa krafter kan beräknas med samma teknik som används för att simulera urschaktning.

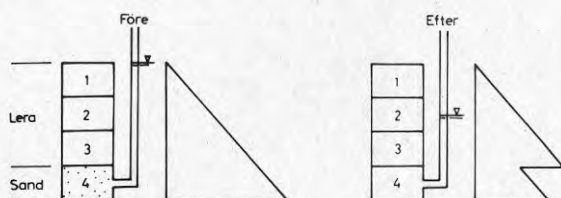
Om elementet utgöres av tätt material, ex. lera, skall de framräknade lasterna direkt påföras strukturen som knutpunktslast.

Om däremot materialet är genomsläppligt skall de horisontella

och vertikala lasterna summeras och divideras med fyra och detta medelvärde skall påföras strukturen i knutpunkterna.

De spänningsändringar som dessa krafter medför är för ett tätt material totalspänningsändringar och för ett genomsläppligt material effektivspänningsändringar.

Ett exempel som illustrerar både belastningssituationerna visas i fig. 4.10. Som framgår av figuren sänkes grundvattennivån i ett sandlager som överlagras av lera. Sandlagret kommer i detta fall att utsättas för en fördelad belastning medan leran utsättes för en randbelastning. De resulterande krafterna som påföres element nr 4 blir som framgår av figuren lika med noll eftersom elementet utsättes för en likformig portrycksändring däremot utsättes lerelementet nr 3 för en ensidig randbelastning. De resulterande totalspänningsändringarna kommer för alla element att bli lika med noll, men sandlagret kommer att komprimeras på grund av effektivspänningsändringen, $\Delta \bar{\sigma} = \Delta p$.



ELEMENT	3; TÄTT MATERIAL	4 GENOMSLÄPPLIGT MTRL
Δp i elementmitt	0	-30
Δp på randen av elementet		
Ekvivalenta knutpunktskrafter		
Krafter som påföres strukturen		
Effektivspänningsändring	0	30
Portrycksändring	0	-30
Totalspänningsändring	0	30 - 30 = 0

Fig. 4.10 Exempel på portrycksförändringar för en jordprofil med både tätt och genomsläppligt material.

4.5 Materialmodell, jordmaterial

4.5.1 Allmänt

Ett viktigt steg vid användande av finita element metoden vid lösande av geotekniska problem är beskrivandet av sambandet mellan töjningar och spänningar för jordmaterialet dvs den geotekniska materialmodellen. Många olika typer har provats vid analys av stödkonstruktioner såsom linjär elastiska, elasto-plastiska och icke linjär elastiska modeller, fig. 4.11.

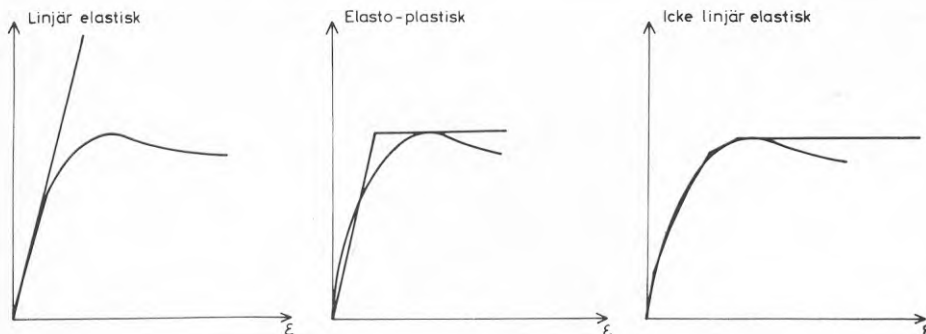


Fig. 4.11 Exempel på olika materialmodeller

Ingen av dessa modeller återspeglar helt verkligheten utan mycket forskning återstår tills frågan om jordarnas konstitutiva samband har lösts om de någonsin helt löses. Stora förhoppningar knyts för närvarande till de resultat en materialmodell byggd på "critical state" teorin skulle ge. I dag torde dock de icke linjära elastiska modellerna vara de mest användbara på grund av deras tillgänglighet, deras dokumenterade förmåga att lösa praktiska problem, samt att de är baserade på konventionell provning och kan användas för såväl dränerade som odränerade problem (Clough och Tsui, 1977).

Eftersom ingen jordmodell för närvarande helt kan simulera alla jordens egenskaper som påverkar samspelet mellan jord och konstruktion är det viktigt att noggrant klargöra de spänningsvägar som jorden kommer att genomlöpa vid den aktuella konstruktion. Med ledning härav genomförs sedan provning av jordmaterialet som omfattar de aktuella spänningsvägarna. Det observerade uppförandet jämförs sedan med jordmodellens analytiska kapacitet för att fastställa om modellen är tillämplig eller inte.

Vid spontkonstruktioner kan man särskilja zoner med olika spänningsvägar. Bakom spanten kommer vertikalspänningen att vara i stort sett konstant medan horisontalspänningen kommer att minska. Under schaktbotten kommer variationen i horisontaltrycket att vara liten medan vertikalltrycket minskar allteftersom urschaktningen fortskrider. Dessa två spänningsvägar svarar mot aktiva respektive passiva treaxliga försök på

laboratoriet. Dessutom kommer jorden att utsättas för upprepade på- och avlastningar under urschaktningen och förspänning av stagen.

Den jordmodell som bör användas vid analys av ett spontproblem bör alltså kunna simulera skillnaderna i jordens uppförande för de olika spänningsvägarna samt skillnaden mellan på- resp. avlastning.

4.5.2 Icke linjär materialmodell

Den icke linjära elastiska modellen som har använts i föreliggande analyser bygger på ett hyperboliskt samband mellan töjningar och spänningar och på ett stegvis belastningsförfarande. Under varje laststeg sker beräkningen i ett iterativt förfarande med konstant modul för varje iteration för att till nästa laststeg ändra modulen dvs stegvis linjär elastisk materialmodell.

För ett elastiskt material gäller vid plant deformationstillstånd.

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\} \quad (4-13)$$

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (4-14)$$

eller

$$\begin{bmatrix} K + \frac{4}{3} G & K - \frac{2}{3} G & 0 \\ K - \frac{2}{3} G & K + \frac{4}{3} G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (4-15)$$

där $G = \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{1}{2}$ (skjuvmodul) och $K =$
 $= \frac{E}{3(1-2\nu)}$ (tryckmodul)

eller

$$\begin{bmatrix} K_p + G & K_p - G & 0 \\ K_p - G & K_p + G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (4-16)$$

där $K_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ (tryckmodul i plana deformationstillståndet).

Denna uppdelning i en tryck- och en skjuvmodul medför att jordmaterialet kan fås att upptaga en allsidig belastning även efter skjuvbrott har inträffat genom att låta $G \rightarrow 0$ samtidigt som K_p har konstant värde.

Arbetskurvan för skjuvspänning-töjning för jordmaterial kan i de flesta fall med god approximation ersättas med en hyperbel

upp till brott, Konder, 1963. Vanligtvis kan även Mohr-Coulombs brottkriterium för skjuvhållfastheten användas.

Följande ekvation gäller för en hyperbel.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{b + a\varepsilon} \quad (4-17)$$

eller

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = b + a\varepsilon \quad (4-18)$$

där $\frac{1}{b}$ är hyperbelns initiallutning och $\frac{1}{a}$ dess asymptotvärde, se fig. 4.12 och 4.13.

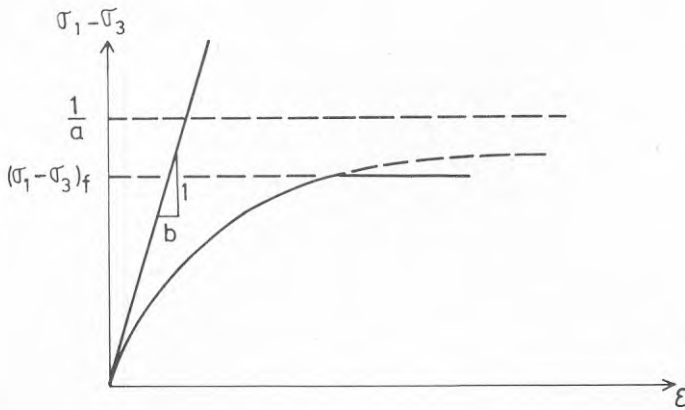


Fig. 4.12 Hyperbolisk modell för icke linjärt material

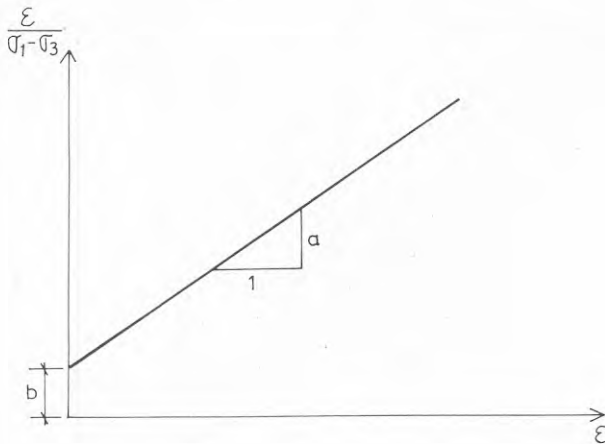


Fig. 4.13 Hyperbolisk modell med transformerade axlar

Genom derivering av ekvation (4-17) kan tangentmodulen, E_t , bestämmas enligt

$$E_t = \frac{\delta (\sigma_1 - \sigma_3)}{\delta \epsilon} = \frac{b}{(b+a\epsilon)^2} = \frac{1}{b} [1-a (\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (4-19)$$

Faktorn $a(\sigma_1 - \sigma_3)$ kan ersättas med

$$R_f \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = R_f \cdot S \quad (4-20)$$

där S är en relativ spänningsnivå och R_f är en koefficient som tar hänsyn till att brotthållfastheten, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, avviker från hyperbelns asymptotvärde. Den relativa spänningsnivån varierar från 0 upp till värdet 1.0 vid brott hos materialet.

Med Mohr-Coulombs brottkriterium

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (4-21)$$

där c är kohesionsinterceptet och ϕ är friktionsvinkeln kan relativa spänningsnivån tecknas såsom

$$S = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2 \cdot \sigma_3 \sin \phi + 2 \cdot c \cdot \cos \phi} \quad (4-22)$$

Ersättes $1/b$, i ekv. 4-19, med spänning - töjningskurvas initialmodul fås följande uttryck för tangentmodulen, E_t

$$E_t = E_i \cdot (1 - R_f S)^2 \quad (4-23)$$

Ekvation 4-23 gäller för S större än noll men mindre än 1.0. När S når värdet 1.0, alltså brott i materialet, väljes ett lågt värde, ($E_t = 1.0$), för tangentmodulen, E_t .

4.5.3 Materialmodell för friktionsmaterial

Initialmodulen har man för friktionsmaterial funnit (Janbu, 1963) att den varierar med omgivande spänning enligt

$$E_i = k_m p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (4-24)$$

p_a = jämförelsespänning (100 kPa)

k_m = modultal

n = exponent

Genom att omskriva sambandet mellan spänningar och töjningar i en tryck- och en skjuvmodul enligt ekv. 4-16 erhålles följande.

$$G_t = \frac{1}{2(1+\nu)} E_i (1 - R_f S)^2 \quad (4-25)$$

$$K_p = \frac{1}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot E_i \quad (4-26)$$

4.5.4 Materialmodell för kohesionsmaterial

Analys av odränerade treaxialförsök på lera har visat att initialmodulen, E_i , är oberoende av omgivande totalspänning under försökets gång, alltså exponenten, n , i ekv. 4-24 är lika med noll. Naturligtvis varierar initialmodulen, E_i , med de effektiva spänningar till vilka provet har konsoliderats. Vid analys av lera under odränerade förhållanden antas därför $n = 0$ samt ett stort och under analysen konstant värde på tryckmodulen, k_p , motsvarande ett tvärkontraktionstal, ν , lika med 0.49. Följande samband kommer då att gälla för tangent skjuvmodul, G_t , resp. tryckmodul, K_p ,

$$G_t = \frac{E_i}{3} (1 - R_f \cdot S)^2 \quad (4-27)$$

$$K_p = \frac{1}{2 \cdot 1.49 \cdot 0.02} \cdot E_i = 16.8 \cdot E_i \quad (4-28)$$

I figur 4.14 visas representativa resultat från odränerade aktiva och passiva treaxliga försök på normalkonsoliderad lera, som framgår av figuren uppvisar leran helt olika brotthållfasthet och deformationsegenskaper för de olika totalspänningsvägarna. Baserat på uppmätta värden från Bjerrum, 1973, på skjuvhållfastheten för de olika belastningsriktningar kan följande ekvation uppställas för hållfasthetens variation med största huvudspänningsriktningen, Stille, Fredriksson och Broms, 1976, se figur 4.15.

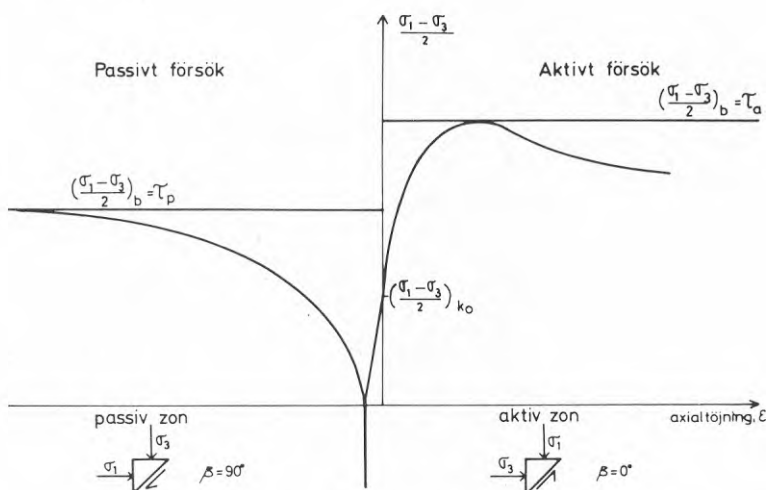


Fig. 4.14 Exempel på odränerade aktiva och passiva treaxliga försök på normalkonsoliderad lera.

$$\tau_{fu} = \frac{(\tau_a + \tau_p)}{2} + \frac{(\tau_a - \tau_p)}{2} \cos 2\beta \quad (4-29)$$

Där τ_a är skjuvhållfastheten för ett aktivt treaxligt försök, τ_p den för ett passivt treaxligt försök och β är vinkeln mellan största huvudspänningen och lodlinjen.

För att kunna modellera lerans uppförande vid aktiv resp passiv belastningssituation enligt figur 4.16 är det lämpligt att anta att spänning-töjningskurvan vara sammansatt av två hyperblar med en gemensam nollpunkt vid initialspänningstillståndet. Relativa

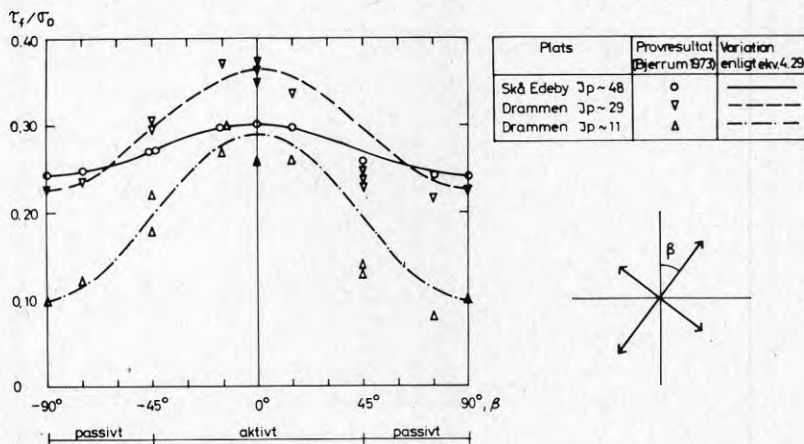


Fig. 4.15 Antagen variation av lerans anisotropi

spänningsnivån för de båda hyperbalarna kommer då att vara för den aktiva delen

$$S_a = \frac{(\tau - \tau_I)}{(\tau_{fu} - \tau_I)} \quad (4-30)$$

och för den passiva delen

$$S_p = \frac{(\tau_I - \tau)}{(\tau_{fu} + \tau_I)} \quad (4-31)$$

där τ är aktuell skjuvspänningsnivå och τ_I är skjuvspänningsnivån efter konsolidering av provet samt τ_{fu} lika med brotthållfastheten enligt ekv. 4-29. För aktivt treaxligt försök är då $\tau_{fu} = \tau_a$ och för det passiva försöket $\tau_{fu} = \tau_p$.

4.5.5 Iterationsförfarande under ett laststeg

I verkligheten kommer ett godtyckligt jordelement att utsättas för en spänningsändring som inte helt motsvaras av förhållandena i laboratoriet för aktiva resp. passiva triaxialförsök, ty sam-

tidigt som vertikal- och horisontalspänningar ändras kommer ofta huvudspänningarna att rotera. Eftersom det inte finns någon konventionell försökstyp där man kan studera inverkan av en rotation av huvudspänningarna på jordens deformationsegenskaper måste man sätta upp en hypotes för hur en sådan rotation inverkar på jordens deformationsegenskaper och använda denna i sin jordmodell. Genom att jämföra beräknat och observerat uppförande hos en konstruktion kan man fastställa hypotesens giltighet.

I den materialmodell som vi använt för de beräkningar som redovisas i denna rapport baserar vi valet av modul på hur skjuvspänningarna ändras i det plan där skjuvspänningarna har sitt maximala värde. Algoritmen för val av materialegenskaper vid iterationen under ett laststeg vid odränerad analys i lera kan beskrivas såsom följer:

1. Det preliminära spänningstillståndet efter ett laststeg beräknas.
 - Skjuvmodulen, G_t , och tryckmodulen, K_p , beräknas från det spänningstillståndet $\sigma_{fö}$ som råder före laststeget.
 - Spänningstillskottet, $\Delta\sigma$, på grund av påförda laster beräknas.
2. Kontroll om aktiv eller passiv belastningssituation råder.
 - Maximal skjuvspänning, τ_m , och dess verkningsplan, α_m , beräknas för spänningstillståndet $\sigma_{fö} + \Delta\sigma = \sigma_{ef}$
 - För spänningstillstånd $\sigma_{fö}$ beräknas skjuvspänningen $\tau_{fö\alpha_m}$ i planet α_m .
 - Är τ_m större än $\tau_{fö\alpha_m}$ är belastningssituation aktiv. Vid τ_m mindre än $\tau_{fö\alpha_m}$ råder en passiv belastningssituation.
3. Kontroll om belastningssituation har ändrats från föregående laststeg.
 - Om belastningssituation har ändrats skall initialspänningstillståndet σ_I sättas till spänningstillståndet före laststeget $\sigma_{fö}$.
4. Beräkning av nya moduler för laststeget.
 - En ny skjuvmodul beräknas baserat på medelvärdet av spänningsnivån före och efter laststeget med värde på initialspänningsnivån och belastningssituationen enligt ovan.
5. Beräkning av nytt spänningstillstånd efter laststeget.
 - Nytt spänningstillskott, $\Delta\sigma$, på grund av påförda laster beräknas.
 - Stegen (2) till (5) genomlöpes till dess att spänningstillskottet, $\Delta\sigma$, ej ändras. Vanligtvis är två iterationer tillräckligt.
6. När iterationerna är avslutade uppdateras spänningarna, σ , och rörelserna, u , med de beräknade tillskotten $\Delta\sigma$ och u för laststeget.

Vid en ändring av belastningssituationer för ett jordelement kommer en ny hyperbel att användas vid val av skjuvmodul. Denna hyperbel kommer att ha sin startpunkt vid föregående spänningstillstånd dvs det nya initialspänningstillståndet. Hyperbelns initiallutning bestäms enligt ekv. 4-24 dess asymptotvärde eller brott hållfasthet beror på huvudspänningarnas riktning enligt ekv. 4-29.

I figur 4-16 illustreras den spänningtöjningskurva som blir resultatet av en upprepad på- och avlastning med det ovan beskrivna förfarandet att välja tangentmodul.

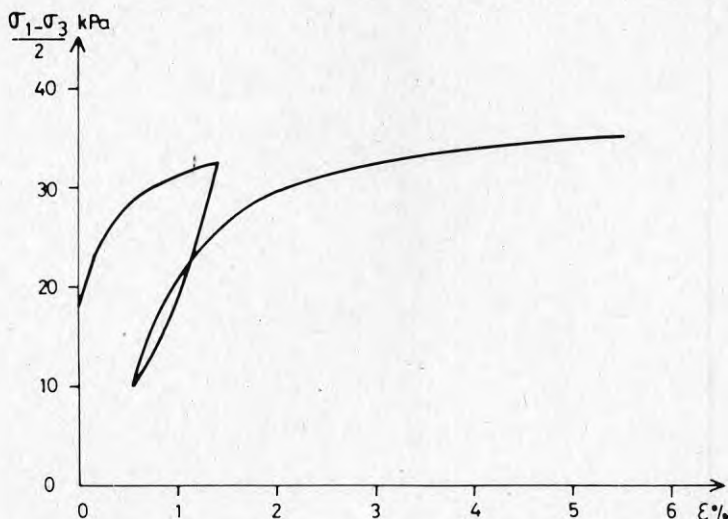


Fig. 4.16 Spännings - töjningskurva för en upprepad på- och avlastning

4.6 Bestämning av materialparametrar

4.6.1 Allmänt

Uttrycken för tangentmodulen, ekv. 4-23, kan användas antingen för effektivspänningsanalys eller för totalspänningsanalys. Vid en effektivspänningsanalys användes dränerade försöksdata för att bestämma de erforderliga parametrarna, och vid en totalspänningsanalys odränerade försöksdata.

Det bör påpekas att de beskrivna spänning- töjnings sambanden har erhållits på basis av data från standard treaxliga försök där den mellersta huvudspänningen är lika med den minsta huvudspänningen, detta beroende på att för praktiska ändamål finns bara data från dessa konventionella försök tillgängliga. Emellertid kan samma uttryck användas för plant töjningstillstånd där den mellersta huvudspänningen inte är lika med minsta huvudspänningen om resultat från försök vid plant töjningstillstånd finns tillgängliga. För fall där alla tre spänning och töjningsriktningarna har betydelse är det önskvärt att

använda brottkriterium och spänning- töjnings samband som även innehåller effekten av den mellersta huvudspänningen. För närvarande finns inga försöksmetoder tillgängliga för att på rutinnivå studera jordmaterialens uppförande för mera allmänna belastningsförhållanden. Användbarheten av ekv. 4-23 ligger i dess enkelhet med avseende på två saker.

- Tangentmodulen uttrycks bara i spänningstermer, vilket medför att den kan användas för problem med godtyckligt initialspänningstillstånd utan några komplikationer.
- Parametrarna som ingår i uttrycket kan bestämmas ur konventionella laboratorieförsök. Arbetet att bestämma parametrarna K_m , n och R_f är inte större än för bestämning av c och ϕ .

4.6.2 Bestämning av vilojordtryckscoefficienten

Värdet på vilojordtryckscoefficienten, K_0 , kan antingen bestämmas insitu eller beräknas genom empiriska samband med andra geotekniska parametrar.

Insitubestämningsmetoder för K_0 har beskrivits av bl.a. Massarsch et al, 1975.

För normalkonsoliderat friktionsmaterial har Jaky, 1948 föreslagit följande approximation av K_0

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (4-32)$$

där ϕ är materialets inre friktions vinkel.

Baserat på mätningar har Larsson, 1977, föreslagit följande samband för normalkonsoliderad lera

$$K_0 = 0.315 + 0.77 I_p \quad (4-33)$$

eller

$$K_0 = 0.31 + 0.71 (W_F - 0.2) \quad (4-34)$$

där I_p är lerans plasticitetstal och W_F dess konflytgräns. Sambanden gäller inte för leror med organiskt innehåll.

För överkonsoliderade jordar har Schmidt, 1967, satt upp sambandet

$$K_{0(\ddot{o}.k)} = K_0 \cdot OCR^h \quad (4-35)$$

där OCR är lerans överkonsolideringscoefficient ($\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_v$) och K_0 är vilojordtryckscoefficienten för den normalkonsoliderade jorden enligt ekv. 4-32, 4-33 eller 4-34.

För sand varierar exponenten h mellan värdena 0.3 och 0.5. För lera varierar h med lerans dränerade friktionsvinkel enligt

$$h = \sin (1.2 \phi) \quad (4-36)$$

4.6.3 Friktionsmaterial, dränerad analys

Bestämning av materialparametrarna ur treaxliga försök

Duncan och Chang, 1969, har i detalj beskrivit proceduren för att ur treaxliga försök bestämma materialparametrarna. Vi kommer nedan att kortfattat beskriva arbetsgången.

Spänning - deformationsdata erhållna från dränerade treaxliga försök vid tre olika celltryck visas för en sand i figur 4.17. I figur 4.18 har samma data plottats om för att bestämma hyperbelns initiallutning, E_i , lika med $1/b$ och dess asymptotvärde $1/a$.

Det framgår av figuren att data avviker något från ett linjärt samband, vilket indikerar att spänning - deformations kurvan

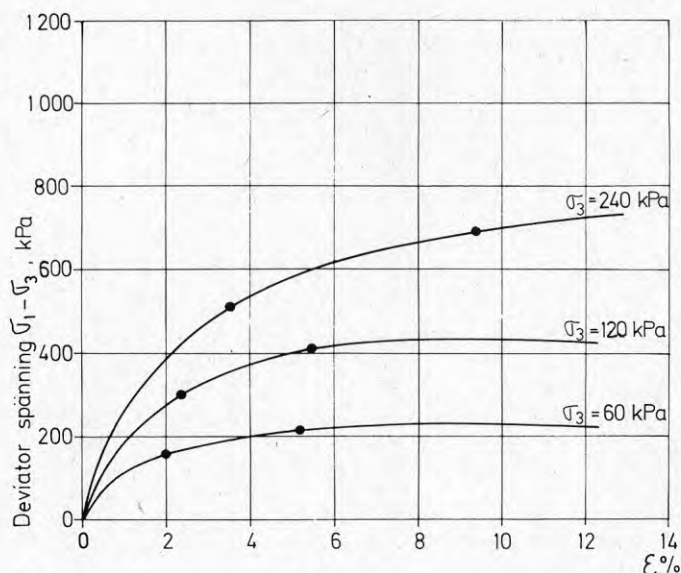


Fig. 4.17 Exempel på dränerade treaxliga försök på sand med varierande celltryck

inte helt har ett hyperboliskt utseende. För att eliminera subjektiva bedömningar vid anpassning av den räta linjen har det visat sig att om man låter linjen gå genom de punkter där 70% och 95% av brotthållfastheten har mobiliserats så fås en bra approximation av spänning - deformationssambandet över hela spänningsintervallet.

Ur linjernas skärning med vertikalaxeln kan hyperblarnas initiallutning, E_i , bestämmas, samt linjernas lutning ger hyperblarnas asymptotvärden. I tabell 4.1 redovisas erhållna parametrar.

För att bestämma parametrarna K_m och n i ekv. 4-24 plottas

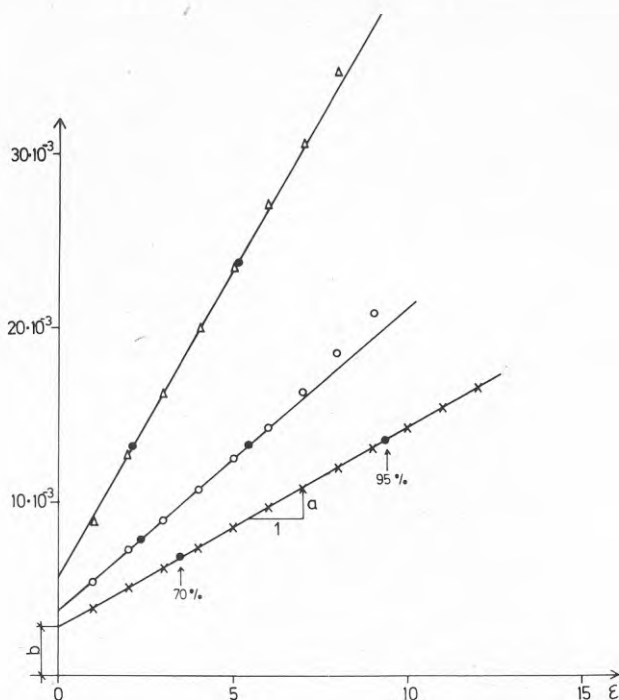


Fig. 4.18 Bestämning av hyperbelns initiallutning, E_i , och dess asymptotvärde, $1/a$

TAB. 4.1

Celltryck, kPa	E_i , kPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{as.}$	R_f	ϕ
60	35090	284	0.81	39.8
120	52360	578	0.75	40.2
240	70900	870	0.84	37.0
Medelvärde			0.80	39.0

initiallutning, E_i , mot celltrycket, σ_3 , i ett dubbellogaritmiskt diagram, se fig. 4.19 och en rät linje anpassas till punkterna. Linjens lutning är lika med spänningsexponenten, n , och ur initialmodulen, E_i , vid celltrycket lika med 100 kPa kan modultalet, K_m , bestämmas.

• För en friktionsjord med friktionsvinkeln, ϕ , kan man anta tvärkontraktionstalet, ν , enligt

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (4-37)$$

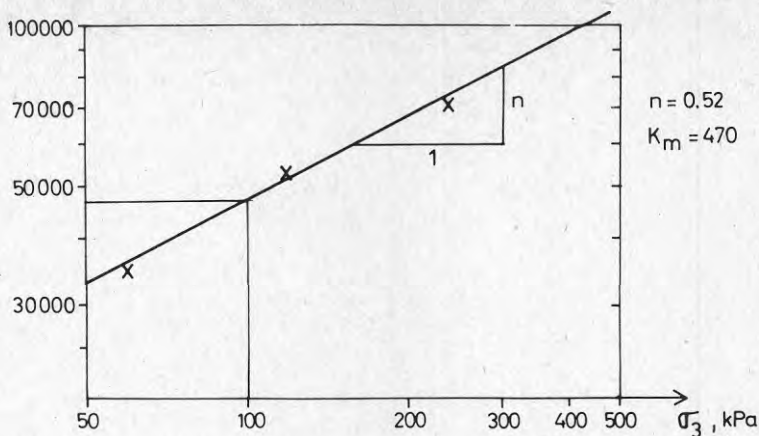


Fig. 4.19 Bestämning av initialmodulens spänningsberoende

I tabell 4.2 finns sammanställda de materialparametrar som beskriver hållfasthet och deformationsegenskaperna för den undersökta sanden.

TAB. 4.2

ϕ , grader	k_m	n	R_f	ν
39	470	0.52	0.80	0.27

Bestämning av materialparametrarna ur direkta skjuvförsök och kompressometerförsök

Har man inte tillgång till dränerade treaxliga försök kan man även utvärdera jordens spänning - deformationsegenskaper ur dränerade direkta skjuvförsök och kompressometerförsök enligt nedanstående förfarande.

- Ur direkta skjuvförsöken bestäms friktionsvinkeln, ϕ , och kohesionsinterceptet, c .
- Ur kompressometerförsöken bestäms modultalet, K_m , och spänningsexponenten, n .

Direkta skjuvförsök. Resultat från direkta skjuvförsök utförda med varierande vertikallast ger data för bestämning av Mohr Coulomb's brottparametrar, ϕ och c , som ingår i det hyperboliska spänningtöjnings sambandet, ekv. 4-23. Spänning - deformationsskurvan från ett direkt skjuvförsök kan inte användas för att bestämma jordens spänning - töjnings karakteristik men den ger en indikation på om materialet går att representera med en kurva av hyperbolisk form.

Kompressometerförsök. Normalt bestäms ur kompressometerförsök jordmaterialets kompressionsmodul, M_t (tangentmodul), även kallad ödometermodul. Antas jorden ha tvärkontraktionstalet, ν , och om $K_0 = \nu/(1-\nu)$ fås sambandet

$$E_t = M_t \frac{(1-\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} = M_t \left(1 - \frac{2K_0^2}{1+K_0}\right) \quad (4-38)$$

mellan jordens elasticitetsmodul och dess kompressionsmodul.

Vid pålastning utöver förkonsolideringsspänningen är värdet på K_0 konstant. Försummas friktionen längs kompressometerns sidor kan den minsta huvudspänningen beräknas enligt

$$\bar{\sigma}_3 = K_0 \cdot \bar{\sigma}_1 \quad (4-39)$$

För friktionsmaterial kan K_0 bestämmas enligt följande ekvation föreslagen av Jaky, 1948.

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (4-40)$$

Initialmodulen, E_i , kan erhållas från tangentmodulen, E_t , enligt ekv. 4-23.

$$E_i = E_t / (1 - R_f S)^2 = M_t \frac{\left(1 - \frac{2K_0^2}{1+K_0}\right)}{(1 - R_f S)^2} \quad (4-41)$$

Deviatorspänningen under pålastningen kan tecknas som

$$\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_3 \frac{(1-K_0)}{K_0} \quad (4-42)$$

Insättes detta i ekv. 4-22 får man följande uttryck för den relativa spänningsnivån

$$S = \frac{\bar{\sigma}_3 \frac{(1-K_0)}{K_0}}{\bar{\sigma}_3 |\tan^2(45+\phi/2)-1| + 2c \tan(45+\phi/2)} \quad (4-43)$$

Insättes ekv. 4-43 i ekv. 4-41 och c sättes lika med noll fås

$$E_i = M_t \cdot \frac{\left(1 - \frac{2K_0^2}{1+K_0}\right)}{\left(1 - \frac{R_f(1-K_0)}{K_0 |\tan^2(45+\phi/2)-1|}\right)^2} \quad (4-44)$$

För ett givet värde på ϕ och K_0 är förhållandet mellan E_i och M_t konstant. Antas R_f lika med 0-35 (giltigt för friktionsmaterial) kan denna konstant, D , bestämmas ur fig. 4.20 för olika värden på ϕ och K_0 . Kompressionsmodulens spänningsberoende kan enligt Andreasson, 1973, skrivas

$$M_t = m p_a \left(\frac{\sigma}{p_a}\right)^{1-\beta} \quad (4-45)$$

där m = kompressionsmodultalet

β = spänningsexponenten

p_a = jämförelsespänning, 100 kPa

σ = aktuell vertikalspänning

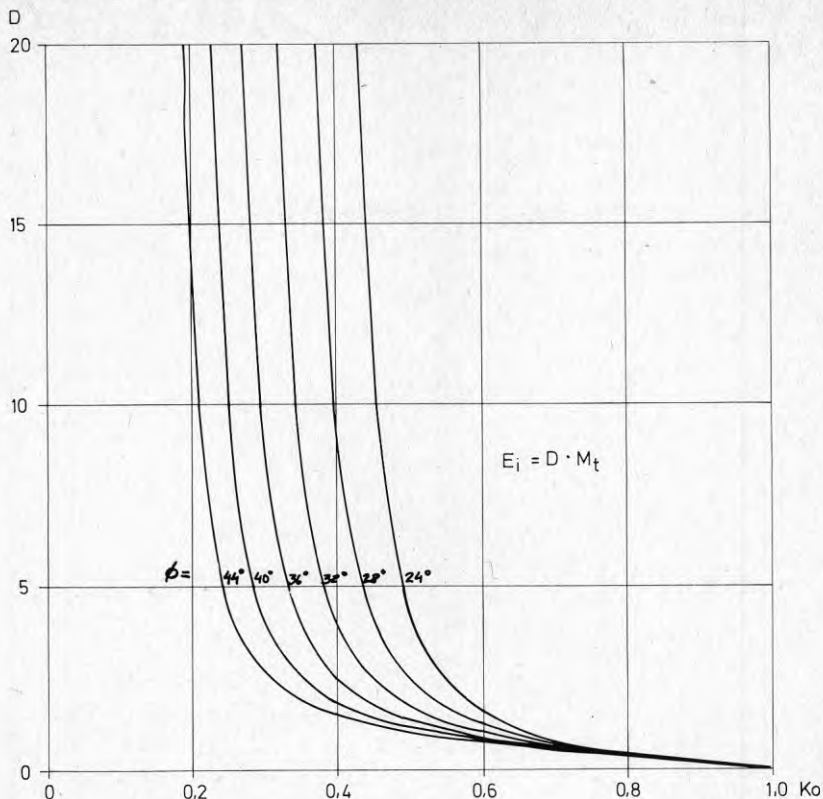


Fig. 4.20 Samband mellan kompressionsmodul, M_t , och initialmodul, E_i

Sammanfattas nu ekv. 4-45, 4-44 och 4-39 fås följande uttryck för initialmodulen, E_i

$$E_i = D \left(\frac{1}{K_0} \right)^{1-\beta} \cdot m \cdot p_a \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}_3}{p_a} \right)^{1-\beta} \quad (4-46)$$

Jämföres detta uttryck med ekv. 4-23 finner man att modultalet, K_m , kan tecknas med hjälp av kompressionsmodultalet enligt

$$K_m = D \cdot \left(\frac{1}{K_0} \right)^{1-\beta} \cdot m \quad (4-47)$$

och spänningskomponenten

$$n = 1-\beta \quad (4-48)$$

Tolkning av parametrarna m och β från ett kompressionsförsök på friktionsjord framgår av fig. 4.21.

Har man inte tillgång till data från kompressionsförsök kan man använda de av Andreasson, 1973, funna sambanden mellan initial-

portalet, e_0 , graderingskoefficienten, c_{cu} , och kompressionsmodultalet. För finkornigt material ($d_{50} < 5$ mm) erhöles

$$m = 295 c_u^{-0.73} e_0^{-2.64} \quad (4-49)$$

och för grövre material ($d_{50} > 10$ mm)

$$m = 271 c_u^{-0.71} e_0^{-3.72} \quad (4-50)$$

Spänningsexponenten, β , kan tecknas såsom

$$\beta = 0.29 \cdot 10^{\log \frac{d_{50}}{0.01}} - 0.065 \cdot 10^{\log c_u} \quad (4-51)$$

med d_{50} i mm.

Med hjälp av ekv. 4-47 och 4-48 kan sedan modultalet, K_m , och spänningsexponenten, n , beräknas.

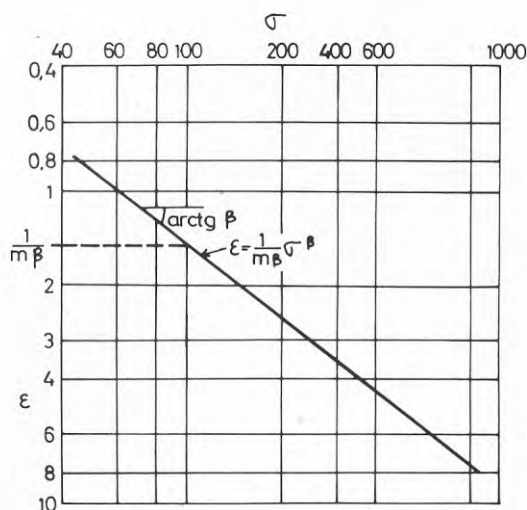


Fig. 4.21 Kompressionskurva i dubbellogaritmiskt koordinatsystem

4.6.4 Kohesionsmaterial, odränerad analys

Bestämning av materialparametrarna ur treaxliga försök

För utvärdering av hållfasthet och deformationsparametrarna vid en odränerad analys av lera behöver man försöksdata från aktiva resp. passiva konsoliderade odränerade treaxliga försök. I fig. 4.22 visas data från ett försök på en normalkonsoliderad lera. Ur figuren framgår att lerans skjuvhållfasthet för aktiv belastning är $\tau_A = 17,5$ kPa och för passiv belastning $\tau_P = 9,5$ kPa. Spänning-deformationskurvan antas sammansatt av två hyperblar vars startpunkter ligger vid initialspänningstillståndet, τ_I , se avsnitt 4.5.4. Parametrarna som bestämmer hyperblarnas utseende bestäms genom följande förfarande.

- Deviatorspänningens ändring, $\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)$ och töjningen, ϵ , vid 70% resp. 95% av erforderlig ändring för att nå brott för resp. försökstyp bestämmas.
- $\epsilon/\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)$ plottas mot ϵ för dessa spänningsnivåer, se figur 4.23.
- till dessa fyra punkter anpassas två räta linjer med en gemensam utgångspunkt vid $\epsilon = 0$.
- Ur linjernas lutning, a , kan hyperblarnas asymptotvärden, bestämmas.
- Parametrarna R_f för respektive försökstyp bestämmas ur följande ekvation

$$R_f = 2a \cdot (\tau_f - \tau_I) \quad (4-52)$$

(OBS vid passivt försök har τ_I negativt tecken).

- Ur linjernas skärning med vertikalaxeln bestämmas hyperblarnas initiallutning, E_i .

Vid en odränerad analys av lera är spänningsexponenten, n , lika med noll, se avsnitt 4.5.4.

I tabell 4.3 visas en sammanställning av de materialparametrar som har bestämts ur de i fig. 4.22 visade försöksdatana.

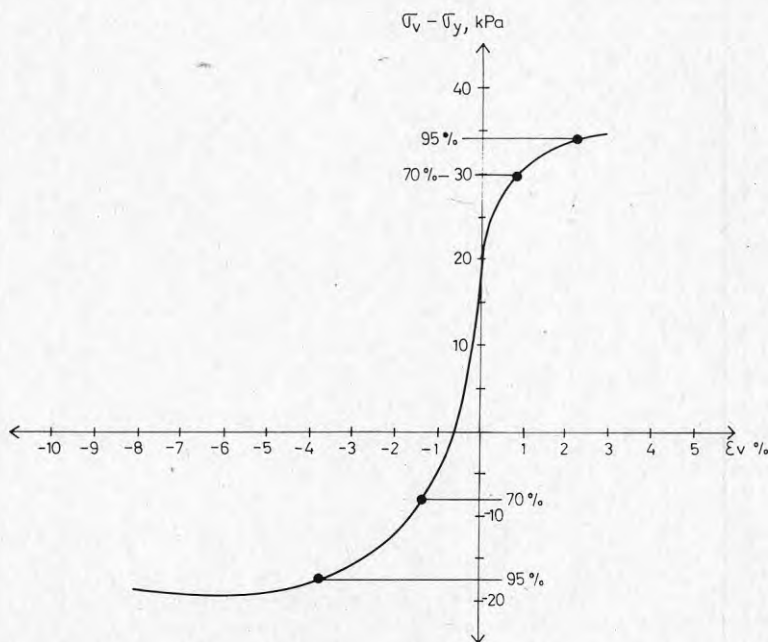


Fig. 4.22 Försöksdata från aktiva och passiva konsoliderade odränerade treaxliga försök

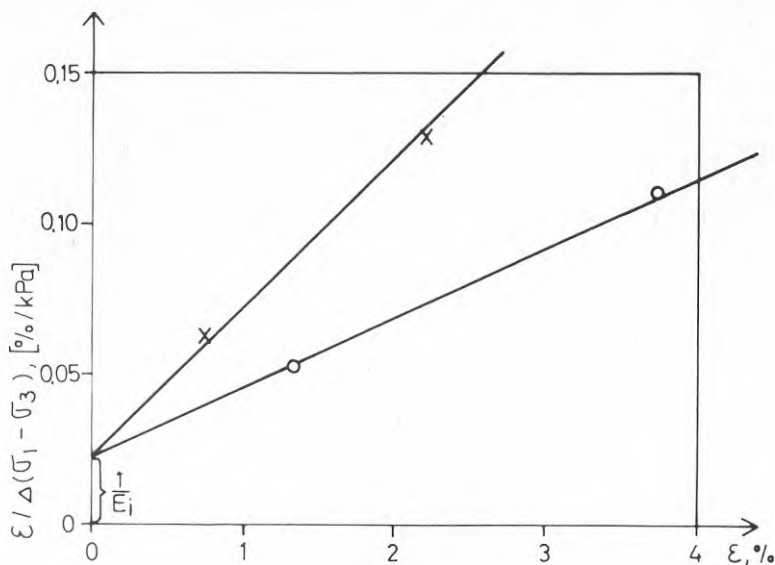


Fig. 4.23 Bestämning av initialmodul och hyperblarnas asymptotvärden

TAB. 4.3

E_i , kPa	τ_A , kPa	R_{fA}	τ_p , kPa	R_{fp}
4348	17.5	0.88	9.5	0.82

Bestämning av materialparametrarna ur vingborrförsök

Enligt Bjerrum, 1973, kan skjuvhållfastheten för ett aktivt resp. passivt treaxligt odränerat försök beräknas från vingborrvärden under beaktande av anisotropikvoter (reduktionsfaktor μ_a) och belastningshastigheten (reduktionsfaktor μ_r) ur följande samband

$$\tau_{fu} = \left\{ \begin{matrix} \tau_A \\ \tau_p \end{matrix} \right\} = \tau_{\text{ving}} \cdot \mu_r \cdot \mu_a \quad (4-53)$$

Dessa båda reduktionsfaktorer varierar med lerans plasticitetstal enligt fig. 4.24.

Initialmodulen, E_i , vid K_0 -förhållanden relateras ofta till skjuvhållfastheten enligt vingborr. Vanligtvis antas att initialmodulen är 300-700 gånger lerans odränerade skjuvhållfasthet enligt vingborr.

De återstående parametrarna, R_f för aktiv resp. passiv belastning, väljes så att töjningen vid brott hos materialet blir

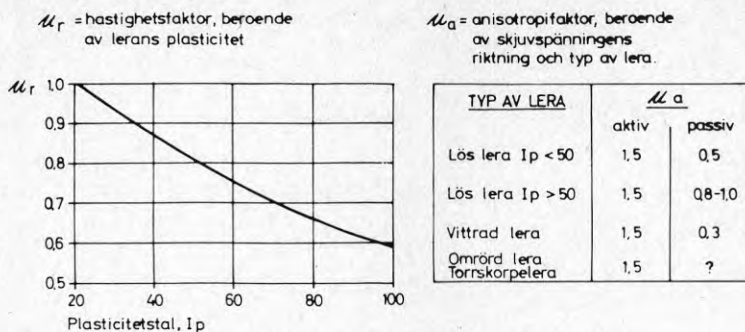


Fig. 4.24 Reduktionsfaktorer för bestämning av lerans odränerade skjuvhållfasthet, Bjerrum et al 1972

realistisk. Brottöjningen för ett aktivt treaxligt försök brukar variera mellan 1 till 3 procent och för ett passivt försök mellan 3 till 5 procent.

Ovanstående förfarande att bestämma materialparametrarna ur vingborrförsök kan användas vid en inledande analys. För den slutliga analysen bör man emellertid komplettera med försöksdata från treaxlig provning av materialet ty sambanden mellan materialegenskaperna och skjuvhållfastheten enligt vingborr är osäkert och stor variation kan förekomma.

4.7 Materialmodell för övergångselement mellan Jord och konstruktion

4.7.1 Icke linjär materialmodell

Clough och Duncan, 1969, har uppställt ett hyperboliskt samband mellan skjuvspänning och skjuvrörelse för övergångszonerna mellan jord och konstruktion liknande de redovisade för jordmaterial. För normalrörelserna har ett elastiskt samband uppställts

$$\sigma_n = K_n \cdot \Delta_n \quad (4-54)$$

där Δ_n är relativ normalrörelse och K_n är normalstyvheten som vanligtvis åsättes ett högt värde vid tryckspänningar för att minska normalrörelserna mellan två intilliggande tvådimensionella element. Vid dragbrott i övergångszonen sättes K_n till ett lågt värde för att tillåta en uppsprickning mellan konstruktion och jord.

Skjuvstyvheten, K_s , kan härledas ur följande hyperboliska samband

$$\tau = \frac{\Delta_s}{a+b \cdot \Delta_s} \quad (4-55)$$

varvid tangentskjuvstyvheten, K_{st} , kan tecknas

$$\frac{\delta \tau}{\delta \Delta_s} = K_{st} = \frac{1}{a} (1 - b\tau)^2 = K_{si} \left(1 - \frac{\tau}{\tau_{as}}\right)^2 =$$

$$= K_{Si} \cdot \left(1 - \frac{R_f \tau}{c + \sigma_n \tan \delta}\right)^2 \quad (4-56)$$

Initialstyvheten, K_{Si} , varierar för friktionsmaterial exponentiellt med normalspänningen, σ_n , enligt

$$K_{Si} = K_j \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{\text{Pa}}\right)^n \quad (4-57)$$

där K_j och n är materialparametrar som bestäms genom försök och γ_w är vattnets tunghet. Vid odränerad analys av lera sättes spänningskomponenten, n , lika med noll.

4.7.2 Bestämning av materialparametrar

Skjuvboxförsök. Materialparametrarna c , δ , R_f , K_j och n för övergångselementen kan utvärderas ur skjuvboxförsök där den undre halvan av skjuvboxen har ersatts av ett prov av konstruktionsmaterial medan den övre halvan fylls med det jordmaterial som skall undersökas, se fig. 4.25.

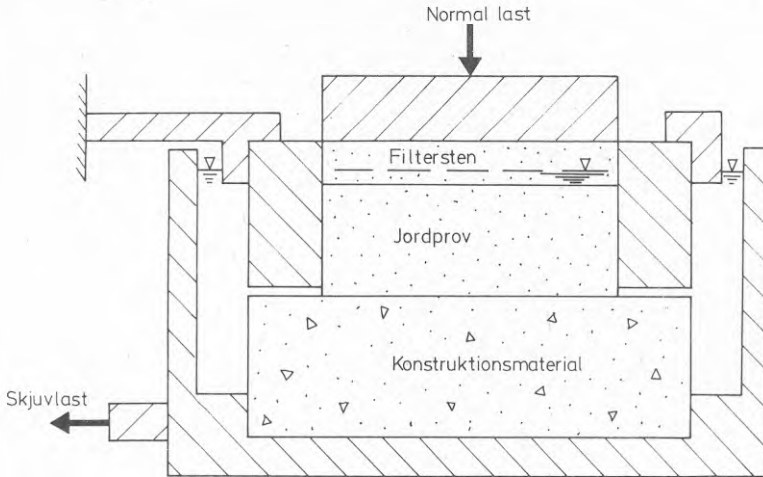


Fig. 2.25 Skjuvboxapparat för bestämning av egenskaperna hos kontaktzonen jord - konstruktionsmaterial.

Konventionella skjuvboxförsök kan även användas för att bestämma materialparametrarna för en odränerad analys i lera eftersom skjuvbrottet mellan lera och en konstruktion ofta sker några millimeter ut i leran och inte i själva kontaktytan lera - konstruktion.

Initialskjuvstyvheten, K_{Si} , och hyperbelns asymptotvärde, τ_{AS} , bestäms på samma sätt som för jordmaterialet (avsnitt 4.6.3) genom att plotta Δ_S mot Δ_S/τ .

I figur 4.26 har data från ett skjuvförsök på en normalkonsoliderad lera plottats. Den räta linjen anpassas till 70 resp. 95 procents skjuvspänningsnivå.

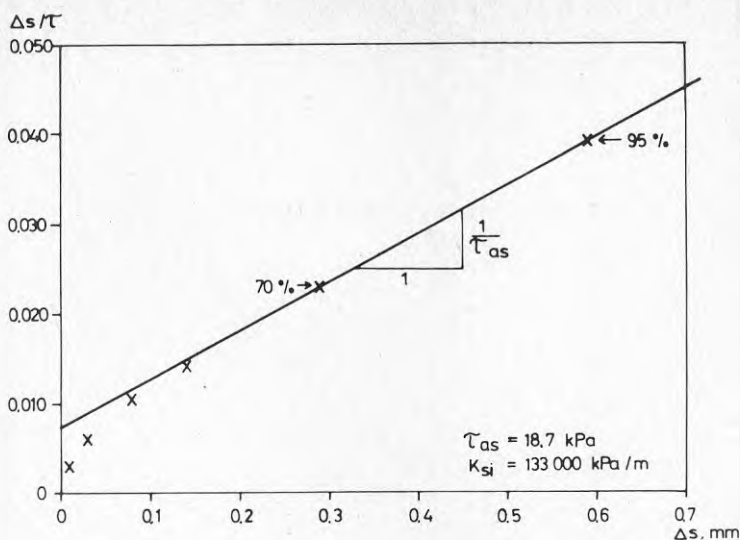


Fig. 4.26 Bestämning av initialskjuvstyvhet och hyperbelns asymptotvärde

För övergångszonen mellan ett friktionsmaterial och en konstruktion bestäms K_j och n genom att plotta normalspänning, σ_n , mot initialskjuvstyvheten, K_{sj} , i ett dubbel logaritmiskt diagram, och utvärderingen sker på samma sätt som för själva friktionsmaterialet. (se även fig. 4.19).

Parametrarna i Mohr-Coulombs brottkriterium, c och δ , utvärderas på konventionellt sätt ur skjuvboxförsök med varierande normalspänning, σ_n .

Vingborrförsök. Vid en odränerad analys i lera kan skjuvhållfastheten för övergångszonen beräknas ur lerans skjuvhållfasthet bestämd med vingborr enligt

$$\tau_f = r \cdot \tau_{\text{ving}} \quad (4-58)$$

Storleken på reduktionsfaktorn, r , är beroende av materialet i konstruktionen, lerans rekonsolideringsgrad och på belastnings-hastigheten, (Torstensson, 1973).

Vid en spontvägg har vanligtvis leran fått tillfälle att rekonsolidera mellan slagning av sponten och tills dess urschaktningen påbörjas. Brottet kommer vid en spontplanka av typ Larssen att delvis gå genom ostörd lera varför r för de flesta fall kan sättas till 0.7-0.95 (Stille, 1976).

Initialskjuvstyvheten, K_{sj} , kan sättas till 10 000 - 15 000 gånger lerans skjuvhållfasthet enligt vingborr. Den återstående parametern R_f väljes så att den relativa rörelsen, Δ_s , vid brott blir realistisk. En mycket begränsad provning tyder på en relativ rörelse vid brott på 0.25 - 0.50 mm både för kohe-sion- och friktionsmaterial.

5 JÄMFÖRELSE MELLAN FINITA ELEMENTANALYSER OCH VERKLIGT UPPFÖRANDE HOS NÅGRA SPONTPANELER

5.1 Inledning

Målsättningen med detta projekt har varit att jämföra resultat från finita element beräkningar med observerat uppförande hos några spont objekt. För detta ändamål har tre spontsektioner valts ut där det finns väldokumenterade fältmätningar. I tabell 5.1 visas en sammanställning av data för de analyserade spontsektionerna. De olika platserna beskrives kortfattat nedan. För detaljerad information hänvisas till respektive referens.

TAB. 5.1

Plats	Mölnatorp	Rostugnen	
Sektion	A	B	
Spontplanka	Larssen II n, $W_x=1100 \text{ cm}^3/\text{m}$	Larssen II n	Larssen III s
Antal stagnivåer	1	2	3
Hammarband			
- övre nivå	2 UNP 300	2 UNP 300	2 UNP 240
- andra nivå	-	2 UNP 300	2 UNP 300
- tredje nivå	-	-	2 UNP 300
Stagavstånd			
- övre nivå	2.4	2.4	1.75
- andra nivå	-	3.2	1.75
- tredje nivå	-	-	1.75
Förankrings system	Insitu 60 rör, $\sigma_{SV} = 770 \text{ MPa}$	Insitu 60 rör, $\sigma_{SV} = 770 \text{ MPa}$	Insitu 60 o 100 rör, $\sigma_{SV} = 770 \text{ MPa}$
Förspänningslast per stag, kN			
- övre nivå	200	200	280
- andra nivå	-	200	340
- tredje nivå	-	-	340
Stagarea, cm^2			
- övre nivå	10	10	10.7
- andra nivå	-	10	16.9
- tredje nivå	-	-	16.9
Referens	Stille, 1976	Stille, 1976	Hammarstedt & Möller, 1977

5.2 Analyserade spontsektioner

Mölnatorp

Allmänt

Den undersökta sponten, som var cirka 120 m lång uppfördes i samband med byggandet av tredje steget till Mölnatorps avloppsreningsverk. Schakten, vilken omgavs av sponten, var cirka 4.5 m djup.

Sponten var indelad i två mätpaneler. Panel A omfattade 7 stag förankrade på en nivå. Panel B bestod av 7 stag i en övre nivå och av 5 stag i en undre nivå. Instrumenteringen vid varje mätpanel bestod av

- . 3 sättningspeglar, för mätning av jordens vertikala deformation bakom sponten.
- . 4 inklinometerrör, för mätning av spontens och jordens horisontella rörelser.
- . 1 vattenståndsrör nedfört till moränen för bestämning av portrycket i moränen.
- . Mätning av staglaster.

För detaljerad information om fältmätningarna hänvisas till Stille, 1976.

Grundförhållanden

Byggarbetsplatsen var belägen i Kolbäcksåns dalgång, cirka 100 m från ån. Markförhållandena på platsen karakteriseras av att, under den 1.0 till 2.0 m tjocka torrskorpan, finns det ett lager med grå lera ned till 7.5 å 10 m djup räknat från markytan. Under lerlagret finns ett moränlager med upp till 2 m tjocklek. Berget ligger under moränen. Innan arbetena med sponten påbörjades hade torrskorpan bortschaktats.

Grundundersökningarna på platsen omfattade viktsonderingar, vingborrningar och provtagning av ostörda lerprover med standardkolvborr.

Fält- och laboratorieundersökningarna visar att leran är normalkonsoliderad. Dess odränerade skjuvhållfasthet, τ_{f11} , är 18 kPa och dess skrymdensitet, ρ , 1.55 ton/m³. Friktionsmaterialet, en moig sandig morän, har icke närmare undersökts.

Utförande av spont och förankringar

Sponten av typ Larssen II n, var nedslagen i grupper om tre spontplankor till stopp och till nivån ± 0 . Sponten slogs med tryckluftshammare under december månad 1972. Sponten stoppade i de flesta fall på moränytan, utom för panel A, där bara några plankor drevs ned till moränen. Där slogs också räler vid varje stag för att öka stabiliteten. Hammarbanden som utgjordes av dubbla UNP 300, svetsades mot sponten. Förankringarna av typ Insitu-stag \emptyset 48.3 x 8.5, var injekterade minst tre meter i friskt berg. Avstånden mellan stagen i det övre hammarbandet var 2.4 m och i det undre 3.2 m. Förankringarna provdrogs till 600 kN och förspändes till 200 kN. den fria töjningslängden hos stagen i den del av sponten vilken var förankrad på en nivå var omkring 17 m. Längderna för panel B var cirka 12 m i övre hammarbandet och ungefär 9 m i det undre.

I figur 5.1 och 5.2 visas sektioner genom mätpanelerna där även sonderingsresultaten finns inlagda.

Rostugnen

Allmänt

Sponten uppfördes i samband med ALCRO:s fabriks-tillbyggnad i kv. Rostugnen, Ulvsunda, utanför Stockholm. Man skulle där utföra en ca 7.5 m djup schakt från marknivån på + 2.5 m. Mätningarna som gjordes i en 12 m lång mätpanel omfattade

- . stagkraftsmätning på 6 stag i varje hammarband
- . sättningsmätningar på punkter 2,0, 3,5 och 7,5 m bakom sponten

- mätning av spontens horisontalrörelser i 4 st inklinometerrör som var fastsvetsade vid spontplankorna
- mätning av jordtrycket bakom sponten

För detaljerad information om fältmätningarna hänvisas till Hammarstedt och Möller 1977.

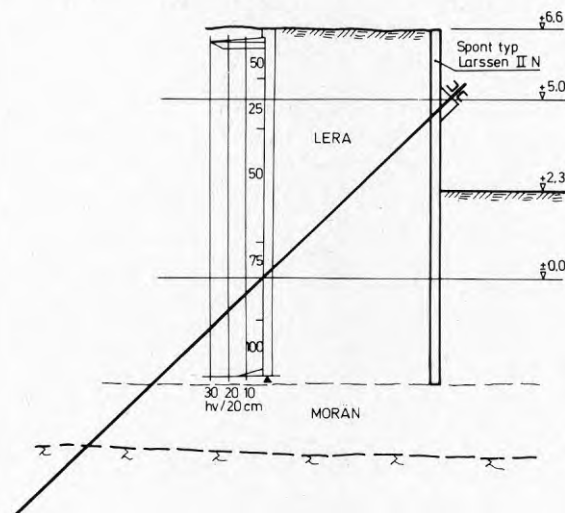


Fig. 5.1 Sektion genom panel A i Mølntorp.

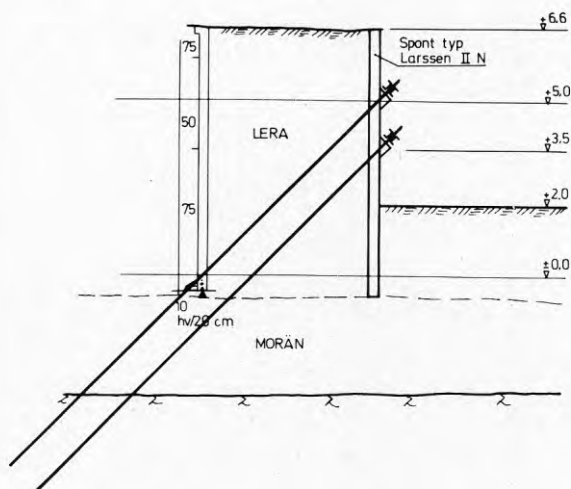


Fig. 5.2 Sektion genom panel B i Mølntorp.

Grundförhållanden

Fabrikstomten, som ligger på norra stranden av Ulvsundaviken, utgjordes före industrietableringen av en leråker omgiven av fastmarkspartier. I samband med industrietableringen lades ett par meter tjockt lager fyllnadsmassor på, vilket under årens lopp resulterade i kraftiga sättningar.

Jordlagerföljden utgöres av från markytan 1-2 m fyllning, 6-10 m lera och ett lager morän på berg. Leran har en ca 1 m tjock torrskorpa.

Grundundersökningarna på platsen omfattade viktsonderingar, vingborrningar och provtagning av ostörda lerprover med standardkolvborr samt mätning av den initiella horisontella totalspänningen med jordtrycksdosor, typ Glötzel.

Fält- och laboratorieundersökningarna visar att leran är normalkonsoliderad och har en odränerad skjuvhållfasthet, τ_{FH} , lika med 15 kPa och en skrymdensitet, ρ , på 1.72 ton/m³. Fyllningen består av blandad jord- och stenfyllning med inslag av block. Moränen vars mäktighet varierar mellan ca 0.2 till 2.5 m, är sandig grusig och innehåller block.

Utförande av spont och förankringar

Sponten var av typ Larssen III s. För att hindra glidning i underkant och sättning av sponten var den stoppslagen i moränen eller försedd med dubb nerborrad i berg. Viktigt för schaktens stabilitet var att grundvattentrycket i moränen under lerlagret minskades så att ej hydraulisk bottenuppträckning skedde. Därför grävdes 6 st sänkbrunnar, fördelade över schakten, där pumpning skedde för att åstadkomma en avsänkings-trätt.

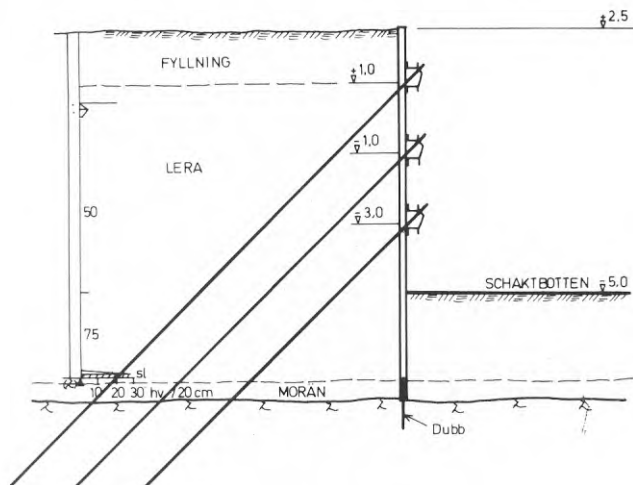


Fig. 5.3 Sektion genom mätpanel i kv. Rostugnen.

Det övre hammarbandet utgjordes vid mätpanelen av dubbla UNP 240 balkar övriga hammarband av dubbla UNP 300. Förankringarna utgjordes i den övre stagnivån av typ Insitu ϕ 48.3 x 8.5 och i övriga nivåer av typ Insitu ϕ 63.5 x 10.0. Avstånden mellan stagen var 1.75 m för alla förankringsnivåerna. Förankringarna provdrögs till 600 kN i det övre hammarbandet och till 1000 kN i de övriga. Förspänningslasten var 280 kN per stag i det övre hammarbandet och 340 kN i de övriga. Den fria töjningslängden hos stagen var 14.0 m för den övre stagnivån, 8,8 m för den mittersta och 7.7 m för den nedre stagnivån.

I figur 5.3 visas en sektion genom mätpanelen.

5.3 Finita elementanalys av mätsektionerna

De i föregående avsnitt beskrivna spontsektionerna har analyserats med ett finita element program. Det använda programmet utvecklades 1969 av G.W. Clough och J.M. Duncan för analys av slussarna vid Port Allen och Old River. För att kunna ta hänsyn till anisotropi hos jordmaterial har programmet modifierats vid Inst. för jord- och bergmekanik, KTH, under åren 1976-78. Programmet är uppbyggt kring de tankegångar som har redovisats i avsnitt 4.

Sammanfattningsvis kan sägas att programmet arbetar med följande materialmodeller.

- . Totalspänningsanalys i leran med hyperboliskt samband mellan töjning och spänning samt olika skjuvhållfastheter för aktiv resp. passiv belastning.
- . Effektivspänningsanalys i friktionsmaterial med hyperboliskt samband mellan töjning och spänning.

En kort beskrivning av programmet och användarmanual återfinns i appendix B.

Vid analys av mätsektionerna har vi försökt att efterlikna de i verkligheten utförda schakt- och förspänningsetapperna. Val av materialparametrar, nätets utseende och analyserade lastetapper redovisas i appendix A.

Vid bestämning av materialparametrarna har vi försökt att basera dessa på data från rutinmässiga fält- och laboratorieundersökningar såsom vingborring, konförsök och konsistensbestämning. Vid utvärdering av skjuvhållfastheten för aktiv och passiv belastning har vi använt de av Bjerrum framtagna reduktionsfaktorerna, se avsnitt 4.6.4. Brottöjningen för aktiv belastning har antagits till 1,5 procent och för passiv belastning till 5.0 procent. Två olika förhållanden mellan initialmodulen, E_i , och lerans odränerade skjuvhållfasthet enligt vingborr här provats nämligen förhållanden 350 och 700.

5.4 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta horisontalrörelser hos sponterna

I figur 5.4 till 5.6 jämföres beräknade slutliga utböjningar hos sponterna med uppmätta rörelser i fält.

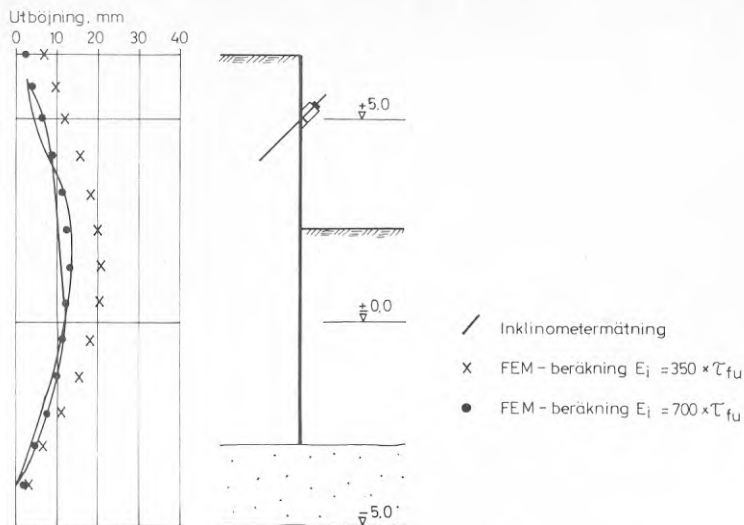


Fig. 5.4 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer, panel A i Mölntorp.

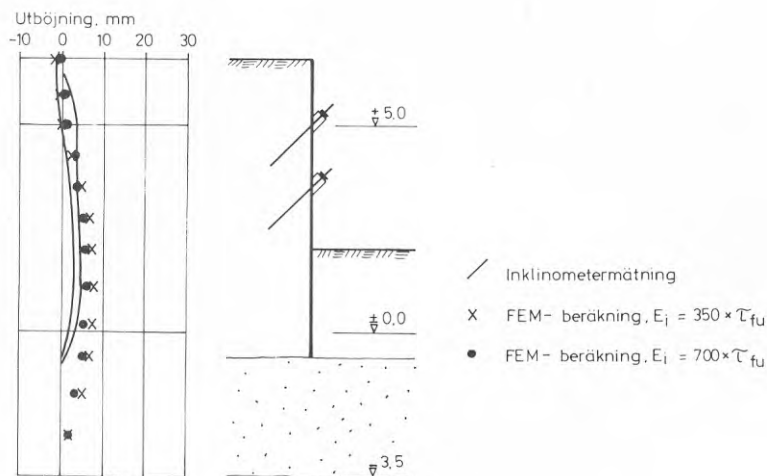


Fig. 5.5 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer, panel B i Mölntorp.

I Mölntorp skedde nollmätningen i inklinometererrören vid panel A och panel B efter det att nedschaktning skett till första hammarbandsnivån men innan stagen i denna nivå spändes. Mätningarna för dessa spontpaneler jämföres därför med de beräknade rörelserna för de efterföljande förspännings- och schaktetapperna.

Den beräknade deformationsbilden stämmer bra med den i fält

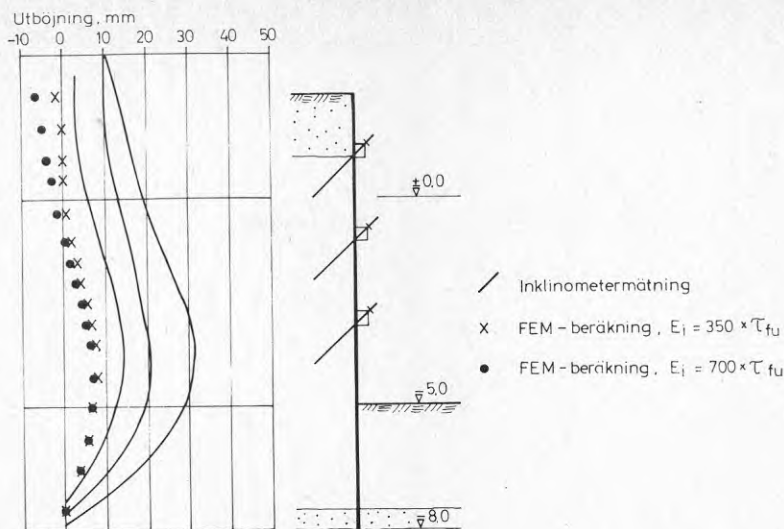


Fig. 5.6 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer, kv. Rostugnen.

uppmätta för alla tre spontpanelerna, se figur 5.4 - 5.6. Som framgår av figur 5.4 och 5.5 stämmer storleken av de beräknade utböjningarna för panelerna i Mölntorp bra med fältmätningarna när initialmodulen har antagits till 700 gånger lerans skjuvhållfasthet enligt vingborr. I kvarteret Rostugnen är den beräknade slutliga utböjningen av sponten mindre än de i fält uppmätta, se figur 5.6.

Beräkningarna med olika initialmodul skiljer sig obetydligt ifrån varandra vad beträffar slutlig utböjning för spontpanelerna med två eller flera hammarband, däremot fås stor skillnad för panel A i Mölntorp med bara ett hammarband.

I kvarteret Rostugnen har horisontalrörelsemätningar utförts efter varje schaktetapp samt före och efter varje uppspanning av en stagnivå, varför jämförelse med beräknade deformationer kan ske för varje lastetapp, se figur 5.7 till 5.13. Som framgår av figurerna stämmer de beräknade deformationerna när den högre initialmodulen har använts bra med de uppmätta utböjningarna utom för den första schaktetappen där deformationerna beräknade med den lägre initialmodulen stämmer bättre. Under etapp I av schakten gjordes två inklinometermätningar en efter det att schaktnivån + 1.0 m hade nåtts vid mätpanelen och den andra strax innan det första hammarbandet spändes upp. Mellan dessa mättillfällen skedde ingen schaktning vid mätpanelen. I figur 5.14 jämföres dessa mätningar med de beräknade deformationerna. Som framgår av figuren sker en betydande krypning av sponten ut mot schakten under denna tidsperiod. De beräknade deformationerna där den högre initialmodulen har använts stämmer bäst med de uppmätta deformationerna strax efter schaktningen. Däremot stämmer den beräknade utböjningen med den lägre initialmodulen bättre med den utböjningen som uppmättes strax före uppspanningen av det första hammarbandet.

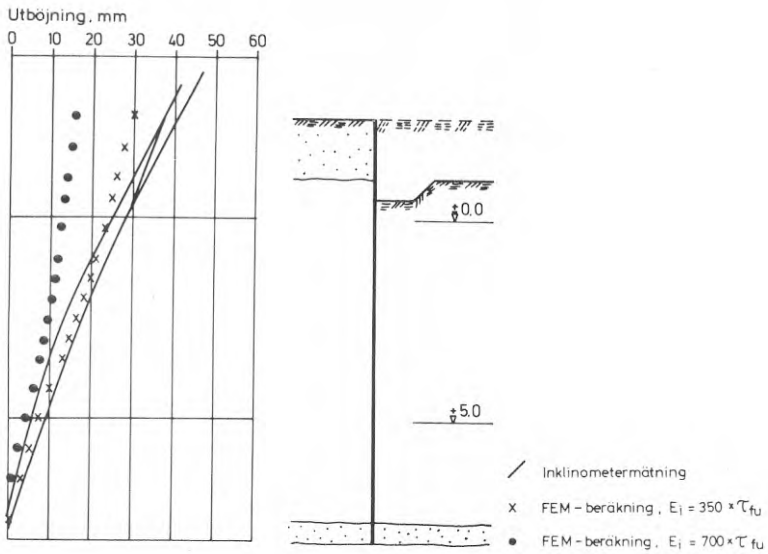


Fig. 5.7 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid schaktetapp I, kv. Rostugnen.

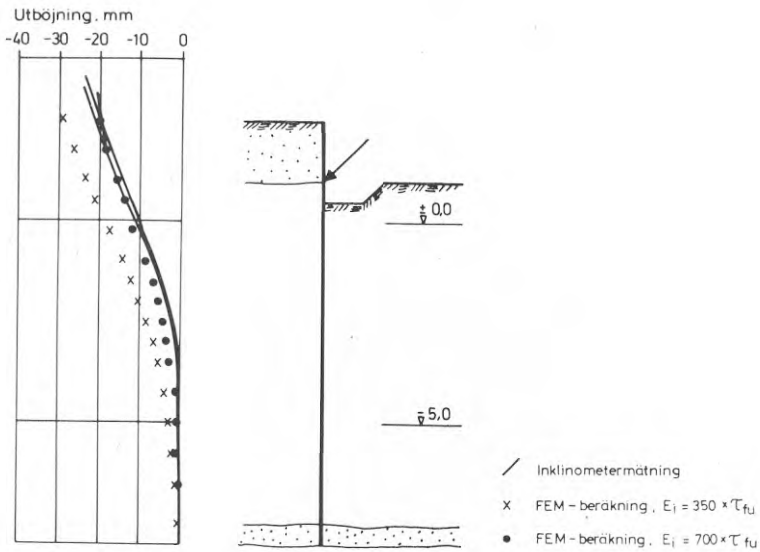


Fig. 5.8 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid förspänning av första hammarbandet, kv. Rostugnen.

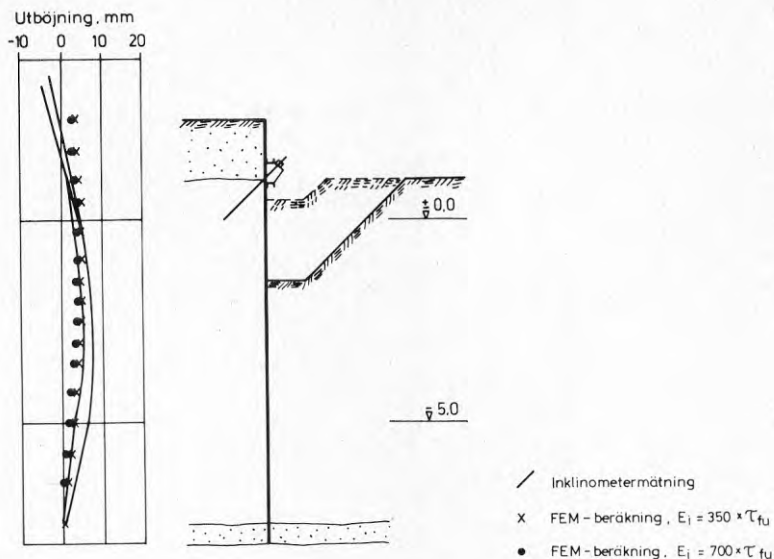


Fig. 5.9 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid schaktetapp II, kv. Rostugnen.

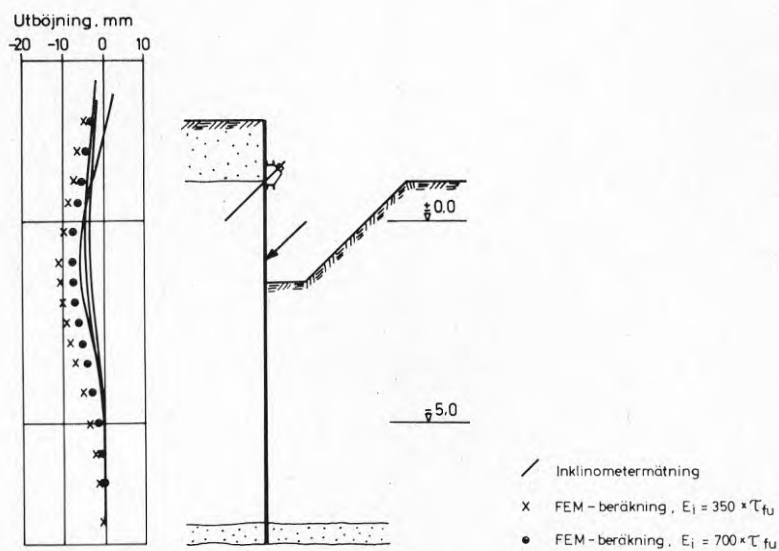


Fig. 5.10 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid förspänning av andra hammarbandet, kv. Rostugnen.

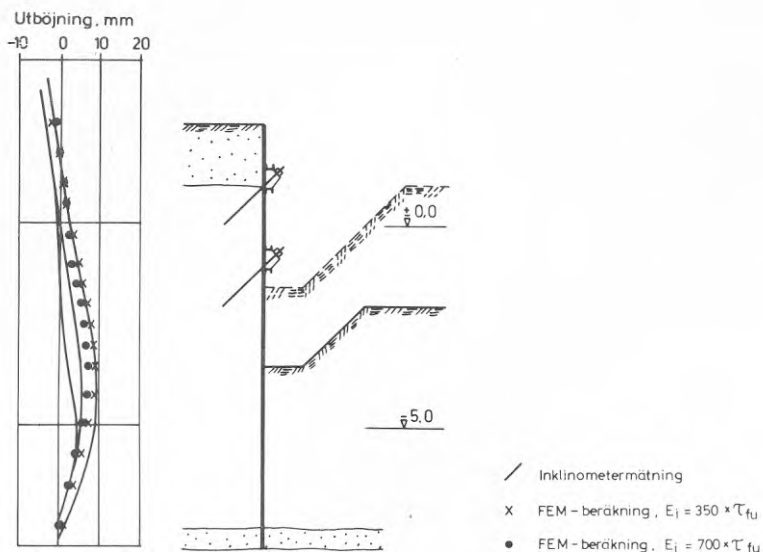


Fig. 5.11 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid schaktetapp III, kv. Rostugnen.

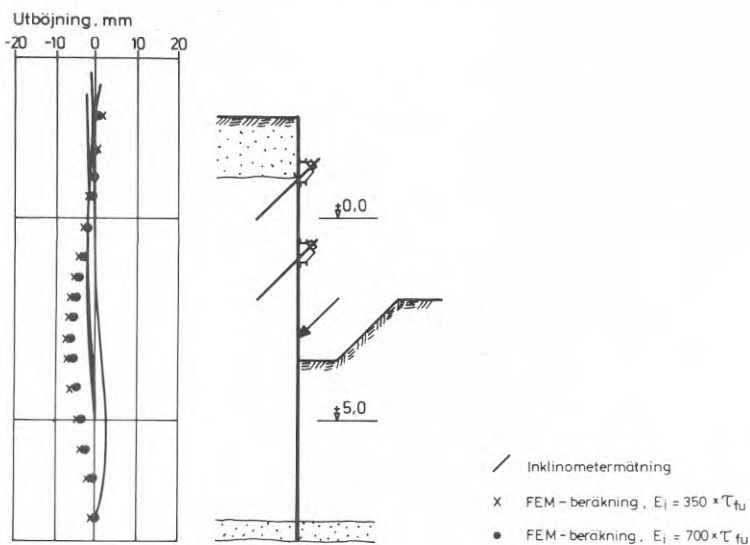


Fig. 5.12 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid förspänning av tredje hammarbandet, kv. Rostugnen.

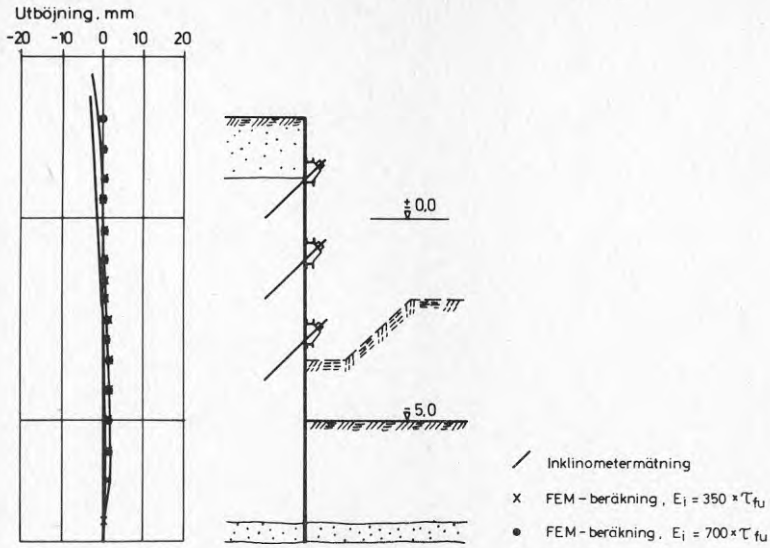


Fig. 5.13 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer vid schaktetapp IV, kv. Rostugnen.

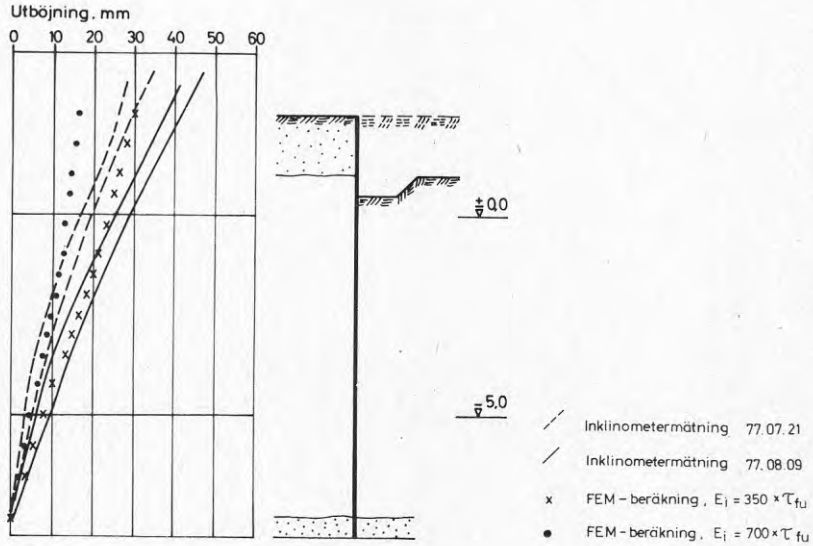


Fig. 5.14 Beräknade och uppmätta deformationer under schaktetapp I, kv. Rostugnen.

Under de övriga schaktetapperna tyder fältmätningarna på att krypningen av sponten ut mot schakten har varit betydligt mindre än under den första schaktetappen, därför fås för dessa schaktetapper bättre överensstämmelse med fältmätningarna när den högre initialmodulen användes.

En jämförelse mellan beräknad och uppmätt deformationsbild för schaktetapp I, se fig. 5.14, tyder på att deformationsegenskaperna för det 1,5 m tjocka fyllnadslagret har varit något för styva jämfört med verkligheten.

5.5 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta belastningar på hammarbanden

Ur finita element beräkningarna kan belastningen mot de enskilda hammarbanden beräknas ur axiallasterna i stagelementen. I figur 5.15 jämförs de beräknade totala horisontallasterna mot hammarbanden mot den i fält uppmätta lasten. Som framgår av figuren är överensstämmelsen god framför allt för beräkningarna där den högre initialmodulen har använts.

I tabell 5.2 och figur 5.16 redovisas hammarbandsbelastningen på de enskilda hammarbanden. Fördelningen av den totala horisontalbelastningen på de olika hammarbanden stämmer relativt bra med de uppmätta fördelningarna. Bästa överensstämmelsen fås med beräkningarna där den högre initialmodulen har använts.

I figur 5.17 har beräknade och uppmätta totala belastningar mot sponterna plottats i ett diagram som funktion av förspänningen.

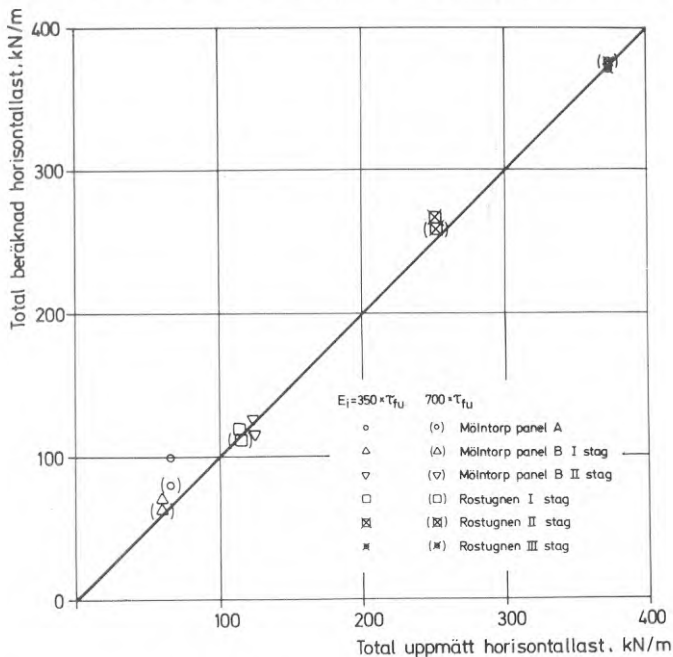


Fig. 5.15 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt total horisontallast.

TAB. 5.2. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta horisontella hammarbandslaster

Objekt	P_H uppmätt kN/m	P_H FEM analys	
		$E_i = 350 \times \tau_{fu}$ kN/m	$E_i = 700 \times \tau_{fu}$ kN/m
Mölnatorp panel A	66	100	80
Mölnatorp panel B			
Etapp I övre hammarband	60	71	64
Etapp II övre hammarband	64	66	60
undre hammarband	57	59	55
Rostugnen			
Etapp I hammarband I	113	119	113
Etapp II hammarband I	97	85	88
hammarband II	154	183	172
Etapp III hammarband I	101	81	84
hammarband II	131	140	141
hammarband III	141	147	151

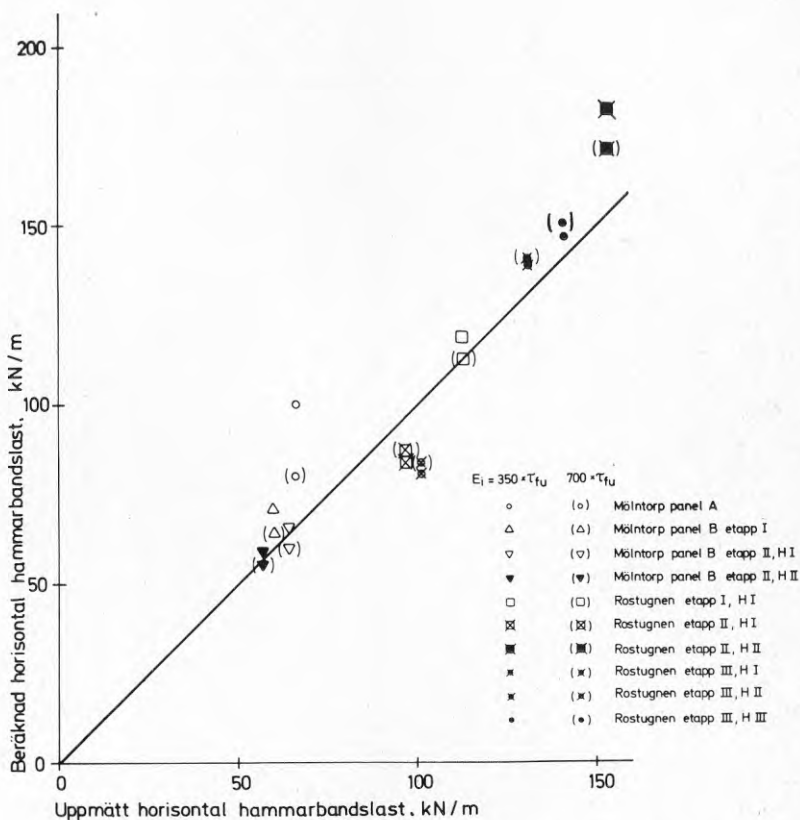


Fig. 5.16 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt horisontallast mot enskilt hammarband.

Lasterna har gjorts dimensionslösa genom division med det aktiva jordtrycket (se avsnitt 2.2).

I diagrammet har även det empiriskt funna samband mellan totallast och förspänning inritats enligt ekv 2-4 och 2-5.

Eftersom god överensstämmelse har erhållits mellan uppmätt total last och last beräknade med den högre initialmodulen blir även överensstämmelsen god med det empiriskt funna sambandet som delvis grundar sig på mätningar från Mölntorp och Rostugnen.

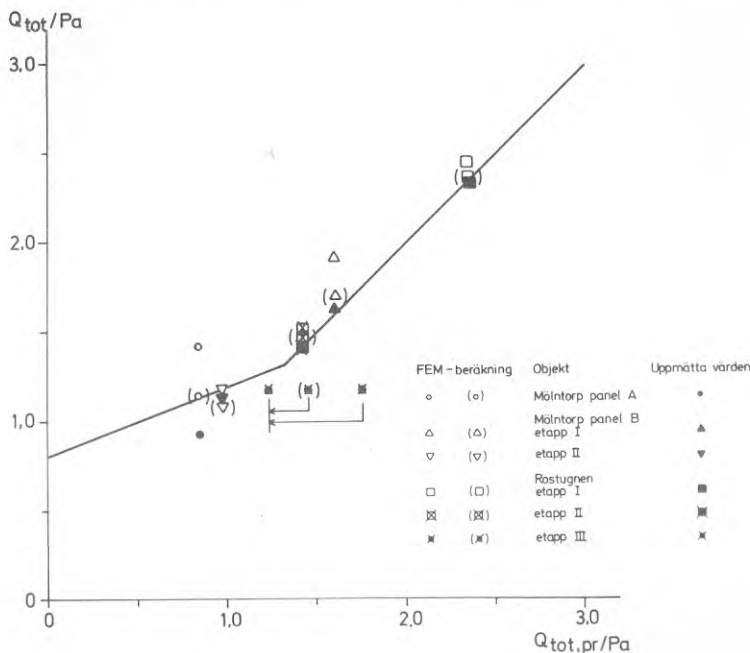


Fig. 5.17 Jämförelse mellan beräkningar, fältmätningar och empiriskt samband.

5.6 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar bakom sponten

De beräknade och uppmätta sättningarna bakom sponterna finns plottade i figur 5.18 till 5.20 i den diagramform som föreslogs av Peck (1969).

För spontpanelerna i Mölntorp är de beräknade sättningarna med den högre initialmodulen något för stora, medan beräkningen med den lägre initialmodulen ger ungefär dubbelt så stora sättningar än vad som har uppmätts. Jämförelsen mellan beräknade och uppmätta utböjningar hos dessa spontpaneler (se avsnitt 5.4) gav också bästa överensstämmelsen med beräkningarna där den högre initialmodulen användes.

De beräknade sättningarna bakom mätpanelen i kvarteret Rostugnen är mycket mindre än de uppmätta, se figur 5.20. Denna stora avvikelse kan bero på två saker.

För det första är som tidigare visats, se figur 5.6, de beräknade utböjningarna för denna spontpanel mindre än de uppmätta

och därmed bör också de beräknade sättningarna bakom schakten vara för små.

Den andra och troligen största orsaken till avvikelserna i vertikalkräfvelserna är att ingen konsolidering av leran har medtagits vid finita element analysen. I verkligheten avsnäcktes grundvattensytan i den underliggande moränen med 6 m, denna grundvattensänkning startar en porvattenströmning ned mot moränen och därmed en kompression av lerlagret. En konventionell sättningsberäkning ger konsolideringssättningar av storleksordningen 4 till 5 cm under den tid som det tar att fullborda schakten. Denna sättning är av samma storlek som de uppmätta sättningarna bakom spanten, dvs ca 0.5 - 0.7 % av schaktdjupet.

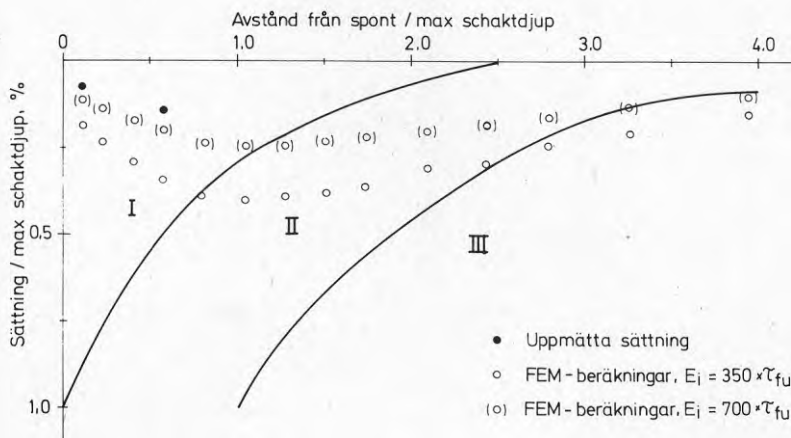


Fig. 5.18 Beräknade och uppmätta sättningar bakom panel A i Mölntorp.

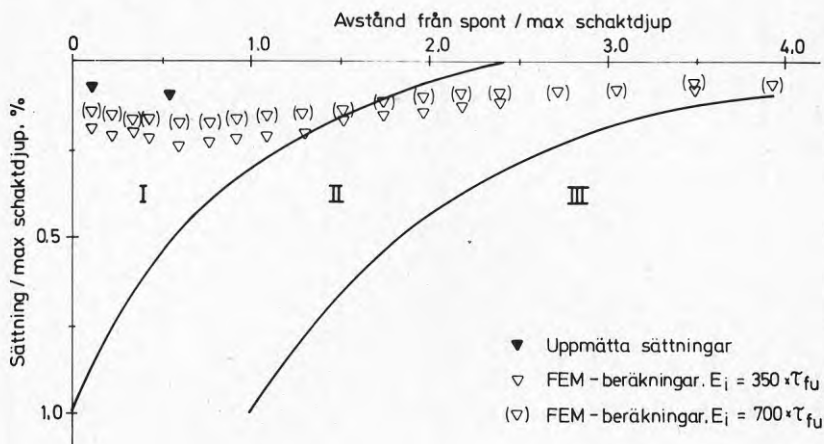


Fig. 5.19 Beräknade och uppmätta sättningar bakom panel B i Mölntorp.

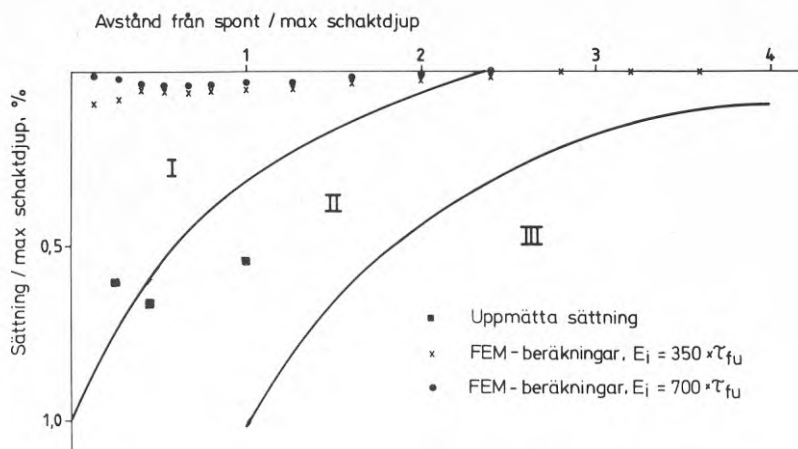


Fig. 5.20 Beräknade och uppmätta sättningar bakom mätpanelen i kv. Rostugnen.

5.7 Slutsatser av jämförelser mellan beräknat och uppmätt uppförande för några spontpaneler

De i avsnitt 5.3 till 5.6 redovisade finita elementberäkningarna har utförts med följande förutsättningar om jordmaterialet:

- . hyperboliskt samband mellan spänningar och töjningar
- . totalspänningsanalys i lera och effektivspänningsanalys i friktionsmaterial
- . anisotropi vad beträffar hållfasthet och deformationsegenskaper hos lera
- . hållfasthetsegenskaperna bestämda ur fältvingborringar och empiriska korrektionsfaktorer
- . initialspänningstillståndet bestämt genom empiriska samband mellan vilojordtryckskoefficienten och jordmaterialets konsistensgränser
- . bestämning av leras deformationsegenskaper med hjälp av empiriska relationer mellan lerans initialmodul och skjuvhållfastheten bestämd med fältvingborr.

Av de ovanstående förutsättningarna tror vi att största svårigheten ligger i en korrekt bestämning av jordmaterialets deformationsegenskaper, därför att sådana bestämningar är ej rutinprovning och dessutom är sambandet mellan deformationsegenskaperna och skjuvhållfastheten bestämd med fältvingborr osäkert. Vi har därför gjort beräkningar med olika initialmoduler hos leran medan alla andra egenskaper har hållits konstanta. Initialmodulen har ansatts till 350 resp. 700 gånger skjuvhållfastheten enligt fältvingborr.

Ur de gjorda jämförelserna kan följande slutsatser dras:

- . likheten mellan den beräknade och uppmätta deformationsbilden

- är god för alla spontpanelerna
- bästa och absolut sett mycket bra överensstämmelse för de deformationer och staglaständringar som sker vid uppspanning av stagen och därefter erhöles när det högre värdet på initialmodulen användes
 - för sponter förankrade på en nivå ger det lägre värdet på initialmodulen klart felaktiga och för stora värden på deformationer och staglaster vid uppspanning av stagen och därefter. Däremot ger beräkningar med den lägre initialmodulen acceptabla resultat vid sponter med flera förankringsnivåer eftersom skillnaden i beräknat uppförande är liten mellan beräkningar med den högre resp. lägre modulen för dessa sponter.
 - de deformationer som sker innan första stagnivån monterats, konsolspont, är enligt mätningar klart tidsberoende. Normalt ger då den lägre modulen bättre överensstämmelse och endast vid snabba arbeten med en tidsåtgång mindre är 1-2 veckor blir krypningen så liten att den högre initialmodulen kan ge mera rättvisande resultat.

6. INVERKAN AV FÖRSPÄNNINGSKRAFTENS STORLEK PÅ FÖRANKRADE SPONTERS UPPFÖRANDE

6.1 Inledning

För att studera inverkan av förspänningens storlek på spontpanelernas uppförande har de tre utvalda spontpanelerna analyserats med varierande värde på förspänningslasten men med övriga parametrar konstanta. Initialmodulen har ansatts till $700 \times \tau_{fu}$, där τ_{fu} är lerans odränerade skjuvhållfasthet bestämd med fältvingborr. I tabell 6.1 redovisas de vid analyserna använda värdena på förspänningslasten.

TAB. 6.1 Total horisontell förspänningslast, kN/m

Mölnatorp panel A	Mölnatorp panel B	kv. Rostugnen
0	0	0
30	52	194
59	103	388
89	155	

6.2 Inverkan på deformationsbilden

De erhållna deformationsbilderna för de tre spontpanelerna med varierande förspänningslast redovisas i fig. 6.1 - 6.3. Som framgår av figurerna har förspänningslastens storlek stor inverkan på spontens utböjning och sättningarna bakom spontpanelen. Inverkan blir större ju fler hammarband man har.

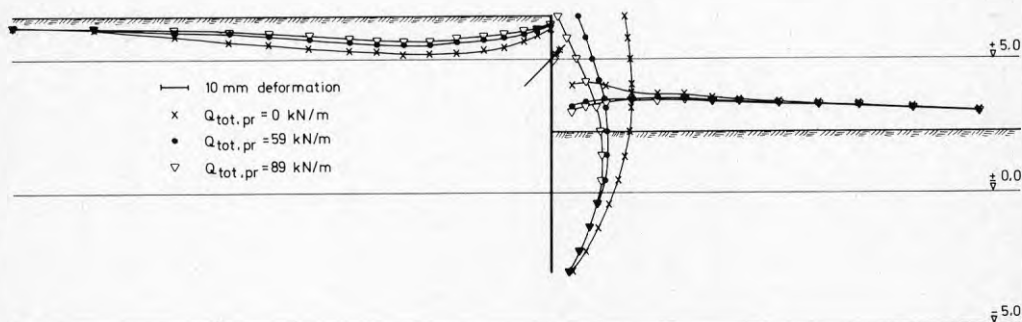


Fig. 6.1 Deformationsbild, panel A i Mölnatorp

6.3 Inverkan på horisontalspänningarna mot sponten

I fig. 6.4 - 6.6 redovisas horisontalspänningarna mot sponten för de varierande förspänningslasterna. Spänningen mot sponten på aktivsidan ökar med förspänningslasten. Denna ökning av horisontalspänningen sträcker sig djupare ner ju fler hammarband spontpanelen har. På passiva sidan om sponten minskar horisontal-

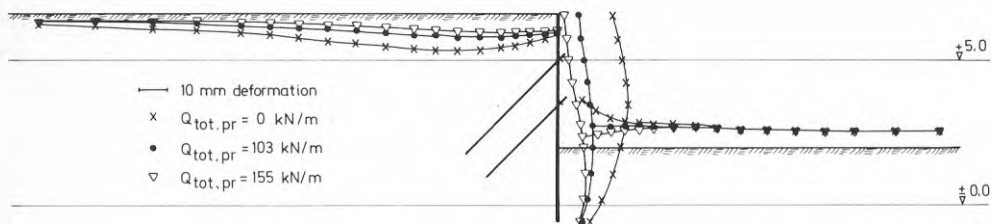


Fig. 6.2 Deformationsbild, panel B i Mölntorp

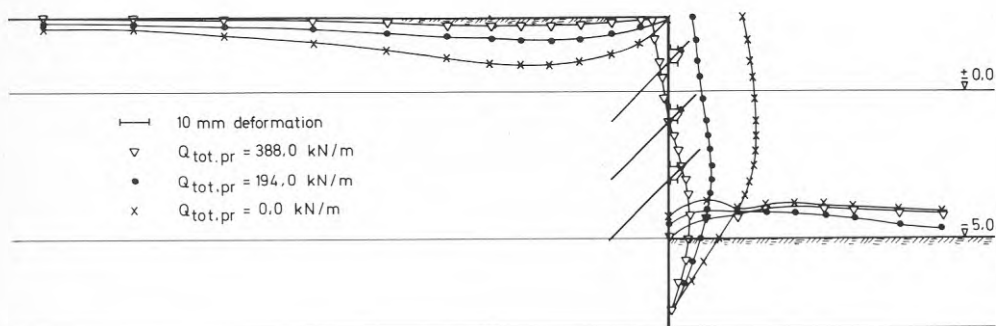


Fig. 6.3 Deformationsbild, kv. Rostugnen

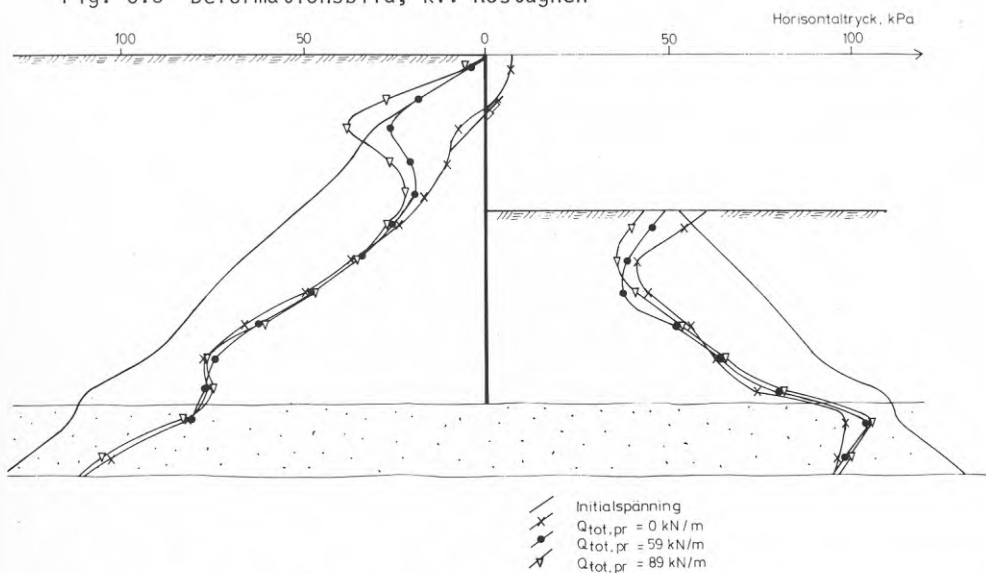


Fig. 6.4 Horisontalspänningar mor panel A i Mölntorp

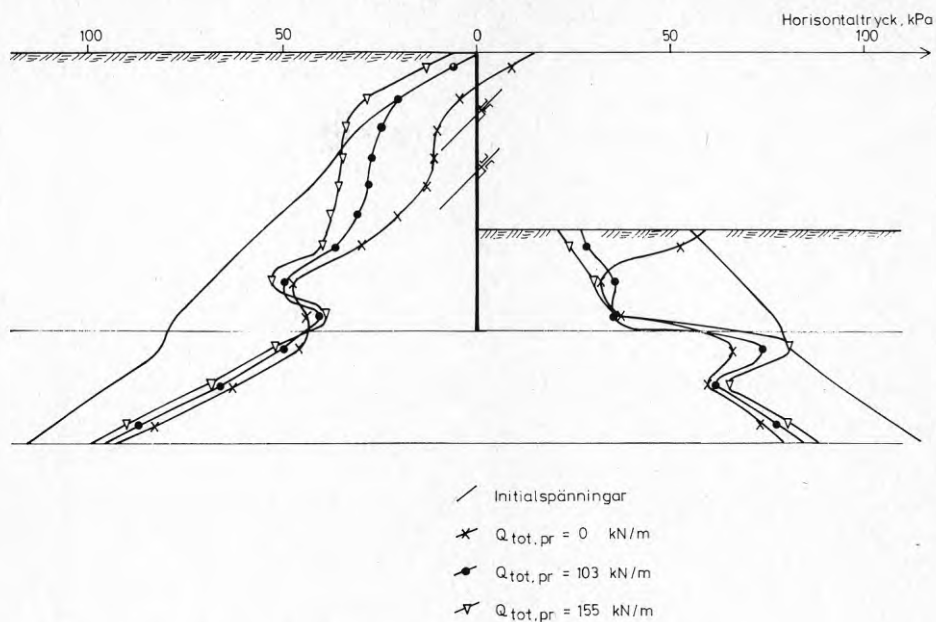


Fig. 6.5 Horisontalspänningar mot panel B i Mölntorp

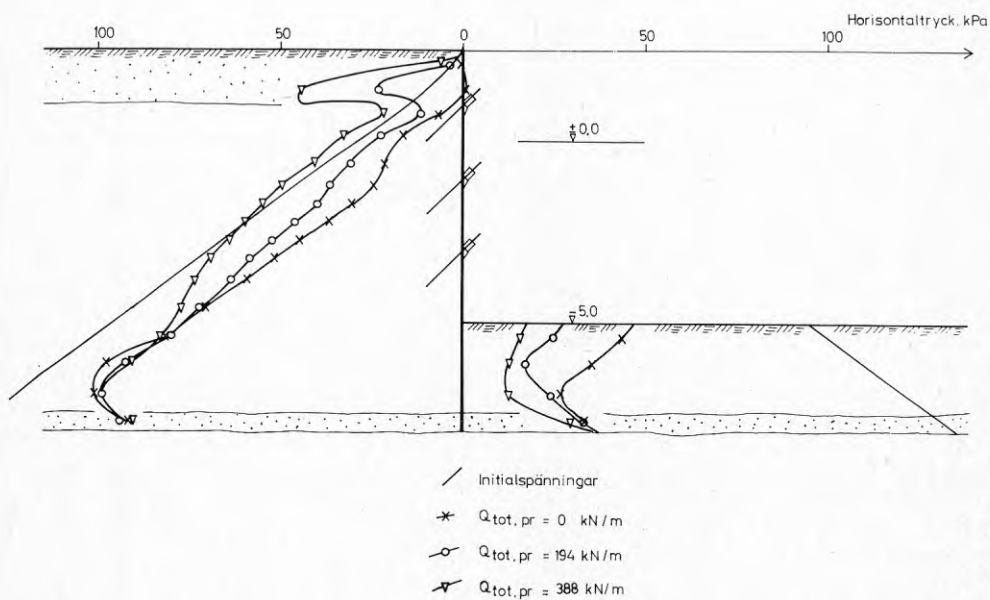


Fig. 6.6 Horisontalspänningar mot mätpanelen i kv. Rostugnen

spänningen med ökande förspänning. Denna minskning blir större ju fler hammarband som sponten har.

För sponten i kv. Rostugnen, där spontfoten är försedd med fastborrad dubb in i berget, är det erforderliga trycket på passivsidan mindre jämfört med de övriga spontpanelerna.

6.4 Inverkan på horisontallasten mot hammarbanden

Den beräknade totala horisontallasten mot hammarbanden för de olika spontpanelerna redovisas som funktion av horisontal förspänningslast i fig. 6.7. Som framgår av figuren ökar den totala hammarbandslasten med ökande förspänningslast. Detta beroende varierar med antal hammarband i spontpanelen och förspänningslastens storlek. Hammarbandslastens beroende av förspänningslasten varierar från ca 0.4 vid låga förspänningslaster till 1.0 vid höga förspänningslaster.

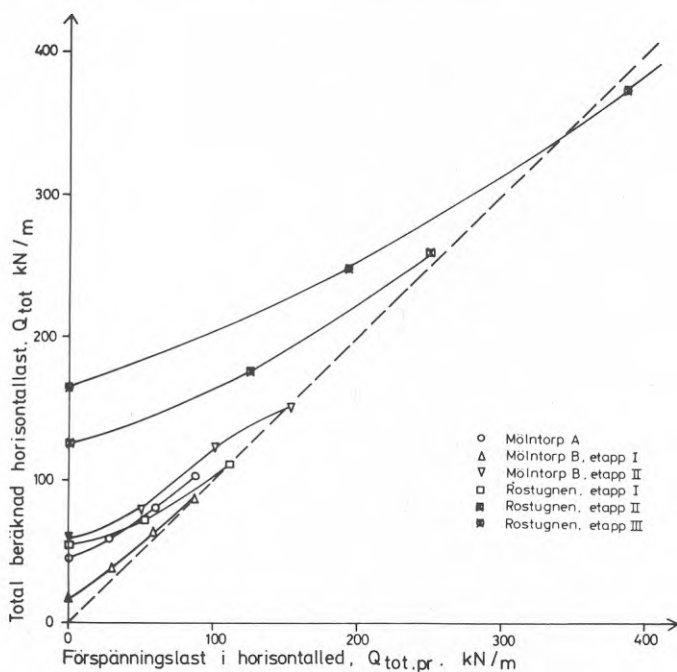


Fig. 6.7 Total horisontallast som funktion av horisontal förspänningslast

I fig. 6.8 har beräknade totala hammarbandslaster och förspänningslaster dividerats med det aktiva jordtrycket mot sponten och jämförs med det av Stille (1976) funna empiriska sambandet mellan total hammarbandslast och förspänningslast. Det framgår av figuren att de med finita elementmetoden beräknade hammarbandslasterna stämmer bra med detta empiriska samband.

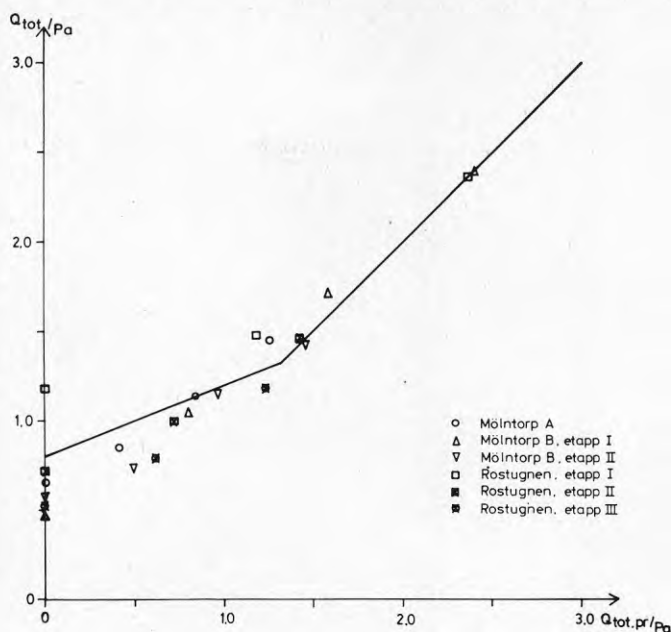


Fig. 6.8 Beräknad totallast som funktion av förspänningslast

Finita elementberäkningarna jämförs i fig. 6.9 med de av Stille (1976) redovisade fältmätningar samt mätningar från kv. Rostugnen. Som framgår av figuren stämmer den av finita elementberäkningarna erhållna trenden bra med fältmätningarna.

6.5 Inverkan på sättningarna bakom sponten

Den beräknade maximala sättningen, δ_{\max} , bakom sponten har efter division med maximalt schaktdjup, H , plottats mot den relativa förspänningslasten, $Q_{\text{tot,pr}}/p_a$, i fig. 6.10. En ökande förspänningslast minskar sättningarna bakom sponten, som framgår av figuren blir denna minskning större ju fler hammarband sponten har. Det framgår också att sättningens relativa storlek, δ_{\max}/H , minskar med ökande antal hammarband.

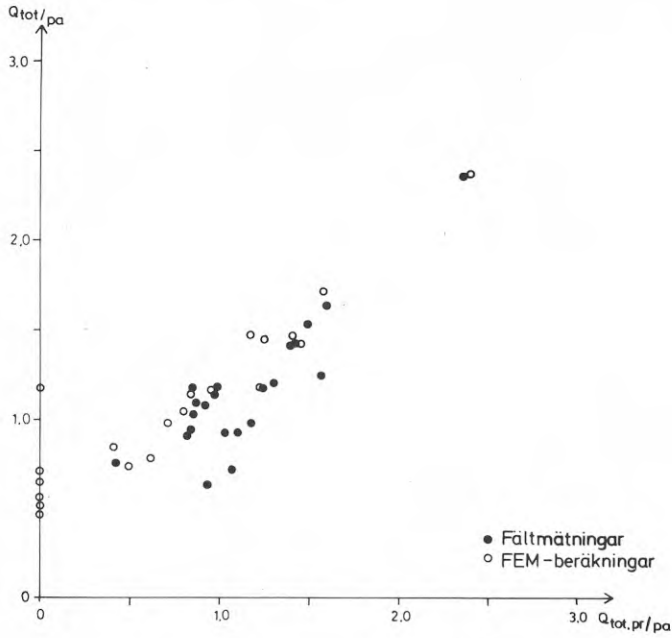


Fig. 6.9 Jämförelse mellan finita elementberäkningar och fältmätningar

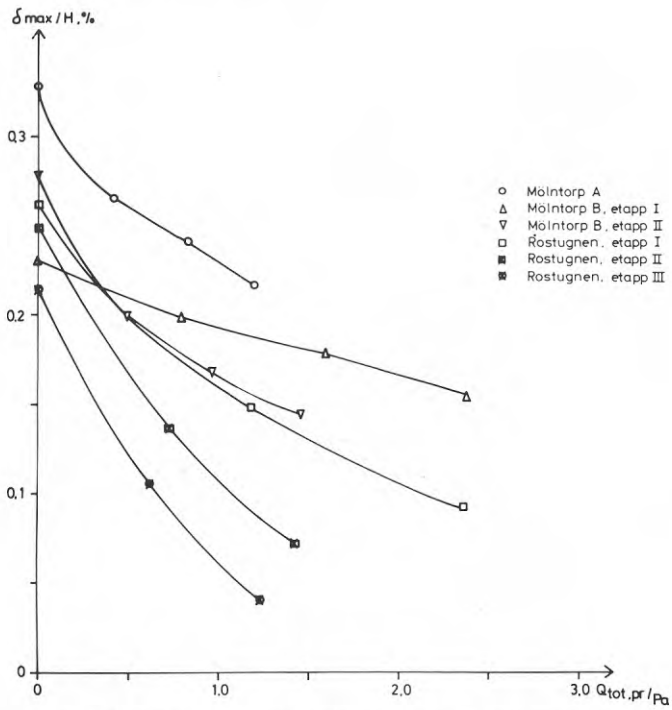


Fig. 6.10 Relativa max. sättningen bakom spontpanelen som funktion av förspänningslasten

Baserat på beräkningarna redovisade i fig. 6.10 har i fig. 6.11 schematiska zoner för varierande antal hammarband dragits. Detta schematiska diagram över maximala sättningsvariation med antal hammarband och förspänningslast gäller bara för spetsbärande sponter i lera, och inkluderar bara sättningar orsakade av själva schaktens utförande. Sänkning av grundvattenytan, påslagning etc. kan förorsaka ytterligare sättningar bakom sponten.

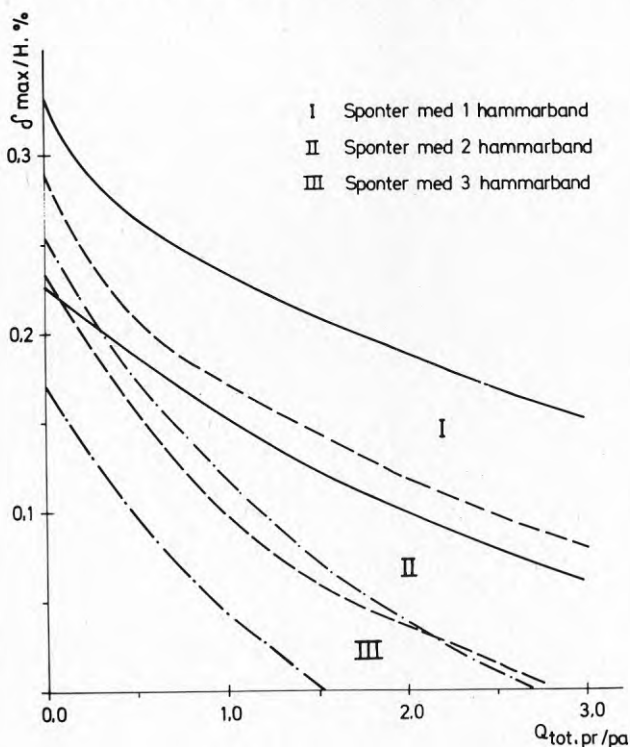


Fig. 6.11 Max. sättning som funktion av förspänningslast och antal hammarband

Ur fig. 6.11 kan man utläsa att om man för en given schakt vill hålla maximala sättningen under t ex 0.15 procent av schaktdjupet så kan man uppnå detta med ett hammarband och en horisontell förspänningslast $Q_{tot,pr} = 2.5 \cdot pa$, förutsett att schakten för övrigt klaras med ett hammarband. Detta skulle ge en total horisontell hammarbandslast av $Q_{tot} = 2.50 \cdot pa$ enligt fig. 6.8.

Ett bättre alternativ skulle möjligen vara att öka antal hammarband till två. Erforderlig horisontell förspänningslast blir då bara $Q_{tot,pr} = 1.0 \cdot p_a$. Den totala horisontella hammarbandslasten blir i detta fall bara $Q_{tot} = 1.20 \cdot P_a$. Denna över 50 procentiga minskningen i hammarbandslast minskar ju också antalet stag lika mycket. Är kostnaden för det extra hammarbandet mindre än kostnaden för de inbesparade stagen fås ju en totalt sett billigare konstruktion men med bibehållna prestanda.

6.6 Sammanfattning

Resultaten av finita elementberäkningarna med varierande förspänningslast visar att såväl jordtrycket som spontväggens rörelser beror på förspänningslastens storlek.

De med finita elementmetoden beräknade sambanden mellan total belastning mot sponten och förspänningslast har en god överensstämmelse med tidigare funna empiriska samband.

Beräkningar visar också att marksättningarna bakom sponten minskar med ökad förspänningslast i stagen och med ökat antal förankringsnivåer.

REFERENSER

- Andreasson, L., 1973, Kompressibilitet hos friktionsjord. Doktorsavhandling, Chalmers (Tekniska Högskola) Göteborg.
- Brown, C.B. och King, I.P., 1966, Automatic Embankment Analysis Equilibrium and Stability Conditions. (Geotechnique) Vol. 16, No. 3, pp 209-219.
- Brooker, E.W. and Ireland, H.O., 1965, Earth Pressures at Rest Related to Stress History. (Canadian Geotechnical Journal) Ontario, Vol. 2, Nr. 1, pp 1-15.
- Bjerrum, L., 1973, Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay. (Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng) Moscow, Vol. 3, pp 111-159.
- Boorman, R., 1975, The Finite Element Analysis of Anchored Sheet-Pile Retaining Walls. (A Thesis submitted to the University of Liverpool in partial fulfilment of the requirements for the Degree of Master of Engineering, Faculty of Engineering).
- Bjerrum, L., Eide, O., 1956, Stability of Struttet Excavations in Clay. (Geotechnique) Vol. 6, No. 1, pp 32-47, London.
- Chandrasckaran, V.S. and King, G.J.W., 1974, Simulation of Excavation Using Finite Elements. (Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE) Vol. 100, No. GT9, September, pp 1086-1089.
- Chang, C.Y., 1969, Finite Element Analyses of Soil Movements Caused by Deep Excavation and Dewatering. (Thesis presented to the University of California, Berkeley, in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy).
- Christian, J.T. and Wong, I.H., 1973, Errors in Simulating Excavation in Elastic Media by Finite Elements. (Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) Vol. 13, No. 1, March, pp 1-10.
- Clough, G.W., 1969, Finite Element Analyses of Soil-Structure Interaction in U-Frame Locks. (Thesis presented to the University of California, Berkeley, in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy).
- Clough, G.W. and Duncan, J.M., 1969, Finite Element Analyses of Port Allen and Old River Locks. (Contract Report S -69 -6, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers) Vicksburg, Mississippi, September.
- Clough, R.W. and Woodwaed, R.I., 1967, Analyses of Embankment Stresses and Displacements. (Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5329, July 1967. pp. 529 - 550.)

- Clough, G.W. and Tsui, Y., 1977, Static Analysis of Earth Retaining Structures. (Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Edited by C.S. Desai and I.T. Christian) New York 1977, pp 506-527.
- Duncan, J.M. and Dunlop, P., 1969, Slopes in Stiff-Fissures Clays and Shales. (Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE) Vol. 95, No. SM 2, March, pp 467-492.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y., 1970, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. (Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE) Vol. 96, SM5, 1970, pp 1629-1653.
- Dunlop, P. and Duncan, J.M., 1970, Development of Failure Around Excavated Slopes. (Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE) Vol. 96, No. SM2, March, pp 471-493.
- Duncan, J.M., 1974, Finite Element Analyses of the Excavation Bracing for the Georgia Plaza Parking Garage. (A report to Law Engineering Testing Company).
- Dunlop, P., Duncan, J.M. and Seed, H.B., 1968, Finite Element Analyses of Slopes in Soil. (Contract Report S -68 -6, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers) Vicksburg, Mississippi, May.
- Desai, C.S. and Abel, J.F., 1972, Introduction to the Finite Element Method. (Van Nostrand Reinhold Co) New York.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L., 1968, A Model for the Mechanics of Jointed Rock. (Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE) Vol. 94, No. SM3, May, pp 637-668.
- Hammarstedt, J och Möller, P., 1977, Dimensionering av förankrade sposter. (Examensarbete JoB nr 2/77 vid Inst. för Jord- och bergmekanik, KTH) Stockholm.
- Jaky, J., 1948, Pressures in Silos. (Proc. of the 2nd International Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.) Rotterdam, Vol. 1, 1948, p 103.
- Janbu, N., Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. (European Conf. on Soil Mechanics & Found. Engng) Wiesbaden, Vol. 1, 1963, pp 19-25.
- Konder, R.L., 1963, Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. (Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE) Vol. 89, No. SM1, 1963 pp 115-143.
- Kulhawy, F.H. Embankments and excavations Numerical Methods in Geotechnical Engineering. (Edited by C.S. Desai och J.T. Christian) New York 1977, pp 528-555.
- Larsson, R., 1977, Basic Behaviour of Scandinavian Soft Clays. (Statens Geotekniska Institut) Rapport nr 4.
- Mana, A.I., 1978, Finite-Element Analyses of Deep Excavation Behaviour in Soft Clay. (Stanford University, PH.D.) 1978.

- Massarsch, K.R., Holtz, R.D., Holm, B.G., och Fredriksson, A., 1975, Measurement of Horizontal In Situ Stresses. (Proc. of the Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE) Raleigh, N.C., June 1-4, 1975, pp 266-286.
- Meyer, C., 1973, Solution of Linear Equation--State-of-the-Art. (Journal of the Structural Division, ASCE) Vol. 99, No. ST7, July, pp 1507-1526.
- Nobari, E.S., Duncan, J.M. and Houston, W.N., 1971, User's guide for Locks a finite element computer program for soil-structure interaction.
- Peck, R.B., 1969, Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. (State-of-the-art Report. 7th Int. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng.) pp 225-292, Mexico.
- Rowe, P.W., 1957, Sheet Pile Walls in Clay. (Proc. Inst. of Civ. Engrns 7) July 1957, pp 629, London.
- Rowe, P.W., 1956, Sheet Pile Wall at Failure. (Proc. Inst. of Civ. Engrns) Vol. 5, pt 1, pp 276-315.
- Rowe, P.W., 1952, Anchored Sheet Pile Walls. (Proc. Inst. Civ. Engrns) Jan. 1952, 1 pt 1, 27, London.
- Sahlström, P-O och Stille, H., 1979, Förankrade Spontar. (BFR under utgivning).
- Schmidt, B., 1967, Lateral Stresses in Uniaxial Strain. (DGI Bulletin No. 23) 1967.
- Stille, H., 1976, Behaviour of Anchored Sheet Pile Walls. (Kungl. Tekniska Högskolan i Stockholm, Doktorsavhandling) pp 192, Stockholm.
- Stille, H., Fredriksson, A. och Broms, B.B., Analysis of a Test Embankment Considering the Anisotropy of Soil. (Proc. Second International Conference on Num. meth. in Geomechanics) Blacksburg, 1976, Vol. II.
- Tsui, Y, A Fundamental Study of Tied-Back Wall Behaviour. Thesis Submitted in Partial Fulfillment of Requirements for the Ph.D. Degree in the (Graduate School of Arts and Sciences of Duke University, 1974.
- Tsui, Y. and Clough, G.W., Plane Strain Approximations in Finite Element Analyses of Temporary Walls. (Proc. Bi-annu. ASCE, Geotech. Conf.) Austin, Texas, June 1974.
- Terzaghi, K., 1943, Theoretical Soil Mechanics. (John Wiley and Sons Inc.) New York, pp 510.
- Wiberg N.E., red., 1975, Finita elementmetoden en datoranpassad beräkningsmetod för ingenjörproblem. Liberläromedel Lund 1975.

Wilson, E.L., Bathe, K.J. and Doherty, W.P., 1974, Direct Solution for Large Systems of Linear Equations. (Computer and Structures) Vol. 4, No. 2, March, pp 363-372.

Wong, I.H., 1971, Analysis of Braced Excavations. (Thesis presented to the Massachusetts Institute of Technology in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Science).

Zienkiewicz, O.C., 1971, The Finite Element Method in Engineering Science. (McGraw-Hill Book Co.) London.

Materialparametrar och indata till finita elementberäkningarna

Mölnatorp

På upptagna ostörda lerprover har utförts rutinundersökning på laboratoriet. Resultatet av dessa redovisas i en jordprofil i fig. 1. Dessutom har ödometerförsök och spänningskontrollerade treaxliga försök utförts som framgår av fig. 1.

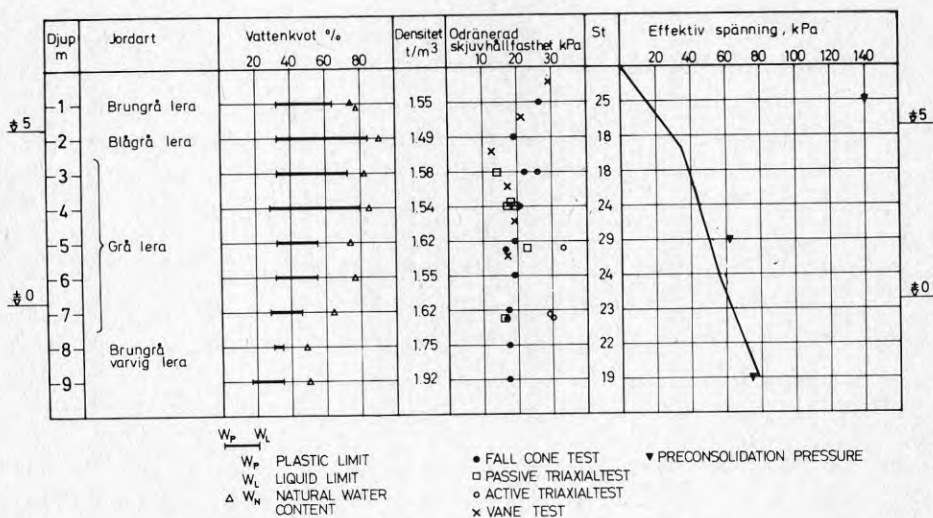


Fig. 1 Jordprofil i Mölnatorp

Vid upprättande av elementindelning och val av materialparametrar har vi följt de tankegångar och anvisningar som finns redovisade i avsnitt 4 av rapporten. Materialegenskaperna för leran är utvärderade ur de utförda vingborrningarna och rutinundersökningarna enligt avsnitt 4.64. Resultatet från de treaxliga försöken har används som kontroll för de ur vingborrvärdena utvärderade materialparametrarna. I fig. 2 och 3 visas de vid beräkningarna använda elementindelningarna för panel A resp. panel B. Materialparametrarna för de olika materialen finns redovisade i tabell 1 till tabell 4. I figur 4 visas utseendet på det i analysen använda spänning - töjnings sambandet för material nr 5 i panel A.

Analysen av panel A har skett i 7 laststeg med 2 iterationer inom varje laststeg. Laststegen har omfattat följande:

- Laststeg 1: Avschaktning till nivån + 5.8 m
- Laststeg 2: Avschaktning till nivån + 5.0 m
- Laststeg 3: Förspänning av stag
- Laststeg 4: Avschaktning till nivån + 4.1 m

Laststeg 5: Sänkning av porvattentrycket i moränen med 20 kPa

Laststeg 6: Avschaktning till nivån + 3.2 Ø m

Laststeg 7: Avschaktning till fullt djup, nivån + 2.3 m

Den verkliga förspänningskraften per stag var 200 kN för panel A. Genom en simulering av uppspänningen stag för stag enligt beskrivningen i avsnitt 4.4.5 kunde den ekvivalenta linjelasten bestämmas till 75 kN/m.

Panel B analyserades i 9 laststeg enligt nedanstående:

Laststeg 1: Avschaktning till nivån + 5.75 m

Laststeg 2: Avschaktning till nivån + 5.00 m

Laststeg 3: Förspänning av den övre stagnivån

Laststeg 4: Sänkning av porvattentrycket i moränen med 31 kPa

Laststeg 5: Avschaktning till nivån + 4.25 m

Laststeg 6: Avschaktning till nivån + 3.50 m

Laststeg 7: Förspänning av den nedre stagnivån

Laststeg 8: Avschaktning till nivån + 2.75 m

Laststeg 9: Avschaktning till fullt djup nivån + 2.00 m

De ekvivalenta förspänningslasterna för panel B bestämdes för den övre stagnivån till 75 kN/m och för den nedre till 62.5 kN/m.

TAB. 1. Materialparametrar panel A, Mølntorp, $E_i = 350 \cdot \tau_{fu}$

Material nr	ρ , ton/m ³	K_0	ν	ϕ_a	ϕ_p	C_a , kPa	C_p , kPa	K_m	R_{fa}	R_{fp}	n
1	1.60	1.00	0.49	0.0	0.0	25.0	25.0	100.0	0.67	0.67	0
2	1.53	1.00	0.49			25.0	25.0	75.0	0.56	0.56	
3	1.50	0.98	0.49			22.0	18.0	61.0	0.53	0.76	
4	1.55	0.80	0.49			20.7	14.0	61.0	0.63	0.88	
5	1.57	0.70	0.49			23.2	12.8	70.0	0.68	0.89	
6	1.56	0.66	0.49			26.7	9.7	66.0	0.63	0.89	
7	1.56	0.62	0.49			28.0	9.2	66.0	0.64	0.88	
8	1.60	0.56	0.49			27.0	9.1	63.5	0.71	0.86	
9	1.65	0.50	0.49			26.2	8.8	61.5	0.78	0.84	
10	1.80	0.44	0.49			26.5	8.8	62.0	0.86	0.81	
11	1.96	0.50	0.49			27.3	9.2	63.0	0.84	0.82	
12	2.10	0.40	0.30	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
Övergångselement mellan spont och jord	ϕ	C , kPa	K_j	R_f	n						
	0.0	16.0	15500.	0.84	0.0						

TAB. 2. Materialparametrar panel A, Mölntorp, $E_i = 700 \cdot \tau_{fu}$.

Material nr	ρ , ton/m ³	K_o	ν	ϕ_a	ϕ_p	C_a , kPa	C_p , kPa	K_m	R_{fa}	R_{fp}	n
1	1.60	1.00	0.49	0.0	0.0	25.0	25.0	200.0	0.83	0.83	0.0
2	1.53	1.00				25.0	25.0	150.0	0.78	0.78	
3	1.50	0.98				22.0	18.0	122.0	0.76	0.88	
4	1.55	0.80				20.7	14.0	122.0	0.82	0.94	
5	1.57	0.70				23.2	12.8	140.0	0.84	0.94	
6	1.56	0.66				26.7	9.7	132.0	0.81	0.95	
7	1.56	0.62				28.0	9.2	132.0	0.82	0.94	
8	1.60	0.56				27.0	9.1	127.0	0.85	0.93	
9	1.65	0.50				26.2	8.8	123.0	0.89	0.92	
10	1.80	0.44				26.5	8.8	124.0	0.93	0.91	
11	1.96	0.50	0.49	0.0	0.0	27.3	9.2	126.0	0.92	0.91	0.0
12	2.10	0.40	0.30	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
Övergångselement ϕ mellan spont och jord		C, kPa	K_j	R_f	n						
	0.0	16.0	15500	0.84	0.0						

TAB. 3. Materialparametrar panel B, Mölntorp, $E_i = 350 \cdot \tau_{fu}$.

Material nr	ρ , ton/m ³	K_o	ν	ϕ_a	ϕ_p	C_a , kPa	C_p , kPa	K_m	R_{fa}	R_{fp}	n
1	1.58	1.00	0.49	0.0	0.0	25.0	25.0	98.0	0.74	0.74	0.0
2	1.54	1.00	0.49			25.0	25.0	76.0	0.67	0.67	
3	1.50	0.99	0.49			20.0	18.0	56.0	0.65	0.78	
4	1.54	0.85	0.49			20.0	7.5	55.0	0.58	0.91	
5	1.56	0.74	0.49			22.0	11.5	63.0	0.65	0.89	
6	1.56	0.69	0.49			24.8	12.5	69.0	0.66	0.89	
7	1.56	0.64	0.49			27.0	9.2	65.0	0.63	0.89	
8	1.56	0.58	0.49			23.0	9.3	66.0	0.67	0.87	
9	1.61	0.53	0.49			26.6	9.0	63.0	0.74	0.85	
10	2.10	0.40	0.30	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
Övergångselement ϕ mellan spont och jord		C, kPa	K_j	R_f	n						
	0.0	16.0	15500	0.84	0.0						

TAB. 4. Materialparametrar panel B, Mölntorp, $E_i = 700 \cdot \tau_{fu}$.

Material nr	ρ , ton/m ³	K_o	ν	ϕ_a	ϕ_p	C_a , kPa	C_p , kPa	K_m	R_{fa}	R_{fp}	n
1	1.58	1.00	0.49	0.0	0.0	25.0	25.0	196.0	0.87	0.87	0.0
2	1.54	1.00				25.0	25.0	152.0	0.84	0.83	
3	1.50	0.99				20.0	18.0	112.0	0.82	0.89	
4	1.54	0.85				20.0	7.5	110.0	0.79	0.95	
5	1.56	0.74				22.0	11.5	126.0	0.82	0.95	
6	1.56	0.69				24.8	12.5	138.0	0.83	0.94	
7	1.56	0.64				27.0	9.2	130.0	0.82	0.94	
8	1.56	0.58				28.0	9.3	132.0	0.84	0.94	
9	1.61	0.53	0.49	0.0	0.0	26.6	9.0	126.0	0.87	0.93	0.0
10	2.10	0.40	0.30	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
Övergångselement ϕ mellan spont och jord		C, kPa	K_j	R_f	n						
	0.0	16.0	15500	0.84	0.0						

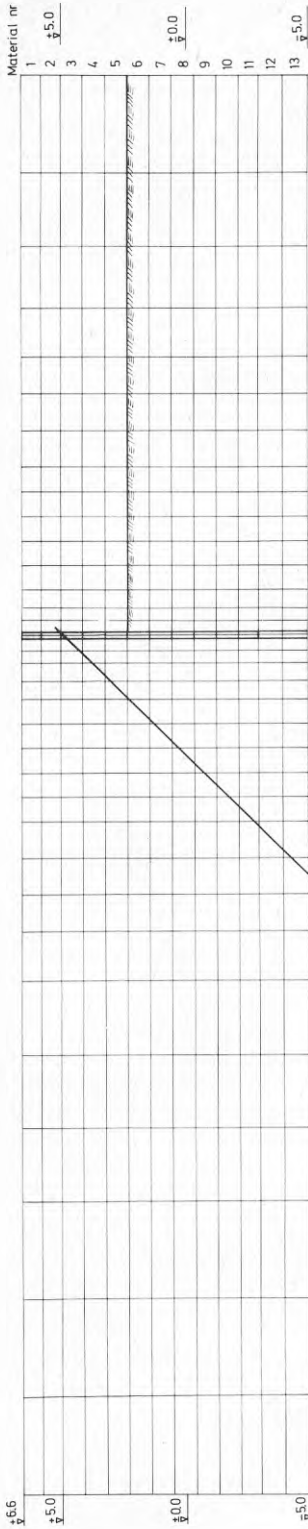


Fig. 2 Elementnät för panel A i MöIntorp

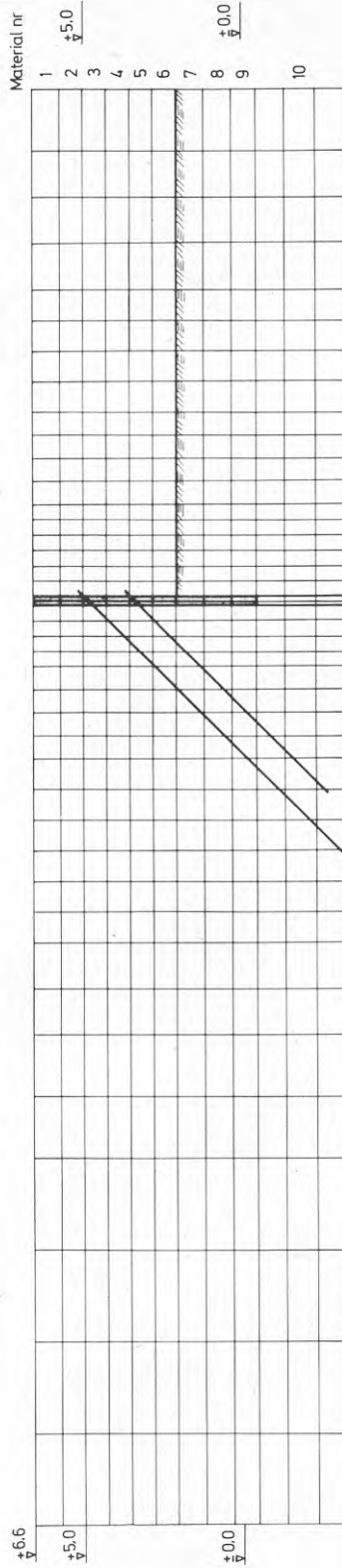


Fig. 3 Elementnät för panel B i MöIntorp

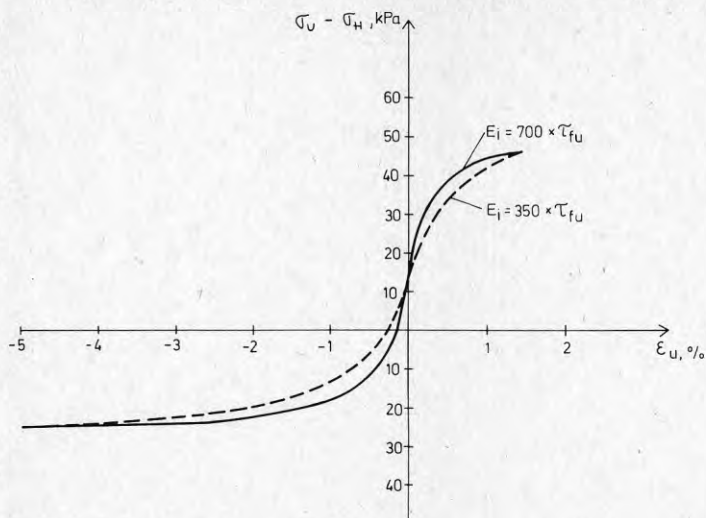


Fig. 4 Exempel på spänning - töjnings samband

Rostugnen

En sammanställning av gjorda fält- och laboratorieundersökningar redovisas i figur 5. Som framgår av sammanställningen har även det initiella horisontaltrycket mätts med jordtrycksdosor. Med ledning av dessa mätningar har lerans K_0 -värde bestämts till 0.50. Detta värde stämmer bra med det värde på K_0 som ekvation 4-54 eller 4-55 ger för denna lera.

Elementnätets utseende framgår av figur 6 och i tabell 5 och 6 redovisas materialparametrarna för de olika jordmaterialen.

Arbetet med schakten bedrevs i 4 st schaktetapper som framgår av figur 7. Totalt användes vid analysen 19 st laststeg för att simulera schaktens färdigställande, därav 15 st avschaktningsteg, 3 st förspänningssteg och 1 laststeg för att simulera en porttryckssänkning på 60 kPa i moränlagret mellan schaktetapp 1 och 2.

De ekvivalenta förspänningslasterna för den övre stagnivån bestämdes till 140 kN/m för den mittersta till 181 kN/m och för den nedre stagnivån till 192 kN/m.

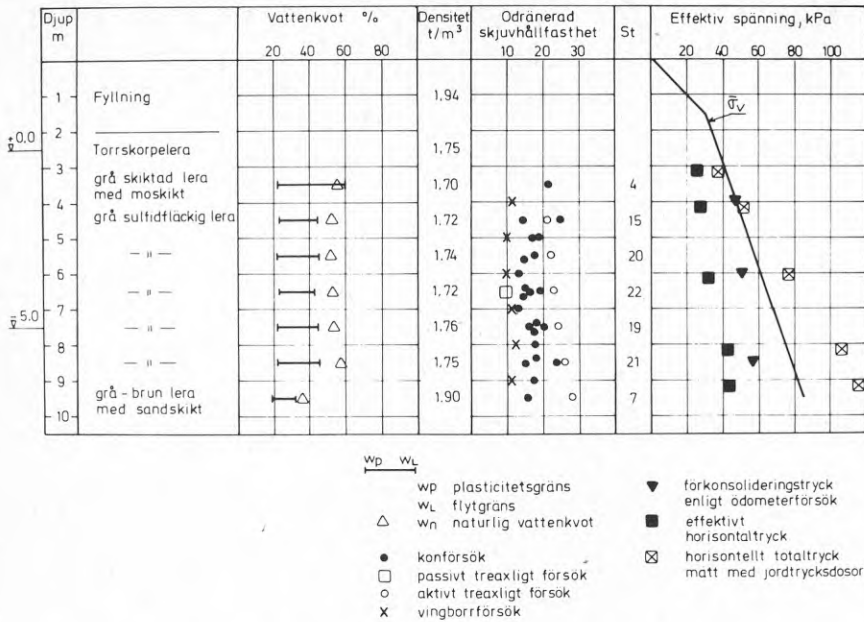


Fig. 5 Jordprofil i Rostugnen

TAB. 5. Materialparametrar, Rostugnen, $E_s = 350 \cdot \tau_{Fu}$

Material nr	ρ , ton/m ³	K_0	ν	ϕ_a	ϕ_p	C_a , kPa	C_p , kPa	K_m	R_{fa}	R_{fp}	n
1	1.94	0.50	0.40	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
2	1.78	0.50	0.49	0.0	0.0	20.0	7.5	35.0	0.54	0.83	0.0
3	1.76	0.50	0.49			20.0	7.5	36.0	0.59	0.82	
4	1.72	0.50	0.49			20.0	7.5	38.0	0.66	0.81	
5	1.67	0.50	0.49			20.5	7.7	43.0	0.72	0.82	
6	1.63	0.50	0.49			20.6	8.0	44.0	0.75	0.82	
7	1.62	0.50	0.49			21.0	3.7	46.0	0.77	0.81	
8	1.64	0.50	0.49			21.5	9.5	50.0	0.80	0.81	
9	1.62	0.50	0.49			22.0	10.6	54.0	0.84	0.81	
10	1.64	0.50	0.49			23.0	12.0	58.0	0.86	0.80	
11	1.64	0.50	0.49			24.4	13.5	64.0	0.87	0.80	
12	1.66	0.50	0.49			25.5	14.5	68.0	0.88	0.80	
13	1.79	0.50	0.49			27.5	16.3	75.0	0.83	0.80	
14	1.94	0.50	0.40	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
Övergångselement mellan spont och jord	ϕ	C , kPa	K_j	R_f	n						
	0.0	15.0	15500	0.84	0.0						

TAB. 6. Materialparametrar, Rostugnen, $E_i = 700 \cdot \tau_{fu}$.

Material nr	ρ , ton/m ³	K_o	ν	ϕ_a	ϕ_p	C_a , kPa	C_p , kPa	K_m	R_{fa}	R_{fp}	n
1	1.94	0.5	0.40	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
2	1.78		0.49	0.0	0.0	20.0	7.5	70.0	0.77	0.91	0.0
3	1.76					20.0	7.5	72.0	0.80	0.91	
4	1.72					20.0	7.5	76.0	0.83	0.91	
5	1.67					20.5	7.7	86.0	0.86	0.91	
6	1.63					20.6	8.0	88.0	0.87	0.91	
7	1.62					21.0	8.7	92.0	0.89	0.90	
8	1.64					21.5	9.5	100.0	0.90	0.91	
9	1.62					22.0	10.6	108.0	0.92	0.90	
10	1.64					23.0	12.0	116.0	0.93	0.90	
11	1.64					24.4	13.5	128.0	0.93	0.90	
12	1.66					25.5	14.5	136.0	0.94	0.90	
13	1.79		0.49	0.0	0.0	27.5	16.3	150.0	0.94	0.90	0.0
14	1.94	0.50	0.40	43.0	43.0	0.0	0.0	460.0	0.66	0.66	0.57
Övergångselement mellan spont och jord	ϕ	C , kPa	K_j	R_f	n						
	0.0	15.0	15500.	0.84	0.0						

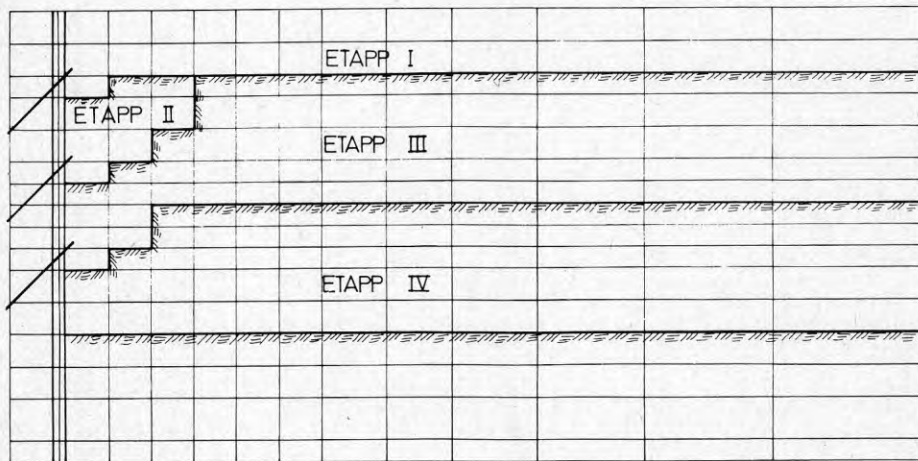


Fig. 7 Schaktetapper i kv. Rostugnen

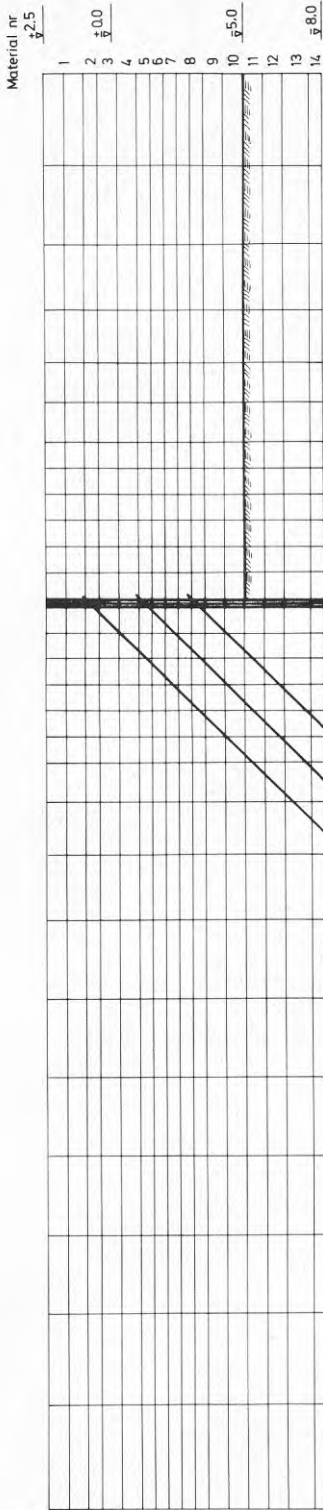


Fig. 6 Elementnät för mätpanelen i kv. Rostugnen

Finita element program för samverkan jord - konstruktion

Ursprung

Programmet som består av ett huvudprogram och 12 subrutiner (STRSTF, QUAD, LSTSTF, JTSTF, EXCAV, EQNDF0, SEED, BUILD, BANSOL, STRESS, JSTRESS, MODCAL, INITIAL), utvecklades 1969 av Clough och Duncan vid University of California för analys av slussarna vid Port Allen och Old River. Programmet har senare modifierats av Nobari, Duncan och Houston (1971). För att kunna ta hänsyn till anisotropi hos jordmaterial har programmet även modifierats vid Inst. för jord- och bergmekanik, KTH, under åren 1976-78.

Syfte

Detta finita element program beräknar spänningar och deformationer vid samverkans problem mellan jord och konstruktioner där godtyckligt antal sekvenser av stegvis uppbyggnad och belastning kan ske. Den stegvisa uppbyggnaden och belastningen kan utgöras av urschaktning, uppfyllnad, betonggjutning, porvattentryckets ändring i jordelement med hög permeabilitet, randbelastning av vattentryck på element med låg permeabilitet och temperaturändringar i konstruktionsmaterial. Spänning - töjnings sambandet för jordelement kan utgöras av icke linjärt, anisotropt, hyperboliskt, spänningsberoende samband både för på- och avlastning. För konstruktionsmateriglen antas ett linjärt spänning- töjningssamband.

Övergångselement kan användas för att tillåta relativa rörelser längs randen mellan två intilliggande tvådimensionella element. Dessa övergångselement kan vara "inaktiva" och uppföra sig som om de inte fanns eller vara "aktiva" och tillåta relativa rörelser mellan två intilliggande element. Skjuvstyvhetsen kan vara icke linjär och spänningsberoende.

Flödesschema

- a. Huvudprogrammet läser in indata och kontrollerar anropen till subrutinerna.
- b. Subrutinen INITIAL tilldelar initialspänningar till alla element, deformationer till knutpunkterna, modulvärden till de tvådimensionella element och skjuvstyvheter till övergångselementen.
- c. Subrutinen STRSTF sätter upp styvhetsmatrisen för hela strukturen, tecknar lastvektorn med bidrag från de specificerade lastfallen samt modifierar styvhetsmatrisen och lastvektorn med hänsyn till randvillkoren.
- d. I subrutinen QUAD formuleras de konstitutiva sambanden och om det har specificerats beräknas elementlasten på grund av gravitation eller temperatur ändringar.
- e. Subrutinen LSTSTF beräknar styvhetsmatrisen för varje tvådimensionellt element.
- f. Subrutinen JTSTF beräknar styvhetsmatrisen för varje övergångselement.
- g. Om urschaktning av element har specificerats interpolerar subrutinen EXCAV fram spänningar längs urschaktningensranden,

- adderar ekvivalenta knutpunktskrafter till lastvektorn för knutpunkterna på urschaktningssranden och tilldelar urschaktade element en låg styvhets.
- h. Subrutinen EQNDF0 beräknar ekvivalenta knutpunktskrafter för randspänningar vid urschaktning eller portrycksändringar på randen av ett element.
 - i. Om portrycksändringar specificeras för element med hög permeabilitet beräknar subrutinen SEEP nya portryck i knutpunkterna på elementen och fördelar de ekvivalenta knutpunktskrafterna som portrycksändringen motsvarar.
 - j. Om uppfyllnad eller betonggjutning specificeras tilldelar subrutinen BUILD elementen motsvarande materialtyp och tilldelar dem initialmoduler samt "aktiverar" övergångselement.
 - k. Subrutinen BANSOL beräknar knutpunktsdeformationerna ur struktur styvhetsmatrisen och struktur lastvektorn.
 - l. Subrutinen STRESS beräknar inkrement och summerar spänningar och deformationer samt skriver ut spänningarna för de tvådimensionella elementen. Spänningarna och deformationerna för alla element resp. knutpunkter stansas på hålkort efter sista laststeget i en analys.
 - m. Subrutinen JSTRES beräknas och skriver ut spänningarna för övergångselementen.
 - n. Subrutinen MODCAL kontrollerar om brott har inträffat i elementen samt beräknar moduler och skjuvstyvheter för tvådimensionella element resp. övergångselement.

Utskrift

De data som beskriver finita element nätet, materialegenskaperna, initialspänningarna, initialportryck och laststegen skrivs ut efter inläsning. Efter varje laststeg skrivs ut knutpunktsdeformationer, spänningar, portryck, modulvärden för tvådimensionella element, styvheter för övergångselement samt hur stor del av jordens skjuvhållfasthet som har mobiliserats i varje element.

Indata mall

1. RUBRIK KORT: FORMAT (20A4)

- | | |
|------------|---|
| Kolumn 1-8 | Filnamn som skall stansas tillsammans med knutpunktsdeformationen och spänningar efter sista laststeget i analysen.
(Dataset nr 3) |
| 9-80 | Rubrik som skrivs ut på radskrivaren tillsammans med resultatutskriften.
(Dataset nr 6) |

2. KONTROLL KORT:(8I5, 2F10.3, I5, F10.3)

- | | |
|------------|---|
| Kolumn 1-5 | NUMNP - Antal knutpunkter (Max 600) |
| 6-10 | NUMEL - Antal element, inklusive övergångselement (Max 530) |
| 11-15 | NUMMAT- Antal material, inklusive material för övergångselement (Max 30) |
| 16-20 | NUMSOL- Antal material för tvådimensionella element (Max 20). Både NUMMAT och NUMSOL måste specificeras. De är lika om NUMJT = 0. |

- 21-25 NUMJT- Antal övergångselement (Max 100)
 26-30 NUMAPP- Antal iterationer för varje laststeg
 31-35 INIT - Om INIT = 1 beräknas initialspänningar och övergångselementen tilldelas "inaktiv" status. Om INIT = 0 läses initialspänningarna in från hålkort (Dataset nr 5)
 36-40 NC - Antal laststeg
 41-50 GAMW - Densitet för vatten i det måttssystem som användes i analysen (ex 10 kN/m³)
 51-60 PATM - Atmosfärstrycket i det måttssystem som användes i analysen (ex. 100 kPa)
 61-65 NPX - Om NPX = 0 analys av plant töjningstillstånd. Om NPX = 1 analys av plant spänningstillstånd.
 66-75 PO - Överlagringstrycket på den nivå som analyseras med plant spänningstillstånd. PO = 0.0 vid plant töjningstillstånd.

3. MATERIALPARAMETRAR FÖR TVÅ-DIMENSIONELLA ELEMENT

Två kort för varje material måste finnas, och placeras i följande ordning: kort nr 1, kort nr 2 för material nr 1, kort nr 1, kort nr 2 för material nr 2, etc. Därefter avslutningskortet.

Kort nr 1 : (9F5.2, F15.2, F5.2)

- Kolumn 1-5 GU(N)- Tvärkontraktionstal
 1-10 GAM(N)-Densitet
 11-15 AO(N)- Vilojordtryckskoefficient
 $(\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V)$
 16-20 COHA(N)-Kohesionen vid aktiv belastning.
 21-25 COHP(N)-Kohesionen vid passiv belastning.
 26-30 PHIA(N)-Friktionsvinkeln i grader vid aktiv belastning.
 31-35 PHIP(N)-Friktionsvinkeln i grader vid passiv belastning.
 36-40 FRA(N)-Förhållandet mellan uppmätt skjuvhållfasthet och hyperbelns asymptot hållfasthet vid aktiv belastning.
 41-45 FRP(N)-Förhållandet mellan uppmätt skjuvhållfasthet och hyperbelns asymptot hållfasthet vid passiv belastning.
 46-60 HCOFA(N)-Modultalet, K_m , i sambandet mellan omgivande tryck och initialmodulen

$$E_i = K_m \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

 61-65 EXPA(N)-Spänningsexponenten, n, i ovanstående samband.

Kort nr 2 : (2F15.2)

- Kolumn 1-15 E(N) - Elasticitetsmodulen för konstruktionsmaterial och urschaktat material. För övriga material E(N) = 0.0.

16-30 ALPHA(N)-Längdutvidgningskoefficienten för konstruktionsmaterial, annars noll.

Avslutningskort: (4I10)

Kolumn 1-10 NATYP - Materialnummer på urschaktat material. (Om det inte finns något urschaktat material, stansa 50)
 11-20 NCTYP - Materialnummer på konstruktionsmaterial. (Om det inte finns något konstruktionsmaterial, stansa 50)
 21-30 NSTYP - Materialnummer på fyllnadsmaterial typ A. (Om det inte finns något fyllnadsmaterial typ A, stansa 50).
 31-40 NRTYP - Materialnummer på fyllnadsmaterial typ B. (Om det inte finns något fyllnadsmaterial typ B, stansa 50).

Tangentmodulen för ett jordmaterial beräknas i programmet ur följande samband

$$E_t = E_i (1 - R_f S)^2$$

där S beräknas såsom

$$S = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) (1 - \sin\phi)}{2 \cdot \sigma_3 \sin\phi + 2 \cdot c \cdot \cos\phi}$$

och c är kohesionsinterceptet och ϕ är friktionsvinkeln. Genom att på material kort 1 sätta COHA(N) \neq COHP(N), PHIA(N) \neq PHIP(N) och FRA(N) \neq FRP(N) får man anisotropi i materialegenskaperna. Vid ett visst spänningstillstånd beräknas aktuella materialegenskaper med hänsyn till största huvudspänningens riktning enligt

$$c = \frac{(\text{COHA(N)} + \text{COHP(N)})}{2} + \frac{(\text{COHA(N)} - \text{COHP(N)})}{2} \cos 2\beta$$

där β är vinkel mellan huvudspänningens riktning och vertikalen. På samma sätt beräknas ϕ och R_f . Sättes COHA(N) = COHP(N) etc. Kommer materialet att uppföra sig isotropt.

Vid urschaktning av ett element tilldelas elementet materialnummer NATYP. För detta materialnummer måste finnas materialparametrar. Elasticitetsmodulen och tvärkontraktionstalet sättes lika med 0.001 och alla andra parametrar lika med noll för detta material.

För konstruktionsmaterial behöver bara densitet, elasticitetsmodul, tvärkontraktionstal och längdutvidgningskoefficient anges. Längdutvidgningskoefficient kan sättas lika med 0.0 om inga temperaturändringar förekommer.

Om man önskar att jordmaterial skall uppföra sig linjärelastiskt sättes FRA(N) lika med 0.0 och den önskade modulen läses in som E(N).

4. MATERIALPARAMETRAR FÖR ÖVERGÅNGSELEMENT

Läses bara om NUMMAT ≠ NUMSOL.
Ett kort för varje materialtyp.
(3F5.2, 3F15.2, 2F5.2)

Kolumn	1-5	EXPJ(N)	-Spänningsexponenten n.
	6-10	PHJ(N)	-Friktionsvinkeln i grader för övergångselementet.
	11-15	AO(N)	-Viljordtryckscoefficienten i intilliggande tvådimensionella element.
	16-30	RKS(N)	-Residual skjuvstyvheten.
	31-45	COJ(N)	-Övergångselementets kohesion.
	46-60	COEFJ(N)	-Modultalet K_j i samband mellan initialskjuvstyvhets och normalspänning.
			$K_{Si} = K_j \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right)^n$
		FR(N)	-Förhållandet mellan uppmätt hållfasthet och hyperbelns asymptot hållfasthet.
	66-70	GU(N)	-Tvärkontraktionstalet i intilliggande tvådimensionella element.

5. KNUTPUNKTS KORT: (I10, 6F10.2)

Ett kort för varje knutpunkt.

Kolumn	1-10	N	- knutpunktsnummer
	11-20	X(N)	- X-kordinat (+ till höger)
	21-30	Y(N)	- Y-kordinat (+ uppåt)
	31-40	FX(N)	- Last eller deformation i X-led (+ till höger)
	41-50	FY(N)	- Last eller deformation i Y-led (+ uppåt)
	51-60	PP(N)	- Portryck i meter vattenpelare.
	61-70	DP(N)	- Ändring i portrycket (i meter vattenpelare) eller temperaturändring för konstruktionsmaterial.

Knutpunkterna måste numreras i följd. Om knutpunktsnummer utelämnas genereras automatiskt de utelämnade knutpunkterna med jämn indelning mellan de specificerade. FX(N) och FY(N) sättes lika med noll och värdena på PP(N) och DP(N) interpoleras mellan de specificerade värdena. Man måste specificera den första och den sista knutpunkten.

För de knutpunkter som finns med på nedanstående kort för specificerade förskjutningar tolkas FX(N) och/eller FY(N) som förskjutningar. Om de inte finns med tolkas FX(N) och FY(N) som laster.

6. SPECIFICERADE FÖRSKJUTNINGAR (ELLER RANDVILLKOR)

Kort 1: (3I10)

- Kolumn 1-10 NOY - Antal knutpunkter för vilka Y förskjutningar har specificerats.
 11-20 NOX - Antal knutpunkter för vilka X förskjutningar har specificerats.
 21-30 NOXY - Antal knutpunkter för vilka X och Y förskjutningar har specificerats.

Kort 2: (8I10)

- Kolumn 1-10 IC(N) - Numret på knutpunkt för vilken FY(N) skall tolkas som förskjutning.
 11-20 - Samma som 1-10.

Upprepas för 8 fält och fortsättes på ytterligare kort om det är nödvändigt till dess NOY värden har angivits. Knutpunktsnumren måste anges i stigande ordning.

Kort 3: (8I10)

- Kolumn 1-10 IC(N) - Numret på knutpunkt för vilken FX(N) skall tolkas som förskjutning.
 11-20 - Samma som 1-10.

Upprepas för 8 fält och fortsättes på ytterligare kort om det är nödvändigt till dess NOX värden har angivits. Knutpunktsnumren måste anges i stigande ordning.

Kort 4: (8I10)

- Kolumn 1-10 IC(N) - Numret på knutpunkt för vilken både FX(N) och FY(N) skall tolkas som förskjutning.
 11-20 - Samma som 1-10.

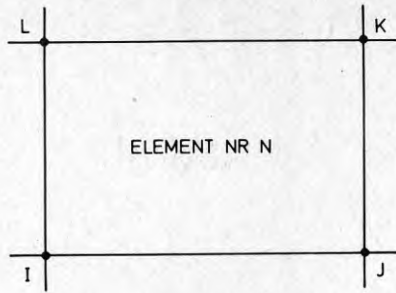
Upprepas för 3 fält och fortsättes på ytterligare kort om det är nödvändigt till dess NOXY värden har angivits. Knutpunktsnumren måste anges i stigande ordning.

7. ELEMENT KORT: (6I10)

Ett kort för varje element.

- Kolumn 1-10 N - Element nummer.
 11-20 IL(N,1)- Nummer på knutpunkt I.
 21-30 IL(N,2)- Nummer på knutpunkt J.
 31-40 IL(N,3)- Nummer på knutpunkt K.
 41-50 IL(N,4)- Nummer på knutpunkt L.
 51-60 IL(N,5)- Material nummer

Alla övergångselement måste numreras först, från 1 till NUMJT, därefter numreras tvådimensionella element. Knutpunktsnumren måste anges i motursordning runt elementet enligt nedanstående figur.



Knutpunkt I och J måste finnas på motsatta sidor av elementet, (är viktigt vid numrering av övergångselementen).

Triangulära tvådimensionella element med fyra knutpunkter kan användas. Knutpunkt L får ej ligga i triangelns hörn utan måste ligga på en av sidorna. Knutpunktsnumren inom ett element får inte skilja sig mer än 29 från varandra.

Om elementnummer utelämnas genereras dessa genom att öka elementnummer och knutpunktsnumren med 1 samt att tilldela elementet samma materialnummer som föregående element har. Det första och det sista elementet måste specificeras.

8. INITIAL SPÄNNINGAR, FÖRSKJUTNINGAR, MATERIALTYP OCH STYVHETER FÖR ÖVERGÅNGSELEMENT

Dessa kort läses bara om INIT = 0, och erhålles vanligen som slutresultat från en tidigare lastsekvens.

Kort 1 : (12F6.1)

Spänningar för två element finns på varje kort.

Kolumn	1-6	SIG(N,1)-X-spänning
	7-12	SIG(N,2)-Y-spänning
	13-18	SIG(N,3)-XY-spänning
	19-24	SIG(N,4)-Maximal initialskjuvspänning
	25-30	SIG(N,5)-Vinkeln mellan horisontalen och det plan där den maximala initial- skjuvspänningen verkat.
	31-36	SIG(N,6)-+1.0 = Elementet utsättes för aktiv belastning. -1.0 = Elementet utsättes för passiv belastning.

Upprepa för nästa element på följande sex fält. Fortsätt på ytterligare kort för återstående element.

Kort 2 : (9F8.3)

Förskjutningar och portryck för tre knutpunkter på varje kort.

Kolumn 1-8 DISP(N,1)-Förskjutningar i X-led

9-16 DISP(N,2)-Förskjutningar i Y-led
 17-24 PP(N) -Portryck i meter vattenpelare.

Upprepa för nästa två knutpunkter på följande sex fält. Fortsätt på ytterligare kort för återstående knutpunkter.

Kort 3 : (15I5)

Materialtyp för 15 element på varje kort (OBS! dessa materialtyper ersätter de som har lästs in på element-korten).

Kolumn 1-5 IL (N,5) - materialtyp.

Fortsätt på följande 14 fält med ytterligare 14 element. Fortsätt på ytterligare kort för återstående element.

Kort 4 : (6E11.4)

Läses bara om NUMJT \neq 0. Styvhetsvärden för 3 övergångs-element på varje kort.

Kolumn 1-11 STFS(1) - skjuvstyvhhet
 12-22 STFN(1) - normalstyvhhet

Upprepa på efterföljande 4 fält och fortsätt på ytterligare kort för återstående element.

9. LASTSTEGSKORT

Följande grupper av kort måste finnas för varje laststeg (NC uppsättningar).

A. Kontrollkort för laststeg: (6I10)

Kolumn 1-10 NUL - Om NUL = 0 ingen urschaktning.
 Om NUL = 1 urschaktning i detta laststeg.

11-20 NLL - Om NLL = 0 ingen betonggjutning eller uppfyllnad.
 Om NLL = 1 betonggjutning och/eller uppfyllnad.

21-30 MS - Om MS = 0 ingen portrycksändring för detta laststeg.
 Om MS = 1 portrycksändringar i knutpunkterna för detta laststeg.

31-40 NWP - Om NWP = 0 ingen vattentrycksbelastning på någon rand för detta laststeg.
 Om NWP = 1 vattentrycksbelastning på någon rand för detta laststeg.

41-50 NT - Om NT = 0 inga temperaturändringar för detta laststeg.
 Om NT = 1 temperaturändringar i konstruktionen för detta laststeg.

51-60 NSD - Om NSD = 0 inga ändringar i de på knutpunktskorten specificerade förskjutningarna eller krafterna.
Om NSD = 1 förskjutningar och/eller krafter specificeras eller randvillkoren ändras för detta lastfall.

B. Urschaktningskort - Läses bara om NUL = 1.

Kort 1 : (I10)

Kolumn 1-10 NEL - Antal element som skall urschaktas (Max 110 st).

Kort 2 : (8I10) Ett kort för varje element.

Kolumn 1-10 LUL(N,1) - Element som skall urschaktas (också första interpolations elementet).

11-20 LUL(N,2) - Andra interpolations elementet.

21-30 LUL(N,3) - Tredje interpolations elementet.

31-40 LUL(N,4) - Fjärde interpolations elementet.

41-50 LUL(N,5) - Om LUL(N,5) = 0 kommer knutpunkt I att inte belastas med urschaktningskrafter.
Om LUL(N,5) = 1 kommer knutpunkt I att belastas med urschaktningskrafter.

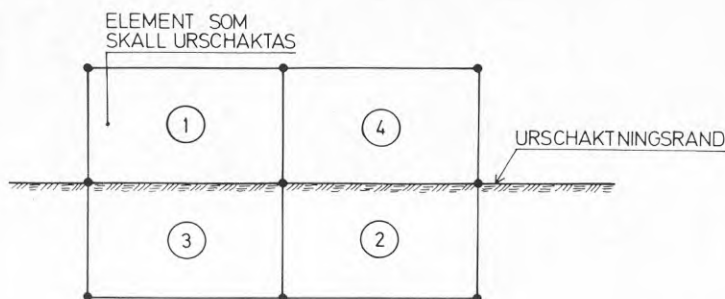
51-60 LUL(N,6) - Om LUL(N,6) = 0 knutpunkt J belastas inte.
Om LUL(N,6) = 1 knutpunkt J belastas.

61-70 LUL(N,7) - Om LUL(N,7) = 0 knutpunkt K belastas inte.
Om LUL(N,7) = 1 knutpunkt K belastas.

71-80 LUL(N,8) - Om LUL(N,8) = 0 knutpunkt L belastas inte.
Om LUL(N,8) = 1 knutpunkt L belastas.

Mittpunkterna för tre av interpolationselementen får inte ligga på en horisontal eller vertikal linje. Interpolationselementens inläsnings ordning framgår av nedanstående figur

För element som skall urschaktas sättes LUL(N,5) till LUL(N,8) lika med 1 för knutpunkterna på urschaktningsranden. OBS! för knutpunkter på nätets begränsningsränder måste respektive parameter sättas lika med 0 för annars kommer urschaktningskrafterna att tolkas som föreskrivna deformationer.



C. Uppfyllnads och/eller betonggjutningskort - Läses bara om NLL = 1.

Kort 1 : (8I10)

Kolumn 1-10 NLEL - Totala antal element som skall placeras, inklusive övergångselement som skall aktiveras. (Max 50 st)

11-20 LEL(N) - Nummer på element som skall placeras.

21-30 LEL(N) - Nummer på element som skall placeras.

Upprepa på återstående fem fält och fortsätt på ytterligare kort till totalt NLEL antal element. Elementen skall läsas in efter materialtyp enligt nedanstående följd.

1. Konstruktionselement
2. Element av fyllnadstyp A
3. Element av fyllnadstyp B
4. Övergångselement som skall aktiveras
5. Övergångselement som skall placeras mellan konstruktion och jord men som fortfarande skall vara inaktiva.

Kort 2 : (I10)

Kolumn 1-10 NJ - Antal element som skall placeras exklusive antal övergångselement som skall placeras men inte aktiveras + ett (1). Om inga övergångselement skall placeras, NJ = NLEL + 1.

Kort 3 : (3I10)

Kolumn 1-10 NONP - Antal knutpunkter längs överytan av ett nyligen utplacerat lager som skall tilldelas förskjutningar lika med noll.

11-20 NP(N)- Knutpunkt nummer

21-30 NP(N)- Knutpunkt nummer

Upprepa på de återstående fem fälten och fortsätt på ytterligare kort till dess NONP antal knutpunkter har angetts. Knut-

punkterna måste anges i stigande ordningen.

Kort 4 : (2I10, F10.2)

Kolumn 1-10 NCE - Antal element av konstruktionsmaterialet som skall utplaceras.

11-20 NSBE - Antal element av fyllnadsmaterial A som skall utplaceras.

21-30 HTB - Ny y-kordinat för överytan av fyllnadsmaterialet.

D. Vattentrycksbelastning på ränder till tätmaterial - Läses bara om NWP = 1.

Kort 1: (I10)

Kolumn 1-10 NWPF - Antal elementsidor med specificerade randvattentryck. (Max 70)

Kort 2 : (3 (2I8, F8.0))

Kolumn 1-8 IBC(L)- Knutpunkt till vänster om randen räknat från den sida som trycket pålägges från.

9-16 JBC(L) - Knutpunkt till höger om randen räknat från den sida som trycket pålägges från.

17-24 PR(L)- Medelvattentryck mot randen.

Upprepa för återstående sex fält och fortsätt på ytterligare kort till dess NWPF tryck har specificerats.

E. Specificerade krafter eller förskjutningar - Läses bara om NSD = 1.

Om NSD = 1 måste randvillkoren specificeras på nytt tillsammans med nya krafter eller förskjutningar.

Kort 1 : (3I10)

Kolumn 1-10 NOY - Antal knutpunkter för vilka Y förskjutningar har specificerats.

11-20 NOX - Antal knutpunkter för vilka X förskjutningar har specificerats.

21-30 NOXY - Antal knutpunkter för vilka X och Y förskjutningar har specificerats.

Kort 2 : (8I10)

Kolumn 1-10 IC(N)- Numret på knutpunkt för vilken FY(N) skall tolkas som förskjutning.

11-20 Samma som 1-10.

Upprepas för 8 fält och fortsättes på ytterligare kort om det

är nödvändigt till dess NOY knutpunkter har angivits. Knutpunktsnumren måste anges i stigande ordning.

Kort 3 : (8I10)

Kolumn 1-10 IC(N)- Numret på knutpunkt för vilken FX(N) skall tolkas som förskjutning.

11-20 Samma som 1-10.

Upprepas för 8 fält och fortsättes på ytterligare kort om det är nödvändigt till dess NOX knutpunkter har angivits. Knutpunktsnumren måste anges i stigande ordning.

Kort 4 : (8I10)

Kolumn 1-10 IC(N)- Numret på knutpunkt för vilken både FX(N) och FY(N) skall tolkas som förskjutning.

11-20 Samma som 1-10.

Upprepas för 8 fält och fortsättes på ytterligare kort om det är nödvändigt till dess NOXY knutpunkter har angivits. Knutpunktsnumren måste anges i stigande ordning.

Kort 5 : (I10)

Kolumn 1-10 NSDF - Antal knutpunkter där krafter eller förskjutningar specificeras.

Kort 6 : (I10, 2F10.0)

Kolumn 1-10 N - Knutpunkt för vilken kraft eller förskjutning specificeras.

11-20 FX(N) - Specificerad kraft eller förskjutning i X-led.

21-20 FY(N) - Specificerad kraft eller förskjutning i Y-led.

Upprepa på ytterligare kort till dess NSDF värden har specificerats. OBS! de krafter eller förskjutningar som inläses här ersätter de som har lästs in på knutpunktskortet.

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 750548-3
från Statens råd för byggnadsforskning till Inst. för
jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm.**

R134: 1979

ISBN 91-540-3140-0

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6700034

**Abonnemangsgrupp:
Ingår ej i abonnemang**

**Distribution:
Svensk Byggtjänst, Box 7853
103 99 Stockholm**

Cirkapris: 35 kr exkl moms