

**Intern rapport  
nr. 1134**

**Bestemmelse av materialparametre  
for Vegbyggingsmaterialer**

**Desember 1983**

**Veglaboratoriet**



Intern rapport

nr. 1134

Gruppe: C

BESTEMMELSE AV MATERIALPARAMETRE  
FOR VEGBYGGINGSMATERIALER

Vegdirektoratet  
**Veglaboratoriet**

Gaustadalleen 25, Postboks 6390 Etterstad, Oslo 6 Tlf. (02) 46 69 60



Veglaboratoriets Interne rapporter omfatter utredninger, forskningsresultater, studiebesøk, forslag til retningslinjer, foredrag og kurskompendier.

Rapportene er delt i to grupper:

- B: For bruk innen Statens Vegvesen
- C: For fri distribusjon

Innholdet eller deler av det må ikke publiseres videre uten tillatelse fra Veglaboratoriet.

---

prosjekt/oppdrag: p- 376

---

seksjon: Asfalt og kjemi

---

saksbehandler: L. Bakløkk, T. Slyngstad, E. Kristiansen, S. Dørum/TRO

---

dato: Desember 1983

---



111	A	Rapportstatus*) N	Seksjon 44	Prosjekt P- 376	Gruppe: C	1134
-----	---	----------------------	---------------	--------------------	--------------	------

1 2 3 4 5 21 31 41 51 61 71

TITTEL	212	A	Bestemmelse av materialparametre for vegbyggingsmaterialer			
--------	-----	---	--	--	--	--

SAKS- BEHANDLER	221	A	Navn L. Bakløkk	Institusjon SINTEF
		B	T. Slyngstad	"
		C	S. Dørum	Veglaboratoriet

RAPPORT DATA	421	A	Rapporttype**) FoU	Dato Desember 1983			
		B	Totalt sidetall 151			Språk Norsk	
		C	Antall fotos 1	Ant. figurer 46	Ant. tabeller 37	Ant. litt.henv. 20	7 bilag
		D	Sammendrag i andre språk			UTM ref.	

SAMMENDRAG	511	A	<p>Hovedformålet med arbeidet har vært å vurdere noen av de gjeldende materialkoeffisientene i Norge, samt gi eventuelle forslag til justeringer eller endringer.</p> <p>Dette er gjort ved undersøkelser av laboratoriefremstilte prøver av bitumenstabiliserte og mekanisk stabiliserte materialer.</p> <p>Følgende undersøkelser er utført: Resilientmodul, CBR, Marshall, Spaltestrekk og Clegg.</p> <p>På grunnlag av de målte resilientmodulene er det estimert materialkoeffisienter for de undersøkte materialene. Det er også forsøkt å etablere sammenhenger mellom resilientmodul og en av de enklere prøvemetodene.</p>			
------------	-----	---	---	--	--	--

FAG: OMR.	611	A	Bituminøse bindemidler og materialer	IRRD kode 31
		B	Andre materialer benyttet i vegoverbygninger	33
		C		
NØKKELOD	621	A	Bituminøse materialer	4955
		B	Grus	4575
		C	Sand	4105
		D	Bæreevne	3085
		E	Koeffisient	6410
		F	Dimensjonering	3055
		G		

\*\*) 421A: FoU = forskning og utvikling K = konferansebidrag O = oppdrag  
 F = forskrifter/normaler A = artikkel O = oppdatert



7034 TRONDHEIM — NTH

TLF.: (075) 93000

PRIS:

ISBN:

RAPPORTENS TITTEL  BESTEMMELSE AV MATERIALPARAMETRE FOR VEGBYGGINGSMATERIALER	DATO  1983-09-15
	ANTALL SIDER OG BILAG  96 sider + 7 bilag
SAKSBEARBEIDER/FORF.  Leif Bakløkk, Tore Slyngstad Kjell E. Kristiansen	ANSV.SIGN. <i>R.S. Nordal</i> R.S. Nordal
AVDELING  Vegteknikk	PROSJEKTNUMMER  610133

OPPDRAGSGIVER  Veglaboratoriet, Oslo	OPPDR.GIVERS REF  G.Refsdal
--	-----------------------------------

**EKSTRAKT**

Hovedformålet med arbeidet har vært å vurdere noen av de gjeldende norske materialkoeffisientene med eventuelle forslag til justeringer eller endringer. Dette er gjort ved undersøkelser av laboratorietillagede prøver av bitumenstabiliserte og mekanisk stabiliserte materialer. Følgende undersøkelser er utført: Resilientmodul, CBR, Marshall, Spalttestrekk, og Clegg. På grunnlag av de målte resilientmodulene er det estimert materialkoeffisienter for de undersøkte materialene. Det er også forsøkt å etablere sammenhenger mellom resilientmodul og en av de enklere testene.

3 STIKKORD PÅ NORSK

KEYWORDS IN ENGLISH

Vegers overbygning	Flexible pavements
Dimensjonering	Design
Materialkoeffisient	Layer coefficient

Dok. nr 0012R





<u>INNHALDSFORTEGNELSE</u>	Side
FORORD	III
SAMMENDRAG	IV
1.    INNLEDNING	1
2.    LITTERATURUNDERSØKELSE	4
2.1    GENERELT OM MATERIALKOEFFISIENTER	4
2.1.1    Innledning	4
2.1.2    Variasjon i bæreevne	5
2.1.3    Eksempel på kriterier for valg av materialkoeffisienter	8
2.2    SUBSTITUSJONSFAKTORER FOR OVERBYGNINGSMATERIALER I NOEN UTENLANDSKE DIMENSJONERINGSMETODER	11
2.2.1    Sammenligning av materialkoeffisienter	11
2.2.2    Sammenligning av substitusjonsfaktorer og materialsammensetning	16
3.    FORSØKSOPPLEGG	20
4.    UNDERSØKELSE AV ASFALT	22
4.1    MASSERESEPTER	22
4.2    DYNAMISK UNDERSØKELSE FOR BESTEMMELSE AV E-MODUL	27
4.2.1    Prøvetillaging	27
4.2.1.1    Utstyr for prøvetillaging og kompakteringsprosedyrer	27
4.2.1.2    Prøvedata	28
4.2.2    Utstyrbeskrivelse	30
4.2.3    Forsøksprosedyrer	34
4.2.3.1    Testing etter ASTM	34
4.2.3.2    Trinnbelastning	35
4.2.4    Resultater	37
4.2.4.1    Resultater fra undersøkelse på Ag og As	37
4.2.4.2    Resultater fra E-modulundersøkelse med trinnbelastning	39
4.3    MARSHALLUNDERSØKELSE	43
4.4    SPALTESTREKK - UNDERSØKELSE	44
4.4.1    Innledning	44
4.4.2    Utstyrbeskrivelse - prosedyrer	44
4.4.3    Prøvetillaging	45
4.4.4    Resultater	46
4.5    CLEGG-UNDERSØKELSE AV Ag OG As MED LAVT BINDE- MIDDELINNHOOLD	47
4.5.1    Beskrivelse av testemetode og utstyr	47
4.5.2    Prøvetillaging og testeprosedyrer	47
4.5.3    Resultater	48

4.6	CBR-UNDERSØKELSE AV Ag OG As MED LAVT BINDE- MIDDELINNHOOLD	49
5.	UNDERSØKELSE AV MEKANISK STABILISERTE MATERIALER	50
5.1	MATERIALER	50
5.2	DYNAMISK UNDERSØKELSE FOR BESTEMMELSE AV E-MODUL	51
5.2.1	Prøver	51
5.2.1.1	Prøvetillaging	51
5.2.1.2	Merking av prøver - Prøvedata	51
5.2.2	Utstyr for dynamisk testing av grus og sand	53
5.2.3	Forsøksprosedyrer	54
5.2.4	Forsøksresultater	56
5.3	CBR-UNDERSØKELSE PÅ MEKANISK STABILISERTE MATERIALER	62
5.4	CLEGG-UNDERSØKELSE PÅ MEKANISK STABILISERTE MATERIALER	67
6.	RESULTATER FRA TIDLIGERE UNDERSØKELSER	69
6.1	E-MODULER FRA UNDERSØKELSER AV ASFALT	69
6.2	E-MODULER FRA TESTING AV MEKANISK STABILISERTE MATERIALER	70
7.	SAMMENLIGNING AV E-MODUL OG ANDRE MATERIALPARAMETRE	74
7.1	ASFALTSTABILISERTE MATERIALER	74
7.1.1	E-modul og Marshallstabilitet	74
7.1.2	E-modul og strekkfasthet	75
7.2	MEKANISK STABILISERTE MATERIALER	77
8.	VURDERING AV RESULTATENE MED HENBLIKK PÅ Å BESTEMME MATERIALKOEFFISIENT	78
8.1	INNLEDNING	78
8.2	MATERIALKOEFFISIENTER FOR ASFALT (INNBYRDES RANGERING)	79
8.3	MATERIALKOEFFISIENTER FOR MEKANISK STABILISERTE MATERIALER	81
9	OVERGANG FRA MEKANISK STABILISERTE MATERIALER TIL ASFALT	83
10.	VURDERING - SLUTTKOMMENTAR	88
	LITTERATURLISTE	94

## Forord

Norske vegers bæreevne blir dimensjonert etter en tabell med trafikkbelastning, materialtyper og grunnforhold som hovedvariable. I tillegg er det utviklet en indeksmetode for kontroll/estimering av bæreevne for en eksisterende vegkonstruksjon. Denne metoden brukes også ved forsterkning av vegger. Indeksmetoden forutsetter at det for materialene i overbygningen fastsettes materialkoeffisienter. De nåværende koeffisientene bygger på resultat fra AASHO-forsøkene og verdier som er funnet i litteraturen og ved etterrekning av norske erfaringsresultat. Etterhvert har det oppstått behov for å revurdere de opprinnelige verdiene og tilordne koeffisienter til nye materialer. Dette prosjektet har hatt som målsetting å utføre forsøk for vurdering av noen av de gjeldende norske materialkoeffisientene, og eventuelt komme med forslag til justeringer eller endringer. Prosjektet er finansiert av Vegdirektoratet.

Hovedlinjene i arbeidet er trukket opp av E. Hansen, S. Dørum, G. Refsdal og Ø. Myhre ved Veglaboratoriet.

Arbeidet ble startet opp av K.E. Kristiansen, og L.J. Bakløkk har arbeidet videre etter hans opplegg. T. Slyngstad har vært prosjektleder. Alt arbeidet med EDB-behandling av resultatene fra de dynamiske E-modulundersøkelsene er foretatt av E. Værnes. Mye av testingen i dynamisk rigg er utført av J.E. Dahlhaug. Forøvrig har en rekke andre ved Laboratoriet til SINTEF avd. Vegteknikk bidratt på forskjellig vis.

Trondheim 07.11.83

Leif Jørgen Bakløkk



## SAMMENDRAG

Målsettingen med dette prosjektet har vært å foreta en vurdering av de gjeldende norske materialkoeffisienter med eventuelle forslag til justeringer eller tilføyelser. Dette er gjort med basis i resilientmodulmålinger. I tillegg har en prøvd å finne andre metoder for å undersøke et gitt materiale som grunnlag for å fastsette en materialkoeffisient. En har konsentrert dette arbeidet om enkle og billige metoder som kan erstatte resilientmodulundersøkelser. Det er også undersøkt bitumenstabiliserte materialer med lavt bindemiddelinhold for å forsøke å etablere en sammenheng mellom mekanisk stabiliserte og bitumenstabiliserte masser.

Følgende undersøkelser er utført: Dynamisk resilientmodul, Spaltstrekk, Marshall, CBR og Clegg. Som supplement til disse undersøkelsene er det i tillegg behandlet data fra tidligere prøving av andre massetyper.

På grunnlag av de dynamiske resilientmodulmålingene er det beregnet materialkoeffisienter for de undersøkte materialene. Beregningene kan bygges på relasjonene som er funnet ved AASHO forsøkene (2) eller på en forenklet elastisitetsteori og Odemarks dimensjoneringsystem, som tar i bruk prinsippet om ekvivalente lagtykkelser. Det er valgt å sette materialkoeffisienten til typiske verksblandede asfaltmasser med bindemiddel B 85 lik 3,0. Med dette som referanse er så koeffisientene til de andre asfaltmassene beregnet som tredjeteroten av forholdet mellom resilientmodulene. Ved beregningen av materialkoeffisienten for de bitumenstabiliserte materialene er det brukt resilientmoduler bestemt ved 10 Hz og 25°C.

Valget av hvilke prøvebetingelser (belastningsfrekvens og temperatur) som benyttes ved beregning av materialkoeffisientene for asfaltmaterialer, har mindre betydning for den innbyrdes rangeringen av materialene. Forsøkene viser at forholdet mellom resilientmodulene for de ulike materialene forandres lite ved endring av prøvebetingelser.

De største problemene oppstår imidlertid ved overgang til andre materialtyper som f.eks. mekanisk stabiliserte masser. Ved stabilisering med bituminøse bindemidler får materialene kohesiv karakter og egenskaper. Derfor benyttes hovedsakelig forskjellige metoder for å undersøke styrkeparametrene til mekanisk stabiliserte og bitumenstabiliserte materialer.

Dynamisk resilientmodul er en prøvemethode som kan benyttes til å undersøke begge materialtypene. Å foreta en sammenligning på grunnlag av resultatene fra denne undersøkelsen er imidlertid problemfylt. Resilientmodulen for asfalt-materialer er som nevnt ovenfor avhengig av blant annet temperatur og frekvens. For mekanisk stabiliserte materialer er  $M_r$ -modulen avhengig av spenningstilstanden (sidetrykk og deviatorspenning) og tilnærmet uavhengig av frekvens og temperatur.

I beregningene av materialkoeffisient for de mekanisk stabiliserte materialene er det ikke tatt endelig stilling til valg av referansemateriale og såkalte grensebetingelser. Koeffisientene er beregnet for to ulike spenningstilstander.

For de mekanisk stabiliserte materialene er de utførte undersøkelsene langt fra tilstrekkelige til å kunne fastsette materialkoeffisient. De beregnede materialkoeffisientene må derfor bare betraktes som en viss innbyrdes rangering innenfor hver materialgruppe med relasjon til utmatningsproblemet for et vegdekke.

En sammenligning av de beregnede materialkoeffisientene med de eksisterende verdiene viser klart at koeffisientene varierer og at de ikke må oppfattes som konstante. De beregnede koeffisientene for de bitumenstabiliserte materialene viser at disse er svært avhengig av bindemiddeltypen. Sammenligningen indikerer at  $A_{1g}$  og  $O_g$  er gitt for store koeffisienter i de nåværende normaler og asfaltert pukk ( $A_p$ ) har fått en for liten koeffisient.

Når det gjelder målsettingen om å knytte sammenhenger mellom resilientmodul og resultat fra en av de enklere prøve-metoder, synes strekkfasthet å være en svært lovende parameter for de bitumenstabiliserte materialene. For de undersøkte massene er det påvist meget god sammenheng mellom  $M_r$ -modul og spaltestrekkfasthet.

For de mekanisk stabiliserte materialene er det indikasjoner på at CBR kan brukes som en undersøkelse for å bestemme materialekoeffisient. Målingene viser at CBR-verdien er avhengig både av  $M_r$ -modul og plastisk deformasjon.

De utførte målinger og beregninger viser at materialkoeffisienter er avhengig av mange forhold. Det er ellers kjent at materialkvalitet, tilstand, vegkonstruksjon, plass i vegkonstruksjonen, grunnforhold og klima er avgjørende for hva en kan rekne med som koeffisient for et material som brukes i vegkonstruksjonen. Med den utførte undersøkelse er det bare utført et sterkt begrenset prøvingsprogram og meget enkle analyser av resultatene. Det utførte arbeidet viser at det er behov for en betydelig videre innsats både med prøving, teoretiske analyser og vurderinger/kalibrering på basis av relevante praktiske erfaringer/feltmålinger for å finne fram til en tilfredsstillende avklaring for fastsettelse av optimale materialkoeffisienter.





## 1. INNLEDNING

Dimensjonering av vegers bæreevne blir i Norge foretatt etter indeksmetoden (7). Ved metoden grupperes materialene i grunnen i bæreevnegrupper. I overbygningen tilordnes materialene materialkoeffisienter. Disse forteller hvor mye forsterkningslagsgrus en cm av det aktuelle materialet ekvivalerer.

Materialkoeffisientene, i det norske dimensjoneringsverket, er hovedsakelig bygd på resultat fra AASHO-forsøkene (9), med støtte i erfaringer fra norske forsøksveger og opplysninger i litteraturen. AASHO-forsøkene fant sted omkring 1960. Etterhvert har det oppstått behov for å revurdere de opprinnelige resultatene og fastsette materialkoeffisienter for materialtyper som ikke var med i de opprinnelige forsøkene. Fastsetting av materialkoeffisienter til nye materialer er blitt gjort skjønsmessig. Det har derfor oppstått behov for å få en samlet gjennomgang av de koeffisienter som anvendes.

Dette prosjektet som ble startet opp i 1982, har hatt som konkret målsetting å foreta en vurdering av gjeldende norske materialkoeffisienter med eventuelle forslag til justeringer eller tilføyelser.

I tillegg er det gjort undersøkelser for å utarbeide forslag til metodikk/system ved undersøkelse av et gitt materiale for å fastsette dets materialkoeffisient.

Følgende undersøkelser er utført: Resilientmodul, Spaltestrekk, Marshall, CBR og Clegg. Det er også behandlet data fra tidligere forsøk på forskjellige dekketyper og mekanisk stabiliserte materialer.

I forbindelse med et diplomarbeid (8) høsten 1982 er det utført en litteraturstudie på dimensjoneringsmetoder. Den delen av dette litteraturstudiet som går på materialkoeffisienter, er i en noe bearbeidet form tatt med i denne rapporten.

Hovedtyngden av arbeidet i dette prosjektet er lagt på undersøkelse av asfalttypene Ag, As, Ap og MA (Alg/Og). Innen disse materialene har en variert korngradering, bindemiddeltype og bindemiddelinhold. For mekanisk stabiliserte materialer er det undersøkt masser som tilfredsstillende kravene til bærelagsgrus og forsterkningslagssand. På grunnlag av de målte resilientmodulene (i denne rapporten heretter kalt E-modul) er det beregnet materialkoeffisienter for de undersøkte materialene. Koeffisientene er beregnet som tredjeroten av forholdet mellom E-modulene. Dette bygger på en forenklet elastisitetsteori, som også er kjent fra Odemarks dimensjoneringsystem som tar i bruk ekvivalente lagtykkelser. Resultatene fra AASHO-forsøkene synes å understøtte en slik framgangsmåte (2). Resultater fra andre forsøksveger er likevel ikke samstemmige på dette punktet. En vil videre advare mot å bruke materialkoeffisienter til å bestemme lagtykkelser i noe ukonvensjonelle overbygningskonstruksjoner. Da bør en foreta langt mere grunnleggende dimensjoneringsanalyser.

Til tross for disse betenkeligheter, mener en likevel det er akseptabelt å basere seg på E-modul data på det nåværende tidspunkt og for dette prosjektet. Dette vil gi grunnlagsdata som senere kan nyttes i en videreføring og ellers i en direkte dimensjonering basert på skadeutvikling.

For asfalt oppstår imidlertid et problem ved hvilken frekvens og temperatur en skal bestemme E-modulen. Tilsvarende problem har en for mekanisk stabiliserte materialer. Her er E-modulen (resilient-modulen) avhengig av blant annet sidetrykk ( $\sigma_3$ ) og deviatorspenning ( $\sigma_d$ ). Hvordan grensebetingelsene ved E-modulmålingene velges, vil ha stor betydning for de beregnede materialkoeffisientene. På dette punktet er de utførte undersøkelsene på langt nær tilstrekkelige. En mere inngående undersøkelse av styrkeegenskapene til de forskjellige materialtypene vil være nødvendig for å fastsette de endelige verdiene på materialkoeffisientene. De opplistede materialkoeffisientene må derfor bare ses på som en viss innbyrdes rangering innen de enkelte materialtypene. Ved E-modulundersøkelse av asfalt har en nå lagt seg på 25 °C og 10 Hz.

Materialkoeffisienter synes å være meget hensiktsmessige for praktisk dimensjonering og rangering av materialene. Koeffisientene er imidlertid en kompleksvariabel som er avhengig av materialegenskaper, tilstand, vegkonstruksjon, klima og belastningssituasjon. Koeffisientene kan ikke måles direkte, men de viser seg å være sterkt relatert til materialets styrkeparametere under normale vegforhold.

I arbeidet med en revisjon av de norske materialkoeffisientene, bør denne rapporten sees som et første trinn og som et utgangspunkt for det videre arbeidet.

## 2. LITTERATURUNDERSØKELSE

### 2.1 \_ \_ \_GENERELT OM MATERIALKOEFFISIENTER

#### 2.1.1 Innledning

Metoder for dimensjonering av vegers overbygning har blitt utviklet i de fleste land. Forskjellene mellom metodene er ofte store. Dette skyldes de forskjellige lands krav til vegers standard og funksjon og at de geologiske og klimatiske forhold varierer.

Det som er felles for alle dimensjoneringsmetodene er at de rangerer overbygningmaterialene etter bæreevneegenskaper. En metode for innbyrdes rangering av materialene er å bruke materialkoeffisienter. Dette prinsippet ble introdusert i AASHO-metoden og er senere brukt i blant annet den norske og japanske dimensjoneringsmetoden.

AASHO-forsøkene viste at skadene på de enkelte vegparseller kunne korreleres med bl.a. nedbøyningsdata. Materialkoeffisienter basert på AASHO-resultatene er meget interessante.

Svakheten med dem er følgende:

1. Koeffisienten er relatert til helt spesielle klima- og grunnforhold.
2. Skadene skyldes hovedsakelig nedbryting i teleløsningsperioden. Dermed er koeffisientene relatert til de spesielle teleløsnings-situasjoner som oppsto i 1959 og 1960.
3. Koeffisientene er relatert til tradisjonell lagoppbygging.
4. Koeffisientene er direkte fastslått for ganske få materialtyper og vegkonstruksjoner m.m.

Å fastsette gode materialkoeffisienter har vært et av hovedproblemene med slike dimensjoneringsmetoder. Koeffisientene kan ikke måles direkte, men må fastsettes etter en vurdering av materialenes styrkeparametere, bruksområde og den erfaring man har med bruken av dem. Dette problemet med rangering av overbygningmaterialene er imidlertid generelt for alle dimensjoneringsmetodene.

### 2.1.2 Variasjon i bæreevne

Den lastfordelende evne til de forskjellige lag i overbygningen er sterkt avhengig av tykkelsen, plasseringen i overbygningen og kvaliteten til de tilgrensende lag. I (2) hevder man det er feil å bruke en og samme koef- ficient for et materiale uansett miljø og geografiske forhold. De følgen- de figurer er hentet fra denne rapporten, og oppsummerer det man der har kommet fram til.

Fig. 1 viser lagoppbyggingen, E-modulene og lastforholdene brukt i denne analysen. Alle materialkoeffisientene refererer seg til at tykkelsen av lagene angis i tommer og styrkeindeksen tilsvarende AASHO-metoden's "structural number SN".

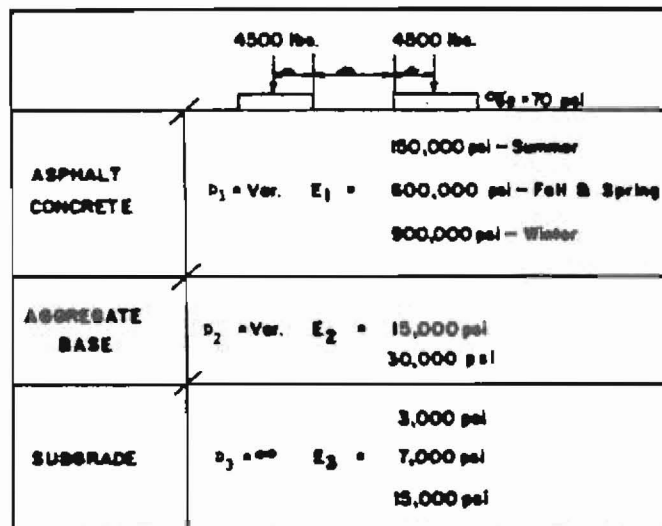


Fig. 1. Skjematisk lagoppbygging og lastforhold (2)

Figurene 2 og 3 viser variasjonen i materialkoeffisient for asfaltdekke som funksjon av tykkelsen. Figur 2 gjelder for sommerforhold og figur 3 for vår. I begge tilfelle er elastisitetsmodulen for undergrunnen 3000 psi og Emodulen for bærelaget varierer fra 15 - 30 000 psi. Figurene viser at for sommerforhold vil materialkoeffisienten for asfaltdekket være omtrent uavhengig av tykkelsen. Om våren derimot vil materialkoeffisien- ten øke betraktelig når tykkelsen øker fra 2 til 7 tommer. Dette skyldes at stivheten til asfalmasser er svært temperaturavhengig, og soloppvar- mingen på våren er ikke tilstrekkelig til

at varmen trenger ned i et så tykt asfaltdekke. På grunn av tining vil det være en stor varmetransport nedover i konstruksjonen.

Figur 4 viser effekten av variasjon i E-modul for undergrunn. Generelt vil materialkoeffisienten til dekkeasfalt variere lite for forskjellig undergrunn. Som figuren viser har tykkelsen på dekket mye større innvirkning på materialkoeffisienten enn undergrunnens elastisitetsmodul. Figur 5 gir materialkoeffisienten til dekkeasfalt som funksjon av E-modulen til dekke og bærelag.

Som figurene 2 - 5 viser, kan det være vanskelig å fastsette ett enkelt tall for materialkoeffisienten til et asfaltdekke. Koeffisienten vil variere med tykkelsen og stivheten på dekket. Den vil være temperaturavhengig og avhengig av E-modulen til bærelaget.

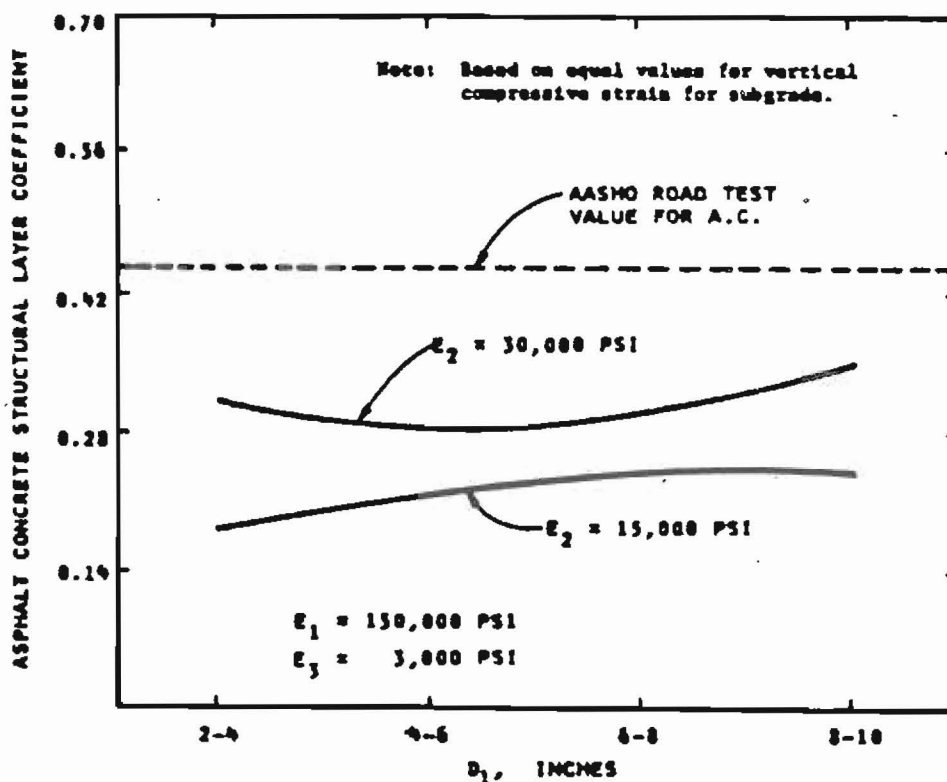


Fig. 2. Materialkoeffisient til dekke ( $a_1$ ) som funksjon av dekketykkelsen  $D_1$ . Gjelder for sommerforhold (2)

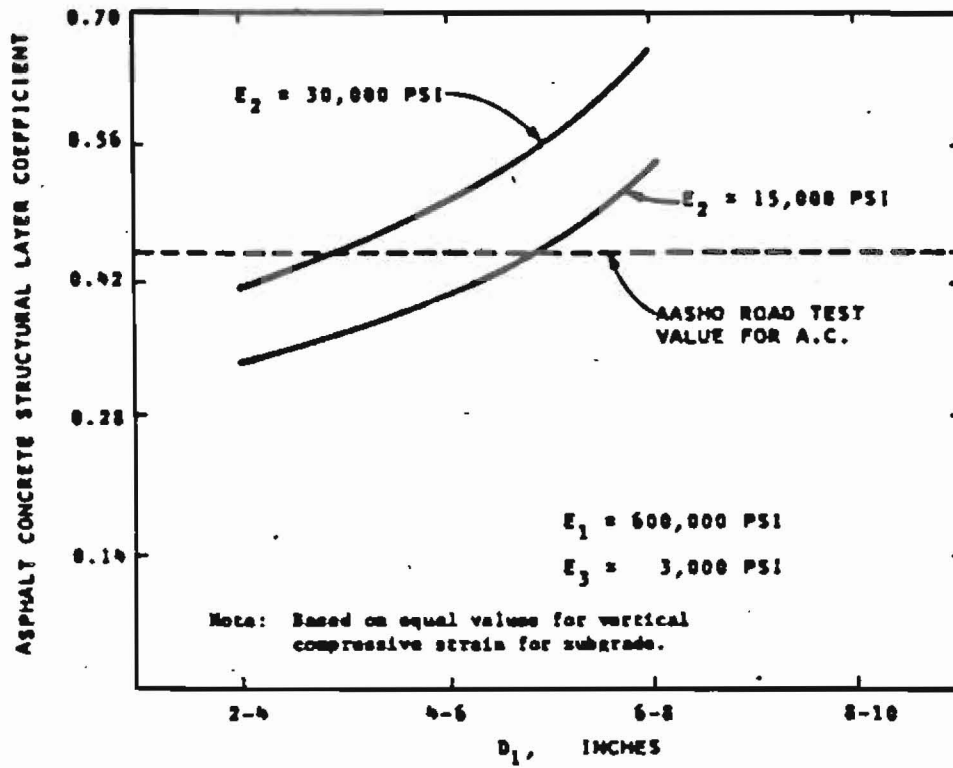


Fig. 3. Materialkoeffisient til dekke ( $a_1$ ) som funksjon av dekketykkelsen  $D_1$ . Klimaforhold: Vår (2)

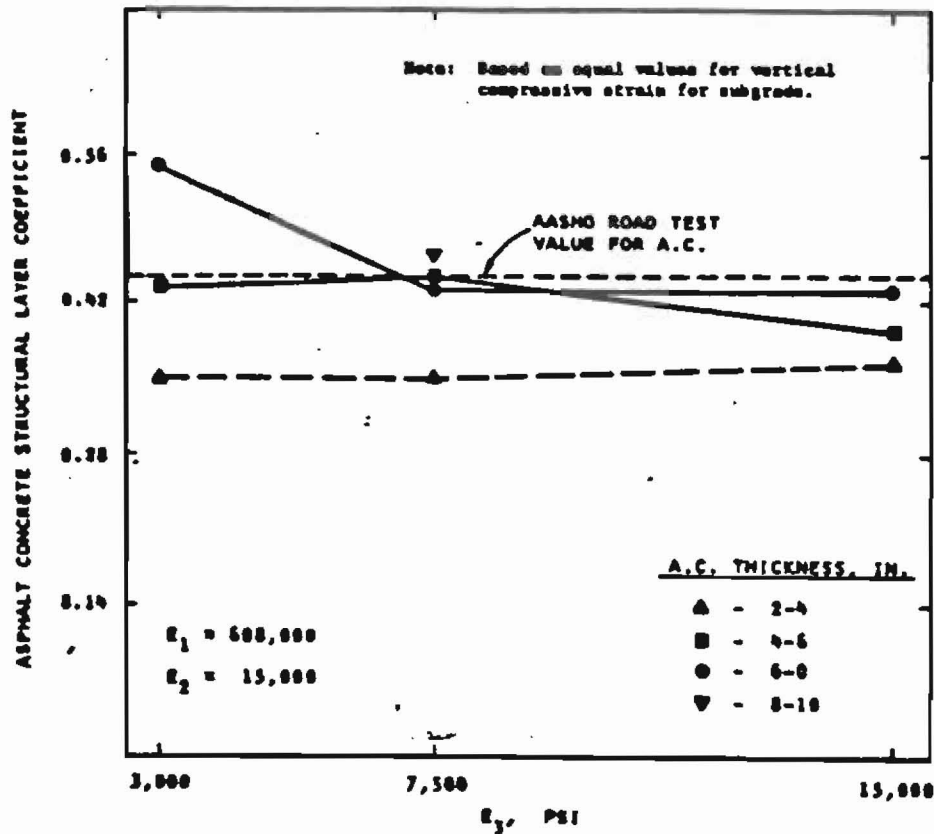


Fig. 4. Materialkoeffisient til dekke ( $a_1$ ) som funksjon av undergrunnens elastisitetmodul ( $E_3$ ) og dekketykkelsen (2)

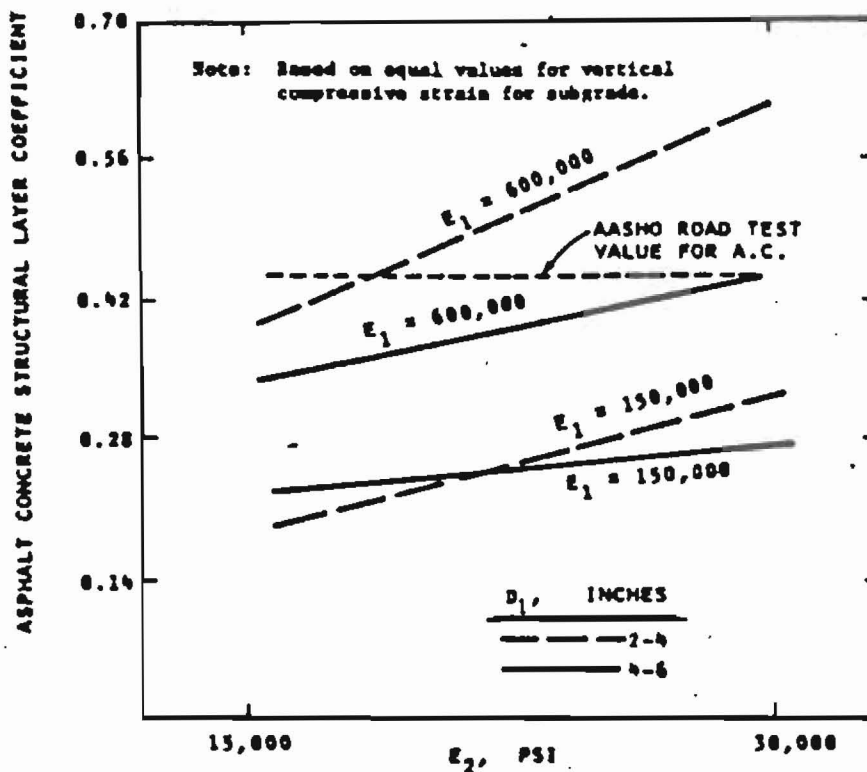


Fig. 5. Materialkoeffisient til dekke ( $a_1$ ) som funksjon av bærelagets E-modul ( $E_2$ ), dekkets E-modul ( $E_1$ ) og dekkets tykkelse ( $D_1$ ) når  $E_3 = 3000$  psi (2)

### 2.1.3 Eksempel på kriterier for valg av materialkoeffisienter

I HRB rapport 128 (2) er det gjengitt kriterier for valg av materialkoeffisienter i forskjellige stater i USA, samtidig som det er utviklet egne kriterier for å bestemme materialkoeffisientene. Resultatene fra denne undersøkelsen er gjengitt i figurene 6-10. Som figurene viser, bestemmes materialkoeffisientene på nokså forskjellig grunnlag i de ulike statene. Felles for alle metodene er at koeffisientene bestemmes vha. en enkelt styrkeparameter og uten hensyn til de variasjonene som er angitt ovenfor.



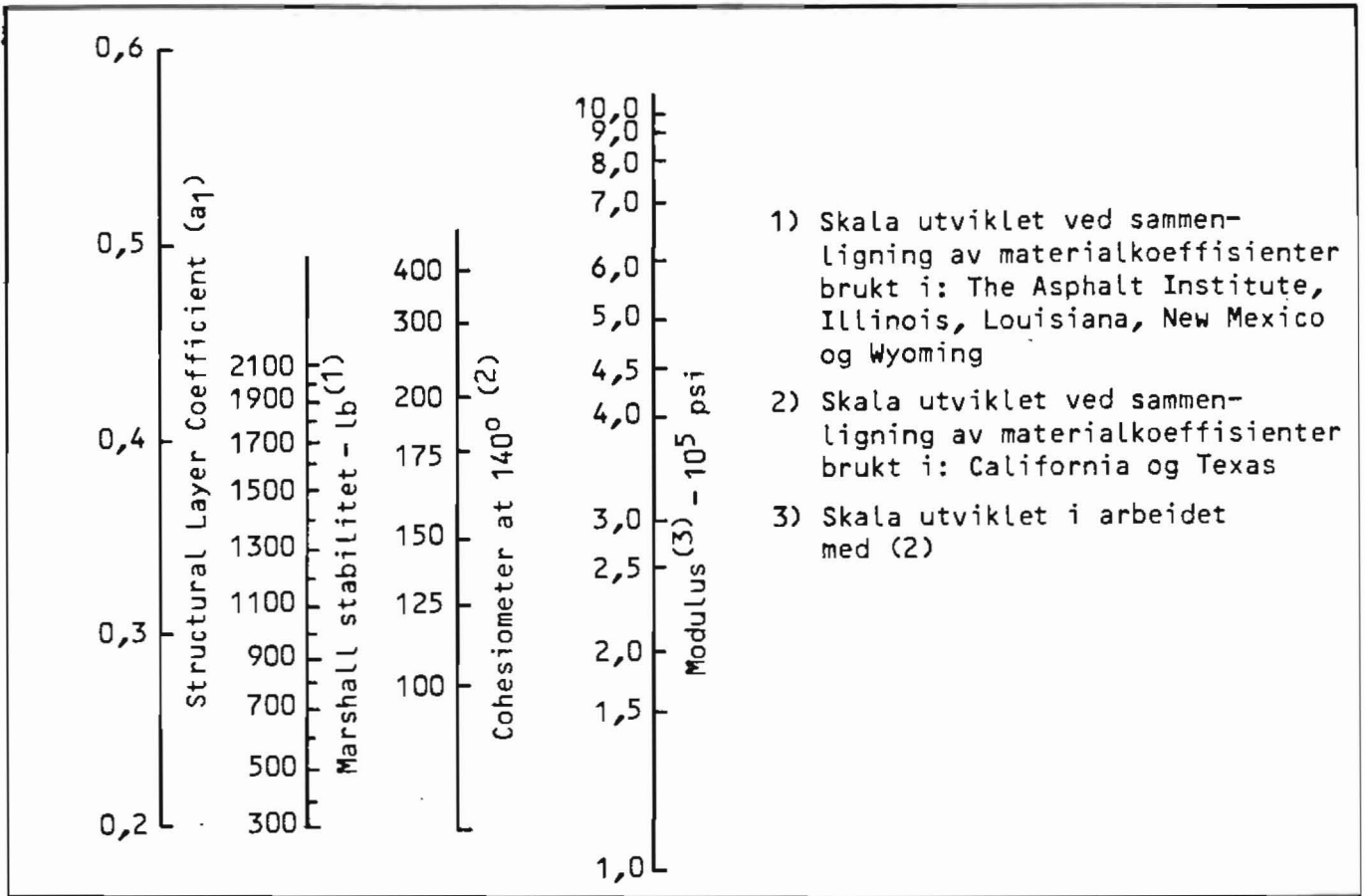


Fig. 6. Valg av materialkoeffisient for asfaltdekker utifra forskjellige styrkeparametre (2)

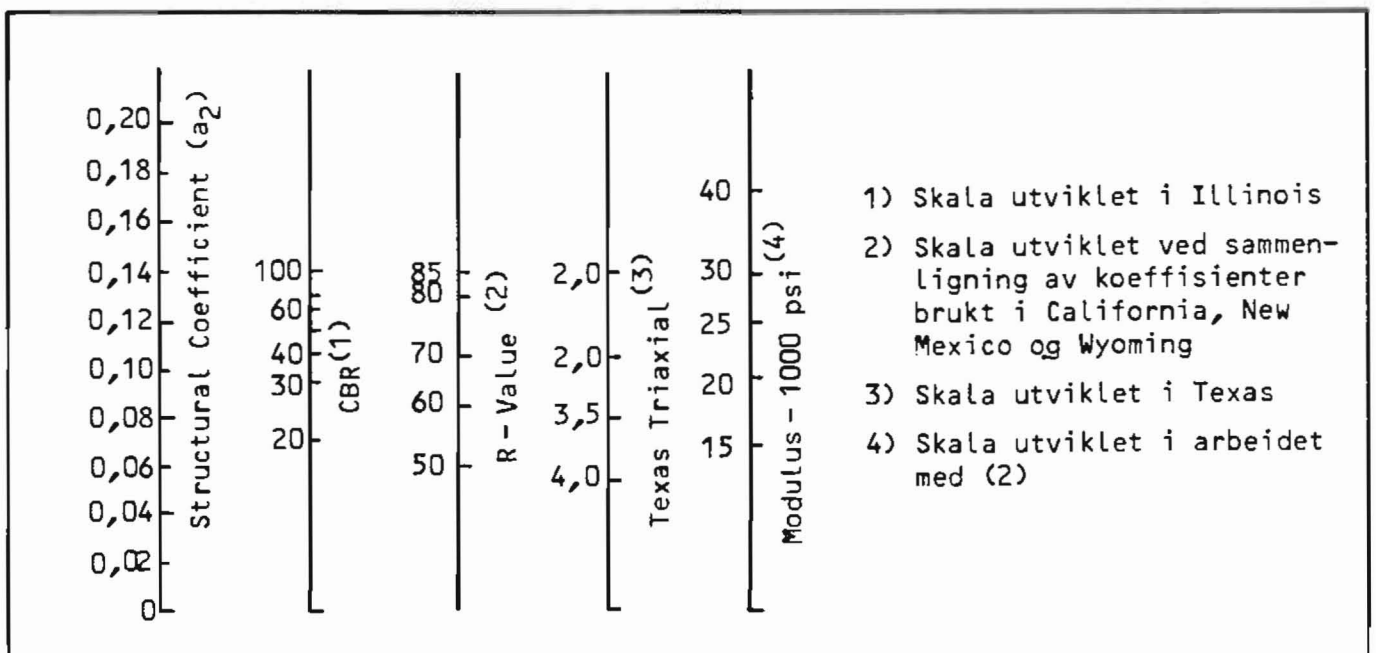


Fig. 7. Valg av materialkoeffisient for bærelagsmasser av mekanisk stabiliserte masser ( $a_2$ ) utifra forskjellige styrkeparametre (2)

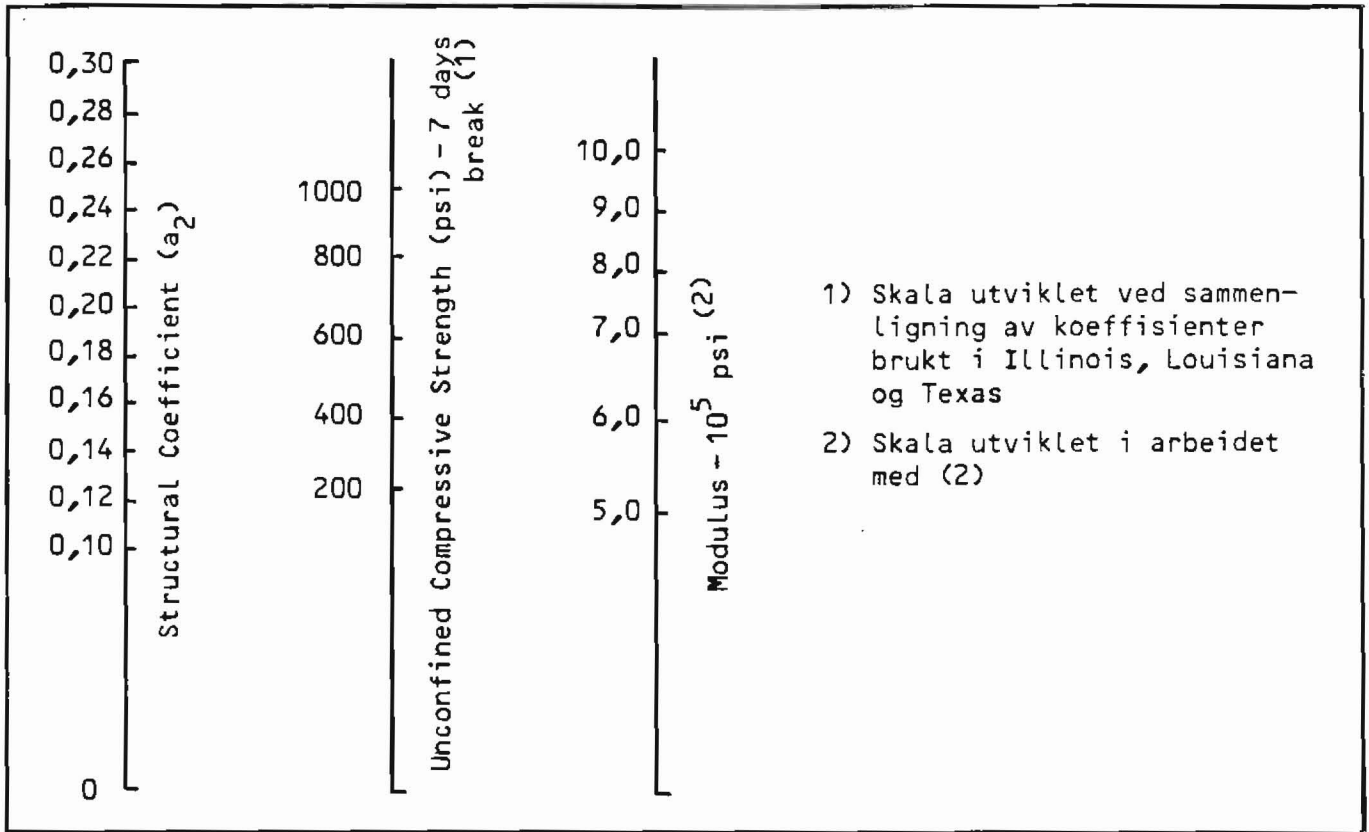


Fig. 8. Valg av materialkoeffisient for bærelagsmasser av sementstabiliserte materialer (a<sub>2</sub>) vha. forskjellige styrkeparametre (2)

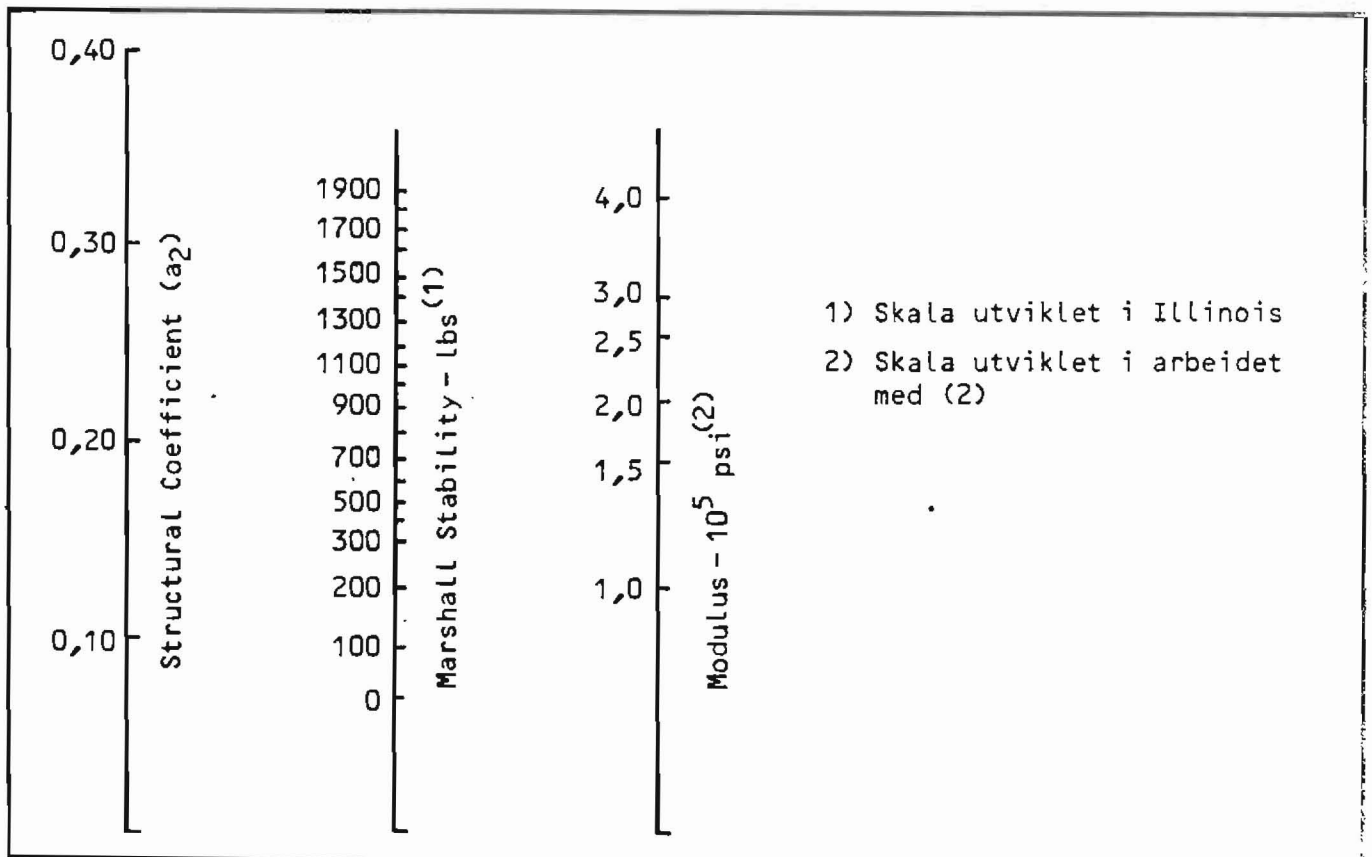


Fig. 9. Valg av materialkoeffisient for bitumenstabiliserte bærelagsmasser (a<sub>2</sub>) for forskjellige styrkeparametre (2)

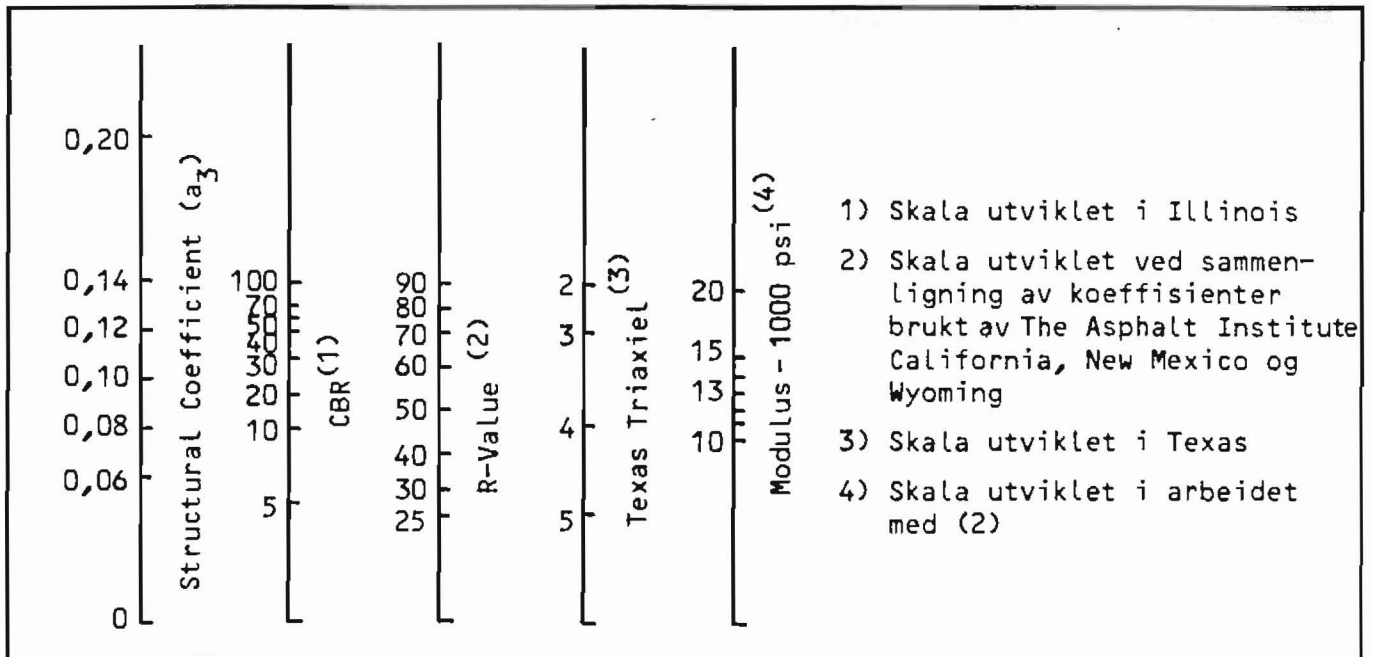


Fig. 10. Valg av materialkoeffisient for mekanisk stabilisert forsterkningslagsmateriale ( $a_3$ ) utifra forskjellige styrkeparametre (2)

## 2.2 SUBSTITUSJONSFAKTORER FOR OVERBYGNINGSMATERIALER I NOEN UTENLANDSKE DIMENSJONERINGSMETODER

### 2.2.1 Sammenligning av materialkoeffisienter

På grunn av ulik størrelse på indeksverdiene er materialkoeffisienter fra forskjellige dimensjoneringsmetoder ikke direkte sammenlignbare. Dette kan man løse ved å innføre en såkalt substitusjonsfaktor S.

$$S = \frac{\alpha_{\max}}{\alpha}$$

$\alpha_{\max}$  = koeffisienten til det material som har størst materialkoeffisient. Dvs. asfaltdekker som brukes til sli-  
telag. (I den norske metoden blir  $\alpha_{\max} = 3,0$ )

$\alpha$  = materialkoeffisient for aktuelt materiale

For de fleste metoder finnes substitusjonsfaktorene direkte. Men skal man sammenligne lagtykkelser med metoder som ikke direkte benytter materialkoeffisienter kreves mere regnearbeide. Når man har bestemt substitusjonsfaktoren, er det enkelt å finne materialkoeffisienten materialet ville fått f.eks. i den norske dimensjoneringstabellen.

En slik direkte sammenligning av to lands koeffisienter bør bare gjøres med forsiktighet, da det er store usikkerheter i verdiene. Ulik styrke og lastfordelende evne til standardmaterialene i de to metodene vil forplante seg til verdiene for de andre materialene.

Tabell 1 viser materialkoeffisientene i den norske dimensjoneringstabellen, og substitusjonsfaktoren beregnet på grunnlag av disse.

Tabellene 2, 3 og 4 viser substitusjonsfaktorer og materialkoeffisienter omregnet til den norske skalaen for vegbyggingsmaterialene i fire utenlandske dimensjoneringsmetoder.

I tabell 2 er materialkoeffisientene i AASHO dimensjoneringsmetoden omregnet til substitusjonsfaktorer og videre til materialkoeffisienter skalert etter de norske verdiene.

I den japanske dimensjoneringsmetoden brukes materialkoeffisienter og styrkeindeks for å bestemme lagtykkelser i overbygningen. Verdiene på materialkoeffisientene varierer fra 1,0 (dekke og bindlag) til 0,2 (knust grus i forsterkningslag). De har vært i bruk i over femten år, og erfaringene med dem er gode.

De japanske materialkoeffisientene er i tabell 3 omregnet til substitusjonsfaktorer og koeffisienter etter norsk skala.

Tabell 4 viser substitusjonsfaktorer og materialkoeffisienter beregnet for materialene i den sveitsiske dimensjoneringstabellen.

Tab. 1. Den norske dimensjoneringstabellen. Substitusjonsfaktorer og materialkoeffisienter

Overbygningsmateriale	Betegnelse	Subst. faktor	Materialkoeffisient
<u>Dekke:</u>			
Varmblandet asfalt	Agb, Ab, Top	1,00	3,00
Asfaltløsningsgrus	Alg	1,50	2,00
Overflatebehandling	Eo, Do, Dog.	1,50	2,00
Oljegrus	Og	1,71	1,75
<u>Bærelag:</u>			
Asfaltert grus	Ag	1,00	3,00
Asfaltert sand	As	1,50	2,00
Asfaltert pukk	Ap	1,50	2,00
Sementstab. matr.	Cp, Cg	1,50	2,00
Penetrert pukk	Pp	2,00	1,50
Velgraderte matr.	Vm	2,40	1,25
Forkilt pukk	Fp	2,40	1,25
<u>Forsterkningslag:</u>			
Sand		3,00	1,00
Grus		3,00	1,00
Kult		3,00	1,00
Sprengt stein		3,00	1,00

Tab. 2. AASHO-metoden. Substitusjonsfaktorer og materialkoeffisienter omregnet til "norsk skala"

Overbygningsmateriale	Tilstand	Subst. faktor	Koeffisienter
<u>Dekke:</u>			
Verksblandet	Høy stabili.	1,00	3,00
Vegblandet	Lav stabili.	2,20	1,36
Sandasfalt		1,10	2,37
<u>Bærelag:</u>			
Sandig grus		6,28	0,48
Knust stein		3,15	0,95
Magerbetong:	> 4,5 Mpa	1,90	1,58
	2,75 Mpa -		
	4,5 Mpa	2,19	1,37
	≤ 2,7 Mpa	2,93	1,02
Asfaltert pukk		1,47	2,04
Asfaltert grus		1,29	2,33
Kalkstabiliserte - material		1,47- 2,93	2,04- 1,02
<u>Forsterkningslag:</u>			
Sandig grus		4,00	0,75
Sand		4,40- 8,80	0,68- 0,34

Tab. 3. Den japanske dimensjoneringsmetoden. Substitusjonsfaktorer og materialkoeffisienter omregnet til "norsk skala"

Overbygningsmateriale	Tilstand	Subst. faktor	Koeffisi- enter
<u>Dekke:</u>			
Dekke og bindlag	Varme asfaltbl. for dekke og bindlag	1,00	3,00
<u>Bærelag:</u>			
Bitumenstabiliserte	Varmblandet Marshall stabilitet 350 kg eller mere	1,25	2,40
	Kaldblandet: Marshall stabilitet 250 kg eller mere	1,82	1,65
Sementstabilisering	7 dagers trykkstyrke: 30 kg/cm <sup>2</sup>	1,82	1,65
Kalkstabilisering	10 dagers trykkstyrke: 10 kg/cm <sup>2</sup>	2,22	1,35
Mekanisk stabilisert grus og sand	Modifisert CBR 80 eller mere	1,82	1,65
Mekanisk stabilisert slagg	Modifisert CBR 80 eller mere	1,82	1,65
Penetrert pukk	14 dagers trykkstyrke: 12 kg/cm <sup>2</sup>	1,82	1,65
<u>Forsterkningslag:</u>			
Knust grus, slagg etc.	Modifisert CBR: 30 eller mere	4,00	0,75
	Modifisert CBR: 20 - 30	5,00	0,60
Sementstabilisering	7 dagers trykkstyrke: 10 kg/cm <sup>2</sup>	4,00	0,75
Kalkstabilisering	10 dagers trykkstyrke: 7 kg/cm <sup>2</sup>	4,00	0,75

Tab. 4. Den sveitsiske dimensjoneringsmetoden. Substitusjonsfaktorer og materialkoeffisienter "norsk skala"

Overbygningsmateriale	Betegnelse	Subst. faktor	Koeffisi- enter
<u>Dekke:</u>			
Varmblandet asfalt	HMT Sorte B	1,00	3,00
Varmblandet asfalt	HMT Sorte A	1,20	2,50
<u>Bærelag:</u>			
Penetrert pukk	Schotter- trånkung	1,80	1,67
Varmblandet asfalt	HMF	1,80	1,67
Bitumenstabilisering		1,80	1,67
Sementstabilisering		1,80	1,67
<u>Forsterkningslag:</u>			
Grusig sand I	Knust	2,90	1,03
Grusig sand I	Naturmatr.	3,60	0,83
Grusig sand II	Knust	3,60	0,83
Grusig sand II	Naturmatr.	5,40	0,55

HMT = Heissmischtragschicht. (Benyttes både til dekke og bærelag)

HMF = Heissmischfundationsschicht. (Benyttes både i bærelag og som øvre forsterkningslag)

Når man sammenligner de fire tabellene ser man at i den norske og sveitsiske dimensjoneringsmetoden er det mindre differensiering på koeffisientene enn i de to andre metodene.

Koeffisientene til dekke vil på grunn av definisjonen på substitusjonsfaktor bli like for de forskjellige metodene. Koeffisientene for bærelagsmaterialer synes generelt å ligge litt høyere i den norske metoden enn i de andre. Bortsett fra at asfaltert grus (Ag) har fått en substitusjonsfaktor på 1,00 i den norske metoden, er det ikke store forskjeller på koeffisientene for de bitumenstabiliserte bærelagsmaterialene i de fire metodene.

For sementstabiliserte materialer ligger den norske koeffisienten høyere enn i alle de andre metodene. Den norske verdien ligger ca 20% høyere enn de høyeste verdiene i de metodene det her sammenlignes med.

Også for mekanisk stabiliserte bærelagsmaterialer er koeffisientene i den norske metoden høyere enn i de andre. I den norske dimensjoneringstabellen har f.eks. velgraderte materialer en koeffisient på 1,25. Velgradert grus skal etter vegnormalene ha minst 30% korn med en knust flate av material større enn 8 mm. Dette innebærer at andel knust material er maksimalt 20%. Sandig, uknust grus har etter AASHO-metoden en koeffisient på 0,48 omregnet til norsk skala. For knuste materialer har AASHO en koeffisient på 0,95.

De norske verdiene for forsterkningslagsmaterialer ligger ca 30% høyere enn gjennomsnittet for de andre metodene.

Som nevnt foran vil materialkoeffisienten på standardmaterialet få innvirkning på substitusjonsfaktorene for bærelag og forsterkningslag. Dette kan derfor være grunnen til at substitusjonsfaktorene for disse materialene ligger noe høyere i den norske metoden enn de metodene det er sammenlignet med.

### 2.2.2 Sammenligning av substitusjonsfaktorer og materialsammensetning

For å studere sammenhengen mellom materialenes sammensetning, deres styrkeparametere og substitusjonsfaktorer, har man ved KTH i Stockholm (1) sammenlignet substitusjonsfaktorer for åtte dimensjoneringsmetoder. Som standardmateriale for de respektive metodene har man valgt den asfalttypen som nyttes til slitelag. En sammenstilling av substitusjonsfaktorene for asfaltbundne og ubundne materialer fra dette arbeidet er vist i tabellene 5 og 6.



Tabell 5. Asfaltbundne materialer:

Den største substitusjonsfaktoren for asfaltbundne materialer brukt i disse metodene er 1,8. Både i Vest-Tyskland og Sveits bruker man denne faktoren for material med relativt stort hulrom. Substitusjonsfaktoren for AI's asfaltbundne sandmateriale, som kan ha et hulrom opp imot 23% og som har meget liberale marshallkrav, er derimot bare på 1,3.

Disse eksempler viser at ett og samme materiale kan få helt ulike substitusjonsfaktorer i forskjellige dimensjoneringsmetoder. Derfor konkluderer man med at på grunnlag av tabell 5 kan man ikke sette opp noen allmengyldig sammenheng mellom et asfaltbundet material's substitusjonsfaktor og dets sammensetning.

Tabell 6. Ubundne materialer:

Det framgår av tabellen at substitusjonsfaktoren for materialer fra samme dimensjoneringsmetode generelt øker med minskende materialkrav (lavere CBR-verdi, høyere finstoffinnhold og rund partikkelform). Bare AASHO-forsøkene grusbærelag utgjør et unntak. Trass i høye materialkrav ble bæreevnen her liten. Dette tror man kan skyldes materialets lave permeabilitet.

Substitusjonsfaktorene for ubundne bærelag ligger for de forskjellige dimensjoneringsmetodene mellom 1,4 og 4,0 og for forsterkningslagsmaterialene mellom 1,6 og 5,4. (En ser da bort fra velgradert bærelagsgrus i AASHO-metoden). Variasjonen er svært stor.

Tre av dimensjoneringsmetodene bruker variable substitusjonsfaktorer. Disse minker med økende trafikkbelastning eller økende bæreevne hos undergrunnen.

Videre kan det konstateres at i tre av dimensjoneringsmetodene brukes substitusjonsfaktorer som er 25 - 50% større for rundt enn for knust materiale.

Tab. 5. Substitusjonsfaktorer for asfalterte materialer i noen dimensjoneringsmetoder (1)

Dimensjoneringsmetode	Benevning	Substitusjonsfaktor	Steinmatr.		Bindemiddel		Marshallkrav				Ferdig dekke/bærelag		Merknad
			Andel $\leq 0,074\text{mm}$ (%)	Andel knust (%)	Penetrasjon ved $25^{\circ}\text{C}$ ( $10^{-4}\text{m}$ )	Vekt-% bindemiddel	Stabilitet P (kN)	Flytverdi f (mm)	P/t (kN/mm)	Hulrom (%)	Kompakteringsgrad (%)	Hulrom (%)	
AASHO	Bituminous treated base course	1,3	6	-	88	5,2	7,3	2,5	2,9	6,2	97	10	Middelverdi
AI (Asphalt Institute)	Asphalt concrete base	1,0	1-10	-	60-100	3,5-7,0	>2,2	2-4	5	3,8	>97	<11	
	Hot-mix sand asphalt base	1,3	0-20	-	60-100		>0,9	<5		3-18	>95	<23	
CDH USA	Asphalt concrete base	1,0	2-7								Kontroll av utførelse		
PDH USA	Bituminous concrete	1,1	Oppgaver savnes										
	Bituminous Aggregate-Plant Mix	1,5	Oppgaver savnes										
SHELL	Asphalt base course	1,0	-		40-100	$\geq 3,5$	>2,9	2-4,5				<10	
TRRL	Dense bitumen macadam	1,0	2-8	-	100-200	3,5-4,5	-	-	-	-	Kontroll av utførelse		
BV Vest-Tyskland	Bituminöse Tragschicht												Verdiene i parentes gjelder for mindre trafikkbelastning ( $N_{10} < 10^5$ )
	Mischgutart C	1,0	2-10 <sup>1)</sup>	>70	65-200	>3,4	2,9(2,0)	1-4	-	2-10	>98	>12	
	" C	1,25	2-10 <sup>1)</sup>	<45	65-80	>3,4	2,9(2,0)	1-4	-	2-10	>98		
	" A	1,2-1,4	6-20 <sup>1)</sup>	>70	65-200	>4,3	2,9(2,0)	1-4	-	2-14	>97	<17	
" A	1,5-1,8	6-20 <sup>1)</sup>	<45	65-80	>4,3	2,9(2,0)	1-4	-	2-14	>97	<17		
VSS Schweiz	Heissmischtragschicht												
	HMT B	1,0	2-8 <sup>2)</sup>	>35	60-220	3,8-5,2	>4,4	1,5-4,5	>1,5	3-7	>97	<10	SNV 640 421 a
	HMT A	1,2	2-8 <sup>2)</sup>	-	60-220	3,8-5,2	>2,4	1,2-4,0	>1,0	3-7	>97	<10	SNV 640 421 a
Heissmischfundations-schicht (HMF)	1,8	2-8 <sup>2)</sup>	-	60-220	2,5-4,0	>2,4	1,2-4,0	>1,0	<12	>97	<15	SNV 640 452	

 1) Andel material  $< 0,09\text{ mm}$ 

 2) Andel material  $< 0,08\text{ mm}$

Tab. 6. Substitusjonsfaktorer for ubundne overbygningsmaterialer i noen dimensjoneringsmetoder (1)

Metode	Materialtype	Substitusjonsfaktor (s)	Kornform	Materialmengde (%)		CBR-verdi	Merknad
				<0,02 mm	<0,074 mm		
AASHO	Bærelag	3,1	Knust	-	10	108	Middelverdi
	Bærelag	6,3	Uknust	-	9	-	"
	Forst.lag	4,0	Uknust	-	8	35	"
Asphalt Institute	Bærelag	2,0	-	-	>7	>100	
	Forst.lag	2,7	-	-	<12	<20	
CDH USA	Bærelag	1,4-2,2	-	-	2-9	-	s avtar med økende N <sub>10</sub>
	Forst.lag	1,6-2,4	-	-	<20&30	-	s " " " " N <sub>10</sub>
PDH USA	Bærelag	2,4	Knust		Savner oppg.		Tett gradering
	Bærelag	3,0	Knust		"		Normal gradering
	Forst.lag	4,0	-		"		
SHELL	Bærelag	1,6-2,9	-	-	-	-	s avtar med økende CBR-verdi for undergr.
	Forst.lag	2,2-4,3	-	-	-	>20	s " " " " " " "
TRRL	Bærelag	1,6	Knust	-	0-8	-	Om undergrunnens CBR-verdi > 20&30
BV Vest-Tyskland	Bærelag	1,7-3,0 <sup>1)</sup>	Knust	-	1-8	-	Om undergrunnens CBR-verdi ≈ 25,
	Bærelag	2,3-4,0 <sup>1)</sup>	Uknust		3-8	-	s avtar med økende N <sub>10</sub> " "
VSS Schweiz	Forst.lag	2,9	Knust	<3	-	-	SNV 670 120 a
	Forst.lag	3,6	Knust	<10	-	≥80	"
	Forst.lag	3,6	Uknust	<3	-	-	"
	Forst.lag	5,4	Uknust	<10	-	≥30	"

1) Materialmengde < 0,063 mm

### 3. FORSØKSOPPLEGG

Hovedtyngden av det utførte arbeidet i dette prosjektet er lagt på laboratoriearbeid. Det er gjort forskjellige undersøkelser på laboratorietillegde prøver av bitumenstabiliserte og mekanisk stabiliserte materialer. I tillegg er det behandlet en del utfyllende data fra tidligere prosjekter

De tester som er utført på de forskjellige materialene er vist i tabell 7. Alle materialene er testet i dynamisk rigg for å bestemme den dynamiske E-modulen. I tillegg er de samme materialene testet etter Marshall-metoden, Spaltestrekk metoden, CBR og Clegg. Dette er gjort for om mulig å finne en sammenheng mellom E-modul og en av de enklere testene, samtidig som en har referanse til en av de mer tradisjonelle undersøkelsene.

For asfaltert grus (Ag) og asfaltert sand (As) er bindemiddelinholdet variert fra 2 til 5 vekt%. (Det ble også prøvd å lage prøver med 1% bindemiddelinhold, men dette mislyktes). Kornfordelingskurven til Ag tilfredsstiller retningslinjenes krav til bærelagsgrus og tilsvarende kan sanden som er brukt i As brukes til forsterkningslag.

Bakgrunnen for å teste bitumenstabiliserte masser med lavt bindemiddelinhold er å forsøke å etablere en sammenheng mellom disse og mekanisk stabiliserte masser.

For Ab-massene er korngraderingen og bindemiddelstivheten variert. Bindemiddelet som er brukt i A1g og Og er av typen myk bitumen og bindemiddelstivheten skal tilsvare den viskositeten BL 1500 M og VO 550 har etter ett års oppherding på vegen. Den korrekte betegnelsen på disse massene er derfor myk asfalt (MA). I tillegg til de mekanisk stabiliserte massene med kornfordelingskurve som Ag og As er det også undersøkt et forsterkningslagsmateriale med samme steinmateriale som sanden i As, men med en litt annen kornfordeling.

Tab. 7. Forsøk som inngår i undersøkelsen (x angir at den aktuelle prøv-  
ingen er utført på materialet)

Materiale	Bindemiddel		Undersøkelse				
	Vekt% $\rho=2,65$	Type	E-modul	Marshall	Spalte- strekk.	CBR	Clegg
Ag	0%		X			X	x
	2%	B 85	X	X	X	X	X
	3%	"	X	X	X	X	X
	4%	"	X	X	X		
	5%	"	X	X	X		
As	0%		X			X	X
	2%	B 85	X	X	X	X	X
	3%	"	X	X	X	X	X
	4%	"	X	X	X		
	5%	"	X	X	X		
Ab16t	5,2%	B 40	X	X	X		
	5,2%	B 60	X	X	X		
	5,2%	B 85	X	X	X		
	5,2%	B 180	X	X	X		
Ab16B	5,0%	B 85	X	X	X		
Ab11t	5,4%	B 85	X	X	X		
Og	3,6%	MB 1600	X	X	X		
Alg	4,2%	MB 7000	X	X	X		
Ap11	3,0%	B 85	X	X	X		
	3,0%	B 180	X	X	X		
	3,0%	B 250	X	X	X		
Forst. lag	0%		X			X	

#### 4.           UNDERSØKELSE AV ASFALT

##### 4.1    --  \_MASSERESEPTER

Kornfordelingskurvene for de forskjellige massetyperne er vist i bilag 1. For alle massetyperne er korngraderingen i tråd med retningslinjene (3). De oppgitte bindemiddelinhold er korrigert for avvikende densitet fra  $2,65 \text{ g/cm}^3$ .

##### Asfaltert grus\_(Ag)

Materialet består av elvegrus fra Gaula. I mangel av egenfiller er det tilsatt 7% Fransefoss-filler. Fraksjonene mellom 8 og 16 mm er knust, mens de øvrige fraksjonene er uknust, se tab. 8. Sammensatt densitet for steinmaterialet er  $2,74 \text{ g/cm}^3$

Tab. 8. Materialsammensetning for Ag

Korngradering	Materiale	Merknad
8 mm-16 mm	Gaula knust	ca 80% med minst en knust flate
75 $\mu\text{m}$ -8 mm	Gaula natur	
Filler	Fransefoss	

##### Asfaltert sand

Materialet består i sin helhet av sand fra Hembre grustak og er frasiktet materiale større enn 8 mm. Alle fraksjoner er uknust. Sammensatt densitet er  $2,81 \text{ g/cm}^3$

### Asfaltbetong\_(Ab)

Steinmaterialet i alle tre korngraderingene av Ab er som for Ag satt sammen av elvegrus fra Gaula. Også her er det brukt Fransefoss filler og materiale over 8 mm er knust. Densiteten for steinmaterialet er 2,74 g/cm<sup>3</sup>. Bindemiddelinnholdet er for alle tre massetyperne redusert i forhold til det som er gitt som utgangspunkt i retningslinjene (3). Dette er gjort fordi det viste seg å bli svært lite hulrom i prøvene med det bindemiddelinnholdet retningslinjene har angitt.

### Myk asfalt\_(MA) med egenskaper\_tilsvarende\_Alg/Og

Den valgte korngraderingen for Alg/Og-massene er lagt opp imot den øvre grensekurven som er gitt i retningslinjene for disse massetyperne. Dette ble gjort fordi dette synes å være vanlig. (Arbeidsresepter innhentet fra Sør-Trøndelag vegkontor og Veglaboratoriet i Oslo er lagt til grunn). Steinmaterialet består av grus fra Gaula og Fremo. Grusen fra Fremo er av den samme materialtypen som Gaula, men med den forskjellen at det ikke er elvegrus. Materialet er derfor ikke så reinvasket for finstoff. (Jfr. tab. 9). Spesifikk densitet for steinmaterialet er 2,74 g/cm<sup>3</sup>.

Tab. 9. Materialsammensetning for MA (Alg/Og)

Korngradering	Materiale	Merknad
8 mm-16 mm	Gaula knust	ca 80% steiner med minst en flate knust
75 µm-8 mm	Fremo natur	Som Gaula, men uvasket
Filler	Gaula egenfiller	

Bindemiddelinnholdet ble på grunnlag av retningslinjene og praktisk erfaring valgt til 4,2% for Alg og 3,6% for Og. Angående bindemiddeltypen, se eget avsnitt nedenfor. Bindemidlet ble tilsatt en vektprosent blandingamin.

### Asfaltert pukk (Ap)

Steinmaterialet består i sin helhet av pukk fra Sjøla-pukkverk. Det er også benyttet Sjøla egenfiller. Spesifikk densitet for Sjøla-pukk er 3,01 g/cm<sup>3</sup>. Som korngraderingen viser ble det valgt å bruke pukk i fraksjonen 4-11,2 mm. Forholdet mellom øvre og nedre grense i den anvendte pukkfraksjonen er da 2,8. Kravet i retningslinjene er at dette forholdet ikke skal overskride 3,0. Retningslinjene (3) angir også at det skal tilsettes 10-25% steinmateriale under 4 mm, for å bedre stabiliteten på det ferdige bærelaget. For å redusere problemer med prøvetillaging og testing ble det valgt å bruke 25% steinmateriale under 4 mm. Bindemiddelinholdet ble på dette grunnlag fastsatt til 3,0 vekt%.

### Bindemidler

I alle asfaltmassene unntatt for Alg og Og er det brukt vanlig bitumen av varierende stivhet. Tabell 10 viser penetrasjon og viskositet for disse bindemidlene.

Tab. 10. Bindemiddeldata for bitumen brukt i asfaltmassene Ab Ag, As, og Ap

Betegnelsen	Penetrasjon ved 25 °C	Temp	Viskositet Kinematisk	Viskositet Dyn. (Bereg.)
B 40	45	136°C	655,9 cSt	6,22 Poises
B 60	55	136 "	507,7 "	4,81 "
B 85	88	138 "	282,2 "	2,68 "
B 180	172	138 "	172,6 "	1,64 "
B 250	269			

For å unngå problemer med prøvetillaging og oppherding, ble det i Alg- og Og- massene benyttet mykt bindemiddel i stedet for bitumenløsning og vegolje. En bestemte seg for en viskositet på de myke bindemidlene tilsvarende viskositeten til BL 1500 M og VO 550 etter ett års herding på veggen. Utgangspunktet for bindemiddeltillagingen var en bitumen Esso B 85 og et mykt bindemiddel fra samme fabrikant med viskositet på 1601 cst ved 60 °C.



Det myke bindemiddelet's viskositet tilfredsstilte kravene til VO 550 og ble derfor brukt direkte som bindemiddel i Og. For å få viskositet tilsvarende BL 1500 M ble det myke bindemidlet blandet med bitumen B 85 i forholdet 55% MB og 45% B 85.

I tabell 11 er data for viskositeten til bindemidlene i MA brukt som erstatning for Alg og Og listet opp.

Tab. 11 Bindemiddeldata for myke bindemidler brukt til Alg og Og

Betegnelse	Brukt som bindemiddel i	Penetrasjon ved 25°C	Viskositet				Merknad
			Temp 1	Viskositet	Temp 2	Viskositet	
Esso B 85 Esso MB Blandet MB	Og Alg	89	60 °C 75 °C	1601 cst 2332 cst	135 °C 135 °C 109 °C	1149 cst 39,1 cst 290 cst	Blanding av 55% MB og 45% B85

Tabell 12 og figur 11 forklarer viskositeten til MB, VO og BL. Herdeegenskapene til VO og BL er forsøkt illustrert med figur 11.

Tab. 12. Viskositet for myk bitumen (MB) i forhold til andre bituminøse bindemidler (11)

Myk bitumen	Tilsvarende bituminøse bindemidler
MB 500	VO 300, herdnet
MB 1.500 - 2.000	VO 550, herdnet
MB 4.000 - 6.000	BL 1.500M, herdnet, ved kaldproduksjon
MB 6.000 - 8.000	BL 1.500M, herdnet, ved halvvarm produksjon
	BL 4.500M, herdnet, ved halvvarm produksjon
MB 10.000 - 25.000	Bitumentjære i tjærebetong brukt opptil 1960
MB 25.000	B 370

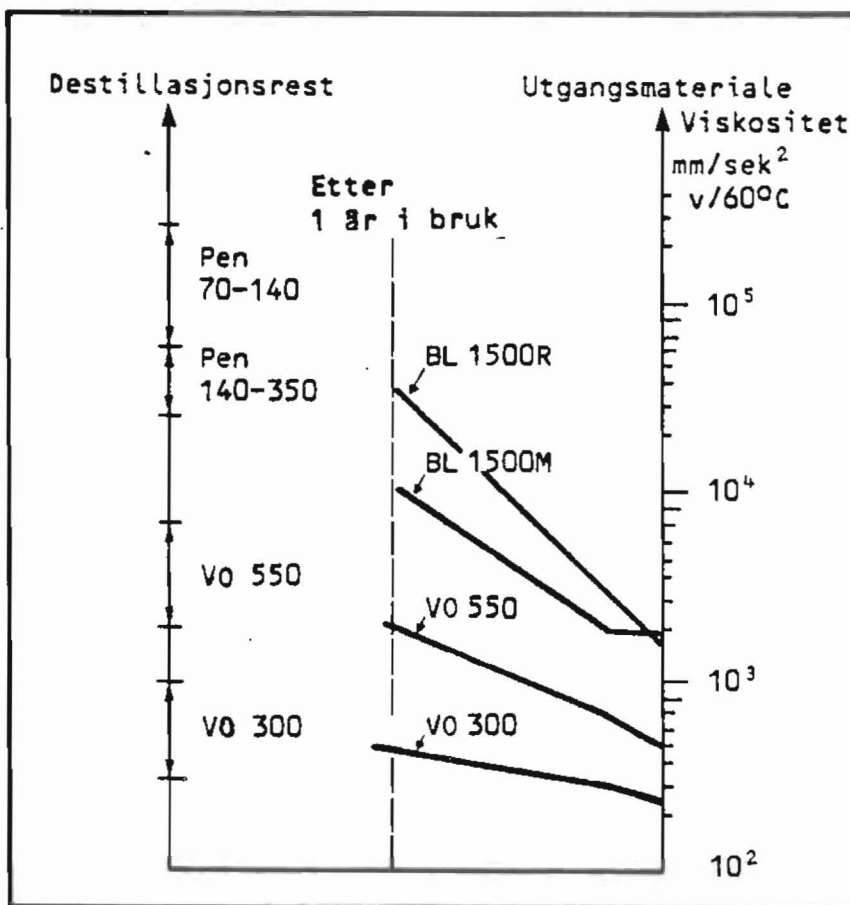


Fig. 11. Viskositet for bitumenløsning og vegolje (12)

## 4.2 \_ \_ \_DYNAMISK UNDERSØKELSE FOR BESTEMMELSE AV E-MODUL

### 4.2.1 Prøvetillaging

#### 4.2.1.1 Utstyr for prøvetillaging og kompakteringsprosedyrer

Prøvene ble kompaktert i en kneading compactor fra Cox and Sons i California. Prøvediameteren er 10,2 mm (4") og høyden ca 20 cm. Følgende kompakteringsprosedyre ble fulgt.

Ag-prøver: Oppbygging i 10 lag med 10 stampinger pr lag og et fottrykk på 250 psi

As-prøver: Oppbygging i 10 lag med 10 stampinger pr lag og et fottrykk på 125 psi

Ab16t, Ab11t og Alg/Og-prøver: Oppbygging i 5 lag med 15 stampinger pr lag. Fottrykket ved kompakteringen av de tre første lagene var 100 psi og på de to siste lagene 200 psi

Ab16å og Ag: Oppbygging i 5 lag med 15 stampinger pr lag. Fottrykket ved kompakteringen av de 3 første lagene var 200 psi og på de to siste lagene 250 psi

Da det ble oppdaget at Ag og As-prøvene var bedre kompaktert i bunnen enn i toppen, ble kompakteringsprosedyren for de etterfølgende massene forandret. Kompakteringsenergien på de to siste lagene ble øket, slik at hulrommet i prøvene ble jevnt i topp og bunn. Massenes temperatur under kompakteringen varierte avhengig av bindemiddelstivheten. Tabell 12 viser kompakteringstemperaturen for de ulike bindemiddeltypene.

Tab. 13. Kompakteringstemperatur for de forskjellige bindemiddeltypene

Bindemiddelttype	Kompakteringstemperatur
B 40	122 °C
B 60	118 °C
B 85	110 °C
B 180	102 °C
B 250	95 °C
MB brukt i Alg	80 °C
MB brukt i Og	60 °C

Umiddelbart etter kompakteringen i kneading compactor ble prøvene utsatt for en statisk belastning på 56 KN (1000 psi). Belastningshastigheten er 1,27 mm/min. og når det ønskede trykket var oppnådd, ble dette holdt konstant i  $30 \pm 5$  sek.

#### 4.2.1.2 Prøvedata

Ved tillagingen av prøvene ble kompakteringen forsøkt tilpasset, slik at hulrommet ble det samme som for marshallprøvene. Prøvene er beskrevet i tabell 13.

Tabell 14. Beskrivelse av asfaltprøvene som er testet i dynamisk rigg

Massetype	Prøve merket	Romdens.	Hulrom (%)	Bitumenfylt hulrom (%)
Ag 5% B 85	Ag 5a	2,474	2,3	83,7
	Ag 5b	2,464	2,7	89,3
Ag 4% B 85	Ag 4a	2,417	6,1	59,9
	Ag 4b	2,411	6,3	59,0
Ag 3% B 85	Ag 3a	2,369	9,3	42,3
	Ag 3b	2,365	9,4	41,9
Ag 2% B 85	Ag 2a	2,333	12,1	27,0
	Ag 2b	2,318	12,6	26,1
As 5% B 85	As 5a	2,236	13,3	44,5
	As 5b	2,212	14,3	42,5
As 4% B 85	As 4a	2,175	17,0	32,5
	As 4b	2,190	16,4	33,4
As 3% B 85	As 3a	2,141	19,5	24,0
	As 3b	2,153	19,1	24,5
As 2% B 85	As 2a	2,952	20,5	16,8
	As 2b	2,155	20,4	16,9
Ab16t B 40	A2	2,505	0,7	94,7
	A3	2,505	0,7	94,7
Ab16t B 60	B4	2,506	0,7	94,7
	B5	2,508	0,6	95,4
Ab16t B 85	C1	2,502	0,8	94,0
	C2	2,502	0,8	94,0
Ab16t B180	D1	2,496	1,0	92,6
	D2	2,510	0,5	96,2
Ab16a B 85	E1	2,450	3,2	78,6
	E2	2,455	3,0	79,7
Ab11t B 85	F1	2,494	0,8	94,2
	F2	2,492	0,9	93,5
MA (0g)	G1	2,262	12,5	38,4
	G4	2,248	13,1	37,2
MA (A1g)	H1	2,284	10,8	46,0
	H2	2,284	10,8	46,0
Ap B 85	K1	2,485	13,1	33,2
	K2	2,486	13,1	33,2
Ap B 180	L1	2,478	13,4	32,6
	L2	2,497	12,7	34,0
Ap B 250	M1	2,470	13,7	32,0
	M2	2,495	12,8	33,8

#### 4.2.2 Utstyrsbeskrivelse

Det dynamiske treaksialutstyret ved SINTEF avd. 61 er beskrevet i flere tidligere rapporter (se Horvli (4) og Stavøstrand (5) og (6)). En gjengir her bare hovedpunktene i oppbyggingen av utstyret. Figur 12 viser foto av utstyret benyttet for de dynamiske undersøkelsene. Utstyret er satt sammen av mange ulike komponenter. Men de kan deles opp i fire hovedgrupper:

1. Treaksialkammer
2. Belastningsutstyr
3. Registreringsutstyr
4. Datamaskin med tilbehør

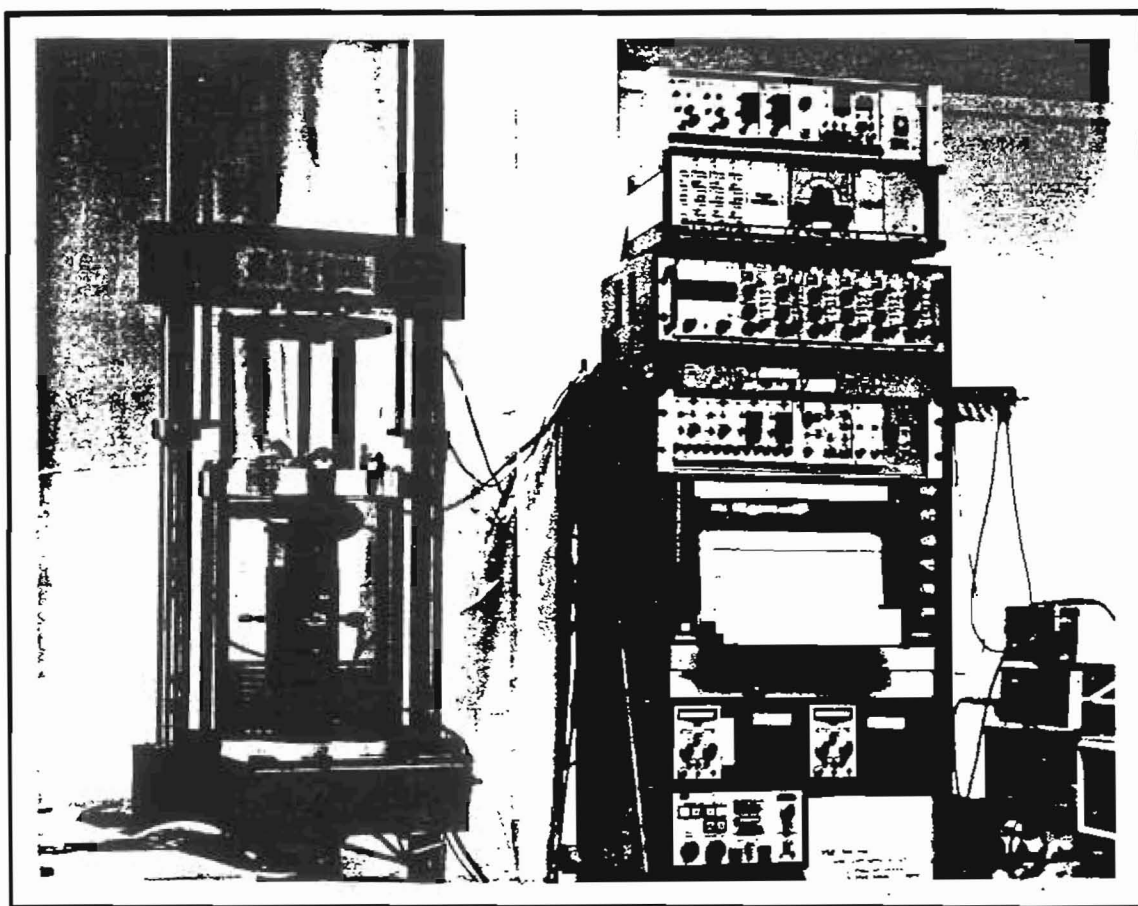


Fig. 12. MTS-utstyr benyttet til dynamiske undersøkelser

### Treaksialkammer

En prinsippskisse av treaksialkammeret er vist i figur 13. Selve kammeret er laget av plexiglass, mens topp og bunnplate er laget av aluminium. For temperering av prøvene blir kammeret fylt med vann. Ved hjelp av en kryostat og rørviklinger inne i kammeret blir prøven temperert til ønsket temperatur.

Ved kjøring med konstant sidetrykk påføres kammertrykket ved hjelp av trykkluft.

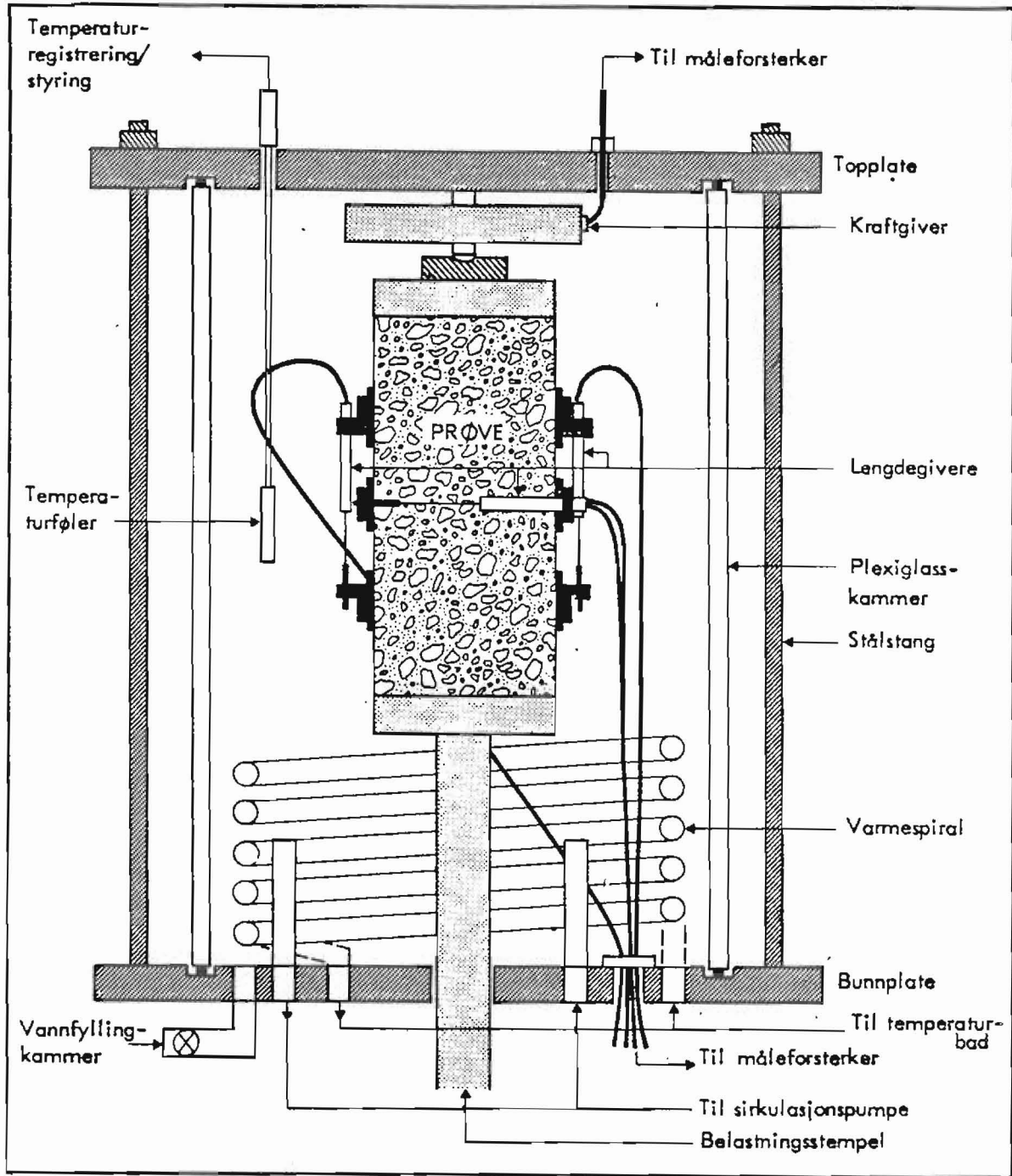


Fig. 13. Prinsippskisse av treaxialkammer, med innmontert asfaltprøve



### Belastningsutstyr

Belastningene blir påført ved hjelp av et hydraulisk belastningssystem som gjør det mulig å forandre frekvens og pulsform etter ønske. Belastningene kan styres enten med hensyn på deformasjon eller med hensyn på kraft. Styresystemet og hydraulikkanlegg er av typen MTS.

### Registreringsutstyr

De aksielle deformasjonene måles både ved hjelp av LVDT montert inne i belastningssylindren, og ved hjelp av to aksielle LVDT-er fastmontert på selve prøven. Radiell deformasjon måles ved hjelp av to LVDT-er som er montert midt på prøven. Se figur 14.

Signalene går fra registreringsenhetene gjennom måleforsterker og signalbehandlingssenheter til xt-skrivere.

Figur 15 viser en prinsippskisse for registrering av spenning og deformasjon.

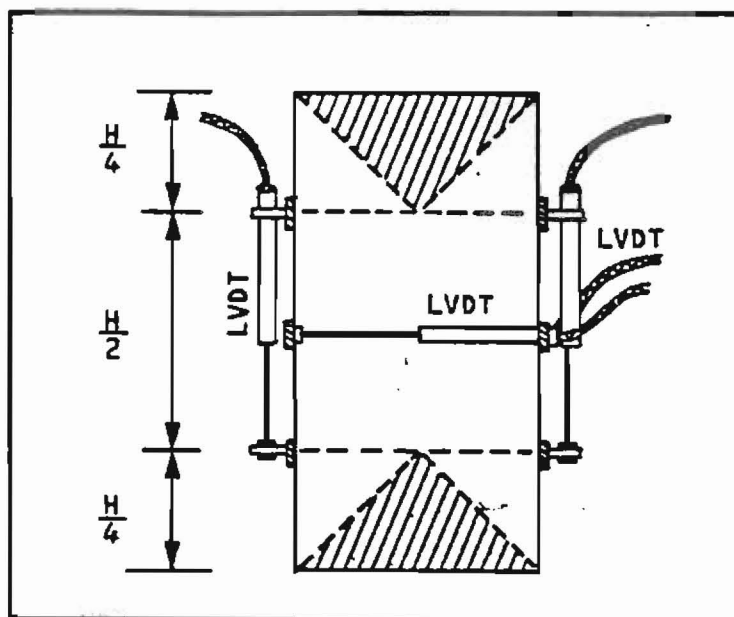


Fig. 14. Instrumentering av prøver for registrering av deformasjoner

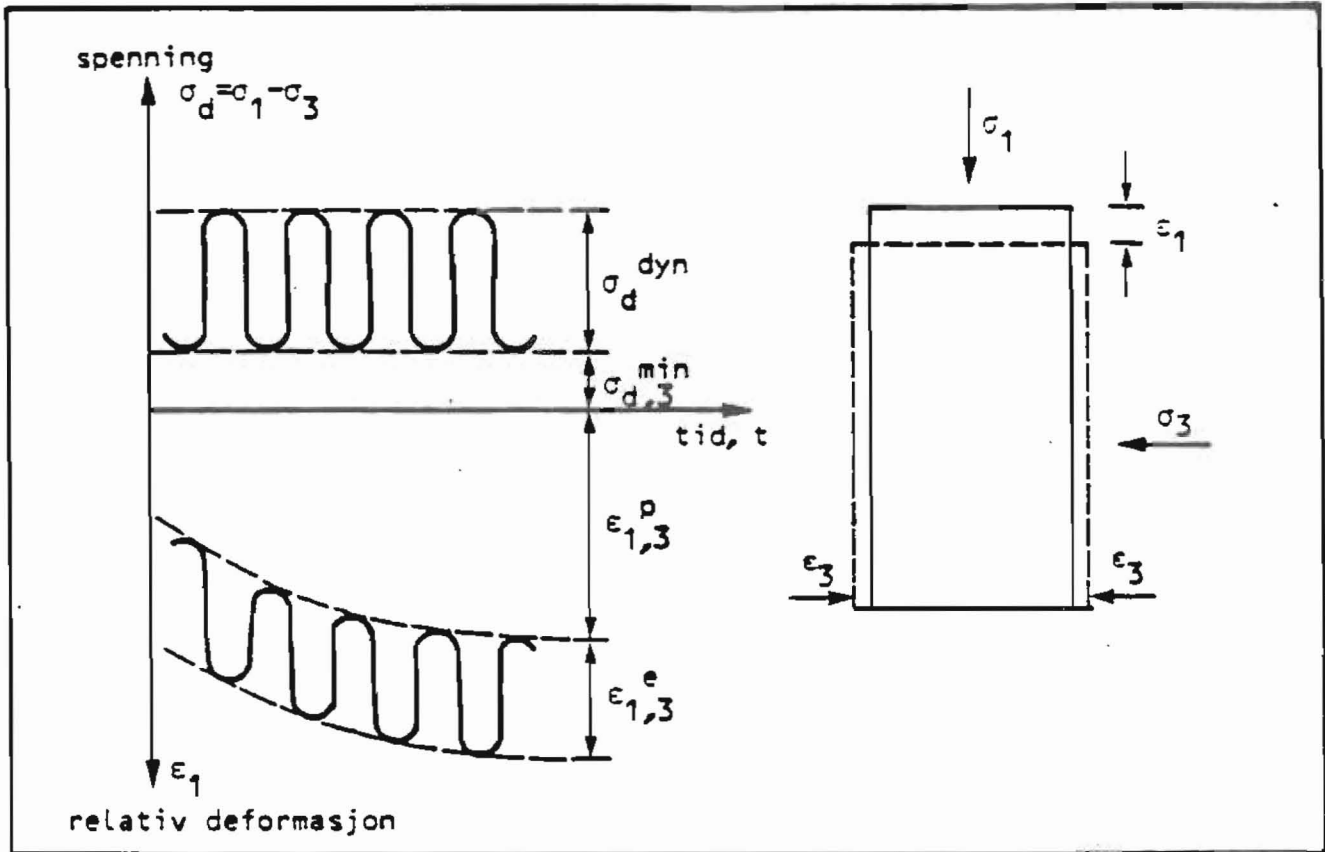


Fig. 15. Prinsippskisse for registrering av spenning og relativdeformasjon (4)

#### Datamaskin med tilbehør

Testresultatene er via en filterforsterker logget inn på en PDP 11/MINC datamaskin. Til denne er det koblet en skjermterminal og en kombinert terminal og skriverenhet. Det er også tilkoblet en digital plotter av typen HP 7221 C som brukes til å tegne ut aktuelle kurver og diagrammer.

#### 4.2.3 Forsøksprosedyrer

##### 4.2.3.1 Testing etter ASTM

De to første massetypene som ble undersøkt var Ag og As. Disse ble testet dynamisk etter en ASTM-prosedyre. Tidligere forsøk har vist at forholdet mellom E-modulene for forskjellige massetyper blir i liten grad påvirket av valg av temperatur og frekvens. Det ble derfor besluttet å teste prøvene ved 25 °C og ved frekvensene 3, 10 og 30 Hz.

I tillegg til vanlig E-modulbestemmelser er prøvene blitt testet med enkeltpulser ved frekvensene 1 og 10 Hz. Dette ble gjort for å undersøke muligheten til å utføre E-modulbestemmelser på bitumenstabiliserte materialer ved bruk av enklere og billigere utstyr enn det som er i bruk i dag. Testprosedyren er vist i figur 16.

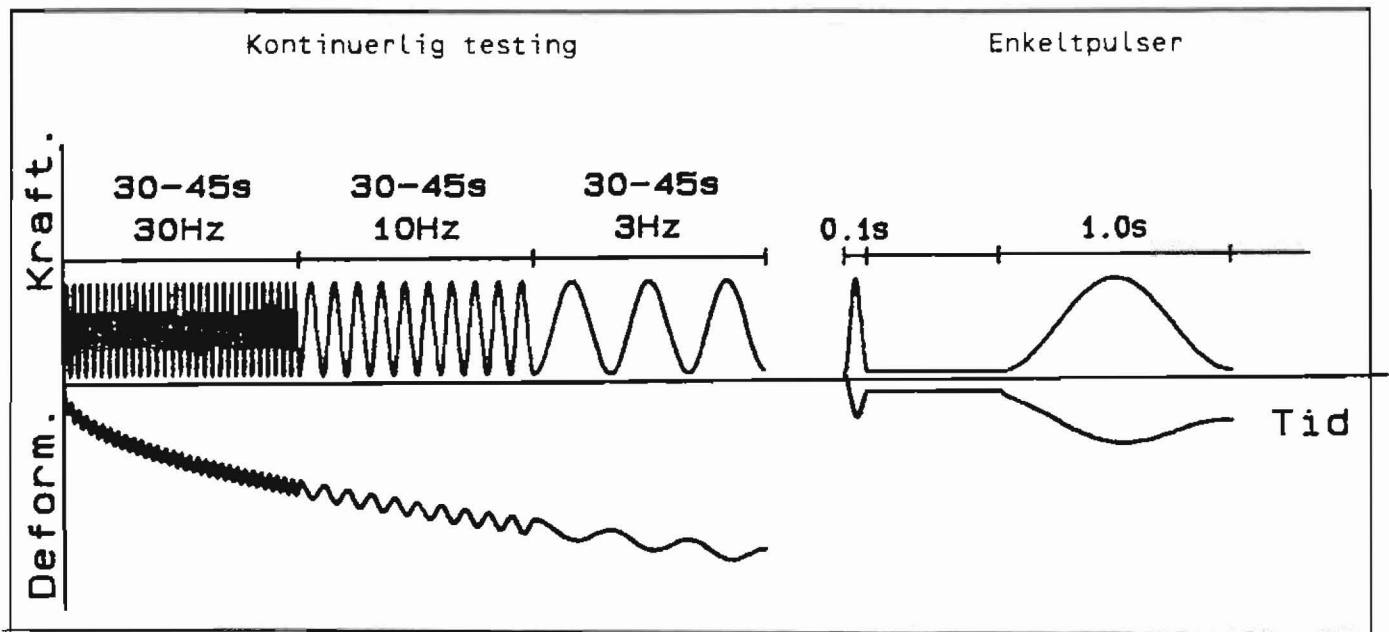


Fig. 16. Illustrasjon av testprosedyren ved bestemmelse av E-modul for Ag og As

#### 4.2.3.2 Trinnbelastning

Prosedyren for undersøkelsene av Ag og As beskrevet i kapitlet foran viste seg å ha den store svakheten at den dynamiske belastningen måtte varieres for prøver av ulik styrke. For sterke prøver må den dynamiske belastningen være stor nok til å få tilstrekkelig utslag på LVDT'ene. For de svake re prøvene må den dynamiske belastningen være så lav at prøven ikke blir kjørt til bruddtilstand for fort. Det ble derfor besluttet å gå over til en ny prosedyre der prøvene blir gitt en trinnvis økende belastning. Belastningsfrekvensen er da holdt konstant lik 10 Hz under hele forsøket. Prøvene er også i dette tilfellet testet ved 25 °C.

De dynamiske belastningstrinnene er på 50-100-200-300-400-500-600-700-800 kPa, se fig. 17.

Prøvene er i tillegg påført en liten statisk belastning,  $\sigma_1^{sta} = 10$  kPa. Ved hvert belastningstrinn er prøvene påført 6000 pulser. (Dvs. at de er kjørt i 10 min. på hvert trinn). Forsøkene ble avsluttet ved 2-3% deformasjon.

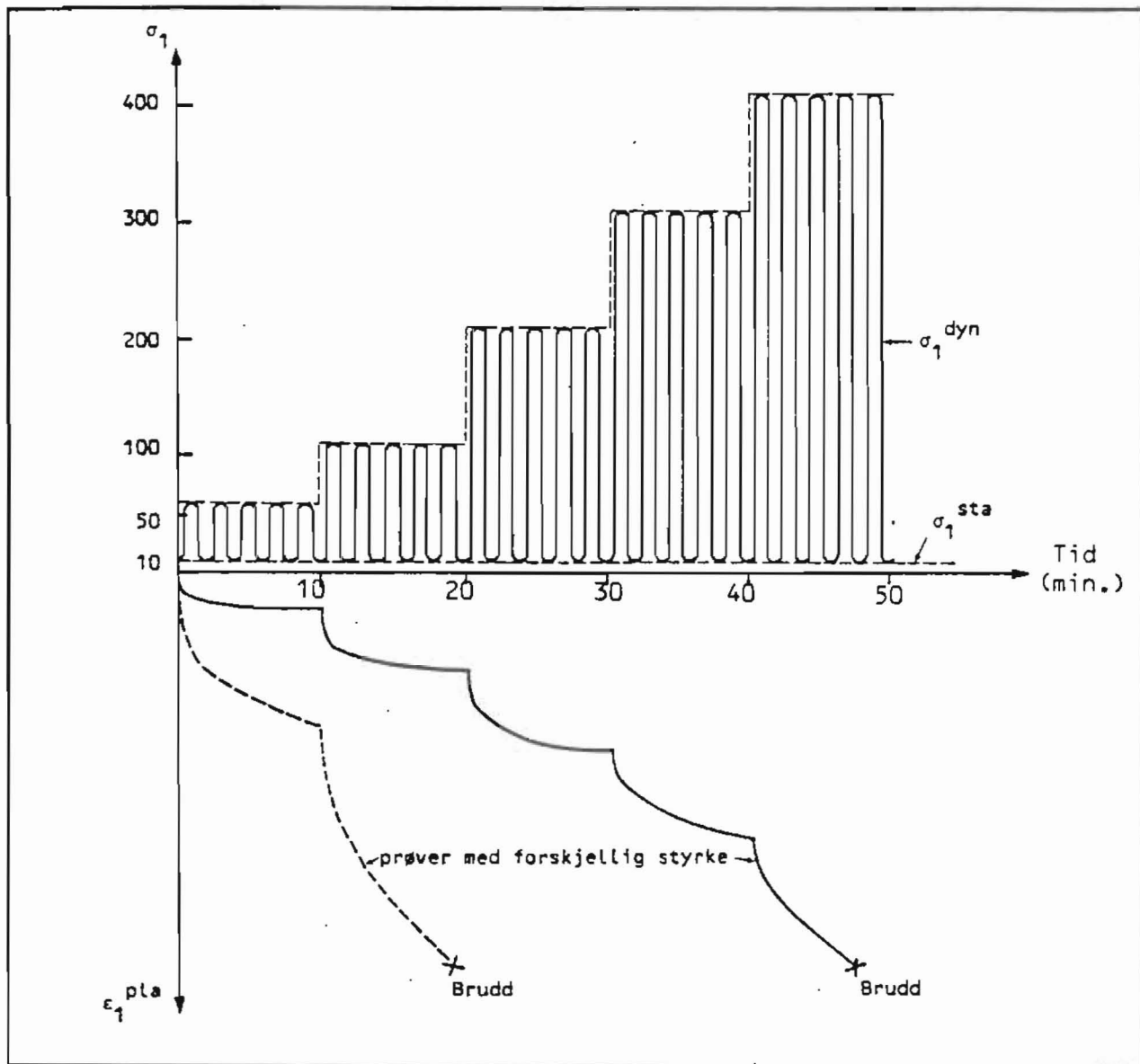


Fig. 17. Skjematisk framstilling av trinnvis belastningsprosedyre og prøvenes tilhørende plastiske deformasjon

#### 4.2.4 Resultater

##### 4.2.4.1 Resultater fra undersøkelse på Ag og As

Resultatene fra E-modulbestemmelsene på Ag og As med varierende bindemiddelinhold er sammenfattet i tabell 15. Tabellen viser E-modulen for de forskjellige frekvensene og prøvemetodene.

Tab. 15. E-moduler (MPa) for Ag og As

Materiale	Prøvemethode				
	Kontinuerlig			Enkeltimpuls	
	30Hz	10Hz	3Hz	1Hz	10Hz
Ag 5% B 85	6050	3800	2300	1910	4190
" 4% B 85	5600	3600	2200	1820	3810
" 3% B 85	4750	2850	1800	1720	3180
" 2% B 85	2800	1850	1250	1030	2000
As 5% B 85	2000	1250	800	560	1270
" 4% B 85	1500	850	530	450	950
" 3% B 85	1680	950	580	450	890
" 2% B 85	1750	1000	600	450	870

I bilag 2 er E-modulene for de enkelte prøvene gitt i tabellform og registreringer ved den kontinuerlige testingen er tegnet ut på diagram. Diagrammene for prøvene Ag 5b og Ag 4a er tildels mangelfulle og ukorrekte pga. problemer med logging fra rigg til datamaskin. E-modulverdiene for disse prøvene er tatt ut fra skriverutskriftene. E-modulverdiene for enkeltimpulsundersøkelsen er også tatt direkte ut fra skriverutskriftene.

Som tabell 15 viser, er forholdet mellom E-modulen for de forskjellige bindemiddelinholdene omtrent likt for de forskjellige prøvemetodene. Dette er illustrert i figurene 18 og 19. Her er E-modulen ved 5% bindemiddelinhold brukt som fastpunkt, og E-modulene ved 4,3 og 2% bindemiddelinhold er relatert til dette for de forskjellige prøvemetodene. E-modulen for As har minimumspunkt for 4% bindemiddelinhold. Det er også større spredning i forholdet mellom E-modulene for de forskjellige prøvemetodene for As. Dette tyder på at det kan ha oppstått feil under testingen av As. Ved vurdering av resultatene bør man derfor huske at E-modulene for As er noe usikre.

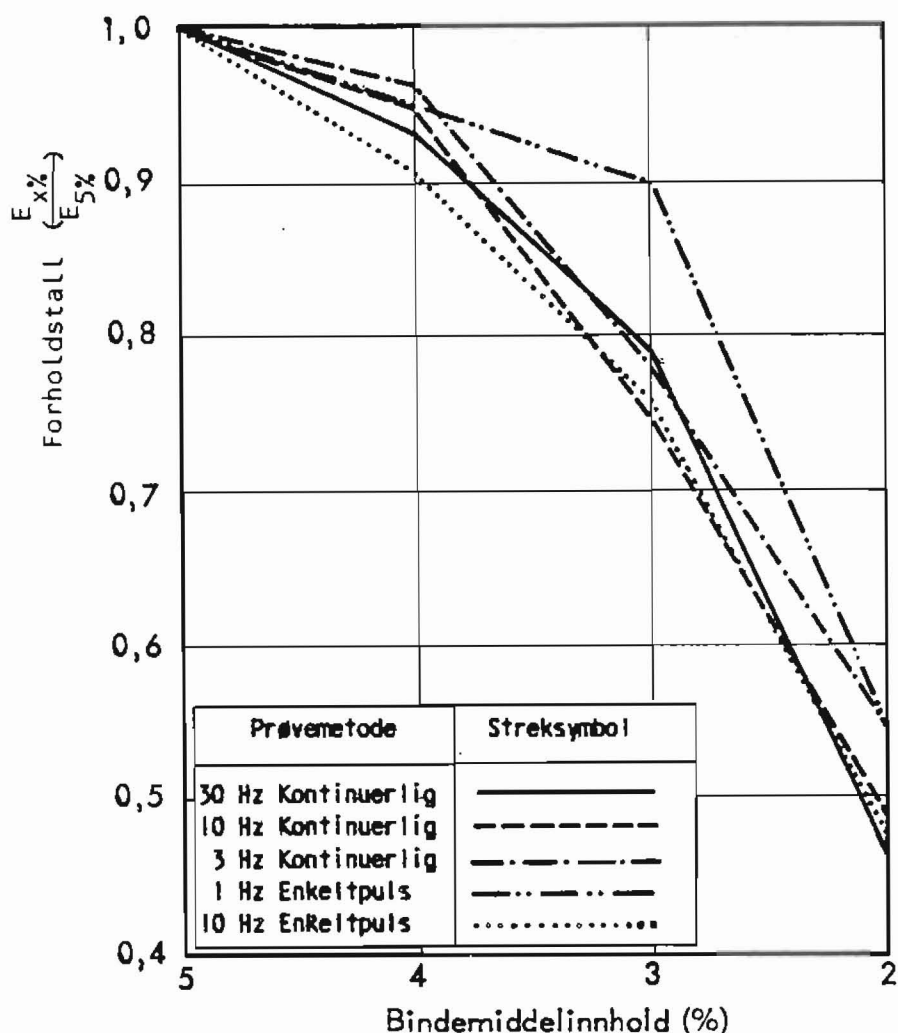


Fig. 18. Sammenligning av E-modulene ved forskjellig bindemiddelinhold og prøvemethode for Ag. E-modulen ved 5% bindemiddelinhold er brukt som fastpunkt

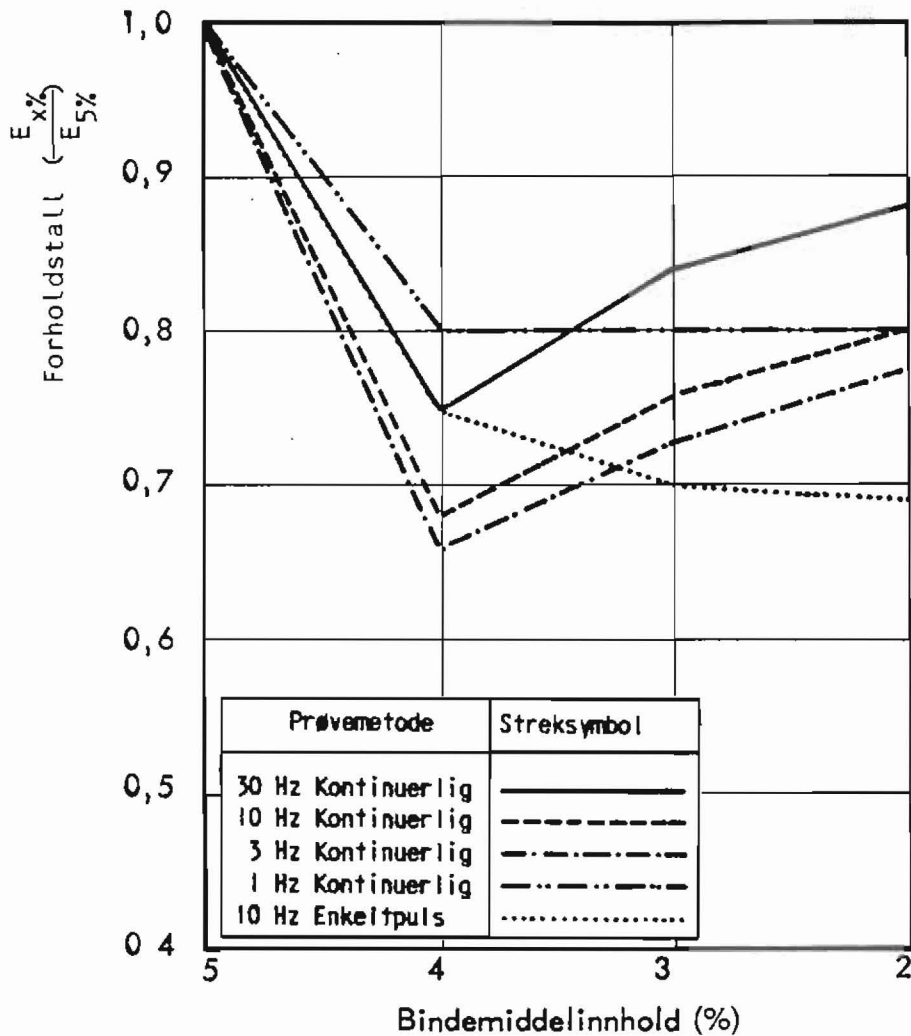


Fig. 19. Sammenligning av E-modulene ved forskjellig bindemiddelinhold og prøvemethode for As. E-modulen ved 5% bindemiddelinhold er brukt som fastpunkt

#### 4.2.4.2 Resultater fra E-modulundersøkelse med trinnbelastning

Hovedpunktene fra E-modulundersøkelsen med trinnbelastning er sammenfattet i tabell 16. I bilag 3 er E-modulene for de enkelte prøvene gitt i tabellform og registreringene ved testingen er tegnet ut på diagram. For prøvene med mykt bindemiddel (0g og Alg) er det ikke uttegnet diagrammer. Disse prøvene var så svake at det ikke lot seg gjøre å feste LVDT'er på prøveoverflata. E-modulen ble beregnet utifra prøvehøyde, dynamisk spenning og registreringer av de dynamiske utslagene på belastningsjekken. De beregnede E-modulene for disse massene er derfor noe usikre.

E-modulverdiene er tatt ut på det første lasttrinn der det dynamiske utslaget i aksialretningen ( $\epsilon_1^{\text{dyn}}$ ) er større enn 0,4 o/oo. De dynamiske bevegelsene må være så store, for at LVDT'ene skal fungere skikkelig. Likeledes er verdiene for det plastiske tverrkontraksjonstallet i tabell 16 tatt ut der kurven for dette (som funksjon av tiden) begynner å stabilisere seg. Etter hvert som prøvene deformeres og går mot brudd øker det plastiske tverrkontraksjonstallet. Både det dynamiske og det plastiske tverrkontraksjonstallet viser stor spredning mellom parallellprøvene og mellom de ulike massetyperne. Dette skyldes at prøvene utvider seg ujevnt i sideretningen (får valker), og at LVDT'ene lett "kommer i klemme" og ikke fungerer. (For prøvene av Abl6t med B 85 er det derfor ikke gitt noe dynamisk tverrkontraksjonstall).

Prøvene med myk asfalt er testet uten LVDT'er, og for disse kan det derfor ikke bestemmes tverrkontraksjon. I figur 20 er E-modulen fremstilt som funksjon av bindemiddeltypene for Ab- og Ap-massene. Figur 21 viser plastisk deformasjon for Abl6t med forskjellige bindemiddeltyper. Deformasjonen prøvene har fått etter det første lasttrinnet er trukket ifra, da dette må sees som en forkomprimering og kondisjonering av prøven. Den plastiske deformasjonen er bestemt ved slutten av hvert trinn. Det er så trukket rette linjer mellom punktene. (Den virkelige plastiske deformasjonsutviklingen er gitt i diagrammene i bilag 3). I nedre del av samme diagram er kurven for integralet av den dynamiske belastningen og antall påførte lastpulser tegnet inn. Denne gir et slags uttrykk for det dynamiske arbeidet som må påføres prøvene for å gi de en viss plastisk deformasjon. Figuren viser at med B 180 trengs et "arbeid" på ca  $3,5 \cdot 10^3$  MPa for å gi prøven en deformasjon på 14 o/oo. Med B 40 trengs et "arbeid" på ca  $17 \cdot 10^3$  MPa for å få den samme deformasjonen. Denne testmetoden gir derfor et godt mål for den dynamiske stabiliteten til prøvene.



Tab. 16. Resultater fra E-modulbestemmelse med trinnbelastning

Massetype	E-modul (MPa)	Tverrkontraksjonstall		Plastisk def. ved slutten av hvert trinn minus def. etter 1. trinn (o/oo)							
		Dynamisk	Plastisk	Trinn 2	Trinn 3	Trinn 4	Trinn 5	Trinn 6	Trinn 7	Trinn 8	
Ab16t B 40	5850	0,30	0,43	1,0	2,7	4,2	6,3	8,5	10,9	14,1	
" B 60	4100	0,34	0,63	1,1	3,1	5,4	8,0	10,8	14,1		
" B 85	3050		0,55	2,0	5,8	10,4	16,0				
" B 180	2000	0,45	0,70	2,6	8,2	14,9					
Ab16a B 85	2900	0,30	1,00	1,0	3,2	6,6	11,9	20,9			
Ab11t B 85	2850	0,33	0,43	1,9	5,5	9,3	13,9	19,6	27,3		
MA (Og)	250										
MA (Alg)	375										
Ap B 85	1750	0,18	0,63	1,5	5,6						
" B 180	1350	0,35	0,85	2,2	9,7						
" B 250	1200	0,25	0,83	2,4	13,1						

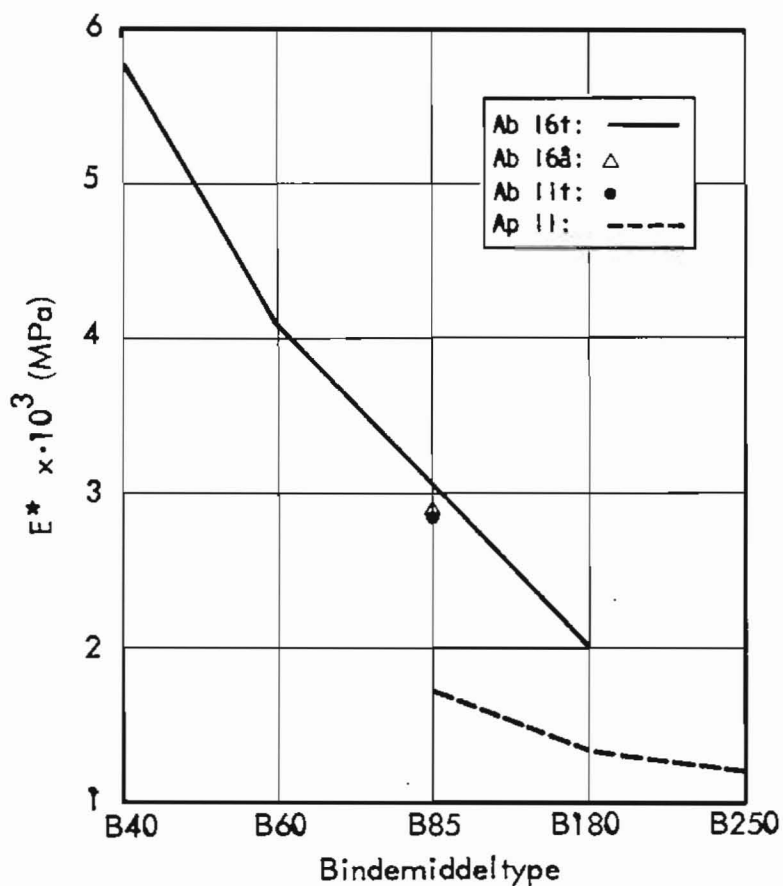


Fig. 20. E-modulen for forskjellige bindemiddelttyper for Ab og Ap

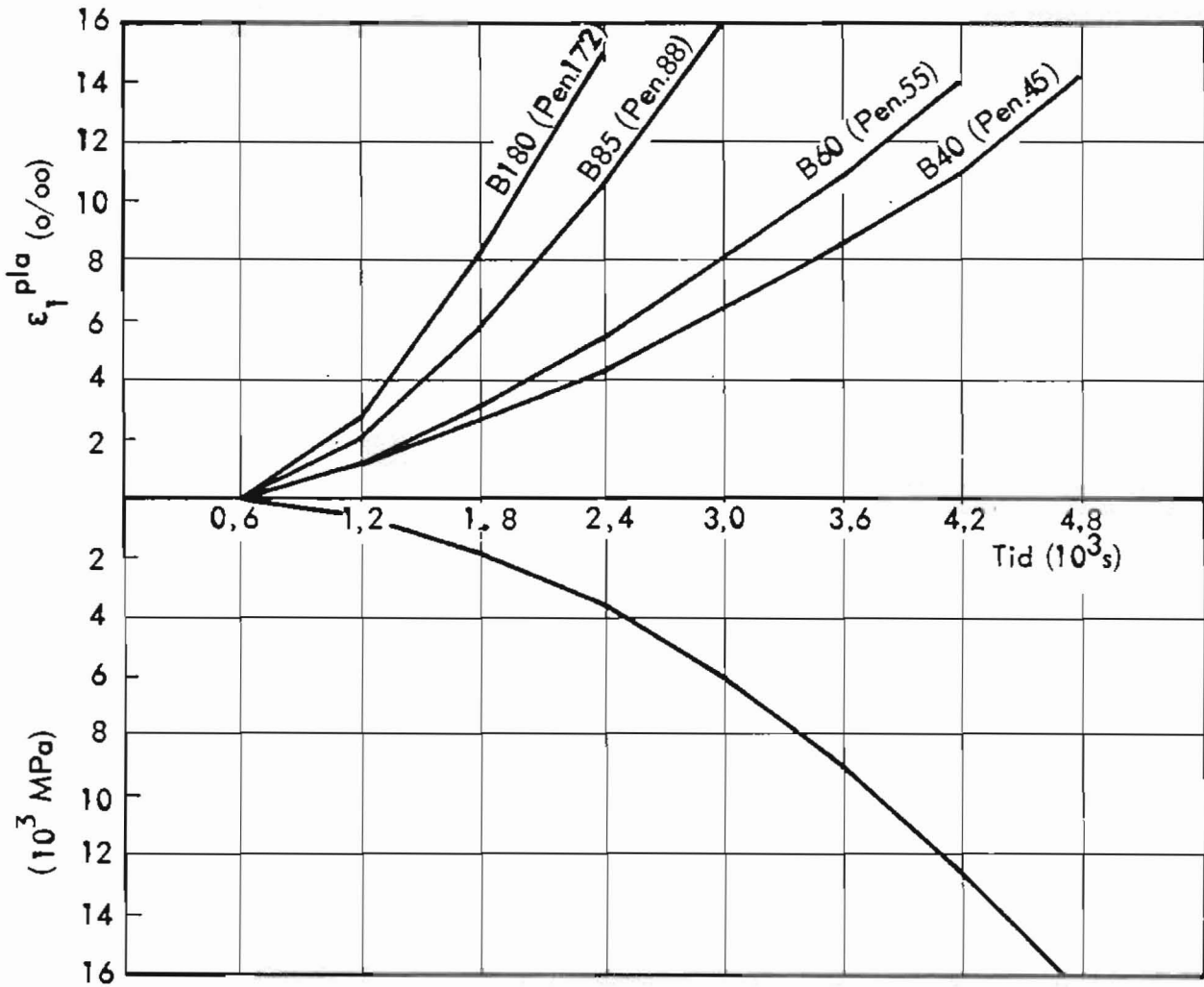


Fig. 21. Utvikling av plastisk deformasjon for Abl6t med forskjellige bindemiddeltypene, og som funksjon av tiden og integralet av produktet av den dynamiske belastningen og antall p4f6rte lastpulser

#### 4.3 MARSHALLUNDERSØKELSE

For alle massetypene er det laget og testet tre parallelle marshallprøver. Beskrivelse av samtlige prøver og resultatene fra testingen er vist i bilag 4. Kompakteringen er utført etter retningslinjene (3) for de forskjellige massetypene. Prøvene av As og MA er testet ved 40 °C, mens de øvrige prøvene er testet ved 60 °C. Gjennomsnittsverdiene for stabilitet og flyt for hver av massetypene er gitt i tabell 17.

Tab. 17. Resultater fra marshallundersøkelsen

Massetype	Bindem.- innh. (%)	Hulrom (%)	Prøvetem- perat. °C	Stabilit. (N)	Flyt (mm)
Ag 5% B 85	5,0	1,8	60°C	11 190	3,3
" 4% B 85	4,0	5,2	"	9 519	2,7
" 3% B 85	3,0	8,9	"	7 883	2,3
" 2% B 85	2,0	12,7	"	5 380	2,3
As 5% B 85	5,0	13,5	40°C	11 662	3,2
" 4% B 85	4,0	15,3	"	10 403	2,5
" 3% B 85	3,0	16,6	"	10 245	2,1
" 2% B 85	2,0	19,3	"	6 165	2,6
Ab16t B 40	5,2	0,9	60°C	9 028	5,4
" B 60	5,2	1,0	"	8 296	5,3
" B 85	5,2	0,9	"	8 001	5,4
" B 180	5,2	0,9	"	7 127	4,0
Ab16a B 85	5,0	1,3	60°C	7 622	3,5
Ab11t B 85	5,4	0,9	"	7 331	4,7
MA (Og)	3,6	9,6	40°C	4 132	3,4
MA (Alg)	4,2	7,6	"	7 095	1,9
Ap11 B 85	3,0	11,0	60°C	5 276	2,6
Ap11 B 180	3,0	10,5	"	5 386	2,2
Ap11 B 250	3,0	11,7	"	4 219	2,5

#### 4.4 SPALTESTREKK - UNDERSØKELSE

##### 4.4.1 Innledning

Spaltestrekk - prøvingen gir et mål for et materiales strekkfasthet og strekktøyning ved brudd. Metoden går ut på å belaste en sylindrisk prøve mellom to diametralt motsatte belastningsflater. Mellom de to stripelastene vil det så bli indusert strekkspenninger. Maksimal belastning samt horisontal og aksial deformasjon ved brudd blir registrert.

##### 4.4.2 Utstyrsbeskrivelse - prosedyrer

Til spaltestrekk-prøving kan man benytte en ombygd Marshall-presse, da belastningshastigheten er identisk med Marshall (2 in/min). En skjematisk fremstilling av utstyret er vist i figur 22.

Før testing er prøvene temperert til 25 °C ved vannlagring.

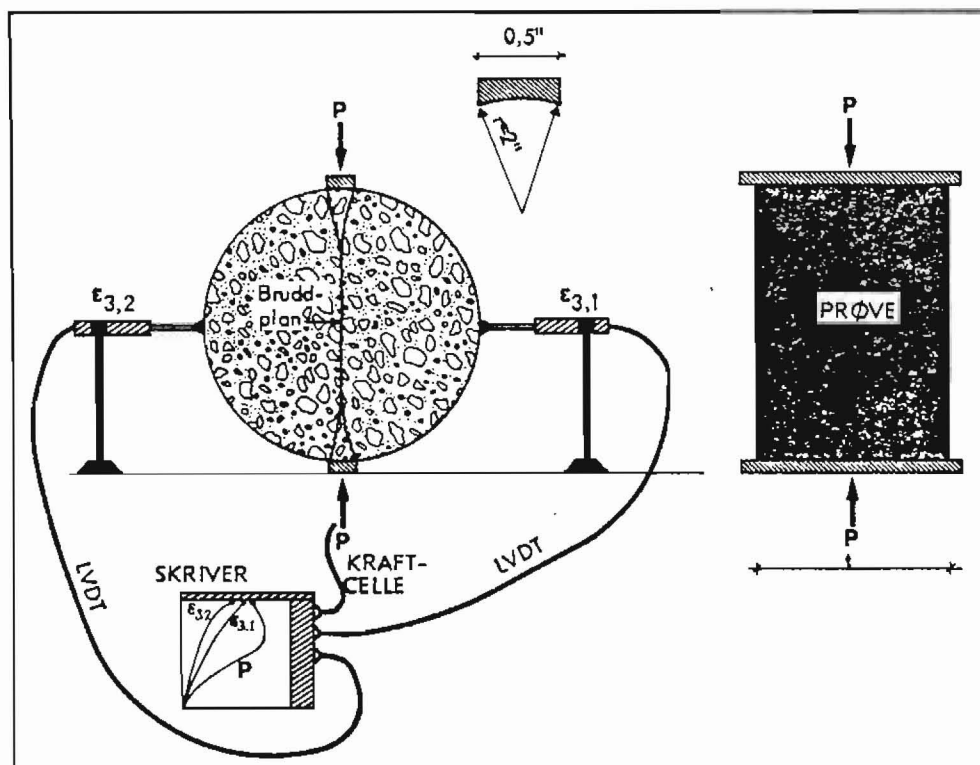


Fig. 22. Skjematisk fremstilling av utstyret benyttet til spaltestrekkundersøkelsen

#### 4.4.3 Prøvetillaging

Ved hjelp av kneading compactor ble det laget en ca 20 cm høy prøve for hver masstype. Denne ble så kappet i tre like store deler og hver del ble testet som en individuell prøve. Det ble dermed testet tre parallelle prøver for hver masstype, og prøvetillagingen på kneading compactor var identisk med prøvene som ble testet i dynamisk rigg.

Beskrivelsen av prøven er gitt i tabell 18. (Romdensiteten er beregnet på hver storprøve før oppkapping)

Tab. 18. Beskrivelse av prøvene brukt i spalttestrekk undersøkelsen

Masstype	Bindemid.- innh. (%)	Romdens.	Hulrom (%)	Bitumenf. hulrom (%)
Ag 5% B 85	5,0	2,480	2,0	85,6
" 4% "	4,0	2,424	5,7	61,9
" 3% "	3,0	2,369	9,3	42,2
" 2% "	2,0	2,321	12,4	26,6
As 5% B 85	5,0	2,203	15,1	40,6
" 4% "	4,0	2,220	15,9	34,3
" 3% "	3,0	2,218	17,3	26,4
" 2% "	2,0	2,118	19,6	17,3
Ab16t B 40	5,2	2,503	0,8	94,0
" B 60	5,2	2,494	1,1	91,9
" B 85	5,2	2,500	0,9	93,3
" B 180	5,2	2,502	0,8	94,4
Ab16a B 85	5,0	2,462	2,7	81,4
Ab11t B 85	5,4	2,489	1,0	92,8
MA (0g)	3,6	2,258	12,7	38,0
MA (A1g)	4,2	2,278	11,1	45,3
Ap11 B 85	3,0	2,502	12,5	34,4
Ap11 B 180	3,0	2,488	13,0	33,3
Ap11 B 250	3,0	2,473	13,5	32,4

#### 4.4.4 Resultater

Prøvenes strekkfasthet beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:

$$S_t = \frac{2 \cdot P_{\text{Max}}}{\pi \cdot t \cdot D}$$

hvor  $P_{\text{max}}$  = maksimal kraft ved brudd

$t$  = prøvens høyde

$D$  = Prøvens diameter (101,6 mm)

Resultatene for de forskjellige massetyperne er gitt i tabell 19.

I bilag 5 er testresultatene for de forskjellige prøvene listet opp.

Tab. 19. Resultater fra spaltestrekk undersøkelsen

Massetype	Strekkfasthet (kPa)	Akstell def. ved brudd (mm)	Sum sidedef. ved brudd (mm)
Ag 5% B 85	575	2,8	0,62
" 4% "	566	2,7	0,52
" 3% "	484	2,6	0,56
" 2% "	264	2,1	0,49
As 5% B 85	251	4,1	1,06
" 4% "	253	3,4	0,87
" 3% "	229	2,9	0,72
" 2% "	130	2,5	0,58
Ab16t B 40	935	3,6	0,65
" B 60	662	3,3	0,59
" B 85	520	3,8	0,75
" B 180	304	4,2	0,92
Ab16a B 85	467	3,2	0,55
Ab11t B 85	456	4,5	1,01
MA (0g)	35	1,5	0,61
MA(A1g)	99	2,1	0,63
Ap11 B 85	278	2,1	0,38
Ap11 B 180	209	2,0	0,37
Ap11 B 250	175	1,9	0,40

#### 4.5 \_ \_ \_CLEGG-UNDERSØKELSE AV Ag OG As MED LAVT BINDEMIDDELINNHOOLD

##### 4.5.1 Beskrivelse av testemetode og utstyr

Clegg-undersøkelsen går prinsipielt ut på å måle retardasjonen til et fall-lodd som slippes ned på prøven fra en bestemt høyde. Retardasjonen registreres i enheter på 10 G (G = tyngdeaksellerasjonen). Denne målestørrelsen blir kalt "Impact Value" som oversatt til norsk betyr støt-verdi.

Ved rapportering har man valgt å bruke verdien fra det fjerde slaget ( $I_4$ ). For å eliminere tilfeldige avvik er støt-verdien tatt ut fra kurve opptegnet på grunnlag av de 10 første slagene.

##### 4.5.2 Prøvetillaging og testeprosedyrer

Clegg-utstyret er tilpasset testing på CBR-prøver med diameter på 6". Prøvene ble derfor kompaktert i former på 6" vha. kneading compactor. Høyden på prøvene var 10-11 cm. beskrivelse av prøvene er vist i tabell 20.

Tab. 20. Beskrivelse av prøver brukt i Clegg-undersøkelsen

Materiale	Prøve nr	Romvekt	Hulrom (%)	Gj.snitt hulrom	Bit. fylt hulrom (%)	Gj.snitt bit.fylt hulr.
Ag 2% B 85	1	2,316	12,7	12,1	25,9	27,1
	2	2,321	12,5		26,3	
	3	2,360	11,0		29,2	
Ag 3% B 85	1	2,370	9,2	8,5	42,5	44,9
	2	2,442	7,2		49,1	
	3	2,375	9,0		43,1	
As 2% B 85	1	2,169	19,8	20,0	17,4	17,2
	2	2,168	19,9		17,3	
	3	2,159	20,2		17,0	
As 3% B 85	1	2,154	19,0	19,3	24,6	24,3
	2	2,143	19,4		24,1	
	3	2,145	19,4		24,1	

Prøvene ble testet i kompakteringsforma etter temperering i vannbad til 40 °C.

#### 4.5.3 Resultater

Resultatene fra Clegg-undersøkelsen er vist i tabell 21. For Ag med 3% bindemiddel var skalaen på voltmeteret som registrerer retardsjonen for liten. Støt-verdien er her følgelig større enn 100.

Tab. 21. Resultater fra Clegg-undersøkelsen på Ag og As med lite bindemiddelinhold

Materiale	Støt-verdi (I <sub>4</sub> )
Ag 2% B 85	92
Ag 3% B 85	>100
As 2% B 85	66
As 3% B 85	84



#### 4.6 \_ \_ \_ CBR-UNDERSØKELSE AV Ag OG As MED LAVT BINDEMIDDELINNHOLD

De prøvene som er CBR-undersøkt er identiske med de som ble testet med Clegghammeren. Etter testing med Cleggutstyret var det helt ubetydelige deformasjoner i prøveoverflata. Det ble derfor besluttet å kjøre CBR på de samme prøvene, men på motsatt side. Prøvene er beskrevet i kapittel 4.5.2. Prøvene ble testet etter temperering i vannbad til 40 °C. For å hindre avkjøling av prøveoverflata ble sylindren fylt med vann. Vekten av belastningsringene var lik minimumsbelastningen på 4536 g, siden dette gjaldt bærelagsmaterialer. Også belastningsringene ble temperert før forsøket startet.

Resultatene fra CBR-undersøkelsen på de forskjellige massetypene er vist i tabell 22.

Tab. 22. CBR-verdi for Ag og As med lavt bindemiddelinhold

Materiale	CBR-verdi (%)
Ag 2% B 85	74
Ag 3% B 85	78
As 2% B 85	46
As 3% B 85	43

## 5.           UNDERSØKELSE AV MEKANISK STABILISERTE MATERIALER

### 5.1    \_  \_  \_MATERIALER

Av mekanisk stabiliserte materialer er det undersøkt tre forskjellige typer, en bærelagsgrus og to typer forsterkningslagssand. Bærelagsgrusen som er undersøkt tilsvarer materialet i Ag (jfr. kap. 4.1). Denne tilfredsstiller retningslinjenes (7) krav til kornfordelingskurve og materialsammensetning for bærelagsgrus.

Det ene forsterkningslagsmaterialet tilsvarer tilslagsmaterialet til As. Det andre forsterkningslagsmaterialet er av samme materiale som As, men har en litt annen kornfordelingskurve og graderingstall. Kornfordelingskurvene til materialene er vist i bilag 1.

#### Bærelag, Ag-kurve

Materialsammensetning: Se kap. 4.1.

Optimalt vanninnhold:  $w_{opt} = 6,9\%$  (st. proctor).

Maksimal tørrdensitet (ved st. proctor):  $\rho_d = 2,26 \text{ g/cm}^3$ .

#### Forsterkningslag, As-kurve

Materialtype: Se kap. 4.1.

Graderingstall:  $C_u = 7,5$ .

Optimalt vanninnhold:  $w_{opt} = 10,0\%$  (st. proctor).

Maksimal tørrdensitet (ved st. proctor):  $\rho_d = 1,98 \text{ g/cm}^3$

#### Forsterkningslag, godt gradert

Materialtype: Samme som As.

Graderingstall:  $C_u = 10,0$ .

Optimalt vanninnhold:  $w_{opt} = 8,0\%$  (st. proctor).

Maksimal tørrdensitet (ved st. proctor):  $\rho_d = 2,04 \text{ g/cm}^3$ .

Kornfordelingskurven til bærelagsmaterialet ligger langs øvre grensekurve i kravet til gradering for velgraderte materialer. Kravet til sand og grus som forsterkningslag er at graderingstallet  $C_u \geq 10$ . Som nedre forsterkningslag kan tillates materiale med  $C_u \geq 5$ . Dette medfører at forsterkningslaget med As-kurve bare kan benyttes som nedre forsterkningslag.

## 5.2 \_ \_ \_ DYNAMISK UNDERSØKELSE FOR BESTEMMELSE AV E-MODUL

### 5.2.1 Prøver

#### 5.2.1.1 Prøvetillaging

En detaljert beskrivelse av metode og prosedyrer ved tillaging av prøver er gitt i (6). Prøvene kompakteres ved vibrering etter en bestemt prosedyre på et vibrasjonsbord. Kompakteringskravet er 103% st. proctor for bærelag og 100% st. proctor for forsterkningslag. Å oppnå riktig tørr-romvekt i henhold til kompakteringskravet ble et stort problem under prøvetillagingen. Spredningen i tørr-romvekt var stor for de forskjellige prøvene. For flere av undersøkelsene måtte det derfor lages mere enn to parallellprøver. Grunnen til den store spredningen i tørr-romvekt er at vibreringen på vibrasjonsbordet ikke er pålitelig og at den oppsatte prosedyren ikke gir riktig romvekt når den overføres til nye massetyper. Små justeringer av vanninnholdet underveis var derfor nødvendig for å få den tilsiktede tørr-romvekten.

#### 5.2.1.2 Merking av prøver \_ \_ Prøvedata

De tre massetyperne ble testet både statisk og ved to forskjellige side-trykk dynamisk. Tabell 23 viser merkingen av de forskjellige prøvene.

Tab. 23. Merking av mekanisk stabiliserte prøver

Massetype	Merking av prøve	Type undersøkelse	Sidetrykk (kPa)
Bærelag Ag-kurve	Ag A Ag B	Statisk bruddforsøk	20,40 og 80 kPa
	Ag 40 a Ag 40 b	Dynamisk testing	40 kPa
	Ag 80 a Ag 80 b	Dynamisk testing	80 kPa
Forst.lag As-kurve Grad. tall: Cu=7,5	As A As B As C	Statisk Bruddforsøk	20,40 og 80 kPa
	As 40 a As 40 b	Dynamisk testing	40 kPa
	As 80 a As 80 b	Dynamisk testing	80 kPa
Forst.lag Grad.tall: Cu=10,0	F1 A F1 B F1 C	Statisk bruddforsøk	20,40 og 80 kPa
	F1 40 a F1 40 b F1 40 c	Dynamisk testing	40 kPa
	F1 80 a F1 80 b	Dynamisk testing	80 kPa

Tabell 24 gir tørr-romvekten for de forskjellige prøvene.

Tab. 24. Tørr-romdensitet for de forskjellige grusprøvene

Prøve nr	Tørr-romdens.g/cm <sup>3</sup>	Tilslk. tørr-romdens.
Ag A	2,36	2,32 (103% st.pr.)
Ag B	2,34	
Ag 40 a	2,33	
Ag 40 b	2,33	
Ag 80 a	2,32	
Ag 80 b	2,29	
As A	2,02	1,98 (100% st.pr.)
As B	1,86	
As C	1,89	
As 40 a	1,96	
As 40 b	1,99	
As 80 a	1,95	
As 80 b	1,97	
F1 A	1,92	2,04 (100% st.pr.)
F1 B	2,08	
F1 C	1,99	
F1 40 a	1,97	
F1 40 b	2,06	
F1 40 c	2,07	
F1 80 a	2,02	
F1 80 b	2,05	

### 5.2.2 \_ \_Utstyr for dynamisk testing av grus og sand

Det dynamiske forsøksutstyret for undersøkelse av grus og sand, er det samme som ved testing av asfaltprøver. (Se kap. 4.2.2). Den eneste forskjellen er at treakstakammeret må forandres en del.

Rørviklingene inne i kammeret blir tatt vekk, da temperering av prøvene ikke er nødvendig. I tillegg påmonteres kammeret slange for tilkobling av trykkluft for testing med konstant sidetrykk. Prøvene blir påmontert to lag med grumthud og slange for drenering evt. oppfukting. Fig. 23 viser treakstakammeret med en grusprøve ferdig innmontert.

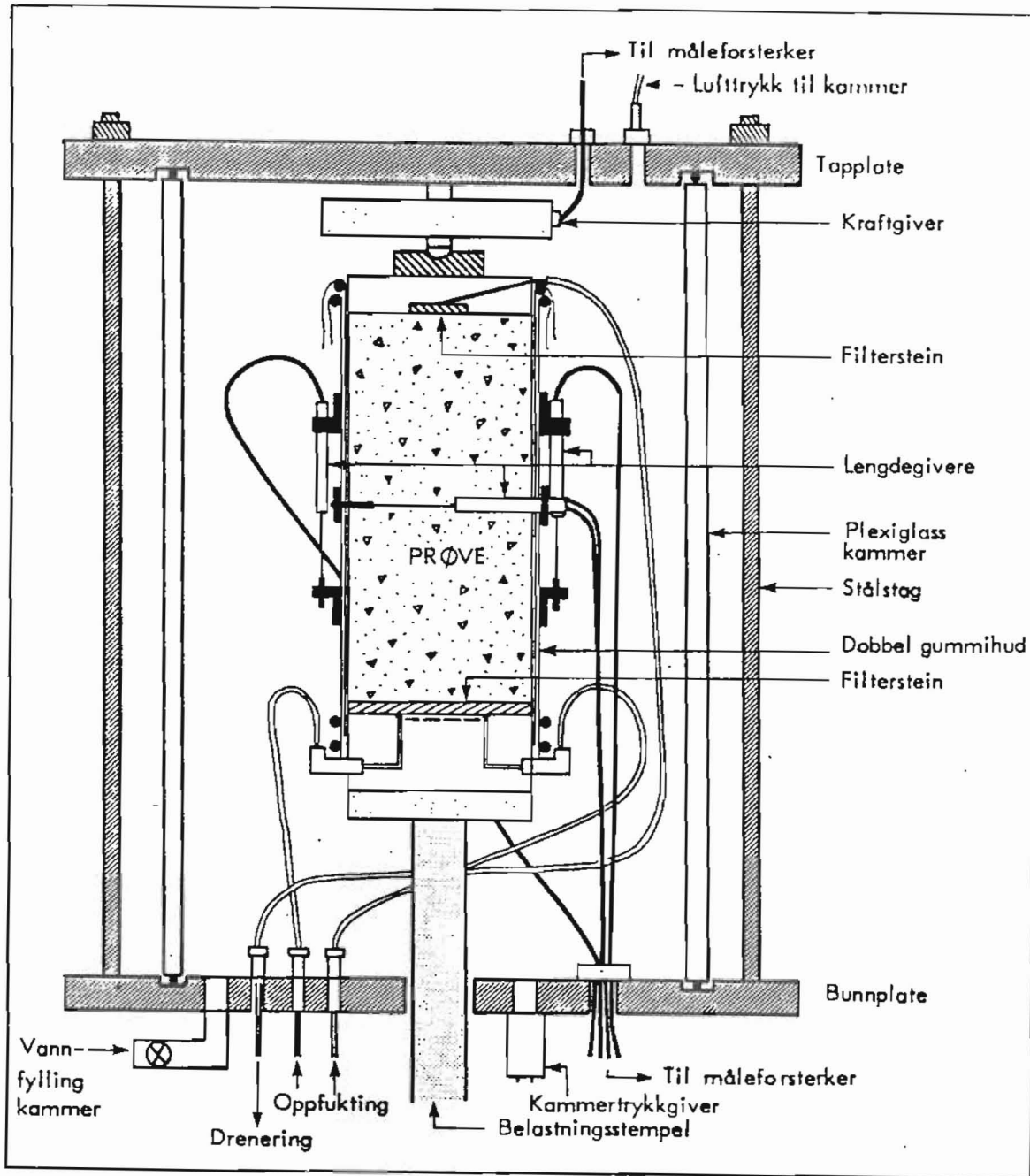


Fig. 23. Treaxialkammeret med grusprøve ferdig innmontert

### 5.2.3 Forsøksprosedyrer

I figur. 24 er forsøksprosedyren for testingen av grusprøvene forsøkt illustrert vha. et spenningsdiagram.

### Statisk bruddforsøk:

Før den dynamiske testingen, ble det på hvert materiale kjørt statiske bruddforsøk for å bestemme bruddlinjen. Bruddspenningen ble bestemt ved sidetrykk på 20,40 og 80 kPa.

### Dynamisk treaksjalforsøk:

Det er gjennomført dynamisk testing med konstant sidetrykk på 40 og 80 kPa. Tidligere forsøk har vist at E-modulen påvirkes lite av om prøvene kjøres med dynamisk sidetrykk eller ikke. Det ble derfor bestemt å bare bruke konstant sidetrykk.

Deviatorspenningen påføres trinnvis som ved testing på asfalt. (I figur. 24 er dette illustrert ved at punktene for den dynamiske trinnbelastningen ved testing av asfalt er tegnet inn ved null sidetrykk). Med sidetrykk på 40 kPa er de dynamiske belastningstrinnene på 100-200-300-400-500 osv. kPa. (Dette er det samme som for asfalt, unntatt det første trinnet på 50 kPa som er utelatt). Belastningstrinnene ved sidetrykk på 40 kPa er de samme for alle massetyperne. Ved sidetrykk på 80 kPa er belastningstrinnene justert i forhold til bruddlinjen for materialet. Spenningen på trinnene er økt proporsjonalt med økningen i materialets statiske bruddverdi. Prøvene for de to ulike sidetrykkene vil da teoretisk gå til brudd på det samme lasttrinnet. Massene er testet med en frekvens på 10 Hz, og det er kjørt 3000 pulser på hvert trinn.

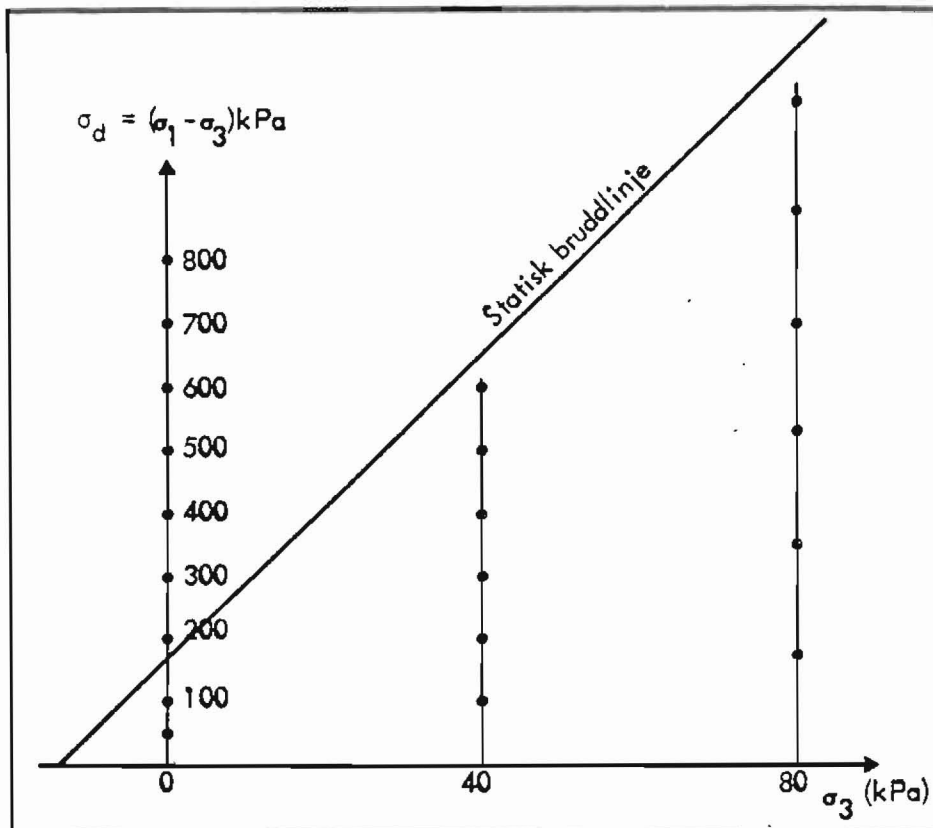


Fig. 24. Illustrasjon av testprosedyren for grus

#### 5.2.4 Forsøksresultater

##### Statiske bruddforsøk

Bruddlinjene for de undersøkte massene er tegnet i hovedspenningsdiagram i figur 25. Disse er tegnet opp på grunnlag av bruddlinjene for de enkelte statiske prøvene, og korrigert for avvikende romvekt.

##### Dynamisk undersøkelse:

Resultatene fra den dynamiske undersøkelsen av de mekanisk stabiliserte massene er vist med diagram i bilag 6. Her er registreringene fra testingen og de beregnede E-modulene for hver prøve tegnet ut.

I denne rapporten er det valgt å bruke betegnelsen E-modul også på grus og sand, da dette er mest benyttet i dagligtale. Den korrekte betegnelsen er imidlertid resilientmodul ( $M_r$ ).



Registreringene av de radielle tøyningene og beregning av tverrkontraksjonstall er ikke tatt med ved uttegning av diagrammene. Målingene av de radielle tøyningene er ofte problematisk og med eksisterende opplegg er de kanskje lite representative for forholdene i felten.

Som diagrammene i bilag 6 viser er E-modulen for grus og sandmaterialer svært spenningsavhengig. E-modulen øker for økende deviatorspenning og sidetrykk. I tillegg er E-modulen avhengig av kompakteringen av prøvene (dvs. romdensiteten). Prøvene F1 40 a, b og c illustrerer godt dette forholdet. Prøve F1 40 a hadde for lav romvekt, men den ble testet likevel.

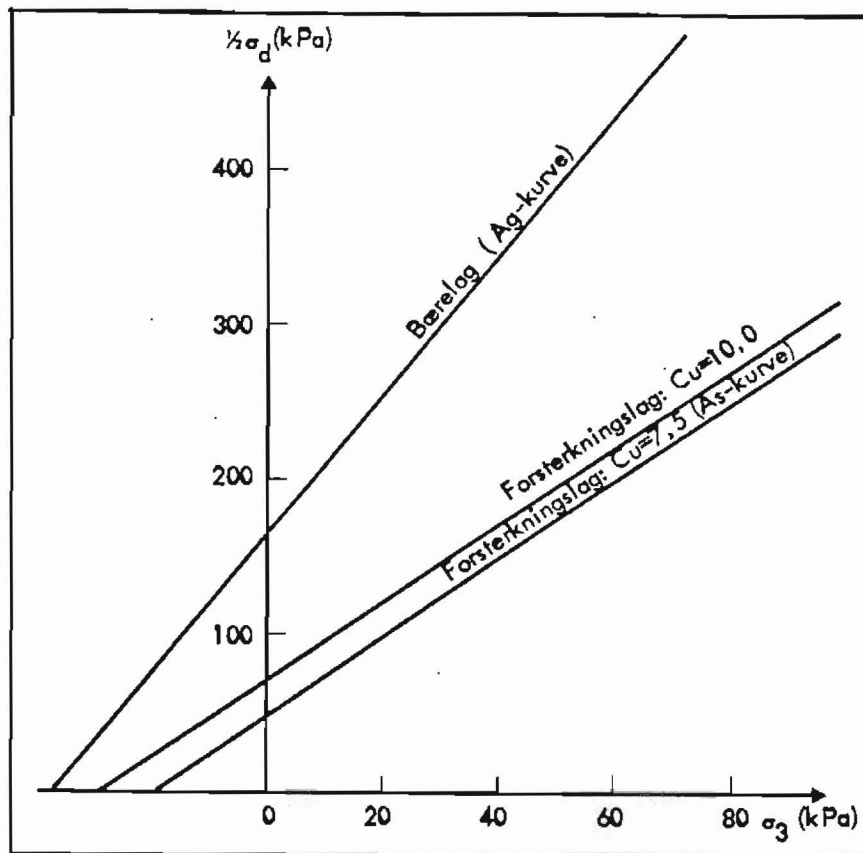


Fig. 25. Diagram over statiske bruddverdier for de undersøkte massene

E-modulen er over 20% lavere for denne prøven enn for parallellprøvene og den plastiske deformasjonen er ca 3 ganger større for deviatorspenning på 100 kPa.

I figurene 26 og 27 er E-modulen fremstilt som funksjon av deviatorspenning for de to sidetrykkene prøvene er blitt testet. Figur 28 viser E-modulen som funksjon av sidetrykket når deviatorspenningen er 200 kPa.

For de undersøkte materialene er det funnet følgende sammenhenger for  $E = f(\theta)$ :

Bærelag (Ag-kurve)	:	$E = 5,5 \cdot \theta^{0,74}$
Forsterkningslag, $C_u = 10,0$	:	$E = 9,0 \cdot \theta^{0,61}$
Forsterkningslag, $C_u = 7,5$ (As)	:	$E = 26,2 \cdot \theta^{0,40}$

(Benevninger: E - MPa og  $\theta = \sigma_d + \sigma_3$  - kPa)

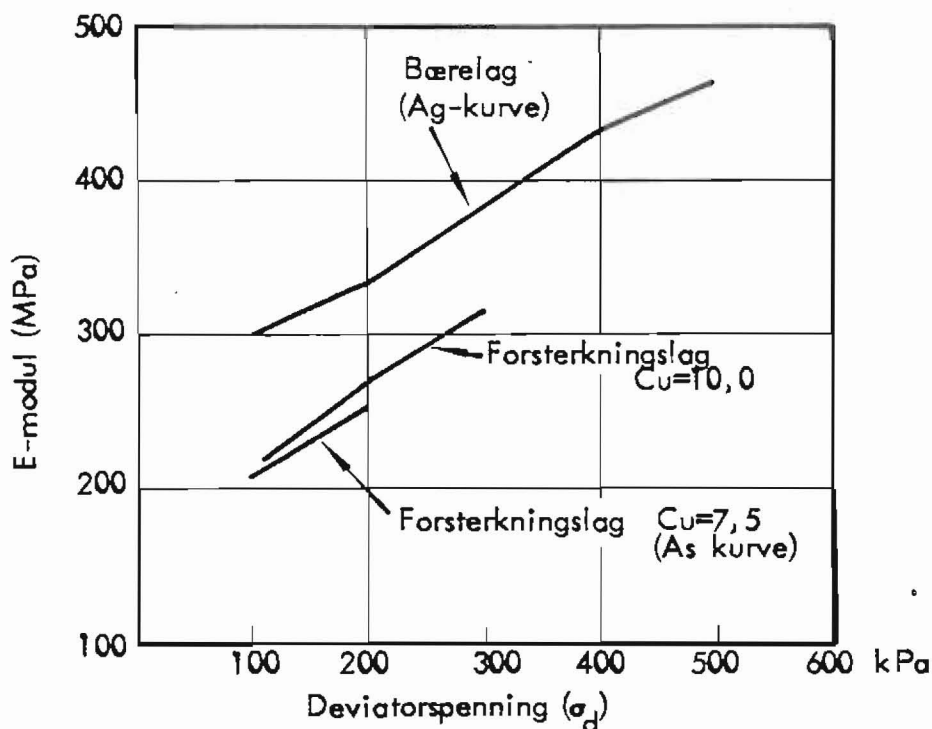


Fig. 26. E-modul som funksjon av den dynamiske deviatorspenningen ved testing med konstant sidetrykk på 40 kPa

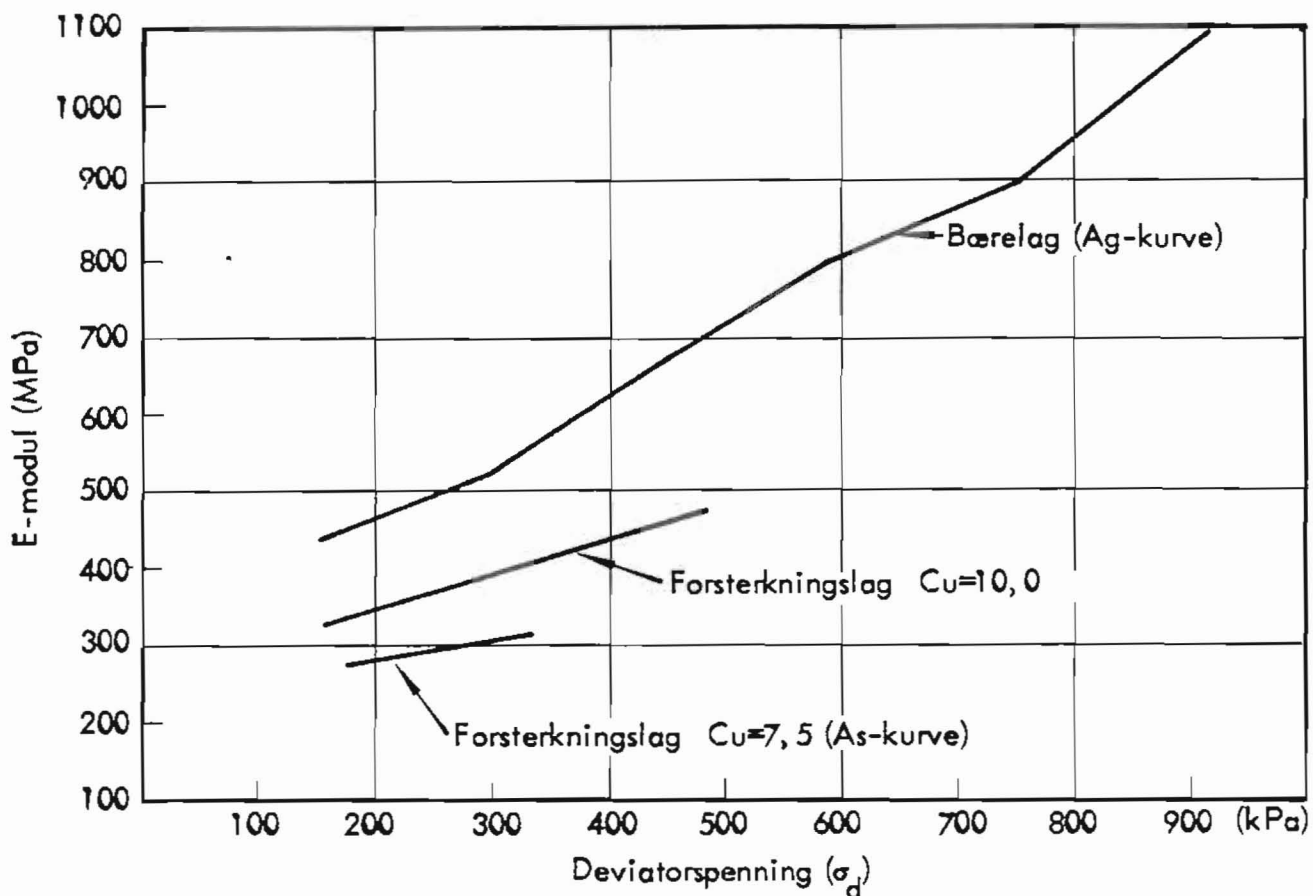


Fig. 27. E-modul som funksjon av den dynamiske deviatorspenningen ved testing med konstant sidetrykk på 80 kPa

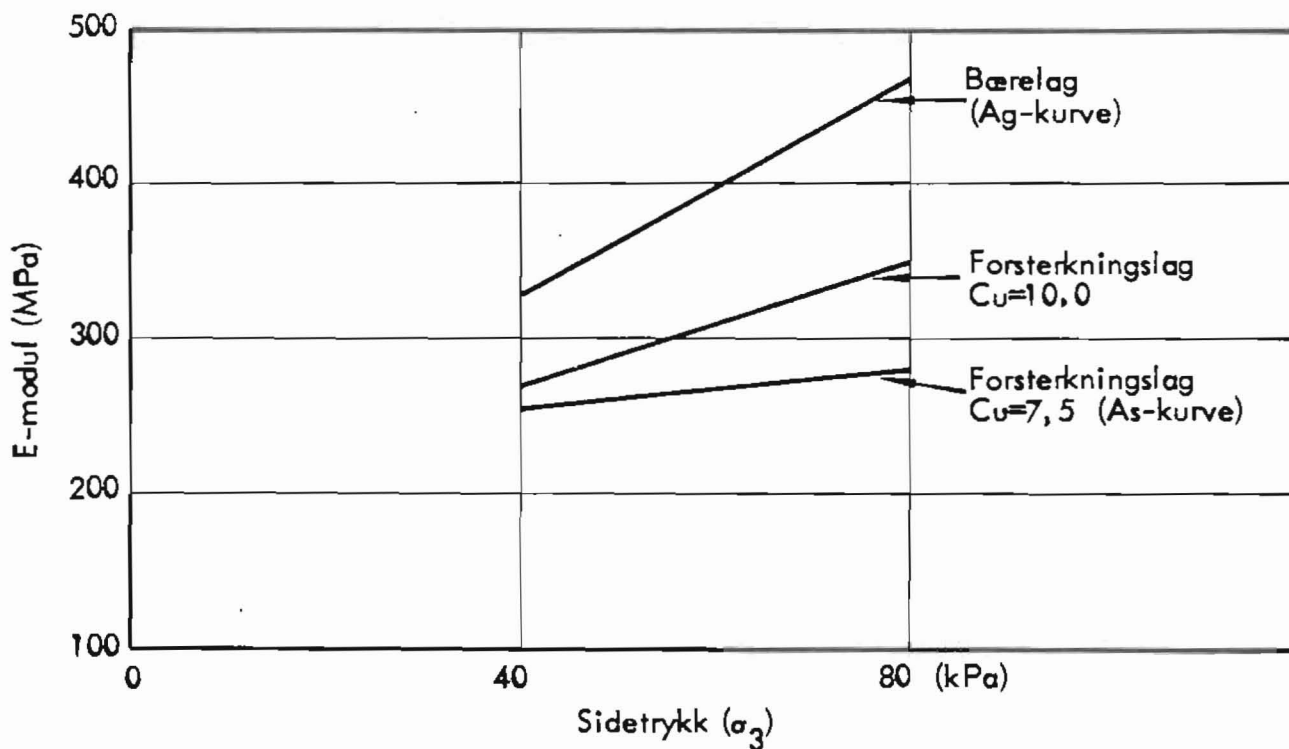


Fig. 28. E-modul som funksjon av sidetrykket for dynamisk deviatorspenning på 200 kPa

Den plastiske deformasjonen til de forskjellige massene er vist i figurene 29 og 30. I figur 29 er den plastiske deformasjonen ved slutten av hvert belastningstrinn plottet og det er trukket rette linjer mellom punktene. (Den plastiske deformasjonsutviklingen for hver prøve er vist i bilag 6). Figuren 30 viser plastisk deformasjon som funksjon av integralet av den dynamiske belastningen og antall påførte lastpulser.

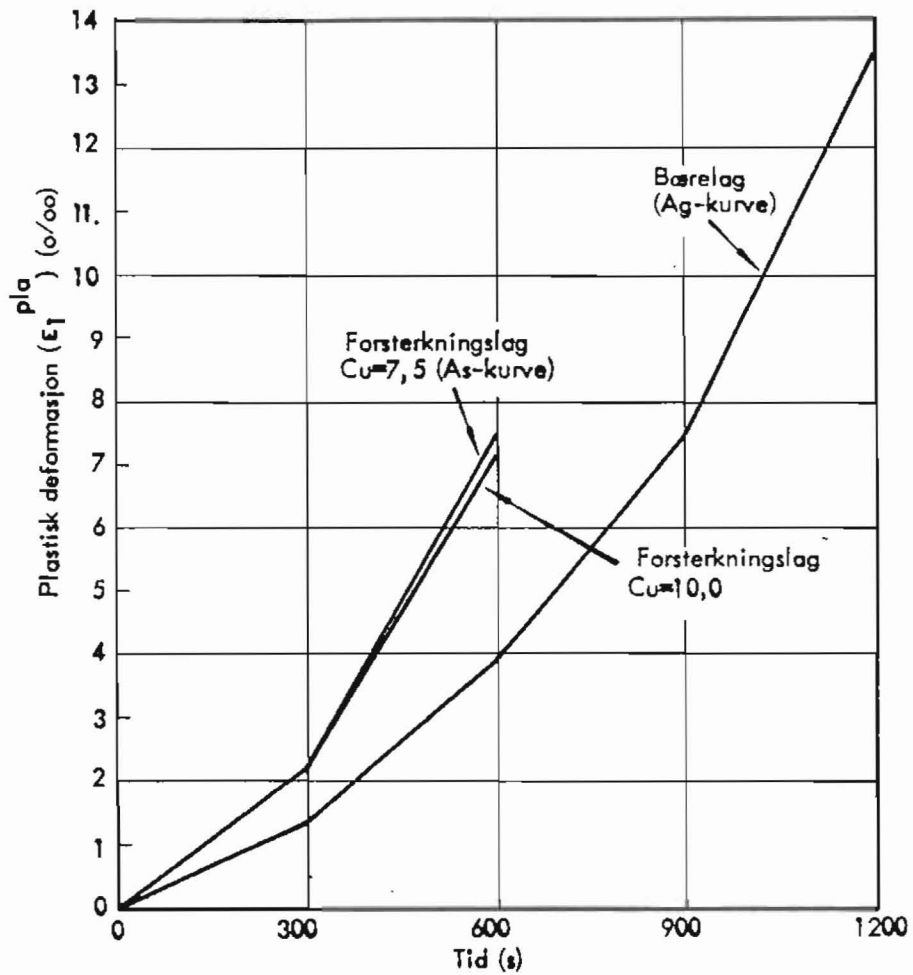


Fig. 29. Utvikling av plastisk deformasjon for de undersøkte grus og sandmaterialene

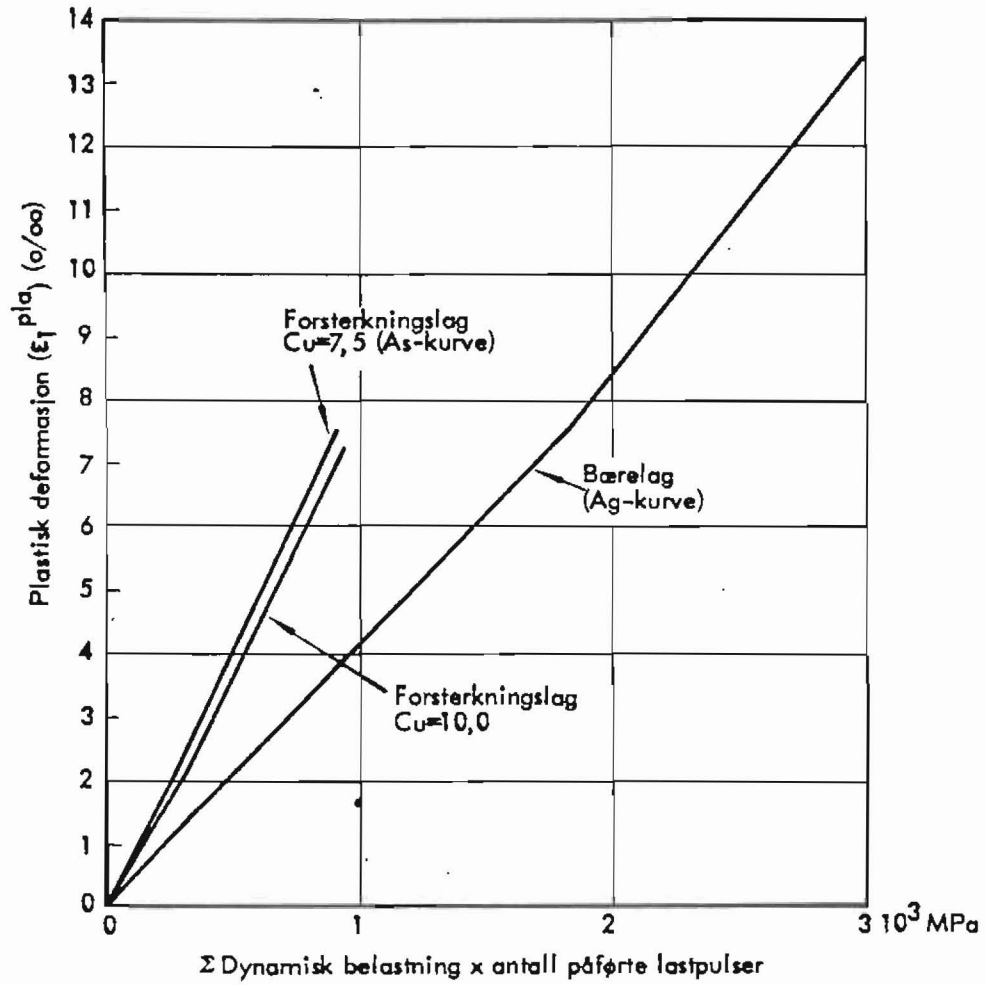


Fig. 30. Plastisk deformasjon fremstilt som funksjon av påført "dynamisk arbeid"

### 5.3 CBR-UNDERSØKELSE PÅ MEKANISK STABILISERTE MATERIALER

Det er foretatt CBR-undersøkelser på alle de tre materialtypene som det ble gjort E-modulmålinger på. CBR-verdien for materialene er bestemt både ved testing etter fire døgns vannlagring (som er den ordinære framgangsmåten) og ved testing umiddelbart etter innstamping. I likhet med ved CBR-undersøkelsen av Ag og As med lavt bindemiddelinhold var vekten av belastningsringene lik minimumsbelastningen på 4536 g.

I tabell 25 er det gitt en oversikt over de data en har fått fra CBR-undersøkelsen. Resultatene fra to av bærelagsprøvene er utelatt i den videre behandlingen, da disse prøvene var tilsatt feil mengde vann ved innstampingen.

Et materiales CBR-verdi er relatert til kompakteringskravet for vedkommende materiale. Disse kravene er 103% st. proctor for bærelag og 100% st. proctor for forsterkningslag.

Tab. 25. Oversikt over CBR-verdi og opplysninger om de enkelte CBR-prøvene

Massestype	Test-betingelser	Tørr-densitet $\rho_d$ (kg/dm <sup>3</sup> )	Krav til tørr-dens.	Hullrom i st.matr. $H_{st}$ (%)	M-in.-grad $S_r$ (%)	CBR-verdi (%)	Merknader
Bærelag (Ag)	Opt.	2,278	2,32	16,9	71,4	89,7	
"	"	2,305	"	15,9	61,9	144,1	Tils. for lite vann
"	"	2,318	"	15,4	79,4	926,9	Result. utelatt
"	"	2,326	"	15,1	78,8	146,0	
"	"Soaked"	2,276	"	16,9	91,0	81,8	
"	"	2,318	"	15,4	89,0	104,4	
"	"	2,329	"	15,0	100,0	67,1	Tils. for mye vann
"	"	2,338	"	14,7	92,3	113,2	Result. utelatt
Forst.l. Cu=10,0	Opt.	1,972	2,04	29,8	44,2	25,0	
"	"	2,030	"	27,8	46,8	38,7	
"	"	2,060	"	26,7	49,9	39,2	
"	"	2,120	"	24,6	61,9	78,9	
"	"Soaked"	1,951	"	30,6	82,1	14,2	
"	"	2,020	"	28,1	78,0	29,4	
"	"	2,027	"	27,9	75,6	33,3	
"	"	2,082	"	25,9	80,7	48,0	
Forst.l. (As)Cu=7,5	Opt.	1,929	1,98	31,4	54,2	24,5	
"	"	1,976	"	29,7	57,1	39,7	
"	"	1,997	"	28,9	58,1	50,7	
"	"	2,004	"	28,7	60,9	49,0	
"	"Soaked"	1,851	"	34,1	79,9	9,6	
"	"	1,972	"	29,8	77,2	33,8	
"	"	1,976	"	29,7	76,0	37,7	
"	"	2,061	"	28,8	76,2	44,6	

I figurene 31 til 36 er materialenes CBR-verdi beregnet ved at de enkelte prøvenes CBR-verdi er plottet som funksjon av tørr-romvekta. De endelige CBR-verdiene tas så ut ifra regresjonslinjen.

I tabell 26 er CBR-verdien for de tre materialene testet med optimalt vanninnhold og etter vannlagring listet opp.

Tab. 26. CBR-verdier for de undersøkte materialene

Massetype	Krav til kompaktering (Tørr-romvekt)	CBR-opt. (%)	CBR-"soaked" (%)
Bærelag (Ag-masse)	2,32	135	105
Forst.lag Cu=10,0	2,04	44	36
Forst.lag Cu=7,5(As)	1,98	42	38

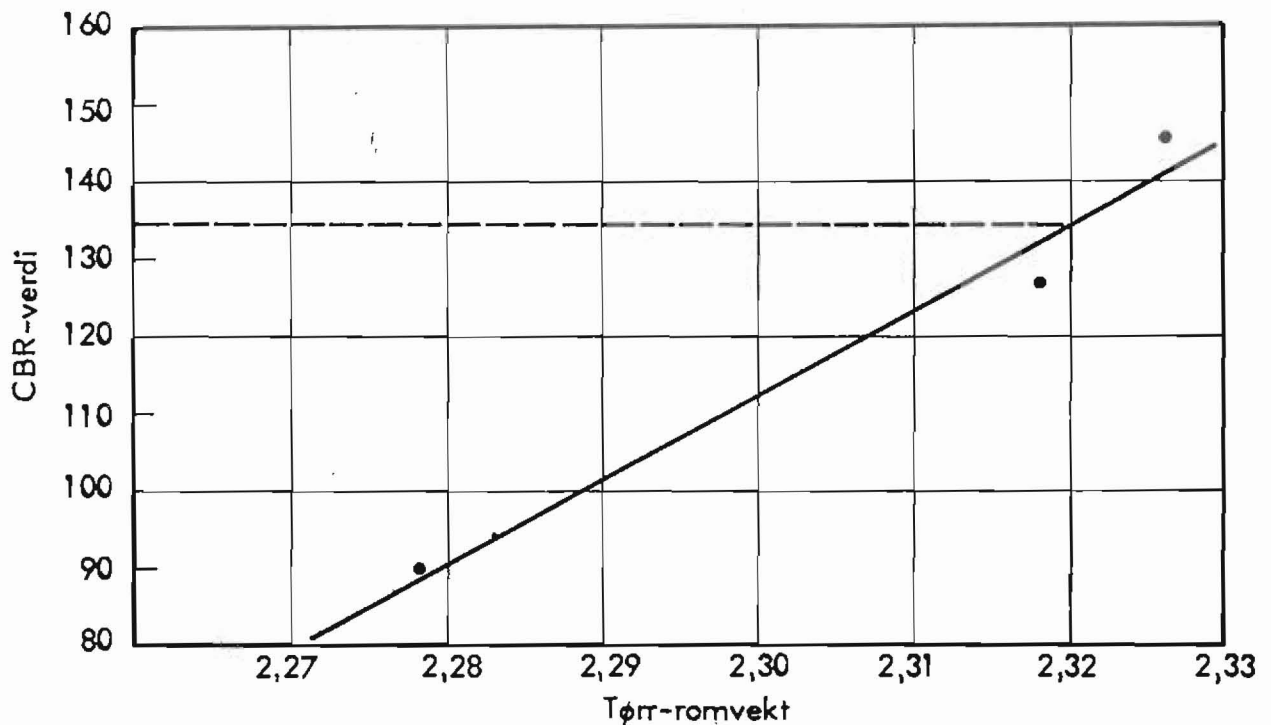


Fig. 31. CBR-verdien som funksjon av tørr-romvekt for bærelagsgrusen (Ag-kurve) ved testing umiddelbart etter innstamping

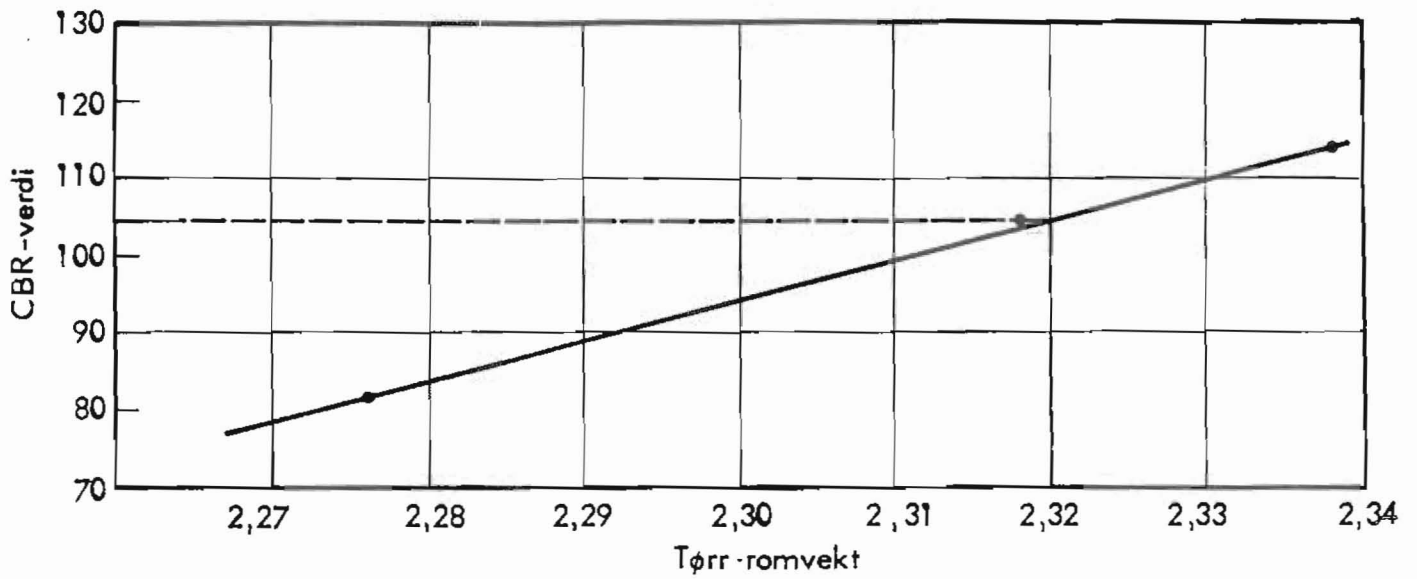


Fig. 32. CBR-verdien som funksjon av tørr-romvekt for bærelagsgrusen (Ag-kurve) ved testing etter vannlagring

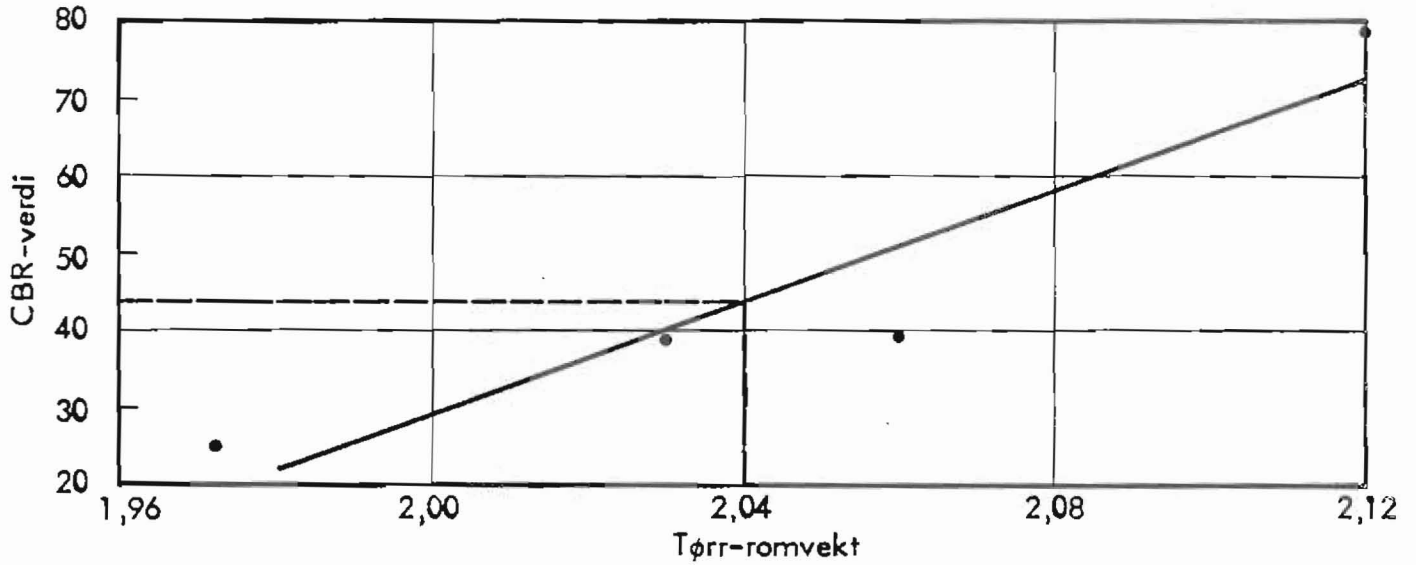


Fig. 33. CBR-verdien som funksjon av tørr-romvekt for forsterkningslags-sand med graderingstall  $C_u = 10,0$  ved testing umiddelbart etter innstamping



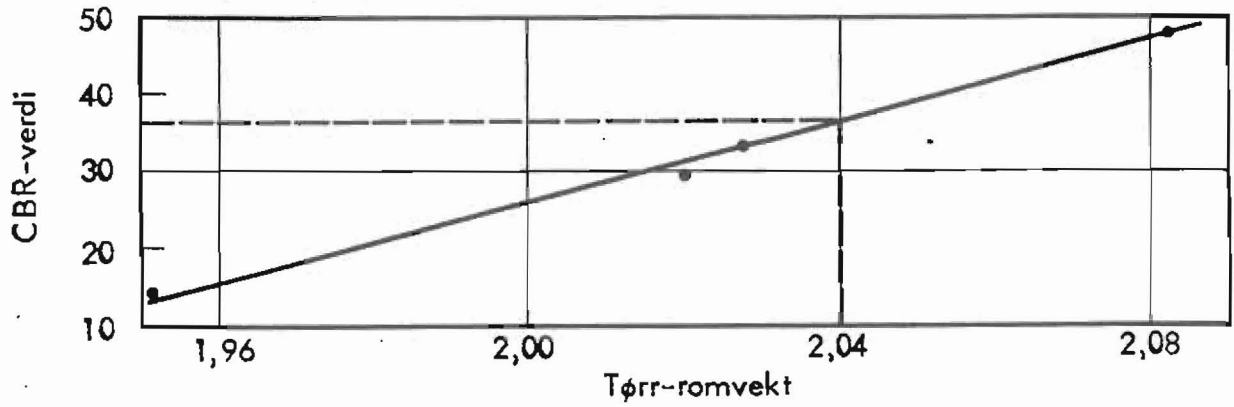


Fig. 34. CBR-verdien som funksjon av tørr-romvekt for forsterkningslagssand med graderingstall  $C_u = 10,0$  ved testing etter vannlagring

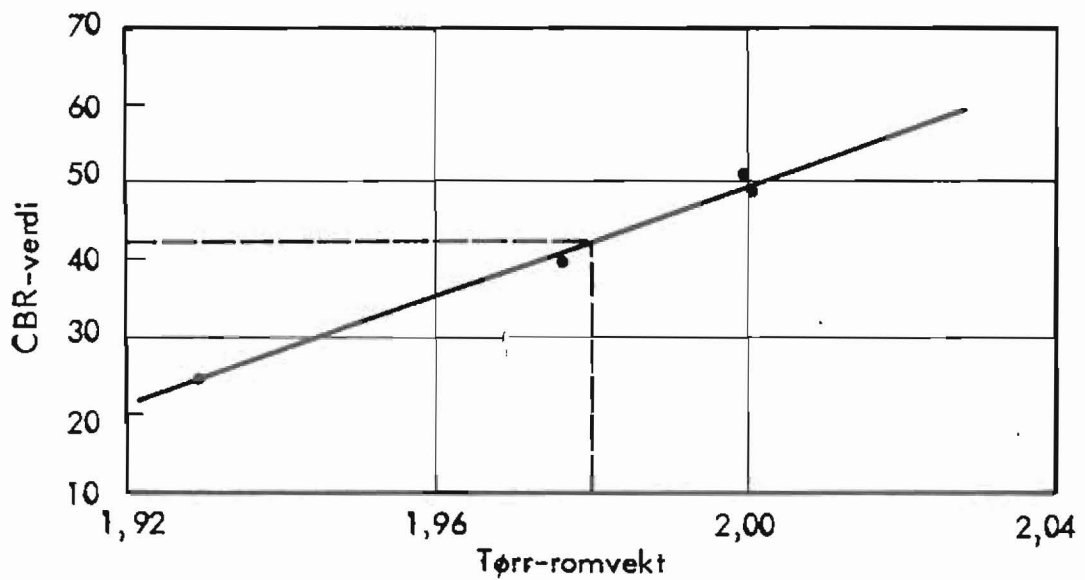


Fig. 35. CBR-verdien som funksjon av tørr-romvekt for forsterkningslagssand med graderingstall  $C_u = 7,5$  (As-kurve) ved testing umiddelbart etter innstamping

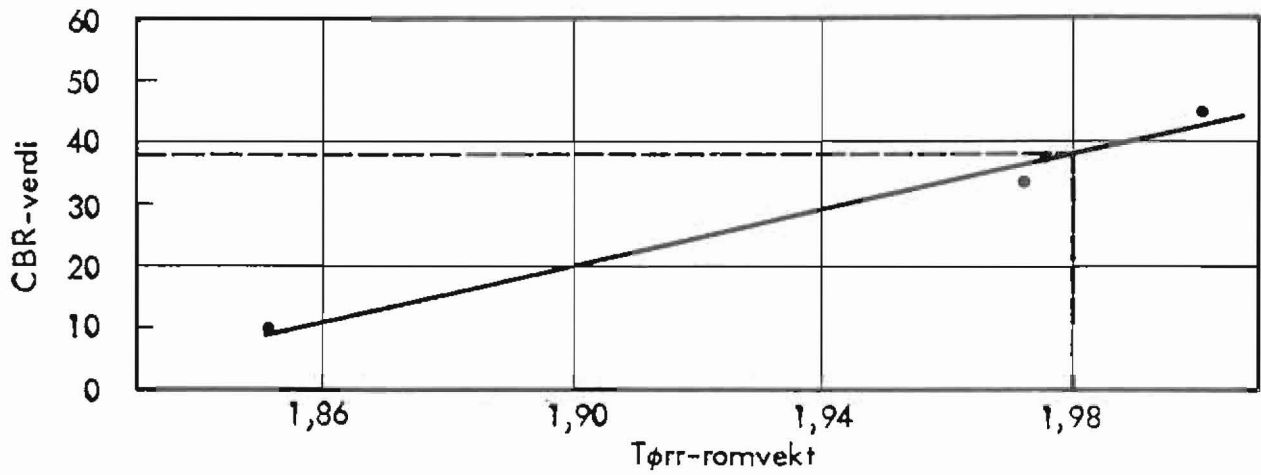


Fig. 36. CBR-verdien som funksjon av tørr-romvekt for forsterkningslags-sand med graderingstall  $C_u = 7.5$  (As-kurve) ved testing etter vannlagring

#### 5.4 \_ \_ \_CLEGG-UNDERSØKELSE PÅ MEKANISK STABILISERTE MATERIALER

Det ble foretatt Clegg-undersøkelse på de mekanisk stabiliserte massene av tilslagsmaterialet til Ag og As. Prøvene ble testet ved optimalt vanninnhold (st.proctor) umiddelbart etter innstamping. Prøvene ble kompaktert og testet i vanlige CBR-sylindere. Det ble laget 5 prøver av hvert materiale. (1 prøve med 10 slag pr lag, 2 prøver med 25 slag pr lag og 2 prøver med 70 slag pr lag).

Resultatene fra undersøkelsen er vist i tabell 27.

Tab. 27. Resultater fra Clegg-undersøkelse på mekanisk stabiliserte materialer

Massetype	Tørrromvekt	Innstampings- energi	Støtverdi (I <sub>4</sub> )	Merknad
Bærelag (Ag-kurve)	2,20	5•10 slag st.pr.	19	Gj.sn. 2 prøver " 2 "
	2,25	5•25 "	22	
	2,28	5•70 "	25	
Forst.lag (As-kurve)	1,86	5•10 slag st.pr.	10	Gj.sn. 2 prøver " 2 "
	1,94	5•25 "	14	
	1,96	5•70 "	15	

Den dimensjonerende støt-verdien for de mekanisk stabiliserte massene er relatert til kompakteringskravet for den aktuelle massen. I figurene 37 og 38 er støtverdien for de undersøkte massene vist som funksjon av massens tørr-romvekt. Som figurene viser ble det i denne undersøkelsen (som ble utført i forbindelse med Leif Bakløkk's hovedoppgave høsten 82) brukt for liten kompakteringsenergi. En må derfor ekstrapolere for å finne de dimensjonerende støt-verdiene. Følgende verdier for dimensjonerende støt-verdi er funnet:

Bærelag (Ag-kurve):  $I_4 \approx 27,0$   
Forsterkningslag (As-kurve):  $I_4 \approx 16,0$

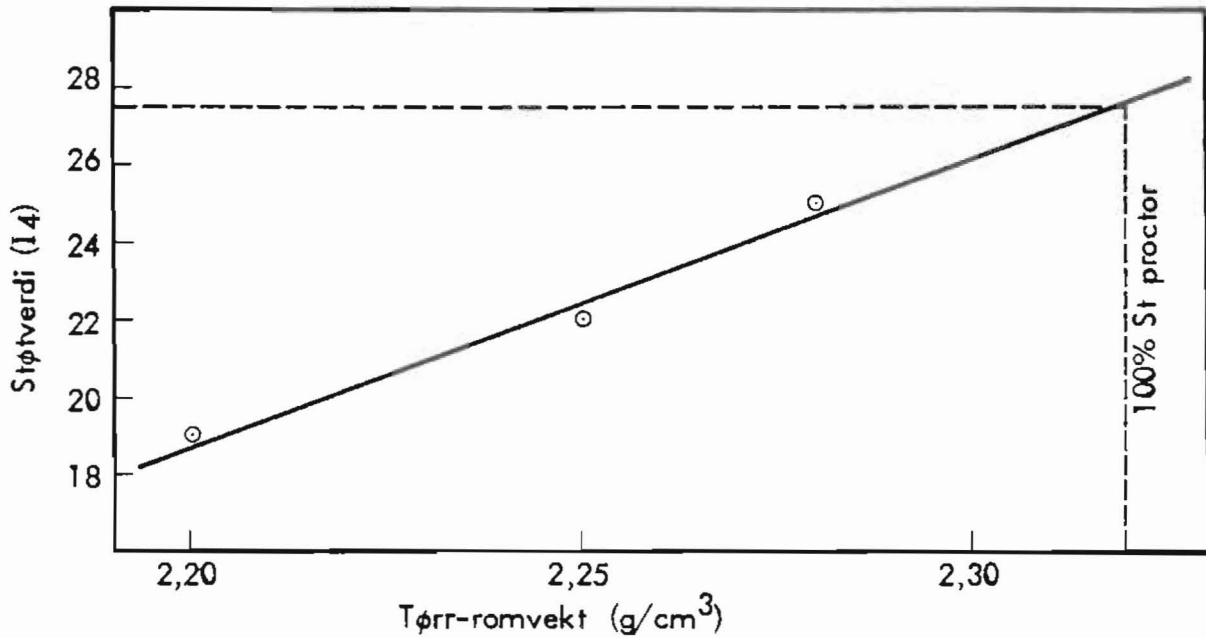


Fig. 37.- Støt-verdi som funksjon av tørr-romvekt for bærelagsmaterial (Ag-kurve)

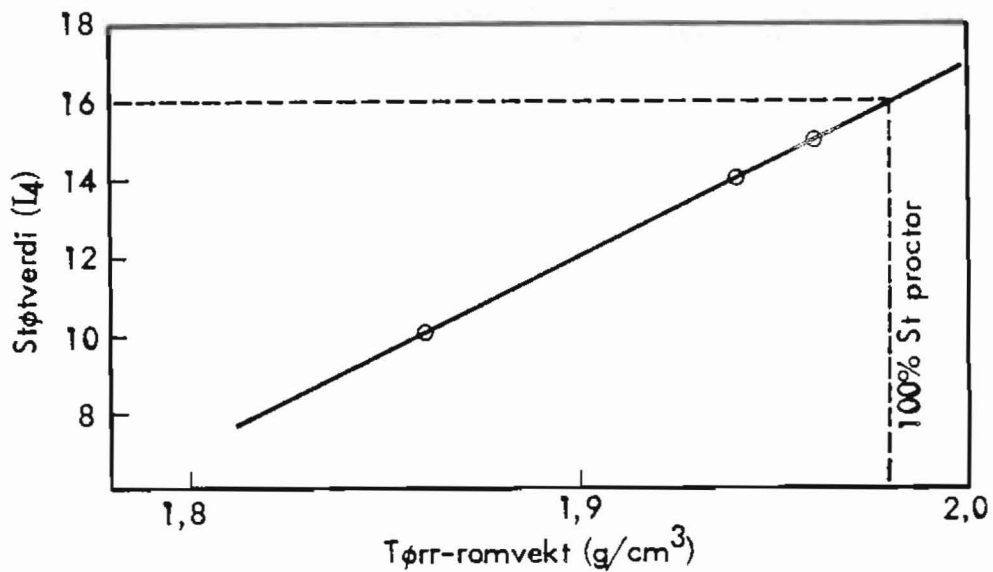


Fig. 38. Støt-verdi som funksjon av tørr-romvekt for forsterkningslagsmaterial (As-kurve)

## 6. RESULTATER FRA TIDLIGERE UNDERSØKELSER

Som supplement til de undersøkelsene som er foretatt i dette prosjektet gjengis resultatene fra tidligere prosjekter ved SINTEF avd. Vegteknikk.

### 6.1 E-MODULER FRA UNDERSØKELSER AV ASFALT

Resultater fra tidligere E-modulundersøkelser på asfalt er gjengitt i tabell 28. Dette er E-moduler ved 10 Hz og 25 °C. For borprøvene og Ab16t er E-modulen bestemt ved interpolasjon, da disse massene ikke er testet ved 25 °C.

Kornfordelingskurvene for de laboratorietillagede prøvene er vist i bilag 7.

Tab. 28. E-moduler for noen massetyper bestemt i tidligere undersøkelser

Massetype	Bindemiddel	Prøvetype	E-modul	Merknad
Ab16t	B40	Lab.tillaget	6200	Kornf.kurve i bil.7. Huken pukk med 7% egenfiller og 10% Skedsmosand.
Ab16t	B85	"	3200	" " " Samme masse som for B40.
Agb16t	B180	"	2440	" " "
Top 16	B60	"	3420	" " "
Sta16	B40	"	4750	" " "
Ag16	B180	Borprøver	2600	100% knuste materialer.
Ag16	B180	"	2300	Massen inneholdt 30% uknust og 20% knust grus.
Ap16	B85	"	2050	Pukkfraksjon 11-16, 15% grus og 3% filler.
Alg16	BL4500R	"	1000	Etter ett års herding på veien.
As	B85	"	1150	Follum II. Stabilitet: 1,84 KN (50 slag, 40 °C).
As	B85	"	2200	Follum II med 7,5% kalksteinsfiller. Stab.: 4,84 KN.

## 6.2 \_ \_ E-MODULER FRA TESTING AV MEKANISK STABILISERTE MATERIALER

### Resultater fra undersøkelse utført av C.Chr. Fynboe

Fynboe har som stipendiat ved institutt for veg- og jernbanebygging undersøkt de dynamiske egenskapene til mekanisk stabiliserte materialer med varierende finstoffinnhold og vanninnhold. Fynboe tok utgangspunkt i Fuller-ligningen:

$$p = 100\% \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^N$$

p = % materiale mindre enn d

d = partikkelstørrelse

D = maksimum partikkelstørrelse

N = konstant

Maksimal partikkelstørrelse (D) ble valgt lik 11,2 mm. Det ble undersøkt tre forskjellige materialer med følgende N-konstanter:

N = 0,4 med 13,5% finstoff

N = 0,5 " 8,2% "

N = 0,6 " 5,0% "

Steinmaterialet som ble brukt var elvegrus fra Gaula, og finstoffet som ble tilsatt var Klæbu silt. Kornfordelingskurver for materialene er vist i bilag 7.

Resultatene fra E-modulundersøkelsen for de tre massetyperne er vist i figur 39. Her er E-modulen framstilt som funksjon av sidetrykket. Alle disse massene ble testet etter kompaktering ved optimalt vanninnhold ved standard proctor. Som figuren viser, var E-modulen praktisk talt lik for de tre materialene. Materialene hadde imidlertid ulik plastisk deformasjon og materialet med størst finstoffinnhold viste størst plastisk deformasjon. CBR-undersøkelsen på de samme materialene viste at de tre materialene med varierende finstoffinnhold hadde forskjellig CBR-verdi. I sin rapport konkluderer Fynboe med at CBR er avhengig både av resilientmodulen og den plastiske deformasjonen. I tillegg til masser med varierende finstoffinnhold undersøkte Fynboe innflytelsen av varierende vanninnhold og tørrdensitet.

Massen med 8,2% finstoffinnhold ble kompaktert ved optimalt vanninnhold. En prøveserie ble oppbløtt (ved gjennomstrømming av vann) før testing, og en prøveserie ble tørket ut i varmeskap før testing. De uttørkede prøvene hadde et vanninnhold på ca 3% ved testing.

I tillegg ble det undersøkt en prøveserie som ble kompaktert ved optimalt vanninnhold, men der tørrdensiteten var lavere. Disse prøvene ble vibrert med et lavere vanninnhold (4%) enn  $w_{opt}$  for å oppnå den lavere tørrdensiteten. Resultatene fra denne undersøkelsen er vist i figur 40.

Som det går fram av figuren har oppfuktingen liten betydning for E-modulen. Ved uttørking av prøvene vil imidlertid E-modulen øke betraktelig. Likeledes vil lavere romvekt redusere E-modulen.

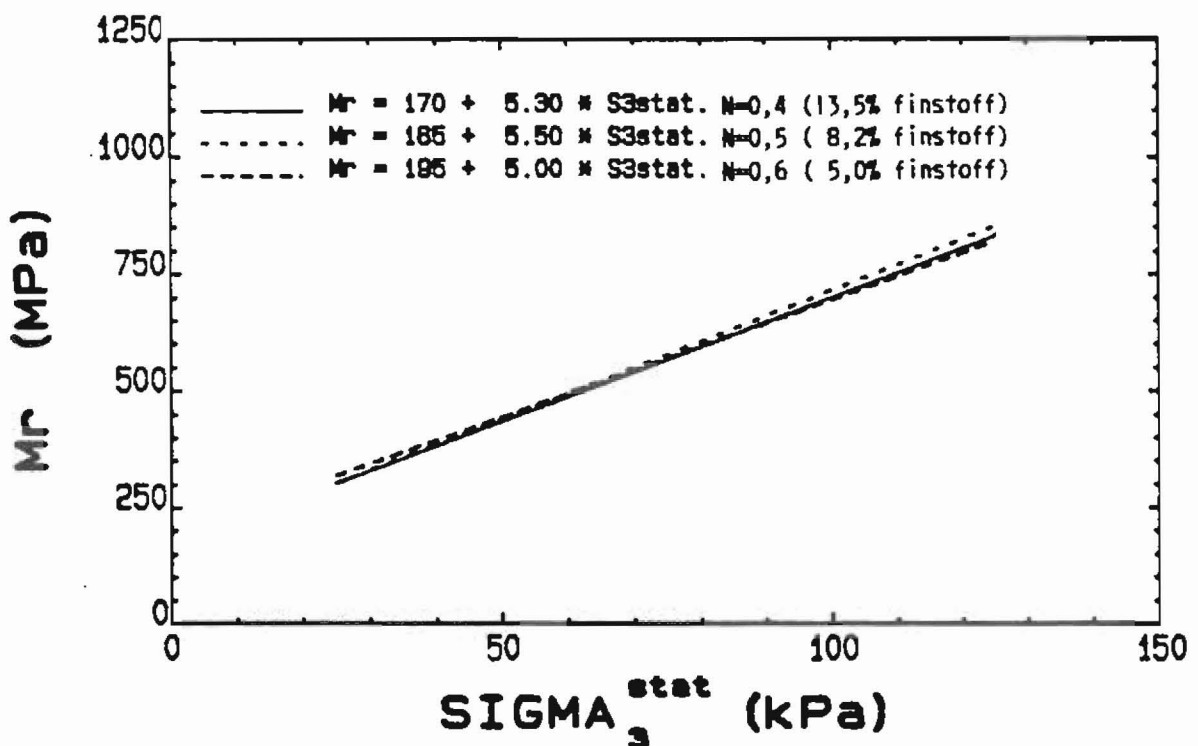


Fig. 39. E-modul for "fuller-materiale" med varierende finstoffinnhold, og som funksjon av statistisk sidetrykk ( $\sigma_3$ )

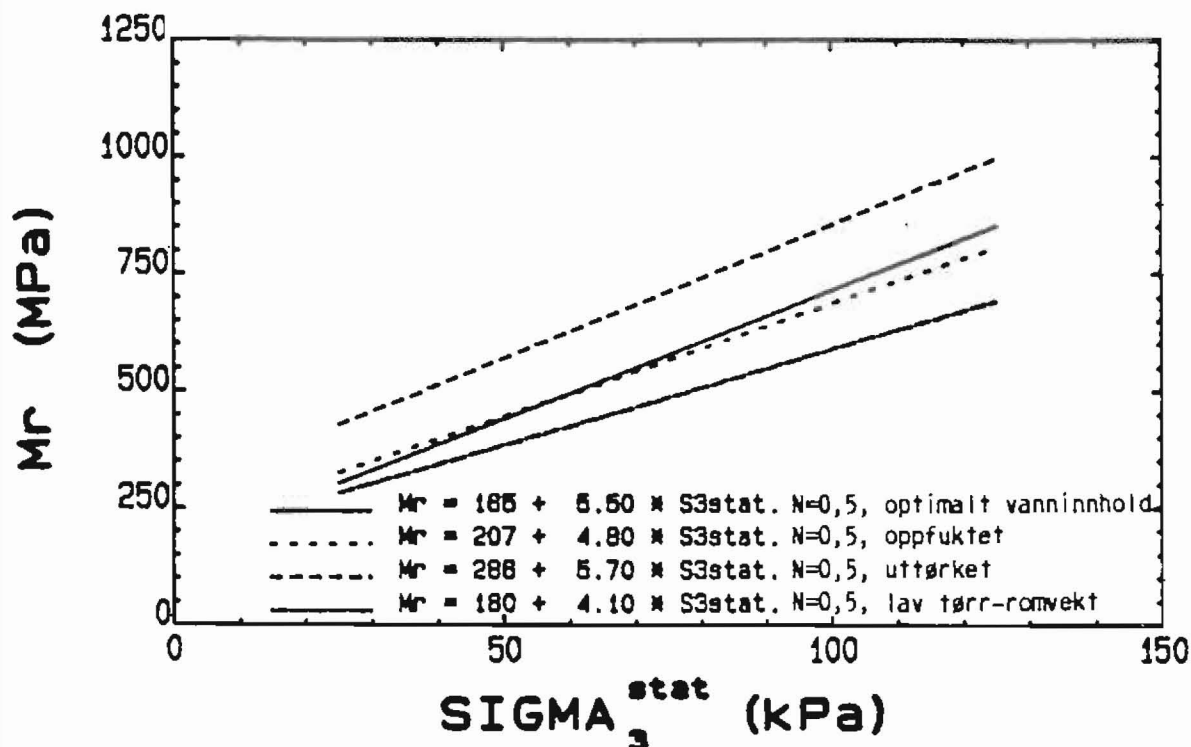


Fig. 40. E-modul for "fuller-materiale" med varierende vanninnhold og tørrdensitet

Resultater fra undersøkelser utført av J.E. Dahlhaug

For Vegkontoret i Sør-Trøndelag er det undersøkt noen massetyper fra lokale massetak. Dette er pukk fra Ørland pukkverk og grus fra Tørrem i Bjugn. Kornkurvene er vist i bilag 7. Av materialet fra Ørland pukkverk er det gjort undersøkelser på to massetyper (A og B) med litt forskjellig kornfordelingskurve. (Begge massene besto av 100% knuste materialer).

De beregnede E-modulene for materialene er vist i figurene 41 og 42. Her er E-modulen framstilt som funksjon av deviatorspenningen ved konstante sidetrykk på 20 og 40 kPa.

I undersøkelsen av grusen fra Tørrem, ble det sett på virkningen av vasking kontra ikke vasking av materialet. I tillegg er det sammenlignet prøveserier med oppfuktede materialer kontra materialer med optimalt vanninnhold. Resultatene viser at vasking av materialet gir økt E-modul og mindre plastiske deformasjoner. Likeledes synes det som om oppfukting av prøvene gir redusert E-modul.



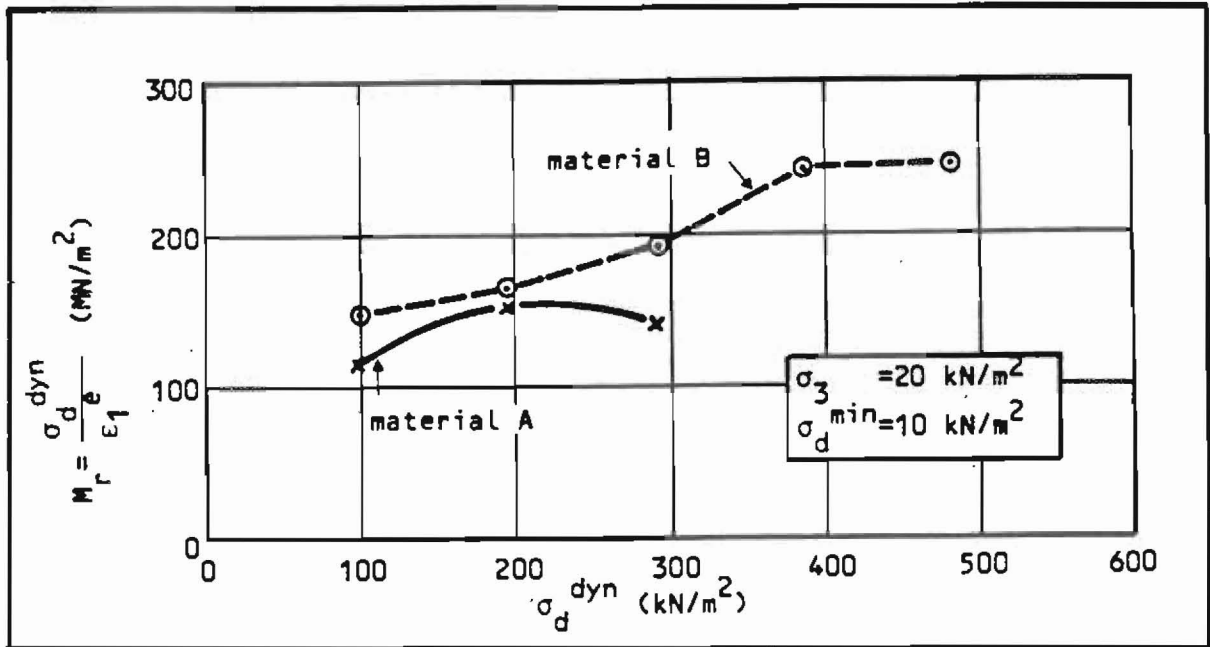


Fig. 41. Dynamisk E-modul (resilientmodul,  $M_r$ ) for materialer fra Ørland pukkverk ved økende dynamisk belastning og konstant sidetrykk  $\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$

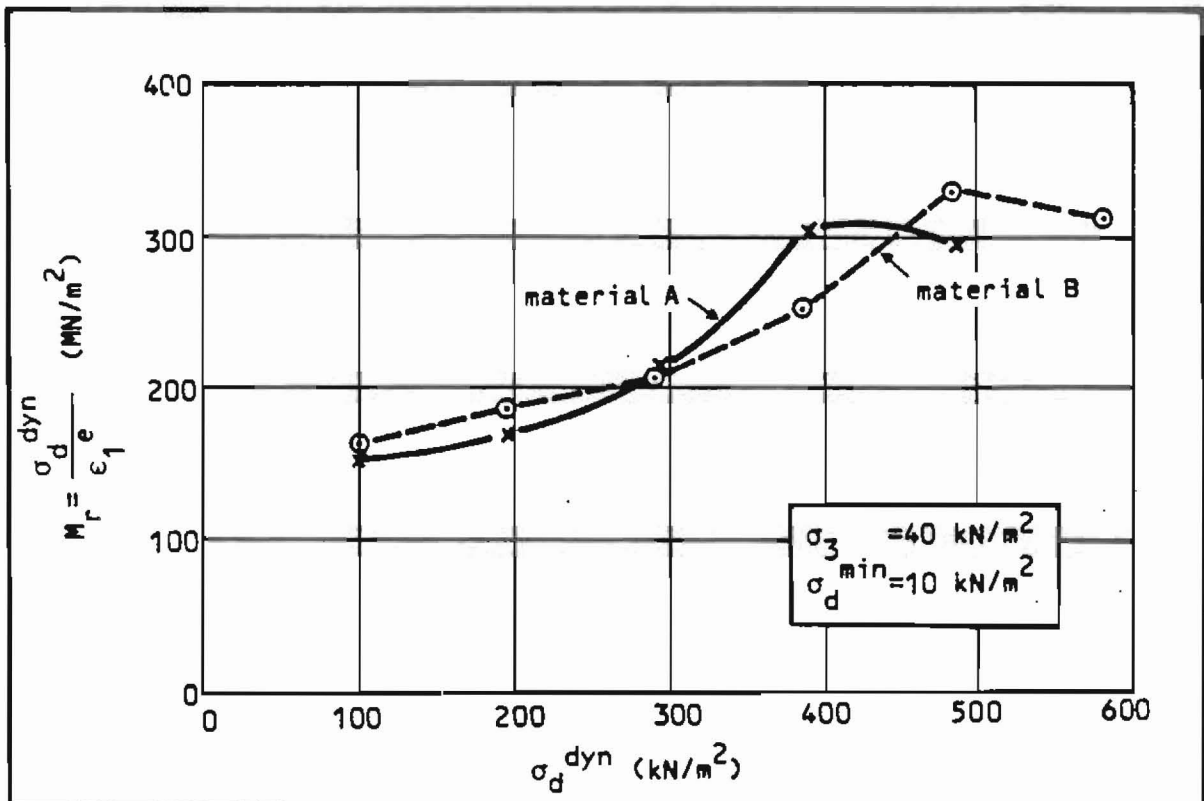


Fig. 42. Dynamisk E-modul (resilientmodul,  $M_r$ ) for materialer fra Ørland pukkverk ved økende dynamisk belastning og konstant sidetrykk  $\sigma_3 = 40 \text{ kPa}$

## 7. SAMMENLIGNING AV E-MODUL OG ANDRE MATERIALPARAMETERE

### 7.1 -- \_ASFALTSTABILISERTE MATERIALER

#### 7.1.1 E-modul og Marshallstabilitet

Å foreta en samlet sammenligning av E-modul og Marshallstabilitet for de undersøkte massene lar seg ikke gjøre, da stabiliteten er bestemt ved to ulike temperaturer. Det er likevel foretatt en separat sammenligning av E-modul og stabilitet ved 40 og 60 °C. Dette er vist i figur 43. Her er regresjonslinjene for E-modul og stabilitet ved 40 og 60 °C tegnet inn. Det er beregnet regresjonskoeffisienter på 0,80 og 0,76. Dette viser at det ikke kan sies å være noen åpenbar sammenheng mellom E-modul og Marshallstabilitet for forskjellige asfalttyper. Sammenligner man derimot E-modul og stabilitet for de enkelte massetyper, kan det påvises sammenhenger for de to parametrene. Dette er vist for Ag og Ab16t i figur 44. Figuren viser at det innbyrdes for hver masstype er sammenheng mellom E-modul og Marshallstabilitet.

Figur 44 viser også at E-modulen er svært avhengig av bindemiddeltypen og at stabiliteten influeres lite av denne. Stabiliteten er derimot svært avhengig av bindemiddelinnholdet.

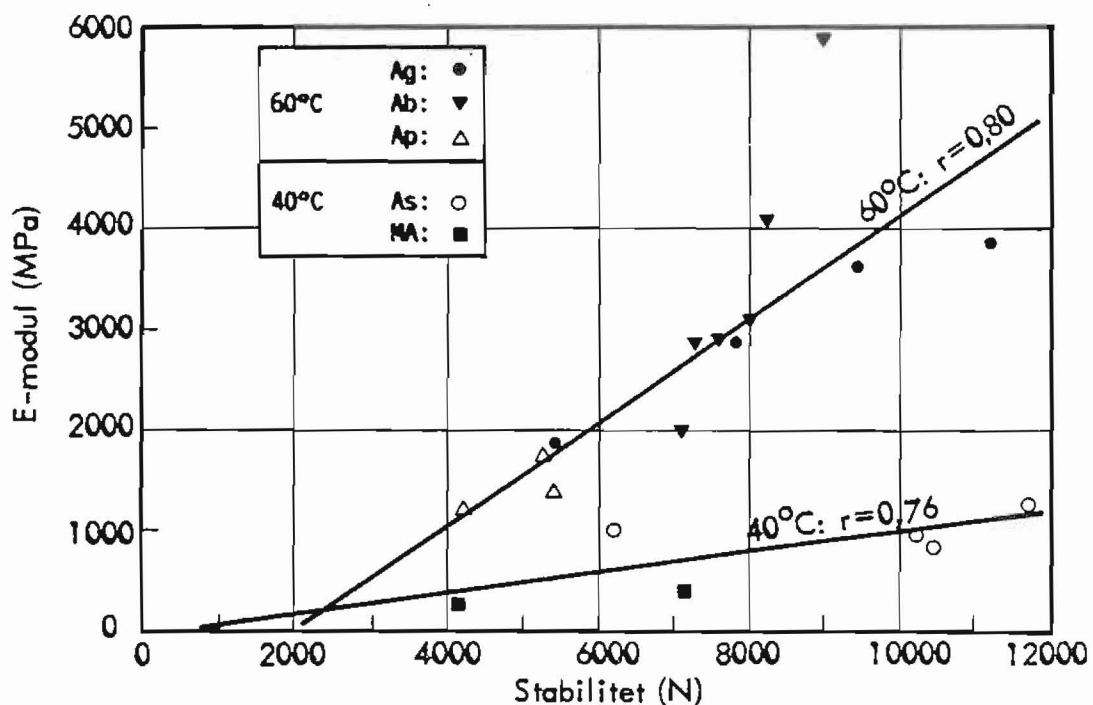


Fig. 43. Sammenligning av E-modul og Marshallstabilitet

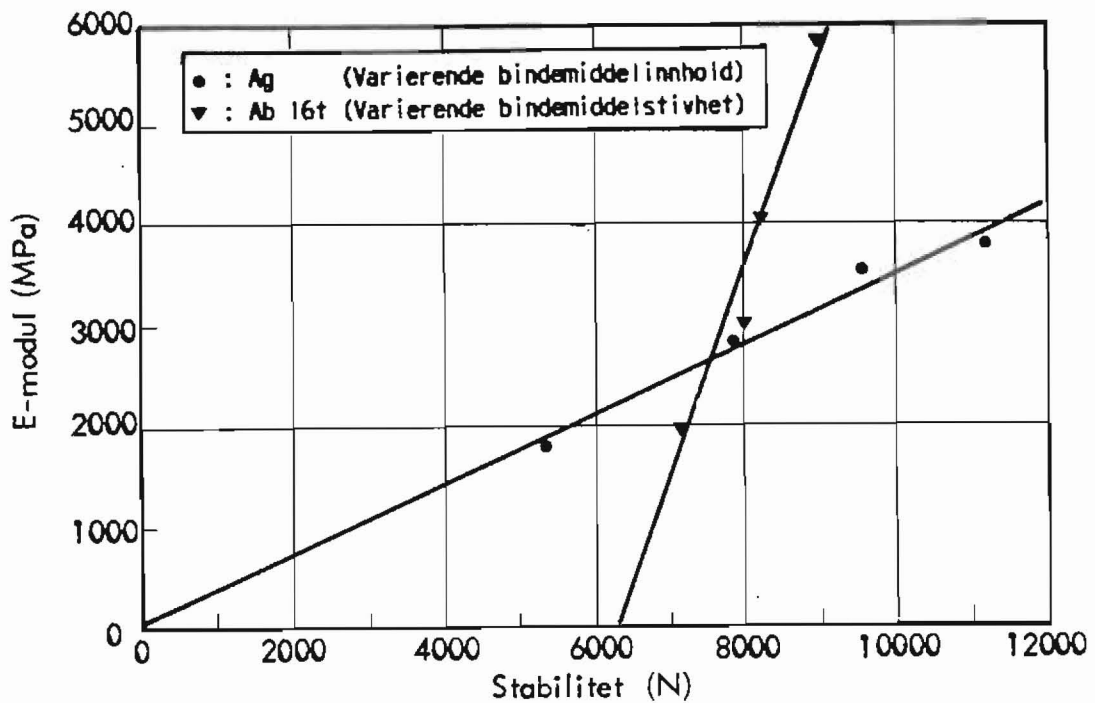


Fig. 44. Sammenligning av E-modul og Marshallstabilitet for Ag og Ab16t

### 7.1.2 E-modul og strekkfasthet

Sammenhengen mellom E-modul og strekkfasthet er vist i figur 45. Som det går fram av figuren er det svært god korrelasjon mellom de to materialparametrene. Regresjonskoeffisienten på 0,986 bekrefter dette. Forbindelsen mellom E-modul og strekkfasthet kan uttrykkes med ligningen:

$$E \text{ (MPa)} = 6,4 \cdot S_t \text{ (kPa)} - 118$$

Denne sammenhengen er beregnet på grunnlag av resultatene for alle de undersøkte asfaltpene.

De beregnede E-modulene for MA og As er som nevnt tidligere noe usikre. Dersom disse resultatene ikke tas med i sammenligningen, får man en liten forskyvning av regresjonslinjen. Sammenhengen mellom E-modul og strekkfasthet blir da:

$$E \text{ (MPa)} = 6,1 \cdot S_t \text{ (kPa)} + 97$$

Denne sammenligningen gir en regresjonskoeffisient på 0,996.

Ved å kutte ut resultatene for MA og As får man altså en bedre regresjonskoeffisient. Siden E-modulene for MA og As er noe usikre, er det derfor trolig at den siste sammenhengen er den beste.

Som en konklusjon kan det slås fast at for de undersøkte massetypene er det god korrelasjon mellom E-modul og strekkfasthet. For å anslå E-modulen på grunnlag av strekkstyrken kan man benytte forholdet:

$$E \text{ (MPa)} = 6,1 \cdot S_t \text{ (kPa)} + 100$$

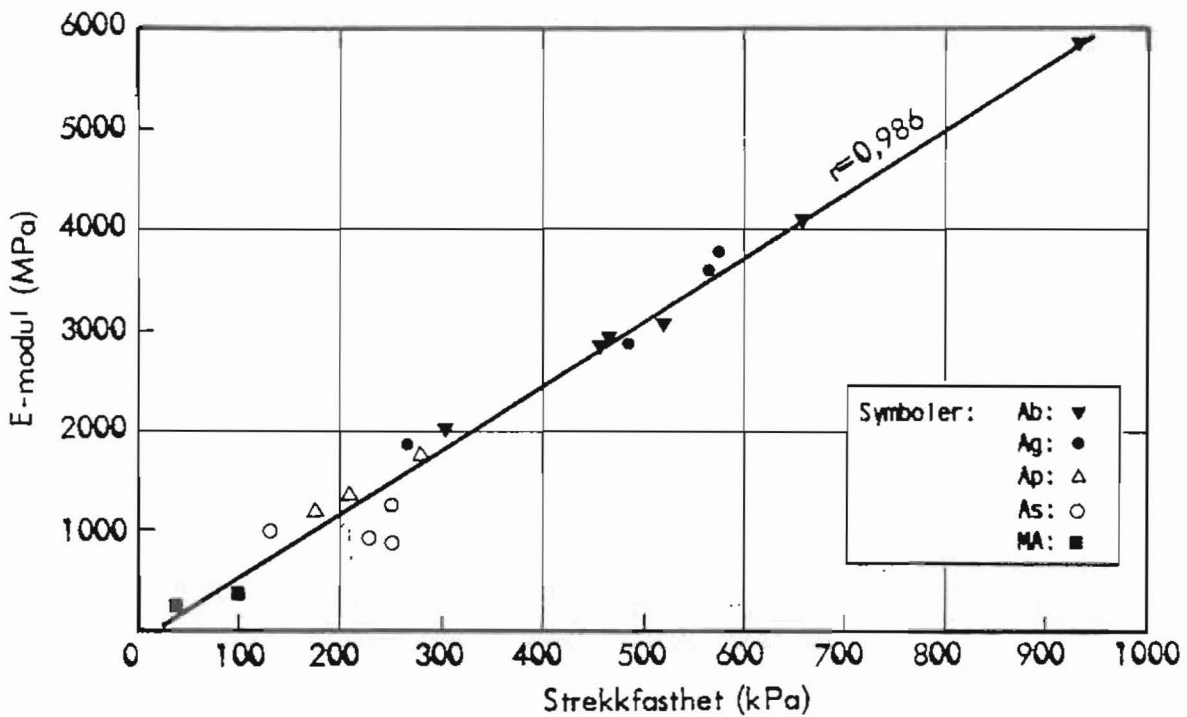


Fig. 45. Sammenheng mellom E-modul og strekkfasthet for de undersøkte asfaltpene

## 7.2 MEKANISK STABILISERTE MATERIALER

Når det gjelder sammenheng mellom Clegg og E-modul, har en for lite materiale til å si noe sikkert. De resultatene som er kommet frem, gir ikke grunnlag for å sette opp noen sammenheng mellom resultatene fra disse undersøkelsene. Det er heller ingen direkte sammenheng mellom E-modul og CBR. Men tar man også den plastiske deformasjonen ved E-modulundersøkelsen i betraktning, viser det seg at CBR-verdien er avhengig av både E-modul og de plastiske deformasjoner. Dette er påpekt i undersøkelsen som ble gjort av Fynboe og som er referert i kap. 6.2.

I tabell 29 er det gitt en sammenligning av E-modul, plastisk deformasjon og CBR-verdier for de undersøkte materialene. E-modulene i denne tabellen er bestemt for et sidetrykk ( $\sigma_3$ ) på 40 kPa og med en deviatorspenning ( $\sigma_d$ ) på 200 kPa. Tilsvarende er de plastiske deformasjonene tatt ut ved slutten av 2. belastningstrinn.

Tab. 29. Oversikt over E-modul, plastisk deformasjon og CBR-verdier for de undersøkte materialene

Massetype	E-modul (MPa)	$\epsilon_{pla}$ (o/oo)	$E \cdot \frac{1}{\epsilon_{pla}}$	CBR-opt (%)	CBR-"soaked" (%)
Bærelag (Ag-matr.)	335	3,9	86	135	105
Forst.lag Cu = 10,0	270	7,2	38	44	36
Forst.lag Cu = 7,5 (As)	255	7,5	34	42	38

Som det går fram av tabellen er det en viss proporsjonalitet mellom CBR og produktet av E-modul og invers plastisk deformasjon (dvs.  $E \cdot \frac{1}{\epsilon_{pla}}$ )

Med tanke på bæreevne og materialkoeffisienter kan derfor CBR-verdien være bedre egnet enn E-modulen alene, fordi de plastiske deformasjonene har stor betydning f.eks. på tjenligheten til et dekke.

## 8. VURDERING AV RESULTATENE MED HENBLIKK PÅ Å BESTEMME MATERIALKOEFFISIENT

### 8.1 -- -- INNLEDNING

Kontroll av vegers bæreevne og dimensjonering av forsterkning blir i Norge foretatt etter indeksmetoden. De aktuelle vegbyggingsmaterialene gis materialkoeffisienter avhengig av deres evne til å bidra til økt bæreevne. Undersøkelser her i landet og i utlandet (AASHO-forsøkene) har vist at det er en sammenheng mellom størrelsen på nedbøyningen og faren for krakkele-ring for et dekke. Det er derfor nærliggende å anta at de forskjellige lags E-modul vil være av stor betydning for vegens bæreevne.

Odemarks dimensjoneringsystem bygger på en forenklet elastisitetsteori. Ved beregningen tar han i bruk prinsippet om ekvivalente lagtykkelser. Det vil si at 2 lag med  $E_1$ ,  $h_1$  og  $E_2$ ,  $h_2$  har tilnærmet samme trykkfordeling om deres bøyings-stivhet,  $h^3E$ , er nær den samme.

Odemarks dimensjoneringsystem kan gi grunnlag for å fastsette forholdet mellom materialkoeffisientene som forholdet mellom tredjeroten av materialenes E-verdier;

$$\frac{a_1}{a_2} = \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}$$

I realiteten er materialkoeffisienten en kompleksvariabel som er avhengig av materialelegenskaper, tilstand, vegkonstruksjon og belastningssituasjon. Koeffisienten kan ikke måles direkte, men den viser seg å være sterkt relatert til materialets styrkeparametere under normale vegforhold. (Jfr. AASHO). Det er derfor et visst grunnlag for å benytte en så enkel relasjon som tredjeroten av forholdet mellom E-modulene for å anslå størrelsen på materialkoeffisientene når en tar hensyn til avgrensningene for gyldighet og praktisk bruk.

## 8.2 \_ \_ \_ MATERIALKOEFFISIENTER FOR ASFALT (INNBYRDES RANGERING)

I tabell 30 er det vha. tredjetroforholdet beregnet materialkoeffisienter for de undersøkte asfaltmaterialene i dette prosjektet, samt for de refererte resultatene fra tidligere prosjekt.

Ved beregningen er det tatt utgangspunkt i et basismateriale med E-modul (ved 25 °C og 10 Hz) på 3000 MPa og en materialkoeffisient på 3,0. Dette skulle omlag tilsvare en Ab med bindemiddel B85. Andre varmblandede dekkematerialer som Topeka og Asfaltgrusbetong med tilsvarende bindemiddelttype har også en E-modul på ca 3000 MPa. Om den faktiske størrelsen på materialkoeffisientene og valg av basismateriale er riktig, har i denne sammenheng mindre betydning. Dette gjelder når man bare sammenligner materialer av samme type, som skal fylle samme funksjon og som skal kunne substituere hverandre med ekvivalent tykkelse. Den innbyrdes rangeringen vil likevel bli omtrent den samme. Ved å forandre f.eks. belastningsfrekvens eller temperatur vil man få helt andre E-moduler, men dette vil ikke i særlig grad influere på det innbyrdes forholdet mellom materialkoeffisientene for de forskjellige asfalttypene.

Tab. 30. Materialkoeffisienter beregnet på grunnlag av E-modulmålinger

Materiale	Bindemiddel	E-modul	Matr.koeff. a	Merknad
Ag 5%	B85	3800	3,25	
" 4%	"	3600	3,19	
" 3%	"	2850	2,95	
" 2%	"	1850	2,55	
As 5%	"	1250	2,24	
" 4%	"	850	1,97	
" 3%	"	950	2,04	
" 2%	"	1000	2,08	
Ab16t	840	5850	3,75	
"	860	4100	3,33	
"	885	3050	3,02	
"	8180	2000	2,62	
Ab16a	885	2900	2,97	
Ab11t	885	2850	2,95	
MA (0g)	MB	250	1,31	
MA (A1g)	MB	375	1,50	
Ap11	885	1750	2,51	
Ap11	8180	1350	2,30	
Ap11	8250	1200	2,21	
Ab16t	840	6200	3,82	
Ab16t	885	3200	3,07	
Agb16	8180	2440	2,80	
Top16	860	3420	3,13	
Sta16	840	4750	3,50	
Ag16	8180	2600	2,86	Borprøver
Ag16	8180	2300	2,75	"
Ap16		2050	2,64	"
A1g16	BL 4500R	1000	2,08	"
As	885	1150	2,18	"
As	885	2200	2,71	"



### 8.3 MATERIALKOEFFISIENTER FOR MEKANISK STABILISERTE MATERIALER

Idet det bare er undersøkt tre typer mekanisk stabiliserte materialer, er datagrunnlaget svært spinkelt. Et forsøk på å bestemme koeffisienter utifra dette, må i alle tilfelle bli bare antydninger og en viss innbyrdes rangering. Ved den dynamiske undersøkelsen av de forskjellige asfalttype-  
ne ble det ikke benyttet sidetrykk. De undersøkte grus og sandmaterialene er testet med sidetrykk på 40 og 80 kPa. Dette i tillegg til at E-modulen for de mekanisk stabiliserte materialene er avhengig av deviatorspenningen gjør at en direkte sammenligning av E-modulene for de to materialtypene blir vanskeliggjort. Å beregne materialkoeffisient for de mekanisk stabiliserte materialene for tilsvarende betingelser som for asfalt i kapitlet foran, lar seg derfor ikke gjøre.

En undersøkelse av de opptredende sidetrykk ( $\sigma_3$ ) og deviatorspenninger ( $\sigma_d$ ) i bærelag og forsterkningslag gir heller ingen entydig løsning på for hvilke spenningstilstander E-modulen skal bestemmes. I hviletilstanden er sidetrykket ca 2 kPa i bærelaget (13-14 cm under dekkeoverflata) og ca 6 kPa i forsterkningslaget (40 cm under dekkeoverflata). Under en hjullast vil spenningene være svært avhengig av vegkonstruksjonen og beliggenheten i forhold til lastsentret. Beregninger med datamaskinprogrammene Chevron og Bisar for eksisterende elastiske vegkonstruksjonsmodeller indikerer at det kan oppstå strekkspenninger i et grus eller sandmateriale i visse vegkonstruksjoner. Sidetrykket vil variere med lagoppbyggingen og avstanden fra lastsenteret.

Innenfor rammen og opplegget for dette prosjektet har det ikke vært mulig å avklare relasjonene mellom spenningsforhold i aktuelle varianter av vegkonstruksjoner og tilsvarende materialkoeffisienter for ulike mekanisk stabiliserte material.

I tabell 31 er det beregnet materialkoeffisienter på grunnlag av E-modulene for de undersøkte materialene i dette prosjektet, samt for de refererte resultatene fra tidligere prosjekt (kap. 6.2). Sidetrykket har vært 40 og 80 kPa. Materialkoeffisientene er beregnet vha. tredjereotforholdet, og basismaterialet er valgt med E-modul på 250 MPa og koeffisient lik 1,0. Valget er foretatt uten omfattende vurderinger.

De beregnede koeffisientene må ikke sammenlignes direkte med koeffisientene for asfalt funnet i kap. 8.2. Siden materialegenskapene og forsøksbetingelsene er så forskjellige vil den benyttede beregningsmetoden egne seg best til å sammenligne masser innen samme "materialgruppe".

De beregnede koeffisientene for fuller-materialet i tabell 31 er noe usikre, da forsøksbetingelsene var noe annerledes for dette materialet.

Tab. 31. Materialkoeffisienter for mekanisk stabiliserte materialer estimert vha. tredjerotforholdet.

Materiale	$\sigma_3 = 40 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 200 \text{ kPa}$		$\sigma_3 = 80 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 200 \text{ kPa}$		Merknad
	E-modul	Matr.koef. a	E-modul	Matr.koef. a	
Forst.lag Cu=7,5(A <sub>s</sub> )	255	1,01	280	1,04	$\sigma_d$ -forskjellig Gj.sn.for to masser
Forst.lag Cu=10,0	270	1,03	350	1,12	
Bærelag(Ag-kurve)	335	1,10	467	1,23	
Ful.-mat.(D=11,2mm)	400	1,17	600	1,34	
Ørland pukkverk	180	0,90			

## 9. OVERGANG FRA MEKANISK STABILISERTE MATERIALER TIL ASFALT

Bakgrunnen for at det ble undersøkt bitumenstabiliserte materialer av Ag og As-type med lavt bindemiddelinnhold, var å forsøke å etablere en sammenheng mellom disse og de mekanisk stabiliserte materialene.

Det er imidlertid vanskelig da materialoppførelsen forandrer seg vesentlig ved tilsetning av bitumen. Ved dynamisk testing er de mekanisk stabiliserte materialene spenningsavhengig og tilnærmet uavhengig av frekvensen. Bitumenstabiliserte materialer vil derimot være sterkt temperaturavhengig, frekvensavhengig og mindre avhengig av spenningstilstanden. Litteraturstudier av utenlandske undersøkelser viser at på asfaltmaterialer vil sidetrykket få innvirkning på E-modulen ved testing ved høyere temperatur enn 25 °C. Også ved 25 °C fører testing uten sidetrykk til større spredning på resultatene, men ved denne temperaturen kan en slik prosedyre ennå forsvares. Selv om den dynamiske undersøkelsen kan nyttes både til mekanisk stabiliserte materialer og asfaltmaterialer, gir ikke resultatene noe entydig svar på styrkeforholdet mellom de to materialtypene.

En nærmere avklaring av de ulike materialenes oppførelse under ulik belastning og relasjoner mellom styrkeegenskaper kan bare oppnås på basis av et betydelig videregående prøvings- og analyseprogram.

### Eksempler på variasjon i materialkoeffisient

For å illustrere hvor stor grad forsøksbetingelsene påvirker materialkoeffisientene, har en satt opp tabellene 32 og 33. Disse viser variasjon i materialkoeffisient beregnet på grunnlag av E-modulmålinger. Tabell 32 viser innvirkningen av varierende temperatur og frekvens for et asfaltmateriale (I dette tilfellet er det brukt asfaltert grus som eksempel). I tabell 33 er det beregnet materialkoeffisienter ved forskjellige spenningstilstander for den undersøkte bærelagsgrusen.

Som nevnt tidligere vil valget av forsøksbetingelsene ha avgjørende betydning for forholdet mellom koeffisientene til de ulike materialtypene.

Tab. 32. Variasjon i materialkoeffisient for asfaltert grus ved forskjellig temperatur og frekvens

Temp.	Frekvens		
	3 Hz	10 Hz	30 Hz
5 °C	4,4	4,7	5,3
20 °C	2,9	3,4	4,0
25 °C	2,5	3,0	3,4
30 °C	2,1	2,5	2,9

Tab. 33. Variasjon i materialkoeffisient for mekanisk stabilisert bærelagsgrus ved forskjellige spenningstilstander

$\sigma_3$	$\sigma_2$				
	100 kpa	200 kpa	400 kpa	600 kpa	900 kpa
40 kpa	1,06	1,10	1,20	-	-
80 *	-	1,23	1,36	1,47	1,59

CBR-resultatene:

I figur 46 er CBR-verdien for de undersøkte materialene fremstilt som funksjon av hulrommet i steinmaterialet ( $H_{st}$ ). CBR-verdiene for de mekanisk stabiliserte materialene gjelder ved testing umiddelbart etter innstamping med optimalt vanninnhold. De bitumenstabiliserte massene er temperert til 40 °C før testing. (For å få med flest mulig punkter på kurvene, ble det også tatt med resultater fra hovedoppgave 1982 (8)). Figuren viser tydelig at ved 40 °C vil massene lettere deformeres etter stabilisering med bituminøse bindemidler. Dette skyldes nok at bindemidlene da blir så lite viskøse at de virker som smøring når massene utsettes for en så langsom belastning som CBR (1,27 mm/min).

Konklusjonen må derfor bli at for statiske belastninger ved høye temperaturer viser bitumenstabiliserte materialer klart dårligere deformasjonsegenskaper. Ved lavere temperaturer og "rask" dynamisk belastning er imidlertid forholdet omvendt.

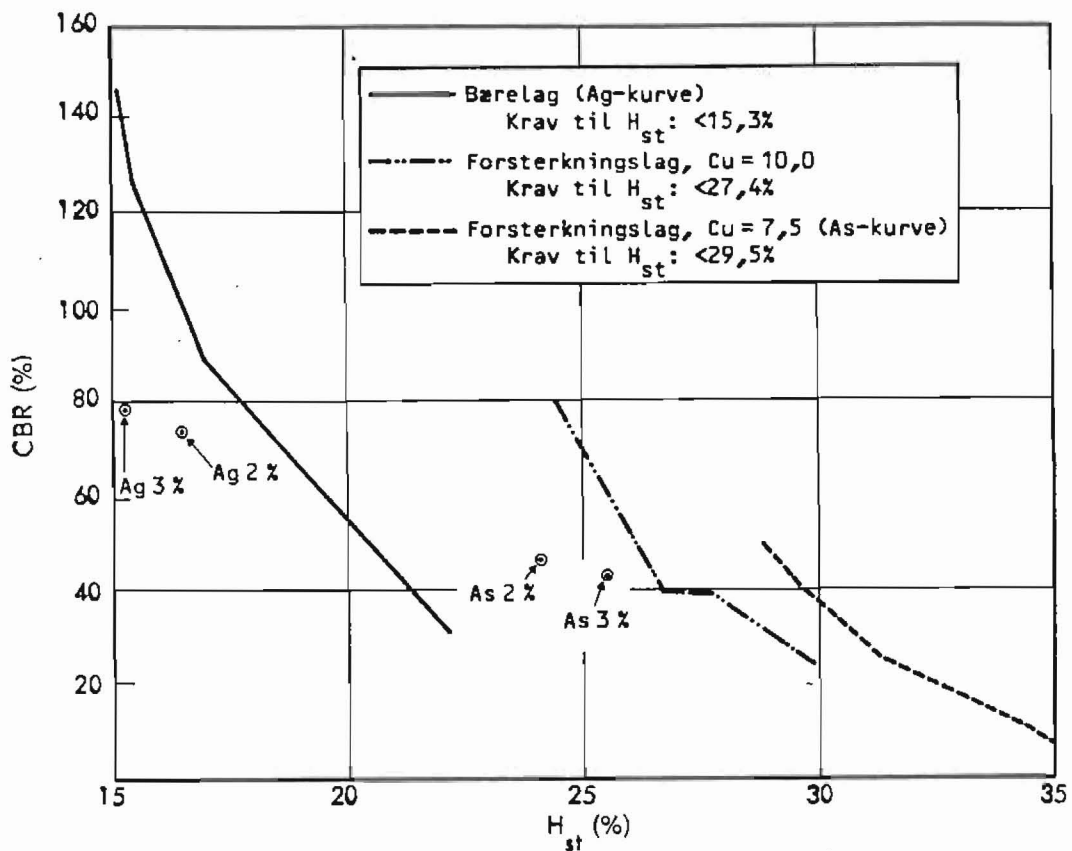


Fig. 46. CBR som funksjon av hulrom i steinmaterial ( $H_{st}$ ). De angitte kravene til  $H_{st}$  tilsvarer kompakteringskravene på 103 og 100% st.Pr.

#### CBR sammenlignet med Clegg

Tabell 34 viser en sammenligning av Clegg- og CBR-resultatene for de materialene som er undersøkt med begge disse metodene.

Denne tabellen gir en god illustrasjon av forandringen i materialegenskaper ved bitumenstabilisering. Når hulrommet i steinmaterialet holdes konstant, vil CBR-verdien avta ved bitumenstabilisering (ved testing ved 40 °C). CBR-verdien for de bitumenstabiliserte materialene synes også nokså uavhengig av bindemiddelinnholdet, men er som for de mekanisk stabiliserte materialene svært avhengig av kompakteringsgraden ( $H_{st}$ ).

Ved Clegg-undersøkelsen blir imidlertid forholdet mellom mekanisk stabiliserte masser og asfalt et helt annet. Støt-verdien øker sterkt ved bitumenstabilisering.

Tab. 34. En sammenligning av CBR og Clegg. (De bitumenstabiliserte materialene er testet ved 40 °C)

Materiale	Bindem.- innh.(%)	Hulrom i steinm.(%)	CBR (%)	Clegg (I <sub>4</sub> )
Bærelag (Ag-kurve)	0	15,3	135	27,5
Ag	2	16,5	74	92
"	3	15,3	78	(>100)
Forst.lag(As-kurve)	0	29,5	42	16
As	2	24,1	46	66
"	3	25,5	43	84

#### Plastisk deformasjon ved dynamisk testing

En sammenligning av de plastiske deformasjonene framstilt som funksjon av integralet av produktet av dynamisk belastning og antall påførte lastpulser, viser at disse er omtrent lik for mekanisk stabiliserte og bitumenstabiliserte masser. Dette gjelder ved testing med 10 Hz og 25 °C. Sammenligningen er gjort for de materialene som er testet med trinnbelastning.

Det undersøkte bærelagsmaterialet hadde omtrent like stor deformasjon som Abl6t med B 180. Denne sammenligning er imidlertid ikke helt rettferdig, da de mekanisk stabiliserte prøvene er testet med sidetrykk og er gitt færre belastningspulser på hvert trinn.

#### Kritisk tilstand avgjørende for bæreevne

Ved dimensjonering er det helt avgjørende hvilke egenskaper de ulike materialene har under kritiske forhold som f.eks. i en teletøsning.

Det er grunn til å anta at forskjellige materialtyper som bitumenstabiliserte og mekanisk stabiliserte masser vil reagere ulikt på slike kritiske tilstander.

Ved CBR-undersøkelsen av de mekanisk stabiliserte materialene, ble CBR-verdien bestemt både med optimalt vanninnhold umiddelbart etter innstamping og etter 4 døgns vannlagring. Den målte reduksjonen i CBR-verdi er gitt i tabell 35.

Tab. 35. Reduksjon i CBR-verdi ved vannlagring

Materiale	Reduksjon i CBR-verdi: $f = \frac{\text{CBR-"soaked"}}{\text{CBR-opt}}$
Bærelag(Ag-kurve)	0,78
Forst.lag Cu=10,0	0,82
Forst.lag Cu= 7,5	0.90

Som det går fram av tabellen reduseres CBR-verdien betraktelig etter vannlagring. Likeledes vil uttørking og dårligere kompaktering i høy grad påvirke materialkoeffisienten. (Jmf. Fynboe's resultater i kap. 6.2). Dette er en meget enkel form for undersøkning av disse forhold. Resultatene har avgrenset verdi. En nærmere avklaring av belastningseffekter på bæreevne burde vi få fram ved å gå vegen om en enkel fryseprosedyre av prøvene. Dette bør kunne tas med i en fortsettelse av dette forskningsarbeidet.

Når det gjelder asfaltmaterialer, viser undersøkelser (19) at stivhetsmodulen reduseres med 10-20% etter lengre vannlagring.

Før en kan foreta en endelig bestemmelse av materialkoeffisient bør det derfor foretas en langt bedre avklaring av disse forhold som kan ha meget stor innflytelse.

## 10. VURDERING - SLUTTKOMMENTAR

### Sammenligning med eksisterende E-moduler

I tabell 36 er det satt opp en sammenligning av de beregnede materialkoeffisientene og vegnormalenes verdier. En må her igjen understreke de reservasjonene som er gitt tidligere. Koeffisientene bør betraktes bare som en innbyrdes rangering innenfor hver materialtype, og dette er gjort på meget begrenset eksperimentelt grunnlag. Særlig for de mekanisk stabiliserte materialene trengs det en langt mere inngående vurdering av betingelser og et mer omfattende forsøksmateriale.

Spesielt bør det vurderes nærmere når det er riktig å bestemme materialkoeffisientene slik det er gjort med bare bruk av E-moduler. For de bitumenstabiliserte materialene med lavt bindemiddelinhold er forholdene sannsynligvis for komplisert til å få mye ut av en så enkel betraktningssmåte. Disse materialene har dårligere bruddegenskaper og mindre evne til å lege sprekkdannelser. En beregning av materialkoeffisient bare på grunnlag av E-modul gir trolig for høy verdi for disse materialene.

Et annet eksempel på at E-modulbetraktninger alene kan gi et "skjevt" bilde av styrkeforholdene er resultatene fra undersøkelsene på mekanisk stabilisert pukk fra Ørland pukkverk. E-modulen for disse materialene er lav og dermed også den beregnede materialkoeffisienten. De plastiske deformasjonene for disse materialene er imidlertid betydelig mindre enn de undersøkte forsterkningslagsmaterialene som har større E-modul.

De absolutte verdiene for de beregnede koeffisientene er tilpasset nivået på dagens verdier i vegnormalene.

Av tabellen går det fram at variasjonen i materialkoeffisient innen hvert materiale er meget stor. For enkelte materialer overstiger den 30%. Dette gjelder i første rekke asfalt og skyldes innvirkningen av ulike bindemiddeltyper. I tabell 37 er det satt opp endringsverdier på de beregnede materialkoeffisientene ved endring av bindemiddelstivhet. Det er tatt utgangspunkt i materialkoeffisienten for materialer med bindemiddel B 85. Koeffisienten for de andre bindemiddeltypene er så relatert til denne. Det må imidlertid sterkt presiseres at de gitte endringsverdiene bare gjelder for de materialene disse verdiene er beregnet for ( $A_b$  og  $A_p$ ). Andre materialer vil holde et andre verdier



Tab. 36. Sammenfigning av de bestemte materialkoeffisientene med eksisterende verdier

Materiale	Bindem.	Beregnet koeffisient	Rimelig verdi	Vegnorm. verdi	Merknad
<u>Asfaltdekker:</u>					
Støpeasfalt (Sta 10)	B 40	3,50	3,50	3,00	
Topeka (Top 10)	B 60	3,13	3,10	3,00	
Asfaltbet. (Ab16t)	B 40	3,75-3,82	3,75	3,00	To forskjellige materialer
" (Ab16t)	B 60	3,33	3,30	3,00	
" (Ab16t)	B 85	2,95-3,07	3,00	3,00	Fire forskj. materialer (Tre grader)
" (Ab16t)	B 180	2,62	2,60	3,00	
Asf.grusb. (Agb10)	B 180	2,80	2,80	3,00	
Asf.løsn.g. (Alg10)	BL 4500R	2,08	2,00	2,00	
Mykasf. (Alg10)	MB	1,50	1,50	2,00	Viskositet på MB tilsv. BL 1500M
" (0g10)	MB	1,31	1,30	1,75	" " VO 550
<u>Asfaltbærelag:</u>					
Asf.grus (Ag10)	B 85	3,19-3,25	3,20	3,00	Bindemiddelinnh. på 4-5%
" (Ag10)	B 85	2,55-2,95	2,75		Bindemiddelinnh. på 2-3%
" (Ag10)	B 180	2,75-2,86	2,80	3,00	To forskjellige materialer
Asf.sand (As)	B 85	1,97-2,24	2,00	2,00	Bindemid.innh. 2-5%. Noe usikre verdier
" (As)	B 85	2,71	2,70	2,00	Med tilset. av fremmedfiller
Asf.pukk (Ap11)	B 85	2,51	2,50	2,00	
" (Ap11)	B 180	2,30	2,30	2,00	
" (Ap11)	B 250	2,21	2,20	2,00	
<u>Mek.stab.matr.:</u>					
Bærelag (Vm)		1,10-1,23		1,25	Koeff.er avh.av spenn.tilst. Det er målt E-modul for bare en massetype
Fuller-matr. (D=11,2)		1,17-1,34			Noe avvikende testprosedyre
Forst.l.matr.		1,01-1,12	1,00	1,00	Koeff. er avh. av spenn.tilst. Målinger på to masser
Ørland pukkverk		0,90			

Tab. 37 Endringsverdier på de beregnede materialkoeffisientene ved endring av bindemiddelstivhet

Bindemiddel	Penetrasjon	Endringsverdi
B 40	45	1,25
B 60	55	1,11
B 85	88	1,00
B 180	172	0,88
B 250	269	0,84

På denne bakgrunn ser en klart at materialkoeffisientene ikke er konstante. For de beregnede koeffisientene er varmblandede asfalt-typer som Ab, Ag og Agb med bitumen B 85 valgt som referansemateriale. Disse har derfor koeffisienter som overensstemmer med normalens verdier. Med disse materialene som referanser, synes det som om Alg og Og er gitt for store koeffisienter i de nævrende normaler, mens asfaltert pukk (Ap) kan ha fått en for liten koeffisient.

#### Noen anmerkninger vedrørende materialkoeffisienter

Ved bruk av materialkoeffisienter er det nødvendig å vurdere materialets tilstand og lagets plass i overbygningen. Koeffisientene kan ikke benyttes direkte til ukonvensjonelle konstruksjoner. De enkelte lags bæreevne vil også i stor grad påvirkes av de tilgrensende lag. Bitumenstabiliserte materialer vil f.eks. få lavere materialkoeffisient ned mot mekanisk stabilisert underlag hvor en oppnår lavere kompaktering.

Likeledes vil bituminøse materialer ha en tetningseffekt. Underliggende grusmaterialer blir ikke så lett oppbløtt, og disse beholder bedre sin bæreevne. Dekker som Alg/Og kan tjene som eksempler på dette. Disse har lav E-modul og får dermed liten materialkoeffisient. På grunn av denne positive virkningen på underliggende lag, kan det forsvares å sette en litt høyere koeffisient på disse enn på grusmaterialer med samme E-modul.

Når materialkoeffisientene baseres på E-modul, bør bruddtypene også få innvirkning. Varmblandede bitumenrike asfaltdekker vil beholde det meste av den opprinnelige E-modulen selv etter store deformasjoner. Sementstabiliserte materialer og magre asfalttyper vil lettere få sprekkdannelser og påfølgende reduksjon i bæreevne.

Dette er bare nevnt som eksempler på en lang rekke forhold som kan påvirke fastsetting av praktiske materialkoeffisienter.

### Valg av forutsetninger

I beregningene av materialkoeffisienter er det benyttet E-moduler bestemt ved 10 Hz og 25 °C. For de mekanisk stabiliserte materialene er det beregnet koeffisienter for to forskjellige spenningstilstander.

Valget av disse forsøksbetingelsene vil ha stor betydning for hvilke E-moduler de ulike materialene får. Når det er benyttet 10 Hz, vil det tilsvare en trafikkhastighet på ca 30 km/t.

Som påpekt tidligere, vil valget av betingelser hovedsakelig få innvirkning på forholdet mellom de forskjellige materialtypene. Den innbyrdes rangeringen av de ulike materialene innen hver "materialgruppe" vil bare i liten grad påvirkes av valg av betingelser.

Som en konsekvens av at forutsetningene spiller så stor rolle ved bestemmelsen av E-moduler, bør det nok vurderes om det er mulig å benytte mer variable koeffisienter avhengig av bruksområdet. F.eks. en koeffisient på landeveger med høy hastighet og andre koeffisienter i bygater og på parkeringsplasser. Dette vil tilsvare virkningen av ulike egenskaper ved forskjellige belastningsfrekvenser.

### Resultater - Konklusjoner

I starten av prosjektet og i møter med oppdragsgiverne underveis har det blitt skissert opp følgende hovedmål for arbeidet:

- Vurdere de eksisterende materialkoeffisienter for noen materialtyper og eventuelt komme med forslag til forandringer på basis av E-modul målinger
- Utarbeide forslag til metode(r) for å undersøke et gitt materiale som grunnlag for å fastsette dets materialkoeffisient
- Forsøke å etablere en sammenheng mellom mekanisk stabiliserte og bitumenstabiliserte masser

På grunnlag av de avgrensede undersøkelsene som er foretatt innen rammen for prosjektet, har det i varierende grad vært mulig å bringe klarhet i de oppsatte mål. Punkt 1 er behandlet foran (jmf. tab. 36). Noe mer konkrete forslag til forandringer enn det som er gitt, kan en ikke gi med det foreliggende materialet. Mer vidtgående konklusjoner vil kreve mer forskning både i form av prøving og teoretiske analyser av vegkonstruksjoners bæreevne med inngående vurderinger av resultatene og jmføring/etterkalkyle av relevante erfaringsresultater.

Med punkt 2 har det fortrinnsvis vært meningen å knytte sammenhenger til en av de enklere og mere etablerte metoder. For de bitumenstabiliserte materialene virker sammenligningen av E-modul og strekkstyrke svært lovende. Dersom det kan påvises like god sammenheng også for andre massetyper og ved bruk av "Marshall-klosser", kan dette bli en enkel, praktisk og god del-metode. For bare å bestemme strekkfastheten trengs det heller ikke LVDT-er for å måle sidedeformasjonen. Det trengs i så fall bare en mindre ombygging av en Marshall-presse for å foreta denne undersøkelsen. For de mekanisk stabiliserte materialene er forholdene litt mere innfløkte. De utførte undersøkelsene er her langt fra tilstrekkelige. Det er imidlertid indikasjoner på at CBR kan brukes som en undersøkelse for å bestemme materialkoeffisient. CBR-verdien er egentlig resultatet av et miniatyr bæreevneforsøk som er en funksjon av både E-modul og plastisk deformasjon m.m.

Når det gjelder punkt 3, må en kunne si at de gjennomførte undersøkelsene bare i liten grad gir svar på denne problemstillingen. I undersøkelsene ble det tatt utgangspunkt i bitumenstabiliserte masser med lavt bindemiddelinhold og forsøkt å etablere en sammenheng mellom disse og de tilsvarende mekanisk stabiliserte massene. Å finne en sammenheng her, viste

seg å bli svært vanskelig da materialene totalt endrer karakter og egenskaper ved tilsetting av bitumen. Selv om en dynamisk E-modulundersøkelse kan benyttes til testing av begge materialtypene, gjør forskjellige forsøksbetingelser det vanskelig å sammenligne disse målingene. Det avgjørende vil derfor bli hvilke betingelser som velges. Dette er et problem med den benyttede beregningsmetoden. For å få en bedre oversikt over disse problemene er det nødvendig med et langt mer omfattende prøveprogram og en grundig analyse av resultater og sammenhenger. Det vil også være meget viktig med feltmålinger for å kalibrere resultatene etter praktiske erfaringer.

#### Forslag til videreføring

Ved dimensjonering av veger synes det fortsatt å være hensiktsmessig å kunne bruke materialkoeffisienter og substitusjonsforhold for ulike materialer. "Korrekte" materialkoeffisienter er følgelig av meget stor praktisk betydning. Videre forskningsinnsats på dette feltet kan gi langt sikrere grunnlag å bygge på, og være med å sikre god utnytting av anleggs- og vedlikeholdsmidler. Nedenfor er det listet opp noen høyst aktuelle problemer det bør arbeides videre med:

- Mer omfattende dynamisk undersøkelser av mekanisk stabiliserte materialer, sand og grus.
- Nærmere undersøkelser av E-modul og strekkfasthet for asfalt. (Eventuell bruk av borprøver og "Marshallklosser").
- Vurdere andre materialtyper, f.eks. sementstabiliserte masser.
- Undersøkelser av materialer med spesielle tilsetningsstoffer.
- Virkning av fryse/tine-påkjenninger m.m. for avklaring av teleløsningseffekter.
- Feltmålinger og observasjoner for kalibrering av laboratorieresultater og analyser.

LITTERATURLISTE

1. Broms "Dimensionering av asfaltbundna vegkonstruksjonar från bærighetssynspunkt" KTH, Stockholm 1976
2. Van Til, Mc Cullough m.fl. "Evaluation of AASHO interim guides for design of pavement structures" Highway Research Board. National Cooperative Highway Research Program. Report 128, 1972
3. Retningslinjer for utførelse av bituminøse vegdekker og bærelag Oslo, januar 1980
4. Horvli, I. "Dynamisk belastningsutstyr - brukerveiledning". SINTEF rapport STF61 F80005 Trondheim, 1980
5. Stavøstrand, G.S. "Måling av aksialdeformasjon på dynamisk belasta prøver i treaksialkammer". Hovedoppgave 1979. Institutt for veg- og jernbanebygging, NTH, Trondheim, 1979
6. Stavøstrand, G.S. "Dynamiske treaksialforsøk på friksjonsmaterial. Brukerrettledning for tillaging av prøver". Internt notat nr. 16, 610046/70, SINTEF avd. 61, Trondheim, 1981
7. Statens Vegvesen Håndbok 018, Vegbygging
8. Bakløkk, L.J. Dimensjonering av veger Hovedoppgave. Institutt for veg- og jernbanebygging. Trondheim 1982

9. Highway Research Board. The AASHO Road Test. Report 7. Summary Report Special Report 61 G. Washington 1962
10. Fynboe, C.Chr. Resilient behavior of different granular materials. Trondheim 1982
11. Slyngstad, T. Kortfattet orientering om enkelte spesial-emner innenfor asfaltteknologi. Notat nr. 302 Trondheim 1983
12. Hattestad, J.O. Bindemidler - utviklingstendenser NTH, Institutt for veg- og jernbanebygging Vegteknologi, Særkurs, 1982
13. Johansen, J.M. Myk bitumen. Veglaboratoriet, intern rapport nr 1060, desember 1982
14. Ruud, Sandvik og Hattestad Veiledning i bruk av myk bitumen og dekkeanvendelse med myk bitumen. AIL Intern rapport nr 6, november 1982
15. Kristiansen, K.E. "Testing av borprøver for bestemmelse av deformasjonsegenskaper for feltforsøk på bærelag, RV 35 Eggemoen, Buskerud". SINTEF rapport STF61 F82008 Trondheim 1982
16. Yoder og Witczak "Principles of pavement design" 2. utgave, 1975

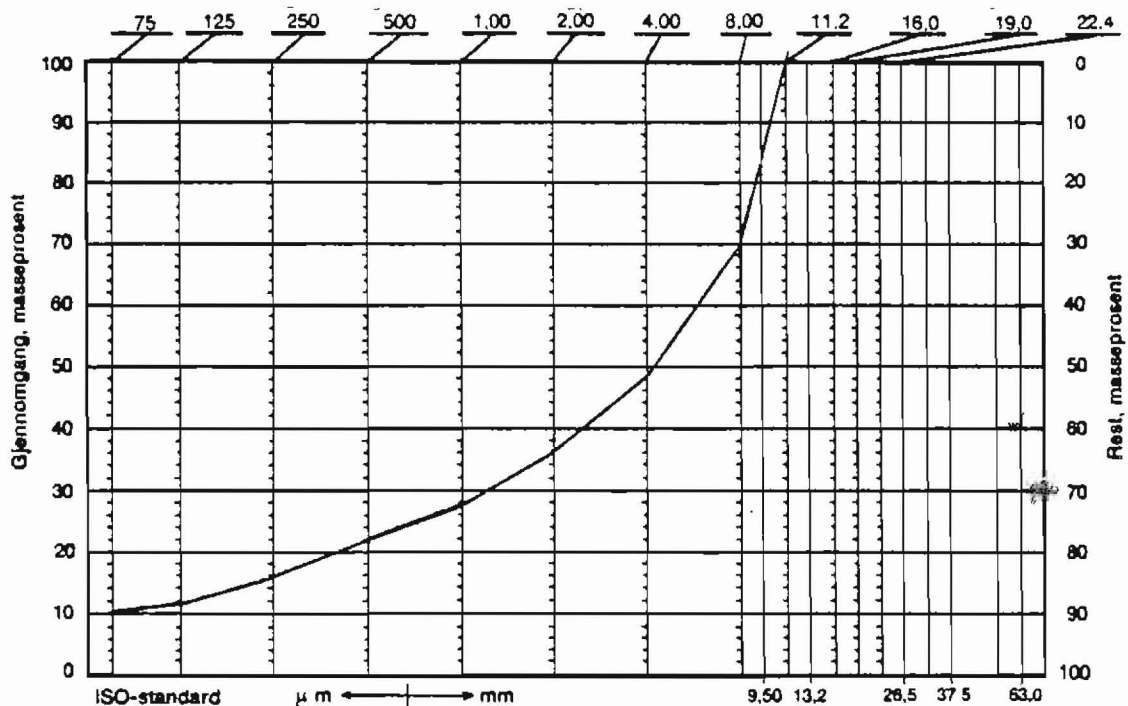
17. Bäckman og Wiman "Utländska normer för dimensionering av vägars överbyggnad". II Jamførelser, VTJ Meddelande 104 Linköping 1978
18. Kristiansen, K.E. "En sammenligning av deformasjonsegenskapene til en Abl6t med bindemiddel B 40 og B 85" SINTEF rapport STF61 F82009 Trondheim 1982
19. Slyngstad, T. "Filler i bituminøse vegdekker" Avhandling for lic. techn. graden. Institutt for veg- og jernbanebygging, NTH. Meddelelse nr 15. Trondheim Des. 1977
20. Rada og Wiczak Material Layer Coef. 1982



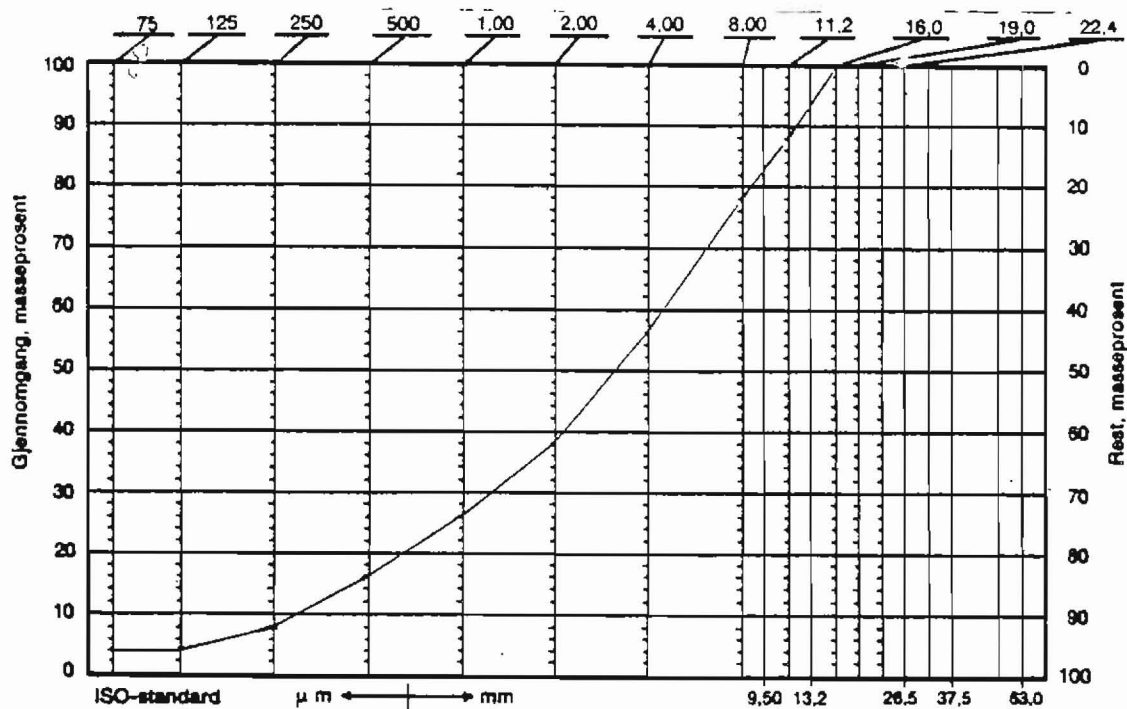
## BILAG 1

### KORNFORDDELINGSKURVER

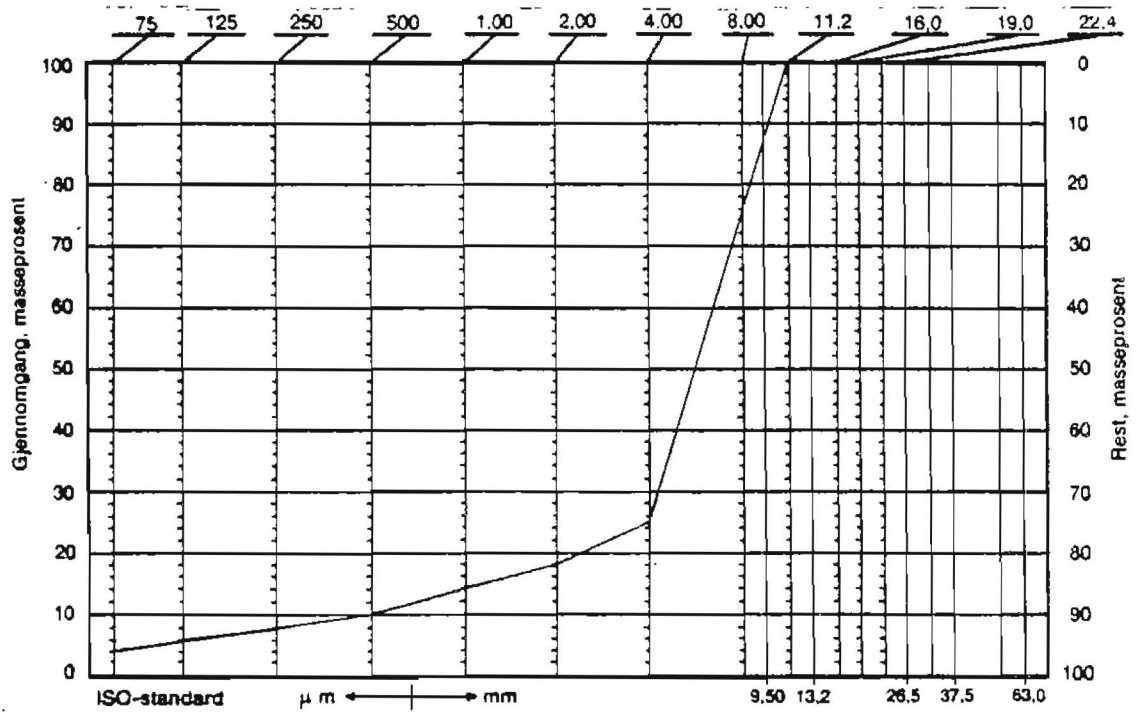




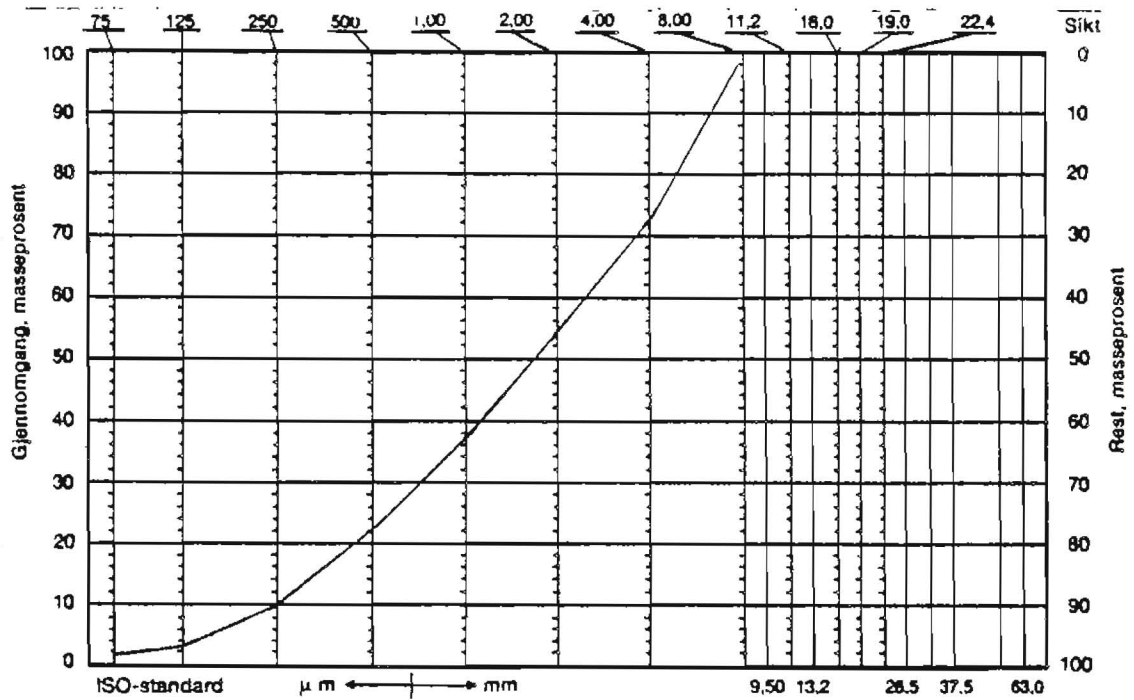
Korngradering for asfaltbetong (Ab11t)



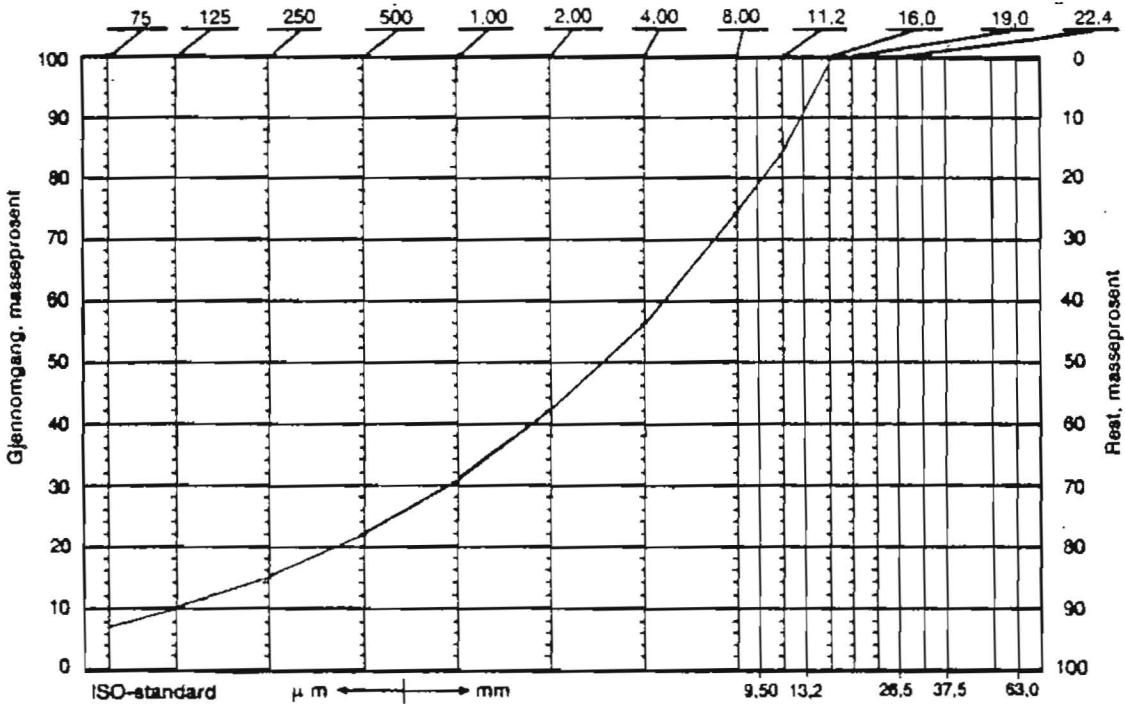
Korngradering for myk asfalt



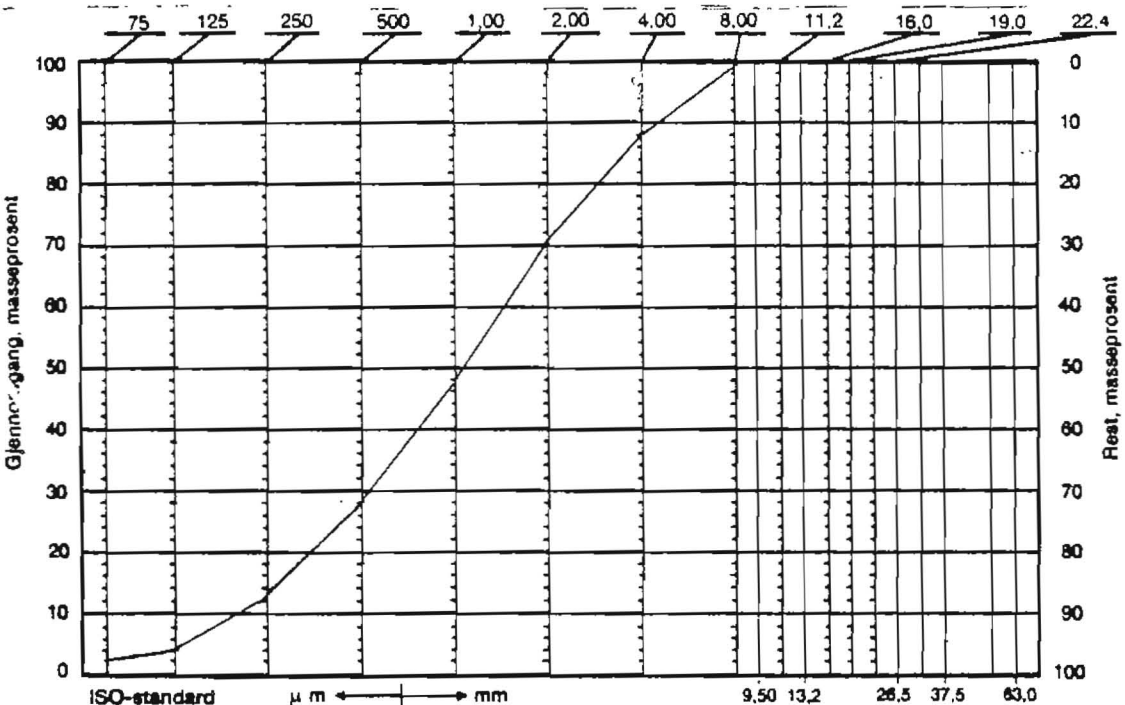
Korngradering for asfaltert pukk (Ap)



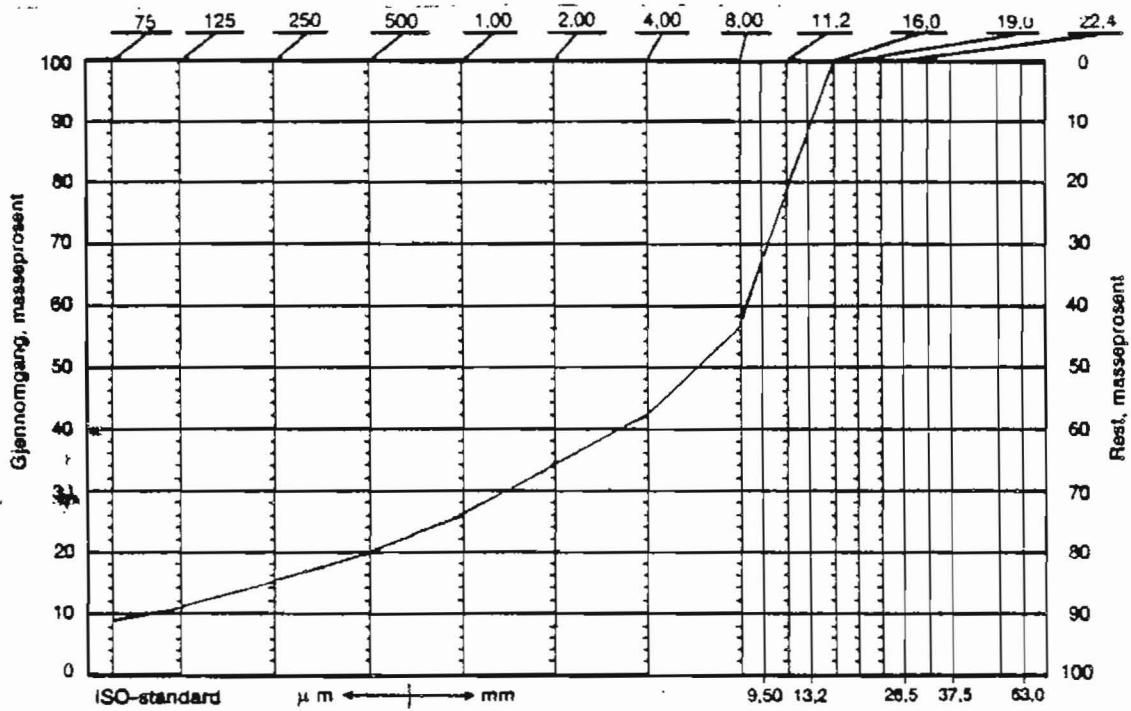
Korngradering for forsterkningslagssand (Hembre)



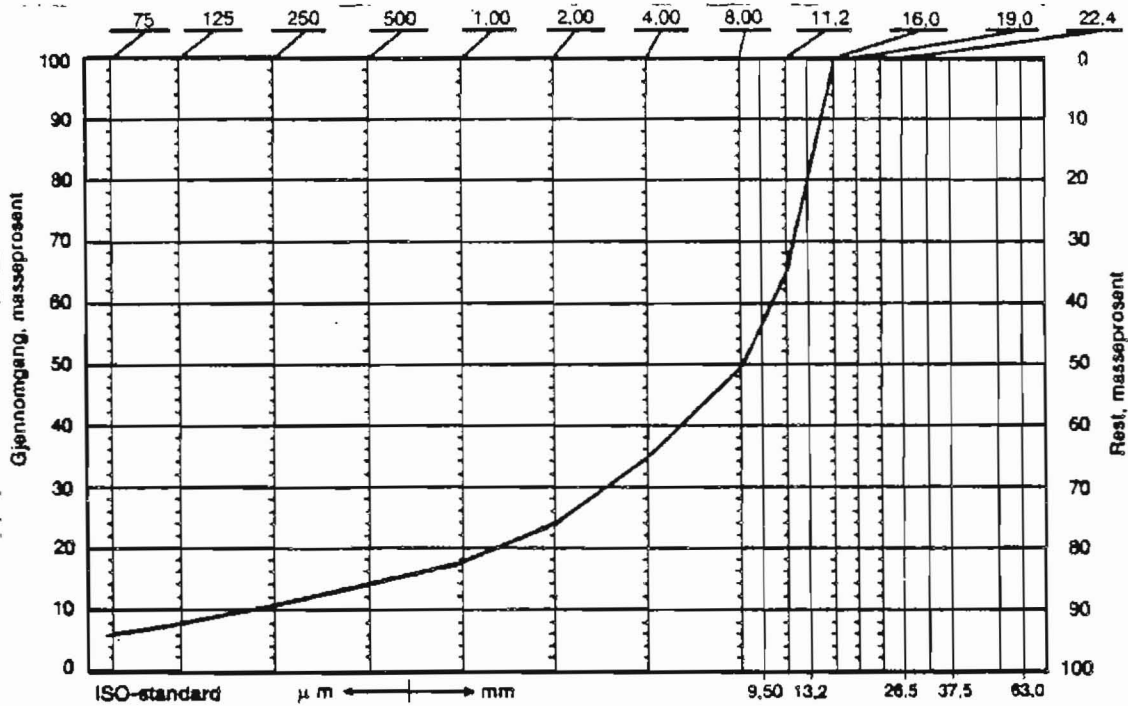
Korngradering for asfaltert grus (Ag)



Korngradering for asfaltert sand (As)



Korngradering for asfaltbetong (Ab16t)



Korngradering for asfaltbetong (Ab16a)

## BILAG 2

E-MODULER FOR DE ENKELTE PRØVENE AV ÅG OG ÅS



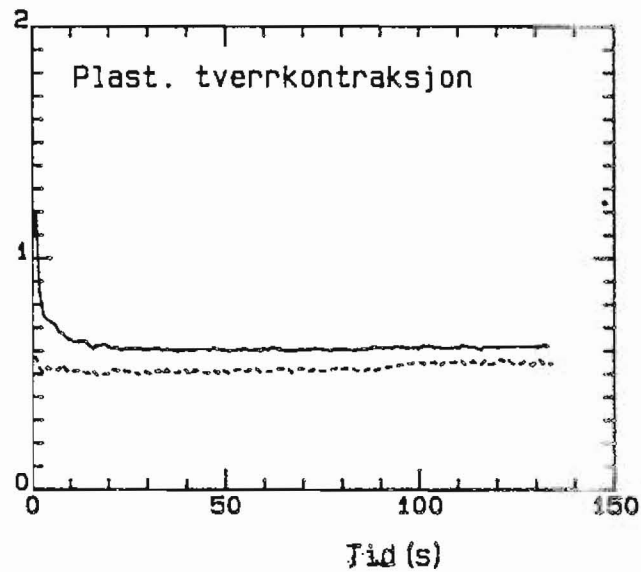
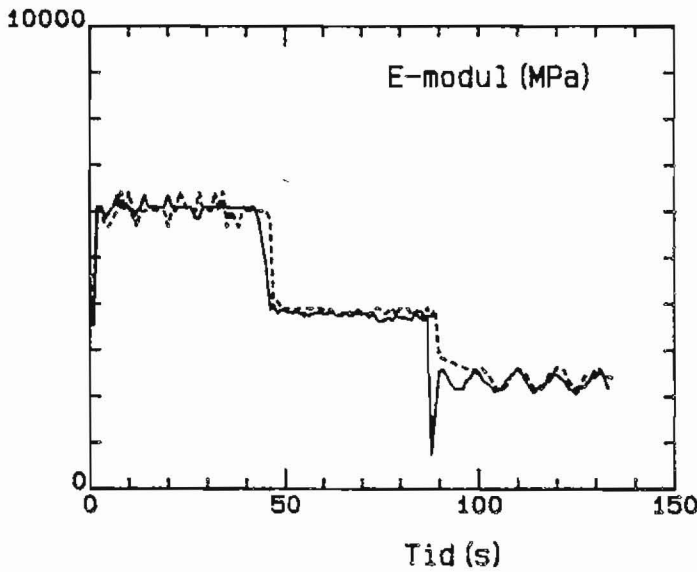
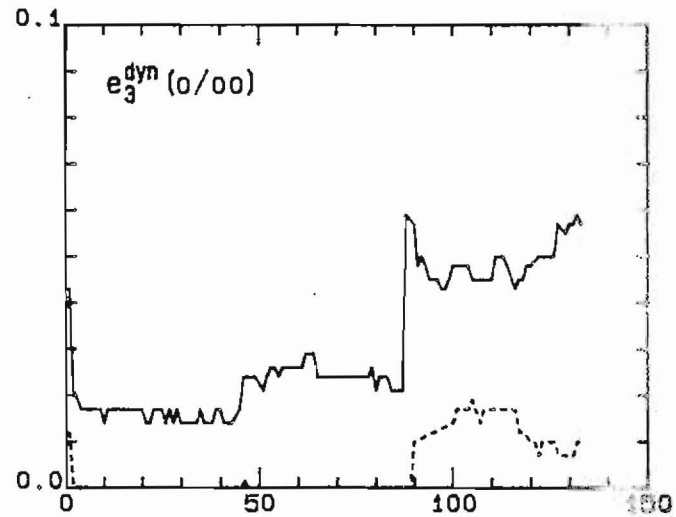
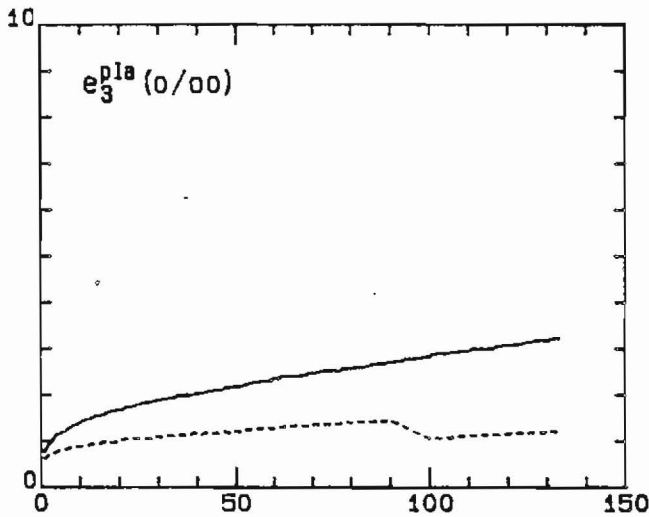
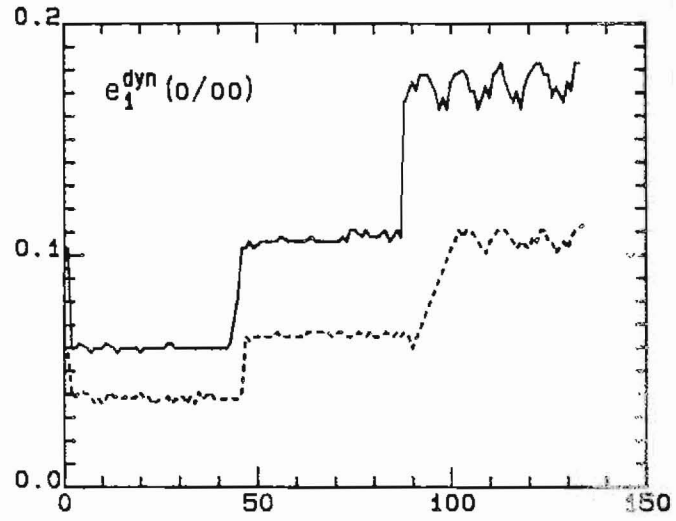
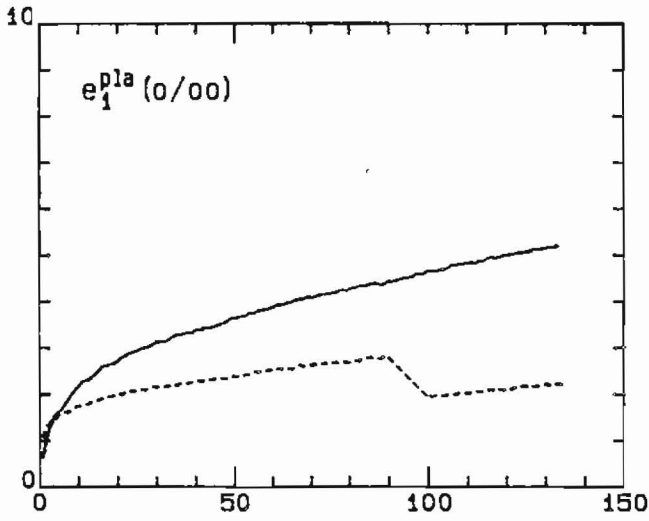


Massetype	Prøve merket	Prøvemethode				
		Kontinuerlig			Enkeltpuls	
		30 Hz	10 Hz	3 Hz	1 Hz.	10 Hz
Ag 5% B 85	Ag 5a	6100	3800	2500	1740	4200
	Ag 5b	6000	3800	2100	2080	4170
Ag 4% B 85	Ag 4a	5700	3700	2300	1850	3900
	Ag 4b	5500	3500	2100	1790	3700
Ag 3% B 85	Ag 3a	4800	2900	1800	1590	3230
	Ag 3b	4700	2800	1800	1850	3130
Ag 2% B 85	Ag 2a	3200	2100	1400	1140	2270
	Ag 2b	2400	1600	1100	910	1720
As 5% B 85	As 5a	2150	1300	800	590	1430
	As 5b	1850	1200	800	525	1110
As 4% B 85	As 4a	1500	900	560	450	950
	As 4b	1500	800	500		
As 3% B 85	As 3a	1600	900	550	400	870
	As 3b	1760	1000	610	500	910
As 2% B 85	As 2a	1800	1000	600	420	830
	As 2b	1700	1000	600	480	910

Tabellarisk oversikt over E-modul for de enkelte prøvene av Ag og As

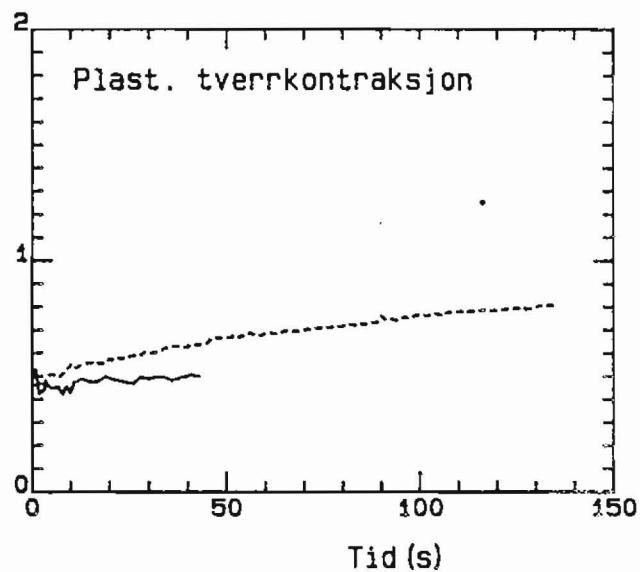
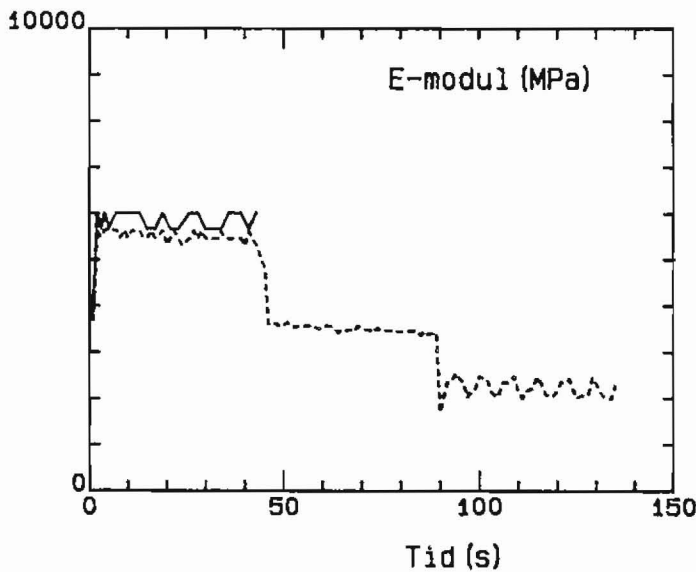
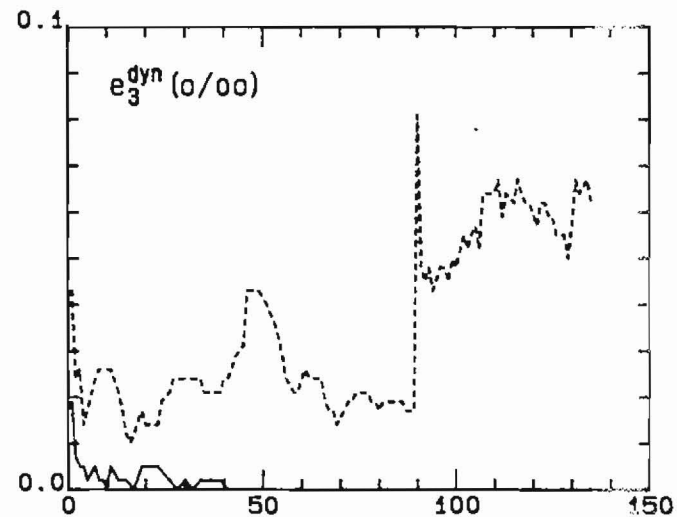
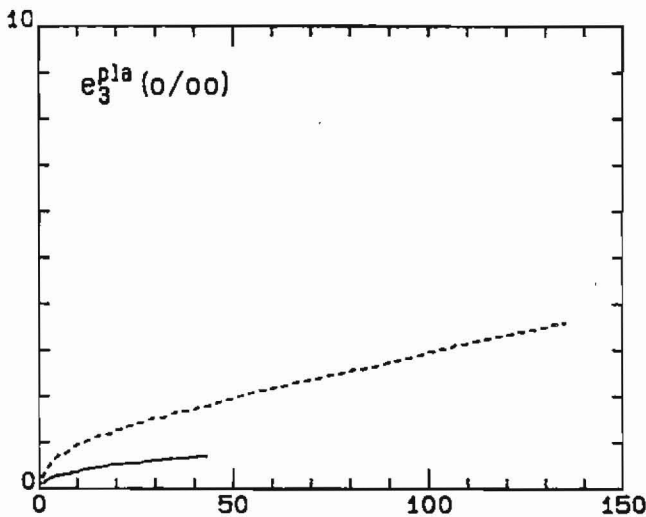
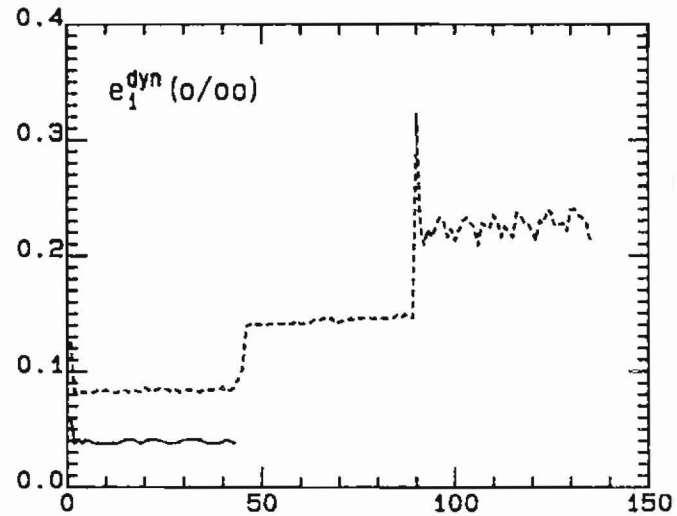
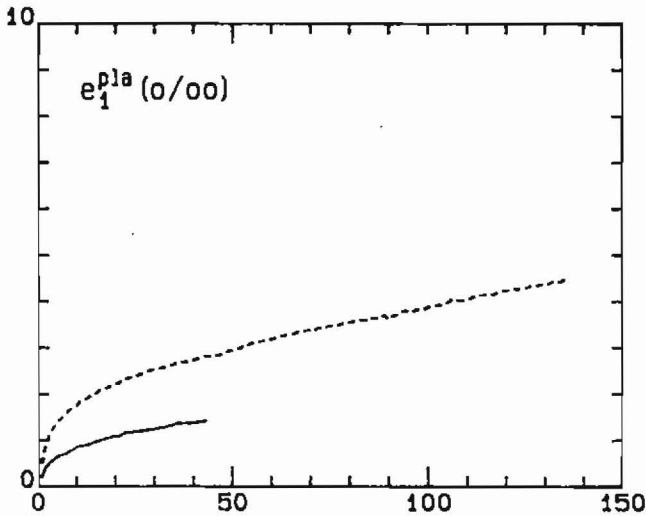
BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_0^{dyn}$ :
Ag5a	Ag, 5% B85	—	389.1kPa.
Ag5b	Ag, 5% B85	- - -	245.5kPa.



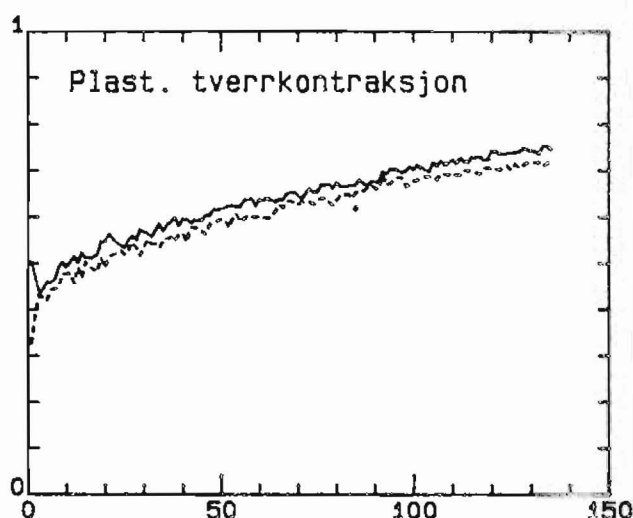
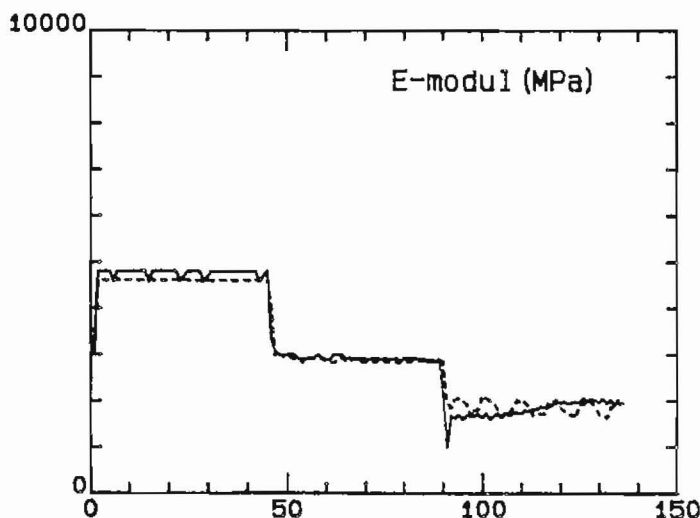
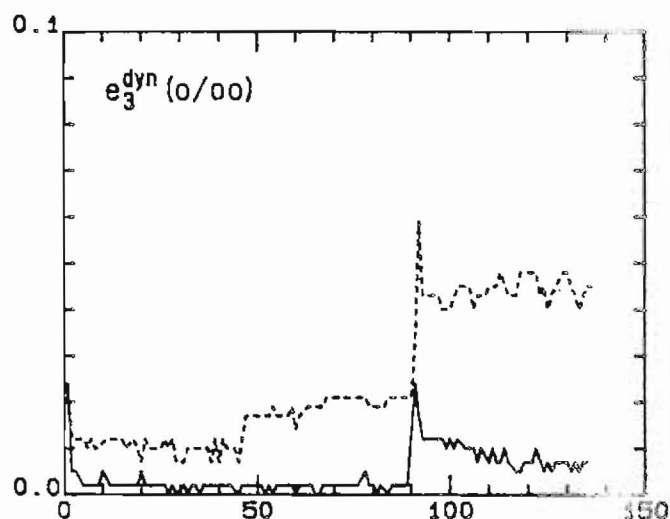
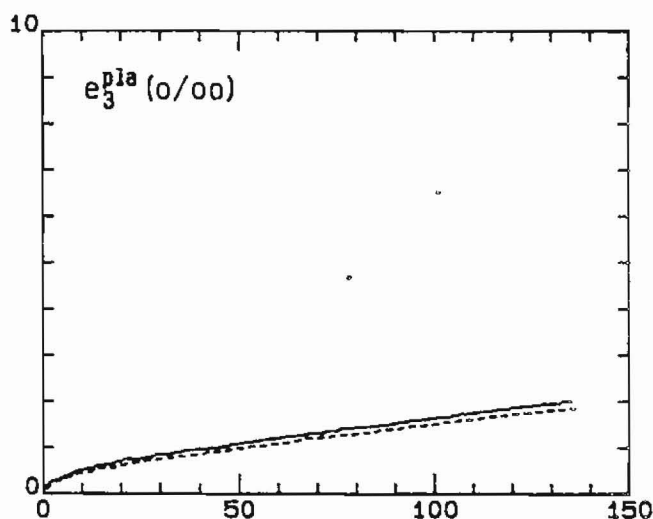
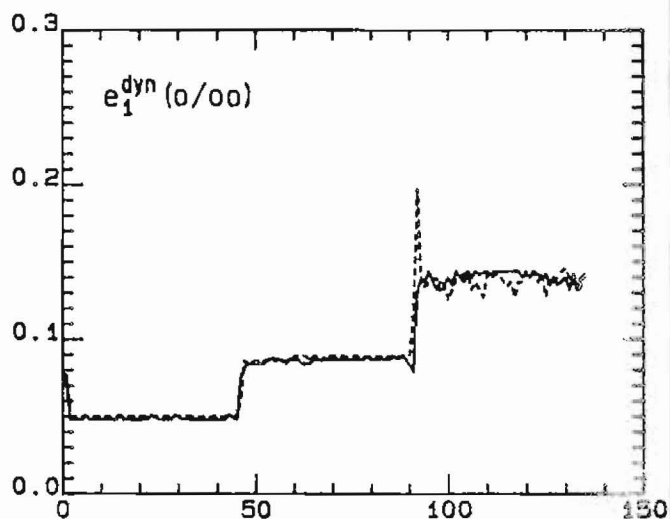
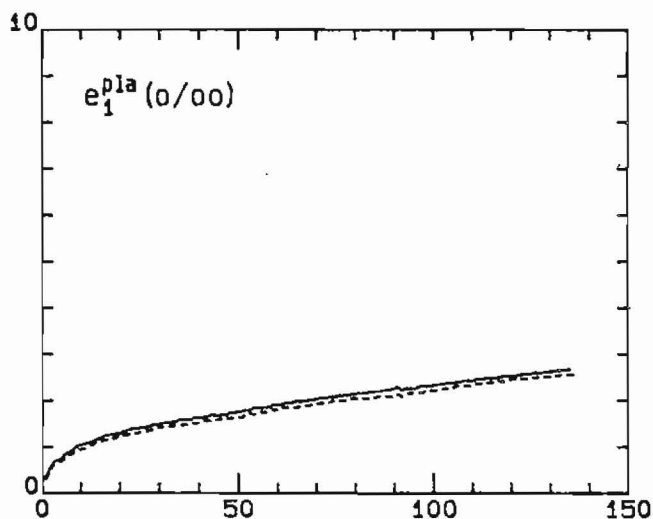
BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_0^{dyn}$ :
Ag4a	Ag, 4% B85	————	231.1kPa.
Ag4b	Ag, 4% B85	- - - - -	488.3kPa.



BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_0^{dyn}$ :
Ag3a	Ag, 3% BB5	—	244.7kPa.
Ag3b	Ag, 3% BB5	- - - - -	247.0kPa.

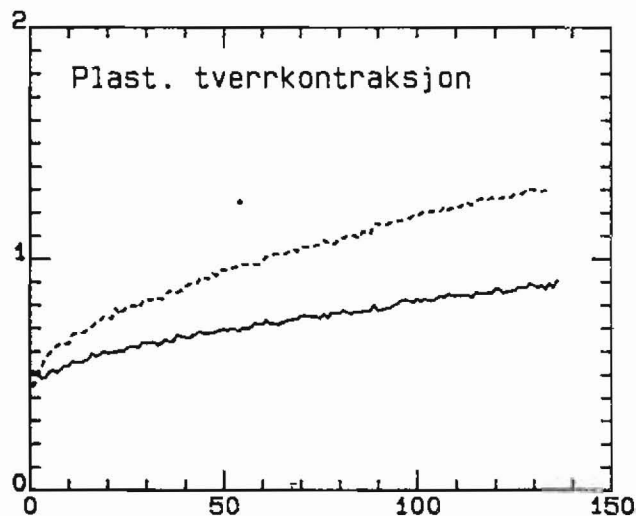
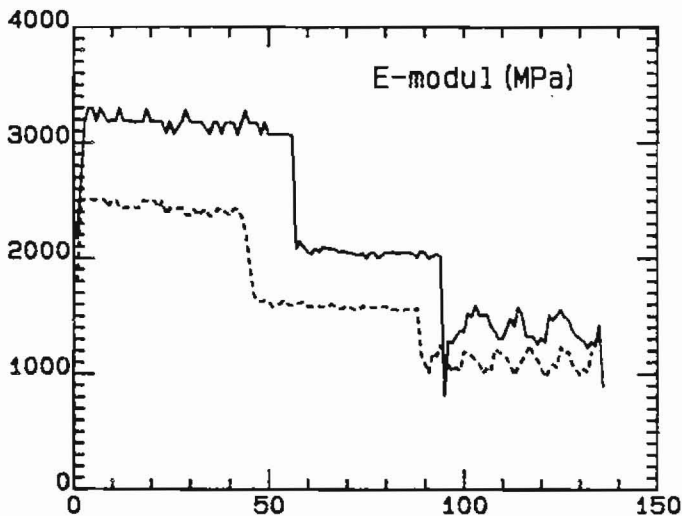
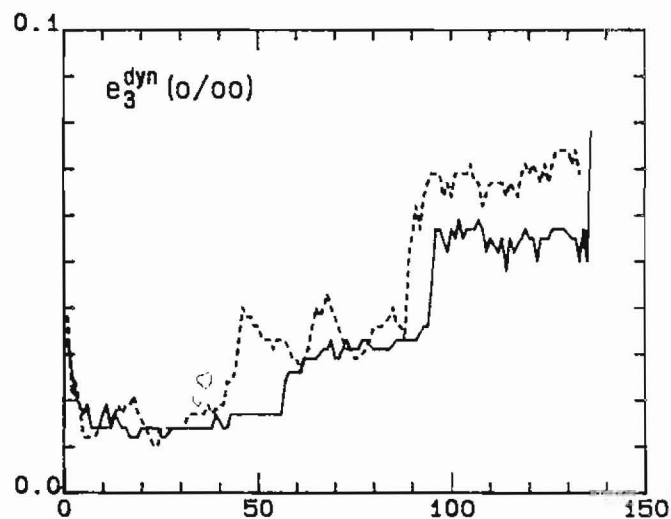
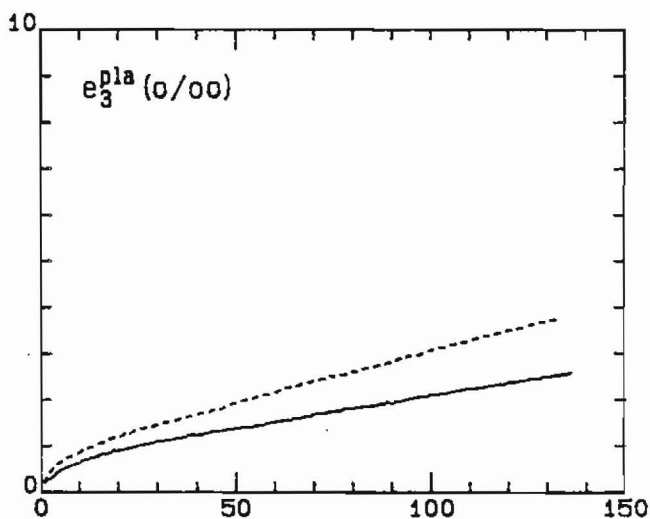
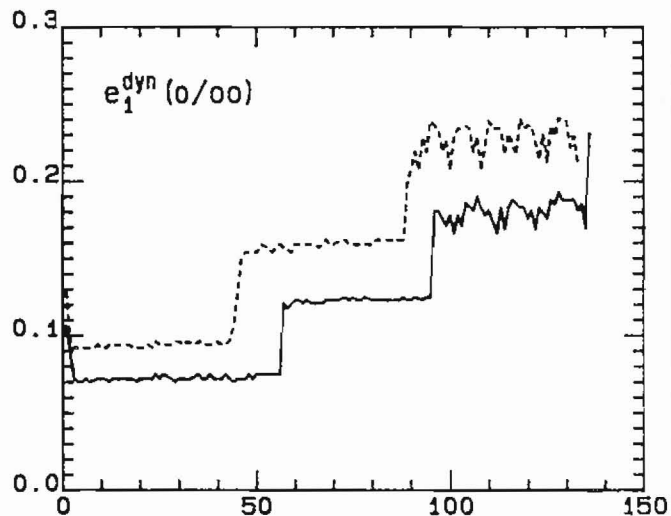
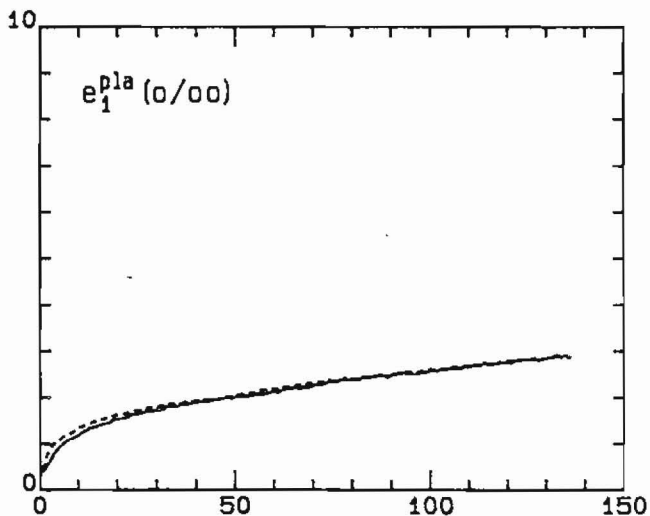


Tid (s)

Tid (s)

BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_0^{dyn}$ :
Ag2a	Ag, 2% B85	—	240.9kPa.
Ag2b	Ag, 2% B85	- - - -	243.4kPa.

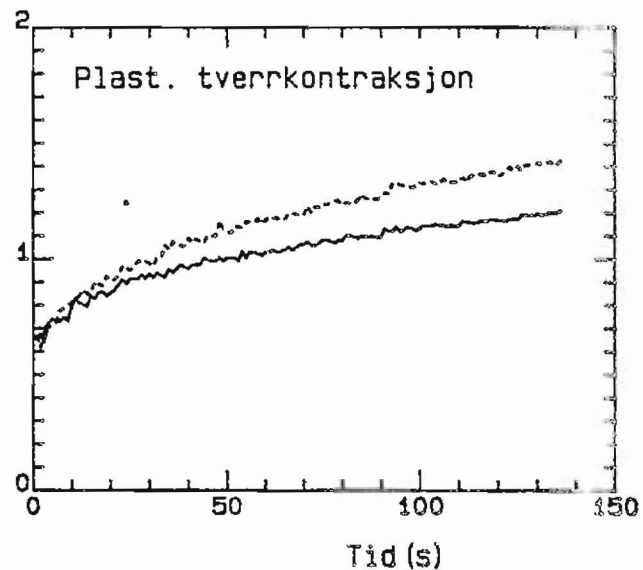
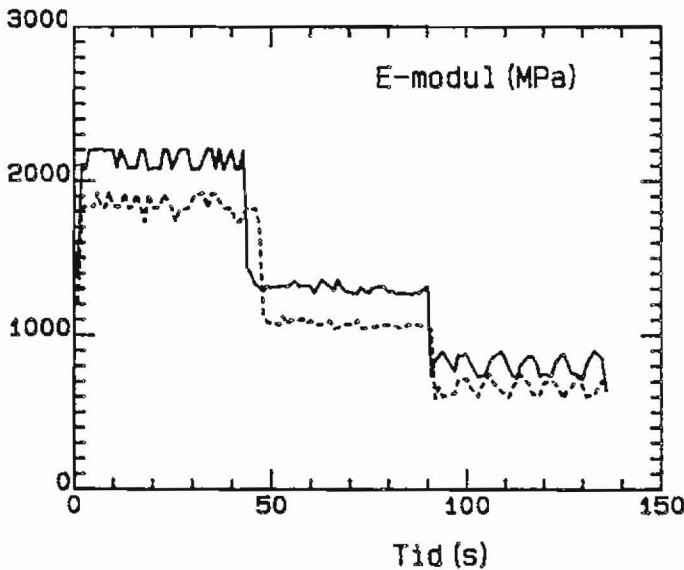
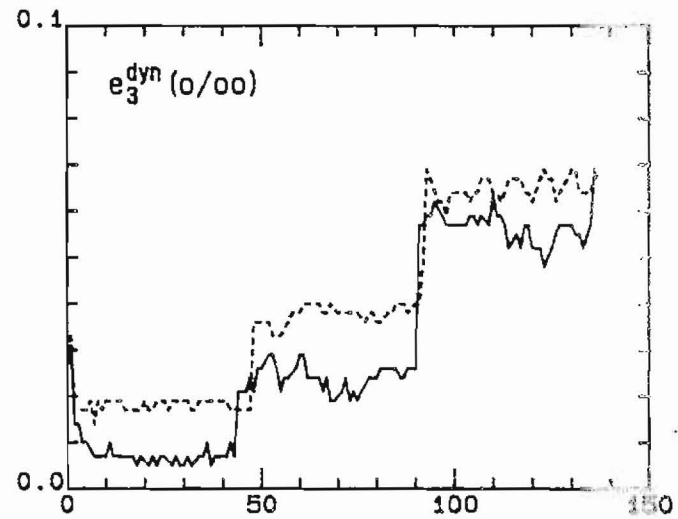
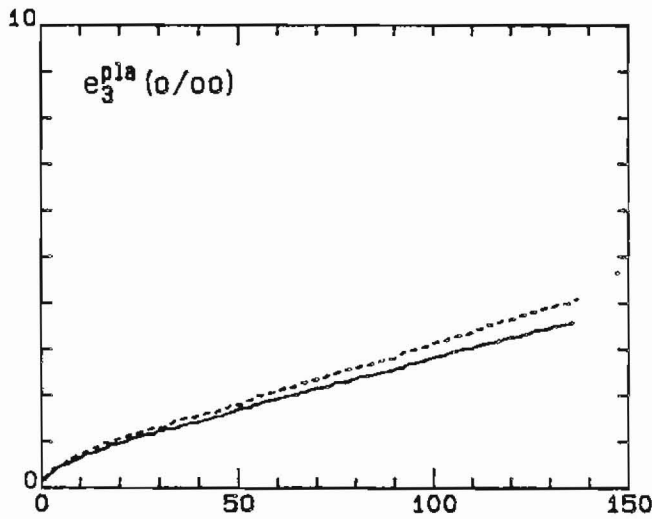
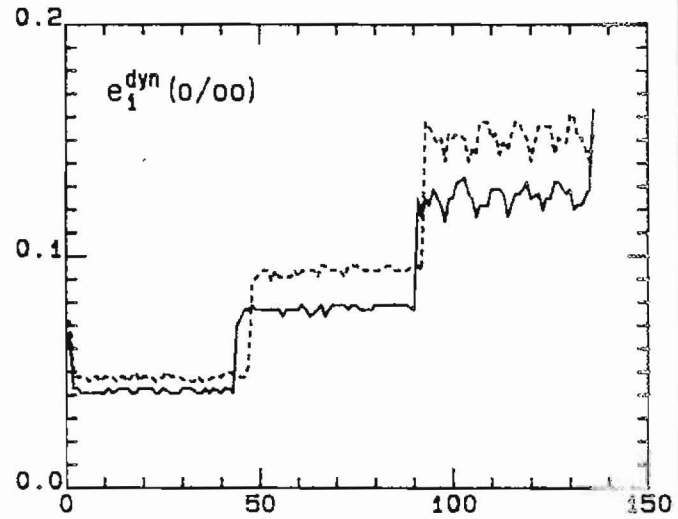
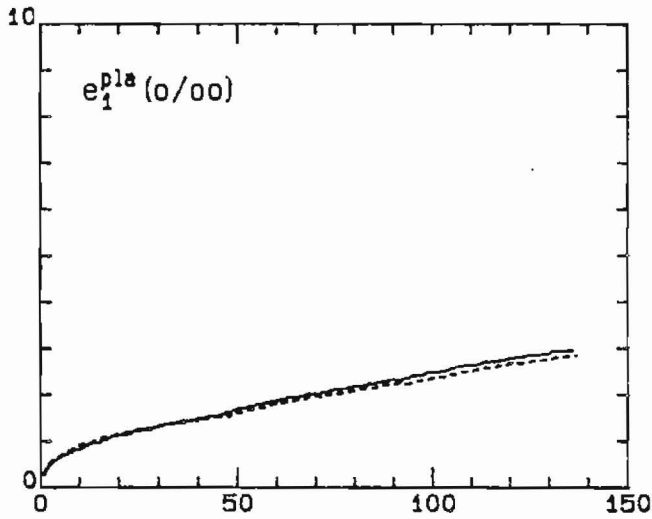


Tid (s)

Tid (s)

BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

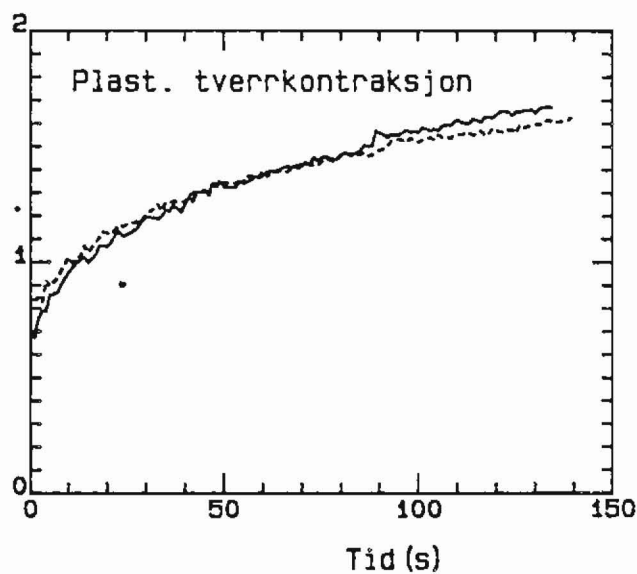
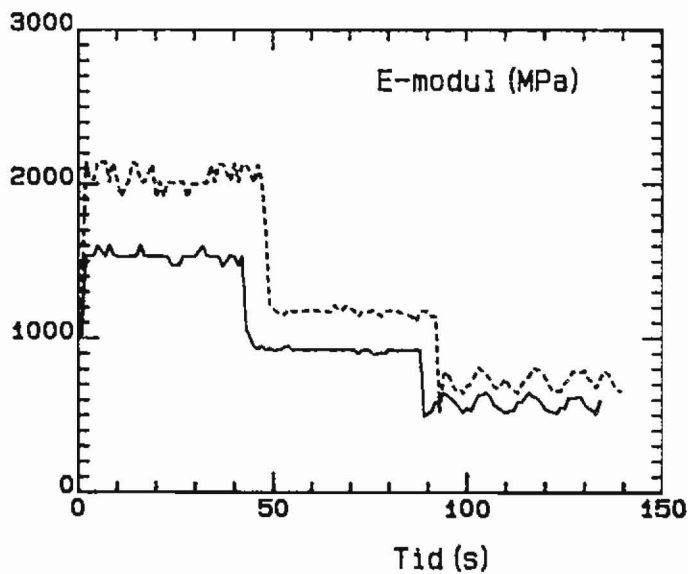
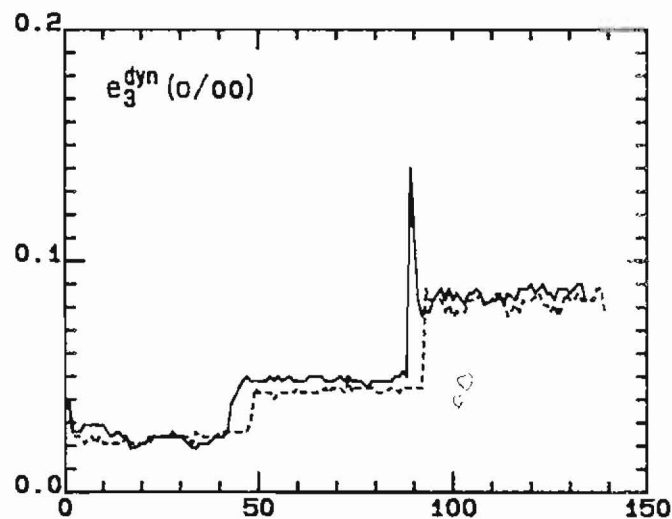
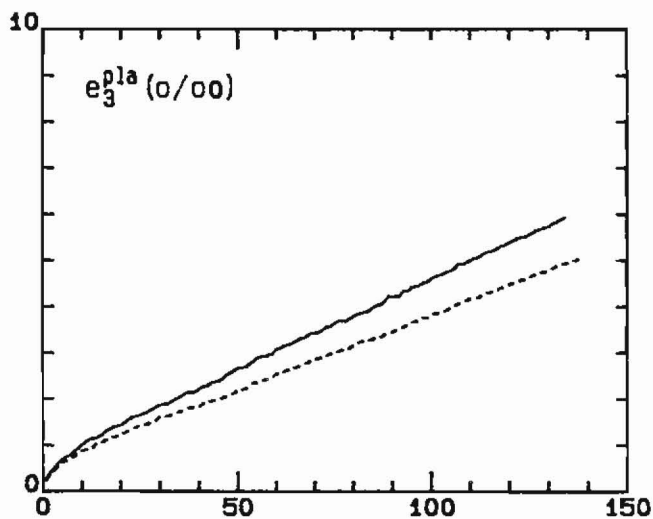
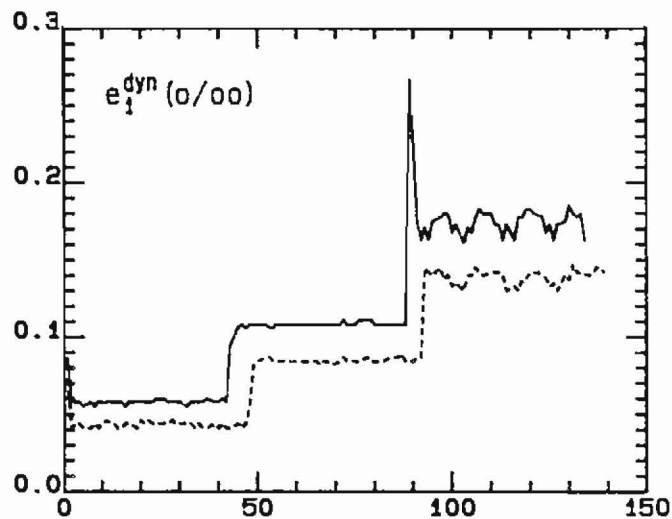
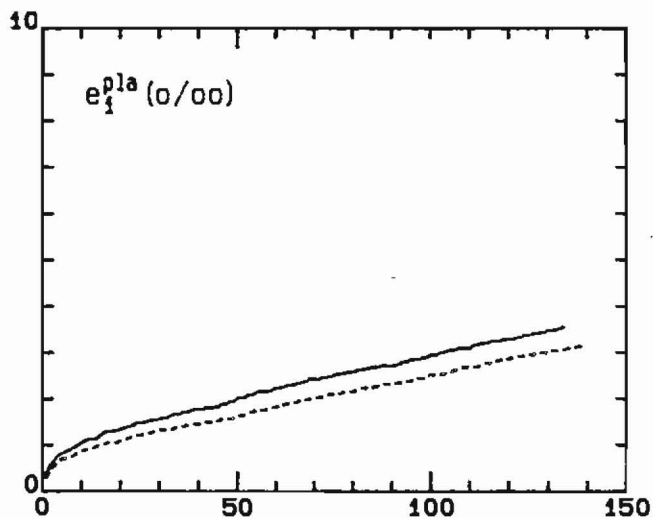
PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_0^{dyn}$ :
As5a	As, 5% B85	————	97.7kPa.
As5b	As, 5% B85	-----	95.4kPa.



SINTEF-61  
EM-EMP

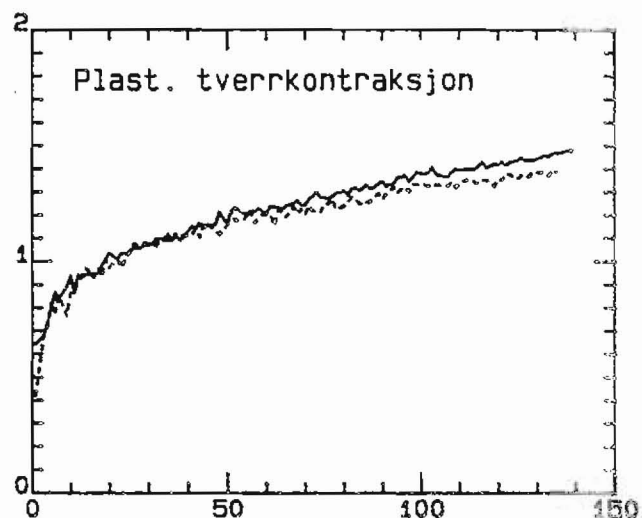
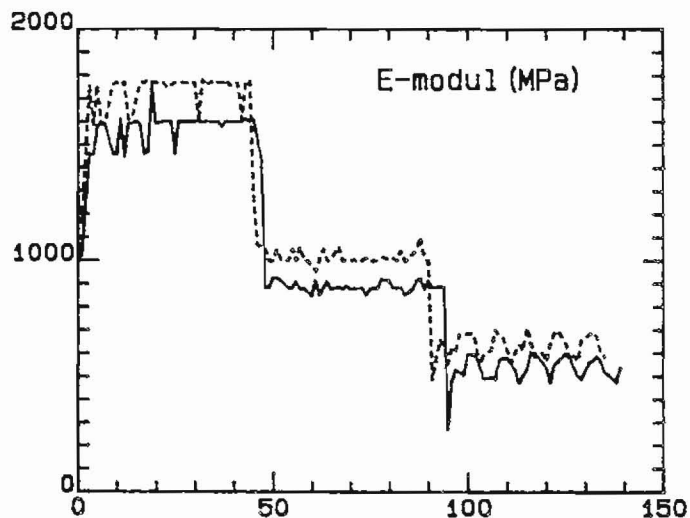
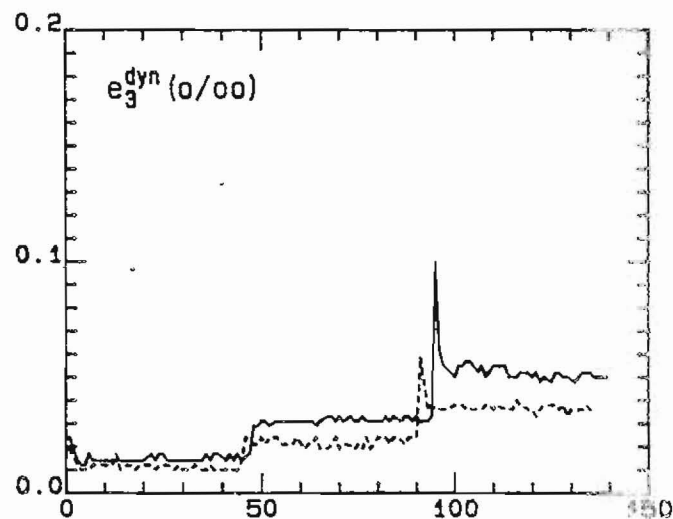
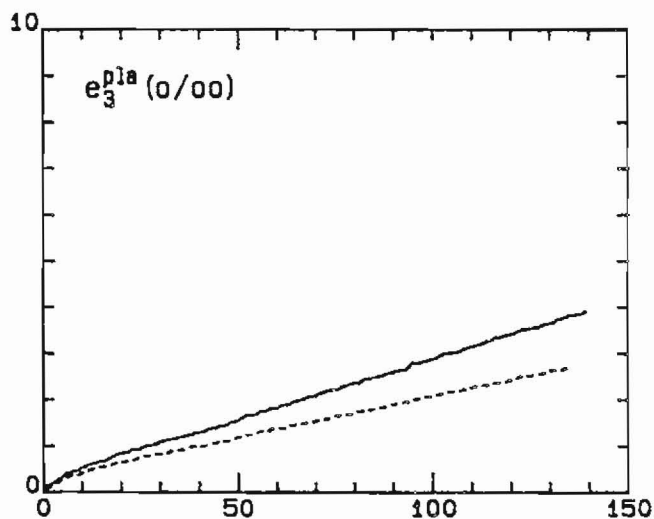
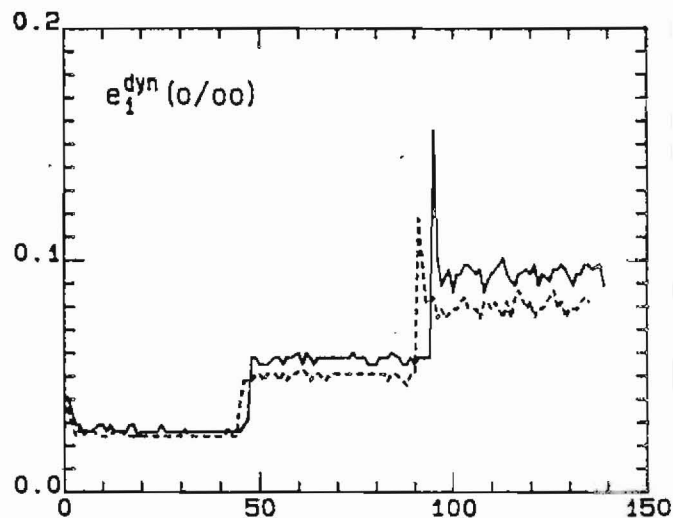
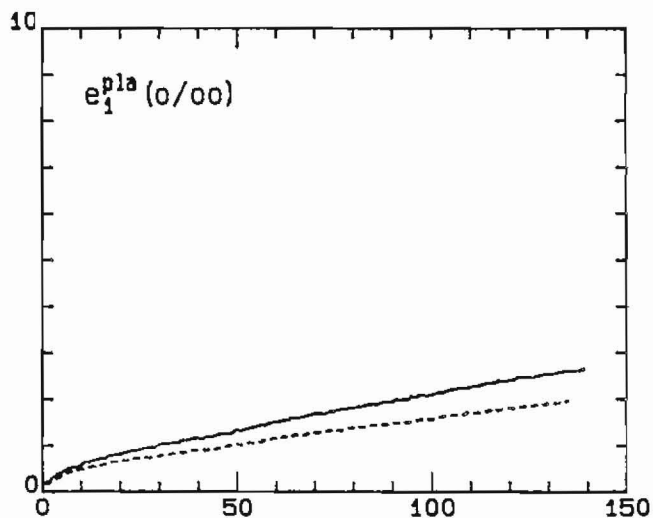
BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_0^{dyn}$ :
As4a	As, 4% B85	————	96.7kPa.
As4b	As, 4% B85	- - - - -	95.7kPa.



## BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_D^{dyn}$ :
As3a	As, 3% B85	—	47.9kPa.
As3b	As, 3% B85	- - - -	48.1kPa.



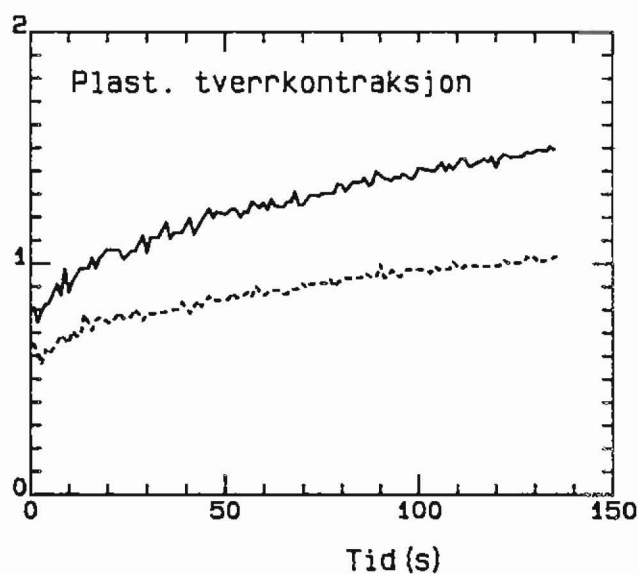
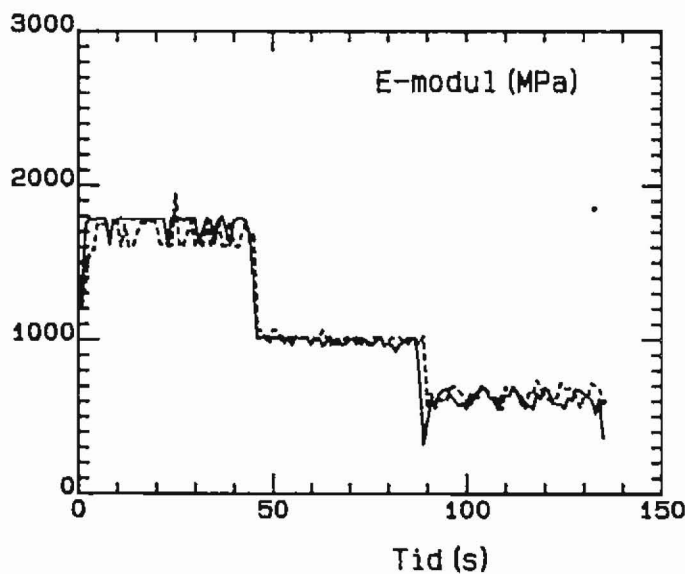
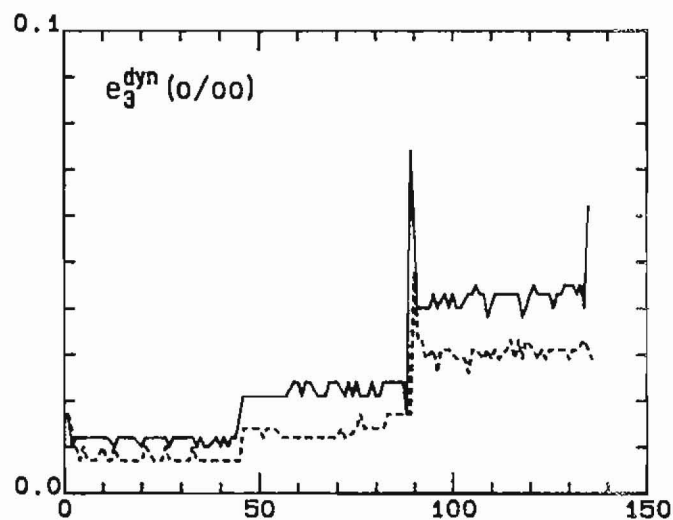
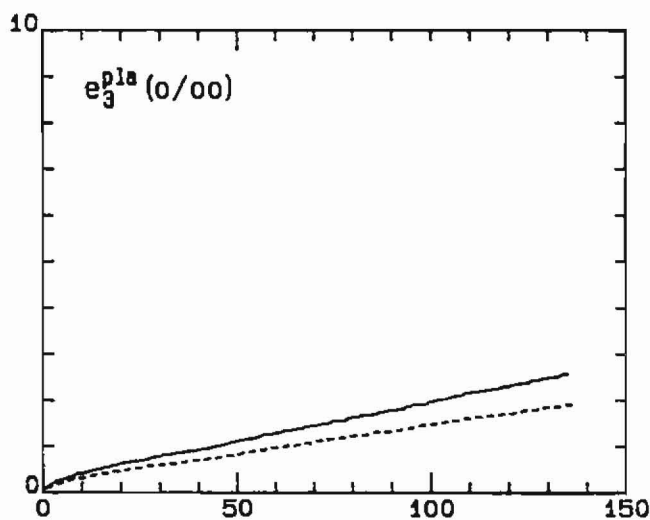
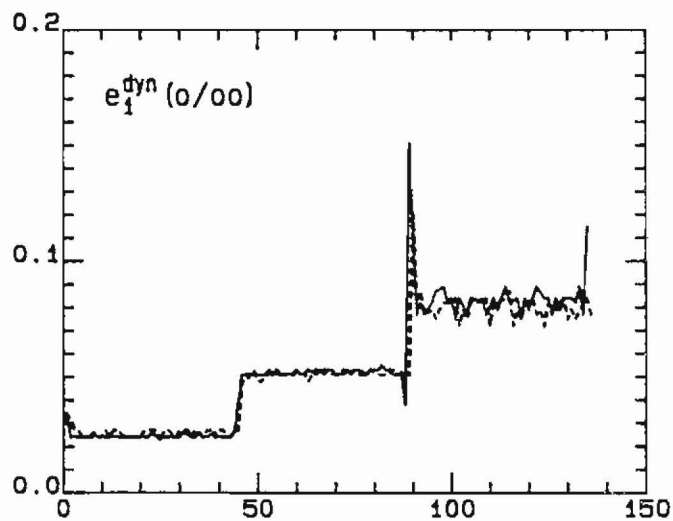
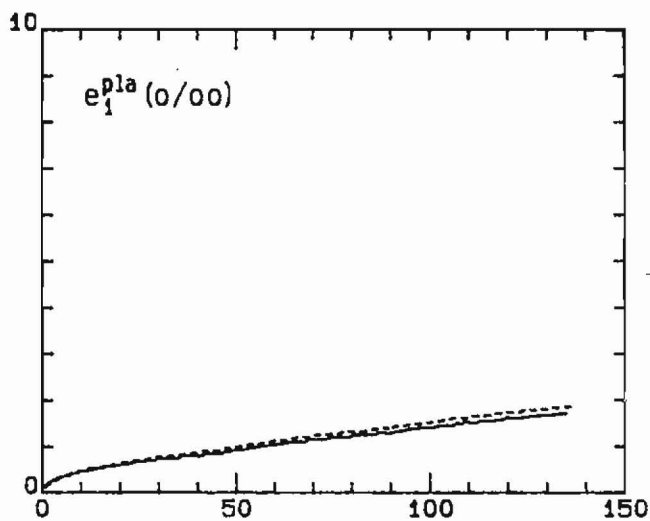
Tid (s)

Tid (s)



BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL VED 30Hz, 10Hz OG 3Hz.

PRØVENUMMER:	MASSETYPE:	SYMBOL:	$\sigma_D^{dyn}$ :
As2a	As, 2% B85	————	48.0kPa.
As2b	As, 2% B85	-----	48.4kPa.





## BILAG 3

RESULTATER FRA E-MODULUNDERSØKELSEN  
MED TRINNBELASTNING



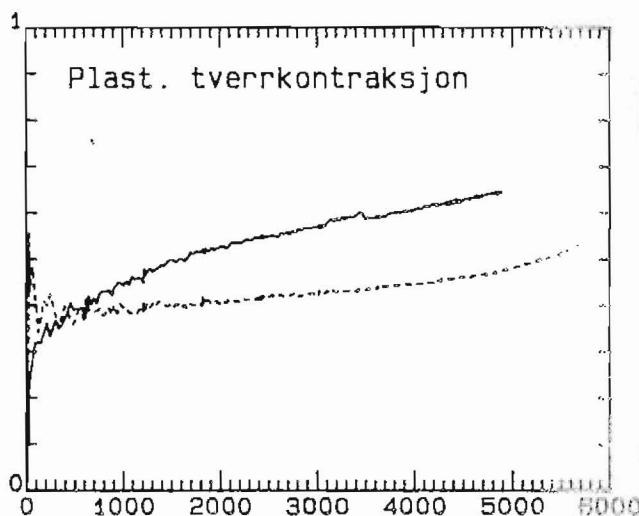
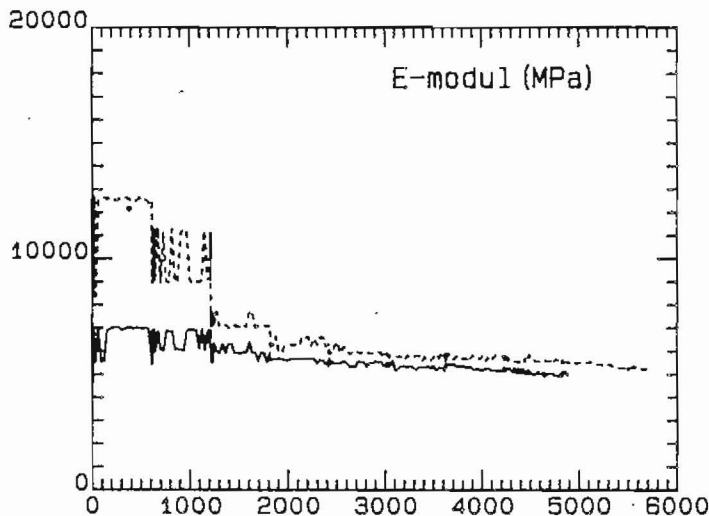
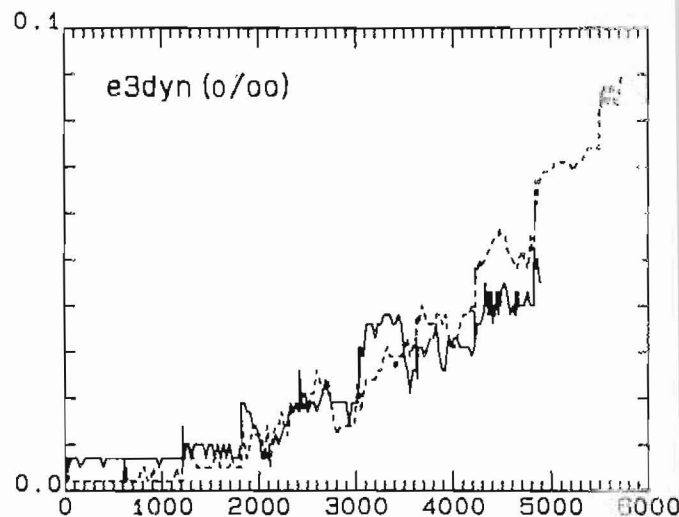
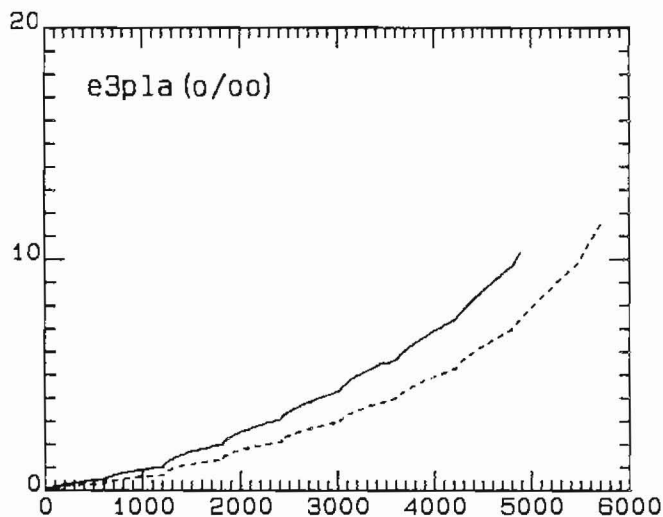
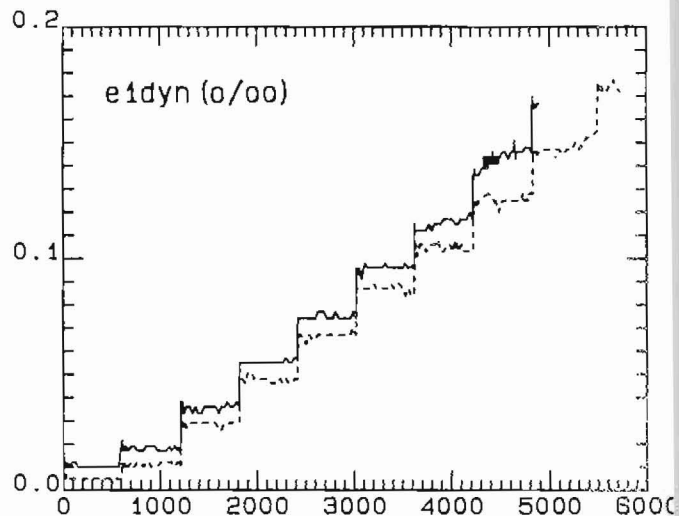
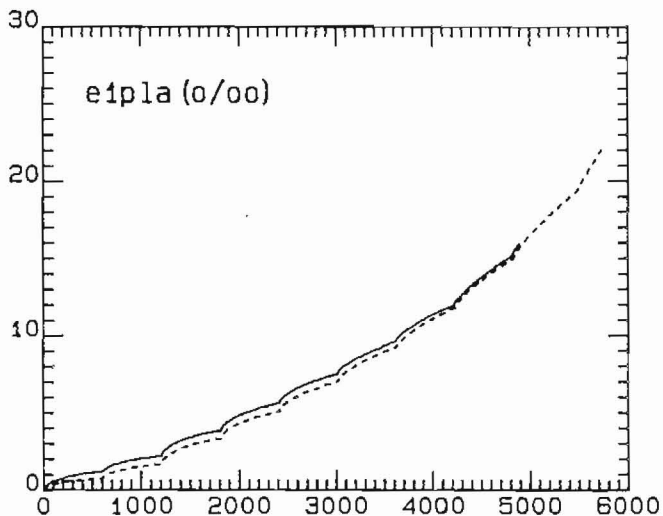
Masstype	Prøve merket	E-modul (MPa)	Tverrkontraksjonstall		Plastisk deformasjon ( $\epsilon_1$ i o/oo) ved slutten av hvert trinn, korrigert for konsolidering på 1. trinn							
			Dynamisk	Plastisk	Trinn 2	Trinn 3	Trinn 4	Trinn 5	Trinn 6	Trinn 7	Trinn 8	
Ab16t B 40	A2	5600	0,25	0,45	1,0	2,7	4,4	6,3	8,5	10,8	14,0	
	A3	6100	0,30	0,40	0,9	2,6	3,9	6,2	8,5	11,0	14,2	
Ab16t B 60	B4	4300	0,28	0,60	0,9	2,5	4,4	6,7	8,8	11,7		
	B5	3900	0,40	0,65	1,3	3,7	6,4	9,3	12,7	16,5		
Ab16t B 85	C1	3100		0,70	1,9	5,6	10,9	15,3				
	C2	3000		0,40	2,1	6,0	10,8	16,7				
Ab16t B 180	D1	2100	0,40	0,60	2,2	7,2	13,3	25,3				
	D2	1900	0,50	0,80	2,9	9,1	16,5	19,2				
Ab16a B 85	E1	2900	0,40	0,90	0,4	2,1	5,4	10,3				
	E2	2900	0,20	1,10	1,6	4,2	7,8	13,4				
Ab11t B 85	F1	2800	0,30	0,40	1,7	5,1	8,7	13,2		26,8		
	F2	2900	0,35	0,45	2,1	5,9	9,9	14,5		27,8		
MA (Og)	G1	250										
	G4	250										
MA (ALg)	H1	380										
	H2	370										
Ap11 B 85	K1	1750	0,15	0,60	1,3	5,1	14,0					
	K2	1730	0,20	0,65	1,6	6,1						
Ap11 B 180	L1	1350	0,35	0,80	2,3	11,6						
	L2	1350	0,35	0,90	2,0	7,8						
Ap11 B 250	M1	1250	0,40	0,80	1,9	11,0						
	M2	1150	0,10	0,85	2,9	15,1						

Oversikt over E-modul, tverrkontraksjonstall og plastisk deformasjon for de forskjellige prøvene testet etter prosedyre med trinbelastning

BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

A2 AB16T, B40 ———  
A3 AB16T, B40 - - - - -



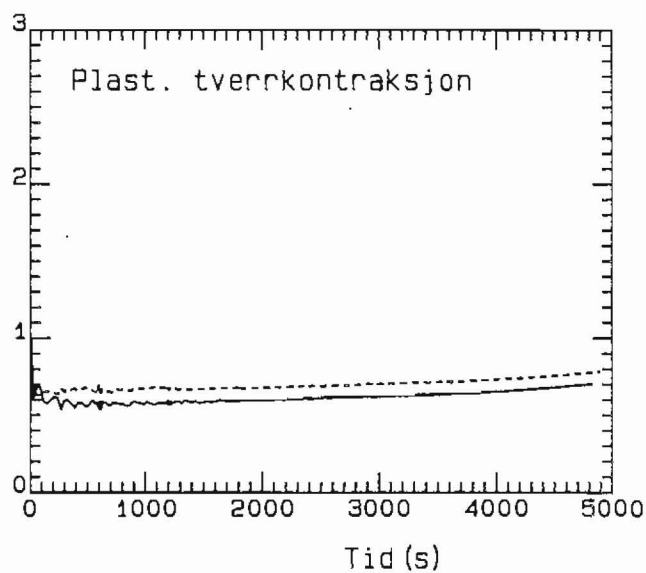
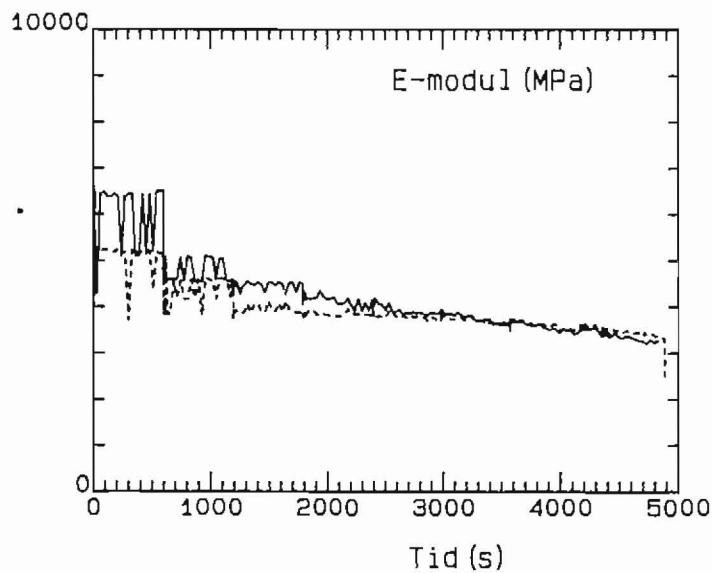
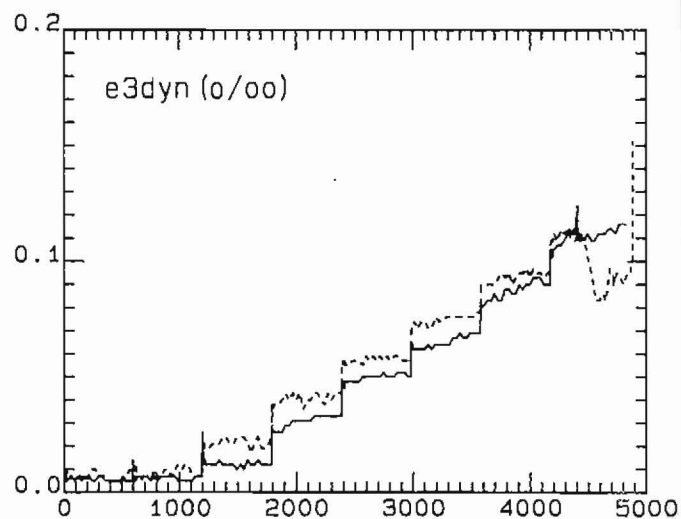
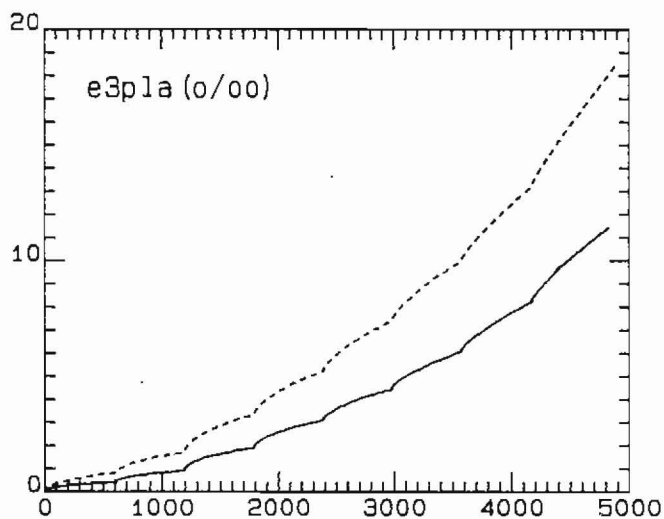
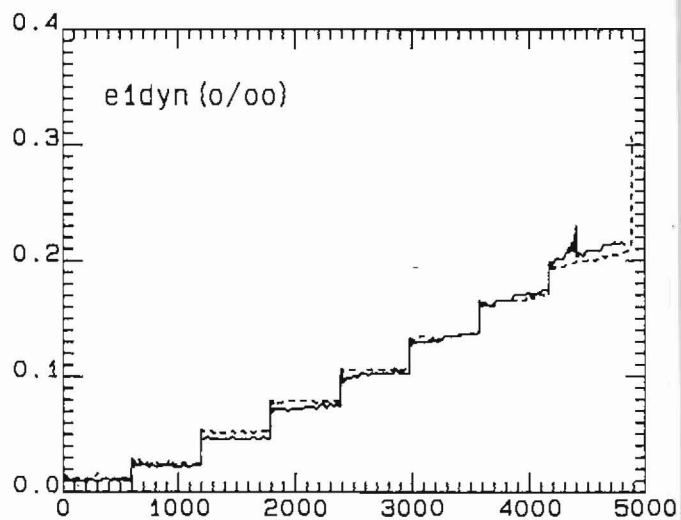
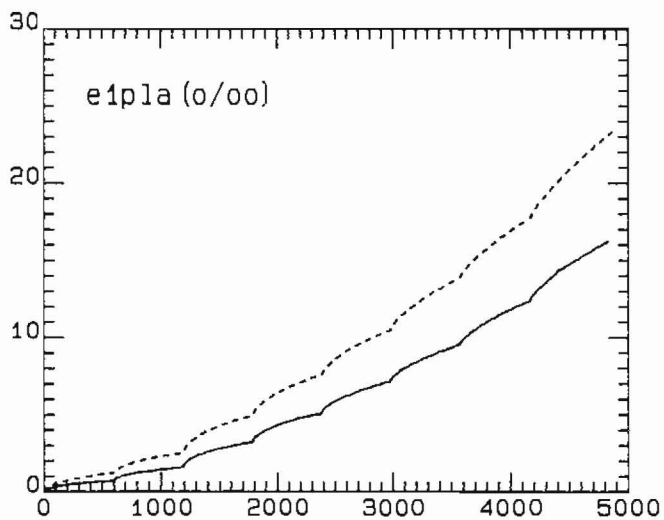
Tid (s)

Tid (s)

BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

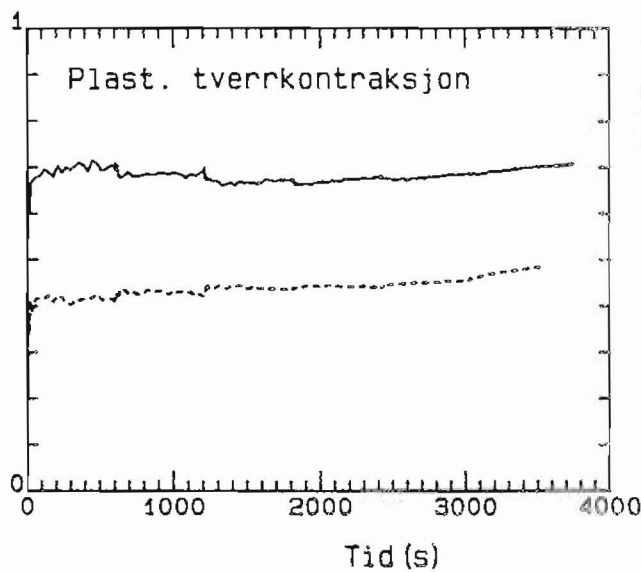
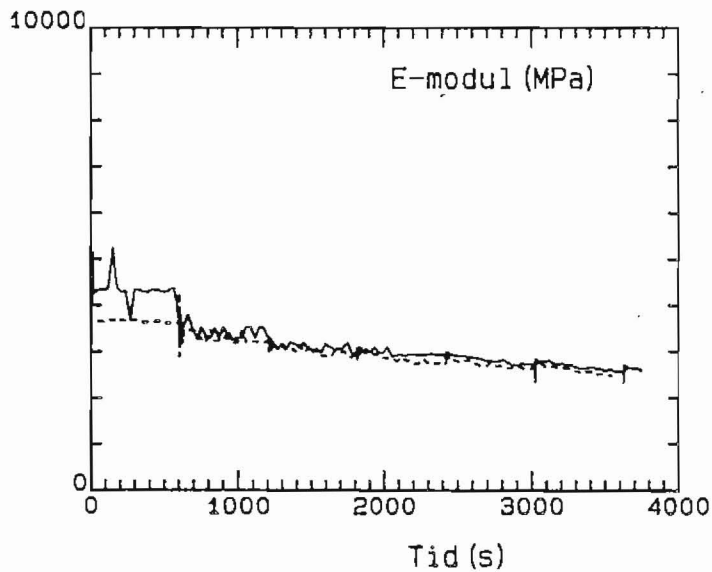
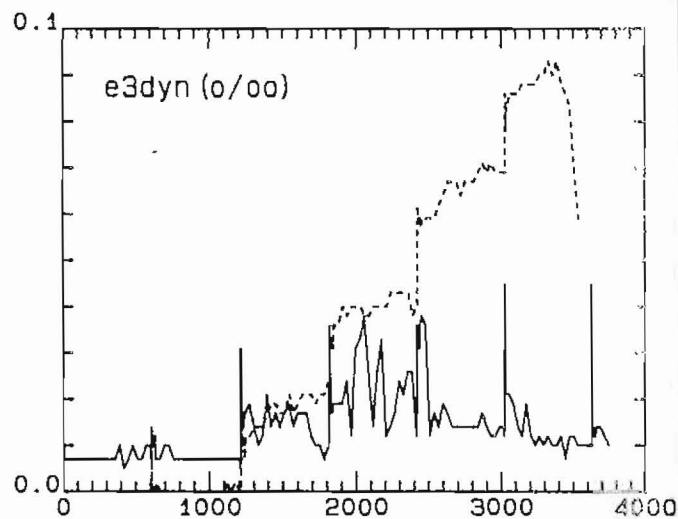
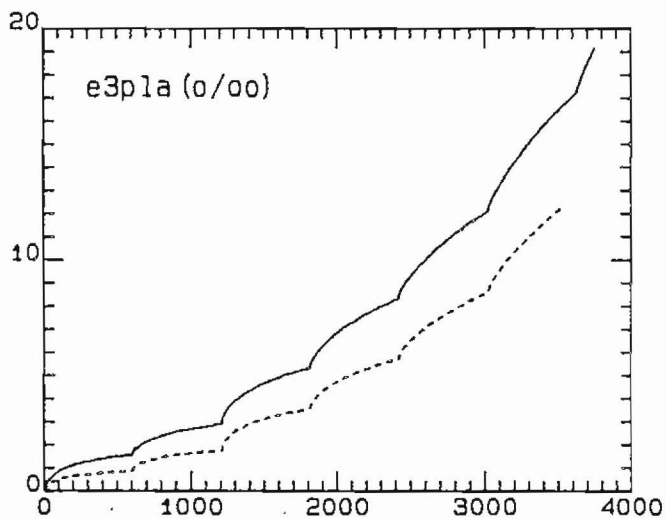
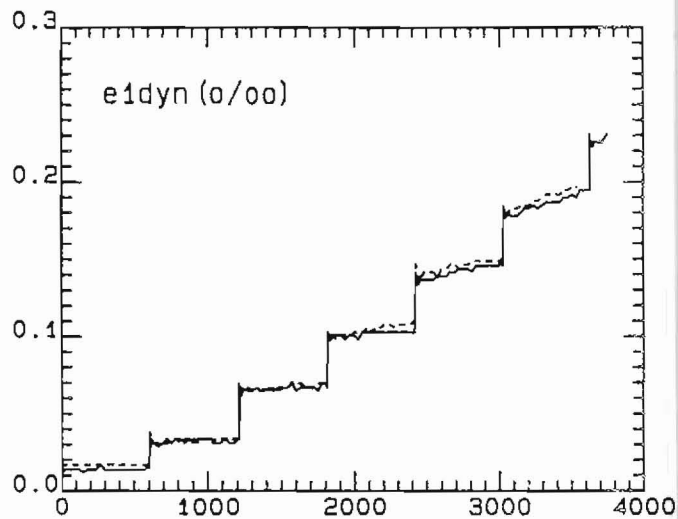
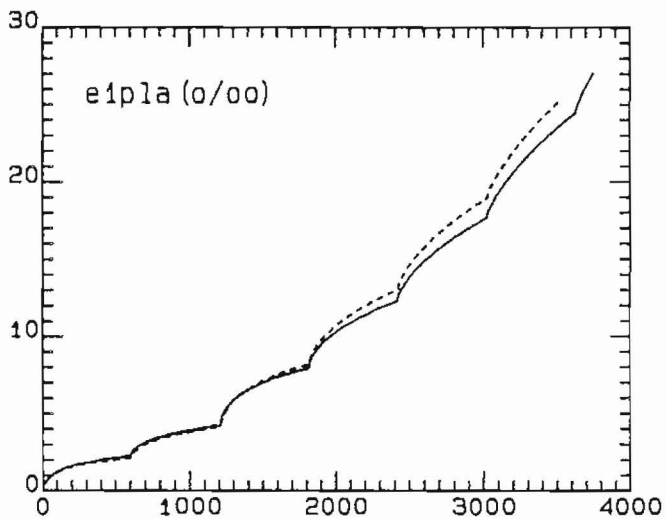
B4 AB16T, B60 ———  
B5 AB16T, B60 - - - - -



BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

C1	AB16T, B85	————
C2	AB16T, B85	-----



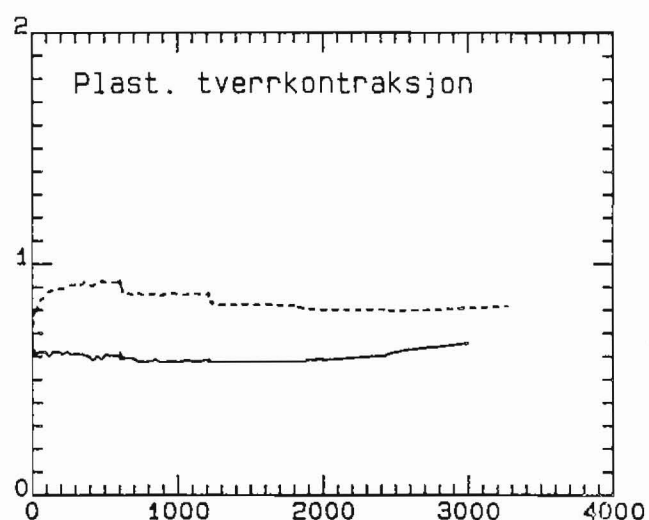
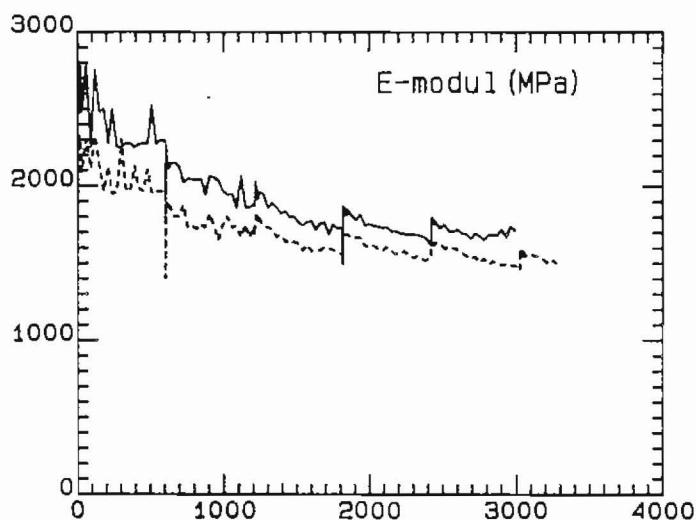
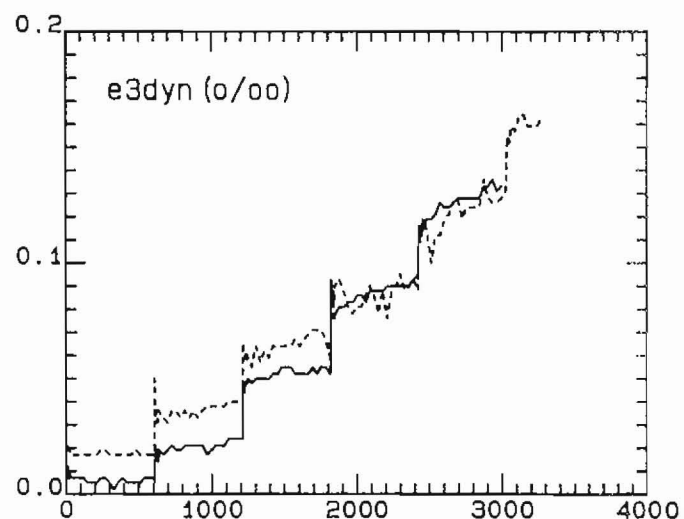
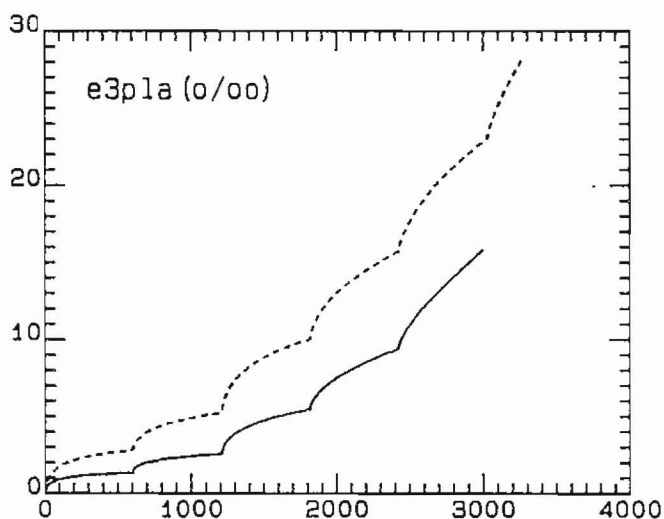
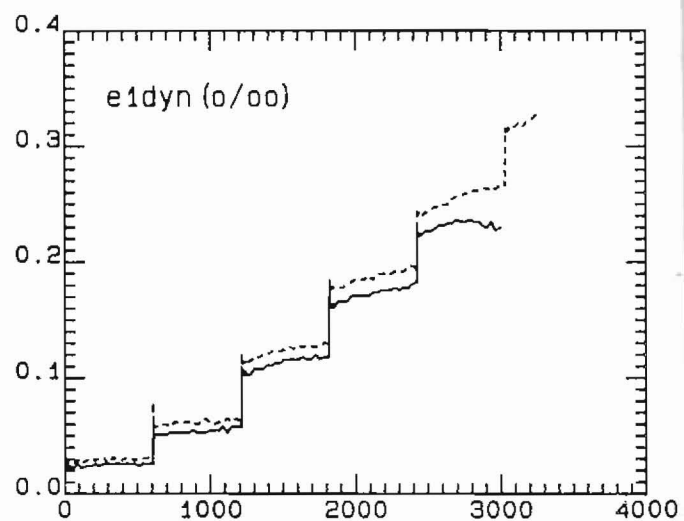
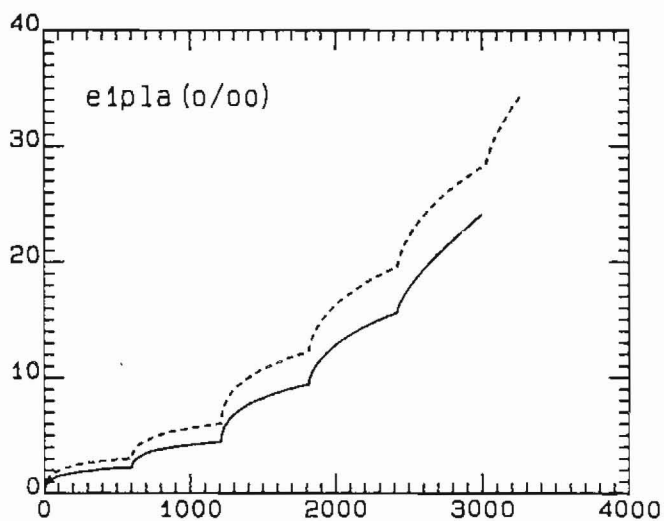


SINTEF-61  
EMA-EMAP

## BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

D1	AB16T, B180	————
D2	AB16T, B180	-----



Tid (s)

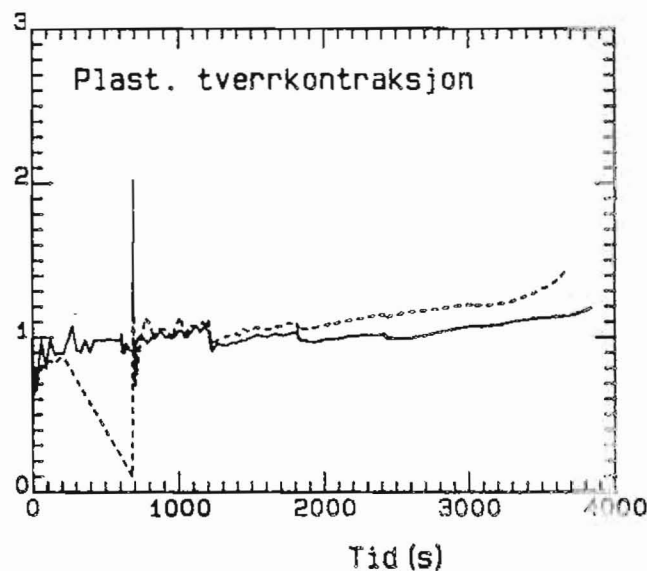
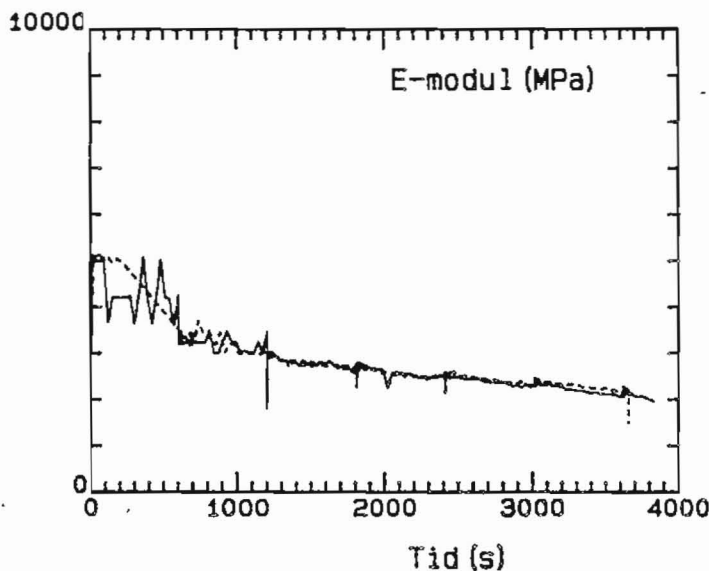
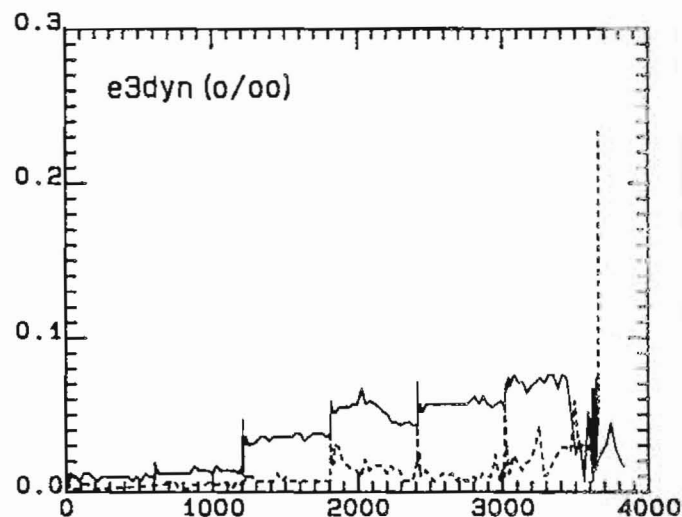
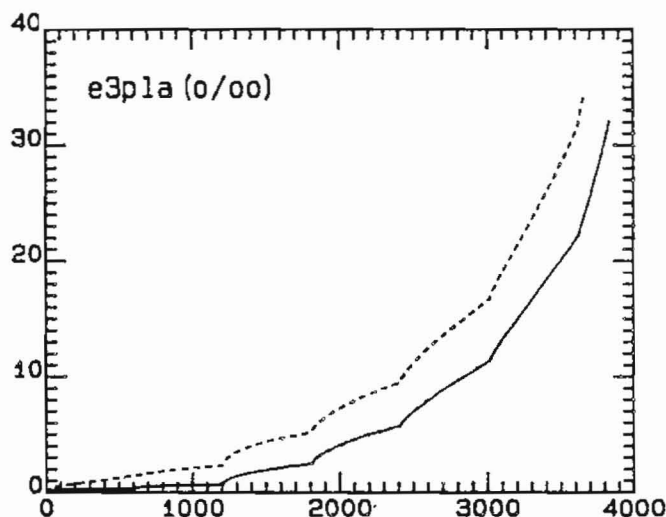
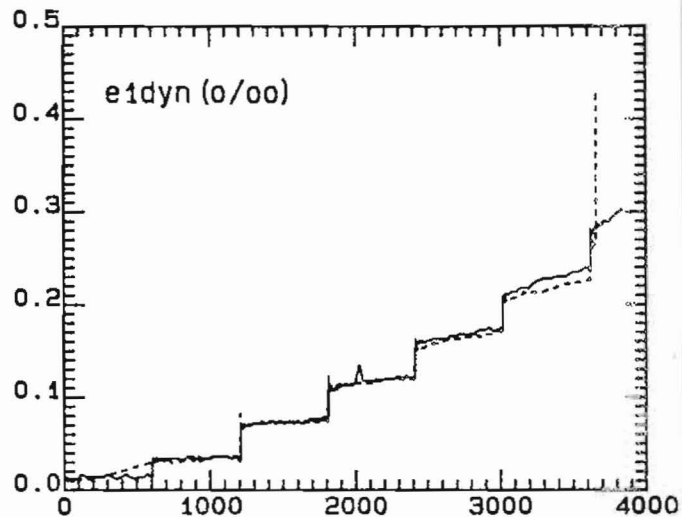
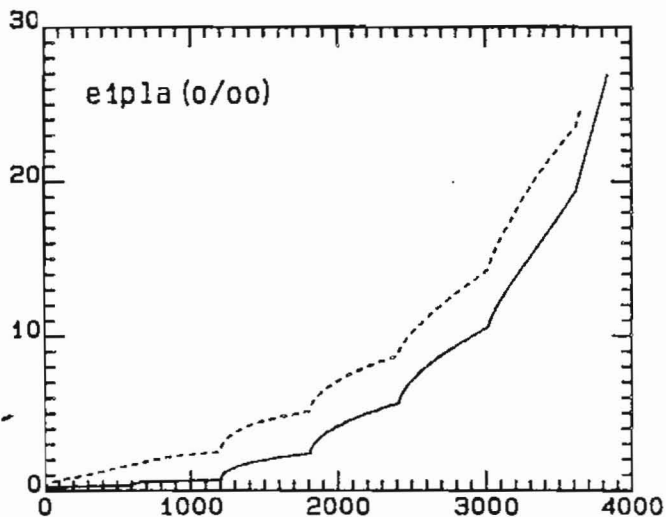
Tid (s)

SINTEF-81  
EMA-EMAP

BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

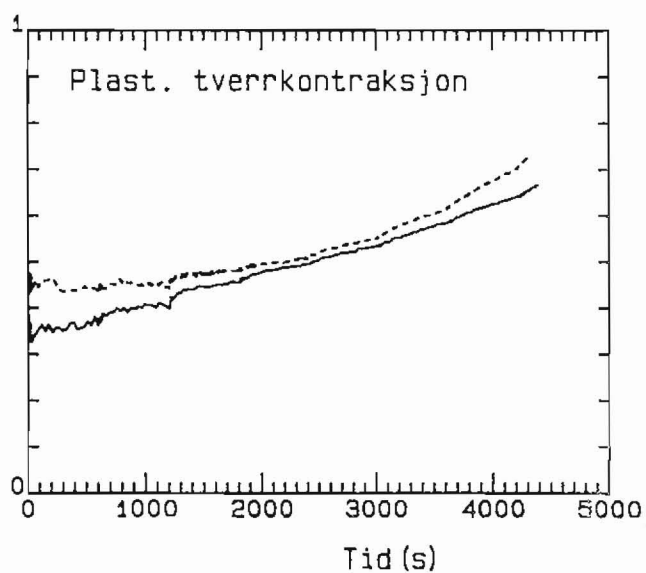
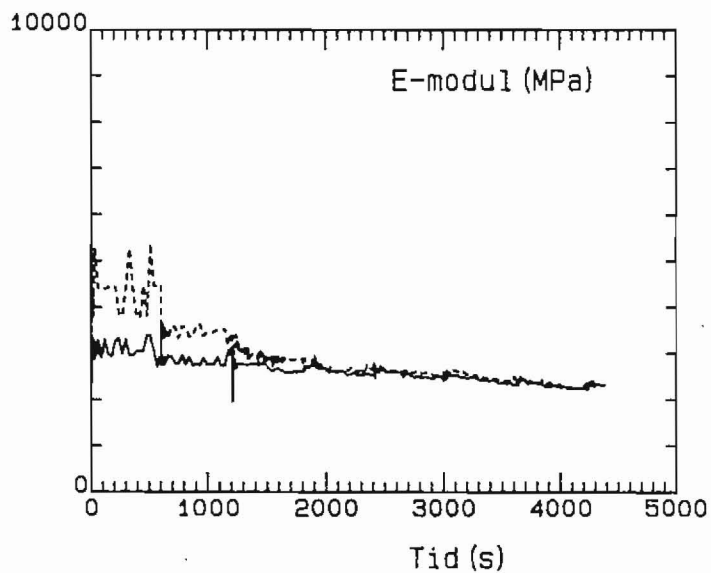
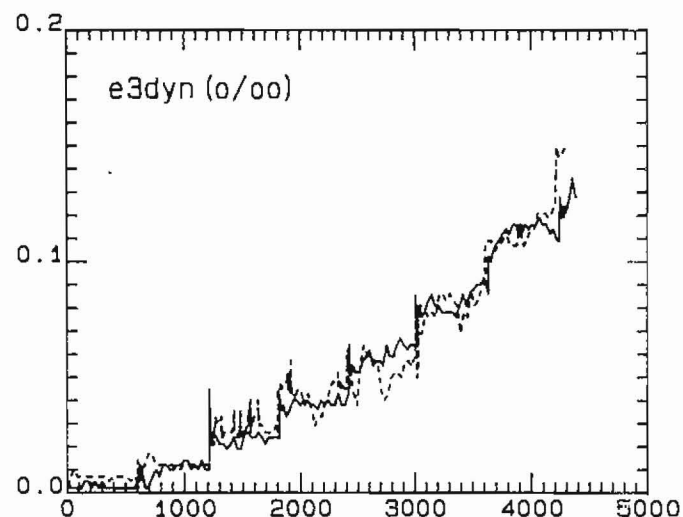
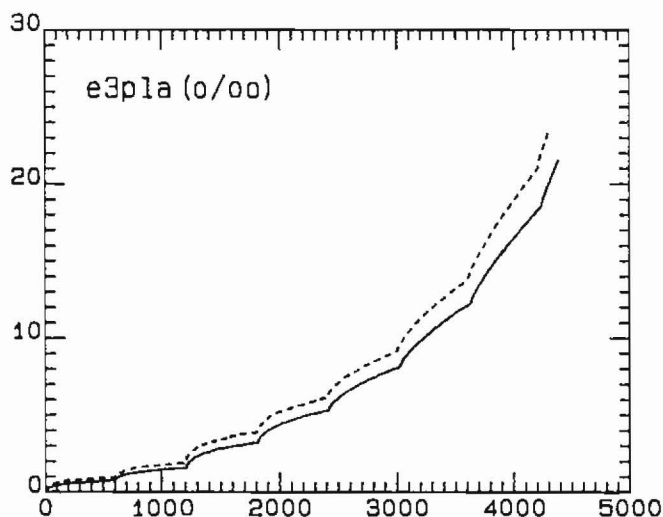
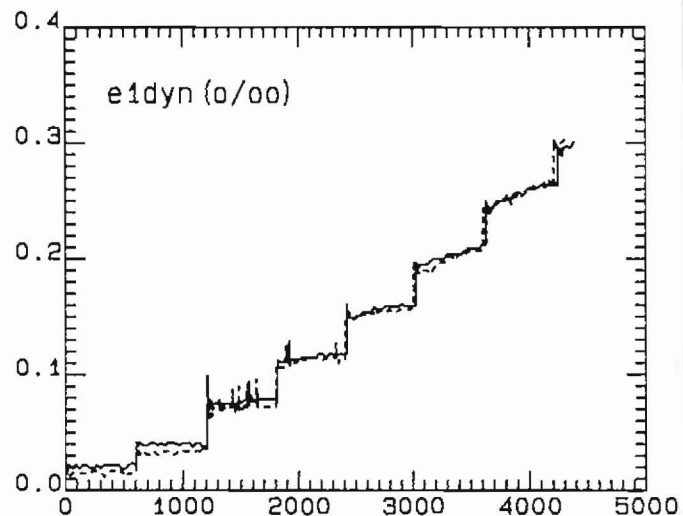
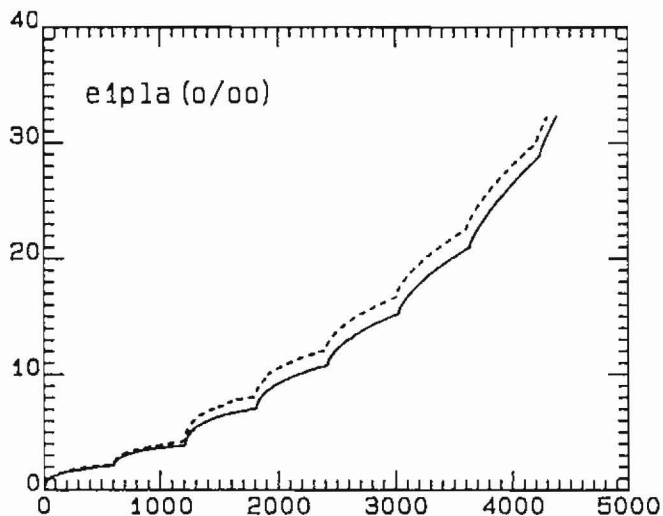
PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

E1	Ab16å, B85	——
E2	Ab16å, B85	-----



BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: F1 F2  
 MASSETYPE: AB11t, B85 AB11t, B85  
 SYMBOL: ——— ————



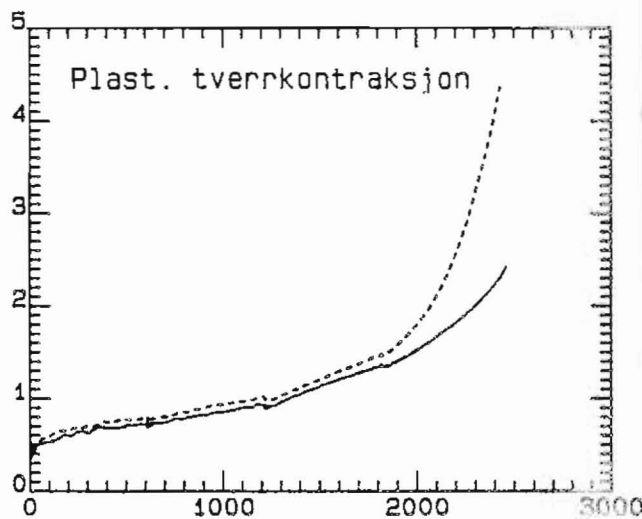
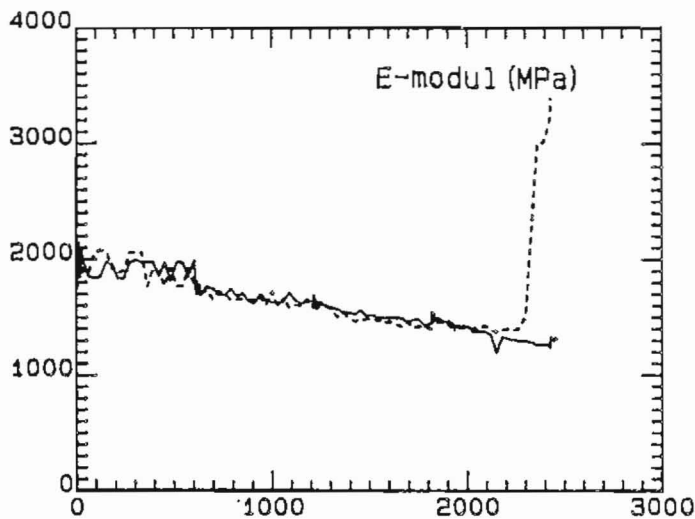
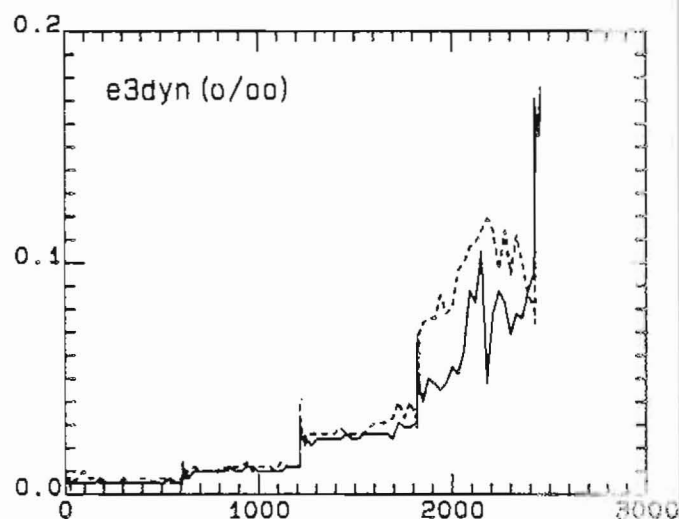
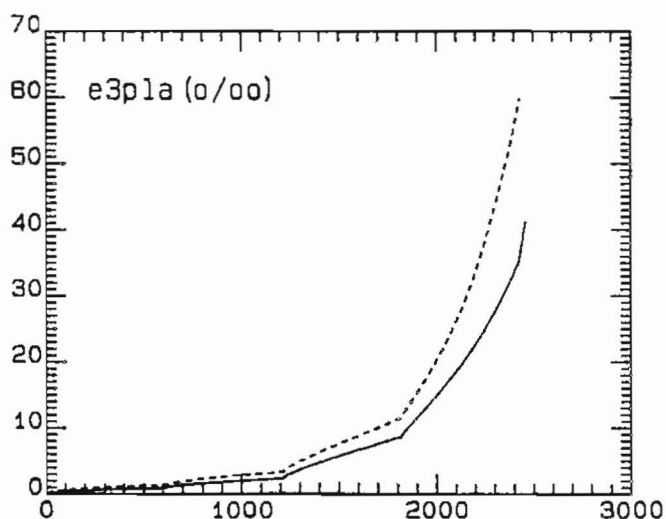
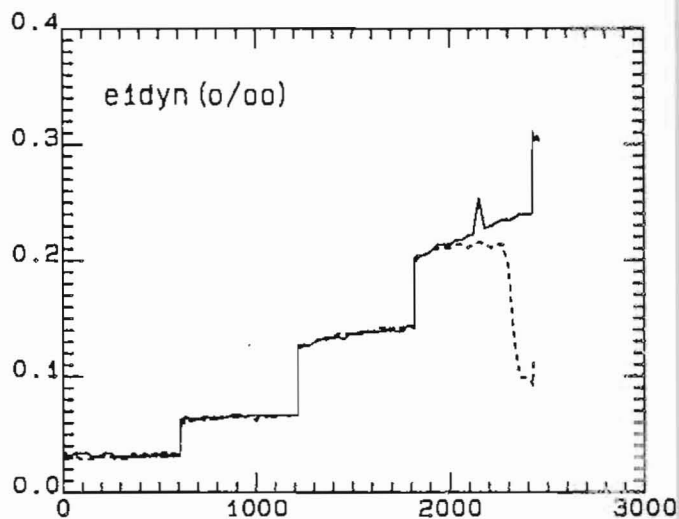
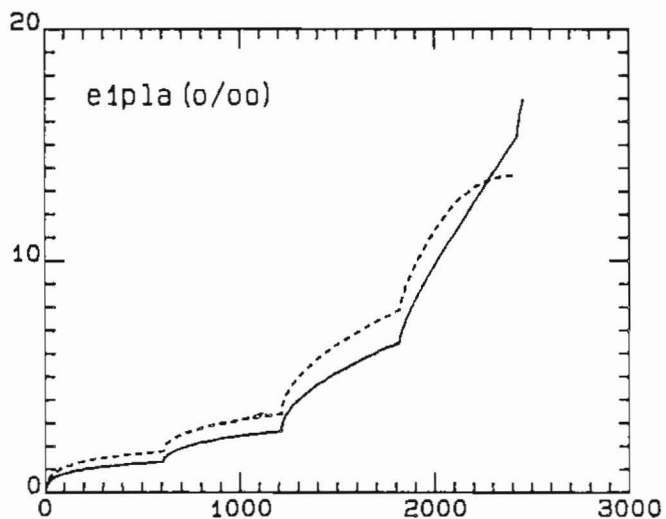
BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

K1  
K2

Ap, B85  
Ap, B85

—  
- - -



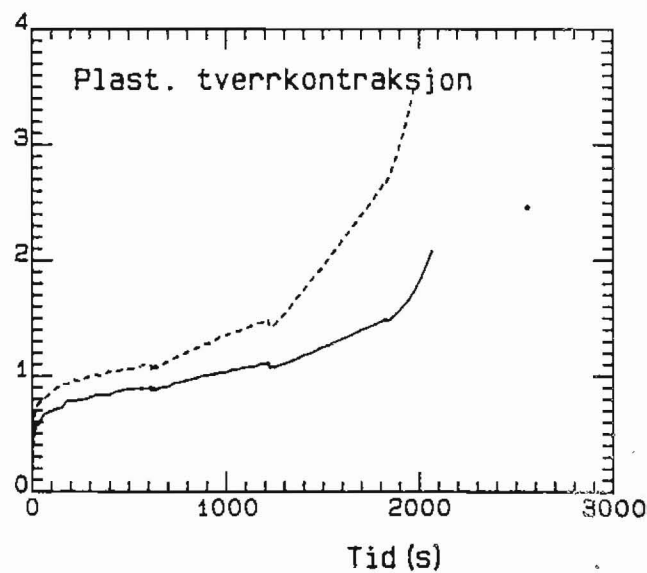
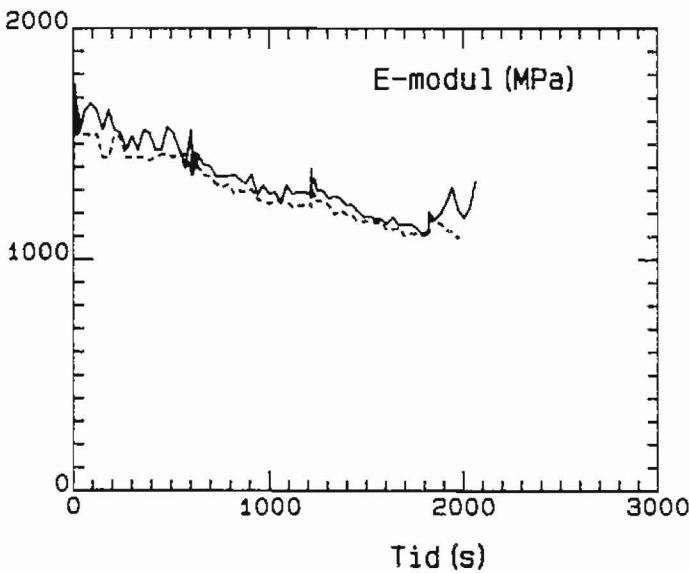
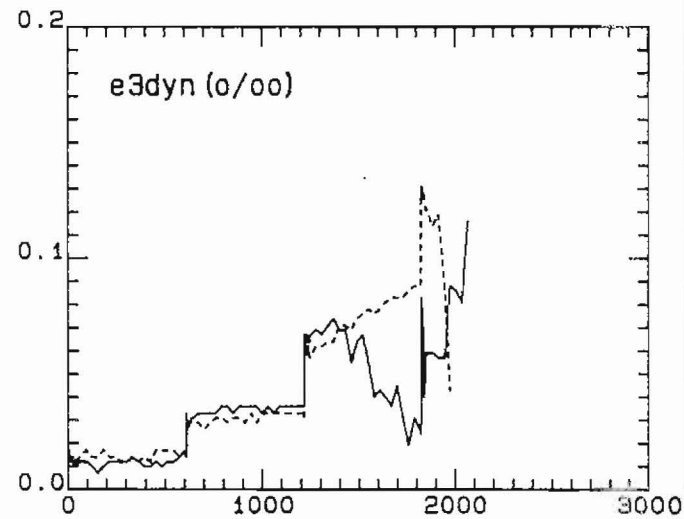
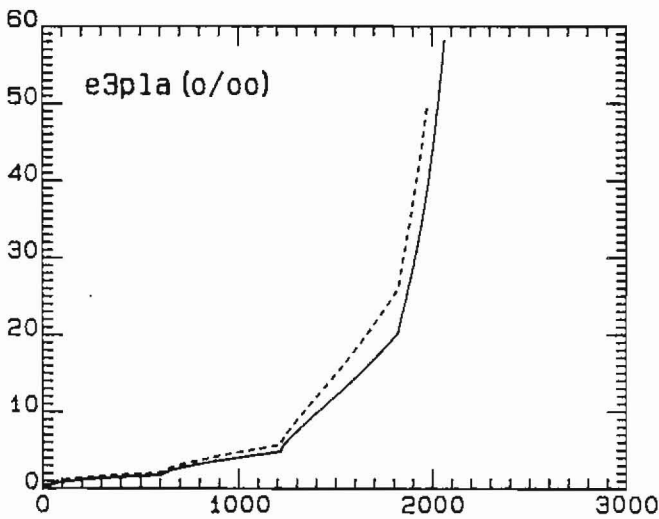
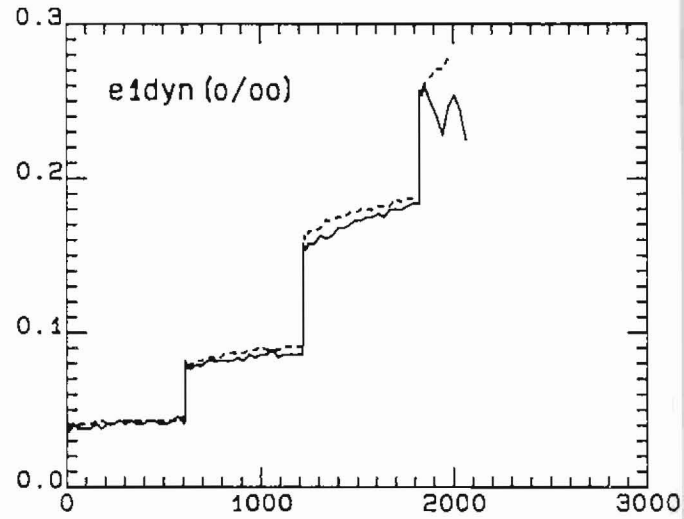
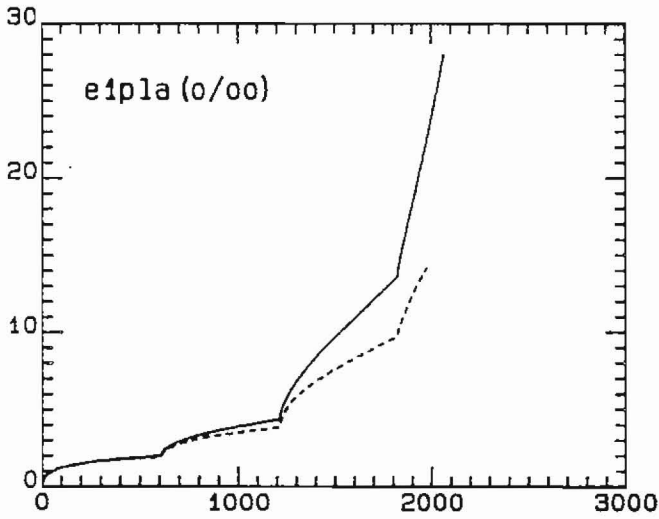
Tid (s)

Tid (s)

# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER:    MASSETYPE:    SYMBOL:

L1	Ap, B180	——
L2	Ap, B180	- - - -



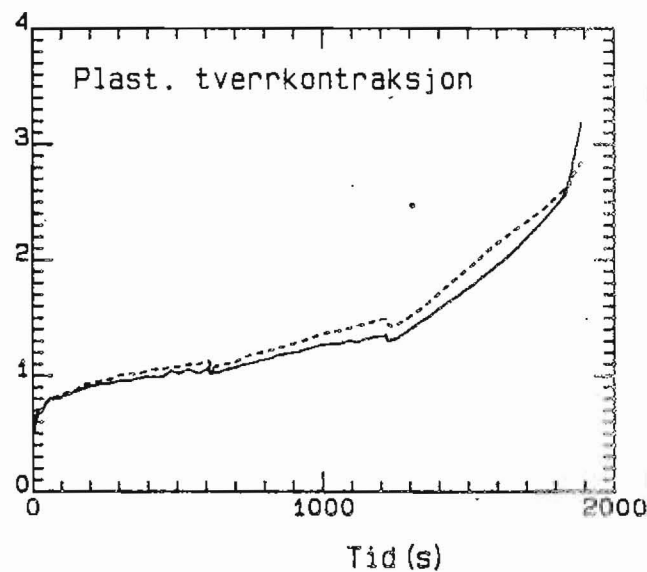
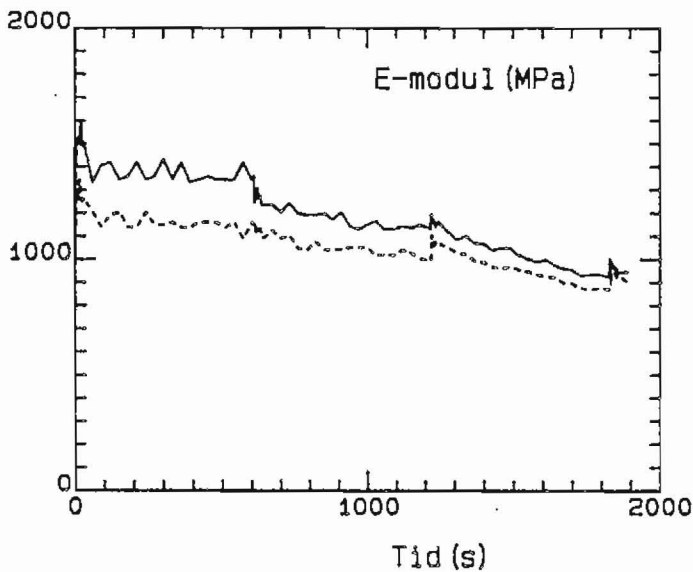
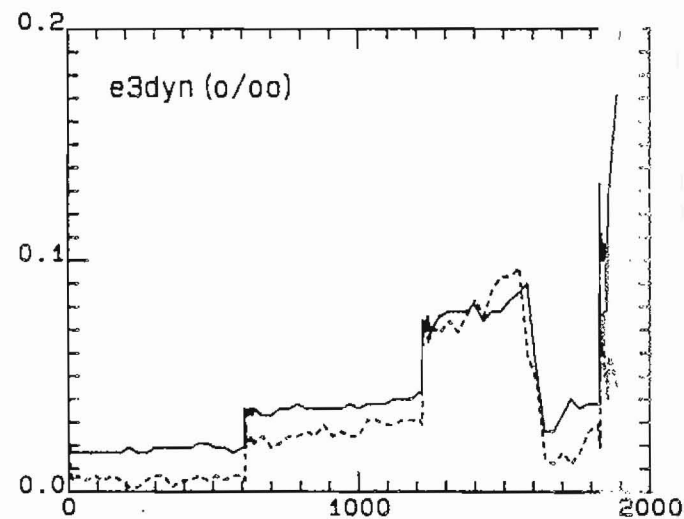
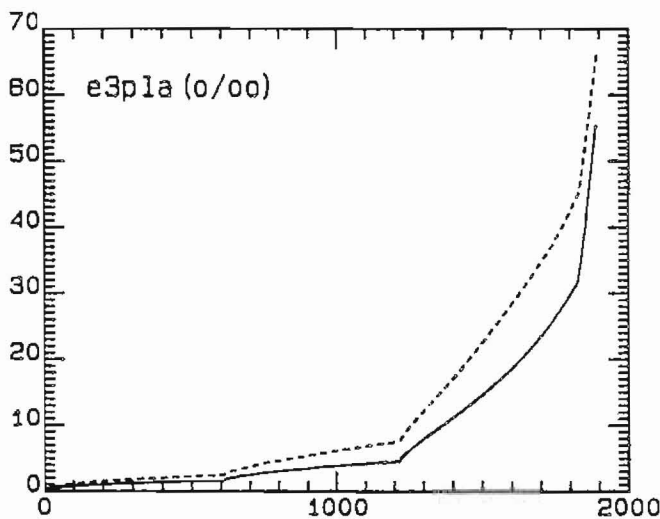
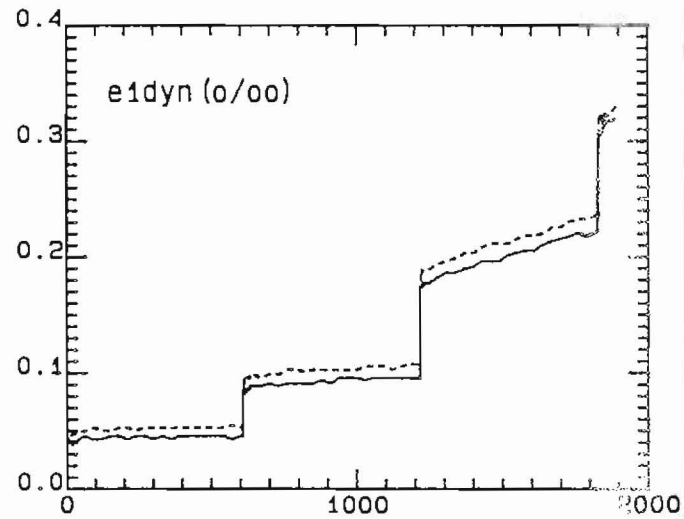
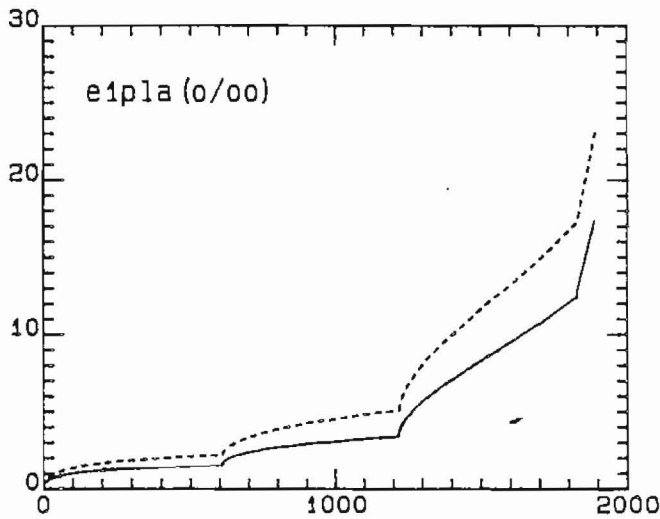
BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL.

PRØVENUMMER: MASSETYPE: SYMBOL:

M1  
M2

Ap, B250  
Ap, B250

—  
- - -



## BILAG 4

BESKRIVELSE AV PRØVER OG TESTRESULTATER  
FRA MASRHALLUNDERSØKELSER





Massetype	Prøve nr	Prøvedata				Testedata			
		Romvekt	Hulrom (%)	Bit. fylt hulrom	Høyde (mm)	Maks.kraft	Korr. faktor	Stabilitet (N)	Flyt
Ag 5% B 85	1	2,479	2,1	84,9	68,3	14 100	0,89	12 549	3,8
	2	2,488	1,7	87,5	65,2	11 750	0,96	11 280	3,2
	3	2,491	1,6	88,1	62,6	9 550	1,02	9 740	2,8
Ag 4% B 85	1	2,448	4,9	65,3	66,0	10 500	0,95	9 923	2,7
	2	2,434	5,4	62,9	68,0	10 600	0,90	9 508	2,4
	3	2,439	5,2	63,8	67,4	10 000	0,91	9 125	3,0
Ag 3% B 85	1	2,372	9,2	42,5	68,4	7 050	0,89	6 275	2,3
	2	2,365	9,4	41,9	69,7	9 000	0,86	7 740	2,2
	3	2,397	8,2	45,6	66,2	10 250	0,94	9 635	2,4
Ag 2% B 85	1	2,312	12,9	25,6	75,2	6 800	0,77	5 253	2,1
	2	2,326	12,3	26,6	69,3	6 000	0,87	5 220	2,3
	3	2,314	12,8	25,8	62,3	5 500	1,03	5 665	2,4
As 5% B 85	1	2,236	13,3	44,5	72,6	14 850	0,82	12 103	3,5
	2	2,224	13,8	43,5	73,1	14 950	0,81	12 139	3,0
	3	2,231	13,5	44,1	72,7	13 200	0,81	10 745	3,2
As 4% B 85	1	2,236	14,7	36,4	72,0	14 450	0,82	11 892	2,3
	2	2,225	15,1	34,7	72,0	12 700	0,82	10 450	2,3
	3	2,201	16,0	34,1	73,3	11 000	0,81	8 866	3,0
As 3% B 85	1	2,206	17,0	27,1	71,3	11 350	0,83	9 420	2,3
	2	2,227	16,3	28,2	70,7	12 600	0,84	10 584	2,0
	3	2,225	16,4	28,0	73,0	13,250	0,81	10 733	2,1
As 2% B 85	1	2,200	18,7	18,4	72,5	7 300	0,82	5 964	2,6
	2	2,170	19,8	17,4	72,5	7 820	0,82	6 388	2,6
	3	2,183	19,3	17,4	71,4	7 400	0,83	6 142	2,6
Ab16t B 40	1	2,502	0,8	94,0	63,5	9 600	1,00	9 600	6,2
	2	2,495	1,1	91,9	64,1	8 600	0,99	8 471	4,5
	3	2,503	0,8	94,0	64,2	9 150	0,99	9 013	
Ab16t B 60	1	2,502	0,8	94,0	63,9	9 400	0,99	9 306	5,8
	2	2,494	1,1	91,9	63,9	8 000	0,99	7 920	4,7
	3	2,495	1,1	91,9	63,7	7 700	0,995	7 662	5,3
Ab16t B 85	1	2,506	0,7	94,7	63,8	7 200	0,99	7 150	4,1
	2	2,495	1,1	91,9	64,1	8 400	0,99	8 274	5,2
	3	2,497	1,0	92,6	64,5	8 800	0,98	8 580	6,8
Ab16t B 180	1	2,500	0,9	93,3	63,7	6 900	0,995	6 866	3,6
	2	2,501	0,9	93,3	63,7	7 100	0,995	7 065	4,5
	3	2,502	0,8	94,0	63,6	7 450	1,00	7 450	3,8
Ab16t B 85	1	2,498	1,3	90,2	66,0	9 000	0,94	8 640	3,4
	2	2,491	1,6	88,2	66,7	7 800	0,93	7 254	3,4
	3	2,504	1,1	91,6	66,6	7 700	0,93	7 161	3,6
Ab11t B 85	1	2,489	1,0	92,8	64,6	7 900	0,98	7 703	5,1
	2	2,492	0,9	93,5	64,9	6 900	0,97	6 659	4,2
	3	2,492	0,9	93,5	65,1	7 950	0,96	7,632	4,8
MA (0g)	1	2,322	10,2	44,0	68,2	4 800	0,89	4 272	1,4
	2	2,356	8,9	47,7	64,7	4,850	9,97	4 705	3,4
	3	2,337	9,6	45,6	65,6	3 600	0,95	3 420	5,4
MA (Alg)	1	2,340	8,7	52,0	66,8	8 150	0,93	7 580	1,9
	2	2,380	7,1	57,5	64,6	7 700	0,97	7 469	1,9
	3	2,384	6,9	58,2	65,7	6 600	0,95	6 237	2,0
Ap11 B 85	1	2,555	10,7	38,4	63,8	5 900	0,995	5 870	2,3
	2	2,546	11,0	37,7	62,4	4 650	1,03	4 790	2,7
	3	2,534	11,4	36,8	64,4	5 300	0,98	5 168	2,8
Ap11 B 180	1	2,585	9,6	41,3	62,7	5 750	1,02	5 865	2,0
	2	2,575	10,0	40,2	63,0	5 750	1,01	5 808	2,4
	3	2,523	11,8	35,9	64,4	4 600	0,98	4 485	2,3
Ap11 B 250	1	2,542	11,1	37,5	64,3	4 600	0,98	4 508	2,3
	2	2,534	11,4	36,8	64,4	4 200	0,98	4 095	2,6
	3	2,501	12,6	34,2	64,9	4 200	0,97	4 053	2,6



## BILAG 5

TESTRESULTATER FOR DE ENKELTE PRØVENE  
FRA SPALTESTREKK-UNDERSØKELSEN



Massetype	Prøve nr	Maks. kraft (kp)	Høyde prøve (mm)	Strekkfæsthet(kPa)	Aksiell def. (mm)	Venstre sidedef.(mm)	Høyre sidedef.(mm)	Sum sidedef.(mm)
Ag 5% B 85	1	590	61,8	587	2,7	0,28	0,24	0,52
	2	600	64,5	572	2,8	0,32	0,36	0,68
	3	610	66,2	566	3,0	0,35	0,32	0,67
Ag 4% B 85	1	665	66,5	695	2,9	0,33	0,28	0,61
	2	605	65,1	571	2,8	0,29	0,28	0,57
	3	545	65,4	592	2,4	0,98	0,20	0,38
Ag 3% B 85	1	430	65,7	402	2,4	0,27	0,33	0,60
	2	535	66,4	495	2,7	0,26	0,25	0,51
	3	585	64,9	554	2,6	0,30	0,26	0,56
Ag 2% B 85	1	215	65,6	201	1,8	0,28	0,33	0,61
	2	310	65,1	293	2,2	0,23	0,24	0,47
	3	325	66,9	299	2,2	0,19	0,20	0,39
As 5% B 85	1	335	76,2	270	4,0	0,54	0,52	1,06
	2	250	66,6	231	4,2	0,52	0,53	1,05
	3							
As 4% B 85	1	320	68,1	289	3,0	0,42	0,36	0,78
	2	275	72,2	234	4,0	0,48	0,49	0,97
	3	275	72,0	235	3,3	0,45	0,40	0,85
As 3% B 85	1	275	70,8	239	2,8	0,36	0,33	0,69
	2	240	65,1	227	2,9	0,36	0,34	0,70
	3	255	71,1	220	2,9	0,39	0,37	0,76
As 2% B 85	1	155	68,2	140	2,3	0,26	0,31	0,57
	2	130	65,5	122	2,6	0,29	0,31	0,60
	3	145	70,0	127	2,5	0,32	0,24	0,56
As16t B 40	1	965	61,8	960	3,5	0,31	0,30	0,61
	2	1020	63,9	981	3,6	0,32	0,28	0,60
	3	856	61,5	865	3,7	0,42	0,33	0,75
Ab16t B 60	1	745	63,4	722	2,8	0,38	0,08	0,46
	2	640	62,1	633	3,6	0,30	0,36	0,66
	3	640	62,2	632	3,4	0,32	0,32	0,64
Ab16t B 85	1	525	64,1	503	4,0	0,47	0,35	0,82
	2	535	61,0	539	3,7	0,28	0,43	0,71
	3	525	62,2	519	3,7	0,36	0,36	0,72
Ab16t B 180	1	320	62,9	313	3,7	0,30	0,27	0,57
	2	295	59,6	304	4,7	0,40	0,73	1,13
	3	300	62,4	295	4,3	0,49	0,58	1,07
Ab16B B 85	1	560	67,7	508	3,1	0,24	0,30	0,54
	2	460	66,1	428	3,6	0,33	0,34	0,67
	3	475	62,8	465	3,0	0,28	0,17	0,45
Ab11t B 85	1	470	62,9	459	4,4	0,55	0,42	0,97
	2	455	63,8	438	4,5	0,60	0,57	1,17
	3	495	64,8	470	4,5	0,50	0,38	0,88
MA (Og)	1	40	65,9	37	1,5	0,25	0,26	0,51
	2	34	65,5	32	1,5	0,44	0,23	0,67
	3	40	66,8	37	1,5	0,23	0,41	0,64
MA (Alg)	1	110	67,2	101	2,1	0,30	0,38	0,68
	2	100	63,9	96	2,0	0,28	0,33	0,61
	3	110	67,2	101	2,1	0,28	0,31	0,61
Ap11 B 85	1	280	64,1	269	2,0	0,18	0,18	0,36
	2	250	62,9	244	2,2	0,17	0,20	0,37
	3	330	63,3	320	2,2	0,17	0,24	0,41
Ap11 B 180	1	185	62,1	183	1,7	0,17	0,19	0,36
	2	210	66,1	195	2,1	0,18	0,20	0,38
	3	255	63,1	248	2,2	0,23	0,14	0,37
Ap11 B 250	1	175	64,0	168	1,8	0,22	0,20	0,42
	2	160	62,0	159	1,9	0,19	0,20	0,39
	3	210	64,8	199	2,0	0,18	0,20	0,38



## BILAG 6

RESULTATER FRA DYNAMISK UNDERSØKELSE  
AV MEKANISK STABILISERTE MASSER



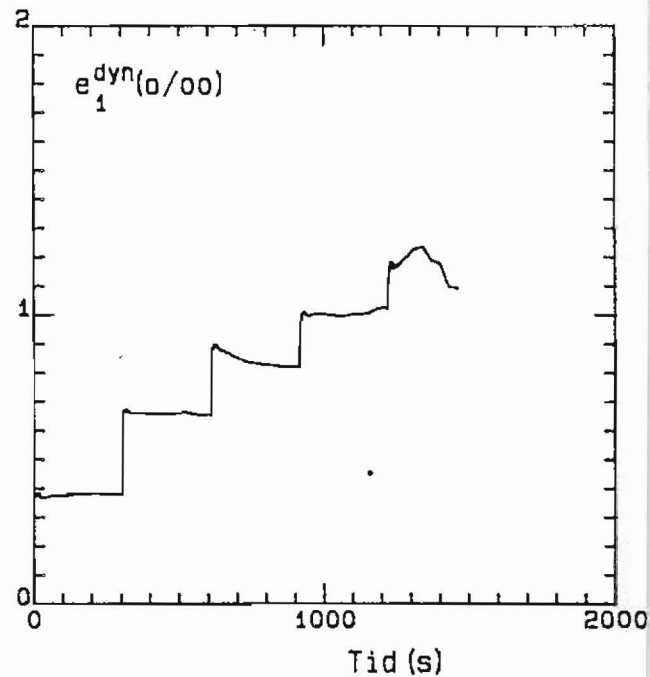
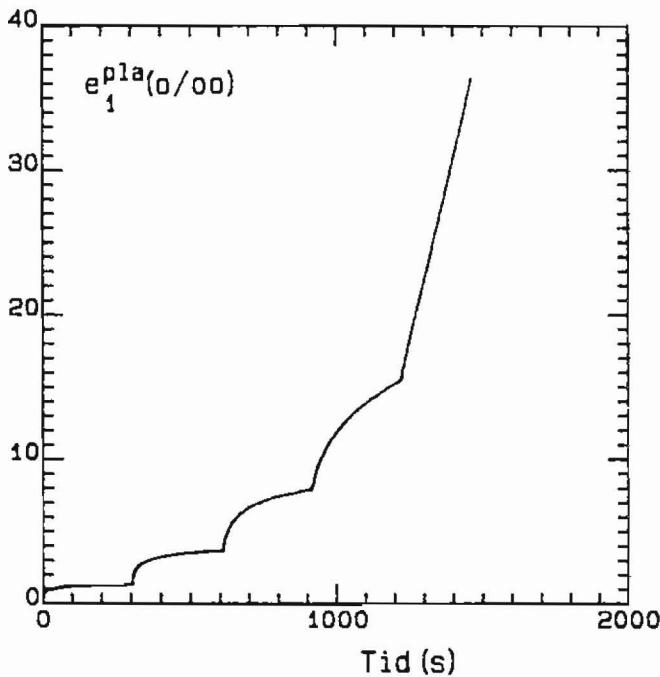
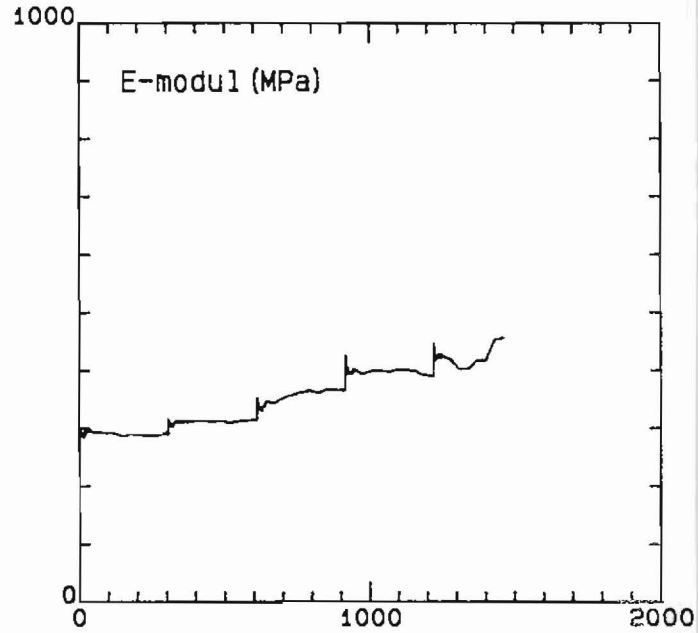
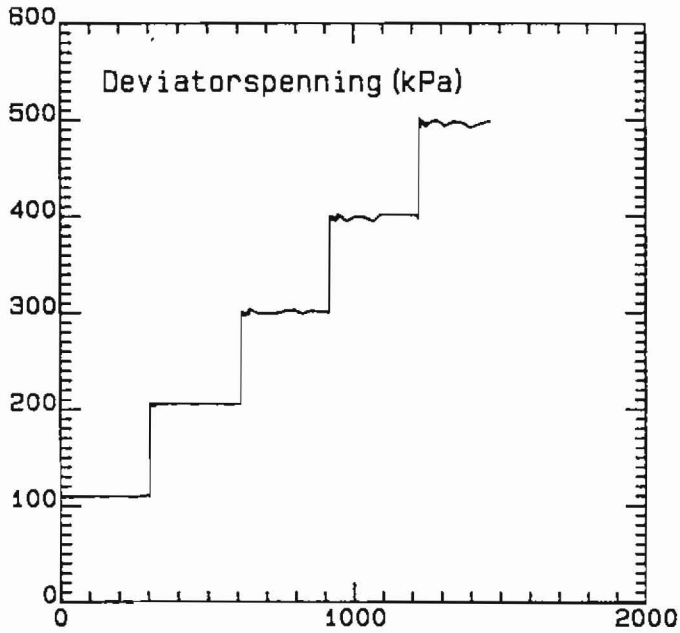


BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL  
FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Bærelag (Ag-kurve).

PRØVENUMMER: Ag40A

STATISK SIDETRYKK: 38.9kPa

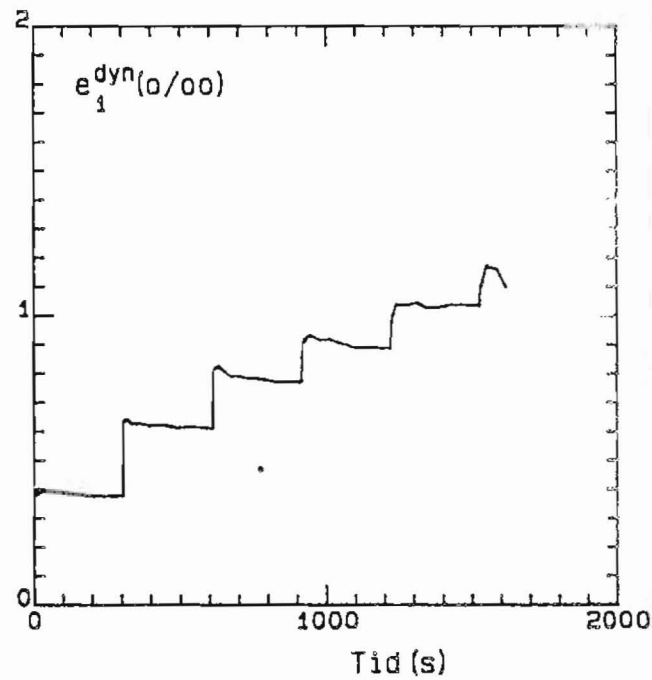
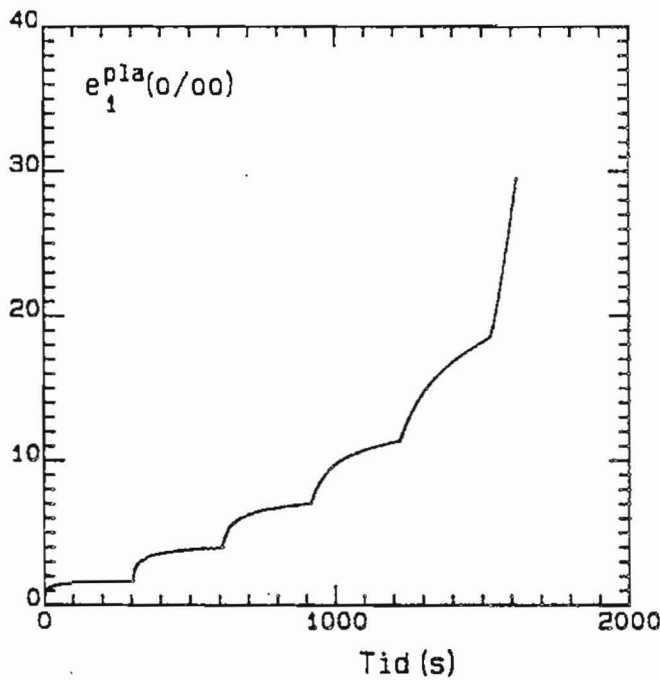
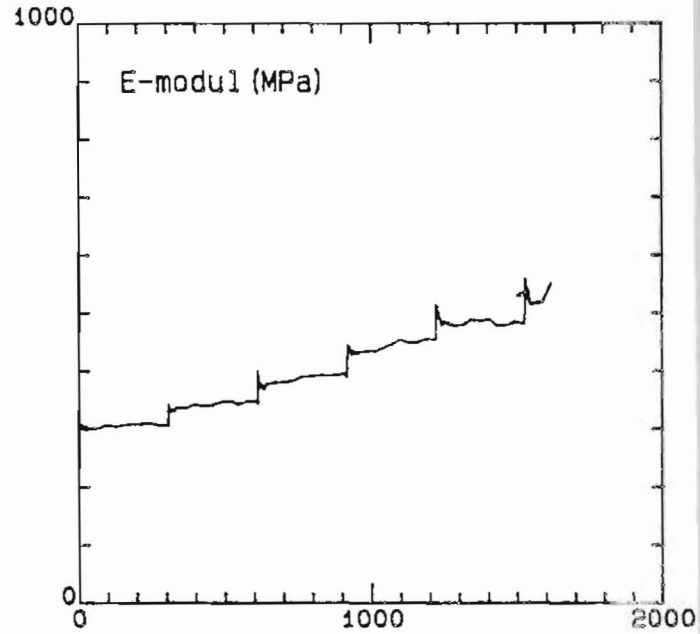
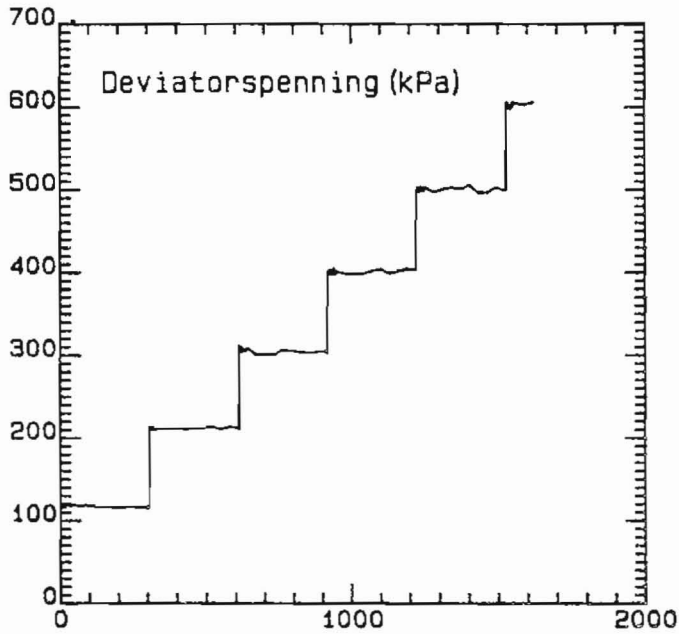


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Bærelag (Ag-klasse)

PRØVENUMMER: Ag40B

STATISK SIDETRYKK: 39.7kPa

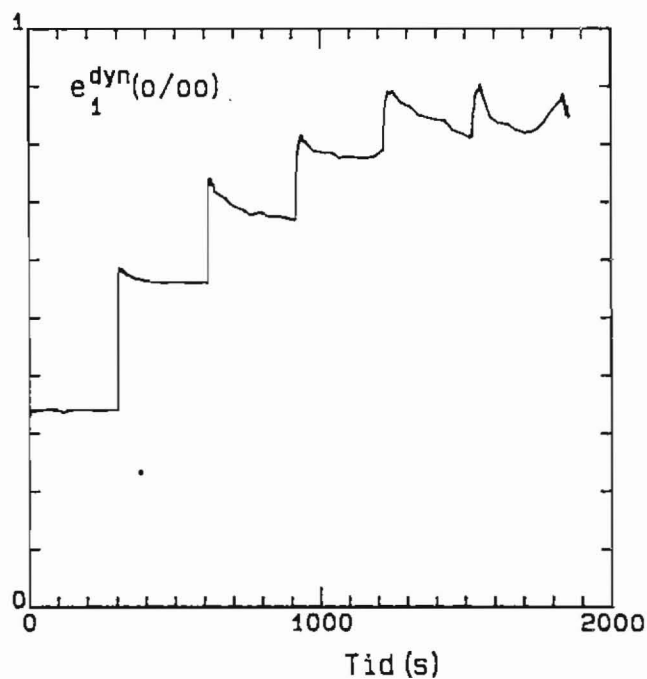
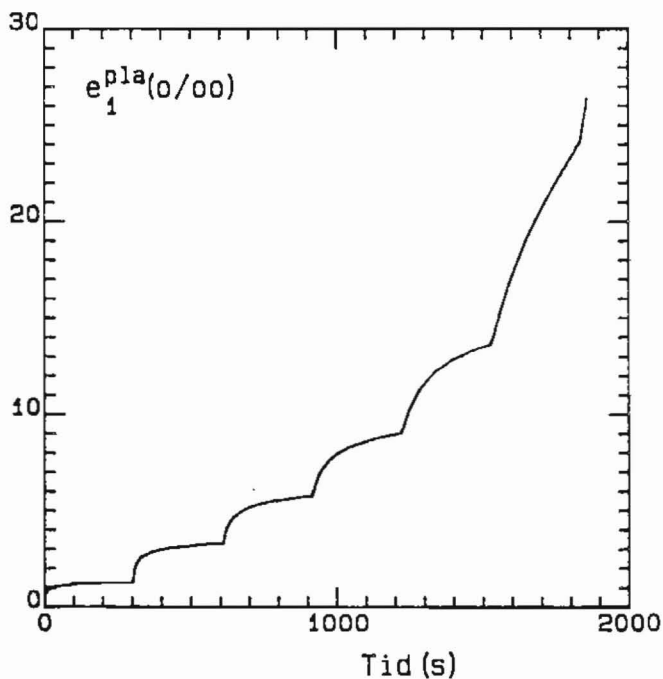
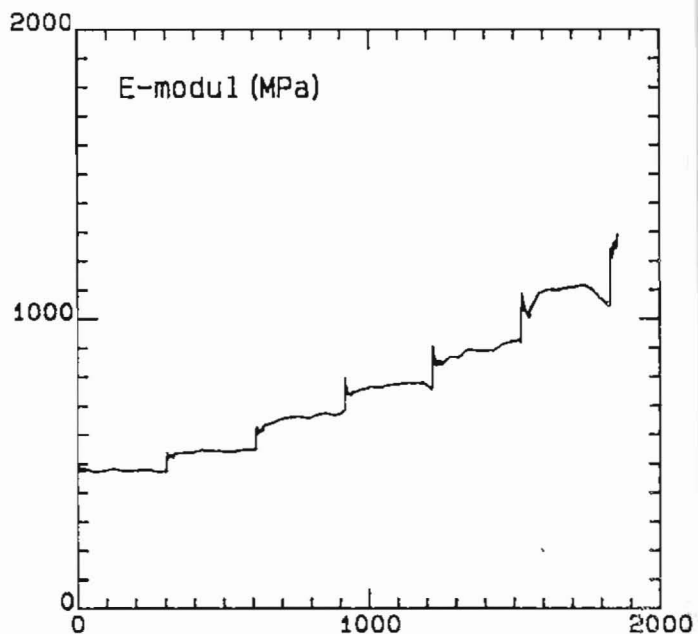
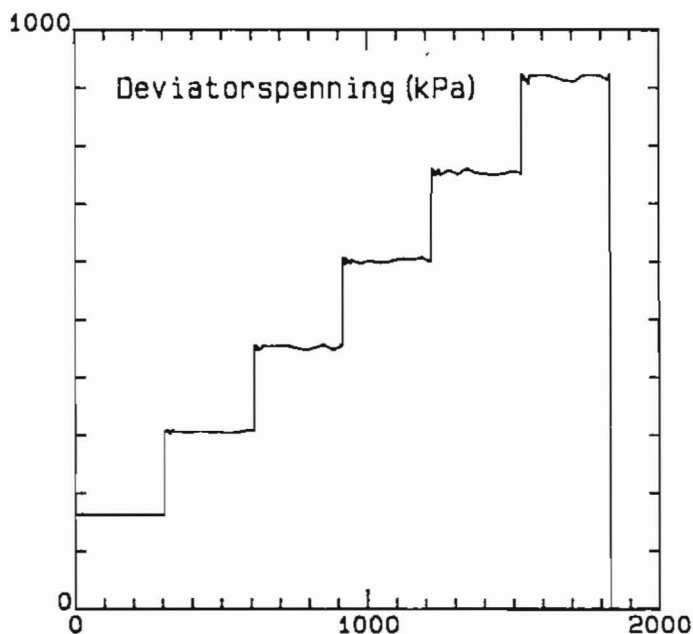


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Bærelag (Ag-kurve).

PRØVENUMMER: Ag80A

STATISK SIDETRYKK: 79.9kPa

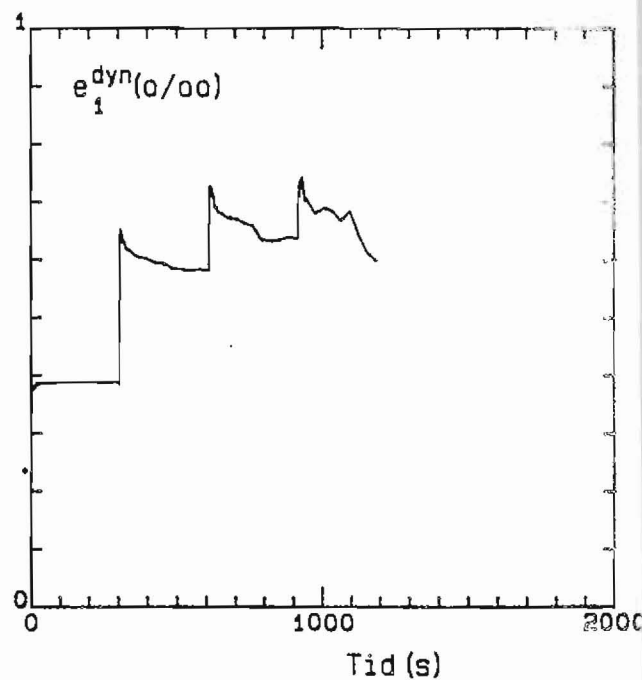
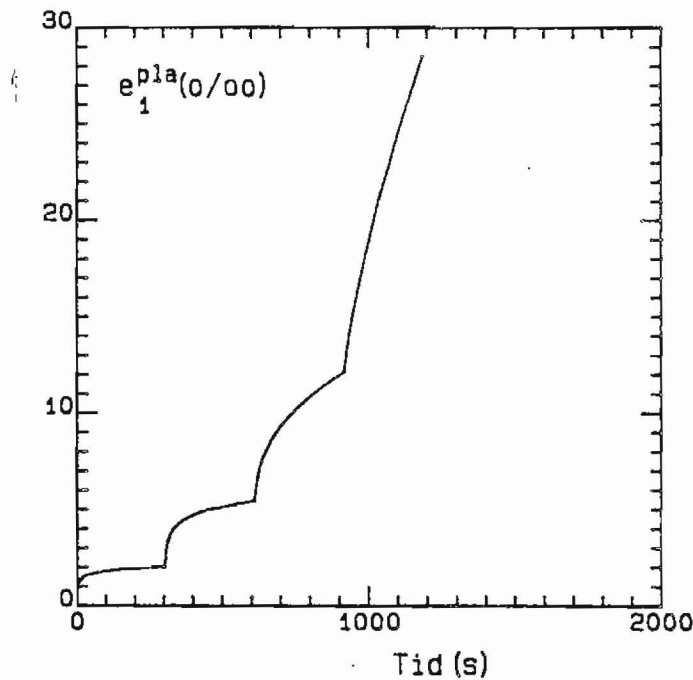
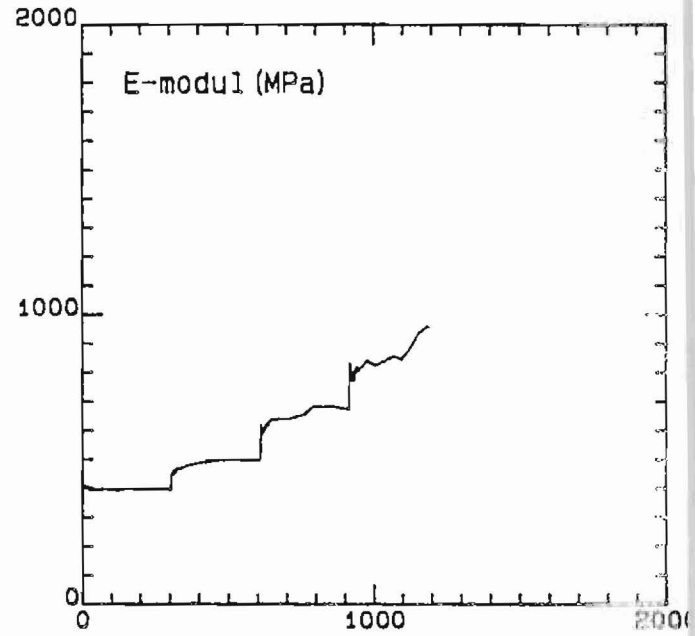
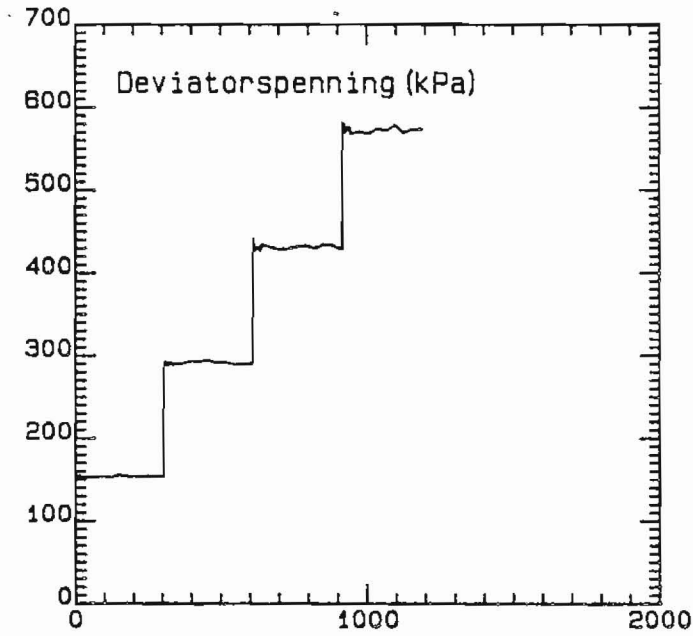


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Bærelag (Ag-klasse)

PRØVENUMMER: Ag80B

STATISK SIDETRYKK: 79.5kPa



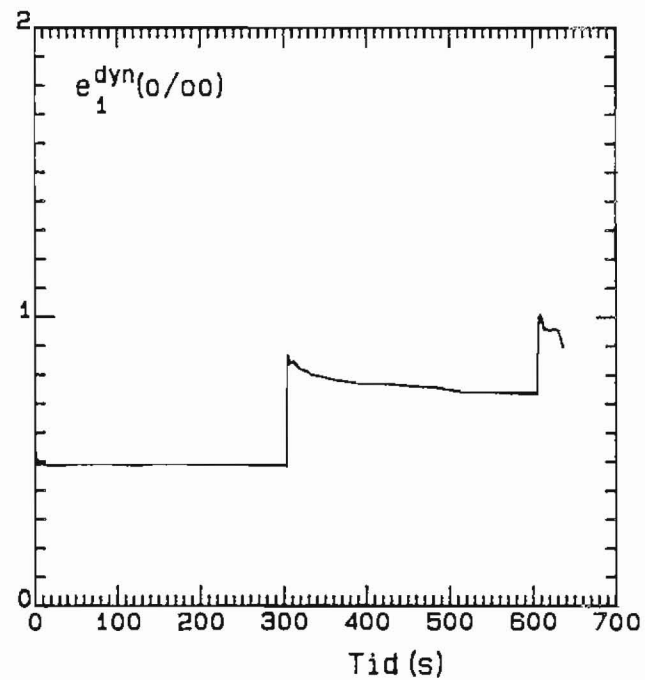
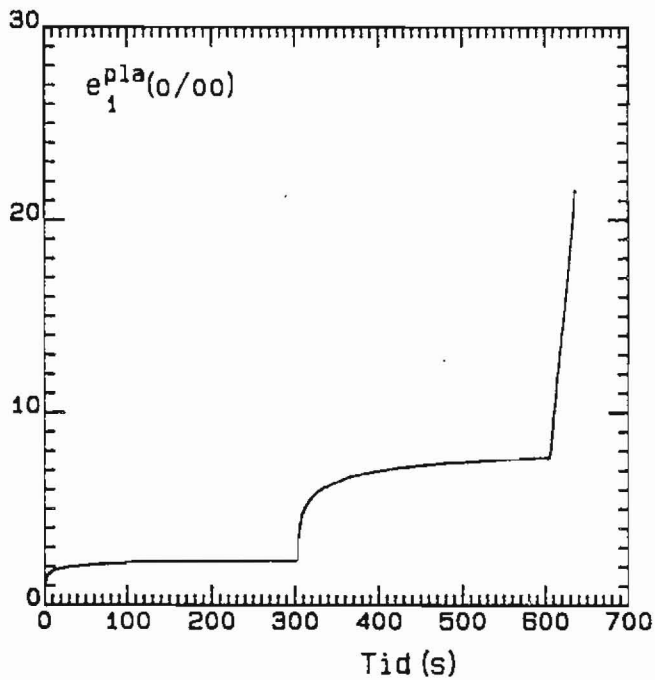
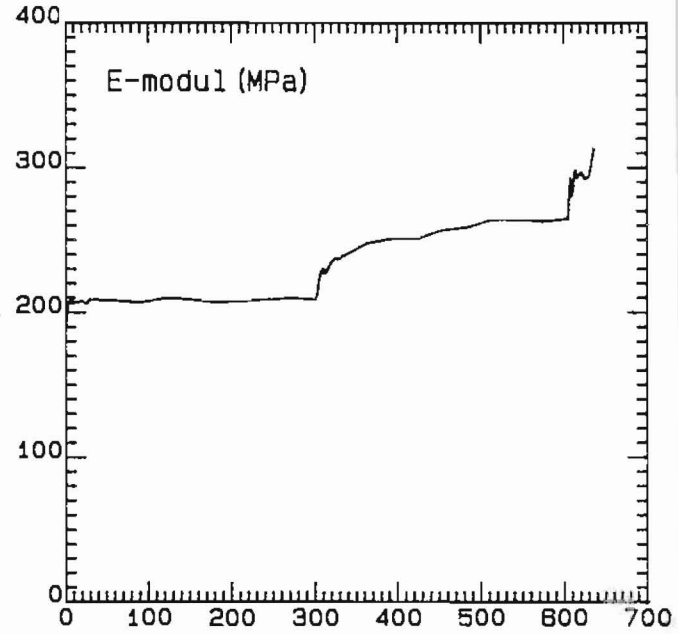
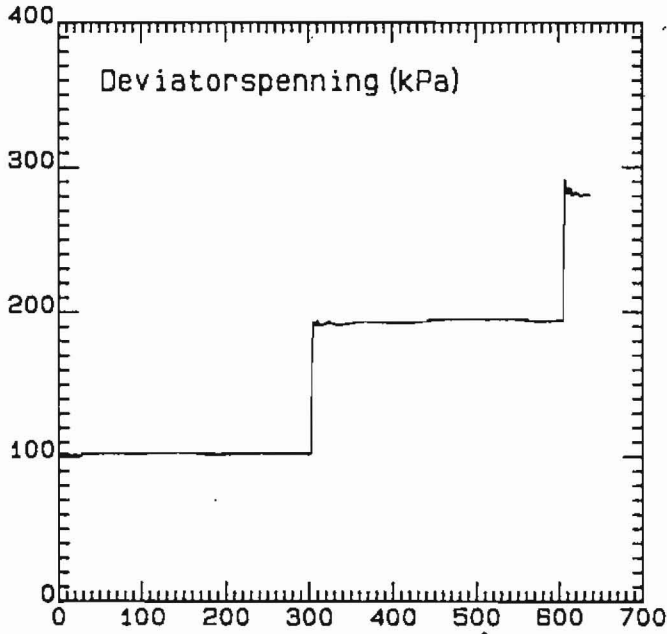
SINTEF-B1  
EMG-EMGP

BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL  
FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag,  $Cu=7,5$  (As-kurve).

PRØVENUMMER: As40A

STATISK SIDETRYKK: 40.0kPa

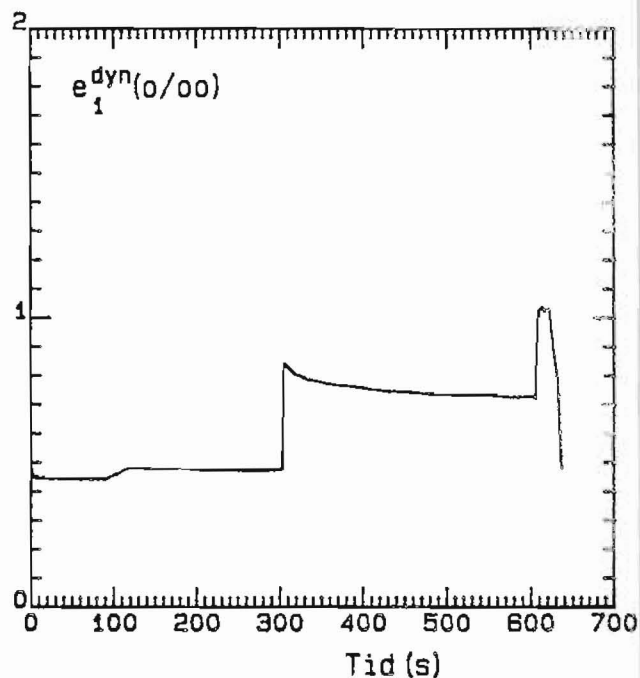
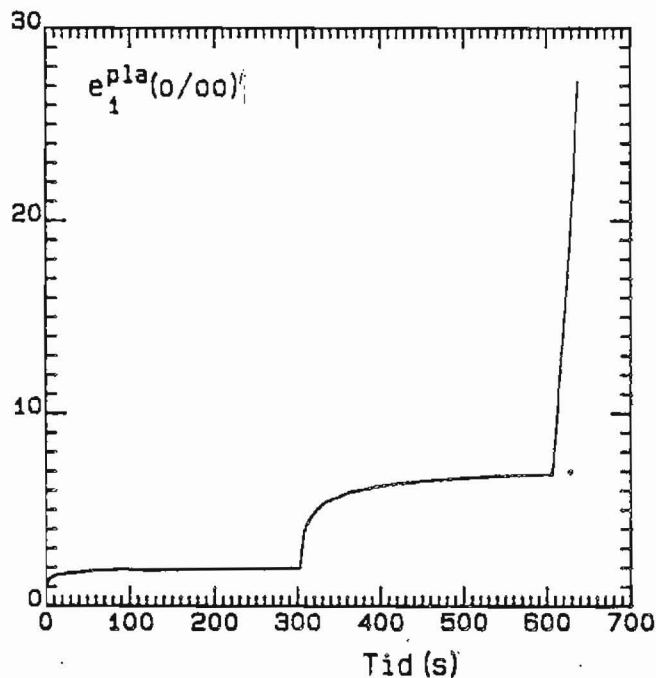
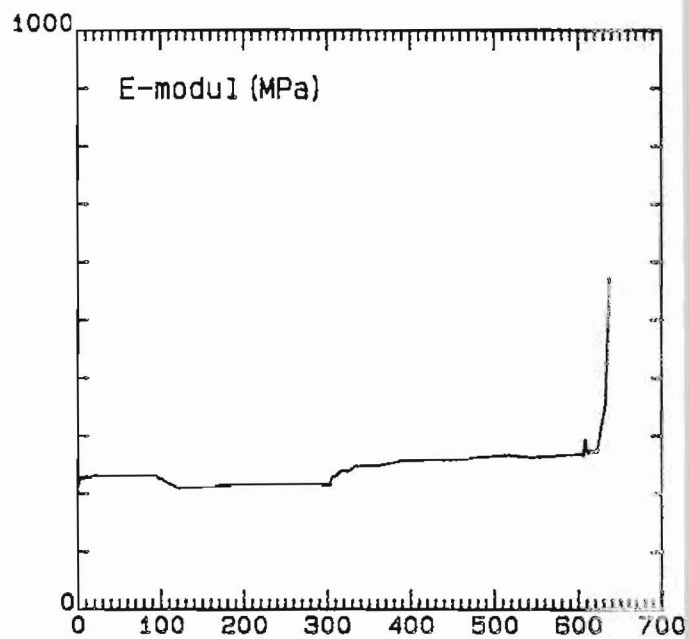
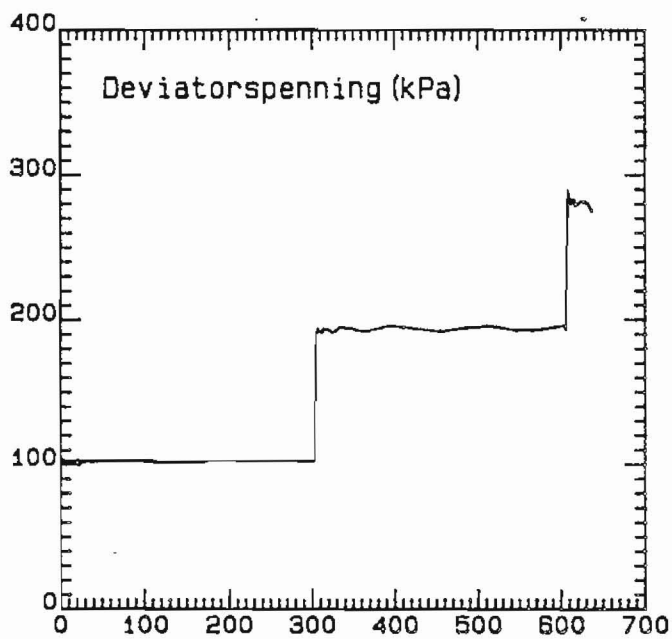


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag, Cu=7,5 (As-kurve).

PRØVENUMMER: As40B

STATISK SIDETRYKK: 39.9kPa

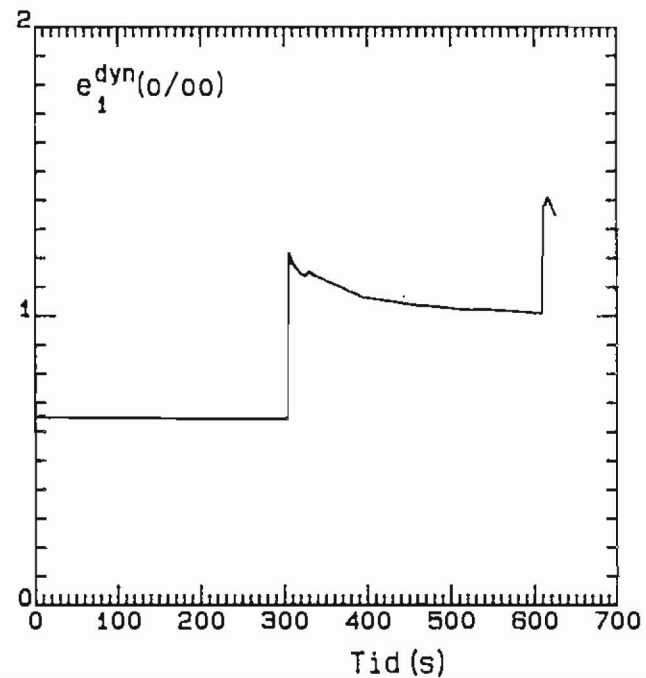
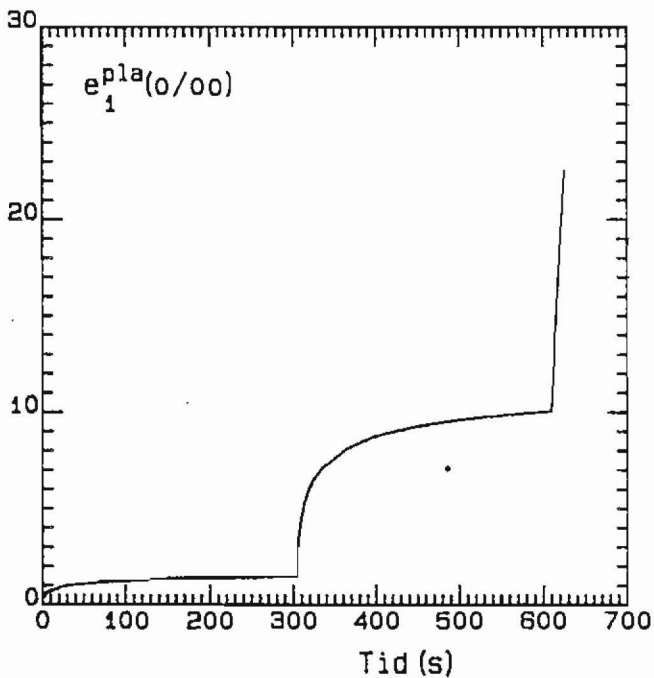
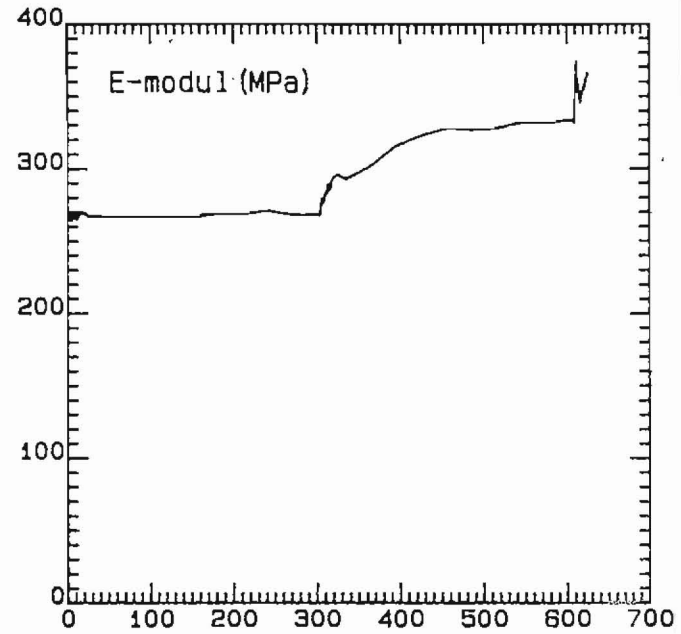
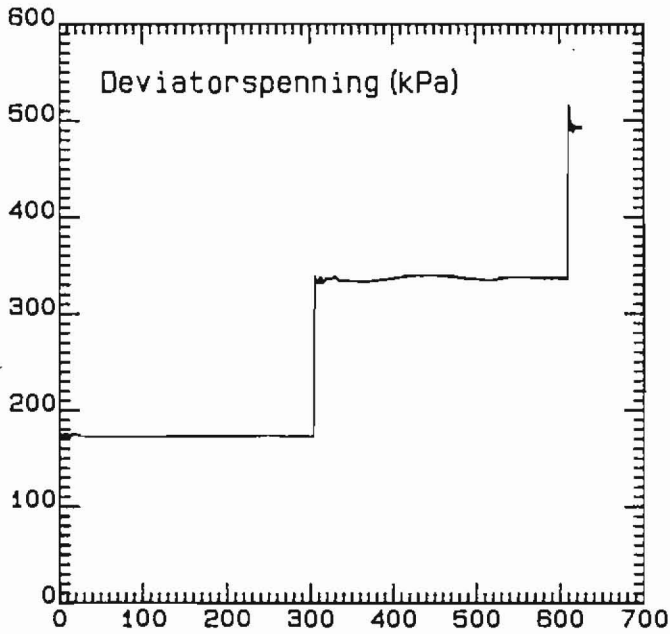


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag,  $C_u=7,5$  (As-kurve).

PRØVENUMMER: As80A1

STATISK SIDETRYKK: 79.1kPa

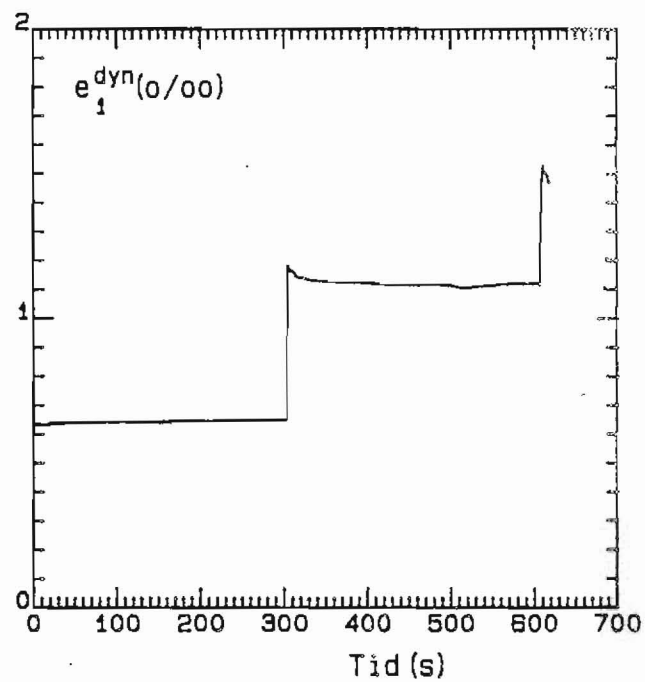
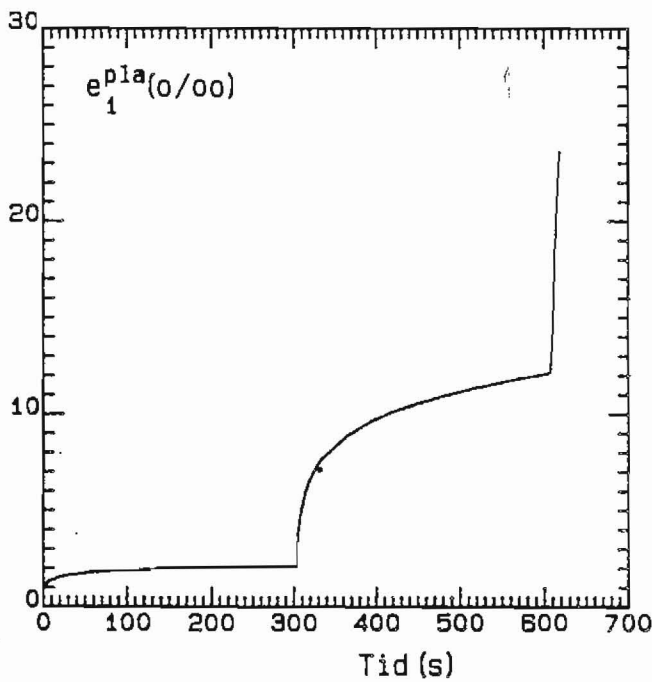
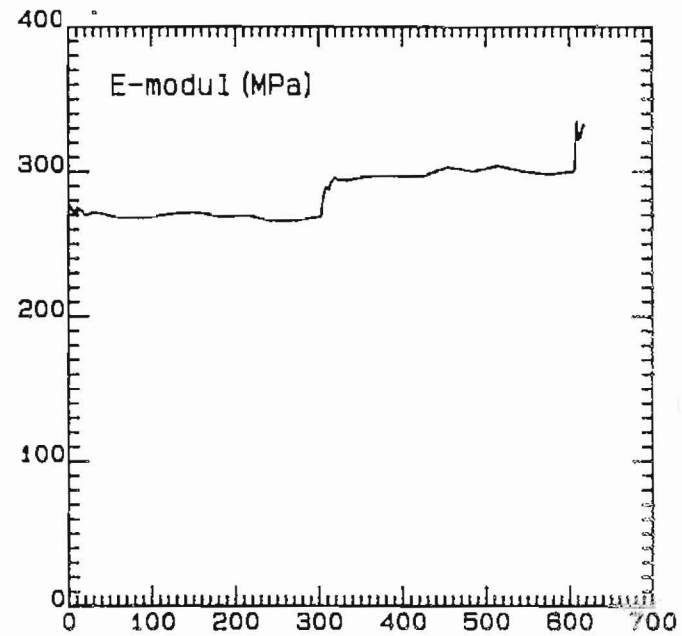
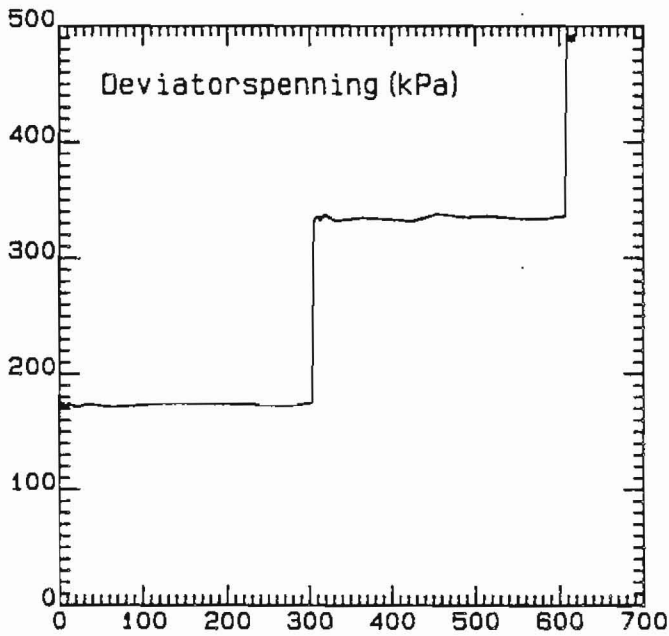


BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL  
FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag, Cu=7,5 (As-kurve).

PRØVENUMMER: As80B

STATISK SIDETRYKK: 79.4kPa



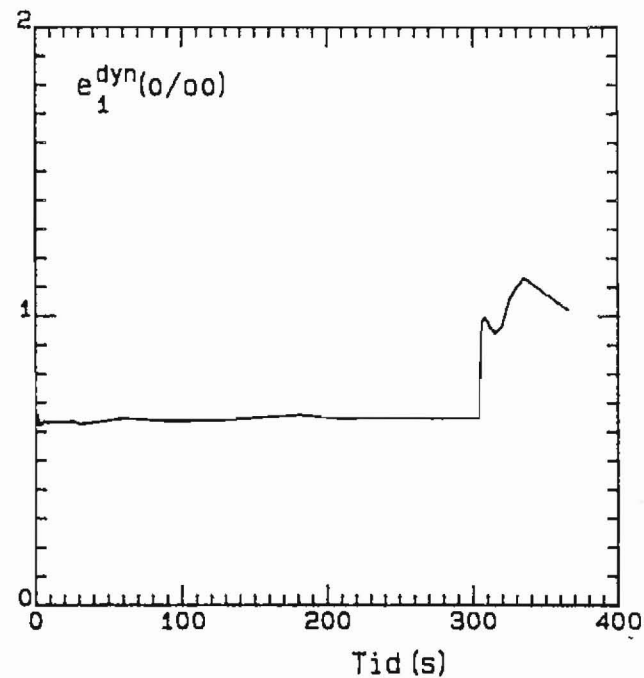
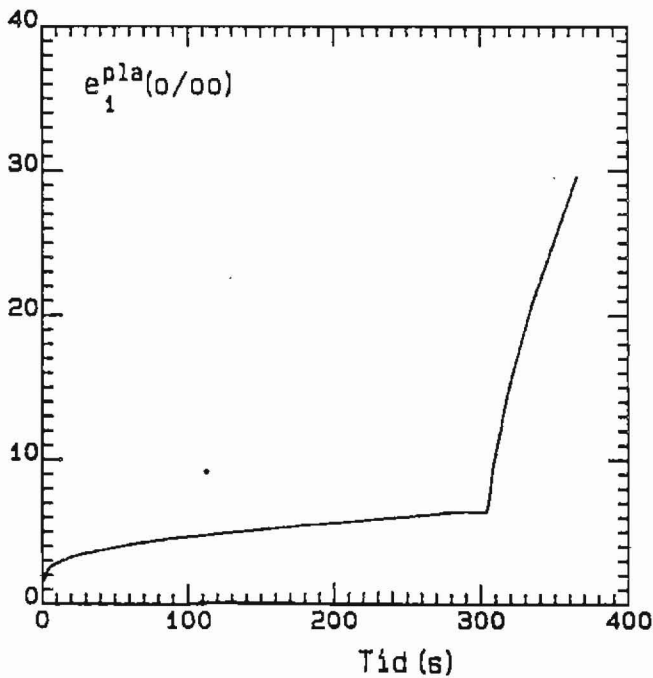
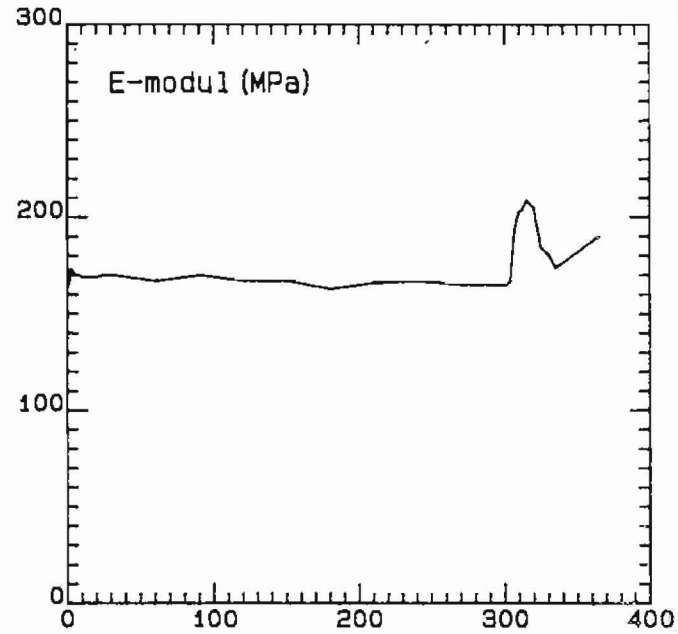
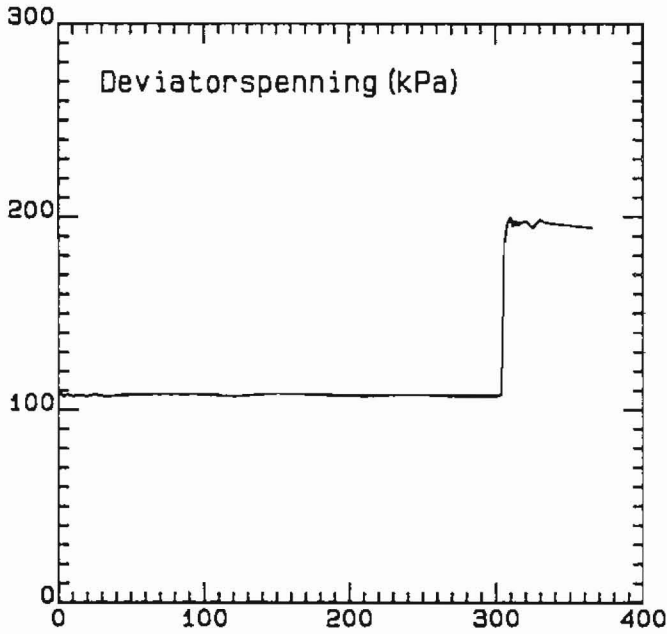


BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL  
FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag, Cu=10,0.

PRØVENUMMER: F140A

STATISK SIDETRYKK: 39.5kPa

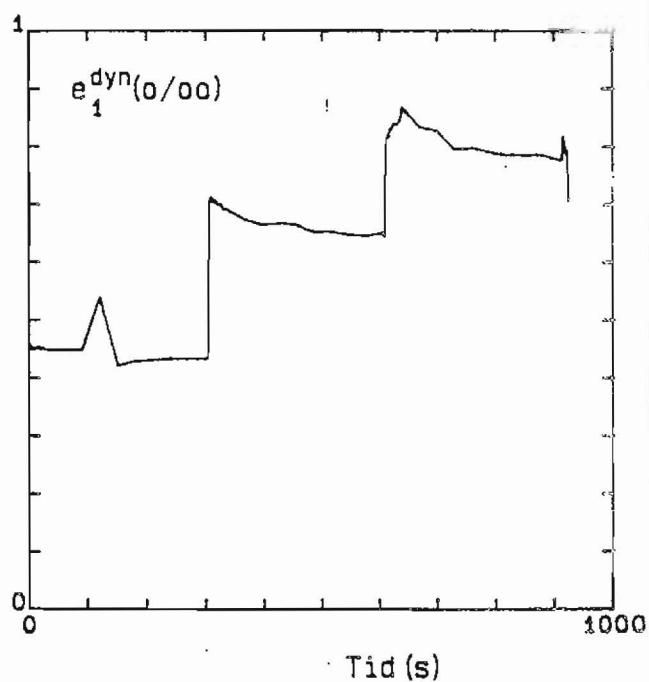
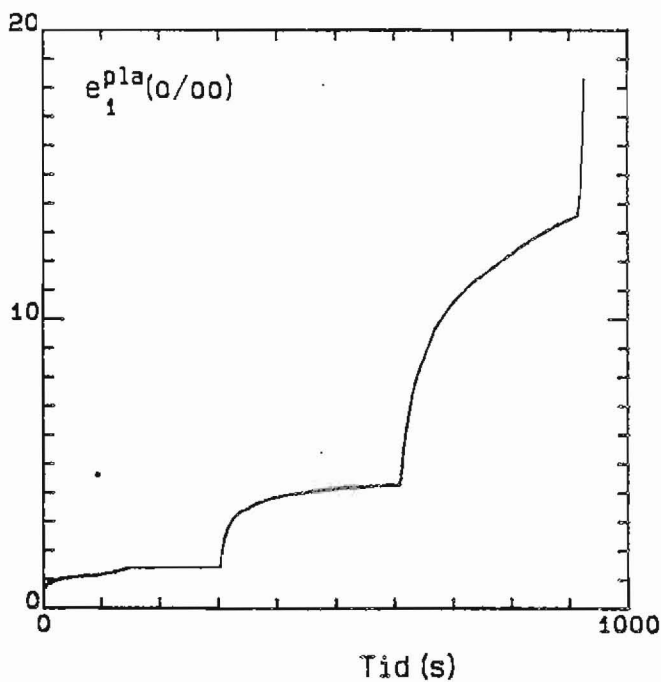
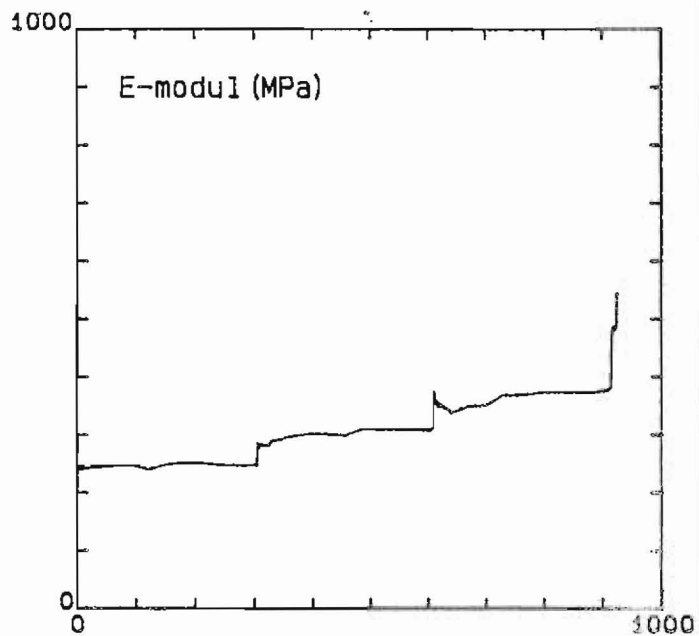
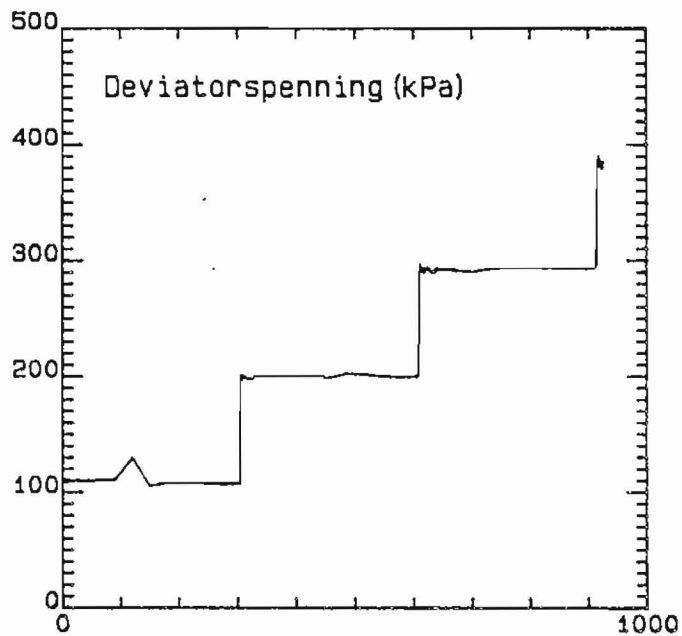


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag,  $C_u=10,0$ .

PRØVENUMMER: F140B

STATISK SIDETRYKK: 39.4kPa

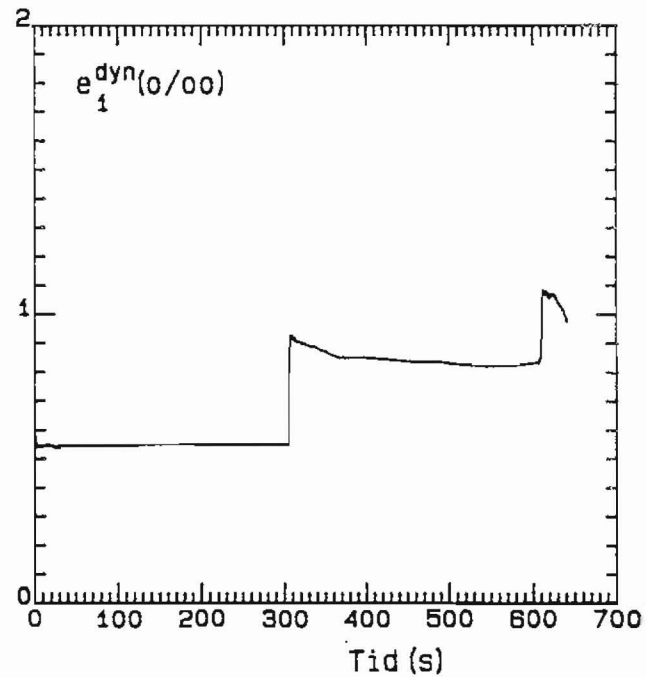
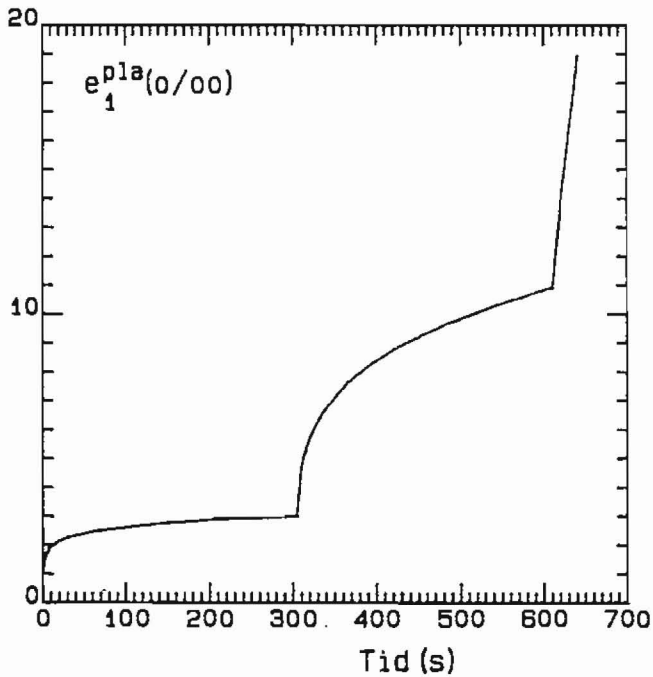
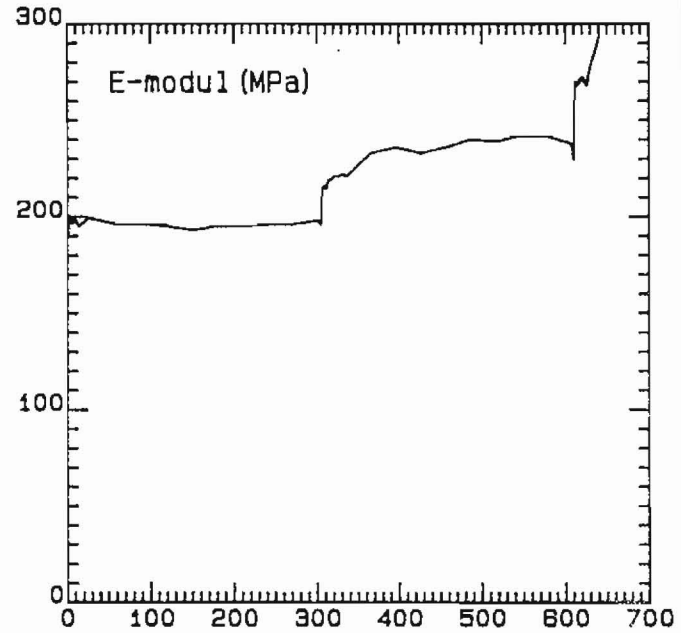
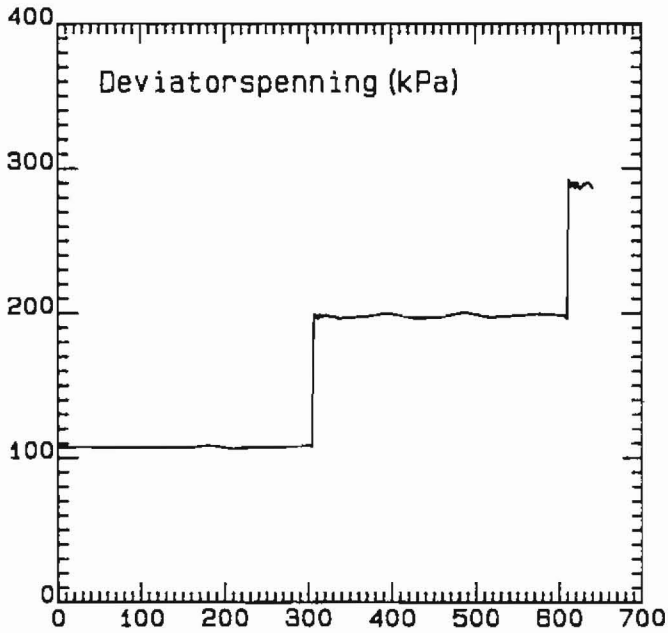


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag,  $C_u=10,0$ .

PRØVENUMMER: F140C

STATISK SIDETRYKK: 39.6kPa

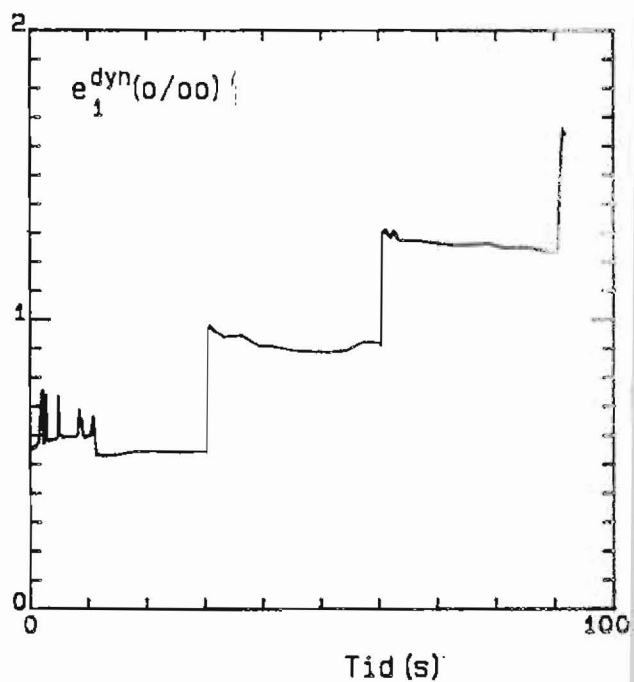
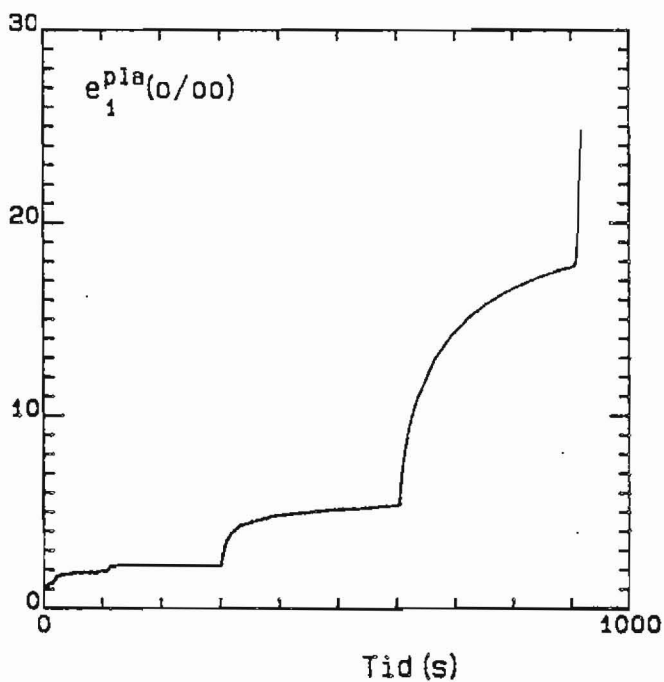
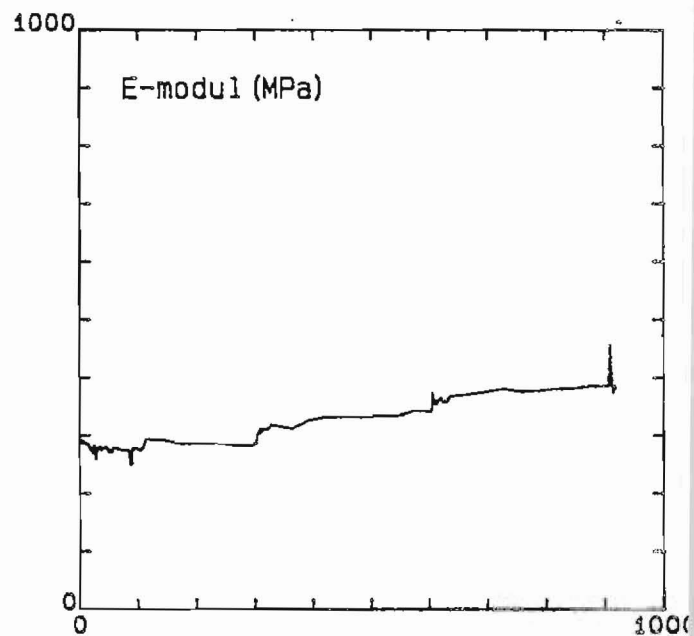
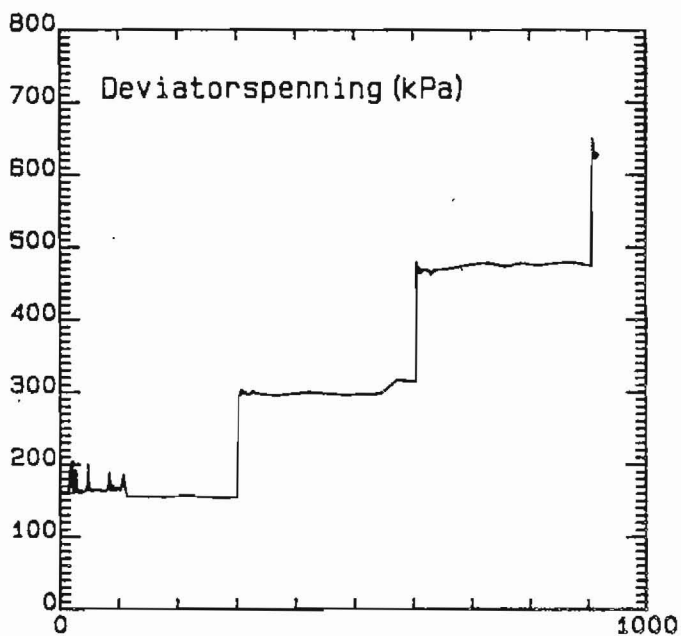


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag, Cu=10,0.

PRØVENUMMER: F180A

STATISK SIDETRYKK: 80.0kPa

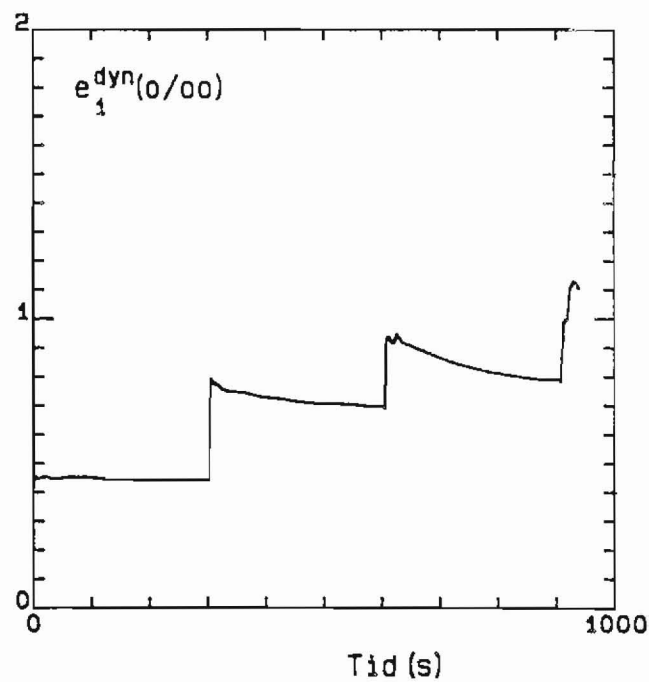
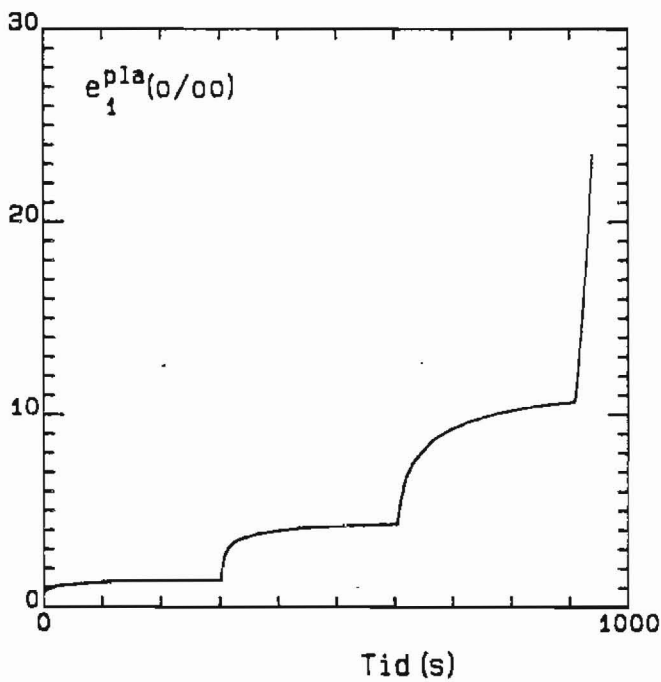
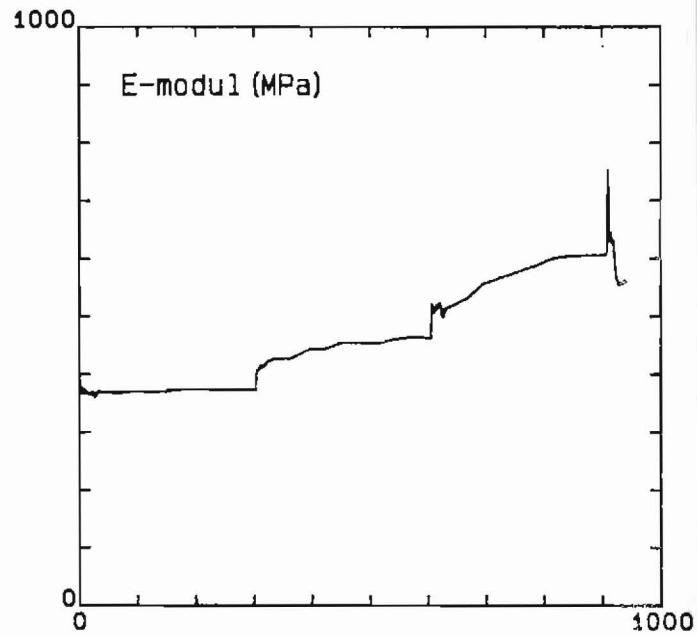
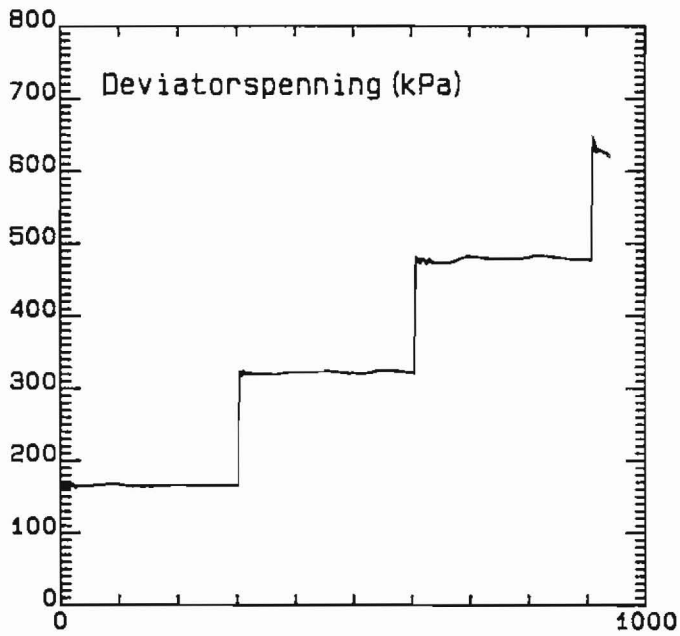


# BESTEMMELSE AV DYNAMISK E-MODUL FOR MEKANISK STABILISERTE MASSER.

MASSETYPE: Forsterkningslag, Cu=10,0.

PRØVENUMMER: F180B

STATISK SIDETRYKK: 79.4kPa



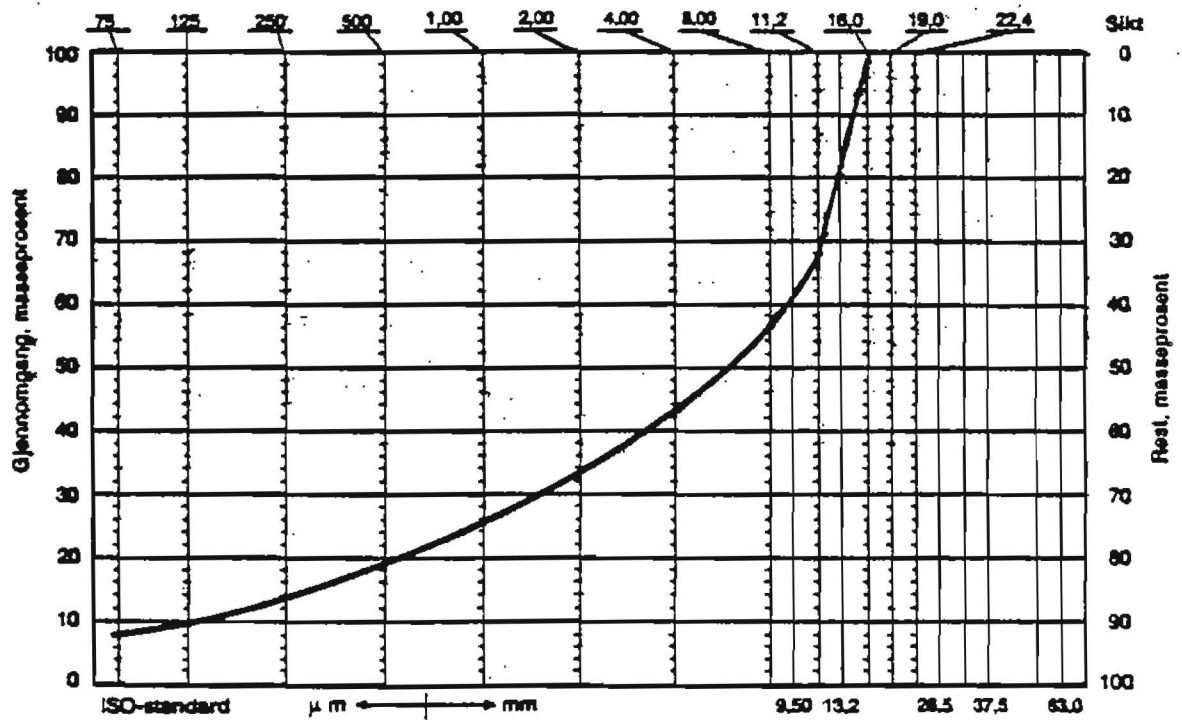


## BILAG 7

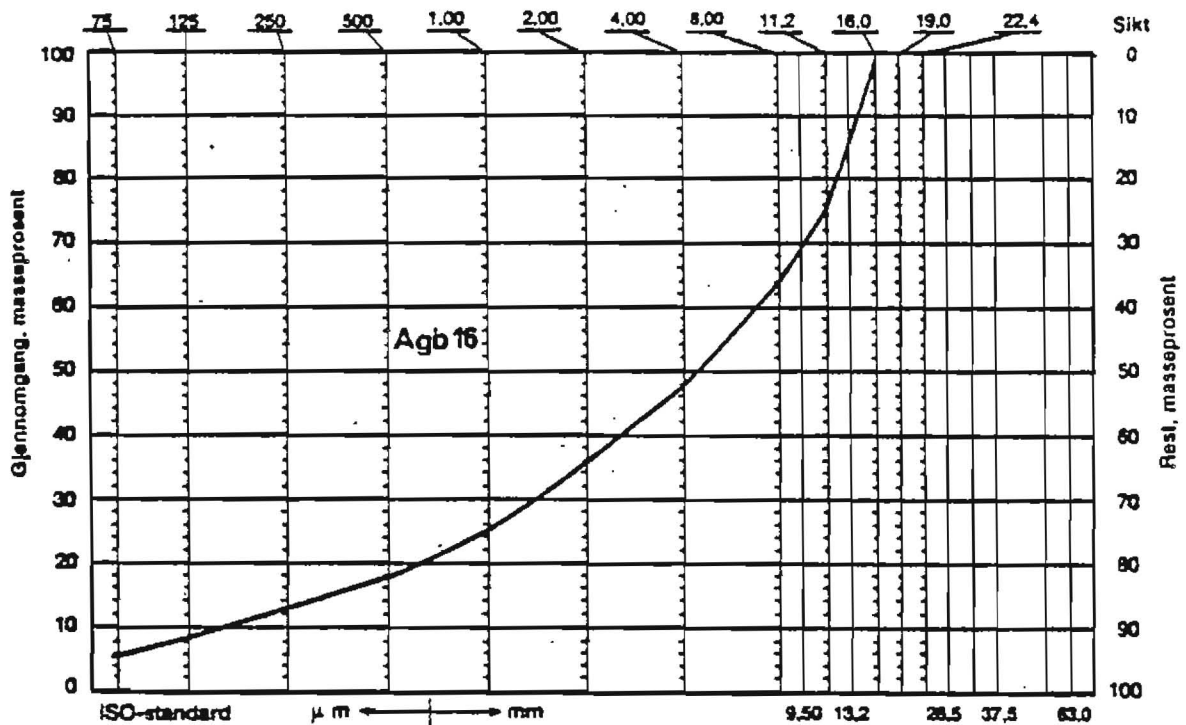
KORNKURVER FOR MATERIALER FRA TIDLIGERE UNDERSØKELSER



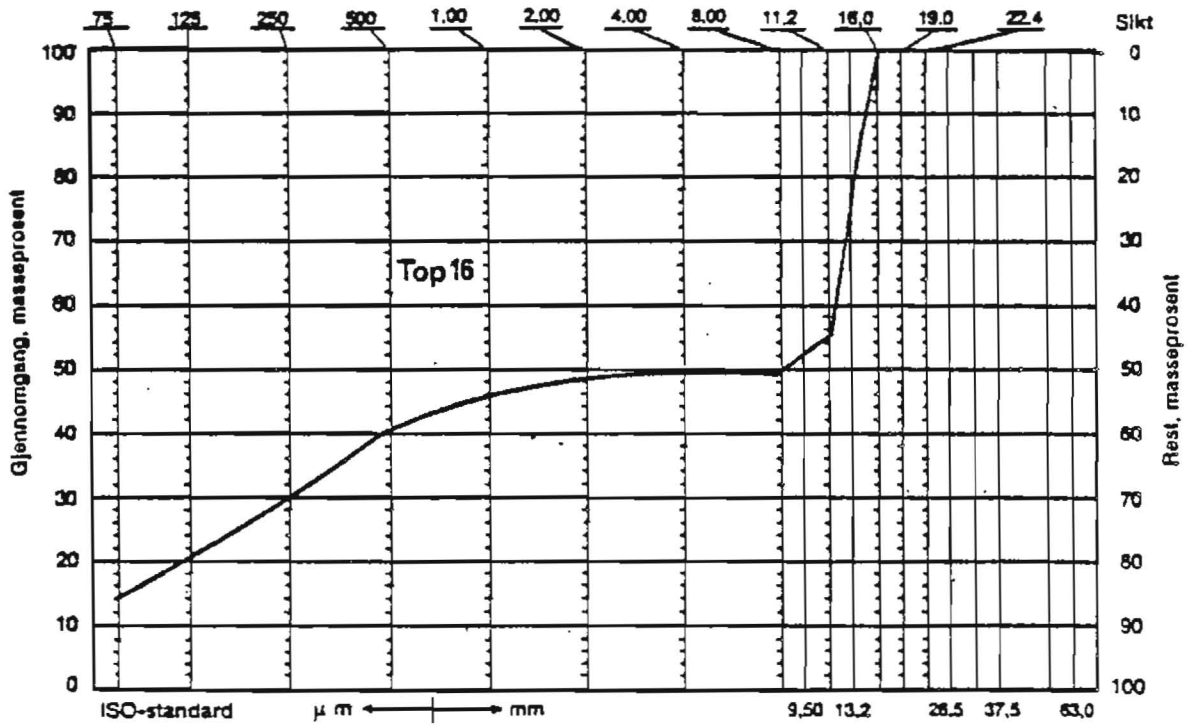




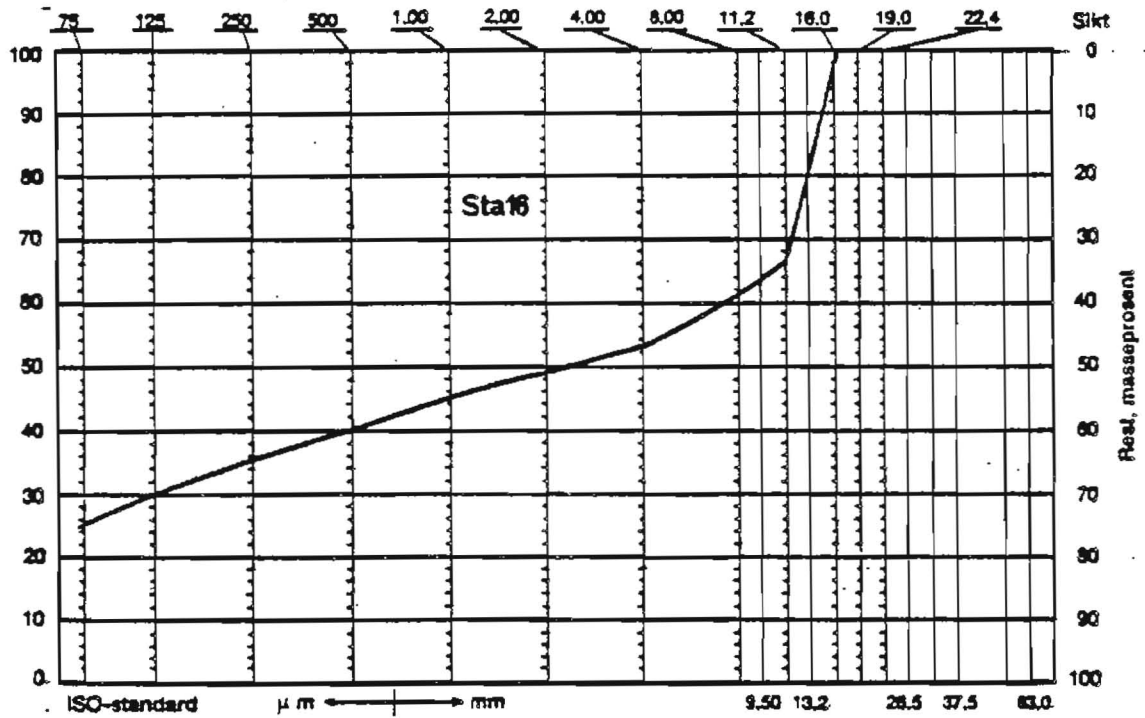
Kornfordelingskurve for Ab16t



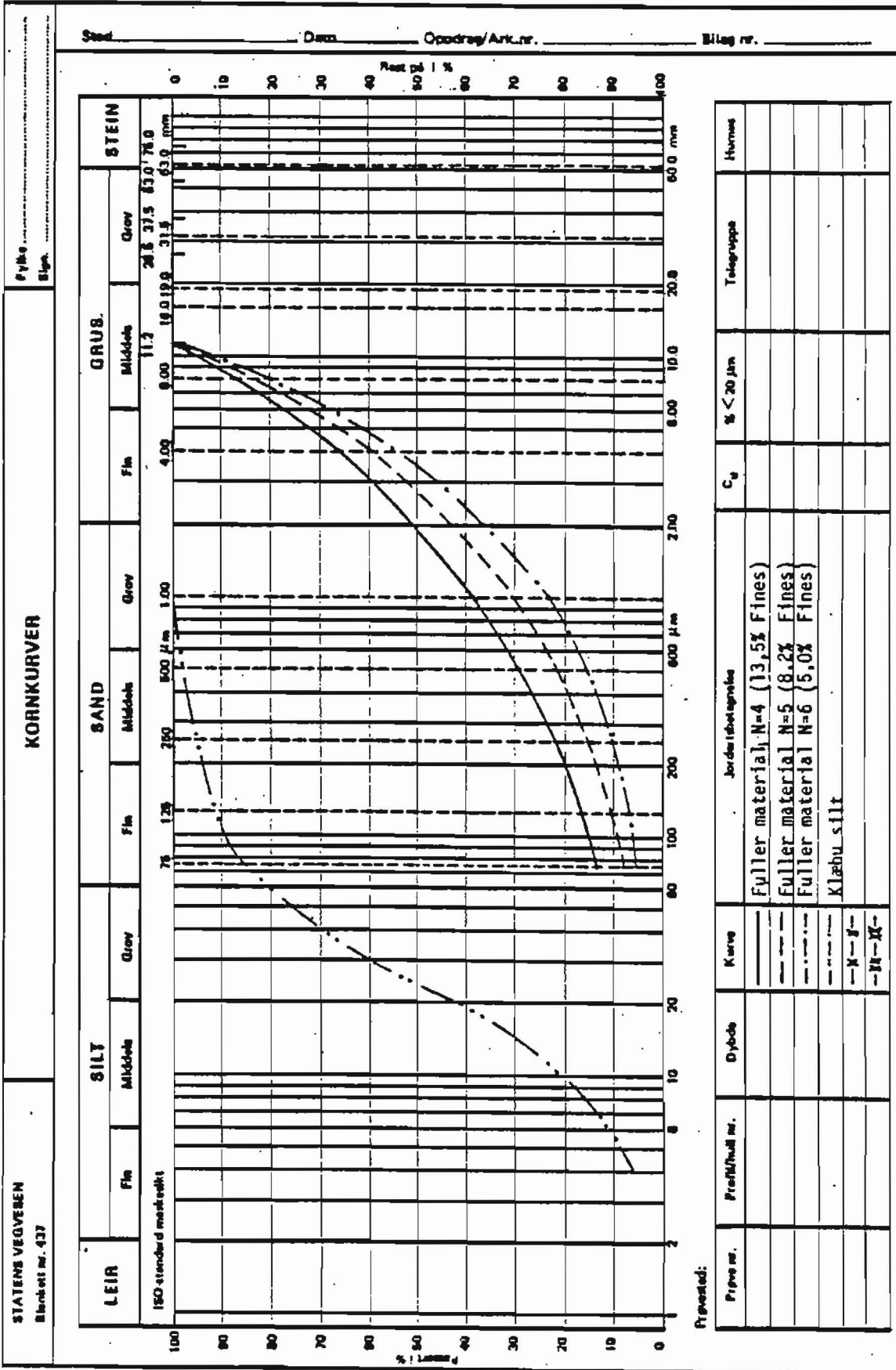
Kornfordelingskurve for Agb16



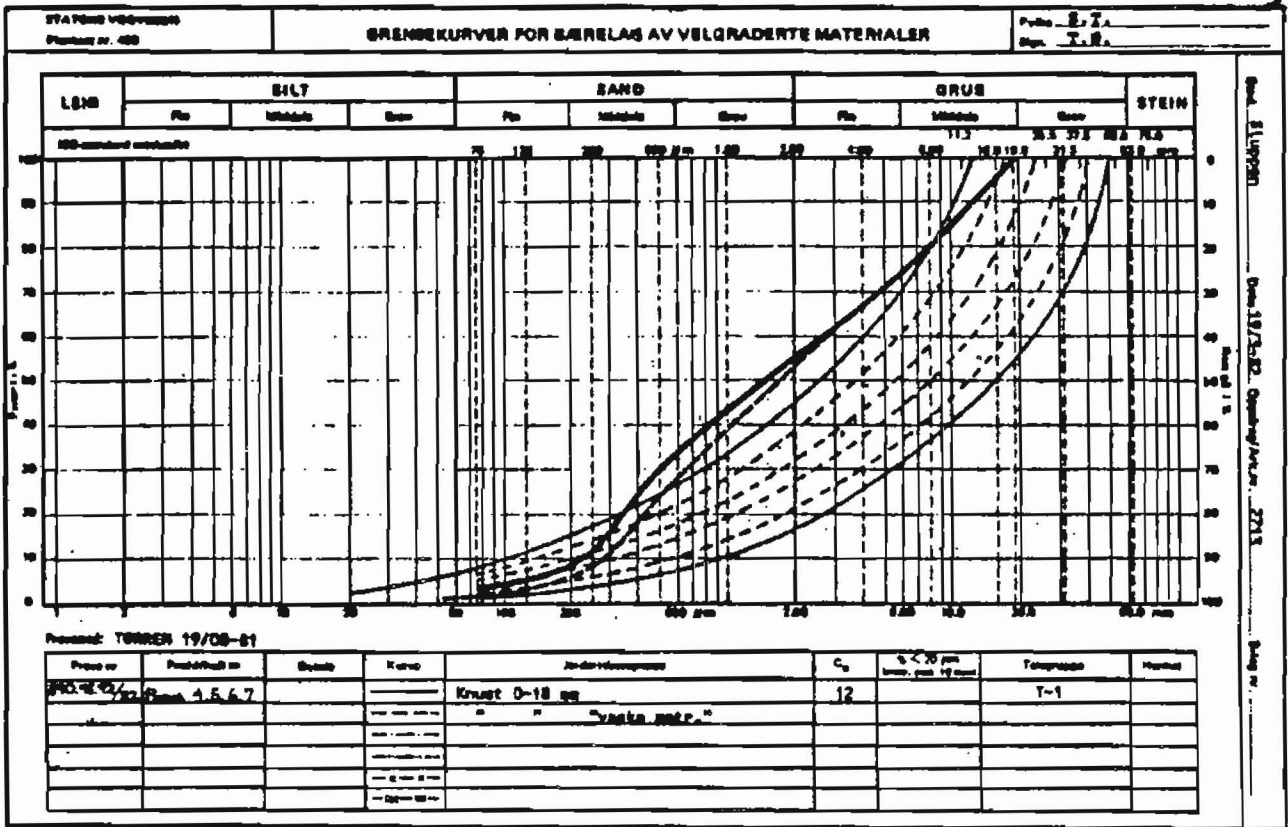
Kornfordelingskurve for Top 16



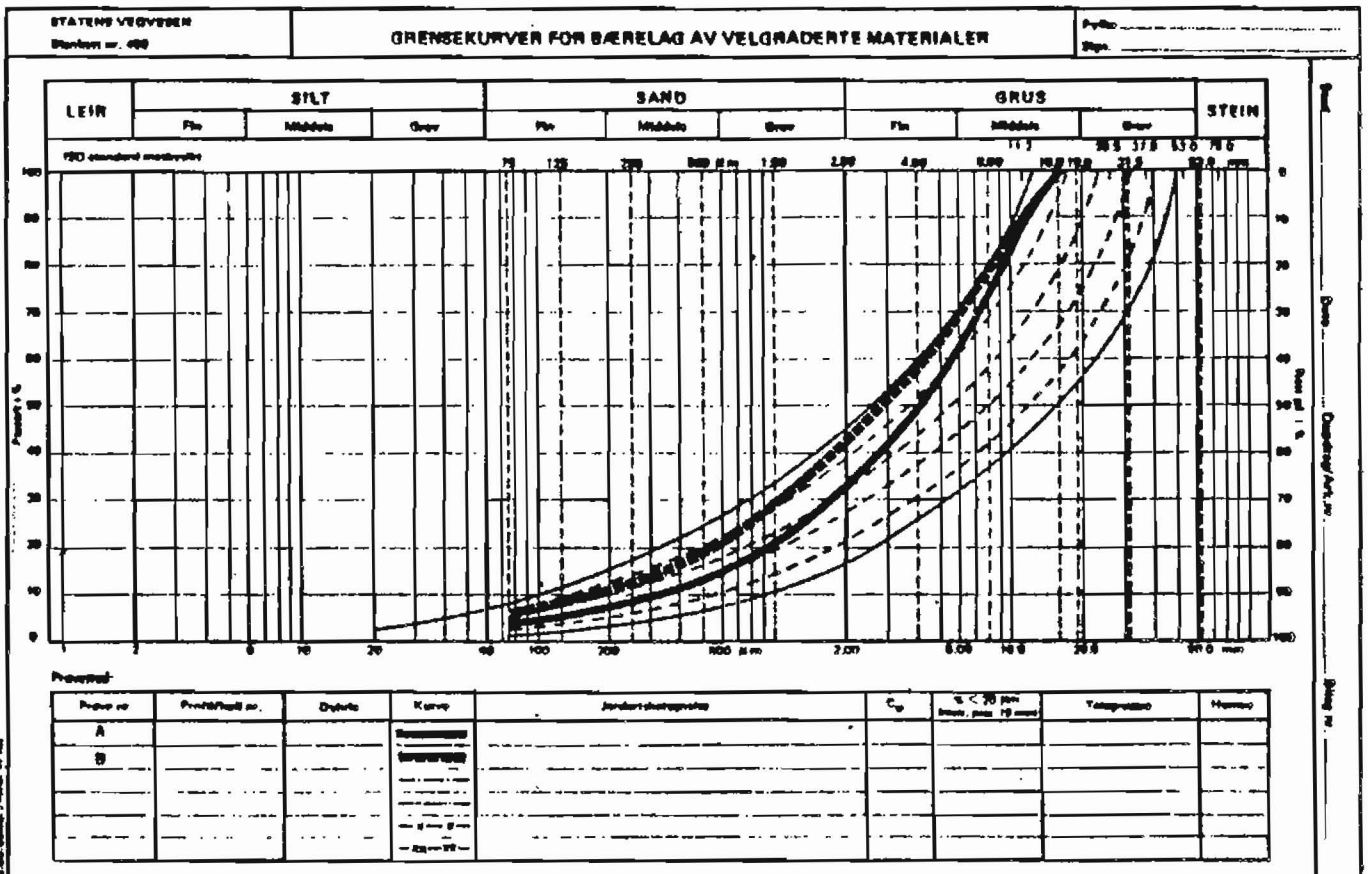
Kornfordelingskurve for Sta 16



Kornfordelingskurve for materialer undersøgt av C.Chr. Fynboe



Kornfordelingskurver for undersøkte materialer fra Tørrem med grensekurver for bærelag av velgraderte materialer



Kornfordelingskurver for undersøkte materialer fra Ørland pukkverk med grensekurver for bærelag av velgraderte materialer