

NORSK INSTITUTT FOR VANNFORSKNING

Blindern

C4 - 01

(0-53/71)

SYSTEMANALYSE AV AVLØPSANLEGG

Fremdriftsrapport nr. 5

for perioden 1.12.1973 - 1.10.1975

23. februar 1976

Saksbehandler: Lic.techn. Oddvar Lindholm

Medarbeider: Avd.sjef Peter Balmér

Instituttetsjef: Kjell Baalsrud

INNHOLDSFORTEGNELSE

	Side:
1. INNLEDNING	4
2. SAMMENDRAG	6
3. FORBEDRINGER I LEDNINGSNETTPROGRAMMET	7
3.1 Beregningsnøyaktighet	7
3.2 Hydraulisk formel	7
3.3 Dimensjonering av firkant-tverrsnitt	8
3.4 Anleggskostnadsberegninger	8
3.5 Ny hydrogramberegnings-teknikk	9
3.6 Beregning av pumpestasjoner	10
3.7 Forurensningstransport i ledningene	11
3.8 Beregning av forurensning i overvannet	13
3.9 Forandring i utskriften	15
3.10 Utpunching av hullkort i ledningsnettmodellen	16
3.11 Fosforberegninger i renseanleggmodellen	16
4. SENSITIVITETSANALYSE AV RENSEEFFEKTIFUNKSJONER	16
4.1 Forsedimentering	17
4.2 Luftetank	17
4.3 Etersedimentering	23
4.4 Mengde BOF i det suspenderte stoff	23
4.5 Drift av fordrøyningsbassenget	30
5. PARAMETERANALYSE FOR BIOLOGISK RENSEMODELL	32
6. PARAMETERANALYSE AV HYDROGRAMMER FRA LEDNINGSNETT	38
6.1 Problemstilling	38
6.2 Beregningsforutsetninger	38
6.3 Beregningsmodellen	39
6.4 Parameteranalysen	40
6.4.1 Regnvarighet	40
6.4.2 Hydraulisk formel	40
6.4.3 Rør-ruhet	41
6.4.4 Rørgradient	41
6.4.5 Rørdiameter	44
6.4.6 Overflateavrennings-karakteristikk	44

Forts. innholdsfortegnelse	Side:
6.4.7 Tilrenningstiden	44
6.4.8 Beregningssteget	44
6.4.9 Ledningslengde	46
6.4.10 Infiltrasjon av takvann i grunnen	46
6.5 Test av hydrogram fra NIVA's ledningsnettprogram	46
6.5.1 Flombølgers forplantning i ledninger	46
6.5.2 Sammenlikning av CTH og NIVA modell	51
7. EKSEMPLER PÅ SYSTEMANALYSE	51
7.1 Overløpsberegning fra Bislettbekken i Oslo	51
7.2 Isokost - isokvant beregninger	56
8. MARKEDSFØRING OG BRUK AV PROGRAMMET	64
9. LITTERATUR	65
TABELLER	
FIGURER	

## 1. INNLEDNING

Prosjektet "Systemanalyse av avløpsanlegg" ble finansiert av PRA-midler (Prosjekt Rensing av Avløpsvann), ved Det Kongl. norske Miljøverndepartement i perioden juni 1971 til april 1973. Norsk institutt for vannforskning (NIVA) har siden april 1973 selv finansiert prosjektet, med unntak av perioden januar 1974 til januar 1975 hvor saksbehandleren arbeidet med prosjektet som universitetsstipendiat på Institutt for vassbygging, Norges tekniske høgskole (NTH).

Rapporten fra NTH foreligger som en Lic. techn. avhandling (1).

Følgende rapporter foreligger nå om systemanalyse av avløpsanlegg:

- a) "Fremdriftsrapport nr. 1"(2): Innholdet er en rapportering fra den første versjonen av ledningsnettprogrammet, med en rekke beregningseksempler.
- b) "Fremdriftsrapport nr. 2" (2): Innholdet er en videre rapportering fra arbeidet med den første versjonen av ledningsnettprogrammet. Rapporten inneholder også en beskrivelse av renseanleggmodellen og slambehandlingsmodellen.
- c) "Sammenfattende rapport samt rapport fra perioden 1.7.72-1.4.73" (2): Inneholder en brukerbeskrivelse av EDB-programmene for ledningsnett, renseanlegg- og slambehandlingsmodellen. Det finnes også en rekke beregningseksempler i rapporten.
- d) "Fremdriftsrapport nr. 4" (2): Innholdet er stort sett en rekke beregningseksempler med systemanalyse av et helt avløpssystem, samt en forurensningsmessig analyse og sammenlikning av fellessystemet og separatsystemet. Nye funksjoner for fosforfjerning og kostnader i renseanleggmodellen er også rapportert.
- e) "A Pollutional Analysis of the Combined Sewer System" (1): Dette er en avhandling for den tekniske licentiatgrad ved NTH. Innholdet er stort sett en forurensningsmessig analyse av fellesavløpssystemet. I analysen er modellene beskrevet i de foregående rapporter benyttet.
- f) "Systemanalyse av avløpsanlegg" PRA-brukerrapport nr. 1 (3): Håndboken inneholder en fullstendig brukerbeskrivelse for siste versjon av ledningsnettprogrammet samt for renseanleggprogrammet. Demonstrasjonseksempler er vist.

De programmeringsmessige arbeider med ledningsnettprogrammets forbedringer er utført av Martin Hundstad og Elin Bjerkås, A/S COMPUTAS.

NIVA, 1.oktober 1975

*Oddvar Lindholm*

Oddvar Lindholm

## 2. SAMMENDRAG

I perioden desember 1973 til oktober 1975 er en rekke forbedringer i ledningsnettprogrammet utført. De viktigste forbedringene er en nøyaktigere beregningsmetode for forurensningstransport, flere muligheter ved beregning av anleggskostnader, mulighet for valg av flere hydrauliske formler, analyse av hydrauliske forhold i forbindelse med pumpestasjoner og automatisk dimensjonering av kulvert-tverrsnitt.

I tillegg er det testet ut en ny metode for hydrogramberegning i ledningssystemet basert på Saint Venants simultane differensial-likninger.

På utskriftssiden for rørberegninger skrives nå minimumshastigheter i rørene ut slik at selvrensningskriteriet kan kontrolleres.

Det er beskrevet en sensitivitetsanalyse for renseeffekt-funksjonene i renseanleggmodellen. Denne analyse viser at ettersedimenteringsenheten er særlig betydningsfull for forurensningssituasjonen på årsbasis.

En parameteranalyse for den biologiske del av renseanleggmodellen viser at ettersedimenteringsenheten også har stor innflytelse på den øyeblikkelige renseeffekten for et renseanlegg.

For hydrogram fra et avløpsledningsnett er det gjort en parameteranalyse på de faktorer som innvirker på hydrogrammet. Faktorer som rør-ruhet, rørdiameter, rørgradient, hydraulisk trykktapsformel, midlertidig overflatemagasiner og beregningssteg innvirker relativt lite på hydrogrammets form. Regnets varighet og tilrenningstiden for overflateavrenningen har derimot en stor innflytelse på hydrogrammet.

Det er vist to beregningseksempler i kapittel 7. Det første er en overløpsanalyse i Oslo, mens det andre er en optimalisering av forholdet mellom volum av fordrøyningsbasseng og størrelse på renseanlegg.

A/S COMPUTAS som har rettigheter for markedsføring av NIVA's programmer, har inngått kontrakter i Danmark og Finland om leie av NIVA's ledningsnettprogram.

### 3. FORBEDRINGER I LEDNINGSNETTPROGRAMMET

Det er gjort en rekke forbedringer i ledningsnettprogrammet i perioden 1.12.1973 til 1.10.1975.

#### 3.1 Beregningsnøyaktighet

I fremdriftsrapport nr. 4 (2) ble det i fig. 1 vist en relativt betydelig unøyaktighet i kumulert vannmengde ut av ledningsnettet når beregningssteget mellom hver avrenningssituasjon ble økt. Denne unøyaktighet er nå neglisjerbar, selv for beregningssteg på 10 minutter i et 20 minutters regnskyll. Fra beregningseksemplet vist i fig. 33 går det fram at differansen mellom ett minutts beregningsintervall og større beregningsintervall er:

Beregningssteg i minutter	Avvik i kumulert vannmengde i prosent fra 1 minutts beregningsteg	Avvik i maks. vannføring i prosent fra 1 minutts beregningsteg
2	0,08	0,5
4	0,5	3,0
10	3,8	8,0

#### 3.2 Hydraulisk formel

De tre mest kjente hydrauliske trykktapsformler, Hazen-William, Manning og Colebrooke, er nå implementert og uttestet i ledningsnettprogrammet. Testkjøringer på ledningsnettet i fig. 23 er gjort med følgende friksjonsuttrykk:

$$C_{HW} = 100$$

$$M = 72$$

$$k = 2 \text{ mm.}$$

Disse verdier gav tre hydrogrammer så like at differansen ikke kunne skilles i et diagram i A-4 format.

### 3.3 Dimensjonering av firkant-tverrsnitt

Foruten å dimensjonere sirkulære tverrsnitt kan programmet nå dimensjonere firkant-tverrsnitt på følgende valgfrie måter:

- a) Bredden i firkant-tverrsnittet gis, og programmet beregner nødvendig høyde for at oppstuvning i ledningsnettets skal unngås.
- b) Høyden i firkant-tverrsnittet gis, og programmet beregner nødvendig bredde for at oppstuvning skal unngås.
- c) Programmet beregner hvilket kvadratisk tverrsnitt som er nødvendig for at oppstuvning skal unngås.

### 3.4 Anleggskostnadberegninger

Ledningsnettprogrammet kan nå beregne anleggskostnader for ledninger, kulverter og fordrøyningsbasseng. Brukeren kan selv velge konstanter i de forskjellige enhetskostnadsformlene dersom standardverdiene ikke ønskes brukt. De benyttede funksjoner er vist nedenfor.

Funksjonenes form og standardverdier er funnet på grunnlag av erfaringsdata i forbindelse med bl.a. NIVA's arbeid i Oslofjordprosjektet. Dette materialet begynner nå å bli noe gammelt slik at standardverdiene i enkelte tilfeller vil gi noe for lave verdier.

I de nedenforstående formler er:

$d$  = rørdiameter (mm)

$f$  = tverrsnittareal ( $m^2$ ) av ledning med firkant-tverrsnitt

$L$  = lengde (m) av ledning

$p$  = fjell i grøft (%)

$v$  = volum ( $m^3$ ).

1) Sirkulære rør:

$Kost = L \cdot (30 + A \cdot d^B) \cdot (1 + (1 - 0,0001 \cdot d \cdot C) \cdot 0,01 \cdot p)$

hvor  $A = 0,156$  som ordinær-verdi

$B = 1,25$  som ordinær-verdi

$C = 2,64$  som ordinær-verdi.



2) Ledninger med firkant-tverrsnitt:

$$\text{Kost} = D \cdot L \cdot f^E$$

hvor  $D = 2000$  som ordinær-verdi

$E = 0,74$  som ordinær-verdi.

3) Fordrøyningsbasseng:

$$\text{Kost} = v \cdot F \cdot (v/10)^G$$

hvor  $F = 662$  som ordinær-verdi

$G = 0,22$  som ordinær-verdi.

I disse formlene kan brukeren selv velge konstantene A, B, C, D, E, F, og G.

### 3.5 Ny hydrogramberegningsteknikk

Den hydrogramberegningsteknikk som ble brukt i ledningsnettprogrammet i begynnelsen av 1973, inneholdt en tidsforskyvningsrutine i tillegg til rørlagringsrutinen (2). Sjöberg (6) har påpekt at denne rutine var gal, og den ble fjernet straks dette ble klart. Tidsforskyvningsrutinen innvirket imidlertid ikke på hydrogrammets form, men på tidsforskyvningen.

Sjöberg (6) har vist at hydrogrammenes form påvirkes av de enkelte ledningsstrekningenes lengde når RRL-metoden benyttes til rørlagringsberegninger. Dette skyldes den forenklede metodikk som RRL-metoden bruker. NIVA har derfor utarbeidet en mer eksakt hydrogramberegningsteknikk basert på Saint Venants likninger:

$$\text{Kontinuitetslikningen: } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0.$$

$$\text{Bevegelseslikningen: } \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{2g} \frac{\partial v^2}{\partial x} = S_o - S_f.$$

I bevegelseslikningen er leddet  $\frac{\partial v}{\partial t}$  utelatt for å forenkle den numeriske løsningen av likningssettet. Dette medfører små unøyaktigheter av liten betydning.

Q	= vannføring	(m <sup>3</sup> /s)
y	= vanndybde	(m)
A	= areal av strømtverrsnitt	(m <sup>2</sup> )
x	= avstand i strømrretningen	(m)
t	= tid	(s)
g	= tyngdens akselerasjon	(m/s <sup>2</sup> )
S <sub>o</sub>	= rørets gradient	(m/m)
S <sub>f</sub>	= energilinjens gradient	(m/m).

En numerisk løsning av disse simultane differensiallikningene er programmert i FORTRAN IV av NIVA og A/S COMPUTAS.

Programmet trenger imidlertid 7-9 gjennomregninger (iterasjoner) før beregningen av et rørs vannføring i et gitt tidspunkt har nådd en akseptabel nøyaktighet. Dette betyr at kostnadene ved denne nøyaktigere metode blir 4-6 ganger dyrere enn den enklere RRL-teknikken.

Et program (CTH-modellen), laget av A.Sjöberg (5), som benytter Saint Venants likninger, er testet mot NIVA-modellens enkle hydrogramberegningsteknikk på ledningsnett som er vist i fig. 23. Sammenlikningen mellom disse to modellene er vist i fig. 39.

Konklusjonen er at for de avløpssystemer som vanligvis forekommer, vil den enkle beregningsmetodikk gi tilfredsstillende nøyaktighet. Det er derfor denne enkle beregningsmetodikk som for tiden brukes i NIVA's avløpsnettprogram.

### 3.6 Beregning av pumpestasjoner

I programmet er det nå lagt inn en ny subrutine som beregner vannføringsvariasjonene ut av pumpestasjoner, samt vannspeilets nivå i pumpesumpen til ethvert tidspunkt i regnforløpet.

I inputdataene inngår følgende:

- a) Pumpestasjonens laveste pumpekapasitet  
(f.eks. kapasiteten til én pumpe) (l/s)
- b) Pumpestasjonens høyeste pumpekapasitet  
(f.eks. kapasiteten til to pumper) (l/s)

- c) Midlere overflateareal i pumpesumpen ( $m^2$ )
- d) Laveste ønskede vannspeilnivå i pumpesumpen (m)
- e) Nivået i pumpesumpen hvor pumpe­stasjonens laveste pumpetrinn slår inn (m)
- f) Nivået i pumpesumpen hvor pumpe­stasjonens høyeste pumpetrinn slår inn (m)
- g) Nivået i pumpesumpen hvor nødoverløpet trer i funksjon.

Når vannspeilet i pumpesumpen er på vei ned, slår pumpe­stasjonens høyeste trinn over til laveste trinn ved det nivået som er indikert i pkt. e). Pumpe­stasjonens laveste trinn fortsetter til nivået i pkt. d) er nådd. Programmet kan beregne vannføring fra pumpe­stasjonen ved til­førsler av både spillvann og for den varierende overvannsføringen. Vannføringen ut forutsettes å ikke bli påvirket av trykket nedstrøms pumpene. Eksempler på utskrifter angående pumpe­stasjoner er vist i fig. 1.

Den vannføring og forurensningsmengde som går i pumpe­stasjonens overløp, skrives ut i form av hydrogrammer og pollutogrammer.

### 3.7 Forurensningstransport i ledningene

Det er nå utarbeidet en ny metode for beregning av forurensningstrans­port som funksjon av tiden (pollutogram). I denne metoden følges for­urensningen fra hvert enkelt delfelt fra rør til rør gjennom hele led­ningsnettets.

Den opprinnelige metode for beregning av forurensningstransporten (som funksjon av tiden) er billigere m.h.t. datamaskin-kostnader, og denne kan derfor fremdeles brukes om ønskelig.

Følgende metoder er derfor tilgjengelig:

- a) Forurensningstransporten ut av overløp og i utløpet fra lednings­nettets beregnes ved å multiplisere vannføringen (l/s) i disse punk­ter med en på forhånd oppgitt forurensningskonsentrasjon (mg/l) i overvannet (se f.eks. fig. 40). Samtidig tas hensyn til innvirknin­gen av spillvannets innhold av forurensningen. Resultatet blir dermed en transport av forurensningsparameteren i g/s for hvert tidsintervall i regnforløpet (pollutogram).

PUMPE S U M P R E F E G N I N G E R

PUMPESTASJON I PUNKT NR. 7

AREAL AV VANNSPJELETT 5.50 M<sup>2</sup>  
PUMPESTASJONENS NIVÅ 1 2.00 M  
PUMPESTASJONENS NIVÅ 2 2.50 M  
PUMPESTASJONENS NIVÅ 3 1.00 M  
PUMPESTASJONENS NIVÅ 4 2.20 M  
LAVESTE PUMPESTRINN 30.30 L/S  
HØYESTE PUMPESTRINN 60.60 L/S

\* LAVESTE TRINN ER P8  
\*\* HØYESTE TRINN ER P8

TOTAL VANNMENGDE PUMPET I REGNSKYLLET 594.486 M<sup>3</sup>

MIN	PUMPET		VANNMENGDE		MIN	PUMPET		VANNMENGDE		VANNSPJEILETS NIVÅ M
	VANNMENGDE L/S	I OVERLØP L/S	VANNMENGDE L/S	I OVERLØP L/S		VANNMENGDE L/S	I OVERLØP L/S	VANNMENGDE L/S	I OVERLØP L/S	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	86	60.600	0.00	0.00	0.00	794
1	30.300	0.00	0.00	0.00	87	60.600	0.00	0.00	0.00	777
2	30.300	0.00	0.00	0.00	88	60.600	0.00	0.00	0.00	761
3	30.300	0.00	0.00	0.00	89	60.600	0.00	0.00	0.00	744
4	60.600	0.00	0.00	0.00	90	60.600	0.00	0.00	0.00	727
5	60.600	0.00	0.00	0.00	91	60.600	0.00	0.00	0.00	711
6	60.600	0.00	0.00	0.00	92	60.600	0.00	0.00	0.00	694
7	60.600	0.00	0.00	0.00	93	60.600	0.00	0.00	0.00	678
8	60.600	0.00	0.00	0.00	94	60.600	0.00	0.00	0.00	661
9	60.600	0.00	0.00	0.00	95	60.600	0.00	0.00	0.00	645
10	60.600	0.00	0.00	0.00	96	60.600	0.00	0.00	0.00	628
11	60.600	0.00	0.00	0.00	97	60.600	0.00	0.00	0.00	611
12	60.600	0.00	0.00	0.00	98	60.600	0.00	0.00	0.00	595
13	60.600	0.00	0.00	0.00	99	60.600	0.00	0.00	0.00	578
14	60.600	0.00	0.00	0.00	100	60.600	0.00	0.00	0.00	562
15	60.600	0.00	0.00	0.00	101	60.600	0.00	0.00	0.00	545
16	60.600	0.00	0.00	0.00	102	60.600	0.00	0.00	0.00	529
17	60.600	0.00	0.00	0.00	103	60.600	0.00	0.00	0.00	512
18	60.600	0.00	0.00	0.00	104	30.300	0.00	0.00	0.00	495
19	60.600	0.00	0.00	0.00	105	60.600	0.00	0.00	0.00	809
20	60.600	0.00	0.00	0.00	106	60.600	0.00	0.00	0.00	793
21	60.600	0.00	0.00	0.00	107	60.600	0.00	0.00	0.00	776
22	60.600	0.00	0.00	0.00	108	60.600	0.00	0.00	0.00	760
23	60.600	0.00	0.00	0.00	109	60.600	0.00	0.00	0.00	743
24	60.600	0.00	0.00	0.00	110	60.600	0.00	0.00	0.00	727
25	60.600	0.00	0.00	0.00	111	60.600	0.00	0.00	0.00	710
26	60.600	0.00	0.00	0.00	112	60.600	0.00	0.00	0.00	693
27	60.600	0.00	0.00	0.00	113	60.600	0.00	0.00	0.00	677
28	60.600	0.00	0.00	0.00	114	60.600	0.00	0.00	0.00	660

- b) Forurensningstransporten til hvert enkelt delfelts nærmeste knutepunkt i ledningsnettets beregnes separat og uavhengig av de øvrige i nedbørfeltet. Man får dermed både et hydrogram og et pollutogram fra hvert delfelt som tilførsler til de enkelte knutepunkter i ledningsnettets. Disse hydrogram og pollutogram adderes til de hydrogram og pollutogram som kommer inn fra ovenforliggende rør. Input til det aktuelle rør er dermed kjent, og output fra røret beregnes for hydrogrammets vedkommende som tidligere beskrevet (1), (2) og (3) i henhold til den modifiserte RRL-teknikken (4).

Pollutogrammet beregnes ved å anta at forurensningen går som en stempelestrøm gjennom rørene. Programmet holder til enhver tid rede på vannets hastighet i alle rør og kan dermed beregne tidsforskyvningen gjennom hvert rør.

Spillvannets konstante bidrag i blandingen tas hensyn til.

Metode a) krever mindre datamaskintid og kostnader enn b). Metode b) må imidlertid brukes dersom et fordrøyningsbasseng ligger langt fra ledningsnettets utløp, og dettes innvirkning på forurensningssituasjonen ønskes analysert så nøyaktig som mulig.

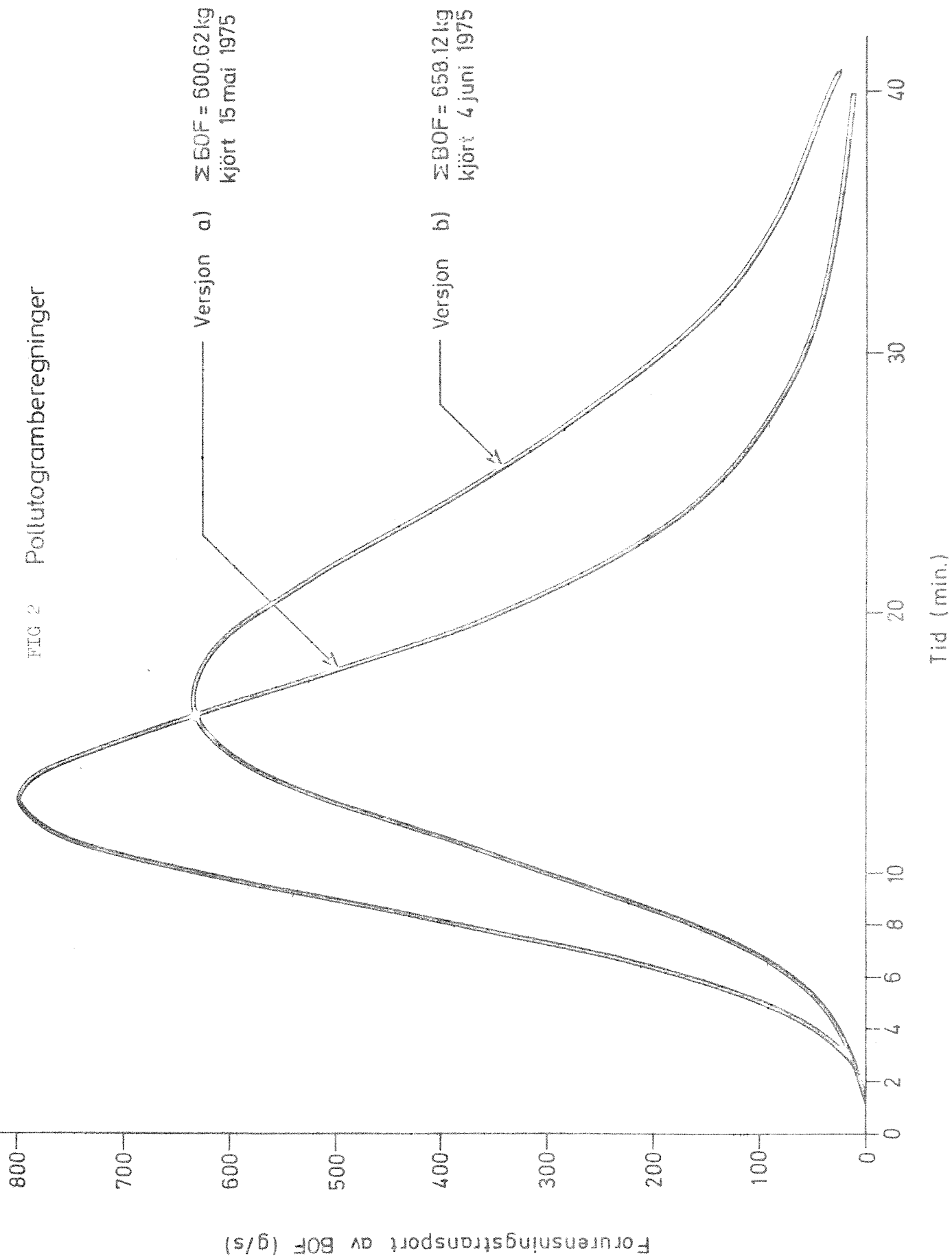
De to alternativer for pollutogramberegning er brukt på ledningsnettets vist i fig. 23. Det er brukt et regnskyll på 51 l/s,ha med varighet 9 minutter og avrenningskoeffisient på 0,5.

For overvannets innhold av BOF er benyttet kurve II i fig. 4, som pr. år tilsvarer ca. 200 kg BOF/ha,år. Som fig. 2 viser, gir versjon b) ca. 10% mer overvannsforurensninger ut av nettet i de første 41 minutter enn versjon a). Versjon b) gir for øvrig et mer dempet og langtrukket pollutogram enn versjon a) og ansees for å være det mest korrekte.

### 3.8 Beregning av forurensning i overvannet

Tidligere ble forurensning i overvannet beregnet ved at man gav en sammenheng mellom konsentrasjon av den aktuelle parameter og tiden etter regnets start. Se f.eks. fig. 4. De resultater som er oppnådd i

FIG 2 Pollutogramberegninger



PRA 4.7 "Forurensning i overvann og forhold vedrørende overløp", gir imidlertid liten bakgrunn for en slik sammenheng. PRA 4.7 gir derimot resultater som peker ut vannføring som en god bestemmende parameter for forurensningsmengden i overvannet. Teoretisk er både tiden fra regnets start og vannføringen bestemmende for forurensningsmengden, samt tiden fra foregående regn osv. Dette understøttes også av resultater fra PRA 4.7. Imidlertid er vannføringen den parameter som mest entydig kan korreleres med forurensningsmengden. Av denne grunn beregnes nå forurensningen i overvannet som en ren funksjon av vannføringen.

Den matematiske beregningsformel er:

$$P = A \cdot Q^B$$

hvor

P = g/s, ha av forurensningskomponenten som genereres i delfeltet.

Q = vannføring i l/s, ha som renner fra delfeltet til nærmeste ledningspunkt.

A og B er konstanter avhengig av feltets karakter.

A og B oppgis av programbrukeren for hver analyse i datagruppen BOFOV. (3).

I en systemanalyse for Oslo vann- og kloakkvesen av Bislettbekkfeltet, som strekker seg fra Ullevål sykehus til Festningen, ble det for å simulere fosformengdene i overvann brukt følgende verdier for konstantene

A og B:

$$A = 0,0007$$

$$B = 1,7.$$

### 3.9 Forandring i utskriften

Utskriftsiden for beregnede rørddata er blitt noe forandret.

På denne siden skrives nå blant annet ut både hastighet ved fullt rør og hastigheten ved spillvannsavrenning. I tabellens overskrift står disse hastigheter betegnet som "maks. hastighet" og "min. hastighet". "Min. hastighet" kan brukes til å kontrollere at røret er selvrensende, hvilket ofte ansees for å være tilfellet når min. hastighet er større enn 0,6 m/s en gang pr. døgn.

### 3.10 Utpunching av hullkort i ledningsnettmodellen

Ved å bruke den nye datagruppen PUNCH kan man få punchet pollutogrammer og hydrogrammer beregnet av avløpsnettmodellen ut på hullkort direkte. Dette kan spare mye tid og arbeid dersom disse hydrogrammer og pollutogrammer skal brukes som input i videre beregninger. Disse hullkort vil da kunne brukes direkte som datagruppene XHYDR og XPOL.

### 3.11 Fosforberegninger i renseanleggmodellen

I renseanleggmodellen er det lagt inn en mulighet til å betrakte de forurensningstransporter som beregnes av ledningsnettmodellen, og som legges på magnetisk tape som fosfor eller som organisk stoff ( $BOF_7$ ). Umiddelbart etter kommandoen REGN N i renseanleggmodellen (3) må man gi 3 data; M t P. M og t er beskrevet i (3) og er som tidligere, mens man for P enten skriver Y (Yes), hvorpå forurensningstransporten på den magnetiske tape betraktes som fosfor, eller N (No), hvorpå forurensningstransporten på den magnetiske tape betraktes som organisk stoff ( $BOF_7$ ). Tidligere ble alltid forurensningstransporten betraktet å være organisk stoff ( $BOF_7$ ). Fosfortransporten gjennom renseanlegget ble generert ved en gitt sammenheng mellom konsentrasjonen av organisk stoff og fosfor.

## 4. SENSITIVITETSANALYSE AV RENSEEFFEKT-FUNKSJONER

De funksjoner som beskriver renseeffekten i de enkelte enhetsprosesser i et renseanlegg, varierer fra anlegg til anlegg. Det er derfor av interesse å vite hvilken innvirkning en slik variasjon i de forskjellige renseeffekt-funksjoner har på den totale virkningsgrad i et avløpssystem med overløp og renseanlegg over et helt års varierende forhold.

I det følgende er et fellesavløpssystem med overløp og renseanlegg analysert med varierte renseeffekt-funksjoner i de forskjellige enhetsprosessene. Utformingen av fellessystem-nettet er vist i fig. 23.

I feltet er det antatt en befolkningstetthet på 100 p/ha.

I tørrvarsavrenningen bidrar hver person med 400 l/døgn avløpsvann og 60 gram organisk belastning ( $BOF_7$ ) pr. døgn. Nedbøren over året er representert ved seks typeregnskyl. Disse og tilhørende avrenningskoeffisienter er vist i tabell 1.



Tabell 1. Typereg.

Regn nr.	Midlere regnintensitet l/s,ha	Regnvarighet minutter	Antall pr. år	Midlere avrennings- koeffisient
R1	51	9	7	0,5
R2	20	29	26	0,4
R3	13	42	38	0,3
R4	8	54	43	0,3
R5	4	117	100	0,2
R6	1	151	200	0,0

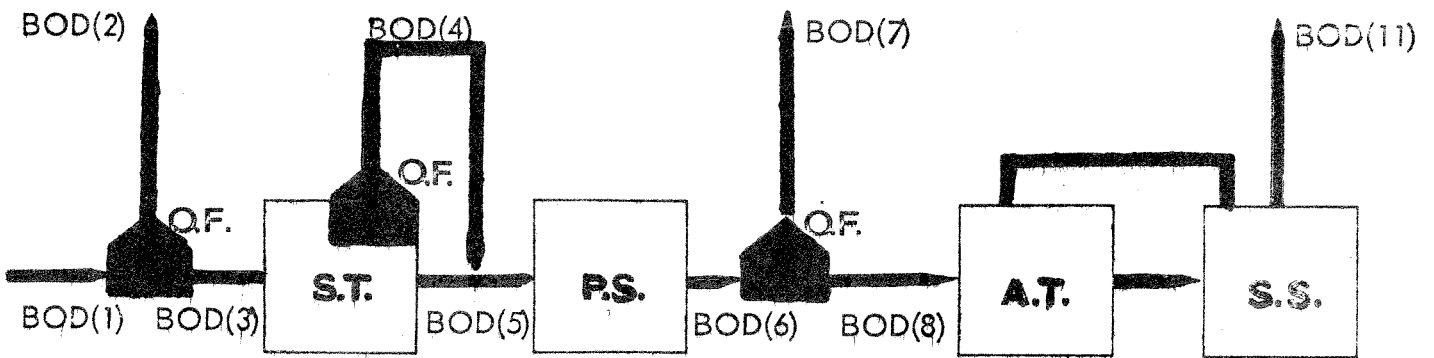
Ved utløpet av ledningsnettets er det plassert et renseanlegg med fordrøyningsbasseng, forsedimentering, luftetank (aktivslam) og ettersedimentering. Koblingen og størrelsen av disse enheter er vist på fig. 3. Konsentrasjonen av BOF i overvannets bidrag er antatt å følge kurve II og for enkelte alternativer kurve III i fig. 4.

#### 4.1 Forsedimentering

Det er antatt tre forskjellige sedimenteringsforløp i forsedimenteringen. Alternativ 2 i fig. 5 er antatt å være mest sannsynlig for kommunalt avløpsvann. De fleste tilfeller vil ligge mellom ytteralternativene 1 og 3. Total mengde BOF som mistes til resipienten fra overløp og renseanlegg i løpet av ett år, er vist langs ordinaten i fig. 6. Denne mengden er vist som funksjon av volumet på fordrøyningsbassenget. Diagrammet i fig. 6 viser at de totale årlige utslipp påvirkes relativt lite av den viste variasjon i forsedimenteringsfunksjonene. For øvrig er differansen mellom de tre alternativer nesten uavhengig av fordrøyningsbassengets volum.

#### 4.2 Luftetank

Renseeffekten i en luftetank kan uttrykkes som en funksjon av slambelastning. I fig. 7 er det vist tre alternativer for slike rensefunksjoner. Kurvene gjelder løst organisk stoff da det suspenderte stoff beregnes separat.



- Q.F. = Overflow
- S.T. = Storage tank
- P.S. = Primary sedimentation
- A.T. = Aeration tank
- S.S. = Secondary sedimentation

$$Q(3) \text{ max} = 35 \text{ DWF} = 4205 \text{ l/s}$$

$$Q(8) \text{ max} = 2 \text{ DWF} = 241 \text{ l/s}$$

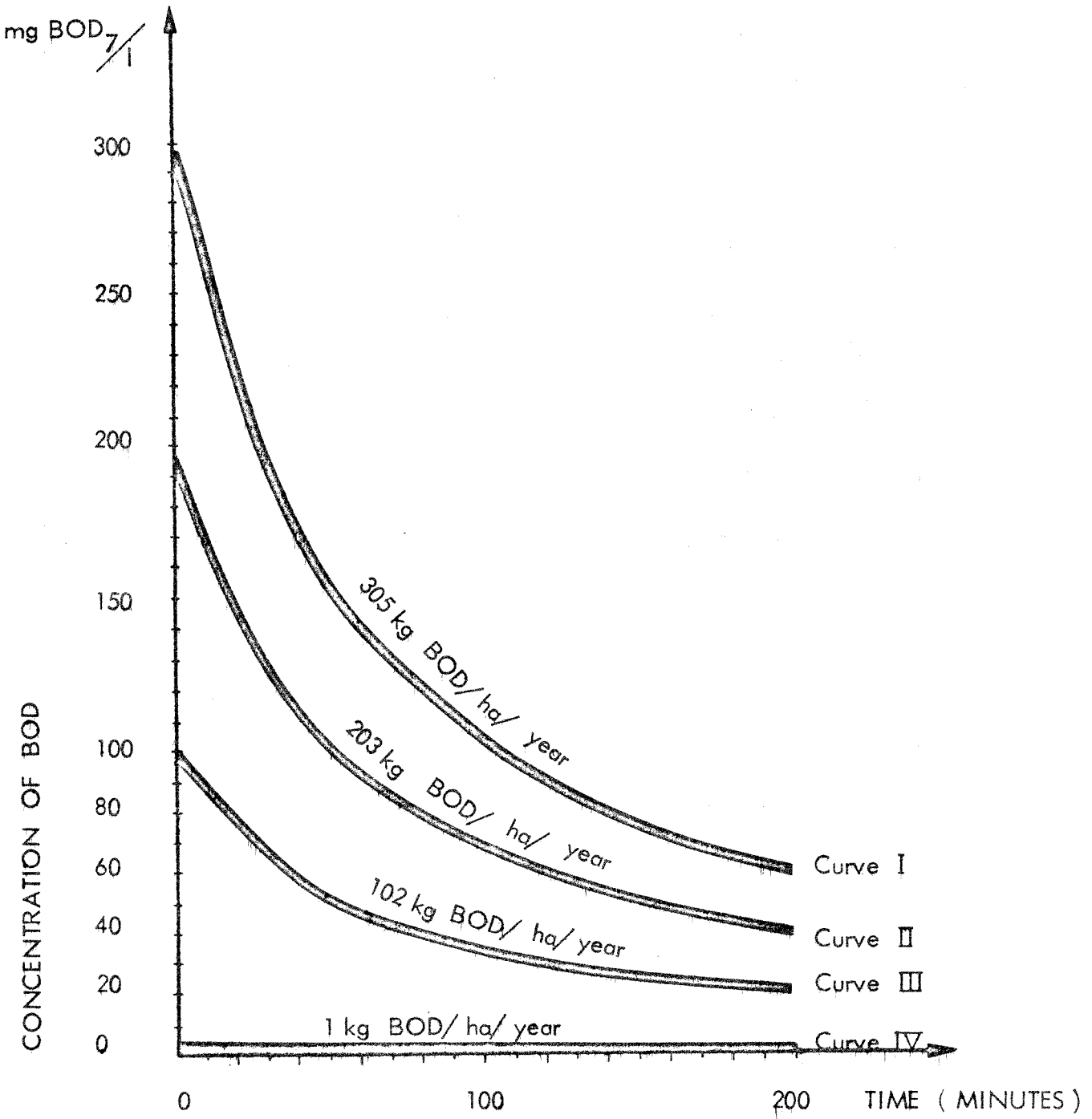
Detention in P.S. 1,5 hours at DWF (Average dry weather flow)

Detention in A.T. 8,4 hours at DWF

Overflow rate in S.S.  $0,7 \text{ m}^3/\text{h}$  at DWF

FIG 3 TREATMENT PLANT CONFIGURATION

FIG 4 ALTERNATIVES FOR AMOUNT OF BOD IN STORM WATER.



TIME AFTER START OF RAINFALL

FIG 5 REMOVED PART OF SETTLEABLE SOLIDS IN PRIMARY CLARIFIER.

28% of settleable solids in assumed to be BOD.

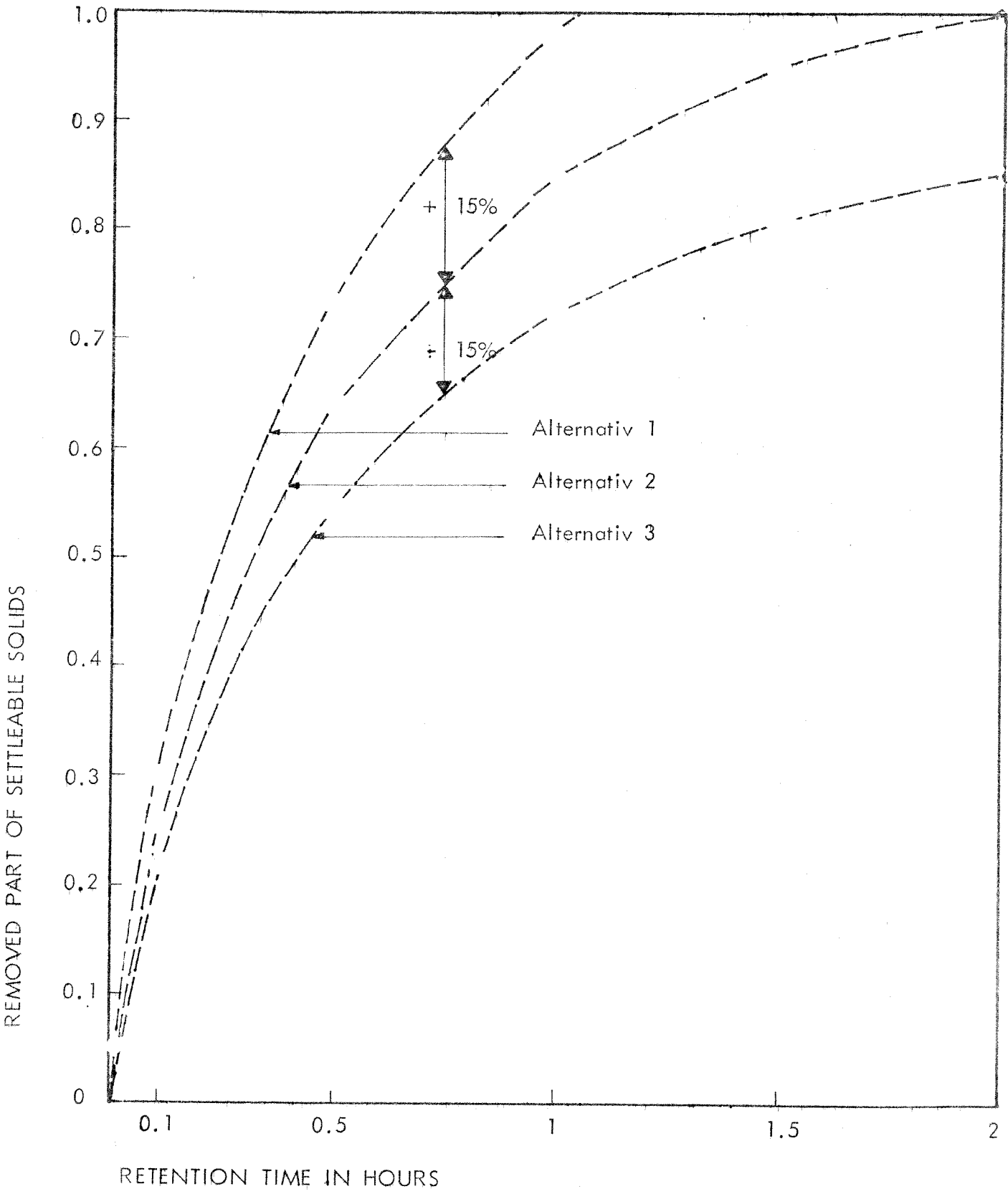


FIG 6 THE INFLUENCE OF DIFFERENT CHARACTERISTICS OF SETTLING CURVE IN PRIMARY CLARIFIER.

In storm runoff : 200 kg BOD/HA·YEAR

Hydraulic load on secondary clarifier : 0.7 m/h at DWF

The different characteristics are shown in fig. 5

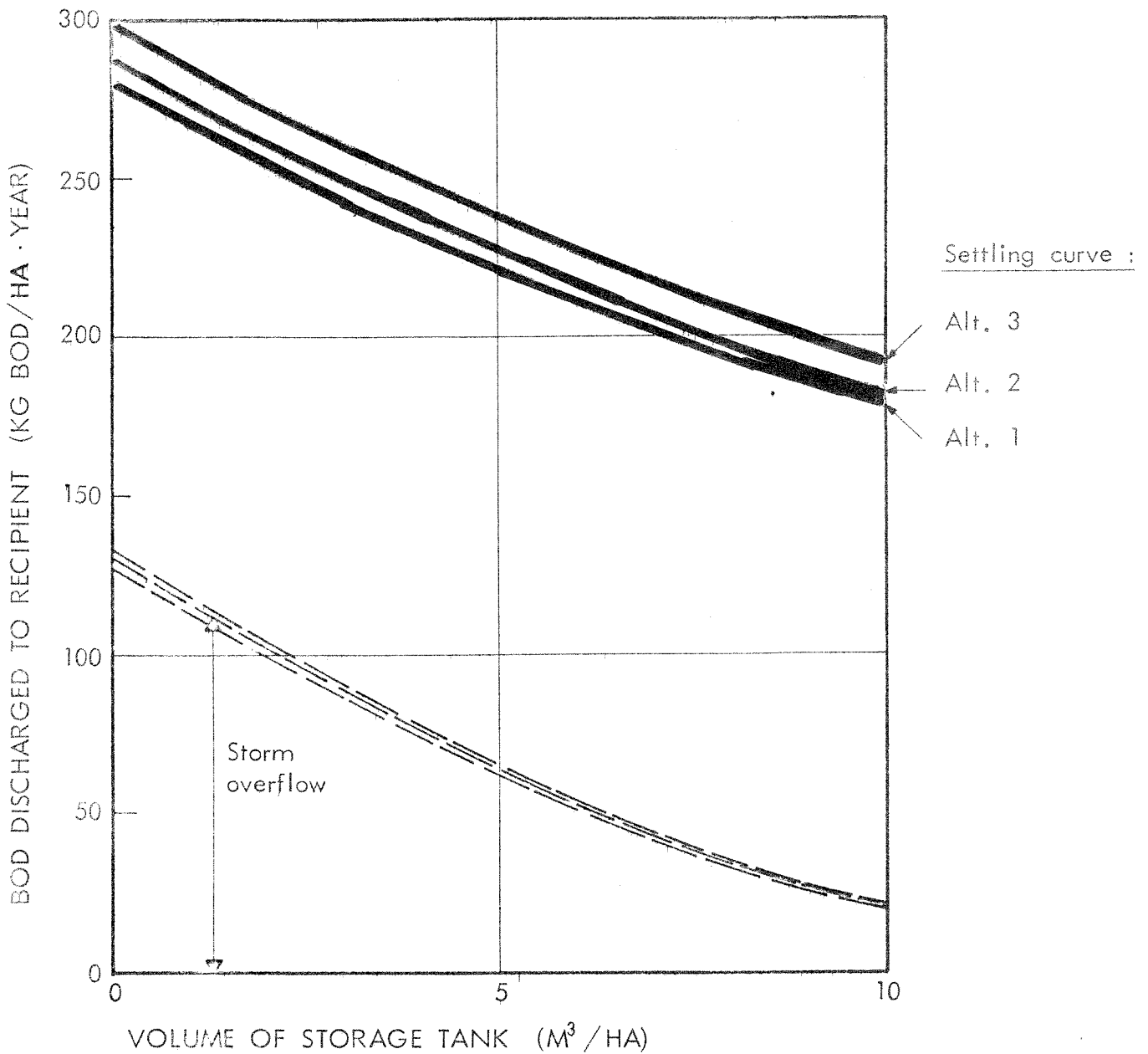
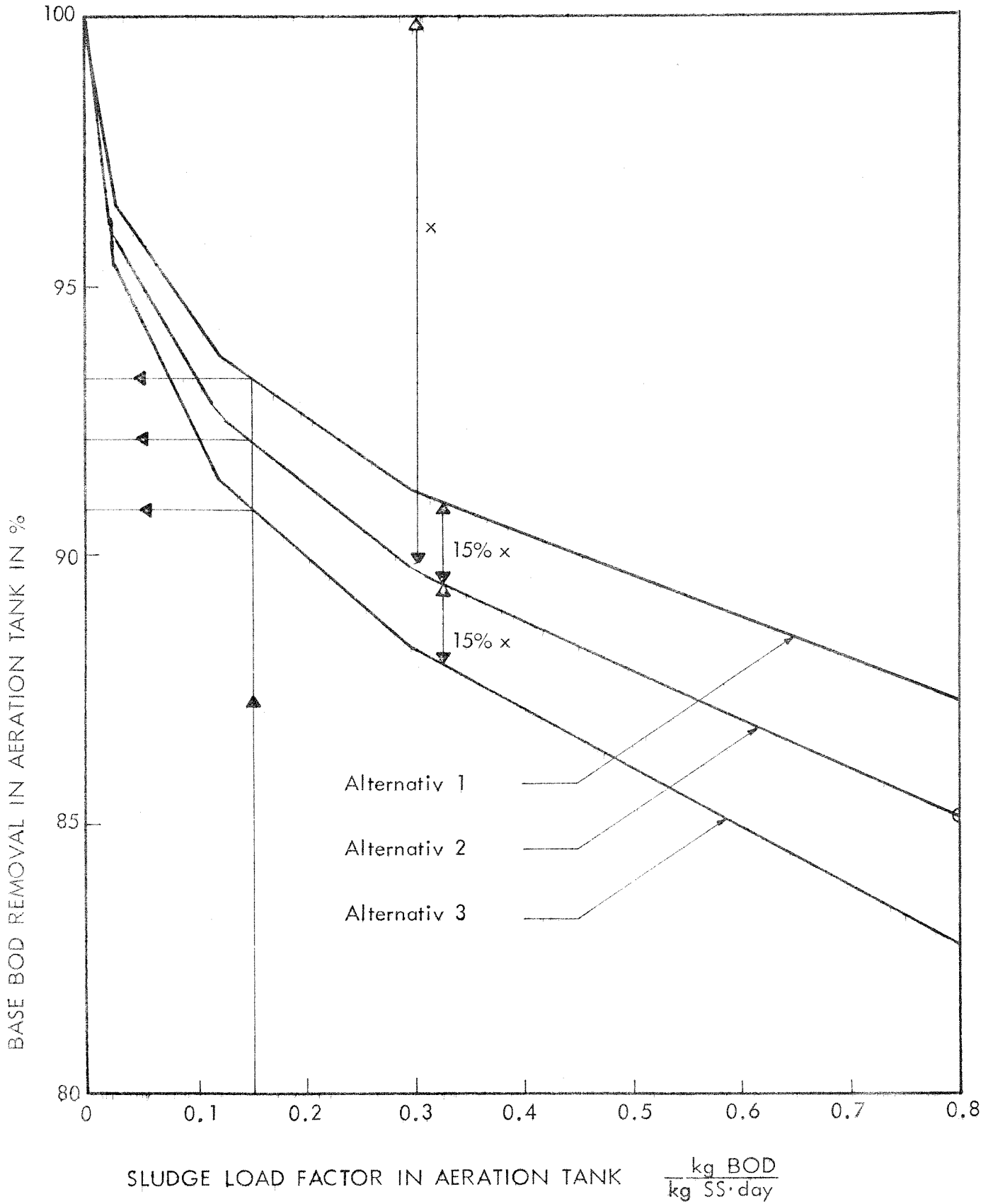


FIG 7 BASE BOD REMOVAL IN AERATION TANK.



Utslaget i totale årlige utslipp av BOF er vist i diagrammet på fig. 8. Differansen i utslippene er relativt små, men likevel større enn tilsvarende var for forsedimenteringen. Fordrøyningsbassengets volum påvirker lite avstanden mellom de tre kurver.

#### 4.3 Ettersedimentering

Ettersedimenteringsenheten representerer den prosess i renseanlegget som er vanskeligst å beskrive. Dette er kommet til uttrykk i fig. 9. hvor det høyeste alternativ har tre ganger større utslipp av suspendert stoff enn det laveste alternativ.

Beregningene for ettersedimenteringsenhetene er foretatt med to forskjellige forurensningsmengder i overvannet, 100 og 200 kg BOF/år og hektar overflate i nedbørfeltet. Disse to alternativene er vist henholdsvis på fig. 10 og fig. 11.

For hvert av overvannsalternativene er to ulike størrelser på ettersedimenteringsarealet analysert tilsvarende en stigeastighet ved tørrvær på 0,5 og 0,7 m/h. Fig. 10 og 11 viser utslagene i de totale utslipp ved de nevnte variasjoner. Virkningen ved å variere ettersedimenteringsfunksjonene blir naturlig nok relativt stor da utgangspunktet også representerer meget store forskjeller. Imidlertid er ettersedimenteringsenhetens virkning vanskelig å forutsi.

#### 4.4 Mengde BOF i det suspenderte stoff

I renseanleggmodellen finnes en funksjon som gir mengde BOF i det suspenderte stoff i ettersedimenteringsenhetens effluent. Dette forhold er gitt som en funksjon av slambelastningen i luftetanken. De to alternativer er vist i fig. 12, mens virkningen på de årlige totale utslipp er vist i fig. 13. Det går fram av diagrammet at den viste variasjon av BOF-innholdet i det suspenderte stoffet har en relativt betydelig innvirkning på de totale utslipp fra avløpssystemet.

FIG 8 THE INFLUENCE OF DIFFERENT REMOVAL RATES IN THE AERATION TANK.

In storm runoff : 200 kg BOD/HA · YEAR

Hydraulic load on secondary clarifier = 0.7 m/h at DWF.

The different removal rates are shown in fig.

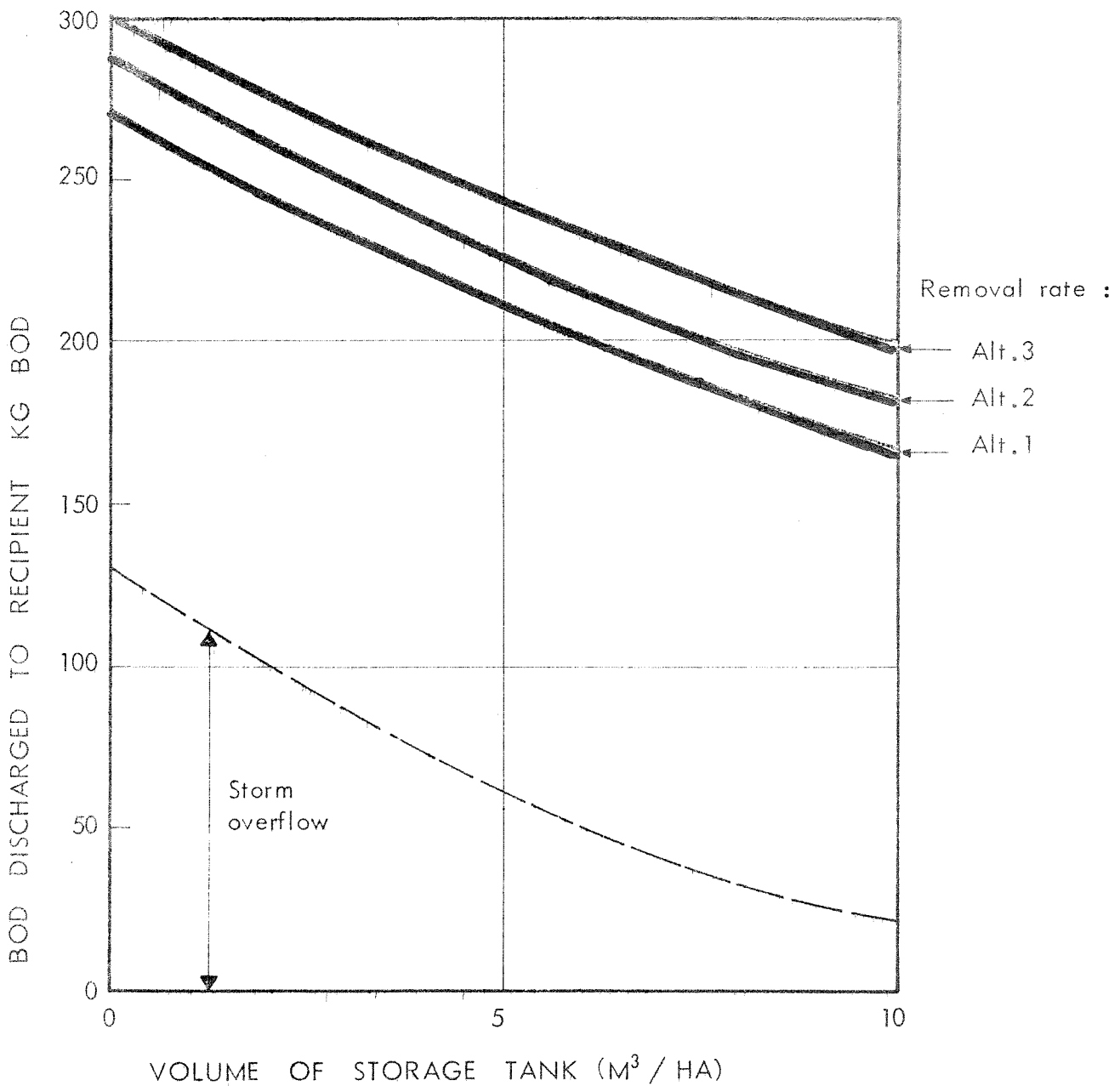




FIG 9 SUSPENDED SOLIDS IN THE EFFLUENT OF SECONDARY CLARIFIER.

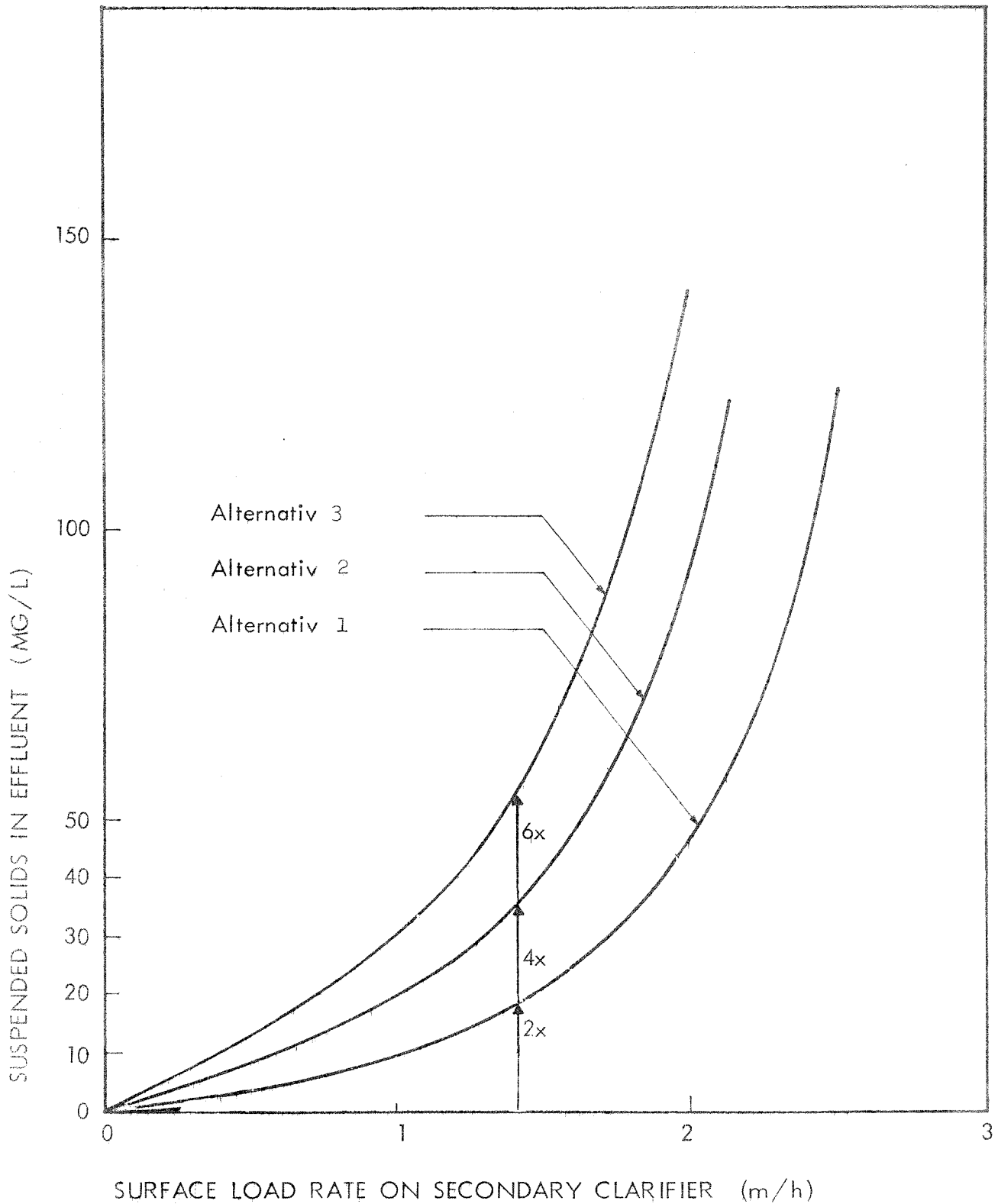


FIG 10 THE INFLUENCE OF DIFFERENT CHARACTERISTICS OF SETTLING CURVE IN SECONDARY CLARIFIER.

In storm runoff : 100 kg BOD/ha·year

The characteristics are shown in fig.

Alt. A **————** Hydraulic load on secondary clarifier = 0.7 m/h (DWF)

Alt. B **————** Hydraulic load on secondary clarifier = 0.5 m/h (DWF)

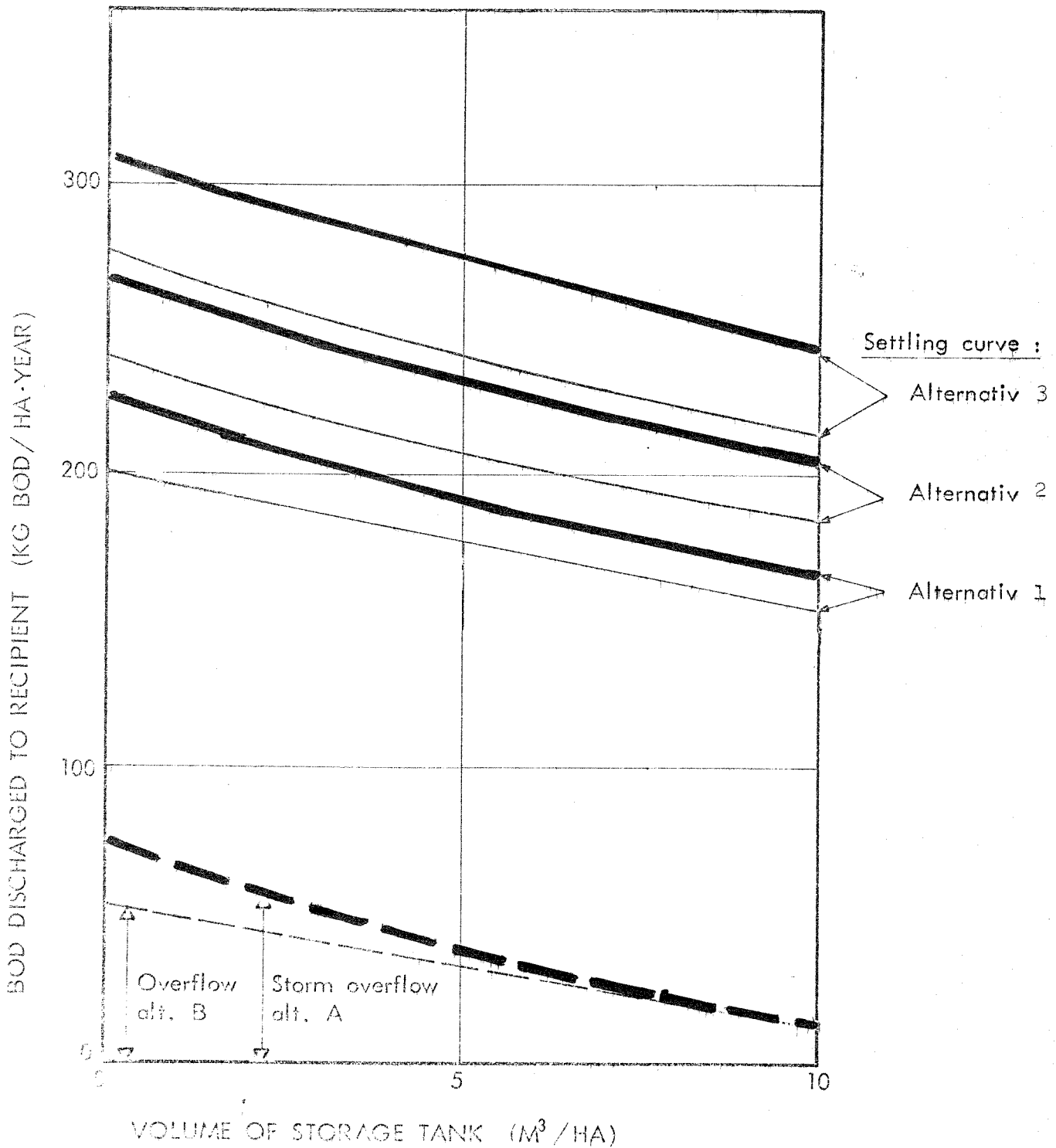
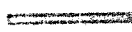
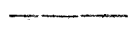


FIG 11 THE INFLUENCE OF DIFFERENT CHARACTERISTICS OF SETTLING CURVE IN SECONDARY CLARIFIER.

In storm runoff : 200 kg BOD/ha·year

The different characteristics are shown in fig.

Alt. A  Hydraulic load on secondary clarifier = 0.7 m/h (DWF)

Alt. B  Hydraulic load on secondary clarifier = 0.5 m/h (DWF)

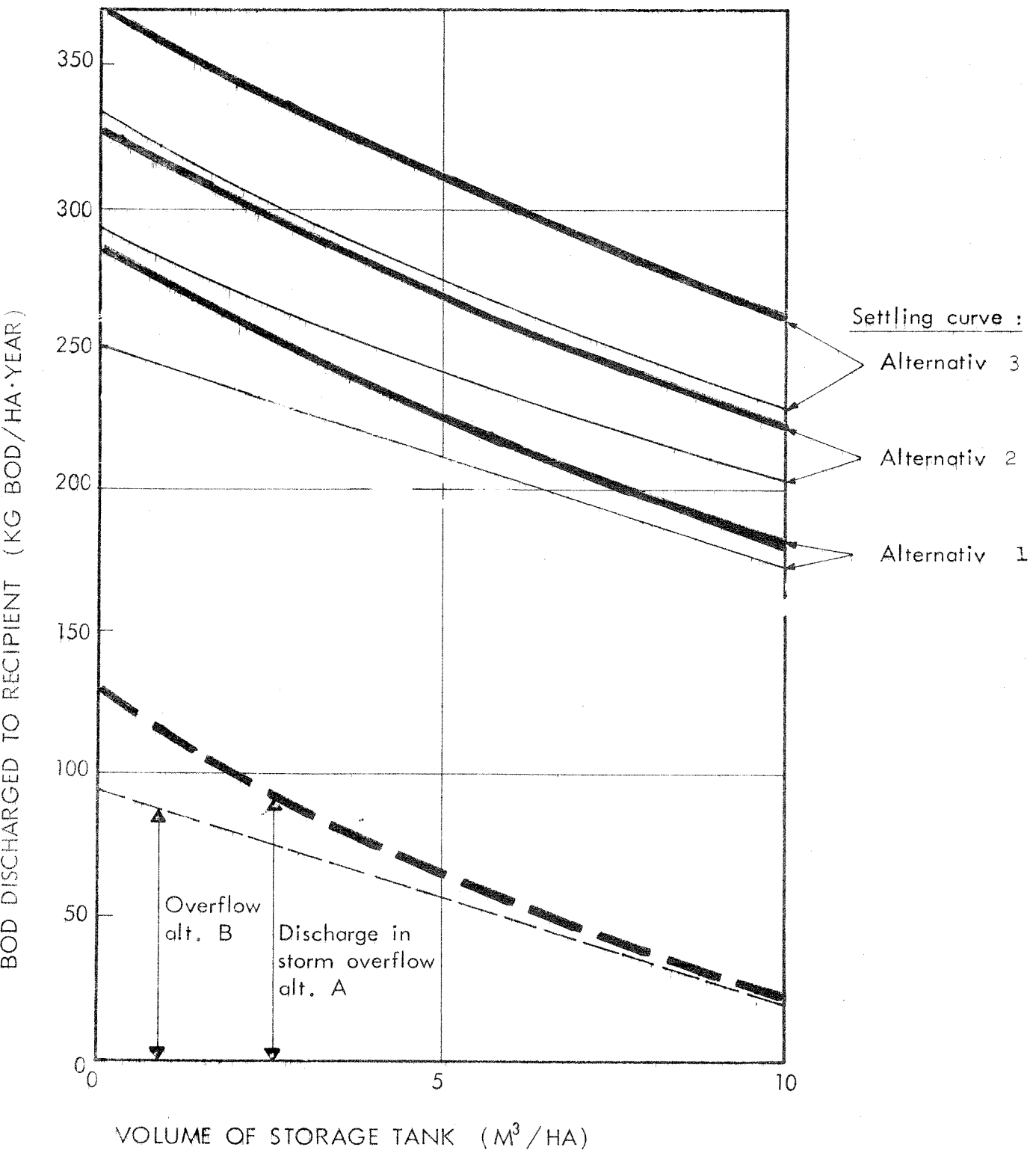


FIG 12 AMOUNT OF BOD IN SUSPENDED SOLIDS FROM SECONDARY CLARIFIER.

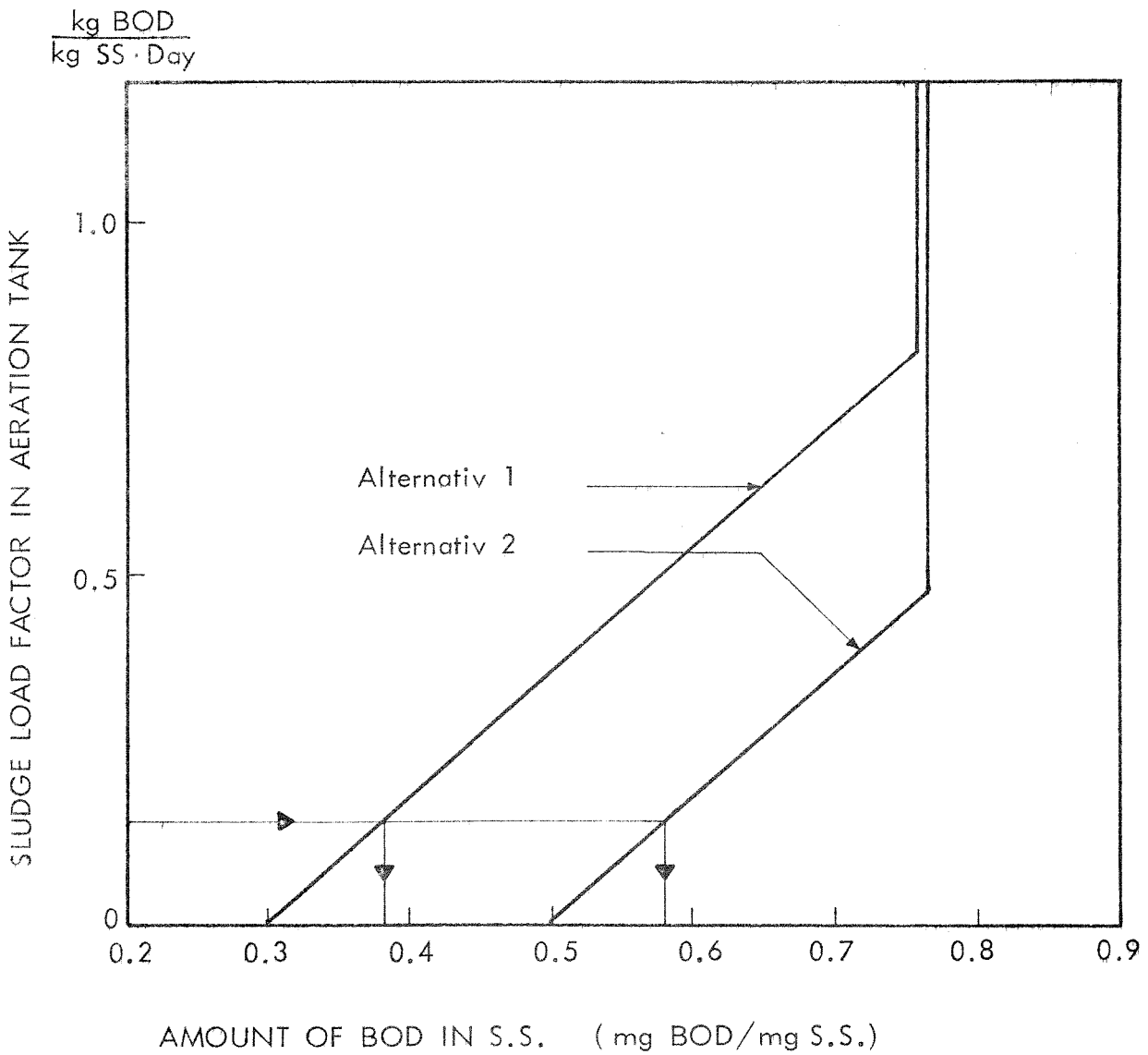


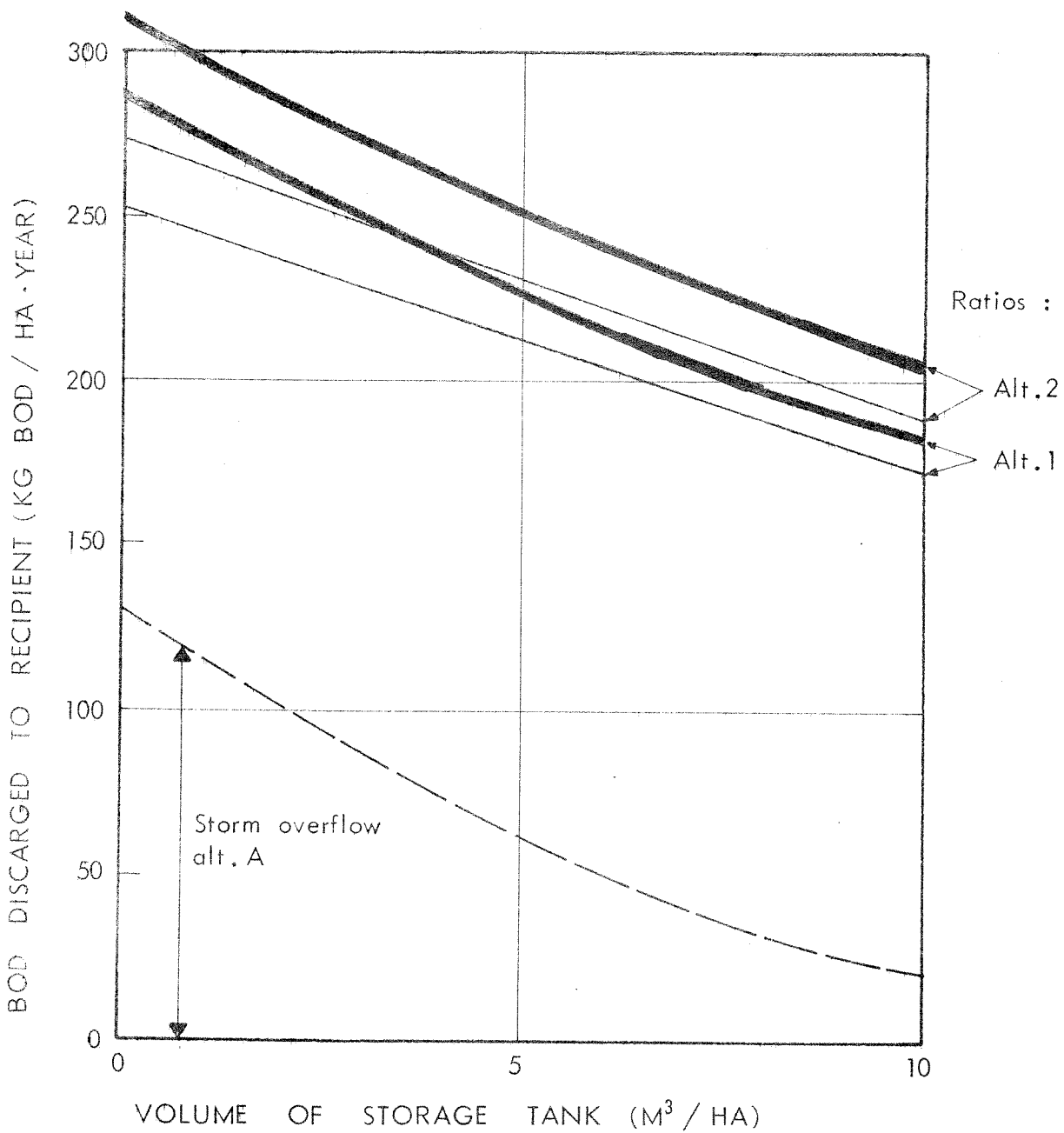
FIG 13 THE INFLUENCE OF DIFFERENT RATIOS OF mg BOD/mg SS in THE SEC. CLARIFIER'S EFFLUENT

In storm runoff : 200 kg BOD/HA · YEAR

The different ratios are shown in fig.

Alt.A Hydraulic load on sec. clarifier = 0.7 m/h ( DWF )

Alt.B Hydraulic load on sec. clarifier = 0.5 m/h ( DWF )



#### 4.5 Drift av fordrøyningsbassenget

Konsentrasjonen av BOF i overvannet minker når tiden fra regnets start øker. Se fig. 4. Dette skulle indikere at fordrøyningsbasseng primært bør fange opp den første delen av regnflommen og holde på denne inntil påslipp er mulig.

For å studere virkningen av en slik rutine er følgende situasjoner analysert av de matematiske modellene:

I) Kontinuerlig gjennomstrømning i fordrøyningsbassenget.

Da det i modellen er antatt fullstendig omblanding i fordrøyningsbassenget, betyr dette at den siste delen av regnflommen, som er renere enn den første delen, vil spyle ut den første mer forurensede delen, forutsatt at bassenget allerede er fylt.

II) Oppfangning av den første forurensede delen av regnflommen, samt deretter lukking av bassenget når dette blir fylt. Først når ledningskapasiteten tillater det, blir bassenget tømt.

Beregningsresultatene er fremstilt i fig. 14. Differansen for de totale utslipp mellom de to driftsalternativer er relativt liten på årsbasis. Ser man imidlertid på utslippene fra overløpene, konstaterer man at forskjellen mellom de to driftsalternativer vil bety relativt sett mer. De fire nedre kurvene i figuren representerer utslipp pr. år fra overløpene, mens de fire øvre kurvene representerer totale utslipp fra både renseanlegg og overløp. De tykke strekene representerer en hydraulisk belastning på ettersedimenteringen på 0,7 m/h ved midlere tørrvarsavrenning, mens de tynne representerer 0,5 m/h.

Dersom man betraktet virkningen av de to forskjellige driftsrutinene for et regnskyll, ville differansen bli meget større enn de årlige differansene vist i fig. 14.

FIG 14 THE INFLUENCE OF DIFFERENT OPERATION OF THE STORAGE TANK.

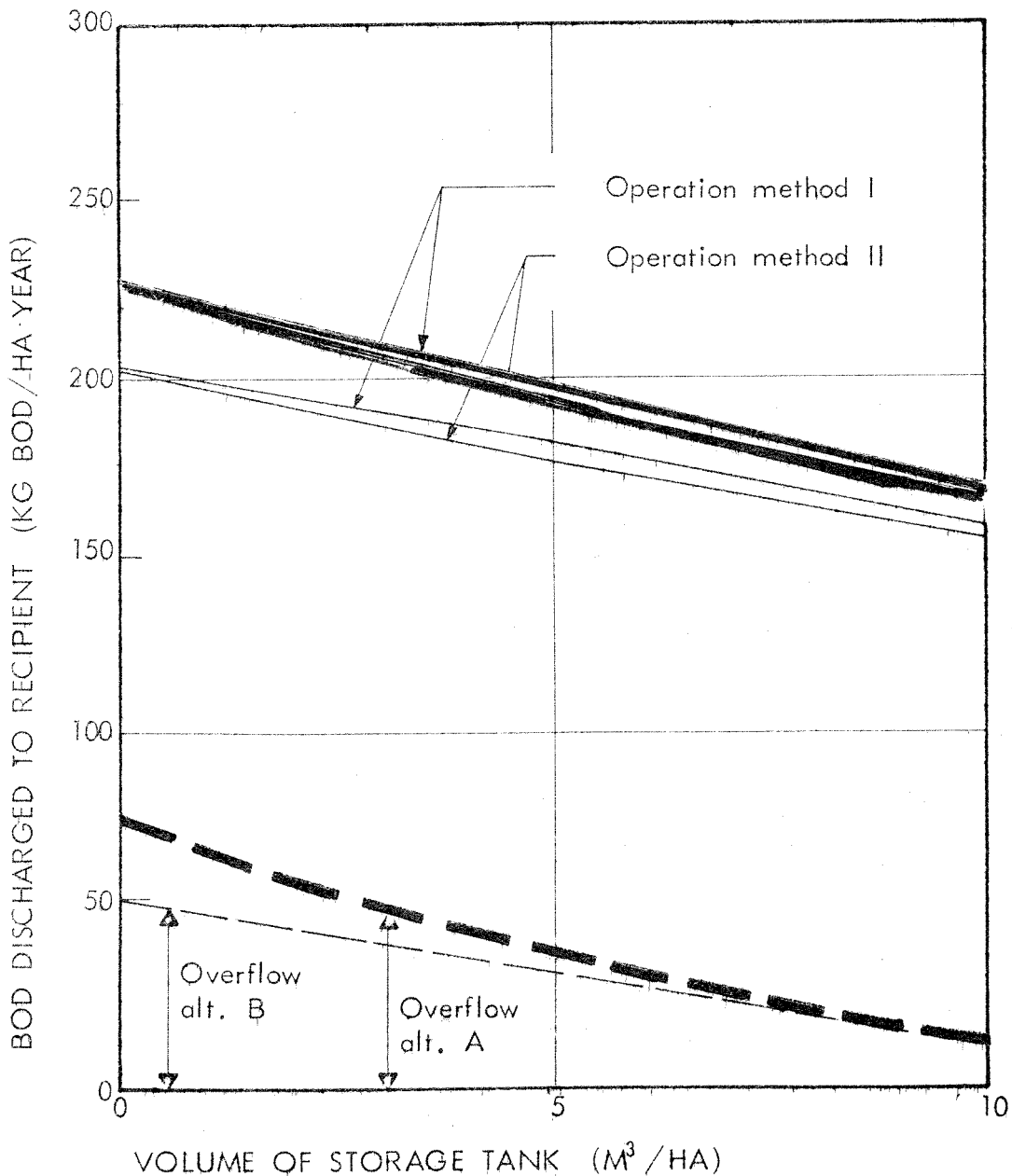
In storm runoff : 100 kg BOD/HA·YEAR

Operation method I : When the storage tank is full, the surplus is withdrawn downstream the tank.

Operation method II : When the storage tank is full, the surplus is withdrawn upstream the tank.

Alt. A. **—** Hydraulic load on secondary clarifier = 0.7 m/h (DWF)

Alt. B. **—** Hydraulic load on secondary clarifier = 0.5 m/h (DWF)



## 5. PARAMETERANALYSE FOR BIOLOGISK RENSEMODELL

Innvirkningen på totalt fjernet BOF-mengde beregnet i renseanleggmodellen når forskjellige parametre blir variert, er vist i det etterfølgende.

De tre enhetsprosessene som betraktes, er vist i fig. 15.

Det er antatt en tørrværssituasjon i renseanlegg. Basisverdiene for de parametre som varieres, er vist på fig. 15. Oppholdstiden i forsedimenteringen er variert mellom 0 og 2 timer. Utslaget i den totale renseseffekt (for alle tre enhetsprosesser) er vist langs ordinaten i fig. 16.

En økning i oppholdstiden vil ha størst effekt ved lave oppholdstider.

Variasjonen mellom 0 og 2 timer tilsvarer imidlertid totalt sett bare 5% fjernet BOF. Tilsvarende virkning for en variasjon i oppholdstiden i luftetanken er vist i fig. 17.

Oppholdstider under 1 time har meget drastiske virkninger på den totale renseseffekt. Betydningen av å variere den spesifikke BOF-mengde pr. person pr. døgn er vist i fig. 18.

I fig. 19 er virkningen av å øke konsentrasjonen av suspendert stoff i luftetanken vist. En konsentrasjon under 3000 mg/l fører til en relativt rask minking av renseseffekten.

Oppholdstiden i luftetank, spesifikk BOF-belastning pr. person og døgn, og konsentrasjon av suspendert stoff i luftetanken virker alle på slambelastningen, som i sin tur er den egentlige årsak til at renseseffekten forandres.

Overflatebelastningen i ettersedimenteringen er variert mellom 0,5 og 2,0 m/h. Utslaget i total renseseffekt er vist i fig. 20.

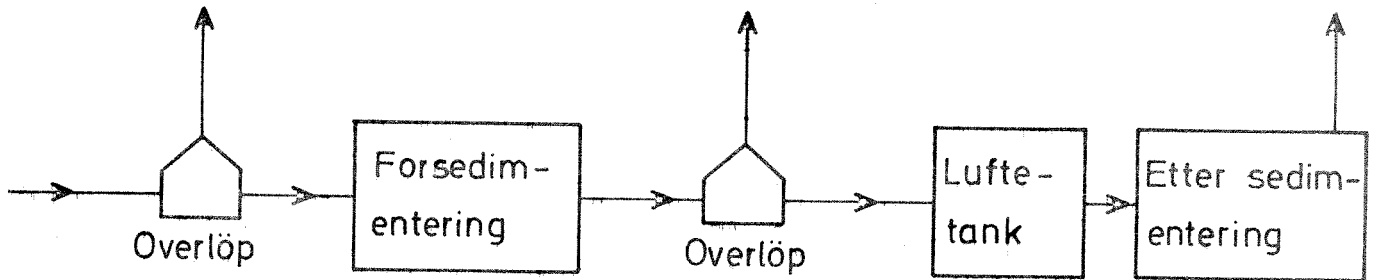
Overflatebelastninger større enn 1,5 m/h fører til sterke reduksjoner i renseseffekten. Temperaturens innvirkning er vist i fig. 21. Dennes innflytelse er relativt liten. Det er forutsatt at temperaturendringene skjer over et lengre tidsrom.

Det spesifikke avløpets innvirkning på den totale fjerning av BOF er plottet i fig. 22. Det er vesentlig å være klar over at når én parameter er variert, er de andre innvirkende parametre holdt konstant lik basisverdiene.



FIG 15

## RENSEANLEGGKONSTELLASJON



Basisreenseanlegget har følgende data:

Antall personekvivalenter	=	10.000
Spesifikt forbruk av vann	=	0.5m <sup>3</sup> /d.p
Forsedimentering	=	312m <sup>3</sup> (1.5 timer)
Luftetank	=	63 liter pr. person (3 timer)
Ettersedimentering	=	278m <sup>2</sup> (0.75m/time)
Spesifikt BOF produksjon	=	60g BOF pr. pers. pr. døgn
Temperatur	=	10°C
Slam i luftetank	=	4000 mg SS pr. liter

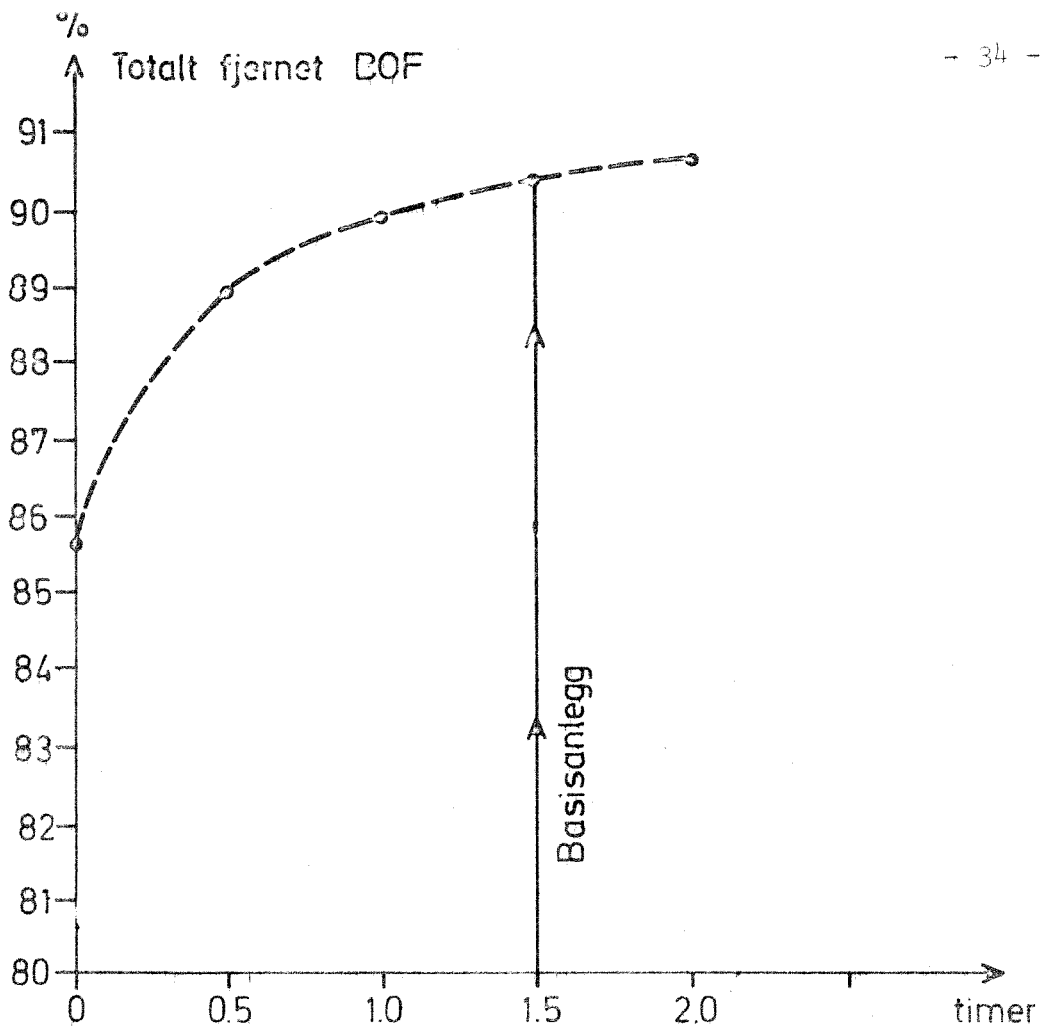


FIG 16 Oppholdstid i forsedimentering

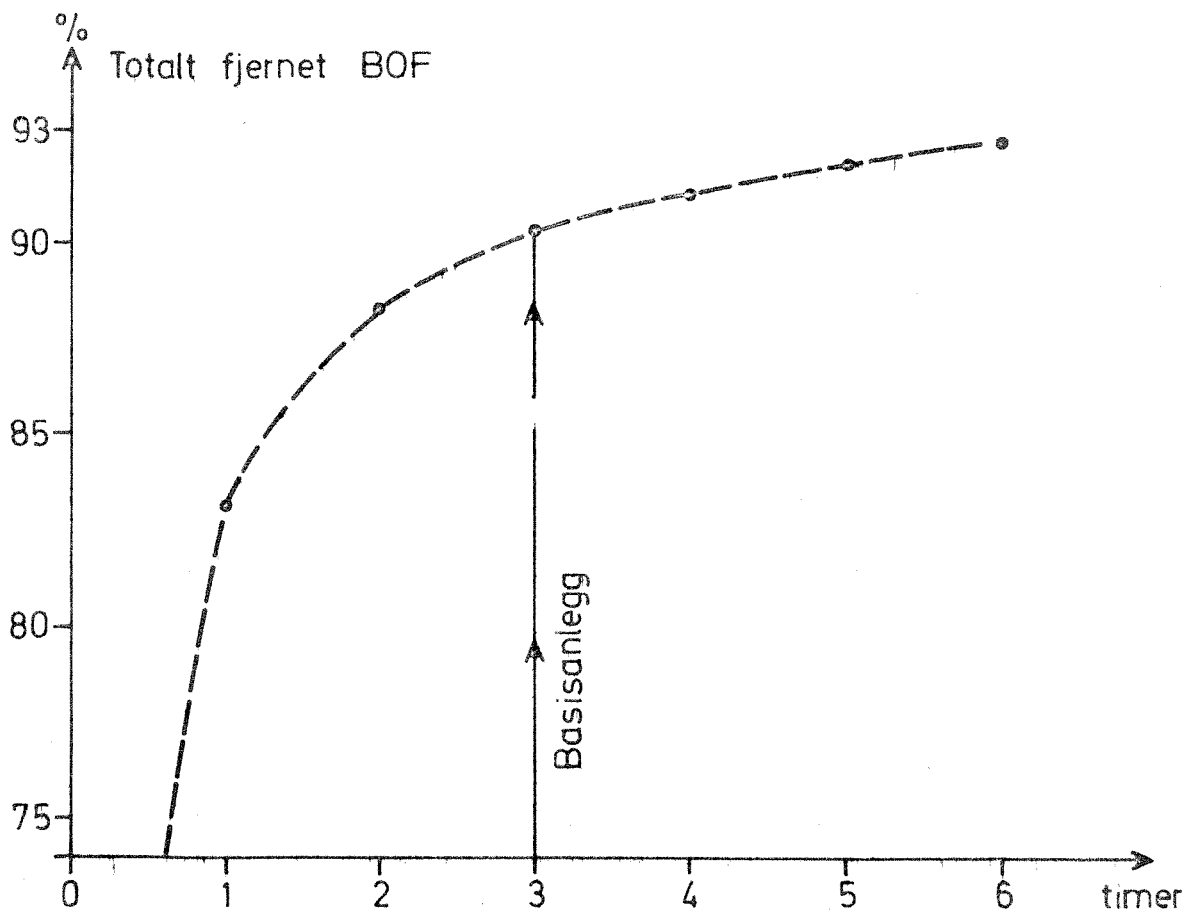


FIG 17 Oppholdstid i luftetank

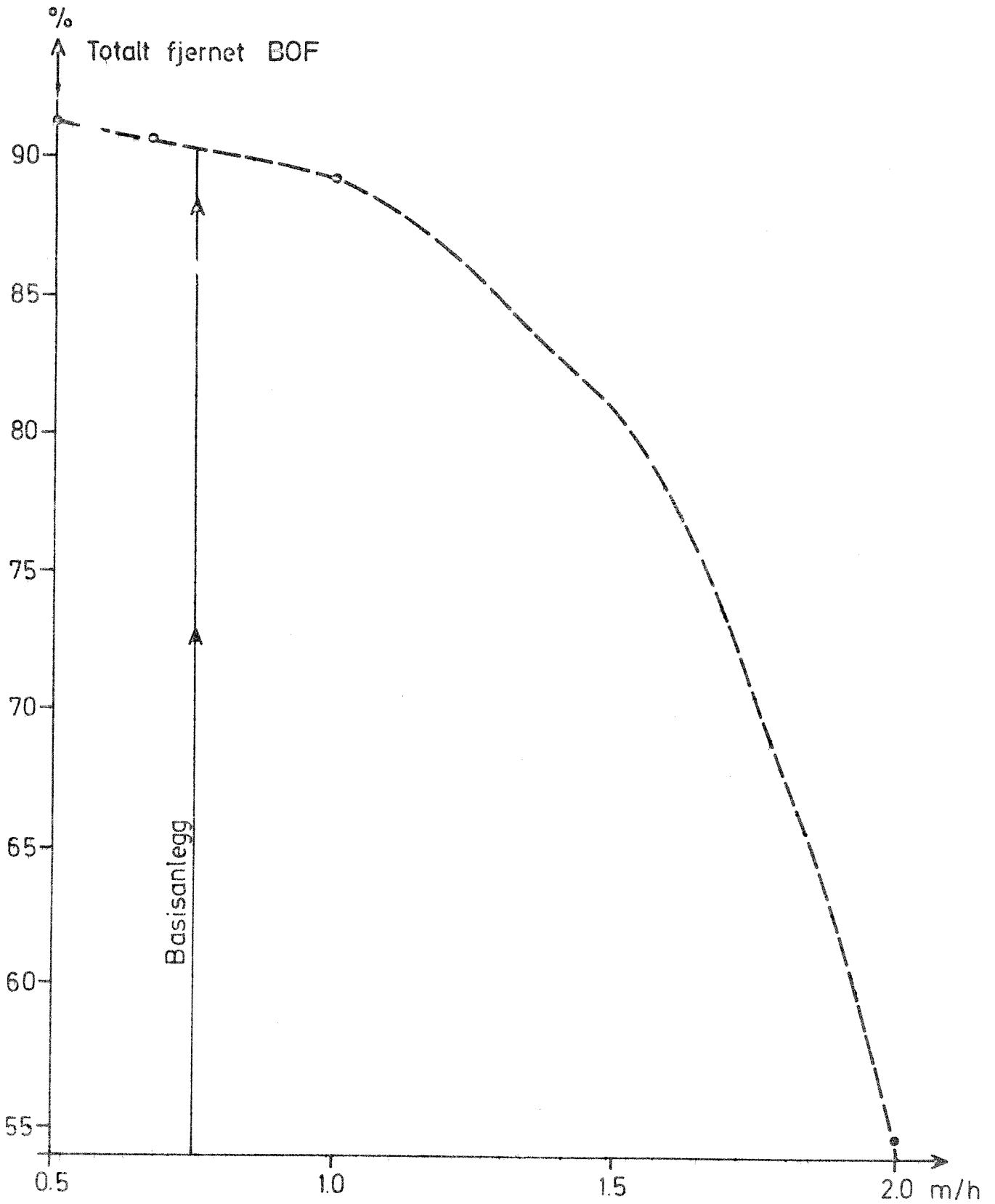


FIG 20 Overflatebelastning i ettersedimentering

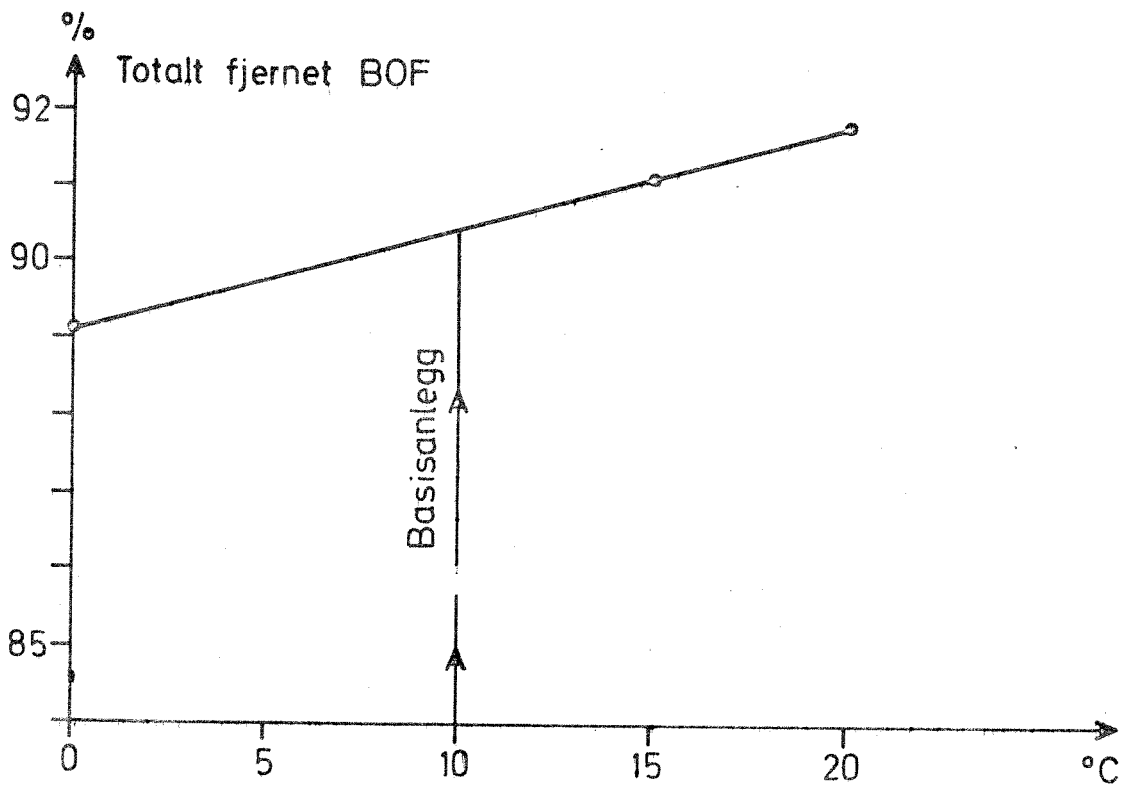


FIG 21 Temperatur i luftetank

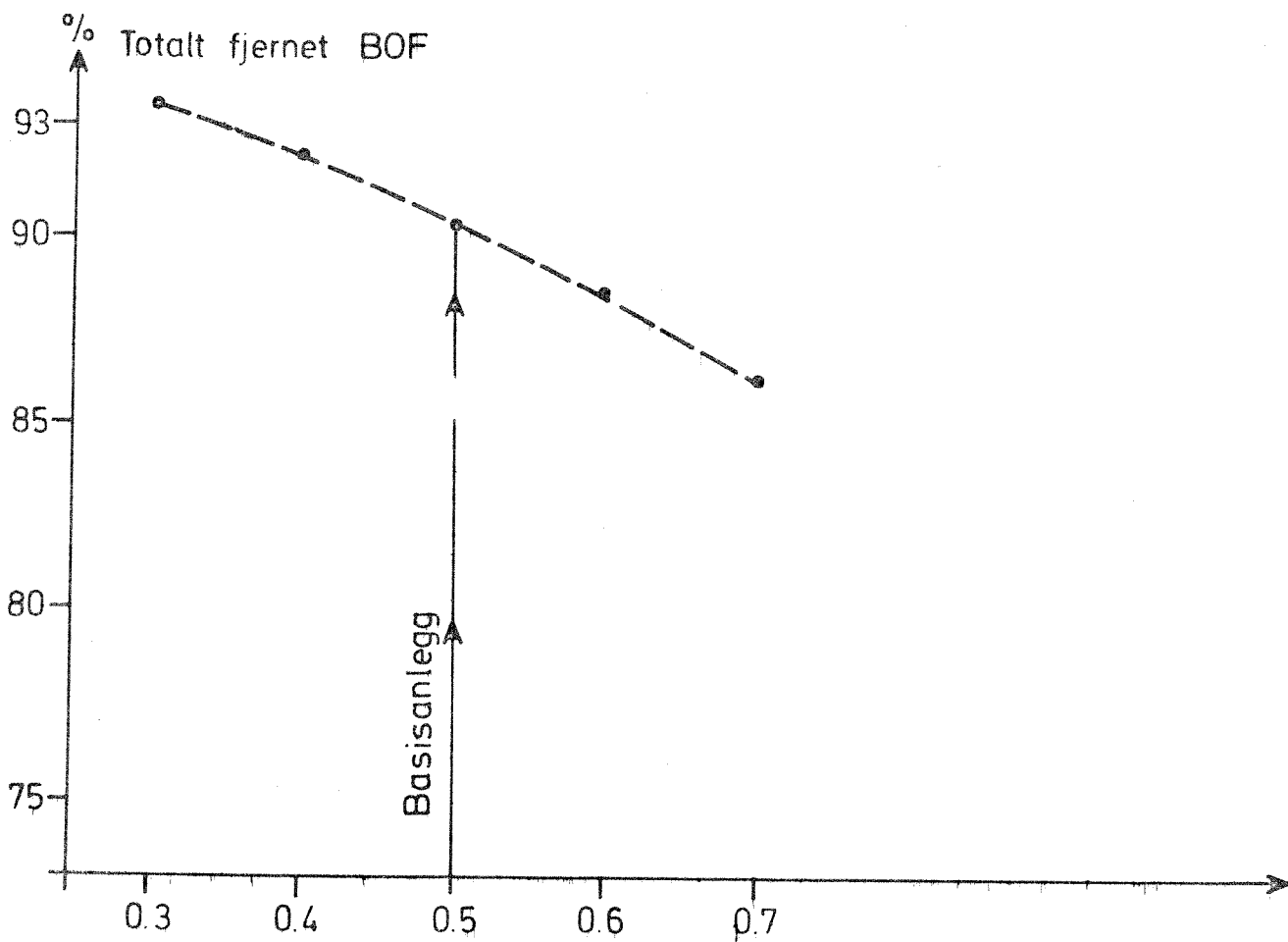


FIG 22 Spesifikt vannforbruk pr. person pr. døgn

## 6. PARAMETERANALYSE AV HYDROGRAMMER FRA LEDNINGSNETT

### 6.1 Problemstilling

I urbaniserte områder vil regnvannet nesten alltid bli avledet gjennom separate overvannsledninger i separatsystemet eller i felles ledning med husholdningskloakken i fellssystemet. Da det i Norge i dag er 70% felles-system, vil overvannet her oftest ledes bort i felles ledning sammen med kloakken.

Maksimal vannføring forårsaket av regn kan bli 10-100 ganger større enn spillvannsføringen. Når avløpsanlegg som ledninger, pumpestasjoner, fordrøyningsbasseng, regnvannsoverløp og renseanlegg skal prosjekteres og drives optimalt, er det derfor meget vesentlig å vite hvilket hydrogram som kan forventes, og eventuelt hvordan man kan påvirke formen på dette hydrogram. At det har en stor økonomisk betydning, er klart ut fra Miljøverndepartementets landsplan fra mai 1975 hvor man regner at 32 milliarder kr. skal investeres i norske avløpsanlegg i de neste 25 år. Av dette vil ca. 80% gå til ledningsnett.

### 6.2 Beregningsforutsetninger

Beregningene ble foretatt på det hypotetiske ledningsnett, vist i fig. 23, med 26 ledningsstrekninger som hver drenerer et delfelt på 10 hektar.

Totalt areal er 260 ha. Følgende data er basisverdier:

En ledningsstrekning	= 300 m
Rørgradient	= 6 <sup>o</sup> /100
Colebrookes rør-ruhet k	= 2 mm
Tilrenningstid for et delfelt	= 10 minutter
Lineær overflateavrennings-karakteristikk	(kurve 0 i fig. 24)
Befolkningstetthet	= 100 pers./ha
Spesifikk spillvannsavrenning	= 350 l/p.d
Avrenningskoeffisient	= 0,5
Regnintensitet	= 100 l/s.ha
Beregningssteg	= 1 minutt.

I tabell 2 er vist diametre i ledningsnettene for to ulike alternativer.

Tabell 2. Diametre i ledningsnettene i mm.

Rørnummer i nettet (se fig. 23)	Diameter i mm	
	Alt. A Basis	Alt. B
1,	2250	3375
10,	2000	3000
17,	1750	2625
2, 6,	1100	1650
3, 7, 11, 14, 18, 21, 24,	1000	1500
4, 8, 12, 15, 19, 22, 25,	900	1350
5, 9, 13, 16, 20, 23, 26,	700	1050

Ledningsnettene er vist i fig. 23.

### 6.3 Beregningsmodellen

De hydrauliske og hydrologiske egenskaper ved den her brukte versjonen av ledningsnettmodellen er i store trekk:

- Den "potensielle" avrenning fra hvert delfelt og beregningsintervall bestemmes ut fra en avrenningskoeffisient.
- Avrenningsforløpet fra delfeltet av den potensielle avrenningen bestemmes av:
  - a) tilrenningstiden, som er den maksimale tiden en vandråpe bruker fra ytterste ende av delfeltet til nærmeste rør, og av:
  - b) overflateavrennings-karakteristikken, som forteller hvordan den potensielle avrenningen fordeler seg i tid over tilrenningstiden. Se fig. 24.
- De to ovenfor nevnte punkter gir avrenningshydrogrammet fra hvert delfelt til sitt respektive rør. Dette hydrogrammet adderes til det hydrogram som kommer inn fra ovenforliggende rør. Summen av disse hydrogrammer gjennomgår en rørlagringsmetode, slik at rørets volum kan tas hensyn til i vannføringsberegningene. Denne metode er den samme som benyttes i RRL-teknikken, Watkins (4). I NIVA-modellen behandles imidlertid hvert rør uavhengig av de andre i nettet. (Lindholm (2), PRA-komiteén (3)).

## 6.4 Parameteranalysen

Når en parameter blir variert, er de andre holdt konstant og lik den verdi som er nevnt under forutsetningene. For de parametre som er analysert her, vil det for lengre regnvarigheter bli meget liten differanse i maksimal vannføring, selv om verdien av parametrene varierer meget. Dette skyldes at disse parametre ikke påvirker den totale mengden av avrenningen, men kun tidsforløpet av den. Det er derfor relativt kortere regnvarigheter som er av interesse.

### 6.4.1 Regnvarighet

Regnvarigheter på 10 minutter og 20 minutter er beregnet og vist i fig. 25. Maksimal vannføring øker ca. 35% når regnvarigheten øker fra 10 til 20 min. Fig. 25 viser at hydrogrammene følger hverandre til ca. 12 min. etter regnstart.

### 6.4.2 Hydraulisk formel

Hydrogrammer er beregnet med 3 ulike hydrauliske formler:

Hazen William:

$$Q = 6,67 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot I^{0,54} \quad \text{hvor}$$

Q = vannføring (l/s)

C = Hazen Williams koeffisient

D = rørdiameter (m)

I = energigradient (°/∞).

Manning:

$$Q = M \cdot A \cdot R^{0,67} \cdot I^{0,5} \quad \text{hvor}$$

Q = vannføring (m<sup>3</sup>/s)

M = Mannings tall

A = tverrsnittsareal (m<sup>2</sup>)

R = hydraulisk radius (m)

I = energigradient (m/m).

Colebrooke:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} + \frac{k}{3,72 \cdot D}\right) \quad \text{hvor}$$

f = friksjonskoeffisienten i Darcy-Weisbach's formel

Re = Reynolds tall

k = ruhet (m)

D = rørdiameter (m).

Motstandstallene ble valgt til  $k = 2 \text{ mm}$ ,  $C_{HW} = 100$  og  $M = 72$ , hvilket gav omtrent samme kapasitet ved fylt rør. Avvikene mellom de tre alternativer var under hele forløpet så lite at kurvene ville bli vanskelig å skille i et diagram.

#### 6.4.3 Rør-ruhet

For en ruhet på  $k = 0,1$  og  $k = 2,0 \text{ mm}$  i Colebrookes formel ble hydrogrammer beregnet for 10 minutters og 20 minutters regnvarighet. For 20 minutters regnvarighet ble differansen i maksimal vannføring kun 3%, mens det ved et bestemt tidspunkt f.eks. etter 12 minutter fra regnstart var ca. 24% differanse mellom hydrogrammene. Se fig. 26. Differansen i maksimal vannføring mellom de to alternativer ved 10 minutters regnvarighet er ca. 12%. Se fig. 27.

#### 6.4.4 Rørgradient

Rørgradienten til alle feltets rør er variert mellom 6 og 18 ‰ for både 10 og 20 minutters regnvarighet. Se fig. 28 og 29. Seks til åtte minutter etter regnstart ligger vannføringen 80 til 60% høyere for 18 ‰ rørgradient enn for 6 ‰ rørgradient. (Fig. 28.) Ved 20 min. regnvarighet er differansen i maksimal vannføring mellom de to gradientalternativer ca. 3%. Tilsvarende differanse i maksimal vannføring ved 10 minutters regnvarighet er ca. 18%. Se fig. 29.



FIG 23 SEWER SYSTEM IN THE CATCHMENT.

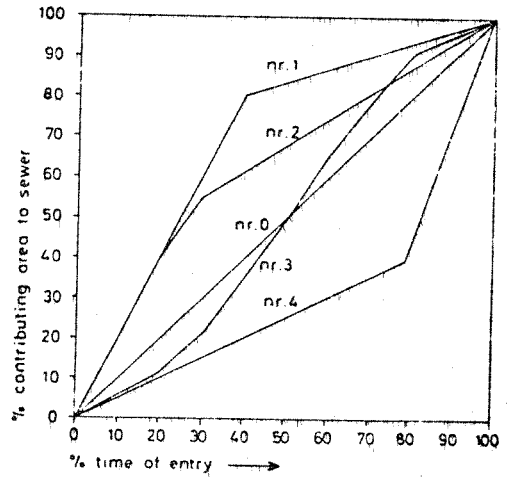
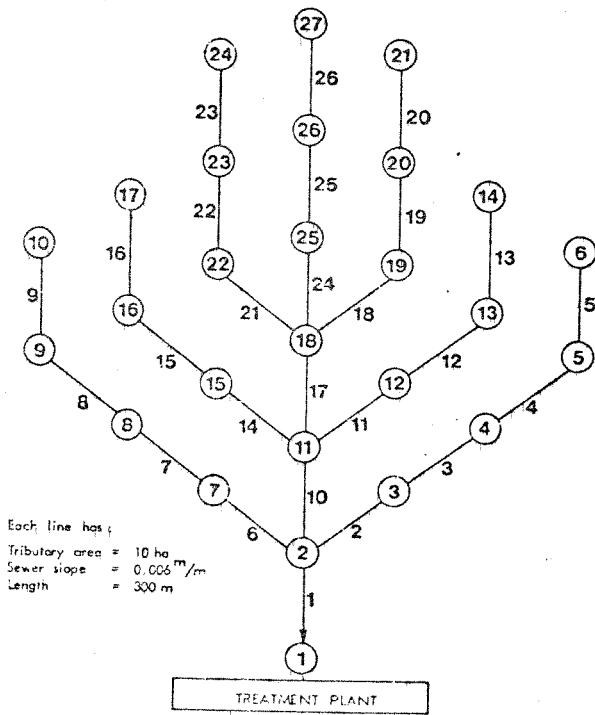


FIG 24 Standard time of entry functions.

FIG 25 The influence of rainduration on the hydrographs

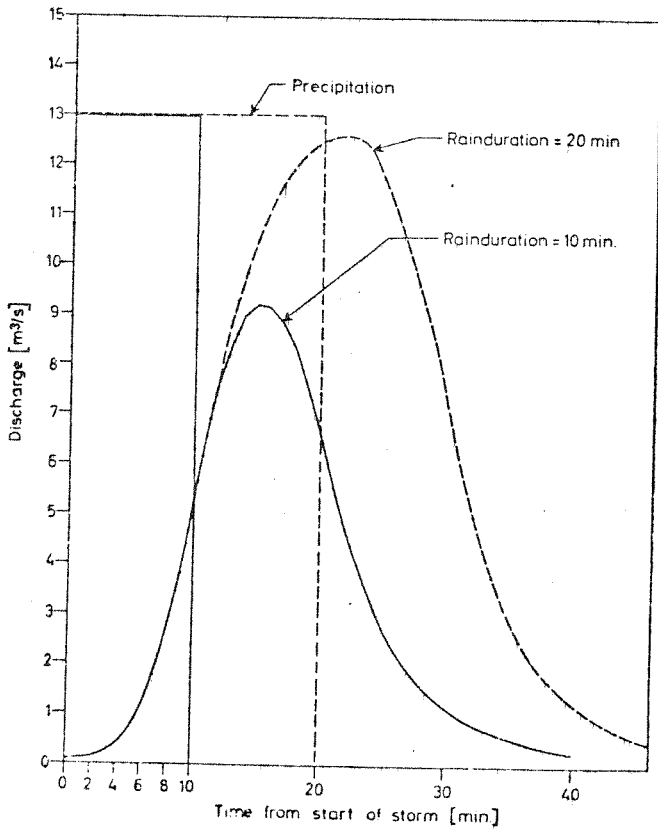


FIG 26 The influence of hydraulic roughness of pipes on the hydrographs

Colebrooke's formulae are used to compute pipe resistance. Rainduration = 20 min.

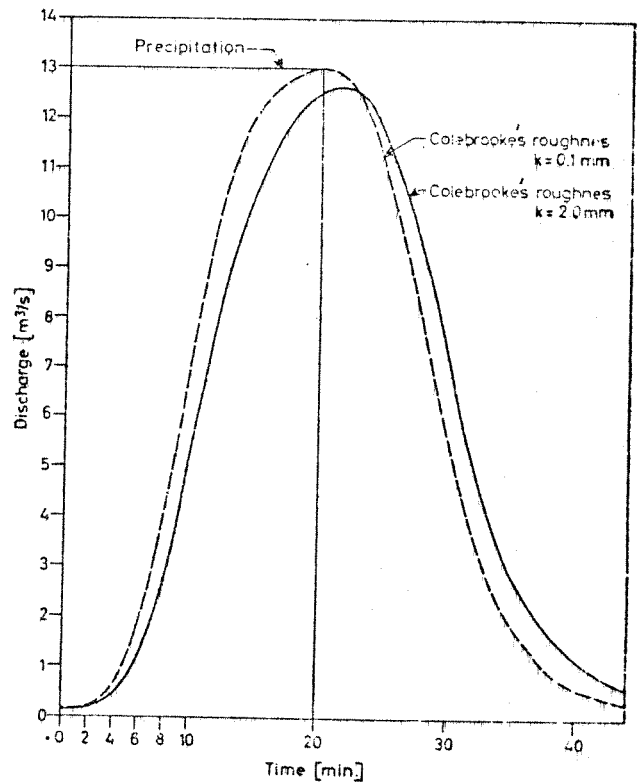


FIG 27 The influence of hydraulic roughness of pipes on the hydrographs

Rainduration = 10 min.

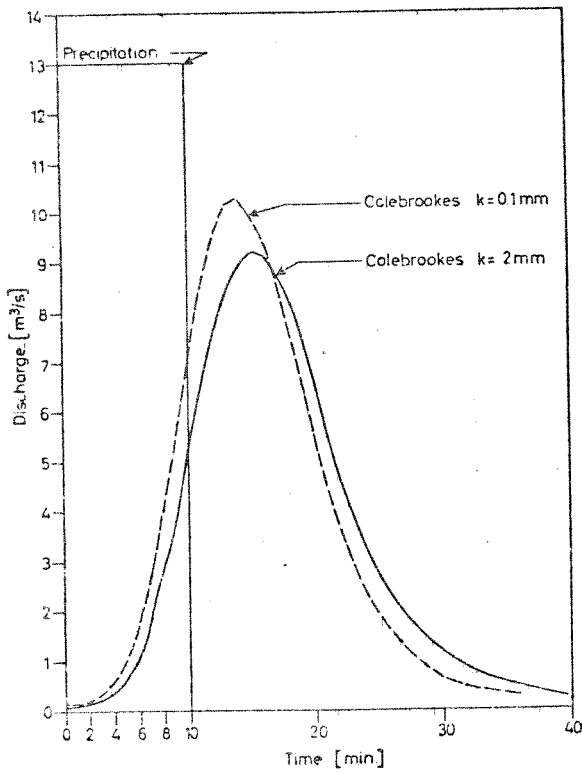


FIG 28 The influence of the slope of pipes on the hydrographs

Rainduration = 20 min.

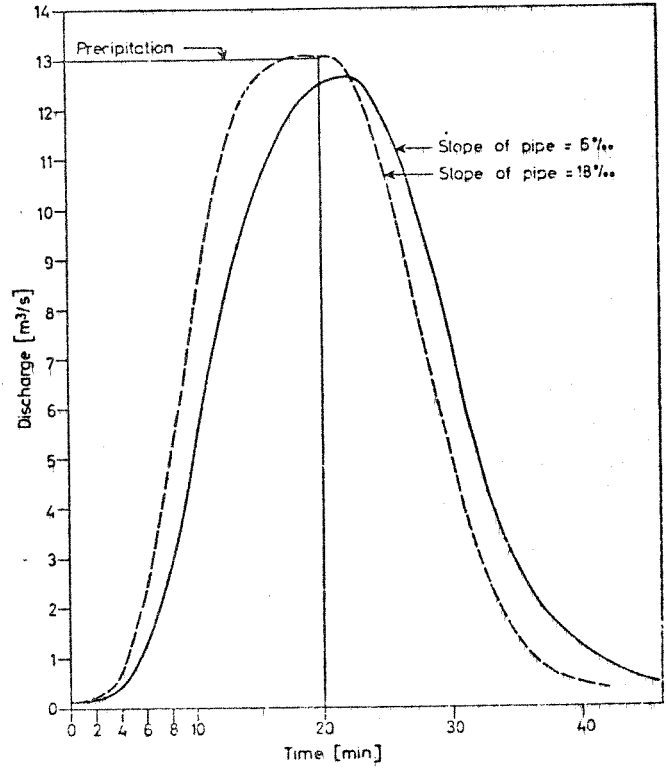


FIG 29 The influence of the slope of the pipes on the hydrographs

Rainduration = 10 min.

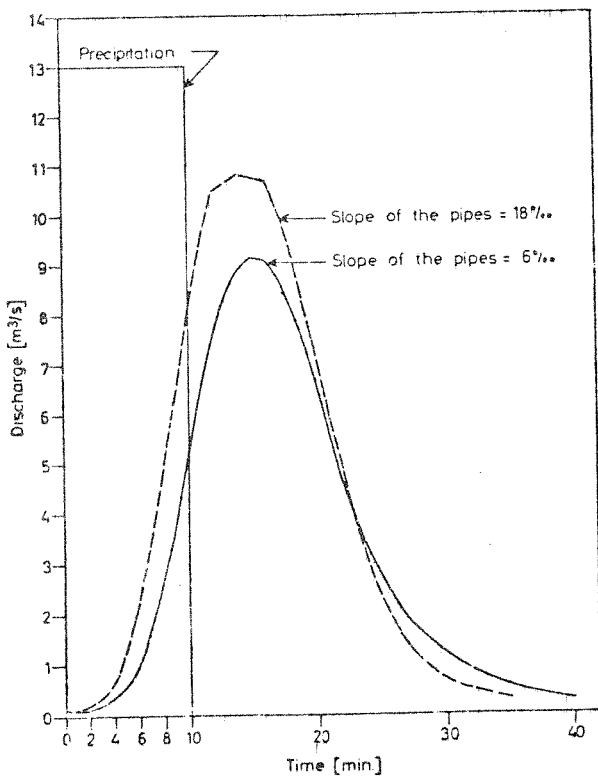
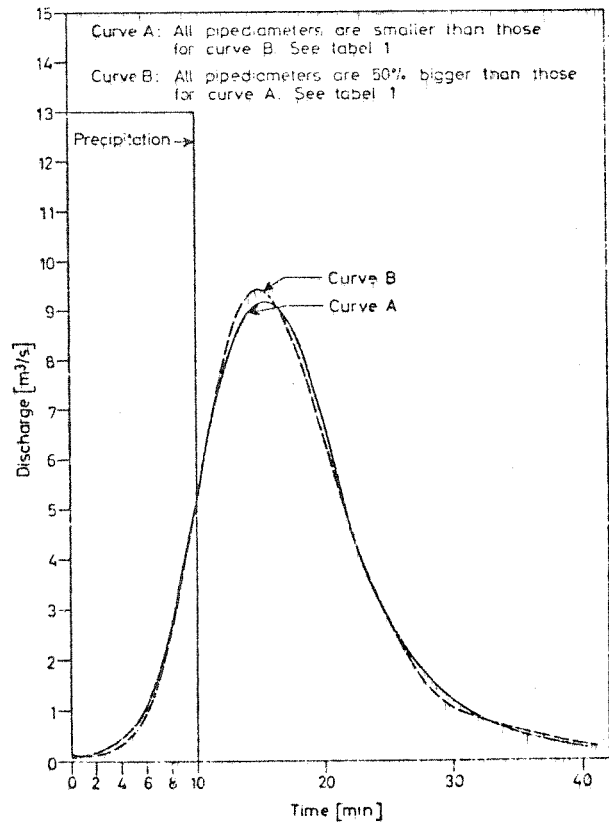


FIG 30 The influence of pipediameter on the hydrographs



#### 6.4.5 Rørdiameter

Rørdiameterens betydning for hydrogrammenes form er vist i fig. 30. De diametre som er brukt, er vist i tabell 2. Kurve B er beregnet med 50% større rørdiameter enn kurve A. Maksimal vannføring for alternativet med størst rørdiameter er ca. 3% større enn alternativet med de minste rørdiameter. Årsaken til dette må være at de større diametre yter mindre hydraulisk motstand enn de mindre. Forskjellen i formen på hydrogrammene for de to alternativer er overraskende liten.

#### 6.4.6 Overflateavrennings-karakteristikk

I fig. 24 er vist forskjellige karakteristikker for overflateavrenningen fra et delfelt. I beregningen vist i fig. 31 er det brukt den lineære kurven (kurve 0) og kurven med en rask avrenning for størstedelen av den potensielle avrenningen (kurve 1). Som for de fleste av beregningene er forskjellen i vannføringen i et bestemt tidspunkt, f.eks. 10 minutter etter regnstart, ganske stor. Forskjellen i maksimal vannføring er derimot bare 6-7%. I fig. 34 er tilsvarende beregninger for 20 minutters regnskyll vist.

#### 6.4.7 Tilrenningstiden

Hydrogrammet for tilrenningstider på 5, 10, 20 og 70 minutter er vist for en regnvarighet på 10 minutter i fig. 32. Diagrammet viser at tilrenningstiden er en faktor som gir store utslag både i vannføringen i et bestemt tidspunkt og i maksimalvannføringen. En tilrenningstid i størrelsesorden en time kunne oppnåes ved å fordrøye regnvann på hustak og i spesialkonstruerte sandfang i veiene.

#### 6.4.8 Beregningssteget

Beregningssteget er variert i beregningene og vist i fig. 33. Intervallene vist er 1, 2, 4 og 10 minutters steg. Som diagrammet viser, er det ubetydelig forskjell mellom hydrogrammene for 1 og 2 minutters intervall-alternativet.

Forskjellen mellom maksimal vannføring for beregningstrinn på 1 minutt og 4 minutter er ca. 3,3% og mellom 1 minutt og 10 minutters beregningstrinn, ca. 8,7%. Arealet under kurvene er for alle fire alternativer

FIG 31 The influence of delay in overland flow on the hydrographs

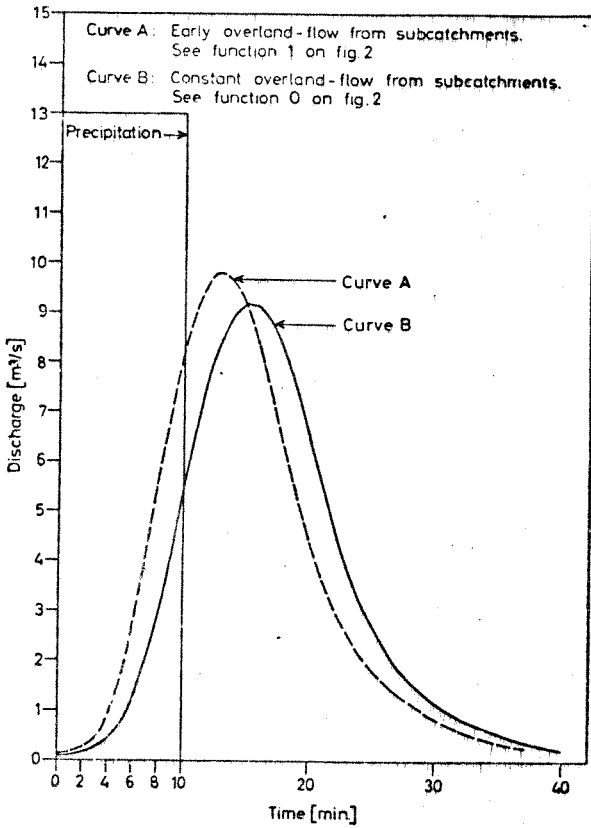


FIG 33 The influence of the computing step on the hydrographs

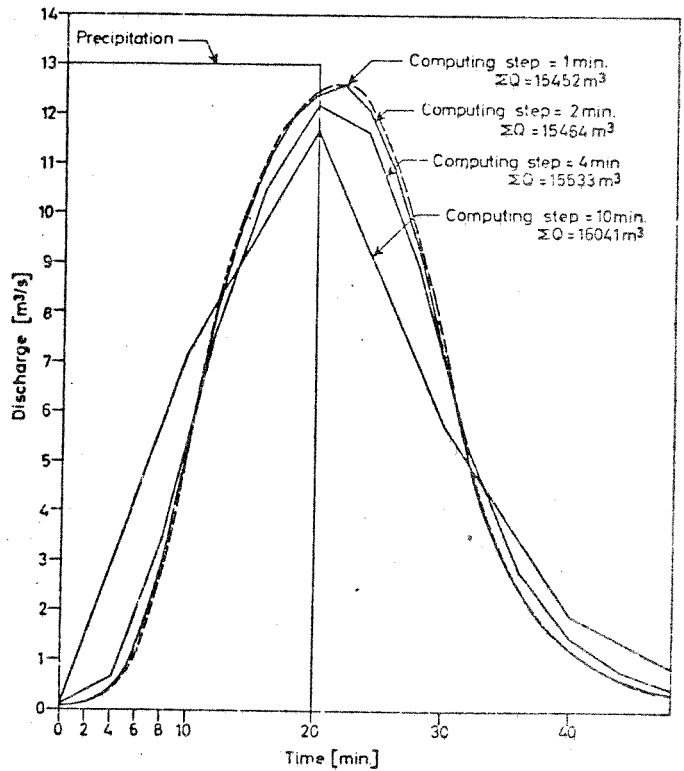
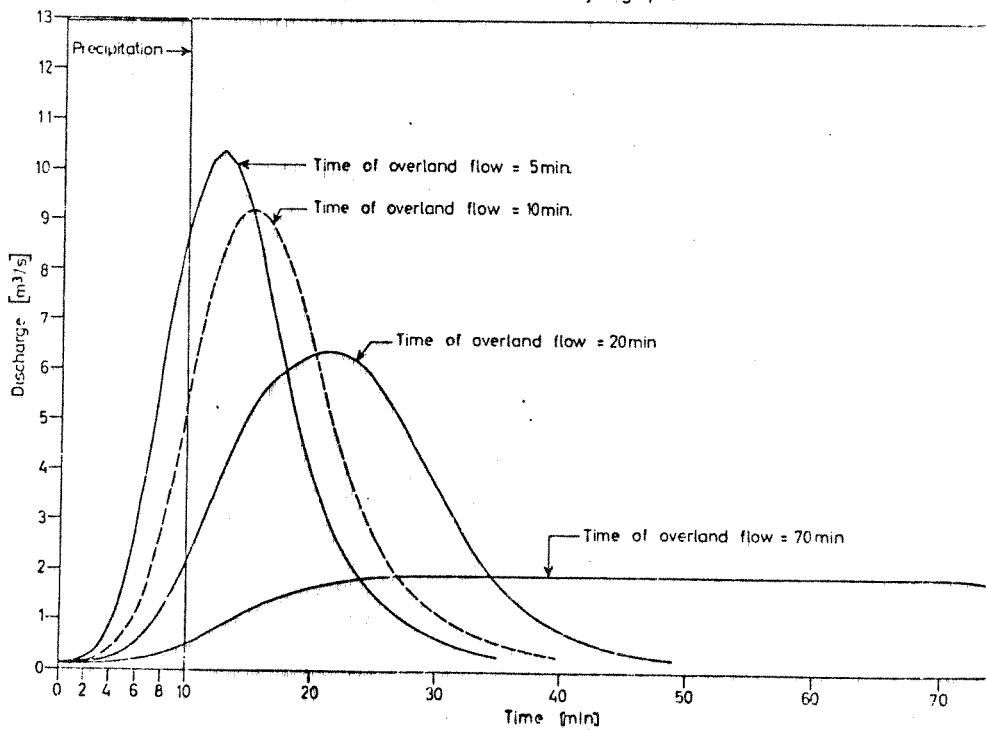


FIG 32 The influence of time of overland flow on the hydrographs



meget likt, da forskjellen i arealet mellom et beregningstrinn på 1 minutt og 10 minutter bare er ca. 4%. Dersom man velger beregningssteg som ikke faller sammen med tidspunktet for den virkelige maksimale vannføring, vil avvikene bli større enn de som er vist i fig. 33.

#### 6.4.9 Ledningslengde

Forsinkelse i flomtoppen og en dempning av hele vannføringsforløpet er konsekvensen av lengre ledningslengder. Fig. 35 og 36 viser effekten ved å øke ledningsstrekningene til det dobbelte av basisverdien. De drenerte arealer og dermed den tilførte vannmengden er lik for begge lengde-alternativer. Den relative differansen i maksimal-vannføringen for de to lengde-alternativer blir størst ved regnvarigheten på 10 minutter.

#### 6.4.10 Infiltrasjon av takvann i grunnen

I avløpsfeltet er det antatt at 20% av overflaten består av asfalterte flater med en avrenningskoeffisient på 0,9, 20% takflater med en avrenningskoeffisient på 1,0, og at resten av overflaten har en avrenningskoeffisient på 0,2.

Dersom alt vann fra takflatene ble infiltrert i grunnen, ville maksimal-avløpet synke fra  $12,7 \text{ m}^3/\text{s}$  til  $7,7 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se fig. 37.

### 6.5 Test av hydrogram fra NIVA's ledningsnettprogram

#### 6.5.1 Flombølgers forplantning i ledninger

En flombølges forplantning i et 1600 m langt rør er vist i fig. 38. Maksimal vannføring øverst i røret er 1000 l/s i det 5. minutt. Midt på røret, dvs. etter 800 m, er maksimal vannføring dempet til ca. 550 l/s i det 11. minutt. Ved utløpet av røret, dvs. etter 1600 m, er maksimal vannføring dempet til ca. 350 l/s i det 17. minutt. Rørlagringen i ledningene er beregnet etter den modifiserte RRL-teknikken (3).

FIG 34 Overflateavrenningskarakteristikkens påvirkning på hydrogrammene

Colebrookes  $k = 2\text{mm}$   
Rørgradienter =  $6\text{‰}$

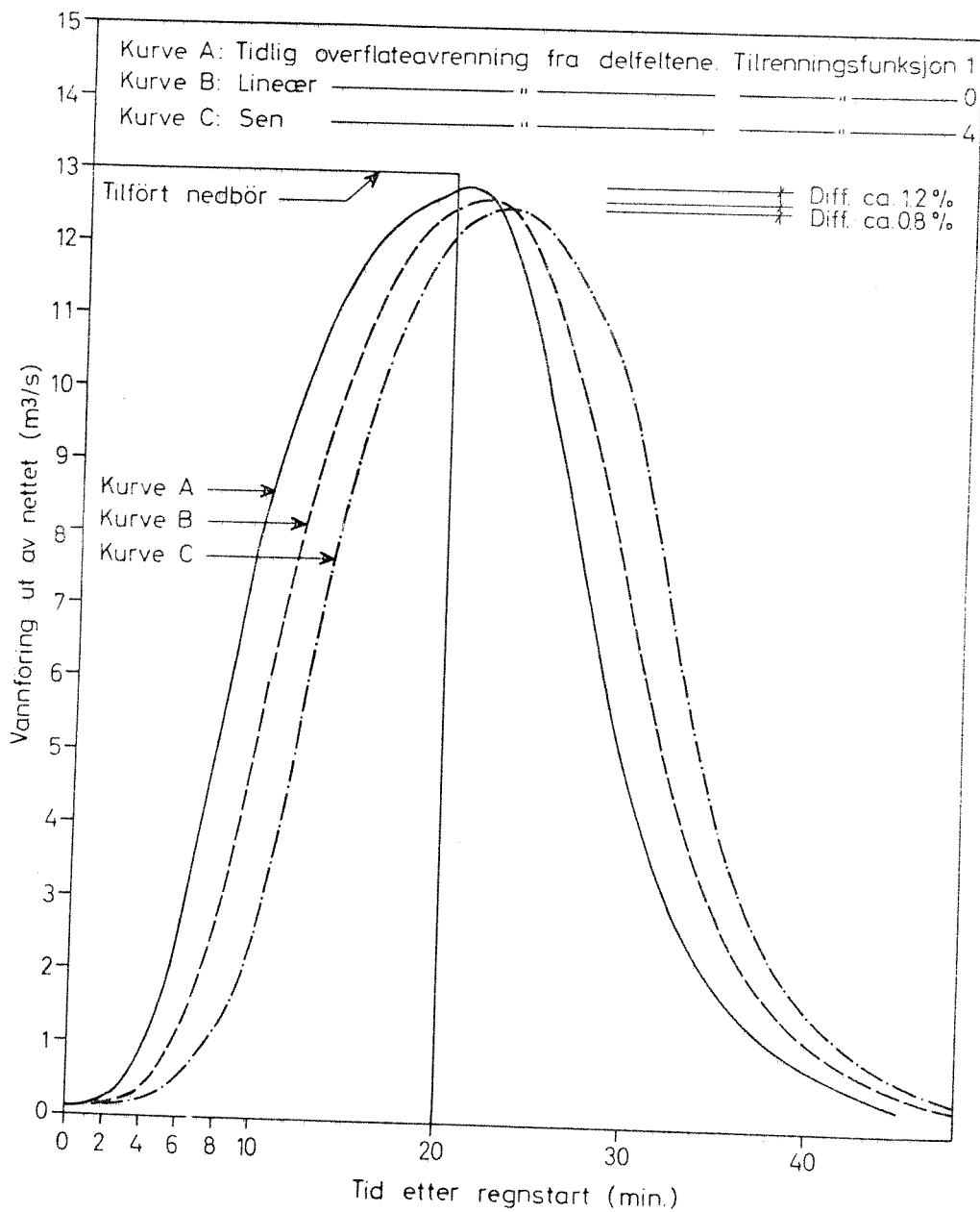


FIG 35 Påvirkning av feltets lengde på hydrogrammene

Colebrookes  $k = 2\text{mm}$

Rørgradienter =  $6\text{‰}$

Regnvarighet = 10 minutter

Begge felters arealer er like store

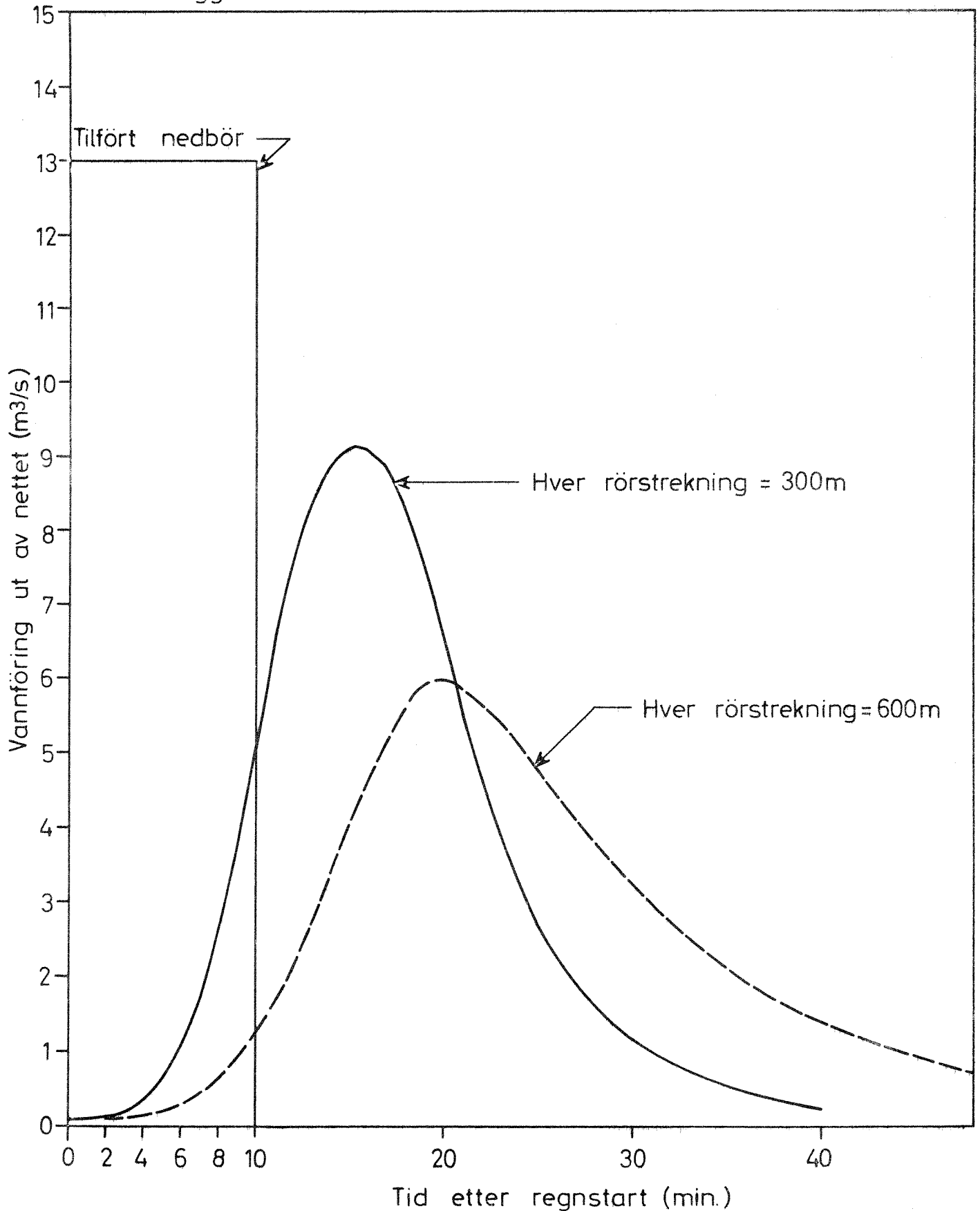


FIG 36 Påvirkning av feltets lengde på hydrogrammene

Colebrookes = 2mm

Rørgradienter = 6‰

Begge felters arealer er like store

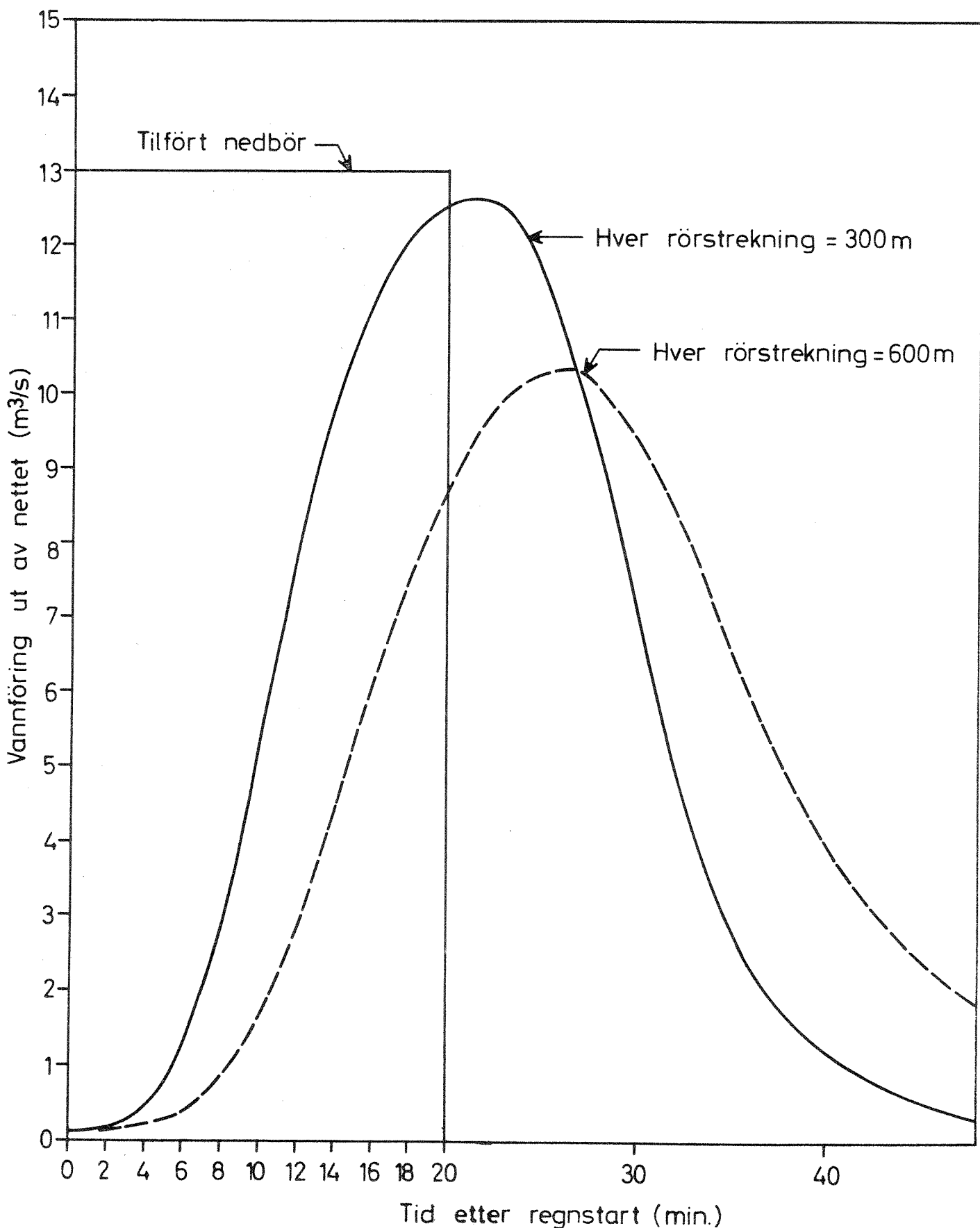


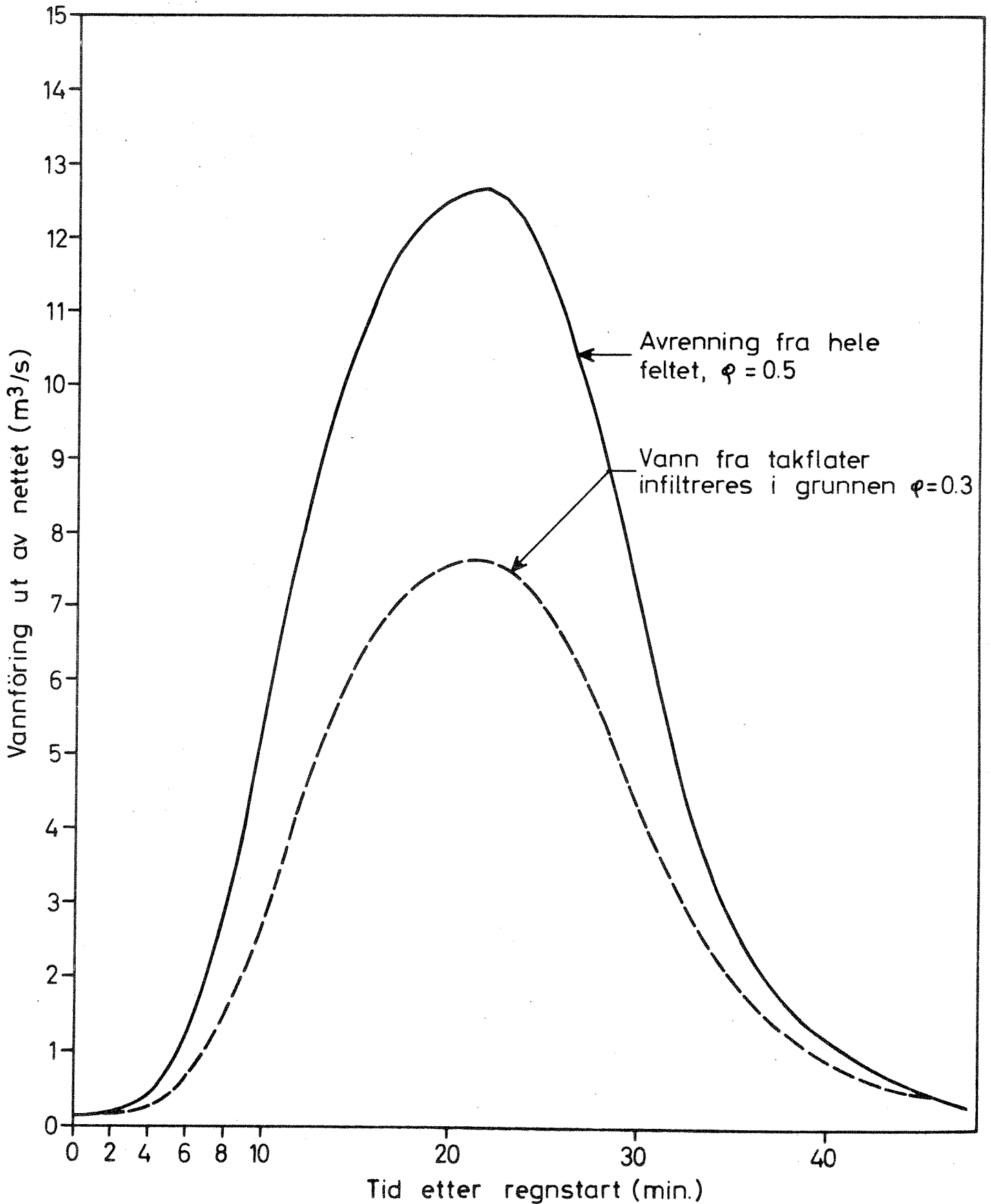


FIG 37

### Påvirkning av takvannsinfiltrering på hydrogrammene

Rørgradienter = 6‰

Colebrookes  $k = 2\text{mm}$



### 6.5.2 Sammenlikning av CTH og NIVA modell

I en lang ledning uten tilførsler fra sidene vil ulike beregningsmetoder gi relativt større avvik i respektive hydrogramberegninger enn i et virkelig avløpsnett. Ledningsnettets vist i fig. 23 er beregnet av NIVA's ledningsnettmodell og en modell utviklet av A. Sjöberg (5) ved Chalmers Tekniska Högskola. Sjöbergs modell for beregning av flombølgenes forplantning i ledningene er basert på Saint-Venants likninger mens den metoden som vanligvis brukes av NIVA-modellen er basert på den meget enklere og mindre nøyaktige RRL-metoden (4).

Alle input-data er like i de to beregningene, og som fig. 39 viser, er avvikene av liten betydning for en vanlig kommunalteknisk beregning. Det er i eksemplet antatt et 15 minutters regnskyll på 100 l/s, ha med en avrenningskoeffisient på 0,5. For øvrig gjelder de forutsetninger for ledningsnettets som er beskrevet i avsnitt 6.2.

## 7. EKSEMPLER PÅ SYSTEMANALYSE

Det er vist to beregningseksempler på systemanalyse av avløpsanlegg. Det første er en overløps-analyse av et felt på 219 ha i Oslo. Det andre eksemplet er en optimalisering mellom fordrøyningsvolum ved overløp kontra utbygging av renseanlegget.

### 7.1 Overløpsberegning fra Bislettbekken i Oslo

Bislettbekken i Oslo er nedbørfelt for et av de mest urbaniserte områder i landet. Feltet er på ca. 219 ha og drenerer området fra Ullevål sykehus til Stortinget. Området er kloakkert etter fellesavløpssystemet og har ca. 75.000 personekvivalenter, hvorav omkring halvparten utgjøres av industri og annen næringsvirksomhet.

Normal tørrværsavrenning er ca. 320 l/s. Tørrværsavløpet går til Festningen renseanlegg. Maksimalt tilført vannmengde til renseanlegget fra Bislettbekk-feltet er ca. 800 l/s mens derimot regnvannsflommene kan komme opp i 8-12.000 l/s. Det er derfor et regnvannsoverløp under Stortinget hvor store forurensningsmengder hvert år blir avlastet urensset til havnen.

FIG 38 COMPUTED HYDROGRAPHS IN A SEWER LINE

LENGTH =  $8 \times 200\text{m} = 1600\text{m}$   
DIAMETER =  $0,8\text{m}$   
SLOPE OF PIPE =  $5\text{‰}$   
C HAZEN - WILL. = 100

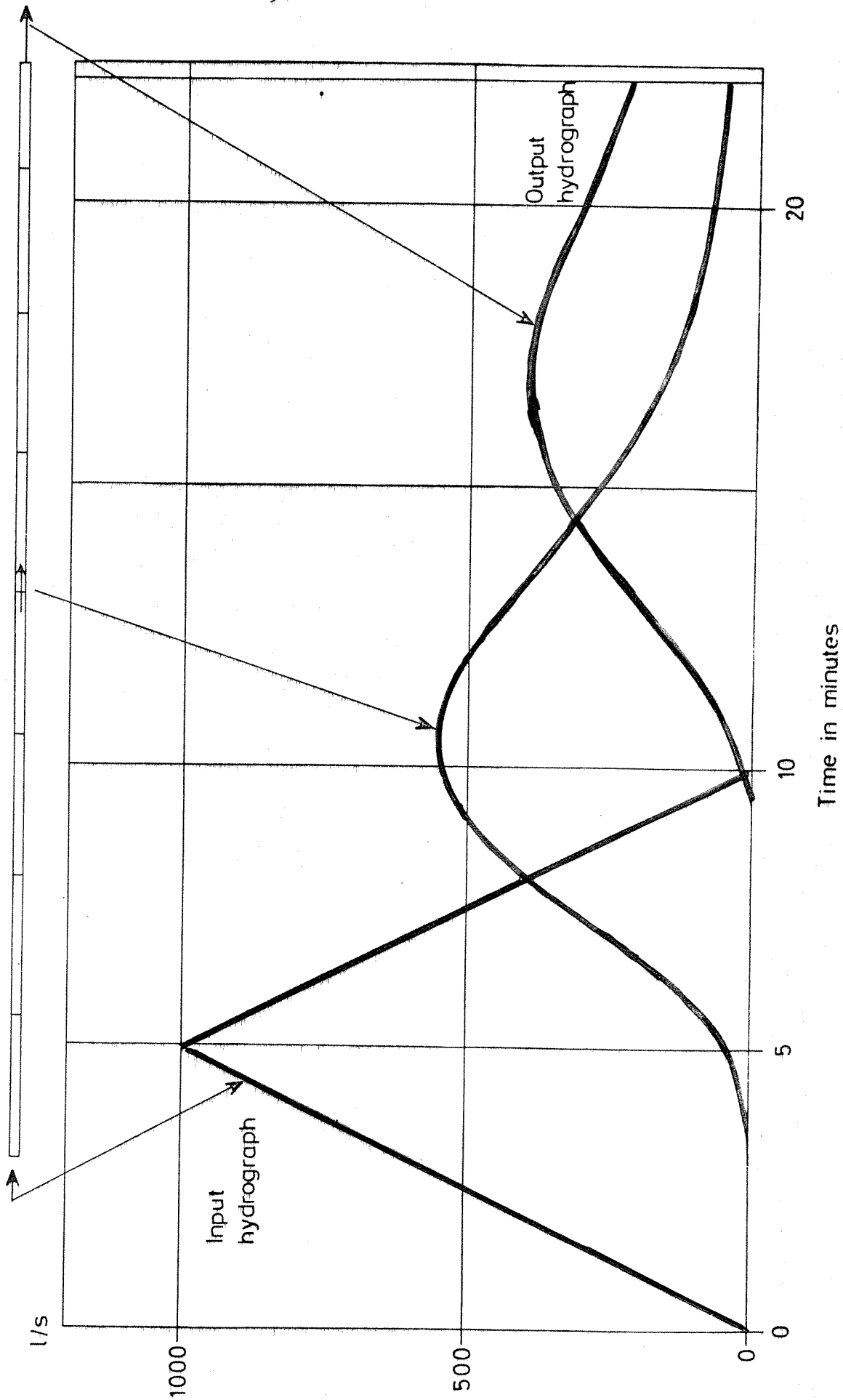
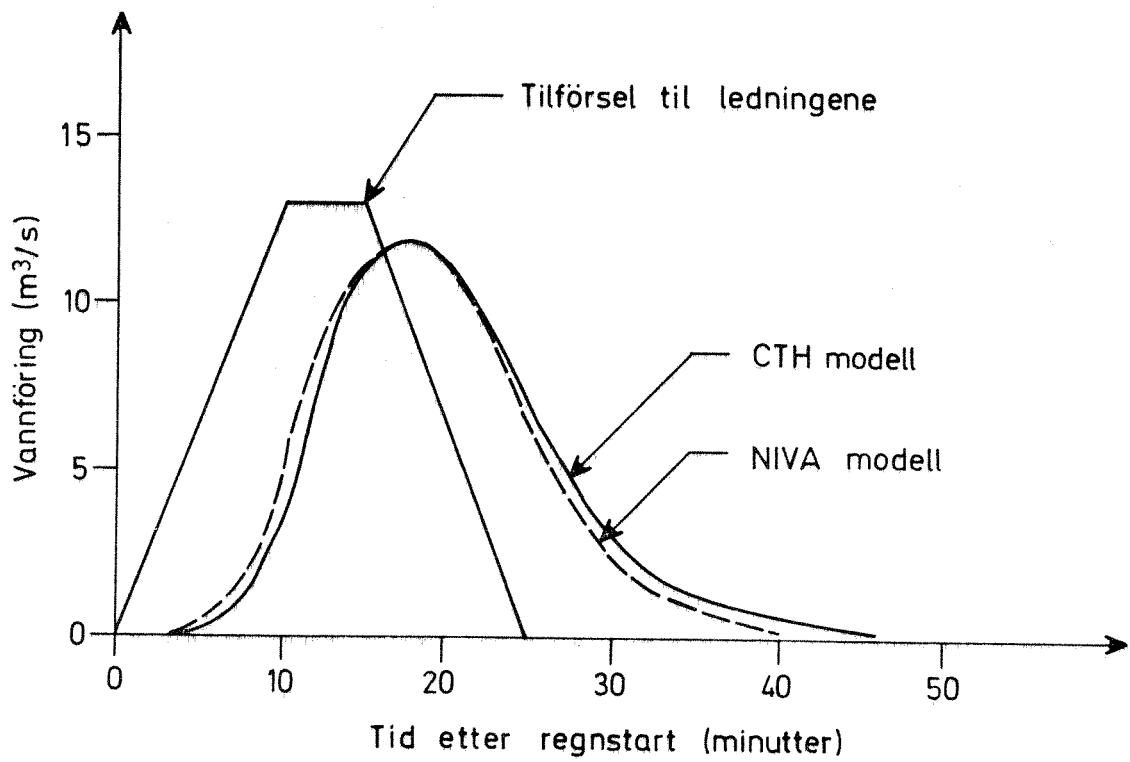


FIG 39 Sammenligning av CTH - NIVA modellene



Oppgaven var å finne tiltak som kunne minke denne avlastningen i regnvannsoverløpet. To hovedalternativer ble beregnet. Det første var å bygge et fordrøyningsbasseng på 2000 m<sup>3</sup> omtrent ved midten av feltets lengderetning, mens det andre var å ikke bygge basseng i dette området. For begge hovedalternativer ble overløps-innstillingen foran renseanlegget variert i ulike under-alternativer, likeledes ble det som underalternativer antatt 0 m<sup>3</sup>, 1000 m<sup>3</sup> og 2000 m<sup>3</sup> fordrøyningsvolum umiddelbart før overløpet. I praksis er det slik at et fordrøyningsbasseng midt i feltet er vesentlig rimeligere å bygge enn ved overløpet.

Fremgangsmåten i beregningene var da som følger:

Utvelgelse av seks regnskyll som skal representere et helt års nedbør. Se tabell 3.

Tabell 3. Basisregn.

Regn nr.	Antall pr. år	Regnvarighet minutter	Regnintensitet l/s,ha
R1	7	9	51
R2	26	29	20
R3	38	42	13
R4	43	54	8
R5'	100	117	4
R6	200	151	1

Avrenningskoeffisienten for feltet er satt til 0,9 da kun tette flater (hustak, asfalterte arealer o.l.) ble beregnet å bidrag med avrenning.

De regnskyll som er vist i tabell 3, ble lest inn i ledningsnett-programmet sammen med data om spesifikk avrenningsmengde pr. person i tørrvær og spesifikk forurensningsmengde (BOF<sub>7</sub>). Forurensningsfunksjonen for BOF<sub>7</sub> i overvann vist i fig. 40 ble benyttet. Disse data gir som resultat at 305 kg BOF<sub>7</sub> skylls ut årlig pr. hektar og år med overvannet, og at avrent overvannsmengde fra feltet blir 3894 m<sup>3</sup>/ha,år. Dette gir en midlere BOF-konsentrasjon i overvannsbidraget på 78 mg/l. I dette bidraget er inkludert utspylinger av tørrværsavsetninger fra ledningene.

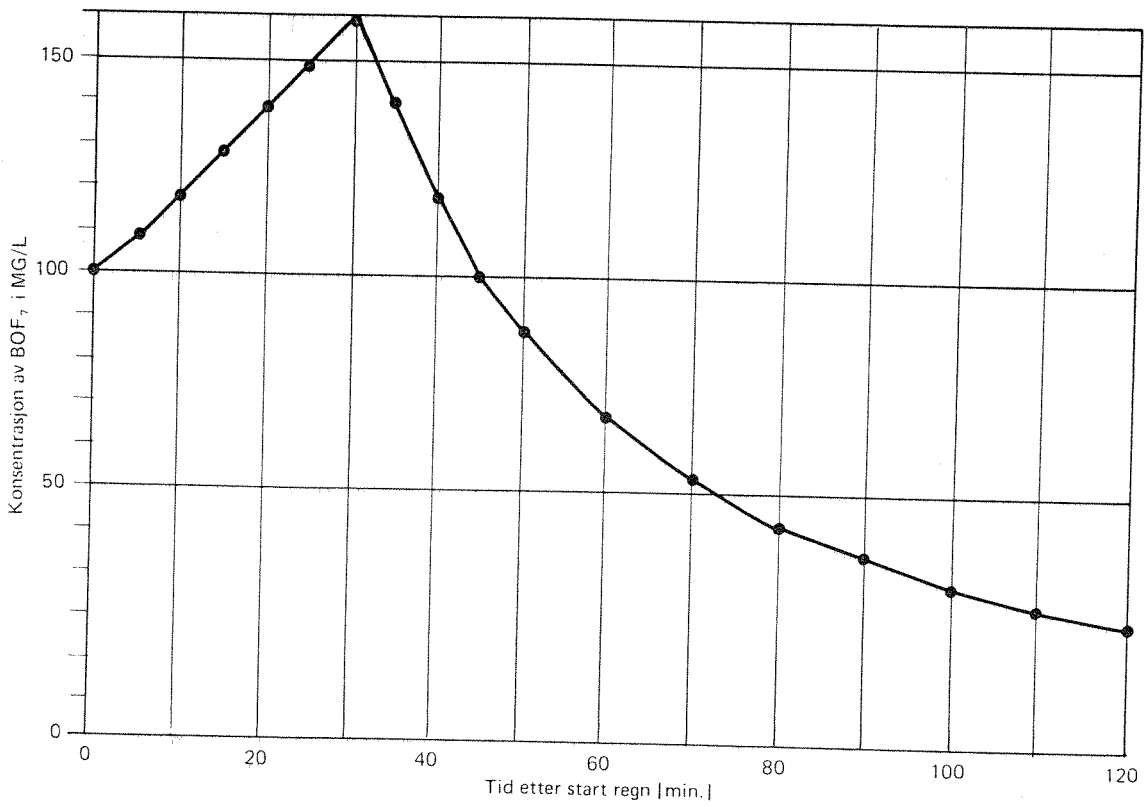


FIG. 40. Konsentrasjon av BOF<sub>7</sub> i overvann i beregningseksempel.

Fig. 42 viser noen resultater fra r rdata-beregningene fra et av basisregnskyllene.

I fig. 41 er vist beregningene for avlastningene i overløp for ulike alternativer. Fra figuren kan følgende konklusjoner trekkes:

- Ved en overl psinnstilling på 1,65  $\cdot$  TVA = 530 l/s er 2000 m<sup>3</sup> i øvre del av nettet (kurve b) likeverdig med 1000 m<sup>3</sup> i nedre del (ved overløpet).
- Hvis innstillingen er lavere enn 1,65 TVA, er 2000 m<sup>3</sup> i øvre del ugunstigere enn 1000 m<sup>3</sup> ved overløpet. Hvis innstillingen er høyere enn 1,65 TVA, er 2000 m<sup>3</sup> i øvre del gunstigere enn 1000 m<sup>3</sup> ved overløpet.
- Ved en overl psinnstilling på 1,46  $\cdot$  TVA = 470 l/s er 2000 m<sup>3</sup> i øvre del + 1000 m<sup>3</sup> ved overløpet (kurve d) likeverdig med 2000 m<sup>3</sup> ved overløpet og 0 m<sup>3</sup> i øvre del av nettet.
- Ved en overl psinnstilling på 600 l/s = 1,88  $\cdot$  TVA synker BOF ut av overløp fra 63 tonn/år til 37 tonn/år n r 2000 m<sup>3</sup> installeres i øvre del av nettet (kurve b og kurve a).

## 7.2 Isokost- isokvant-beregninger

 kning av renseeffekt i renseanlegg og økning av volum fordrøyningsbasseng ved regnvannsoverløp er to nærliggende tiltak n r den totale forurensningssituasjon i et fellesavløpssystem ønskes forbedret.

Den økonomisk gunstigste avveining mellom disse to tiltak kan finnes ved å plote beregningsresultatene i et isokvant- isokost-diagram.

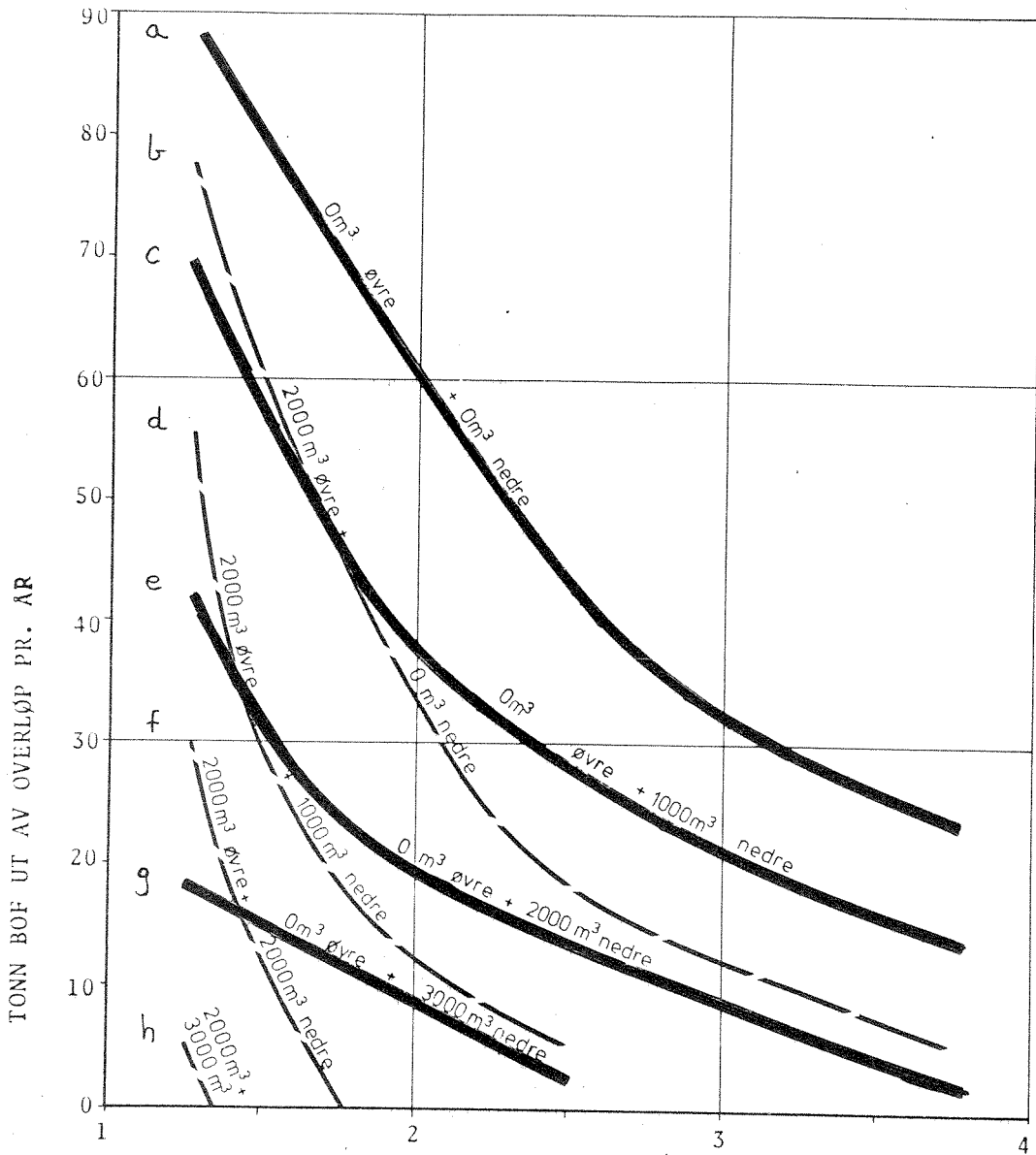
I fig. 43 er vist prinsippet for en slik beregning. En isokvant-linje representerer kombinasjoner av fordrøyningsvolum og renseanlegg-størrelser som alle har samme årlige utslipp fra overløp og renseanlegget. Dess høyere en isokvant-linje ligger i diagrammet, jo mindre forurensninger slippes ut pr.  r. Linjenes plassering i diagrammet er valgt tilfeldig, da hensikten kun er å vise prinsippet.

En isokost-linje representerer kombinasjoner av fordrøyningsvolum og renseanlegg-størrelser som alle har samme totalkostnad. Dess høyere en isokost-linje ligger i diagrammet, jo mer kostbar er summen av renseanlegget og fordrøyningsbassenget.

FIG 41 Forurensningsmengde i overløp i Bislettbekken i Oslo pr. år.

Forurens. i overvann + rørvasssetninger  $\approx$  305 kg BOF/ha.år.

- UTEN BASSENG I ØVRE DEL. (PKT. 42 )
- 2000 m<sup>3</sup> BASSENG I ØVRE DEL. (PKT. 42 )



Max. avløp fra overløp = n · TVA

320 400 600 800 1200

(Qs=320) Max. avløp fra overløp i l/s.



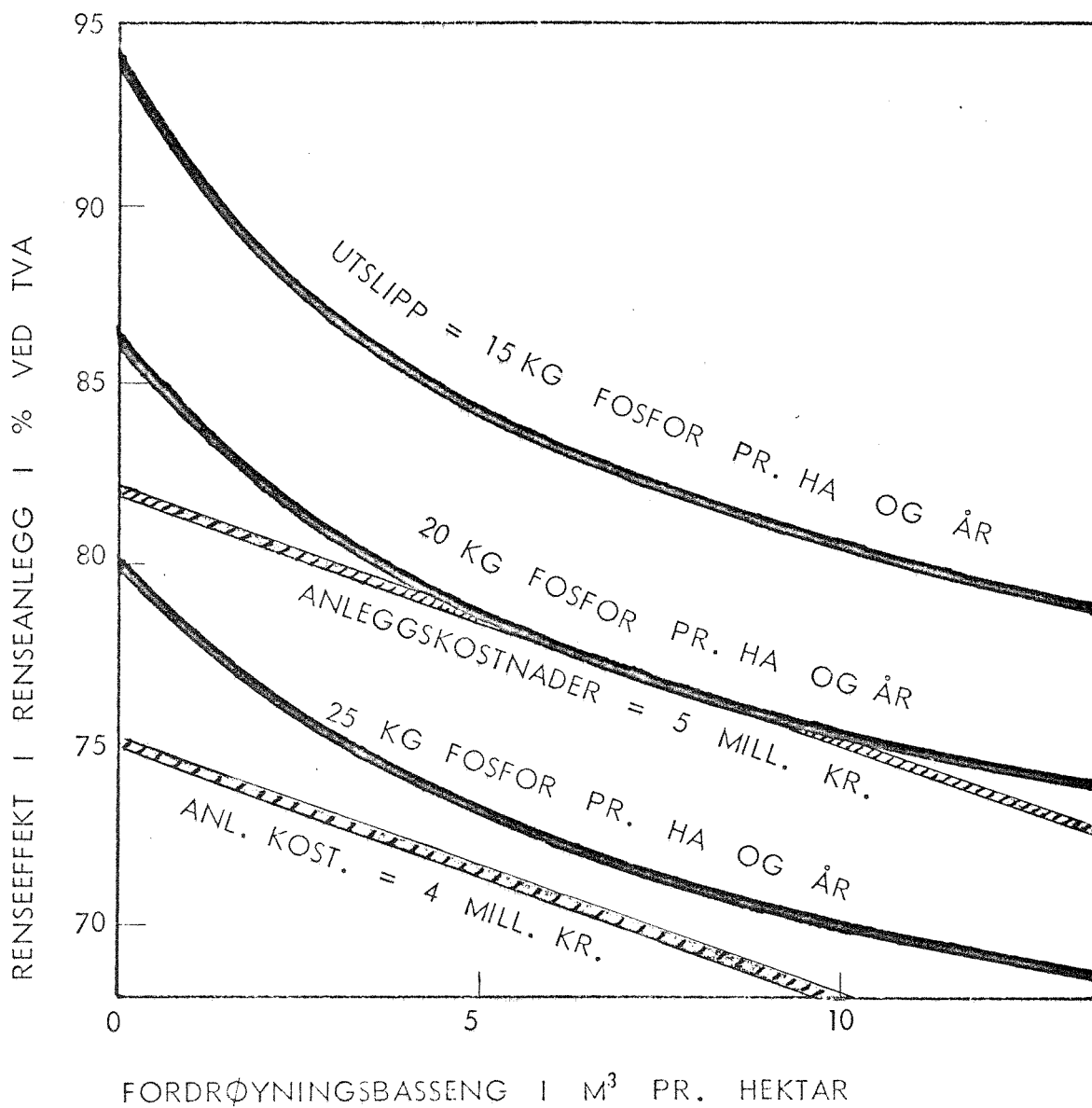
UNDERSØKELSE AV OVERVANN I BISLTTBEKKEN  
 FORURENSNINGSBEREGNINGER MED LASSING I ØVRE SONE

FIG 42 H E R E G N E U E R Ø R R U A T A

RØR IDENT	PROMILLE STIGN. RØR	BEREGNET DIAMETER (MM)	RØRKAP- ASITET (L/S)	MAKS. VANNFØR- ING (L/S)	SPILL- VANN (L/S)	QMAX FULL	MAKS. FØLL- GRAD	HASTIG- HET (M/S)	GRADIENT VED OPPSTUV. (10/100)	HENGDE REGNVANN PASSERT (M3)
1	3.73	540	838.7	86.3	3.8	1103	0.203	3.67	46	44.7
2	4.52		27272.8	3304.7	320.2	1121	1.103	3.89	07	3732.4
3	21.67	230	73.6	59.2	2.7	805	0.82	1.77	14.50	32.1
4	3.27		23216.8	3145.7	313.6	1138	3.31	4.65	06	3656.1
5	13.43	1600	9334.6	1234.8	60.8	1132	0.231	4.26	3.83	707.6
6	24.95	300	159.7	58.1	2.6	564	0.402	2.26	0.29	29.9
7	8.73	1600	7384.2	1180.9	57.9	1169	0.256	3.68	0.29	667.3
8	7.67	700	704.2	572.5	27.8	730	0.635	2.04	4.28	324.5
9	15.54	460	383.7	162.1	7.5	426	0.441	2.29	3.20	87.7
10	20.67	200	99.5	116.2	5.5	1173	1.000	1.87	27.80	63.6
11	20.69	260	99.1	36.7	1.6	370	0.407	1.87	3.29	19.0
12	32.68	370	320.0	266.9	12.6	829	0.698	2.99	23.11	146.5
13	25.00	250	99.0	52.8	2.3	533	0.507	2.02	7.81	27.4
14	44.76	230	118.9	58.1	2.8	534	0.507	2.62	14.01	30.2
15	21.69	290	135.5	127.5	6.2	942	0.641	2.05	19.40	71.7
16	31.24	700	1674.4	601.6	29.3	359	0.400	4.35	4.69	337.0
17	46.23	170	54.3	106.0	4.8	2119	1.000	2.21	185.63	55.8
18	9.63	600	598.9	118.8	5.6	119	0.287	2.12	4.22	65.1
19	5.85	230	36.3	30.4	1.6	838	0.705	1.22	18.2	8.4
20	12.58	230	53.7	15.5	0.4	299	0.353	1.29	0.38	7.9
21	29.33	260	145.3	13.9	0.7	096	0.195	2.36	0.02	46.9
22	16.88	500	525.6	90.1	4.0	171	0.265	2.68	7.2	24.7
23	64.93	260	223.3	48.3	2.4	301	0.216	3.63	3.82	2648.1
24	7.33	140	4726.6	1914.5	243.7	405	0.428	3.07	1.37	2656.6
25	51.33	130	11153.5	1587.4	227.2	142	0.240	8.41	1.39	36.5
26	48.77	260	157.5	66.9	3.1	437	0.446	2.97	10.55	152.4
27	6.43	1600	6271.1	295.7	13.1	547	0.135	3.12	0.02	132.8
28	40.43	400	441.8	257.7	11.4	583	0.539	3.52	0.56	19.7
29	50.00	360	432.9	38.3	1.7	689	0.187	3.82	1.22	2590.4
30	22.17	1300	7087.2	1483.1	222.2	209	0.295	5.34	33.42	48.2
31	52.93	230	119.2	43.3	4.1	780	0.666	2.87	7.27	21.0
32	31.62	430	117.6	40.8	1.8	347	0.391	2.83	0.98	2508.8
33	31.94	1300	6559.9	1316.9	214.5	154	0.251	6.45	6.42	158.9
34	15.21	1000	1361.5	931.3	196.1	368	0.163	5.35	13.10	29.6
35	45.17	500	443.4	244.3	13.6	344	0.392	4.30	4.36	129.3
36	29.36	230	86.7	50.1	2.5	647	0.582	3.45	15.98	49.4
37	30.08	220	677.2	700.6	11.1	352	0.395	2.87	7.66	71.7
38	43.74	270	164.2	75.2	4.2	581	0.537	3.08	15.32	24.3
39	35.93	360	313.7	136.3	6.1	451	0.451	3.08	19.65	209.0
40	12.57	230	54.7	42.0	2.1	765	0.656	1.32	49.7	26.0
41	23.24	460	312.3	171.6	17.9	465	0.465	7.67	9.11	23.7
42	30.97	260	132.6	76.4	4.3	726	0.632	15.32	4.44	96.3
43	40.97	230	123.8	30.4	2.2	485	0.477	19.65	0.02	
44	30.71	430	170.7	46.1	2.0	367	0.405	10.74	0.02	
45	17.88	400	307.6	102.7	8.2	471	0.469	3.32	4.44	

FIG 43 ISOKVANT - ISOKOST DIAGRAM

———— ISOKVANT FOR P. UTSLIPP  
▨▨▨▨▨▨ ISOKOST FOR ANLEGGSKOSTNAD



Diagrammet kan brukes til å finne den minst kostbare kombinasjon av fordrøyningsbasseng og renseanlegg når et visst totalutslipp pr. år er spesifisert. Omvendt kan den minst forurensnings-skapende kombinasjon av fordrøyningsvolum og renseanlegg finnes når en viss totalomkostningsramme er gitt. Fra fig. 43 ser man at et renseanlegg med 77% renseseffekt ved tørrvørsavrenning (TVA) og et fordrøyningsvolum på  $7 \text{ m}^3$  pr. hektar overflate i nedbørfeltet gir den billigste kombinasjon med et maksimalutslipp på 20 kg fosfor pr. hektar og år.

I fig. 45 og 46 er vist beregningseksempler på to forskjellige enhetskostnader for fordrøyningsbasseng. I fig. 46 er en kostnadskurve for sentrale bystrøk fra fig. 44 brukt for fordrøyningsbasseng (7), mens kostnadskurven for teoretisk beregnede åpne bassenger er brukt for fig. 45. Kostnadsdata for renseanlegget er basert på de funksjoner som for tiden brukes av renseanleggmodellen (2). Ledningsnettets som er et fellesavløpssystem er vist i fig. 23.

De øvrige grunnlagsdata for avløpsfeltet er:

Lengde av en ledningsstrekning	= 300 m
Hazen-Williams koeffisient, $C_{HW}$	= 100
Rørgradient	= $6^\circ/100$
Areal drenert av en ledning	= 10 ha
Totalt drenert areal	= 260 ha
Tilrenningstid for et del-areal	= 10 min.
Befolkningstetthet	= 100 pers./ha
Spesifikk spillvannsmengde	= 400 l/p.d.
Spesifikk BOF-mengde	= 60 g/p.d.
BOF-mengde i overvannet	= 200 kg/ha,år

Det er antatt et konsentrasjons-tids forhold for BOF i overvannet likt kurve II i fig. 4. Den BOF-mengde som årlig føres ut med spillvannet, tilsvarer 2190 kg/ha,år.

Fordelingen av nedbør over et helt år er simulert ved å bruke seks typerregnskyll som representerer alle årets regn. Disse er de samme som er vist i tabell 1 i kapittel 4.

FIG 44

### KOSTNADER FOR FORDRÖYNINGSBASSENG

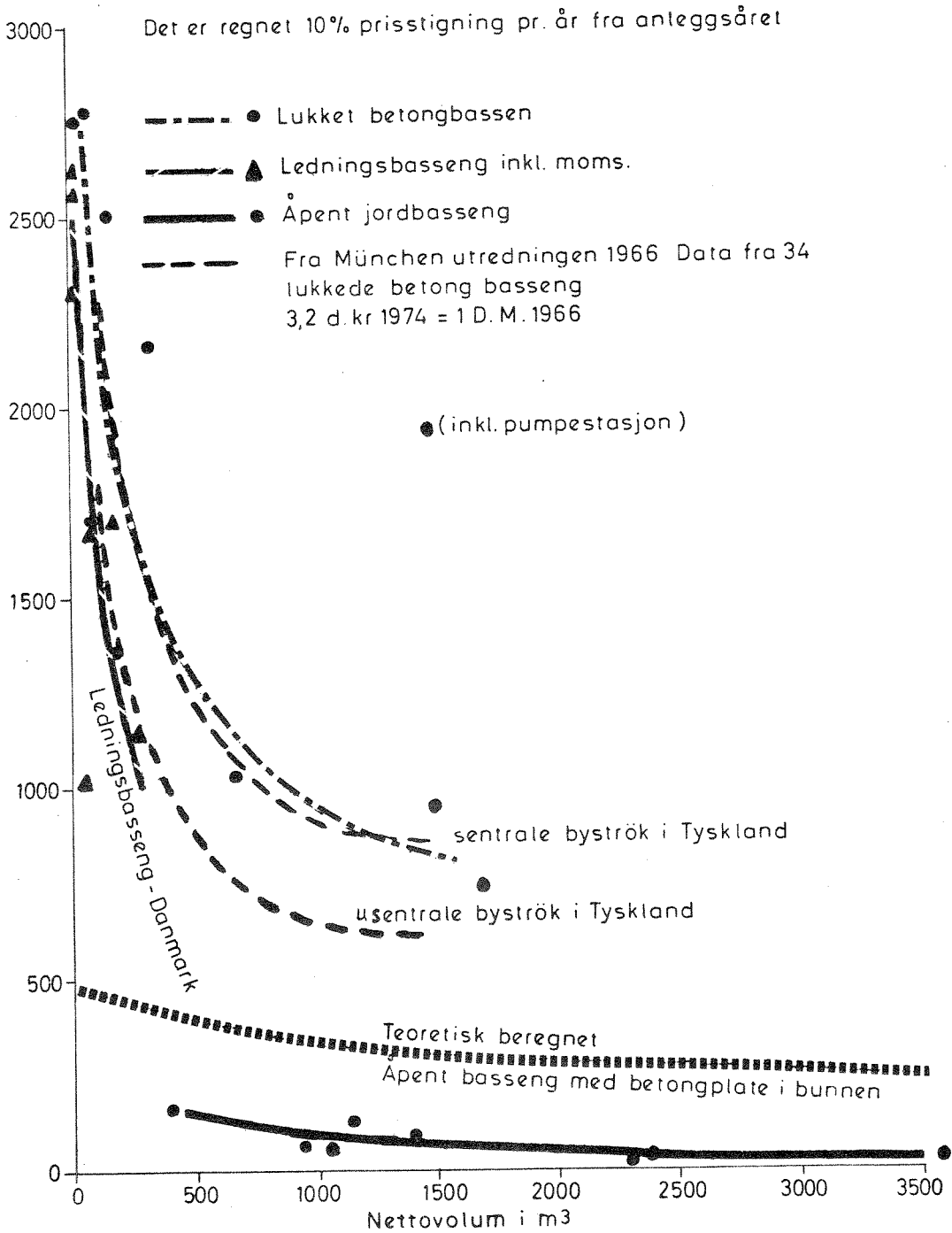




FIG 45 ISOQUANT + ISOCOST DIAGRAM FOR STORAGE VS. TREATMENT FACILITIES.

BOD IN STORM RUNOFF = 200 kg BOD/ha year  
STORAGE TANK IN SUBURBAN AREA - uncovered basin  
260 HA. 13000 PERS. COMBINED SEWERED AREA.

 Isoquant for BOD discharged to recipient kg BOD/ha year  
 Isocost for storage - treatment, mill. kr.

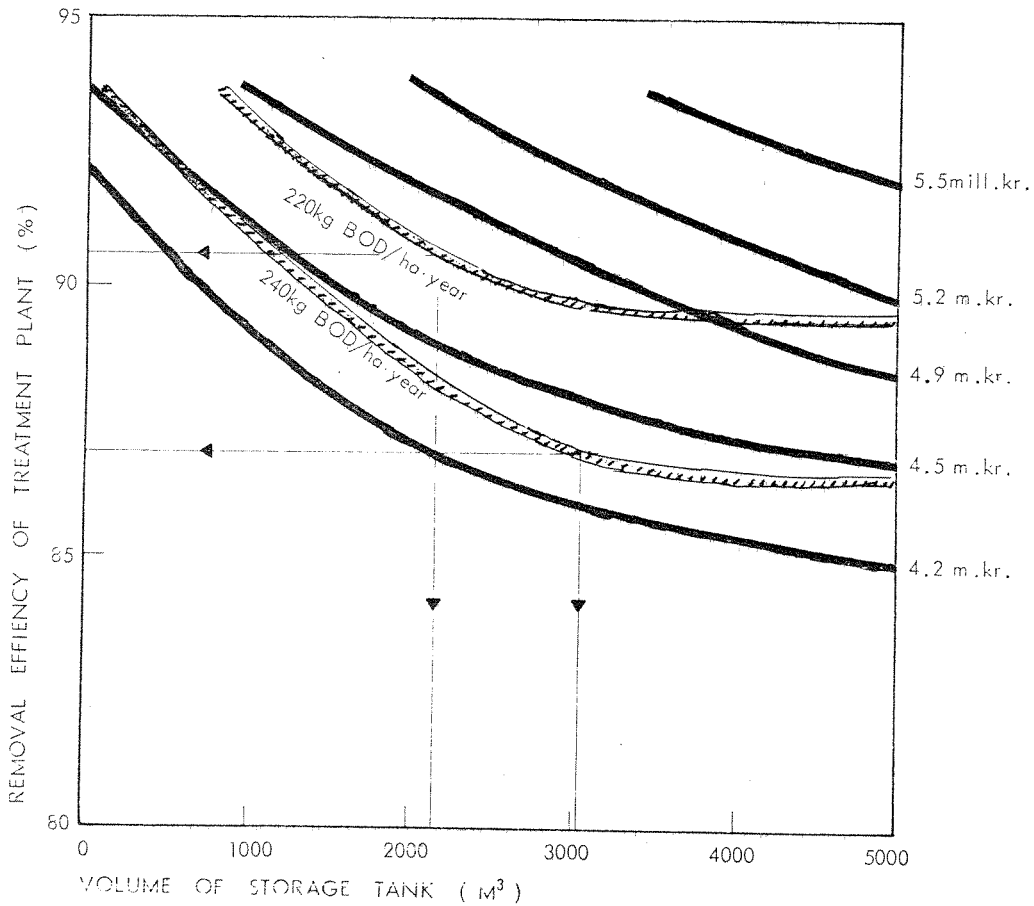


FIG 46 ISOQUANT - ISOCOST DIAGRAM FOR STORAGE VS. TREATMENT FACILITIES

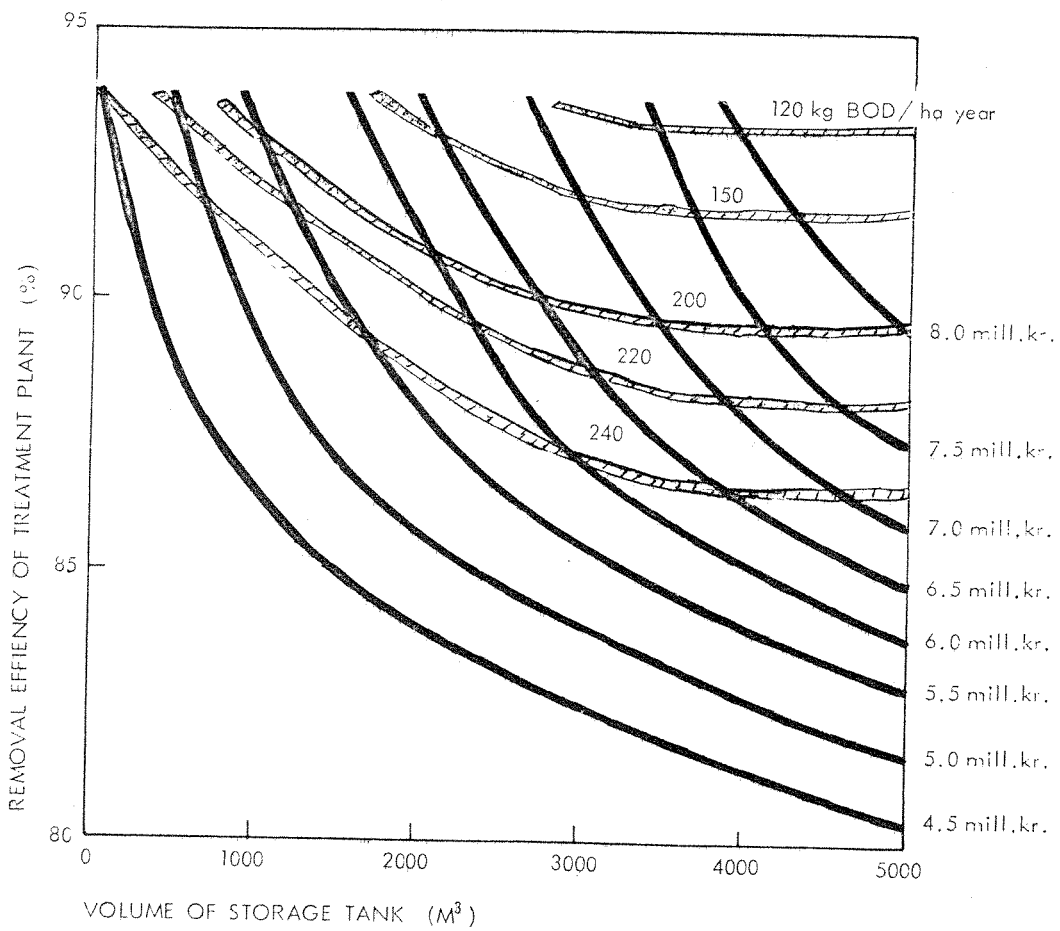
BOD IN STORM RUNOFF = 200 kg BOD/HA YEAR

STORAGE TANK IN CITY AREA - covered concrete

260 HA. 13000 PERS. COMBINED SEWERED AREA.

▨ Isoquant for BOD discharged to recipient kg/ha year

— Isocost for storage - treatment mill. kr.



Dersom utslippene fra overløp og renseanlegg fra avløpssystemet ønskes begrenset til 220 kg BOF/ha,år, er den optimale kombinasjon et renseanlegg med en renseeffekt i tørrvær på 90,6% og et fordrøyningsvolum på 2100 m<sup>3</sup>. Denne kombinasjon har en anleggskostnad på ca. 4,75 mill. kr. Se fig. 45. Nøyer man seg derimot med et krav på maksimum 240 kg BOF/ha,år, vil den optimale kombinasjon koste 4,35 mill. kr. og bestå av et renseanlegg med 87% renseeffekt ved tørrvær og 3000 m<sup>3</sup> fordrøyningsvolum.

Tilsvarende beregninger er utført med meget høye enhetskostnader for fordrøyningsbasseng. Disse resultatene er vist i fig. 46. Med de forutsetninger som er gitt der, vil det ikke være lønnsomt å bygge fordrøyningsbasseng, men kun investere i renseanlegget.

#### 8. MARKEDSFØRING OG BRUK AV PROGRAMMENE

A/S COMPUTAS har fått visse rettigheter til å markedsføre NIVA's kommunaltekniske programmer. Programmet for avløpsledningsnett er foreløpig brukt i følgende kommuner og steder:

Drammen, Bærum, Oslo, Trondheim, Bodø, Stokke, Figgjo, Drøbak, Kongsvinger, Mombasa i Kenya, for bedriften A/S Nordpapp, og Oslofjordkontoret. Programmene er i tillegg brukt i Danmark og Finland.

Følgende konsulenter har benyttet programmene:

Chr. F. Grøner A/S, A. Reinertsen, A/S VIAK, Industrikonsulent A/S, Carl-Henrik Knudsen, Norconsult, Andersson & Skjånes A/S.

Det er inngått en leieavtale med konsulentfirmaene Tekla i Finland og V. Michaelsen A/S i Danmark.

Renseanleggprogrammet og ledningsnettprogrammet er gitt til Institutt for vassbygging, NTH, som får bruke disse fritt til undervisning og forskning.

For øvrig brukes programmene av NIVA til forskningsoppgaver og ved kursvirksomhet.

9. LITTERATUR

1. Lindholm, O.: "A Pollutional Analysis of the Combined Sewer System".  
Institutt for vassbygging, NTH, Trondheim. 1974.
2. Lindholm, O.: "Systemanalyse av avløpsanlegg". Fremdriftsrapport  
nr. 1, 2, 4 samt sammenfattende rapport og rapport fra perioden  
1.7.72 - 1.4.73. 0-53/71, NIVA, Oslo.
3. PRA-komitéen: "Systemanalyse av avløpsanlegg".  
Brukerrapport nr. 1. PRA 4.6, NIVA, Oslo 1975.
4. Watkins, L.H.: "The Design of Urban Sewer Systems. Road Research  
Technical Paper, No. 55, Her Majesty's Stationary Office,  
London 1962.
5. Sjöberg, A.: "CHT - Ledningsnätmodell DAGVL-A".  
Nordisk symposium om kvantitativ urban hydrologi, Sarpsborg,  
11-13. juni 1975.
6. Sjöberg, A.: "Mathematical models for gradually varied unsteady  
free surface flow". Chalmers Tekniska Högskola,  
Göteborg 1974.
7. Upublisert kommunikasjon med civ.ing. Ejner Larsen, Akvadan Harvey  
og Gentofte kommune, Danmark, 1974.

---oOo---