

0-
86012

1910



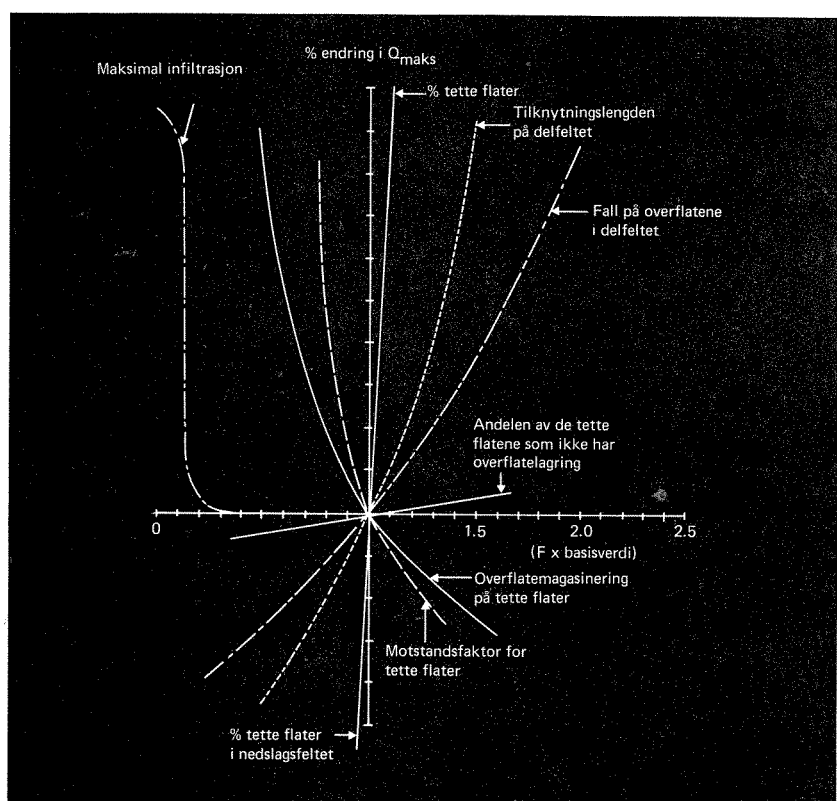
ARKIV
EKSEMPLAR

RAPPORT 11|86

O-86012

FØLSOMHETSANALYSE

for parametre i
avløpsnettberegninger
Fase I



NIVA – RAPPORT

Norsk institutt for vannforskning



NIVA

Hovedkontor

Postboks 333
0314 Oslo 3
Telefon (02) 23 52 80

Sørlandsavdelingen

Grooseveien 36
4890 Grimstad
Telefon (041) 43 033

Østlandsavdelingen

Rute 866
2312 Ottestad
Telefon (065) 76 752

Vestlandsavdelingen

Breiviken 2
5035 Bergen - Sandviken
Telefon (05) 25 97 00

Prosjektnr.:
0-86012
86638

Undernummer:

Løpenummer:

1910

Begrenset distribusjon:

Rapportens tittel:	Dato:
Følsomhetsanalyse for parametre i avløpsnettberegninger. Fase I.	30.10.1986
	Prosjektnummer:
	86012
Forfatter (e):	Faggruppe:
Oddvar G. Lindholm	VA-teknikk
	Geografisk område:
	Antall sider (inkl. bilag):
	110

Oppdragsgiver:	Oppdragsg. ref. (evt. NTNf-nr.):
NTNF's program for VAR-teknikk og NIVA	Sveinung Sægrov

Ekstrakt:
Det er utført følsomhetsanalyse for sentrale parametre i avløpsnettberegninger. Avløpsledningsnettmodellen NIVANETT er benyttet på en Olivetti mikrodatamaskin (PC). Et virkelig avløpsnett i Oslo, samt to hypotetiske avløpsfelt er i hovedsak brukt for å beregne utslag i hydrogrammene. Andre forfatteres erfaringer er også trukket inn i vurderingene.

4 emneord, norske:

1. Følsomhetsanalyse
2. Avløpsnett
3. NIVANETT
4. Matematisk modell

4 emneord, engelske:

1. Sensitivity analysis
2. Sewer networks
3. NIVANETT
4. Mathematical model

Prosjektleder:

Oddvar Lindholm

Oddvar Lindholm

Lasse Vråle

Lasse Vråle

Før administrasjonen:

R.F. Wright

Dick Wright

ISBN 82-577-1131-4

NORSK INSTITUTT FOR VANNFORSKNING
OSLO

0 - 8 6 0 1 2
og
8 6 6 3 8

FØLSOMHETSANALYSE FOR PARAMETRE
I AVLØPSNETTBREGNINGER

Fase I

Oslo, 21. oktober 1986

Oddvar Lindholm

INNHALDSFORTEGNELSE

	<u>Side:</u>
1. FORORD	4
2. SAMMENDRAG	5
3. INNLEDNING	6
4. BESKRIVELSE AV FELTENE	9
5. GENERELLE FORUTSETNINGER OG GRUNNLAGSDATA	19
6. FØLSOMHETSANALYSE	24
 NEDBØR	
6.1 Regnintensitet	24
6.2 Gjentakintervall for regn	25
6.3 Valg av typeregner	25
6.4 Tidssteg i regnhyetogrammet	29
6.5 Regnvarighet	29
6.6 Dimensjonering med kasseregner eller regnhyetogram	34
6.7 Lengde på regnhyetogrammet tidsforløp	36
 AVRENNING	
6.8 Avrenningskoeffisient	36
6.9 Tilrenningsfunksjon for overvann	38
6.10 Tilrenningstid	42
 HYDRAULISKE FORUTSETNINGER	
6.11 Hydraulisk formel	42
6.12 Rørdiameter	45
6.13 Rørgradient	48
6.14 Svank i ledningsnett	50
6.15 Rørruhet	52
6.16 Effekt av å tillate oppstuvning i ledningsnett	52

SYSTEMBETRAKTNINGER

6.17	Virkning av å forenkle ledningsnett - færre knutepunkter	54
6.18	Virkning av korte kontra lange rørstrekninger (ΔX) ...	59
6.19	Virkning av å redusere antall overvannstilførsler	72
6.20	Betydningen av formen på feltet	72
6.21	Variierende beregningstrinn	77
6.22	Simulering av pumpestasjon ved hjelp av overløp	79

OVERFLATEMODELLEN (SWMM)

6.23	Overflatemodellens tilknytningslengde	83
6.24	Overflatemodellens overflatehelning	87
6.25	Overflatemodellens motstandsfaktor for tette flater ..	89
6.26	Overflatemodellens motstandsfaktor for permeable flater	92
6.27	Overflatemodellens overflatemagasinerings for tette flater	92
6.28	Overflatemodellens overflatemagasinerings for permeable flater	94
6.29	Overflatemodellens maksimale infiltrasjon for permeable flater	95
6.30	Overflatemodellens minimale infiltrasjon for permeable flater	96
6.31	Overflatemodellens infiltrasjonsavtrapning for permeable flater	96
6.32	Overflatemodellens %-andel av tette flater i nedslagsfeltet	96
6.33	Overflatemodellens %-andel av de tette flatene som ikke har overflatelagring	98
7.	SAMMENFATTENDE DISKUSJON OG VURDERING	100
8.	REFERENSER	106

1. FORORD

Foreliggende prosjekt, "Følsomhetsanalyse for avløpsnett", er ment å være en hjelp for alle som har behov for å dimensjonere avløpsnett, og for å vite reaksjoner i avløpsnett som følge av ulike påvirkninger.

Målet for prosjektet er å vise hvilken betydning det har for beregnede hydrogram at visse inngangsdata er mer eller mindre usikre.

Alle beregninger er utført med avløpsnettprogrammet "NIVANETT" på en mikrodatamaskin (PC) av typen Olivetti M 24, 256 K og "floppydisk". Prosjektet startet våren 1986 og antas avsluttet høsten 1987.

Fase I avsluttes med foreliggende statusrapport. Her behandles virkningen på vannføringsberegninger av de fleste aktuelle inngangsdata i NIVANETT-modellen. Man har også sett på virkningen av alternative måter å beregne gitte situasjoner på.

I fase II av prosjektet vil man bl.a.:

- Se på en sammenligning av NIVANETT's to overflatemodeller; tid-areal og "SWMM".
- Gi eksempler og råd for en effektiv kalibrering av et felts karakteristiske parametere
- Gi motivering for bruk av EDB-programmer ved avløpsnettverdinger.
- Lage en sammenfattende rapport fra prosjektets begge faser. Rapporten skal være hensiktsmessig å bruke for kommuner og konsulenter.

Prosjektets oppgaver er grundig diskutert med siv.ing. Sveinung Sægrov både i startfasen og under prosjektets gang.

Rapporten er skrevet på tekstbehandling av Inger-Johanne Rørstad, og alle tegninger som er nye i dette prosjektet er tegnet av Iren Halvorsen.

2. SAMMENDRAG

I avløpsnettprogrammet NIVANETT foreligger det en rekke forskjellige inngangsparametere og valgsituasjoner for beregningsprinsipper. Man vil aldri gå urimelig langt i arbeidet med å fremskaffe nøyaktige inngangsdata, men helst velge et nivå som står i samsvar med det dataene og resultatene skal benyttes til, og til konkurrerende bruk av ressursinnsatsen. Rapporten er i hovedsak basert på nye følsomhetsanalyser i to hypotetiske felt og i et virkelig felt i Oslo. Rapporten har også benyttet andre forskeres resultater der disse har vært relevante og har passet inn i prosjektet.

Det er stort sett følsomheten i beregnet maksimal avrenning, (Q_{maks}), etter et regn som det er referert til. I noen aktuelle tilfeller beskrives også følsomheten i kostnadene for å anlegge et nytt tilpasset avløpsledningsnett til den gitte dimensjonerings-situasjonen.

Det må presiseres at de resultater og konklusjoner som vises er basert på bestemte og relativt få antall tilfeller. Man må derfor alltid være oppmerksom på at det aktuelle feltet og den aktuelle beregnings-situasjonen man sitter med kan gi andre reaksjoner enn det som er beskrevet her.

De parametere som innvirker mye på hydrogrammene er:

- Regnintensiteten
- Avrenningskoeffisienten
- Tilrenningstiden og tildels valg av
- Tilrenningsfunksjon

Parametere i overflatemodellen som innvirker mye på hydrogrammene er:

- Tilknytningslengden
- Overflatehelning
- Motstandsfaktor for tette flater
- Overflatemagasinerings for tette flater
- Andel tette flater i feltet

Tabell 7.1 viser forøvrig en beskrivelse av følsomheten til alle de 33 parametere og inngangsdatasituasjoner som er testet. Som eksempel kan nevnes at det anbefales en minimumslengde på et regnhyetogram på 70 % av feltets konsentrasjonstid, og at en tillatt oppstuvning i kummene på f.eks. ca. 1 m over topp-rør kan øke det beregnede gjentaksintervall med opptil 100 %.

I figur 7.1 er følsomheten uttrykt som helningen til kurver vist for parameterene i NIVANETT's overflatemodell.

3. INNLEDNING

Prosjektets mål

Når man skal beregne et avløpsnetts dimensjoner eller reaksjoner trengs dels inngangsdata om ledningsnettets elementer og dels om forhold utenfor nettet som f.eks. nedbørintensiteter, avrenningskoeffisienter, tilrenningstider etc.

Hovedtyngden av disse dataene er mer eller mindre usikre. Om nødvendig kunne man bruke ressurser på å bestemme inngangsdataene svært nøyaktig. Spørsmålet er imidlertid om det overordnede målet er tjent med en slik ressursbruk.

Dette prosjektet tar sikte på å gi et bedre grunnlag for å kunne vurdere hvor nøyaktig man trenger å kjenne tallverdiene til de inngangsdata som normalt inngår i avløpsnettberegninger.

Det er ikke mulig å gi bastante regler for behovet for nøyaktighet i alle tilfeller. Dette fordi nøyaktighetsbehovet avhenger av hva resultatene skal brukes til, mulige konsekvenser av oversvømmelser i det aktuelle nettet og en rekke andre forhold i kommunene som alltid vil være forskjellig fra sted til sted.

En presentasjonsmetode som de fleste vil ha nytte av er derimot å vise påvirkningen direkte på beregnede hydrogram når man varierer størrelsen på den aktuelle usikre parameteren.

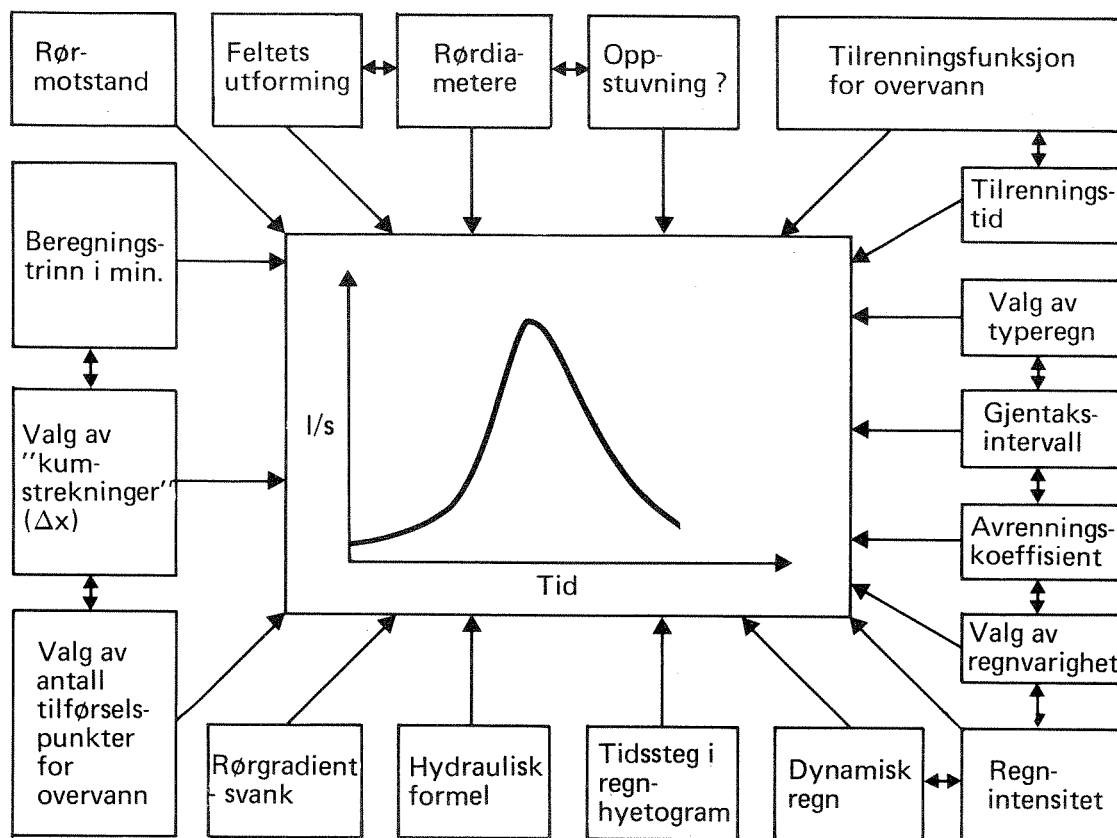
Ut fra dette vil man kunne vurdere hvilken nøyaktighet det spesielle prosjektet man sitter med, krever av de ulike inngangsdataene.

Det kompliserende samspillet mellom parameterene

Denne rapporten viser utslaget i hydrogrammets form (heri ligger også utslaget i maksimalavrenningen Q -maks) når en bestemt parameter varierer. Man har da gjort en forenkling av et komplisert system til en to-dimensjonal presentasjon.

Dette kan være misvisende og skjule en rekke relevante og viktige sammenhenger med andre tilstedeværende parametere.

Problemet er forsøkt illustrert i figur 2.1 hvor man ser at mange parametere virker samtidig på hydrogrammet, samt at disse parameterene også virker på hverandre.



Figur 2.1 Samspill mellom inngangsdataene innbyrdes og med hydrogrammet.

Det vil si at det er vanskelig å isolere virkningen av en enkelt parameter fordi mange av disse henger sammen som i en vev.

Konkret kan dette f.eks. bety at en åpenbar konklusjon funnet for betydningen av å velge rett tilrenningsfunksjon, helt kan endres dersom man kjører igjennom følsomhetsanalysen med et endret regnskyll eller med et forskjellig avrenningsområde.

Imidlertid vil slike kompliserende forhold stort sett være belyst i teksten, eller være av 2. ordens karakter. Det kan imidlertid tenkes tilfeller der dette prosjektet ikke har hatt anledning til å belyse alle de aktuelle samspill som i denne sammenhengen burde vært omtalt.

Beregningstid for datamaskinen

Opprinnelig var det tenkt å beskrive innflytelsen på datamaskinens beregningstid som følge av endrede forhold i inngangsdataene. Imidlertid viste det seg at mikrodatamaskinen (PC), Olivetti M 24 med bare 256 K sentralhukommelse og bare floppydisk-lager, var så rask at tidsforbruket til selve dataprosesseringen ikke var særlig begrensende for arbeidseffektiviteten.

Som eksempel kan nevnes at et felt med ca. 50 ledninger typisk beregnes på ca. 2 1/2 minutt fra man trykker på "startknappen" til alle beregninger og filbehandlinger er gjort. Med større sentralhukommelse og for eksempel "hard-disk" i PC'en vil denne tiden ytterligere gå ned.

Det viste seg dessuten at endringer i inngangsdataene ikke påvirker beregningstiden særlig. Det som tar tid er filbehandling og intern administrering av dataene i maskinen. Antallet ledningsstrekninger og regnets lengde er de faktorer som betyr relativt sett mest av inngangsdataene.

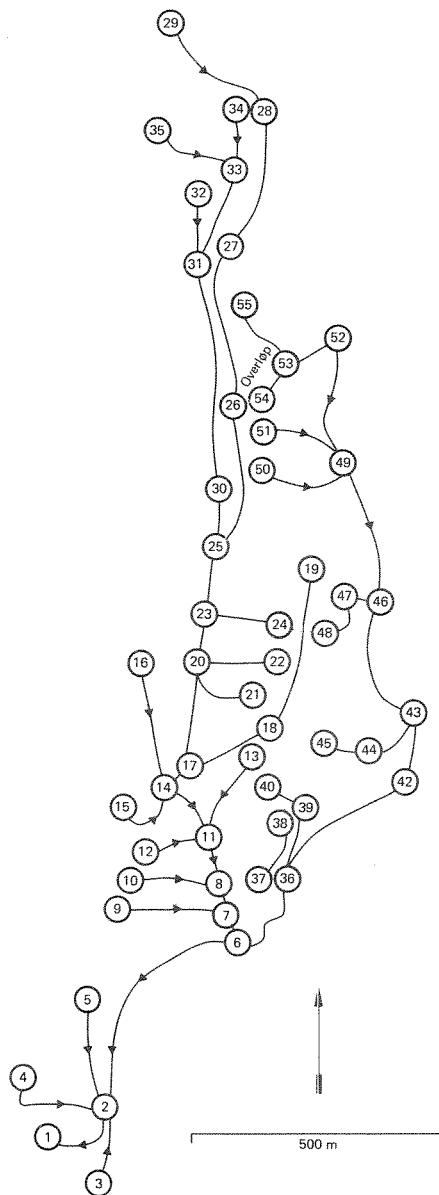
4. BESKRIVELSE AV DE BENYTTETE AVLØPSFELTER

Tabell 4.1 viser summarisk en del nøkkeldata for felt som er benyttet til eksempler i denne rapporten

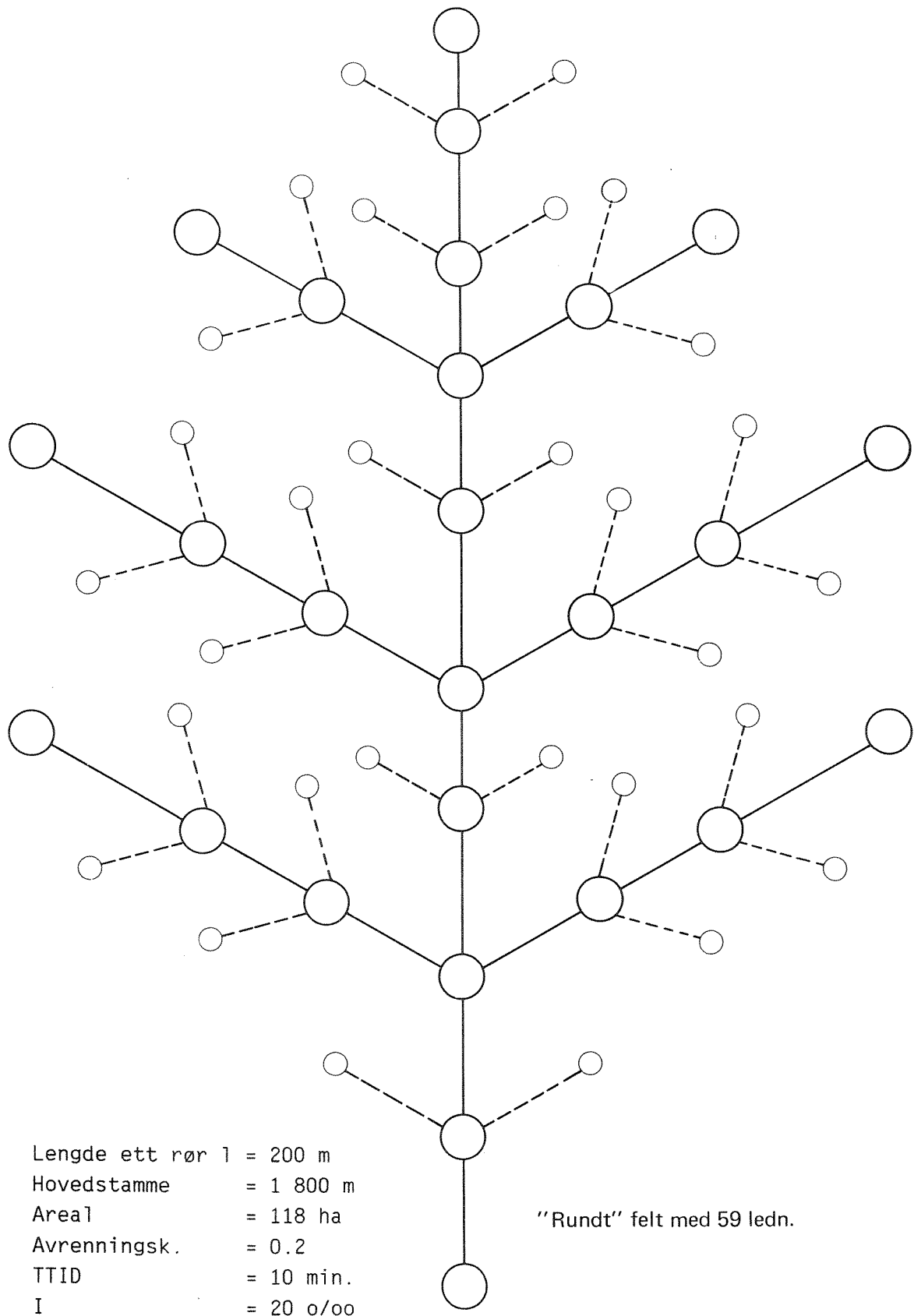
TABELL 4.1 HOVEDDATA FOR BENYTTETE FELTER

FELTETS NAVN	EVT. FORFATTER-REFERENSER ELLER DATAOPPRINNELSE	AREAL I HA.	ANTALL KNUTE-PUNKTER	P.E. PR. HA.	LENGSTE LENGDE PÅ HOVEDSTAMMEN M
Søren Jaabæks gate i Oslo. Fig. 4.1	Oslo Vann- og Avløpsverks data. Eksisterende felt	57.6	55	210	ca. 2 500
"Rundt" felt Fig. 4.2	Lindholm Hypotetisk felt	118	60	50	1 800
"Avlangt" felt Fig. 4.3	Lindholm Hypotetisk felt	118	23	50	3 600
"PRA-felt" Fig. 4.4	Lindholm (2) Hypotetisk felt	260	27	100	1 800
"Sjøbergfeltet" Fig. 4.5	Sjøberg (9) Hypotetisk felt	Irrelevant her.	27	Irrelevant her.	2 700
Vika i Oslo Fig. 4.6	Shiferaw (7) Eksisterende felt	10.1	26	city-område	ca. 560
Sirum/Øren	Sirum og Øren (8) Hypotetisk felt	4.0	1	40	1

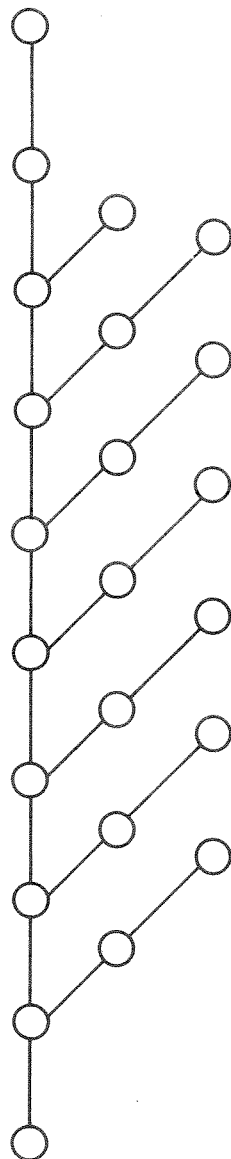
Figurene 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 og 4.6 viser utformingen til de respektive feltene.



Figur 4.1. Avløpsnett i Søren Jaabæks gate.



Figur 4.2 Avløpsnettet i "rundt" felt.



Avlangt felt med 22 ledn.

Lengde ett rør	= 400 m
Hovedstamme	= 1 800 m
Area1	= 118 ha
Avrenningsk.	= 0.2
TTID	= 10 min.
I	= 20 o/oo

Figur 4.3 Avløpsnett i "avlangt" felt.

"PRA-feltet"

En ledningsstrekning	= 300 m
Rørgradient	= 6 ‰
Colebrookes rørruhet k	= 2 mm
Tilrenningstid for et delfelt	= 10 minutter
Lineær overflateavrennings-karakteristikk	(kurve 0 i fig. 6.13)
Befolkningstetthet	= 100 pers./ha
Spesifikk spillvannsavrenning	= 350 l/p.d
Avrenningskoeffisient	= 0.5
Regnintensitet	= 100 l/s.ha
Beregningssteg	= 1 minutt

I tabell 4.2 er vist diametre i ledningsnett.

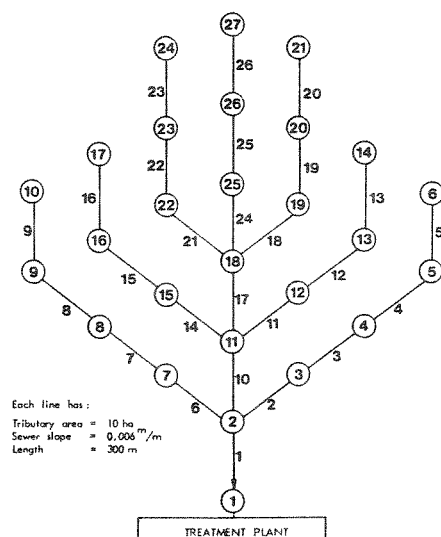
TABELL 4.2 DIAMETRE I LEDNINGSNETTET I MM

Rørnummer i nettet (se fig. 4.4)	Diameter i mm Basis
1,	2250
10,	2000
17,	1750
2, 6,	1100
3, 7, 11, 14, 18, 21, 24,	1000
4, 8, 12, 15, 19, 22, 25,	900
5, 9, 13, 16, 20, 23, 26,	700

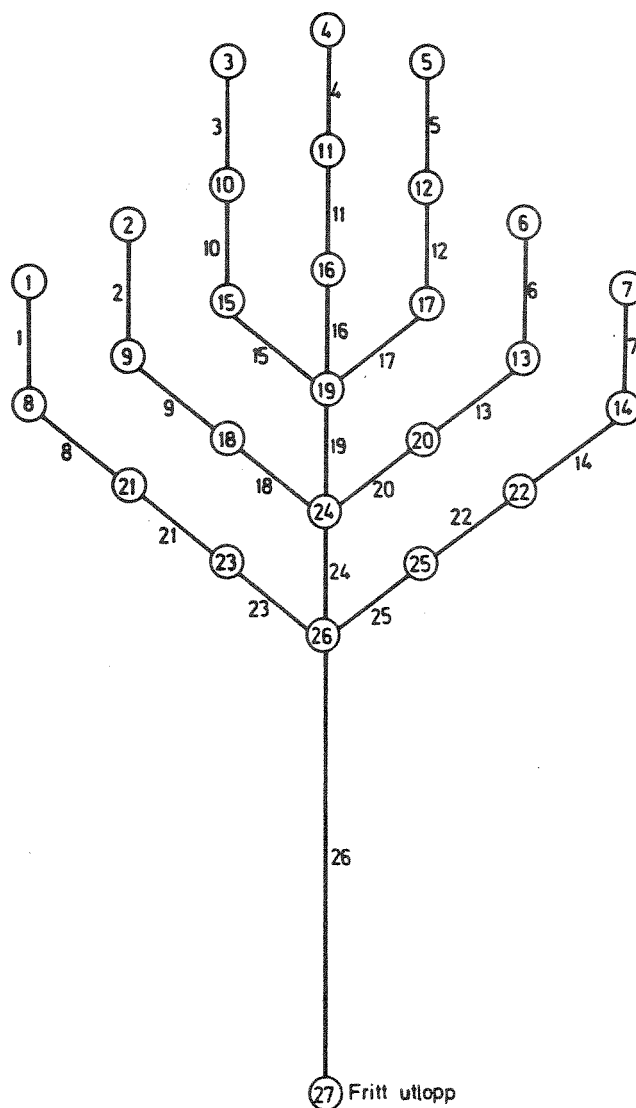
Ledningsnett er vist på fig. 4.4

"Sjøberg-feltet" Se figur 4.5.

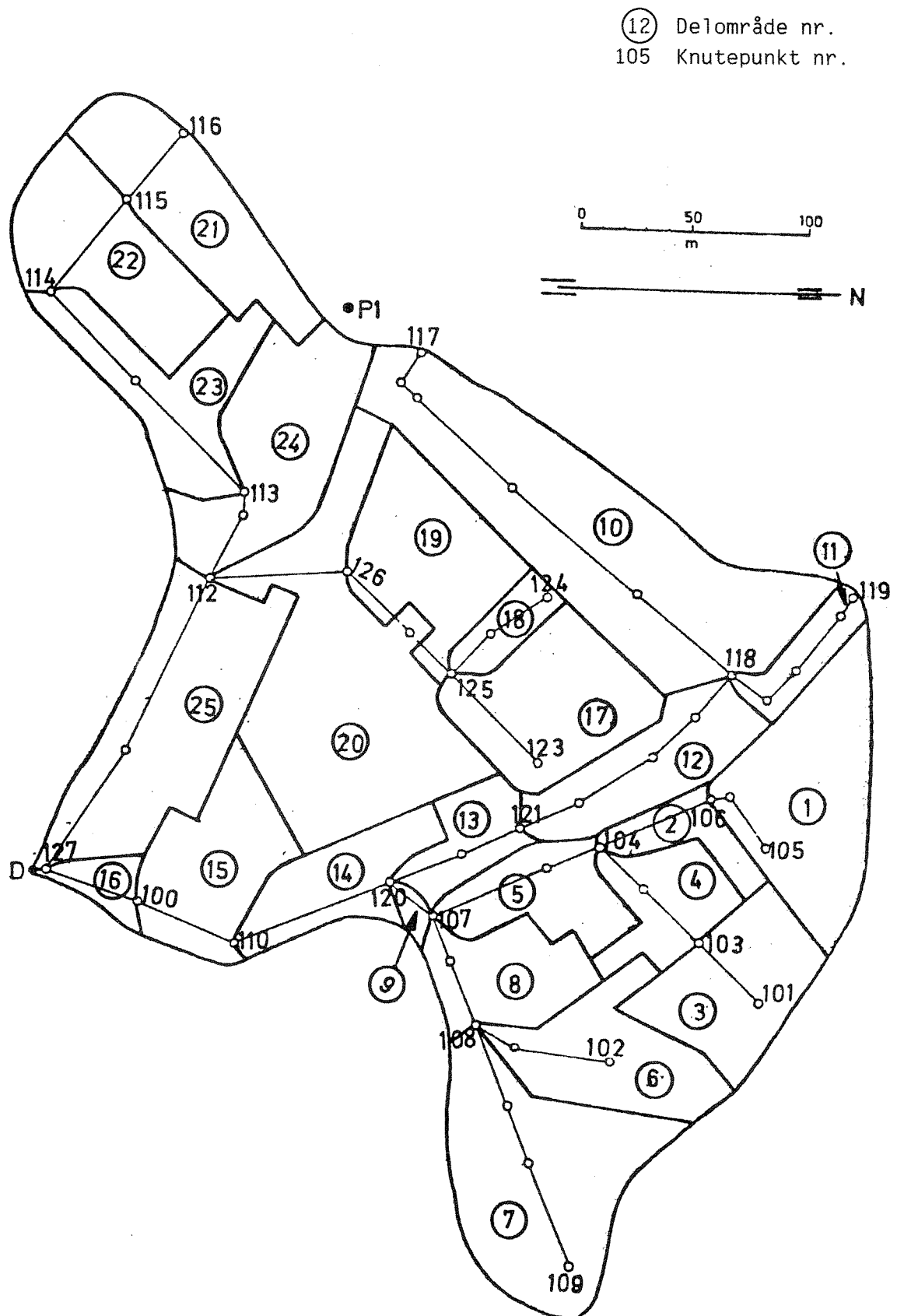
Hver ledning er 300 m bortsett fra ledning nr. 26 som er 1200 m. Ruheten $k=1\text{mm}$. Ledningenes diametere er som for "PRA-feltet" i figur 4.4.



Figur 4.4 PRA-feltet, Lindholm (2).



Figur 4.5 "Sjøberg-feltet", Sjøberg (9).



Figur 4.6 Avløpsnett i Vika. Shiferaw (7).

TABELL 4.3 RØRNETTSDATA FOR VIKA

DEL OMRÅDE NR.	AREAL (HA)	ØVRE RØRENDE				NEDRE RØRENDE				RØR	
		NR.	MARK- NIVÅ (M)	KUM- DYBDE (M)	RØR- NIVÅ (M)	NR.	MARK- NIVÅ (M)	KUM- DYBDE (M)	RØR- NIVÅ (M)	LENGDE (M)	DIA- METER (MM)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0.55	105	11.23	4.93	6.30	106	10.63	5.41	5.22	36	375
2	0.11	106	10.63	5.41	5.22	104	6.84	3.80	3.04	60	375
3	0.62	101	11.06	1.25	9.81	103	10.94	6.69	4.25	55	225
4	0.27	103	10.94	6.69	4.25	104	6.84	3.84	3.00	53	300
5	0.19	104	6.84	3.97	2.87	107	4.91	3.73	1.18	75	375
6	0.45	102	6.63	2.16	4.47	108	6.12	4.51	1.61	61	225
7	0.66	109	6.40	1.12	5.28	108	6.12	4.51	1.61	125	225
8	0.31	108	6.12	4.51	1.61	107	4.91	3.63	1.28	57	225
9	0.01	107	4.91	3.73	1.18	120	4.79	3.82	0.97	25	600
10	1.20	117	13.59	3.39	10.20	118	18.56	9.06	9.50	145	400
11	0.09	119	20.99	2.21	18.18	118	18.56	2.91	15.65	77	225
12	0.37	118	18.56	9.06	9.50	121	6.58	3.77	2.81	115	400
13	0.19	121	6.58	3.77	2.81	120	4.79	3.82	0.97	163	450
14	0.25	120	4.79	3.82	0.97	110	4.54	4.46	0.08	74	600
15	0.32	110	4.54	4.46	0.08	100	3.90	4.08	-0.18	46	600
16	0.09	100	3.90	4.08	-0.18	127	2.92	3.20	-0.28	40	800
17	0.51	123	6.06	2.57	3.49	125	5.43	3.55	1.88	56	300
18	0.07	124	6.26	3.76	2.50	125	5.43	3.55	1.88	55	300
19	0.44	125	5.43	3.55	1.88	126	2.93	1.83	1.10	63	375
20	0.90	126	2.93	1.83	1.10	112	2.32	1.42	0.90	60	800
21	0.54	116	8.62	1.35	6.27	115	7.82	3.14	4.68	40	300
22	0.52	115	7.82	3.14	4.68	114	6.01	3.25	2.76	53	300
23	0.30	114	6.01	3.25	2.76	113	2.51	1.43	1.08	120	375
24	0.51	113	2.51	1.43	1.08	112	2.32	1.42	0.90	43	525
25	0.83	112	2.32	1.50	0.82	127	2.92	3.10	-0.18	146	800

Shiferaw (7)

"Sirum/Øren-feltet"

Regnet som ble brukt, er vist i fig. 4.7. Total nedbør i regnskylllet er 8.6 mm.

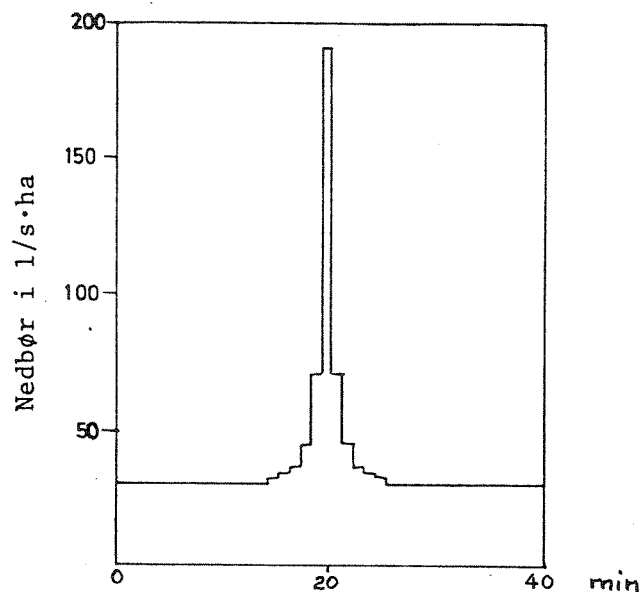


Fig. 4.7 Regn brukt i sensitivitetsanalysen på "Sirum/Øren-feltet" Sirum og Øren (8)

Inngangsdata for nedbørfeltet, som er grunnlag for simuleringene, er:

- Areal 4 ha
- Tette flater 50 prosent
- Tette flater uten overflatelagring 25 prosent
- Terrenghelning 0.03, dvs. 3 prosent
- Motstandsfaktor tette flater 0.013
- Motstandsfaktor gjennomtrengelige flater 0.250
- Overflatemagasinering tette flater 1.6 mm
- Overflatemagasinering gjennomtrengelige flater 4.7 mm
- Maksimum infiltrasjon 1.27 mm/min.
- Minimum infiltrasjon 0.22 mm/min.
- Infiltrasjonens avtrapping 0.069 min.^{-1}
- Befolkningstetthet i området ble satt til 40 p/ha og med et avløp på 350 l/p.d.
- Rørlengde 1 m, rør diameter 400 mm, rør-helning 1 prosent
- Områdets tilknytningslengde 400 m.

Nettverksdata ble i dette feltet holdt konstant og med en meget kort rørlengde. Dette fordi det var faktorer som influerte på overflateavrenningen en i denne analysen var interessert i å teste.

5. GENERELLE FORUTSETNINGER OG GRUNNLAGSDATA

5.1 Kostnader

For en del parametervariasjoner har man også beregnet utslaget i anleggskostnader for et helt nytt avløpsnett tilpasset den beregnede situasjonen. Dimensjoneringsrutinen i NIVANETT er da benyttet. Programmet velger den minste kurante dimensjonen som unngår oppstuvning ved det regn og de betingelser som gis som inngangsdata.

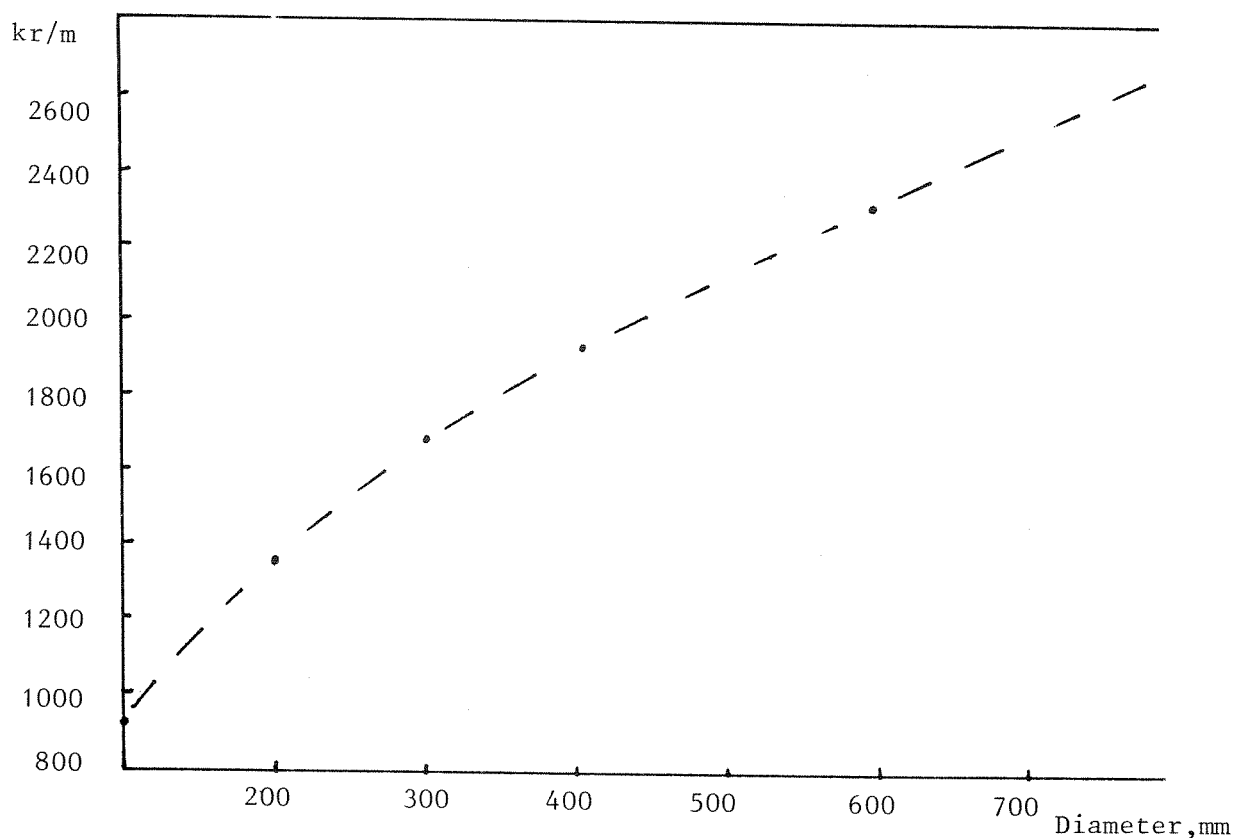
Kostandsfunksjonen som er benyttet er:

$$K = 94 \cdot D^{0,5} \quad , \text{ hvor}$$

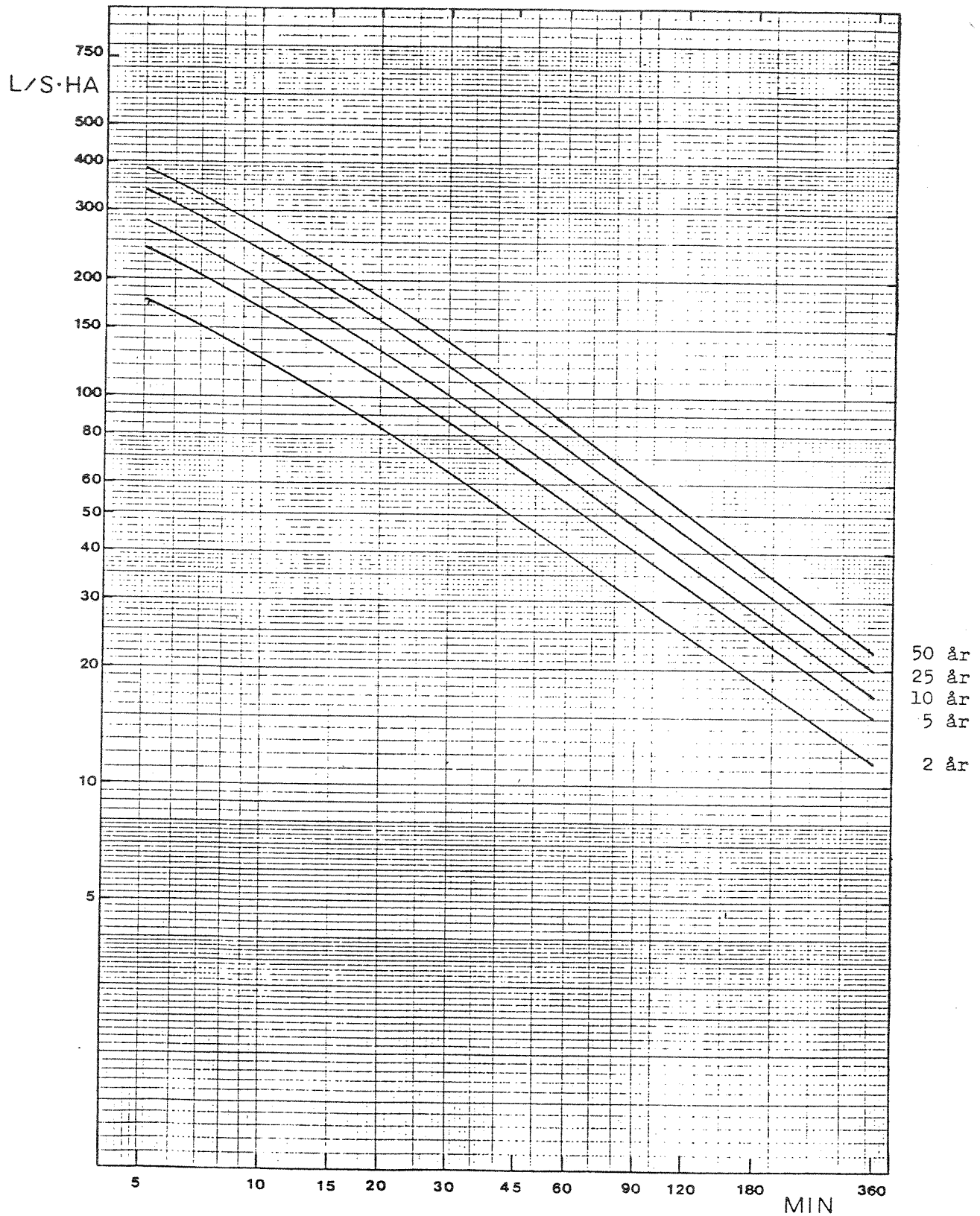
K = Anleggskostnader i kr pr. m rør

D = Diameter i mm.

Disse kostnadene er vist i diagramform i figur 5.1 og er ment å gjelde i byområder. I slike områder øker ikke kostnadene så progressivt med diameteren som de gjør i mindre urbaniserte områder.



Figur 5.1 Anleggskostnader for ledninger i bystrøk benyttet som eksempel i denne rapporten



Nedbørintensitet - varighet - frekvenskurver basert på årene 1941 - 1983.
Intensity - duration - frequency curves based on the years 1941 - 1983.

Figur 5.2 I-V-F kurve for Blindern i Oslo. Utgitt av DNMI.

5.2 Nedbørdata

Som grunnlag for beregningene har man benyttet nedbørkurvene fra målestasjonen på Blindern i Oslo. Disse kurvene er utgitt av Det norske meteorologiske institutt (DNMI) nylig.

Kurvene er vist i figur 5.2.

Tabell 5.1 viser noen av de brukte "kasseregn" avledet fra disse kurvene. Da DNMI ikke har utgitt kurver for 1/2-års regn, er forholdet mellom 2-års regn og 1/2-års regn i Göteborg benyttet for å beregne det som i denne rapporten kalles "1/2-års regn". Det er da antatt at 1/2-års regnene i Oslo har samme forhold til sine 2-års regn som det Göteborg har.

TABELL 5.1 DIMENSJONERENDE KASSEREGN FOR BLINDERN

REGNETS VARIGHET I MINUTTER	1/2-ÅRS REGN L/S . HA	2-ÅRS REGN L/S . HA
5	115	177
10	79	125
15		100
20	51	84
25		73
30		65
35		58
40	33	53

Regnhyetogramkurven er beregnet på basis av intensitets-varighetsfrekvens (I-V-F) kurven for Blindern. For beregningsprinsipper og omtale av egenskapene til regnhyetogram vises til referenselistens punkt (5).

Det er valgt et tidsintervall på 5 minutter i regnhyetogrammet. Dette er vist i figur 5.3. Dette regnhyetogrammet spenner over en periode på 75 minutter. De fleste beregningene hvor regnhyetogrammet er brukt har imidlertid et kortere varighet bare 35 minutter. Verdiene for dette er:

0-5	:	23 l/s.ha
6-10	:	30 l/s.ha
11-15	:	62 l/s.ha
16-20	:	177 l/s.ha
21-25	:	62 l/s.ha
26-30	:	30 l/s.ha
31-35	:	23 l/s.ha

Dette er den indre 35-minutters delen av hyetogrammet vist i figur 5.3. De øvrige nivåene utenfor denne indre delen er:

- 17 l/s.ha
- 11 l/s.ha
- 10 l/s.ha
- 8 l/s.ha

5.3 Andre basisdata

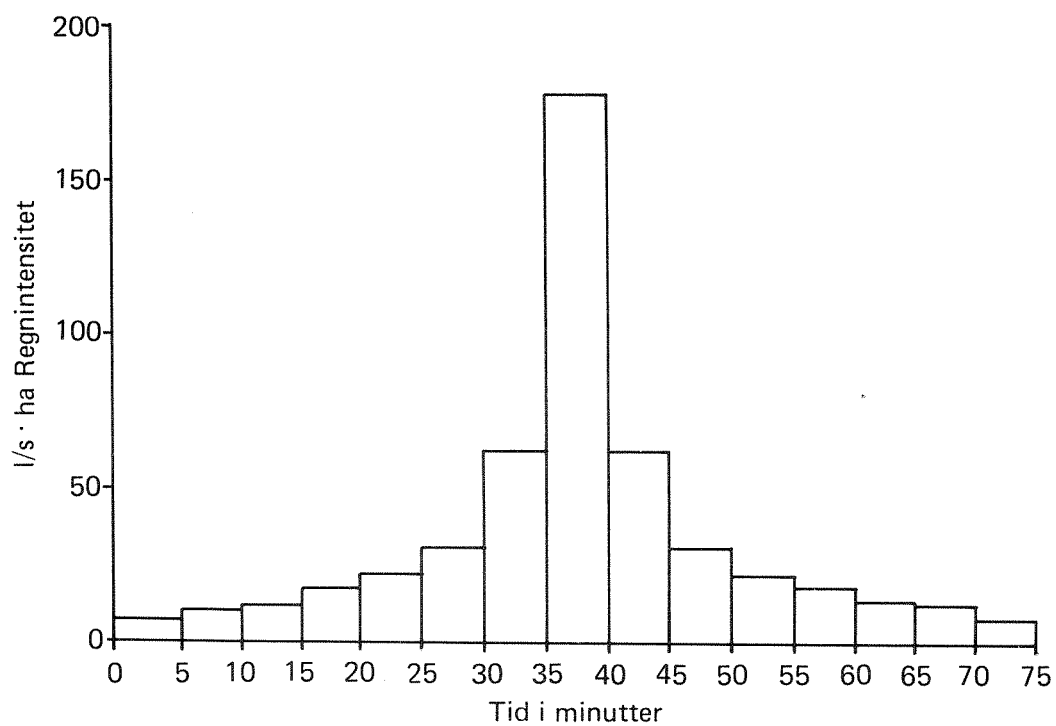
Når ikke noe annet er nevnt i teksten eller på figurene direkte, er følgende basisdata benyttet for de hypotetiske feltene.

Spesifikt avløp fra befolkningen	:	200 l/p.d
Variasjonsfaktor for sp. avløp	:	1.0
Befolkningstetthet	:	50 PE/ha
Tilrenningstid	:	10 minutter
Avrenningskoeffisient	:	0.2
Tilrenningsfunksjon	:	nr. 0 (lineær)
Hydraulisk formel	:	Colebrooke
Hydraulisk ruhet	:	1 mm
Tidssteg i regnhyetogram	:	5 minutter
Gjentaksintervall for regnhyetogram	:	2 år
Total lengde på regnhyetogram	:	35 minutter
Beregningstrinn i NIVANETT	:	1 minutt

Parametere i overflatemodellen i de tilfellene denne er brukt (avsnitt 6.23 til 6.33):

Tilknytningslengde	:	800 m
Helning overflater	:	0.03 m/m
Motstandsfaktor tette flater	:	0.013
Motstandsfaktor gjennomtrengelige flater	:	0.25
Overflatemagasinering tette flater	:	1.6 mm

Overflatemagasineringsgjennomtreng-
elige flater : 4.7 mm
Maksimal infiltrasjon : 1.27 mm/minutt
Minimal infiltrasjon : 0.22 mm/minutt
Infiltrasjons avtrappingskoeffisient: 0.069 min^{-1}
% tette flater : 25 %
% tette flater uten overflatelagring: 25 %



Figur 5.3 Regnhyetogram for 2-års regnet (Blindern).

6. FØLSOMHETSANALYSE

I det følgende skal en ta for seg de mest aktuelle parameterene i overflatemodellen og i tid-arealmetoden til NIVANETT, samt parametere som er uavhengig av overflateavrenningsmetoden.

6.1 Regnintensitet

Basert på de teoretiske formlene bak NIVANETT's tid-arealmetode og rørtransportformlene, kan man straks se at maksimal-vannføring (Q_{maks}) er proporsjonal med regnintensiteten, I .

Tabell 6.1 viser noen beregningseksempler for det "avlange" feltet med 22 ledninger. (For nærmere beskrivelse av feltet, se kapittel 4).

Kostnadene ved å anlegge et nytt tilpasset avløpsnett, etter forutsetningene nevnt i kapittel 5, er også vist i tabellen.

TABELL 6.1 QMAKS OG ANLEGGSKOSTNADER VED VARIERENDE REGNINTENSITET

I DIM. L/S.HA	KOSTNADER MILL. KR	QMAX i RØR 2 l/s
50	15,752	1316 l/s
100	17,538	2593 l/s
110	18,003	2897 l/s
150	19,207	3911 l/s

For alle fire eksemplene hadde regnet en varighet på 25 minutter ("kasseregn").

Man ser at vannføringen, Q_{maks} , øker omtrent proporsjonalt med regnintensiteten. Anleggskostnadene for et nytt avløpsnett lar seg bevege betydelig mindre når behovet for øket rørdiameter øker. Dette har dels sammenheng med at rørkapasiteten øker med diameteren opphøyet i ca. 2.6, og dels at kostnadene i tettsteder ikke øker fullt ut proporsjonalt med rørdiameteren. (Se kap. 5.1).

6.2 Gjentaksintervall for dimensjonerende regn

Av foregående avsnitt 6.1, følger direkte at sensitiviteten for Q_{maks} fremgår av I-V-F kurven vist i figur 5.2. Dette fordi Q_{maks} viste seg å være omtrent proporsjonal med regnintensiteten. Det er likevel gjort noen beregningseksempler med det "avlange" feltet.

Tabell 6.2 viser Q_{maks} og anleggskostnader for et tilpasset avløpsnett.

TABELL 6.2 QMAKS OG ANLEGGSKOSTNADER VED VARIERENDE GJENTAKSINTERVALL

GJENTAKS- INTERVALL I ÅR	REGNINTENSITET FOR ET KASSEREGN MED 25 MIN. VARIG- HET L/S.HA	QMAKS I UTLØPET L/S	ANLEGGSKOSTNADER I MILL. KR
2 år	72	1884	16,574
5 år	97	2540	17,494
10 år	115	2999	18,003

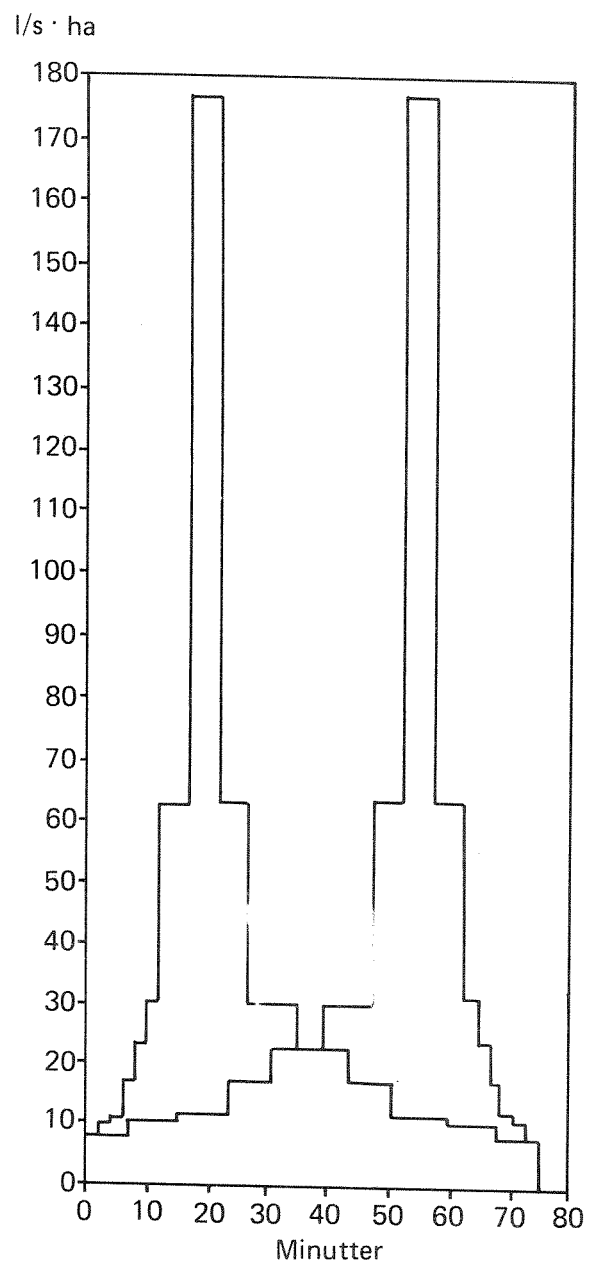
Følsomheten i Q_{maks} er dermed nøye i samsvar med sannsynligheten for en viss regnintensitet for den aktuelle gjentakperioden. Det er dette forholdet som fremgår av intensitets-varighets-frekvens kurven. (I-V-F).

6.3 Valg av typeregner

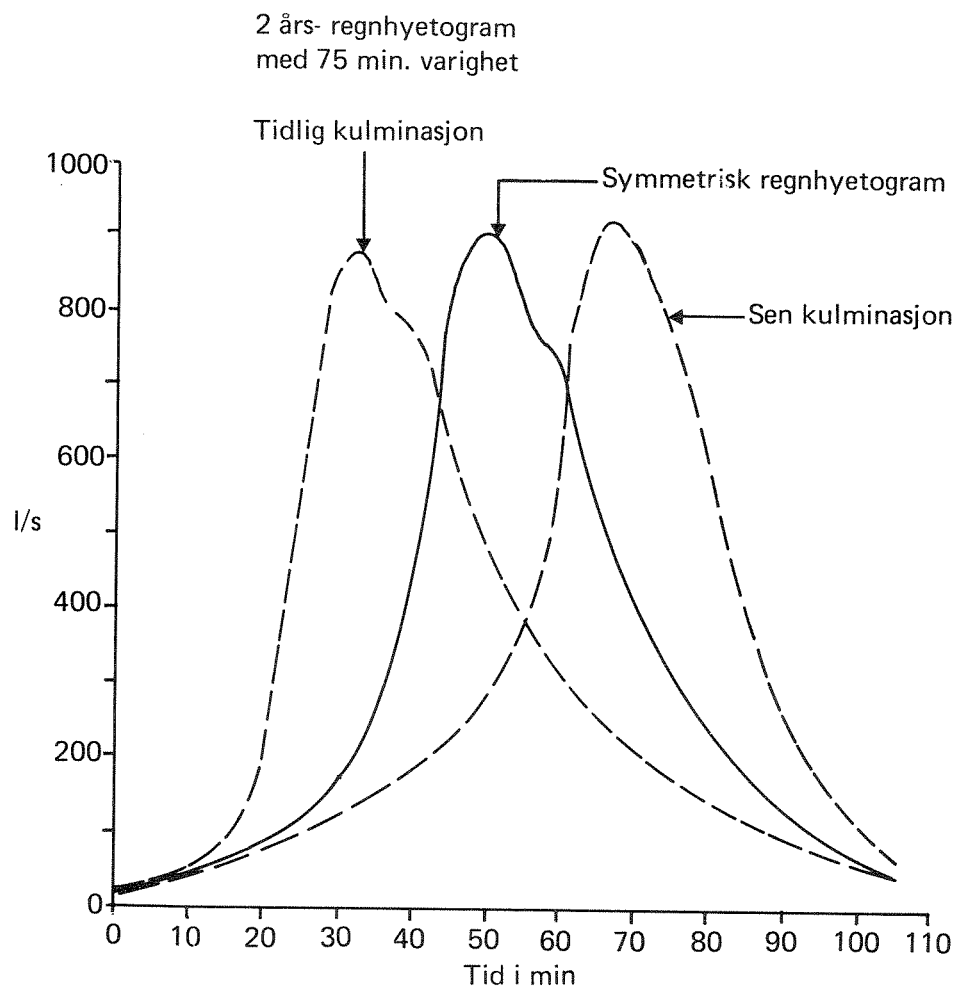
Det har lenge vært interesse for hvilken form et regnhyetogram eller typeregner har på det aktuelle dimensjoneringsstedet. Når man omtaler et typeregner med betegnelsen regnhyetogram, mener man normalt et symmetrisk regner som vist i figur 5.3.

For å kunne vurdere betydningen av en forskyvning av intensitetsmaksimum er typeregnene vist i figur 6.1 brukt som inngangsdata såvel som regnhyetogrammet vist i figur 5.3. Alle disse tre typeregnene har samme volum og intensiteter, bortsett fra tidsforskyvningen.

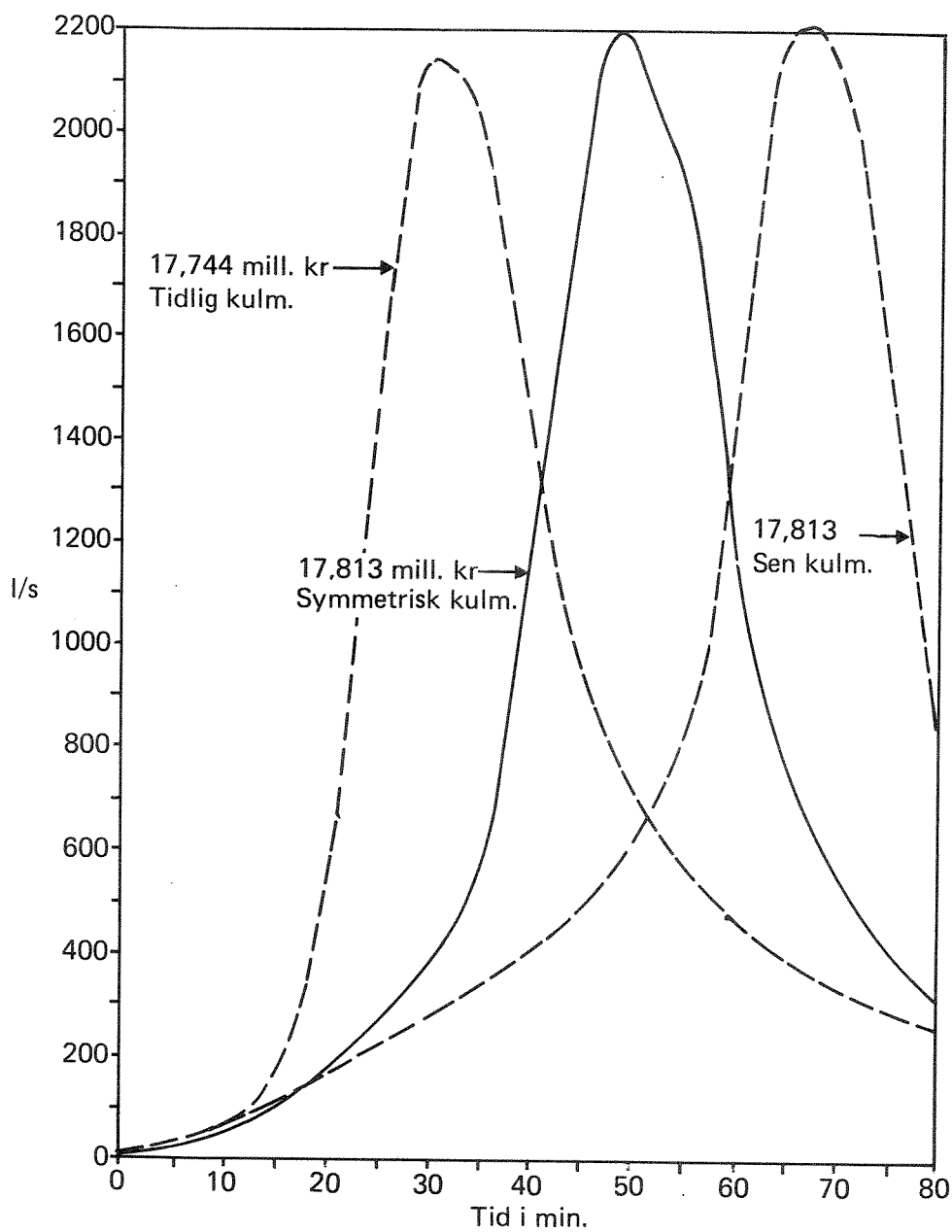
Figur 6.2 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med de tre variantene av tidsplasseringen av intensitetsmaksimum i regnhyetogram-



Figur 6.1 Tidsforskjøvede regnhyetogram for 2-års regnet på Blindern.



Figur 6.2 Utsløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate. Varierende tidspunkt for nedbørsmaksimum i regnhyetogrammet.



Figur 6.3 Utløpshydrogram fra felt med 22 ledninger ved ulik plassering.

met. Som man ser er det en ubetydelig økning i Q_{maks} når intensitetssmaksimum forskyves bakover i regnhyetogrammet. Det samme viser seg når de tre typeregningene er inngangsdata for det avlange hypotetiske feltet. Se figur 6.3.

Anleggskostnadene for det tilpassede avløpsnett er også vist på figur 6.3. Konklusjonen for betydningen av plasseringen av intensitetsmaksimum er at dette som regel betyr lite.

Man kan dermed normalt benytte et symmetrisk regnhyetogram dersom man ikke har velbegrunnede lokalt tilpassede typeregning.

6.4 Tidssteg i regnhyetogrammet

Et regnhyetogram beregnes normalt på grunnlag av en intensitetsvarighets-frekvens (I-V-F) kurve. Ved en slik beregning, (Lindholm og Aune 1978), velger man tidssteg i regnhyetogrammet.

I følgende eksempel har man valgt tre alternativer, 5 minutter, 10 minutter og 15 minutter. Se figur 6.4. Figur 6.5 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med de tre nevnte regnhyetogram. Det viste eksempelet har ubetydelige forskjeller for de tre alternativene.

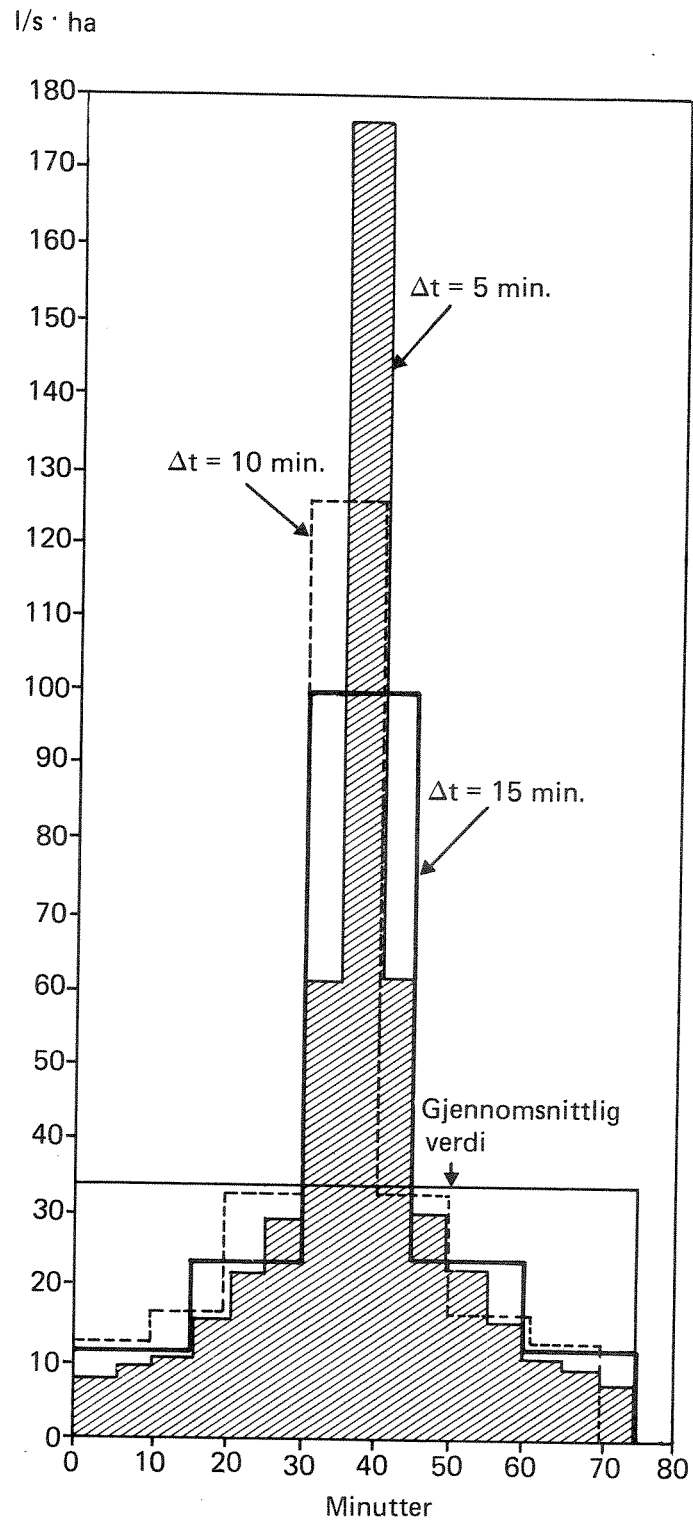
Figur 6.6 viser tilsvarende utløpshydrogram fra det hypotetiske avlange feltet med 22 ledninger. Maksimalt avvik mellom Q_{maks} for det grovt inndelte regnhyetogrammet med $\Delta t = 15$ min. og Q_{maks} for det finere inndelte regnhyetogrammet med $\Delta t = 5$ min er ca. 10 %.

Forholdet mellom $\Delta t = 5$ min. og $\Delta t = 10$ min. er bare ca. 4 %. Konklusjonen blir at i felter med en størrelse i området 50 ha og over, vil tidssteg i regnhyetogram opptil 10 minutter neppe ha noen betydelig innflytelse på nøyaktigheten i beregningene.

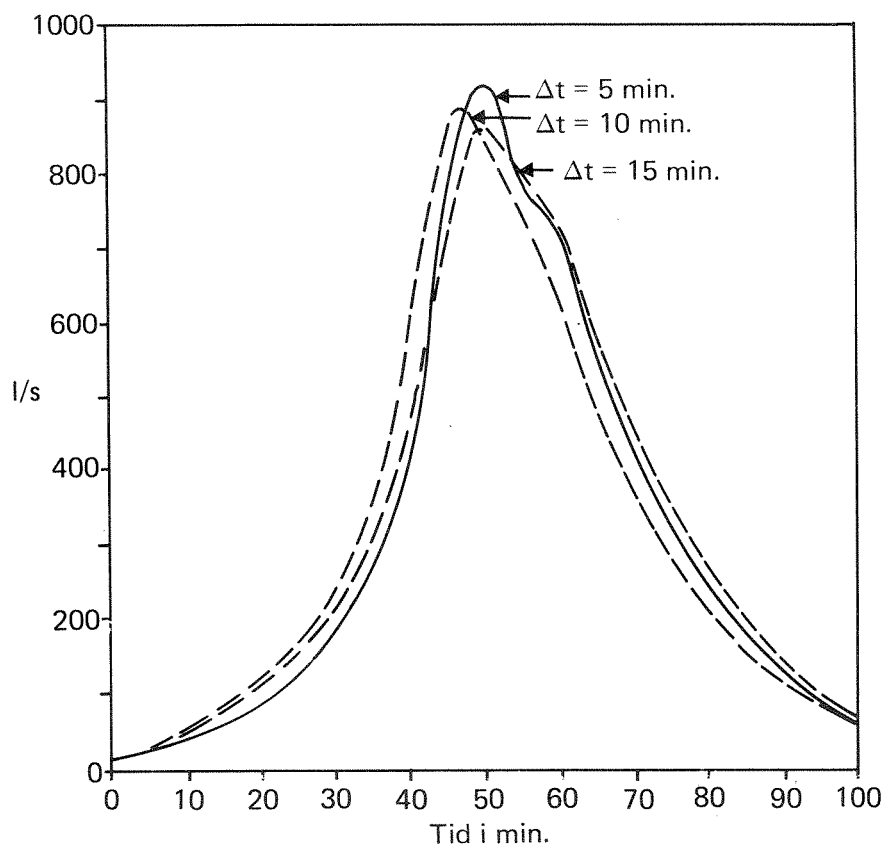
6.5 Regnvarighet

Ved en konstant regnintensitet vil vannføringen øke med økende regnvarighet inntil regnvarigheten har blitt like lang som feltets konsentrasjonstid. En øket regnvarighet utover dette vil ikke gi en økning i vannføringen, men medføre en konstant avrenning.

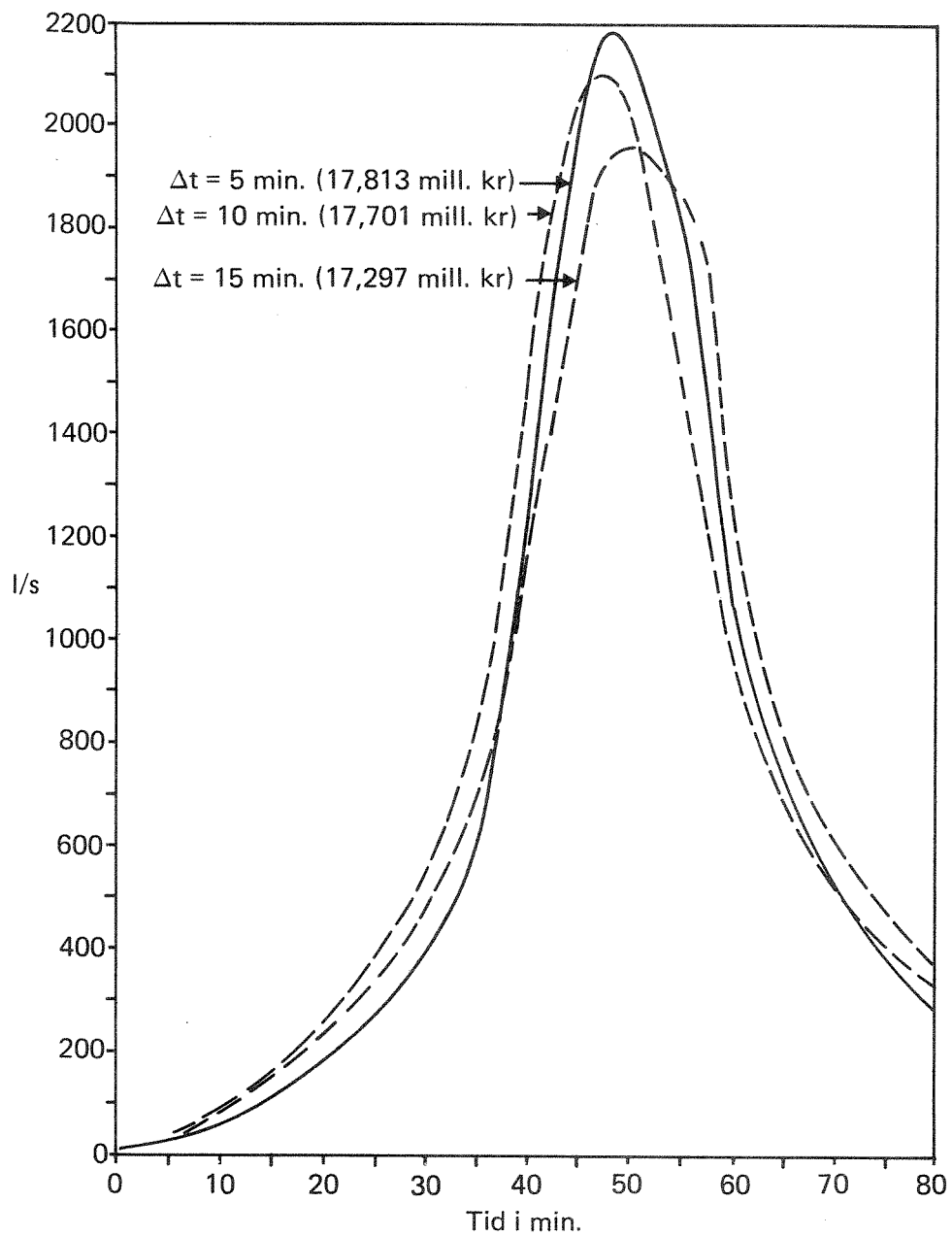
Figur 6.7 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate ved fire alternative regnvarigheter. Hver regnvarighet er en fordobling i forhold til den foregående. Av figuren ser man at hydrogrammene flater ut ved 40 minutter. Dette er også omtrent tilsvarende konsentrasjonstiden for avløpsfeltet. Dersom man tar ut regn fra I-V-F kurven vil ikke alltid



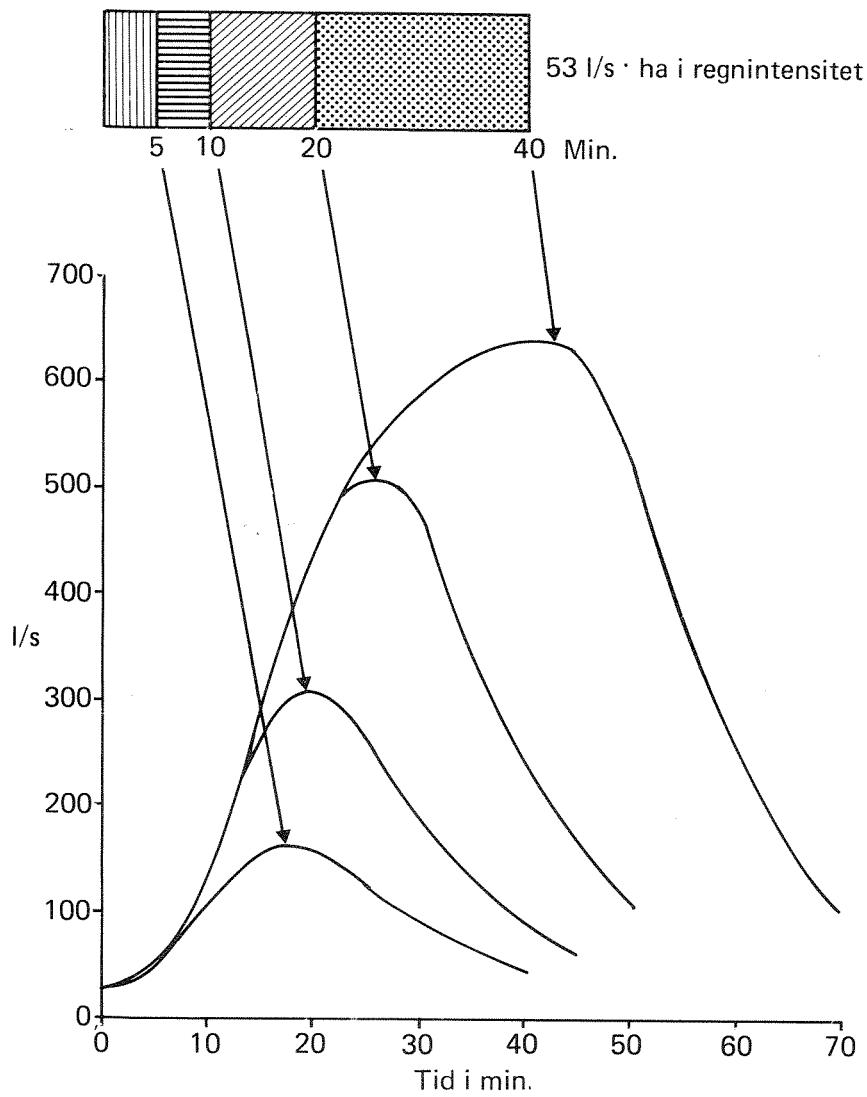
Figur 6.4 2-års regnhyetogram med alternative tidssteg.



Figur 6.5 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate.
Ulike tidssteg i regnhyetogrammet.



Figur 6.6 Utløpshydrogram fra felt med 22 ledninger med varierende tidssteg i hyetogrammet.



Figur 6.7 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate.
Forskjellige regnvarigheter av kasseregn med intensitet
53 l/s.ha.

Qmaks øke ved økende regnvarighet. Dette har sammenheng med at regnintensiteten på en I-V-F kurve minker ved økende regnvarighet.

Fra figur 6.7 går det fram at en gitt økning i regnvarigheten gir et stadig minkende tillegg i Qmaks. F.eks. er økningen i Qmaks fra 5 til 10 minutter ca. 145 l/s, mens økningen i Qmaks fra 10 til 20 minutters varighet er mindre enn det dobbelte av dette; nemlig 205 l/s, osv.

6.6 Dimensjonering med kasseregn eller regnhyetogram

Hvis man ønsker å beregne maksimale avløp eller dimensjonere avløp f.eks. i et avløpsnetts utløp kan man prøve seg frem med ulike kasseregn tatt fra I-V-F kurven eller benytte et regnhyetogram.

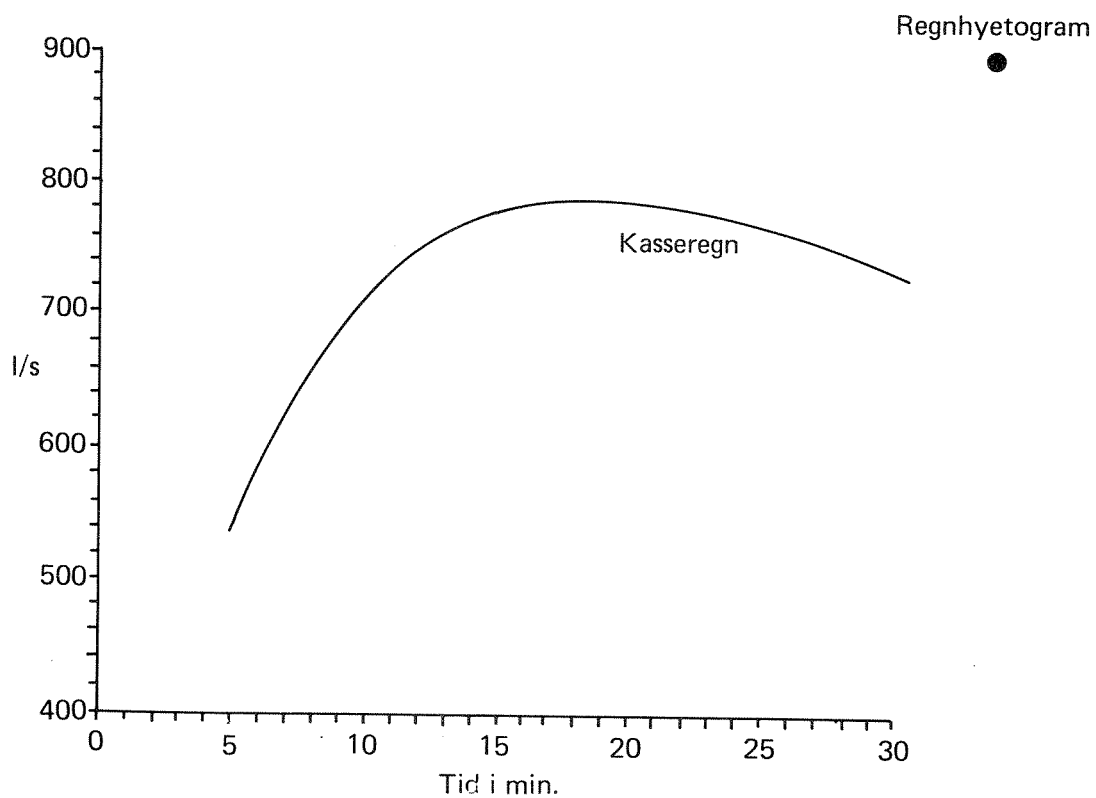
For å se på om bruken av det ene eller andre slår ut i beregnet Qmaks, har man brukt et 2-års regnhyetogram (se figur 5.3), samt en rekke kasseregn fra 2-års I-V-F kurven på Blindern.

Figur 6.8 viser beregnede maksimalavløp fra Søren Jaabæks gate, Qmaks, for regnhyetogrammet, samt en kurve som forbinder Qmaks-punktene fra kasseregnberegningene. For eksempel viser kurven at det kasseregnet som gir maksimalt avløp varer i 20 minutter og gir ca. 785 l/s. Regnhyetogrammet gir derimot 900 l/s, eller en økning på ca. 15 %.

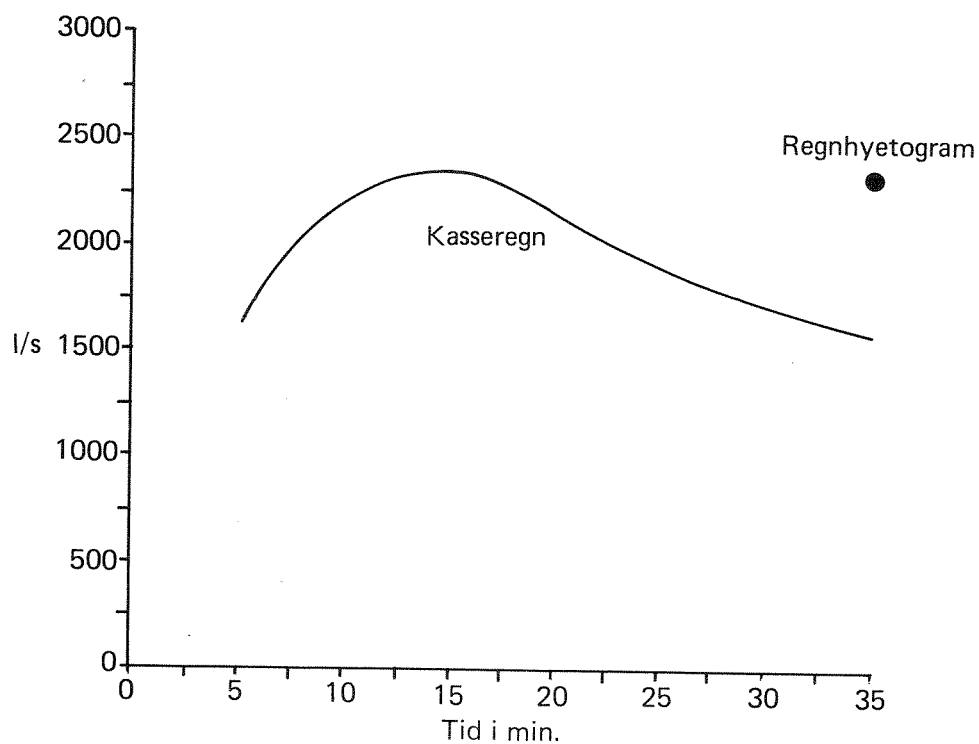
Figur 6.9 viser tilsvarende beregninger for det "avlange" feltet på 22 ledninger. Her gir kasseregnet som varer i 15 minutter $Q_{maks} = 2327$ l/s, mens regnhyetogrammet gir $Q_{maks} = 2329$ l/s. Med andre ord praktisk talt samme verdi. Figur 6.10 viser beregninger fra det "runde" feltet med 59 ledninger. Her er det kasseregnet med varighet 10 minutter som gir størst $Q_{maks} = 3484$ l/s.

Regnhyetogrammet gir en Qmaks på 3296 l/s, m.a.o. en minkning på ca. 5 %. Grunnen til at Søren Jaabæks gate-feltet oppfører seg noe annerledes enn de to hypotetiske feltene, er antagelig at man har relativt lite bidragende felter nær uløpet der, i forhold til i de to hypotetiske feltene. At et så kort kasseregn som 10 minutter blir dimensjonerende for det runde feltet, mens 15 og 20 minutter må til for de to andre feltene, beror på at det runde feltet har en sterkest konsentrasjon av bidragende felter rundt sitt utløp.

Konklusjonen på beregningene samlet sett, er at begge metoder gir omtrent samme dimensjonerende avløp. Det anbefales å bruke regnhyetogram fordi man da klarer seg med en beregning istedetfor kanskje 4-5 kasseregnberegninger. Dessuten får man en mer naturtro form på regnskylllet, samt dimensjonerende vannføringer i alle punkter



Figur 6.8 "Søren Jaabæks gate". Q_{maks} for 2-års regnhyetogram og for 2-års kasseregn.



Figur 6.9 "Avlangt" felt. Q_{maks} for 2-års regnhyetogram og for 2-års kasseregn.

6.7 Lengde på regnhyetogramets tidsforløp

Regnhyetogram er normalt symmetrisk om midtaksen. Det fins imidlertid lite i litteraturen som sier hvor lenge regnhyetogrammet bør vare. Normalt har man vel valgt en varighet omtrent lik feltets konsentrasjonstid. For feltet Søren Jaabæks gate er det beregnet en rekke alternativer med de varigheter som er vist i figur 6.11.

Figur 6.12 viser beregnede maksimale vannføringer fra feltet Søren Jaabæks gate ved seks alternative lengder på regnhyetogrammet.

Konsentrasjonstiden for Søren Jaabæks gate er omtrent 35 minutter. (Definert som det tidspunkt der vannføringen har nådd 95 % av absolutt maksimal vannføring under et svært langt og konstant regn).

Figur 6.12 gir kun en økning på 0.8 % i Q_{maks} når regnhyetogramets lengde øker fra 35 minutter til 55 minutter. Dersom man går ned til 25 minutter minker Q_{maks} med 2.5 % i forhold til Q_{maks} for et regnhyetogram med lengde 55 minutter. Basert på det foregående kan man si at et regnhyetogram med lengde lik konsentrasjonstiden bør benyttes. Imidlertid synes det som om en lengde på minimum ca. 70 % av konsentrasjonstiden også vil gi akseptable resultater m.h.t. beregning av maksimale avløp.

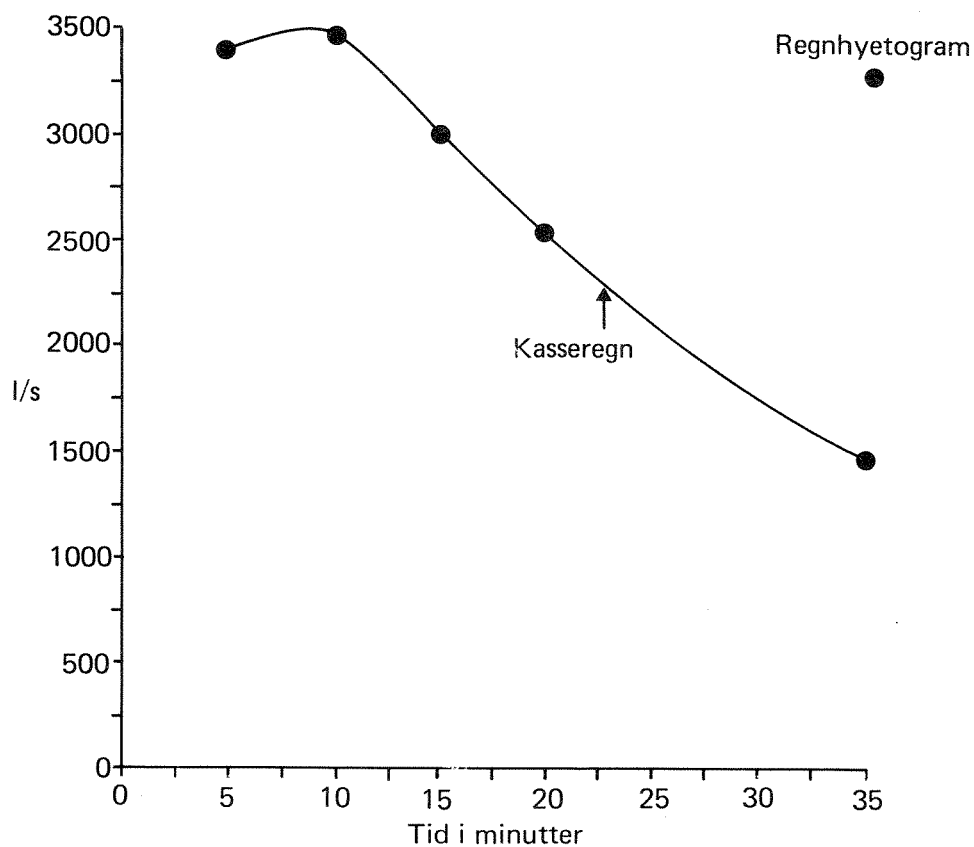
6.8 Avrenningskoeffisient

Tabell 6.3 viser resultater fra en beregning av Q_{maks} for det "avlange" feltet med 22 ledninger, hvor avrenningskoeffisienten er variert mellom 0.1 og 0.2.

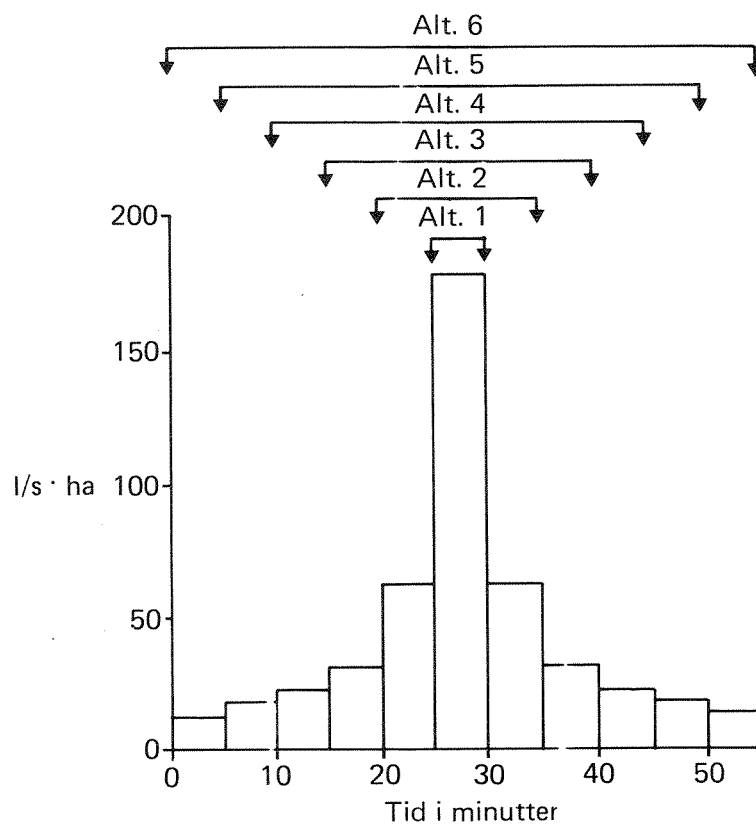
TABELL 6.3 QMAKS OG KOSTNADER VED VARIASJON I AVRENNINGSKOEFFISIENT

AVRENNINGS- KOEFFISIENT	REGNVARIGHET I MINUTTER	QMAKS I UTLØP L/S	ANLEGGSKOSTNADER I MILL. KR
0.1	25 min.	1316	15,752
0.2	25 min.	2593	17,538
0.1	40 min.	1334	15,826
0.2	40 min.	2597	17,530

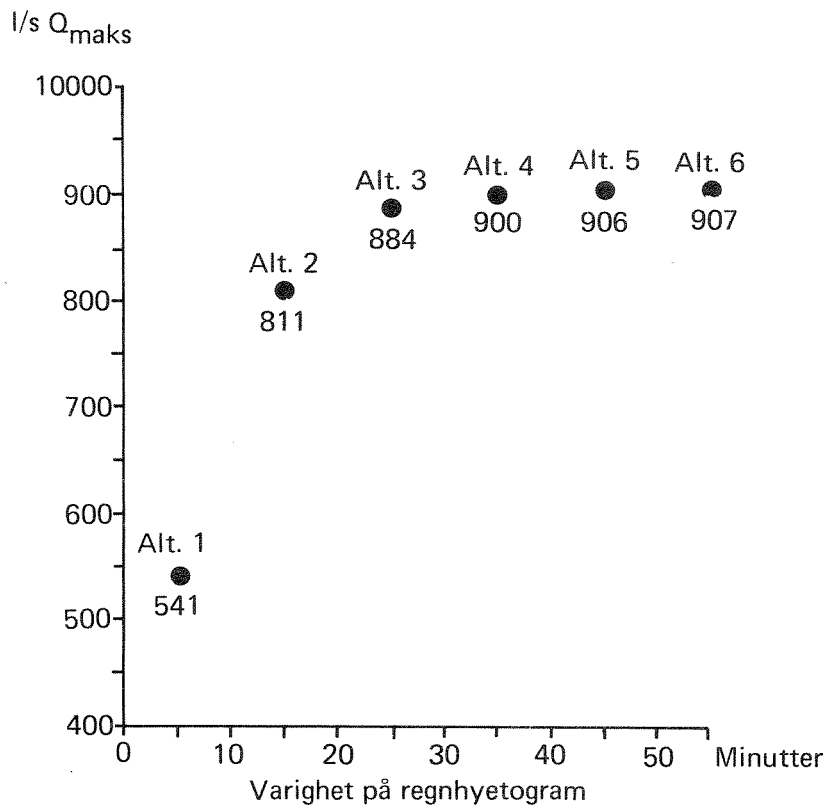
Man ser at Q_{maks} omtrent øker proporsjonalt med økningen i avrenningskoeffisienten.



Figur 6.10 "Rundt" felt. Qmaks for 2-års regnhyetogram og for 2-års kasseregn.



Figur 6.11 Alternative lengder på 2-års regnhyetogram.



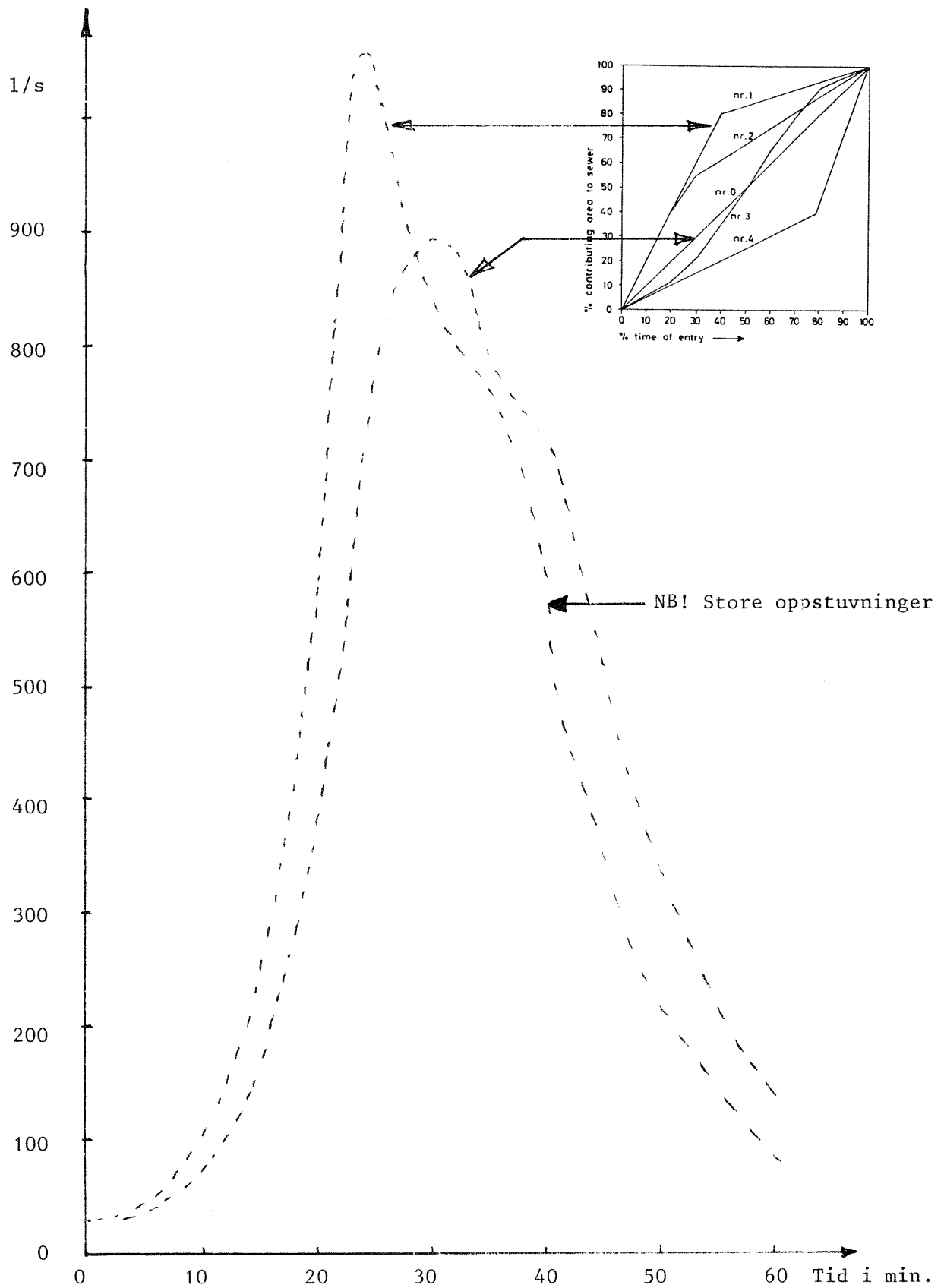
Figur 6.12 Q_{maks} for Søren Jaabæks gate beregnet med ulike lengde på regnhyetogrammet.

6.9 Tilrenningsfunksjon for overvann

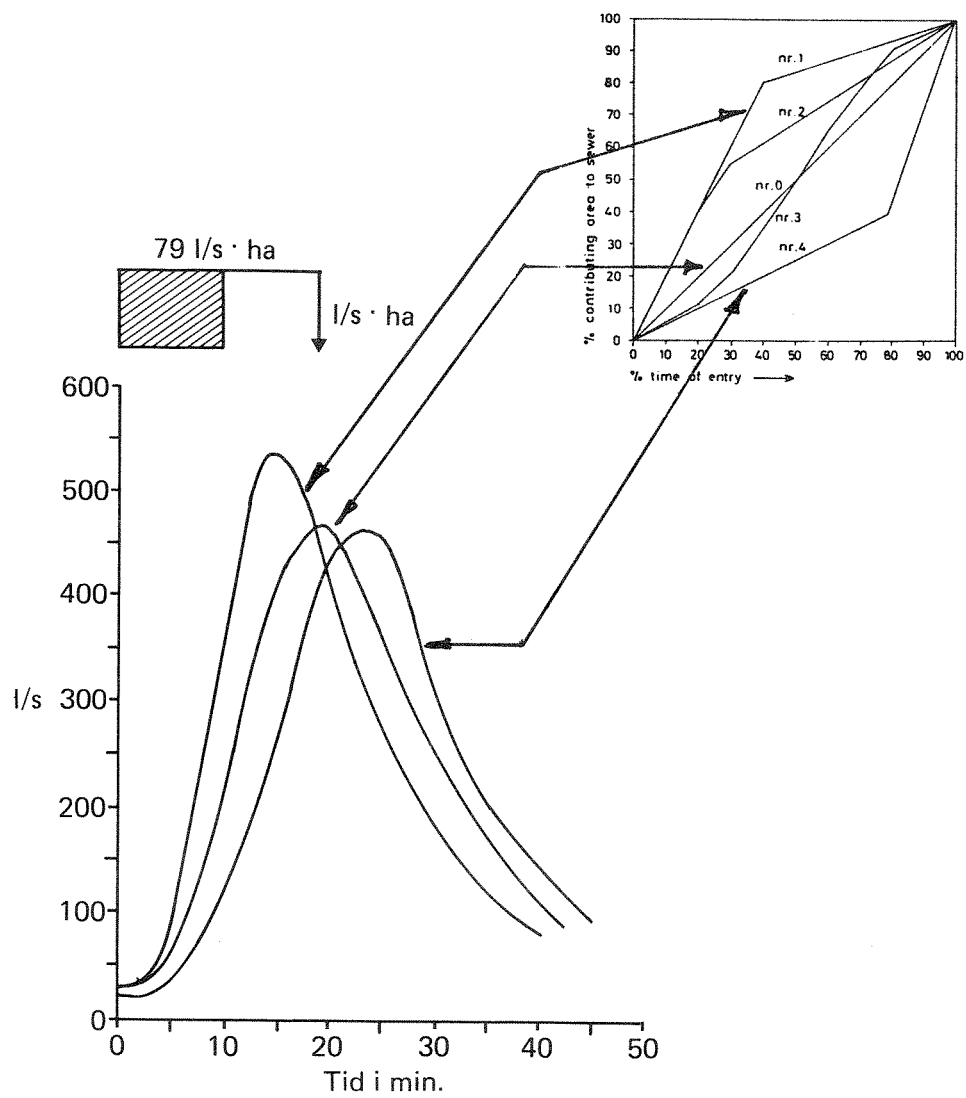
NIVANETT's tid-areal metode har mulighet for å nyansere mellom rask avrenning eller sen avrenning for ulike deler av delfeltens overflater. Kurve nr. 1 brukes ved mye tette flater nær slukene og kurve nr. 4 ved mye tette flater langt fra slukene.

Figur 6.13 og 6.14 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med henholdsvis 2-års regnhyetogram og et 1/2-års kasseregn som inngangsdata.

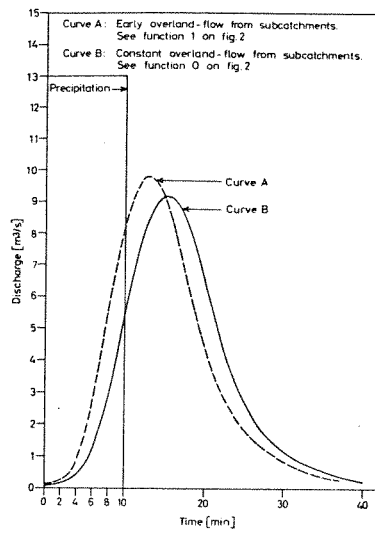
Kurvene viser at en rask avrenning fra hovedtyngden av delfeltet (kurve 1) gir h.h.v. ca. 13 % og 19 % høyere Q_{maks} enn en jevn, lineær (kurve 0) avrenning,



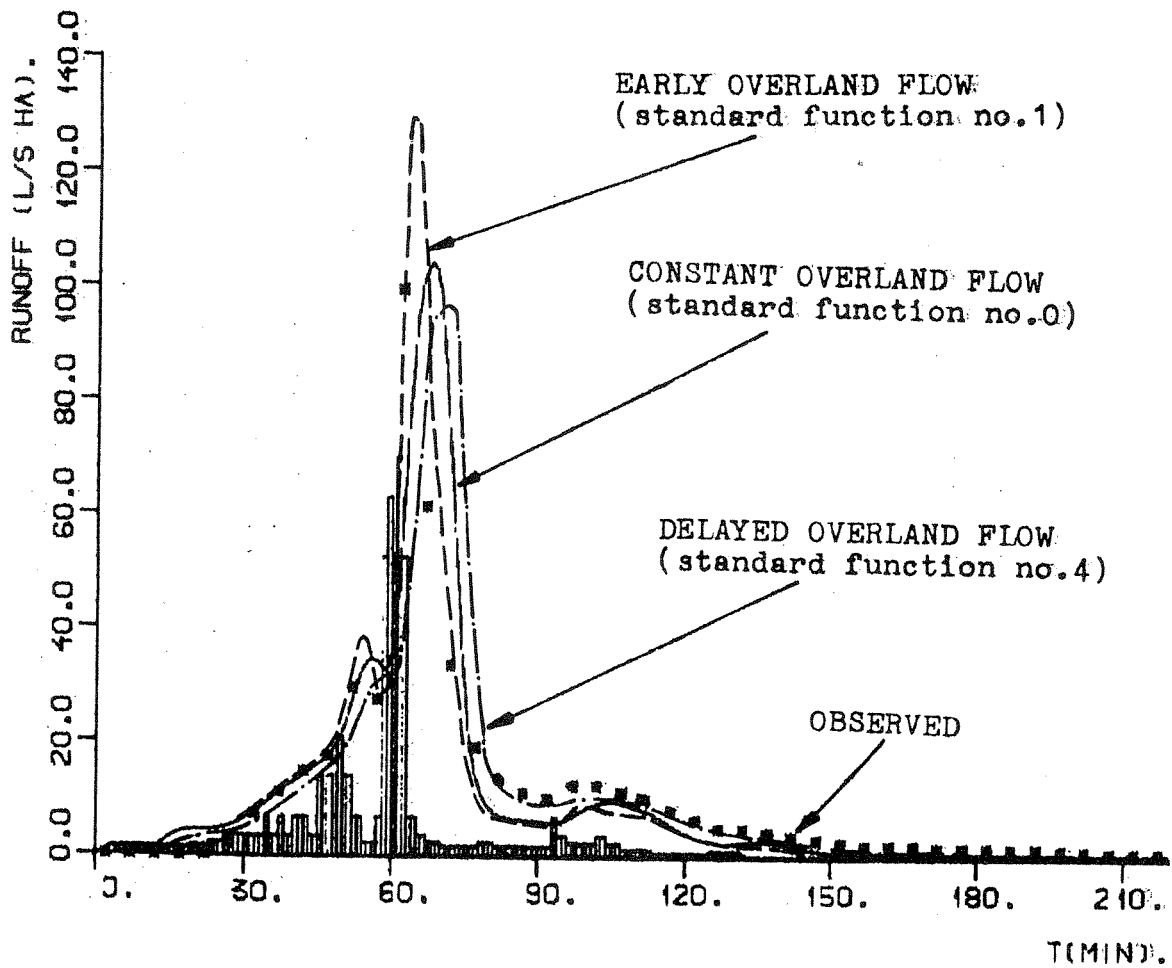
Figur 6.13 Utløpshydrogen fra Søren Jaabæks gate. Ulike tilrenningsfunksjoner. 2-års regnhyetogram.



Figur 6.14 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate.
Forskjellige tilrenningskurver.



Figur 6.15 Utløpshydrogram fra feltet ved to forskjellige tilrenningsfunksjoner.



Figur 6.16 Utløpshydrogram fra Vika i Oslo ved forskjellige tilrenningsfunksjoner. Shiferaw (7).

Figur 6.15 viser tilsvarende beregning fra PRA-feltet (se figur 4.4) som gir en forhøyelse av Q_{maks} på ca. 8 %. Figur 6.16 viser en beregning fra Vika i Oslo utført av Shiferaw (7) hvor tilsvarende forhøyelse av Q_{maks} er ca. 23 %. Konklusjonen må bli at en svært ujevn fordeling av de tette flatene innen de enkelte delfeltene bør forsøkes reflektert via riktig valg av tilrenningsfunksjon.

6.10 Tilrenningstid

Tilrenningstiden i NIVANETT's tid-arealmetode påvirker hydrogrammenes form og maksimale avrenning svært mye.

Dette sees klart fra beregningene vist i figurene 6.17, 6.18 og 6.19. Økningen i Q_{maks} ved å gå ifra en tilrenningstid på 20 minutter til 10 minutter er som følger:

Vika i Oslo	: ca 50 %
Avlangt felt, 22 ledn.:	ca 30 %
PRA-feltet	: ca. 45 %

Dette er dermed en av de mest kritiske parametere i tid-areal metoden, hvor det vil svare seg å bestemme parameteren med rimelig god nøyaktighet.

6.11 Hydraulisk formel for rørene

NIVANETT har muligheter for valg av tre forskjellige hydrauliske formler for rørene.

Hydrogrammer er beregnet med de 3 ulike hydrauliske formlene:

Hazen Williams:

$$Q = 6.67 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54} \quad \text{hvor}$$

Q = Vannføring (l/s)

C = Hazen Williams koeffisient

D = Rørdiameter (m)

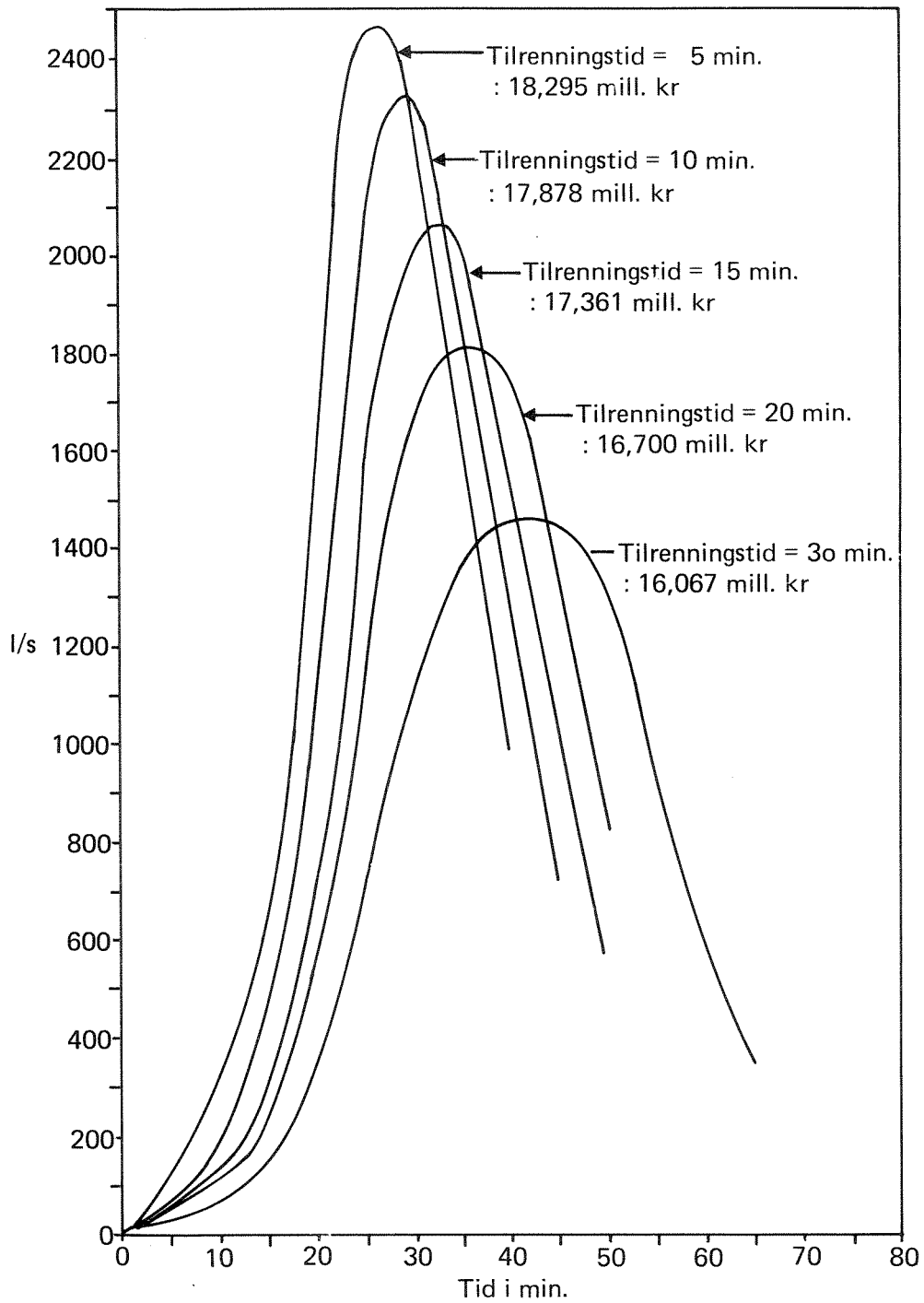
I = Energigradient (o/oo)

Manning:

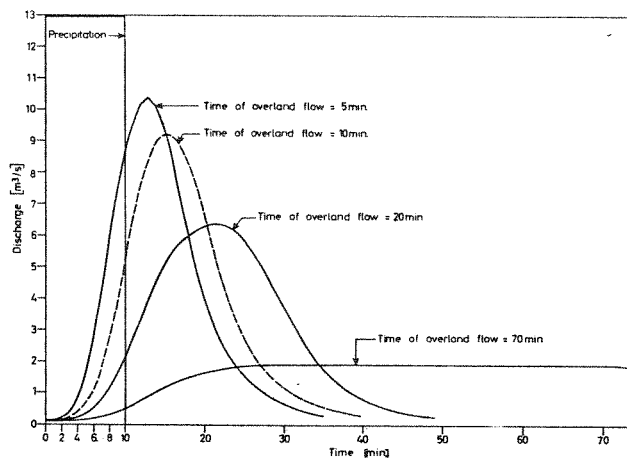
$$Q = M \cdot A \cdot R^{0.67} \cdot I^{0.5} \quad \text{hvor}$$

Q = Vannføring (m^3/s)

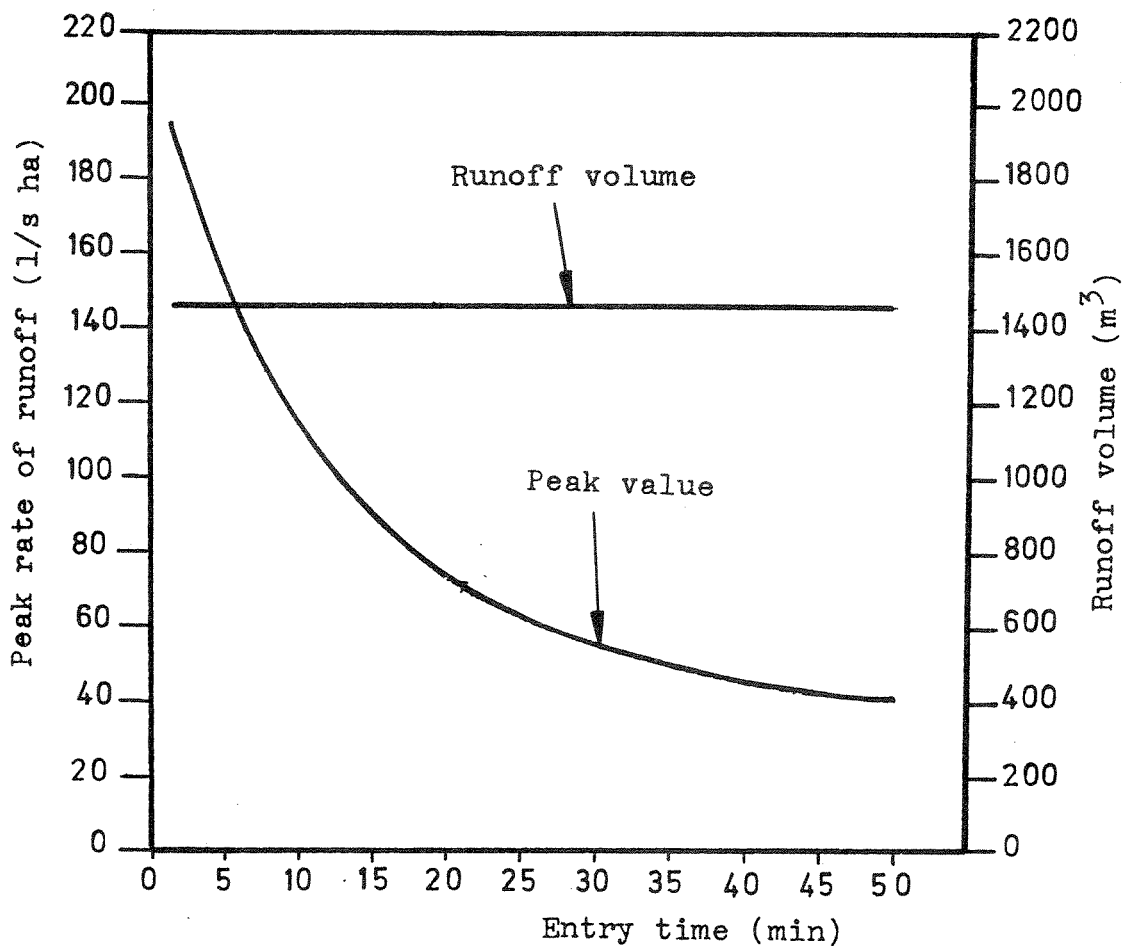
M = Mannings tall



Figur 6.17 Utløpshydrogram fra hypotetisk felt med 22 ledninger. 2-års regnhyetogram. Ulike tilrenningstider.



Figur 6.18 Utløpshydrogram fra PRA-feltet med varierende tilrenningstid.



Figur 6.19 Maksimal avrenning og avrent volum fra Vika i Oslo som funksjon av tilrenningstiden. Shiferaw (7).

A = Tverrsnittsareal (m²)

R = Hydraulisk radius (m)

I = Energigradient (m/m)

Colebrooke:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{2.51}{Re\sqrt{f}} + \frac{k}{3.72 \cdot D}\right)$$

f = Friksjonskoeffisienten i Darcy-Weisbach's formel

Re= Reynolds tall

k = ruhet (m)

D = Rørdiameter (m)

Motstandstallene ble valgt til k = 2 mm, C = 100 og M = 72, hvilket
HW

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.

Konklusjonen blir at de tre hydrauliske formlene gir omtrent like hydrogram dersom de respektive motstandstallene velges i harmoni med virkelig rørmotstand.

6.12 Rørdiameter

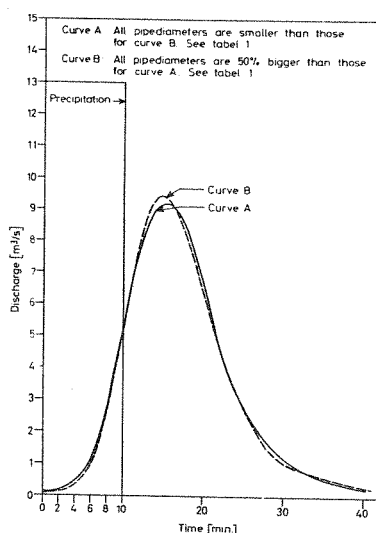
Figur 6.20 viser en beregning fra PRA-feltet med et kasseregner med ti minutters varighet.

I tabell 6.4 er vist diametre i ledningsnett for to ulike alternativer.

TABELL 6.4 DIAMETRE I LEDNINGSNETTET I MM

RØRNUMMER I NETTET (SE FIG. 4.4)	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

De diametre som er brukt, er vist i tabellen. Kurve B er beregnet med 50 % større rørdiametre enn kurve A. Maksimal vannføring for alternativet med størst rørdiametre er ca. 3 % større enn alternativet med de minste rørdiametre. 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.



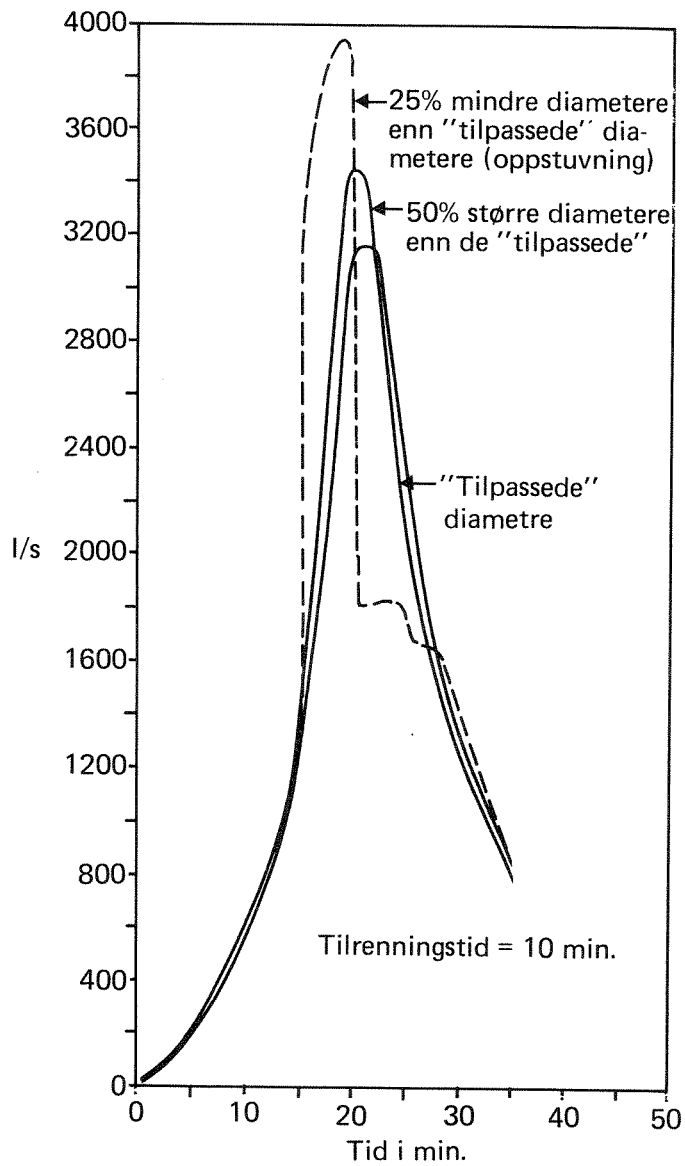
Figur 6.20 Utløpshydrogram fra PRA-feltet ved variable diametere på rørene.

Utløpshydrogram fra det "runde" forenklede feltet med 14 ledningsstrekninger er vist i figur 6.21. Q_{maks} for tilfellet med 50 % større diameter, er 9 % høyere enn Q_{maks} for tilpassede diametere.

Figur 6.21 viser også et hydrogram med 25 % mindre diametere enn de tilpassede. En slik situasjon medfører oppstuvning med høyere hydrauliske gradienter og dermed større vannføringer.

Tabell 6.5 viser resultater også fra det "runde" feltet med 14 ledninger. I nedre del av tabellen er diameterene økt tilsvarende en kapasitetsøkning på ca. 20 % på hovedstammens nedre rør og opptil 50 % for de fleste øvrige rørene.

Diameterøkningen resulterte i en økning i Q_{maks} på ca. 4 %. Regninput til figur 6.21 er et 2-års regnhyetogram mens tabell 6.5 har et kasseregnet på 10 minutter med 50 l/s.ha.



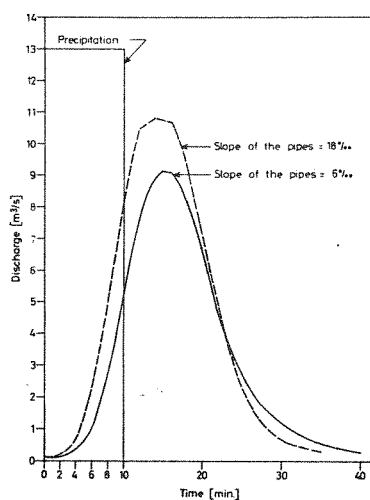
Figur 6.21 Utløpshydrogram fra "rundt" felt med 14 ledninger med forskjellige diameterer. 2-års regnhyetogram.

Konklusjonen blir at rørdiameter påvirker hydrogrammene relativt lite, forutsatt at de ikke blir så små at oppstuvning opptrer.

6.13 Rørgradient

Det er gjort to beregninger for to kasseregn med h.h.v. 10 minutter og 20 minutters varighet i PRA-feltet.

Rørgradienten til alle feltets rør er variert mellom 6 og 18 o/oo for både 10 og 20 minutters regnvarighet. Seks til åtte minutter etter regnstart ligger vannføringen 80 til 60 % høyere for 18 o/oo rørgradient enn for 6 o/oo rørgradient. (Fig. 6.23) Ved 20 min. regnvarighet er differansen i maksimal vannføring mellom de to gradient-alternativer ca. 3 %. Tilsvarende differanse i maksimal vannføring ved 10 minutters regnvarighet er ca. 18 %. Se fig. 6.22.



Figur 6.22 Utløpshydrogram fra PRA-feltet ved varierende rørgradient

Det er naturlig at forskjellen i Q_{maks} blir svært liten ved lange regnvarigheter, da Q_{maks} åpenbart blir lik for alle situasjoner når regnvarigheten overstiger konsentrasjonstiden.

TABELL 6.5 BEREGNINGER VEDRØRENDE VARIERENDE DIAMETER.

SENSITIVITETSANALYSE-REGN ER 30 L3/HA I 10 MIN TTID ER 10 MINUTTER
RUNDT FELT 14 LEDNINGER

BEREGNEDE RØRDATA

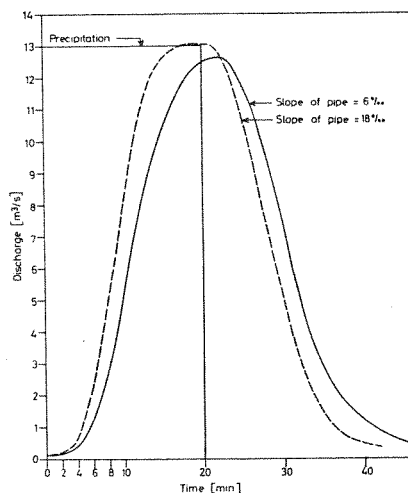
RØR IDENT	PROMILLE STIGN. RØR	DIAM MM/ BREDDE I CM * GITT	HØYDE I CM * GITT	HELN. VINK. VENSTRE	HELN. VINK. HØYRE	RØRKAP- ASITET (L/S)	MAKS. VANNFØR- ING (L/S)	SPILL- VANN (L/S)	OMAX ----- OFULL	MAKS. FYLL.- GRAD	MAKS. HAST- IGHET (M/S)	MIN. HAST- IGHET (M/S)	MENGDE REGNVANN PASSERT (M3)	RØRKOST, I KR.
1	20.0	700				1377.	1091.	13.7	.79	.72	3.96	1.13	693.	1006800.-
2	20.0	350				222.	160.	1.9	.72	.66	2.52	.69	94.	715432.-
3	20.0	250				91.	82.	.9	.89	.81	2.05	.59	47.	606508.-
4	20.0	350				222.	160.	1.9	.72	.66	2.52	.69	94.	715432.-
5	20.0	250				91.	82.	.9	.89	.81	2.05	.59	47.	606508.-
6	20.0	600				919.	729.	9.0	.79	.72	3.59	1.02	460.	933008.-
7	20.0	350				222.	160.	1.9	.72	.66	2.52	.69	94.	715432.-
8	20.0	250				91.	82.	.9	.89	.81	2.05	.59	47.	606508.-
9	20.0	350				222.	160.	1.9	.72	.66	2.52	.69	94.	715432.-
10	20.0	250				91.	82.	.9	.89	.81	2.05	.59	47.	606508.-
11	20.0	450				431.	365.	4.4	.85	.76	3.01	.86	225.	809616.-
12	20.0	250				91.	82.	.9	.89	.81	2.05	.59	47.	606508.-
13	20.0	250				91.	82.	.9	.89	.81	2.05	.59	47.	606508.-
14	20.0	300				148.	134.	1.6	.91	.83	2.29	.68	83.	994877.-

10245020.-														

BEREGNEDE RØRDATA

RØR IDENT	PROMILLE STIGN. RØR	DIAM MM/ BREDDE I CM * GITT	HØYDE I CM * GITT	HELN. VINK. VENSTRE	HELN. VINK. HØYRE	RØRKAP- ASITET (L/S)	MAKS. VANNFØR- ING (L/S)	SPILL- VANN (L/S)	OMAX ----- OFULL	MAKS. FYLL.- GRAD	MAKS. HAST- IGHET (M/S)	MIN. HAST- IGHET (M/S)	MENGDE REGNVANN PASSERT (M3)	RØRKOST, I KR.
1	20.0	750 *				1651.	1138.	13.7	.89	.64	4.05	1.11	690.	1041719.-
2	20.0	375 *				266.	163.	1.9	.61	.57	2.56	.68	94.	740121.-
3	20.0	300 *				148.	83.	.9	.56	.53	2.19	.57	47.	663251.-
4	20.0	375 *				266.	163.	1.9	.61	.57	2.56	.68	94.	740121.-
5	20.0	300 *				148.	83.	.9	.56	.53	2.19	.57	47.	663251.-
6	20.0	675 *				1252.	763.	9.0	.61	.57	3.72	1.00	458.	989877.-
7	20.0	375 *				266.	163.	1.9	.61	.57	2.56	.68	94.	740121.-
8	20.0	300 *				148.	83.	.9	.56	.53	2.19	.57	47.	663251.-
9	20.0	375 *				266.	163.	1.9	.61	.57	2.56	.68	94.	740121.-
10	20.0	300 *				148.	83.	.9	.56	.53	2.19	.57	47.	663251.-
11	20.0	525 *				846.	378.	4.4	.89	.55	3.15	.84	225.	873524.-
12	20.0	300 *				148.	83.	.9	.56	.53	2.19	.57	47.	663251.-
13	20.0	300 *				148.	83.	.9	.56	.53	2.19	.57	47.	663251.-
14	20.0	375 *				266.	139.	1.6	.2	.50	2.49	.66	83.	1110121.-

10954290.-														



Figur 6.23 Utløpshydrogram fra PRA-feltet ved varierende rørgradient

Tar man utgangspunkt i figur 6.22 med kort regnvarighet, ser man at rørgradienten påvirker Q_{maks} relativt lite.

6.14 Svank i ledningsnett

Betydningen av å ha en svank i et ledningsnett er beregnet og vist i tabell 6.6.

Beregningene er gjort på forenklet "avlangt" felt med 5 rør. Regnskyttet er et 2-års regnhyetogram fra Blindern. I tilfelle A har alle rør 20 o/oo fall, og i tilfelle B har rør nr. 22 5 o/oo fall og rør nr. 23 50 o/oo fall. Middelfallet over de 2 rørene er 20 o/oo som i tilfelle A.

I tabellene under er resultatene fra kjøringene vist. Den største forskjellen i maksimal avrenning oppstår i rør nr. 11 nedstrøms "svanken". Forskjellen er her 37 l/s, eller ca. 2 % av upåvirket maksimalavrenning. NIVANETT's beregnede maksimalavrenninger påvirkes dermed svært lite av lokale avvik fra beregningsmessig ledningsprofil. Imidlertid ser man at Q_{maks}/Q_{full} øker sterkt for rør 22, beroende på det lave fallet her. Dette medfører oppstuvning lokalt oppstrøms rør nr. 22.

En annen merkbar forandring er dessuten at maksimale og minimale vannhastigheter påvirkes mye for de to rørene som utgjør svanken.

TABELL 6.6 BEREGNEDE RØRDATA MED OG UTEN SVANK.

Tilfelle A:

SENSITIVITETSNLYSE
VLNGT FELT 5 LEDNINGER HYETOGRM 35 MIN.

BEREGNEDE RØRDATA

RØR IDENT	PROMILLE STIGN. RØR	DIAM MM/ BREDDE I CM * GITT	HØYDE I CM * GITT	HELN. VINK. VENSTRE	HELN. VINK. HØYRE	RØRKAP- ASITET (L/S)	MAKS. VANNFØR- ING (L/S)	SPILL- VANN (L/S)	QMAX ----- QFULL	MAKS. FYLL.- GRAD	MAKS. HAST- IGHET (M/S)	MIN. HAST- IGHET (M/S)	MENGDE REGNVANN PASSERT (M3)	RØRKOST. I KR.
5	20.0	900				2664.	2268.	13.6	.85	.77	4.65	1.09	2857.	22 0000.-
11	20.0	800				1956.	1981.	11.2	1.01	1.00	3.94	1.04	2342.	21 0977.-
17	20.0	700				1377.	1371.	7.4	1.00	1.00	3.58	.94	1563.	20 3605.-
22	20.0	600				919.	717.	3.7	.78	.71	3.59	.78	782.	18 6016.-
23	20.0	300				148.	125.	.6	.84	.76	2.32	.51	131.	6 3251.-

Tilfelle B:

SENSITIVITETSNLYSE
VLNGT FELT 5 LEDNINGER HYETOGRM 35 MIN.

BEREGNEDE RØRDATA

RØR IDENT	PROMILLE STIGN. RØR	DIAM MM/ BREDDE I CM * GITT	HØYDE I CM * GITT	HELN. VINK. VENSTRE	HELN. VINK. HØYRE	RØRKAP- ASITET (L/S)	MAKS. VANNFØR- ING (L/S)	SPILL- VANN (L/S)	QMAX ----- QFULL	MAKS. FYLL.- GRAD	MAKS. HAST- IGHET (M/S)	MIN. HAST- IGHET (M/S)	MENGDE REGNVANN PASSERT (M3)	RØRKOST. I KR.
5	20.0	900 *				2664.	2294.	13.6	.86	.78	4.65	1.09	2856.	2280000.-
11	20.0	800 *				1956.	2018.	11.2	1.03	1.00	4.01	1.04	2340.	2150977.-
17	20.0	700 *				1377.	1395.	7.4	1.01	1.00	3.62	.94	1561.	2013605.-
22	20.0	600 *				459.	721.	3.7	1.57	1.00	2.55	.48	781.	1866016.-
23	20.0	300 *				234.	128.	.6	.55	.52	3.45	.69	131.	663251.-

8973851.-

Konklusjonen blir at forandringene kan bli store lokalt, men svært små for forholdene lenger nedstrøms.

6.15 Rørruhet

Rørenes hydrauliske ruhet påvirker vannets hastighet i ledningene. Virkningene av dette er beregnet av Sjøberg (9) for feltet vist i figur 4.5. Hans beregningsresultater vist i figur 6.24 indikerer at ruheten kan variere svært mye uten at hydrogrammenes form påvirkes nevneverdig.

Figur 6.25 viser beregninger fra Søren Jaabæks gate hvor konklusjonene også blir de samme.

Figur 6.26 viser hydrogram fra PRA-feltet hvor ruheten er variert med en faktor på 20. Forskjellen i Q_{maks} for de to tilfellene blir likevel bare ca. 12 %. Figur 6.27 viser samme beregning, men med en regnvarighet på 20 minutter.

Her ser en igjen at Q_{maks} når omtrent de samme nivåene når regnvarigheten nærmer seg konsentrasjonstiden for feltet.

6.16 Effekt av å tillate oppstuvning i ledningsnett

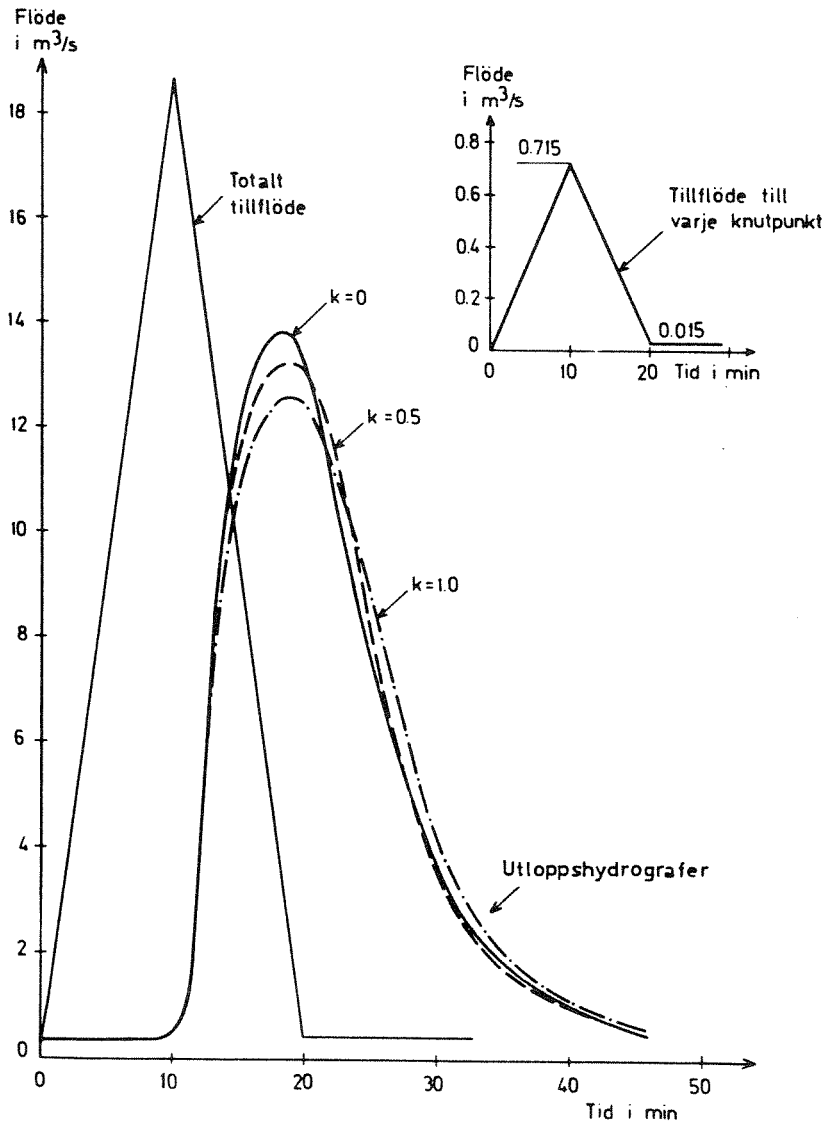
I en rapport fra det engelske Miljødepartementet (1) har man sett på utslaget i øket hydraulisk kapasitet ved å tillate 1 m oppstuvning i en kum oppstrøms en ledningsstrekning på 100 m. Resultatet er vist i figur 6.28.

Ved en rørgradient på 8 o/oo kan kapasiteten økes 50 % ved å tillate 1 m oppstuvning.

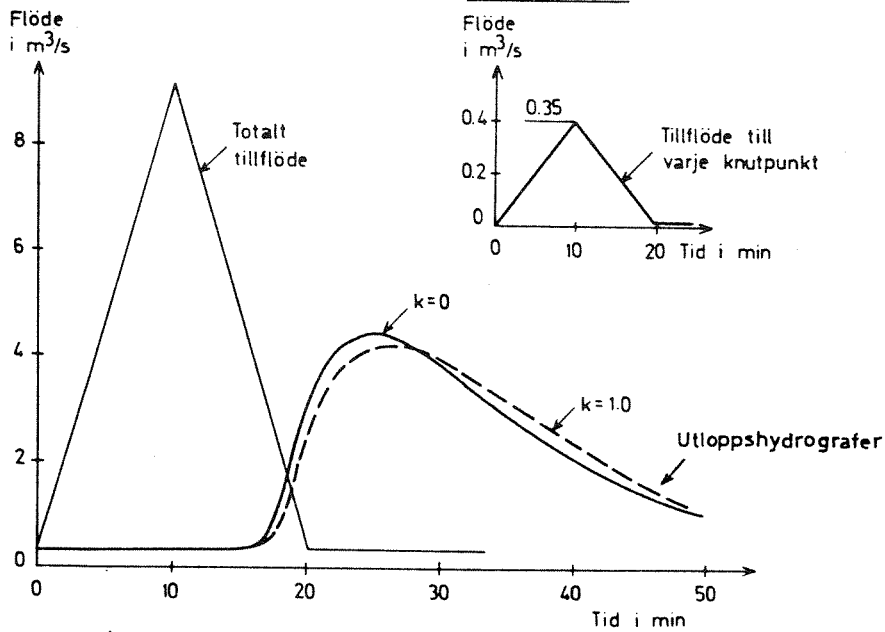
Eksempelen ser imidlertid ikke et helt ledningsnett i sammenheng slik som i følgende eksempel. Her er et 2-års-regnhyetogram, med to alternative oppskaleringer i regnintensiteten, benyttet på det "runde" feltet med 59 ledninger.

Rørdiameterene er først dimensjonert for å unngå oppstuvning ved et 2-års regnhyetogram.

Deretter er regnintensitetene i regnhyetogrammet skalert opp, inntil oppstuvningsnivået i den mest kritiske kummen nærmet seg marknivået (som ligger 2 meter over bunnrør).

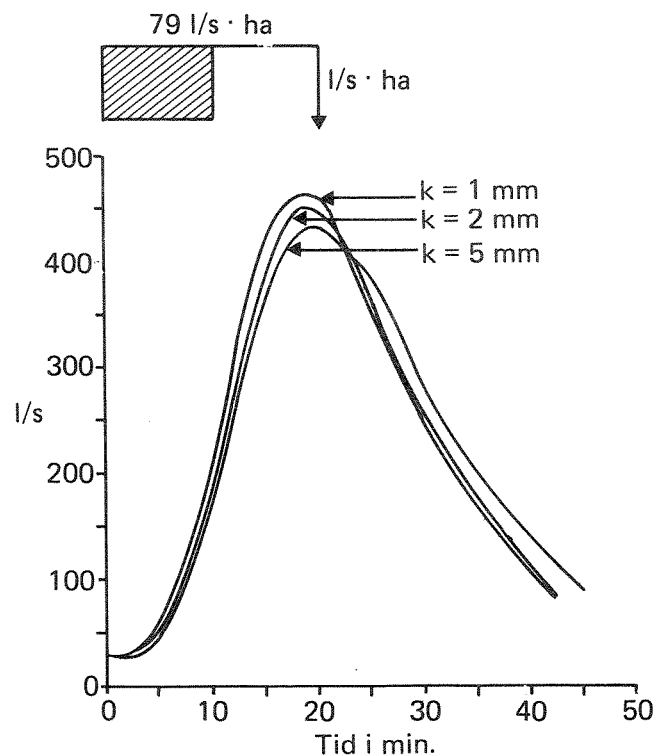


a) Ledningarnas lutning $I_0 = 6 \text{ ‰}$



b) Ledningarnas lutning $I_0 = 1.5 \text{ ‰}$

Figur 6.24 Utloppshydrogram fra "Sjøberg-feltet" ved varierende ruhet og rørfall. Sjøberg (9).



Figur 6.25 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate. Ulik hydraulisk ruhet i rørene 1/2 års regn (ingen oppstuvninger).

Tabell 6.7 viser oppstuvningsnivået ved 3-års-regnet i meter for hvert minutt av regnforløpet. F.eks. ser man at punkt 2 i nettet får en maksimal oppstuvning i det 22. minutt på 9.3 meter. Dette er 0.7 m under marknivået. Nettet er dimensjonert for 2-års-regnet.

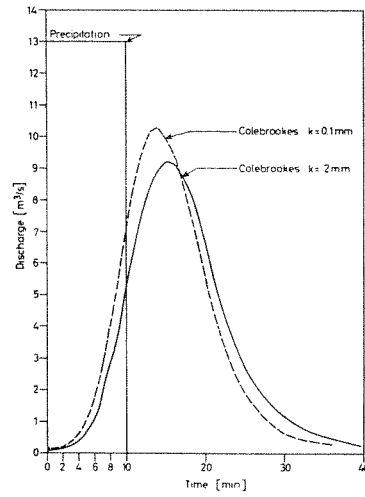
Tabell 6.8 viser oppstuvningene ved 4-års-regnet. For pkt. 2 ser man at nivået blir 9.9 m i det 22. minutt, hvilket er bare 0.1 m under marknivået. Eksempelet viser klart at kapasitetsøkningen er betydelig, dersom man tar hensyn til mulighetene som en bevisst oppstuvning innebærer.

Resultatet ble derved at et avløpsnett dimensjonert for å unngå oppstuvning ved et 2-års-regn, klarer et 3-års-regn med en oppstuvning på 0.3 m over topp-rør (1.9 m over bunn-rør).

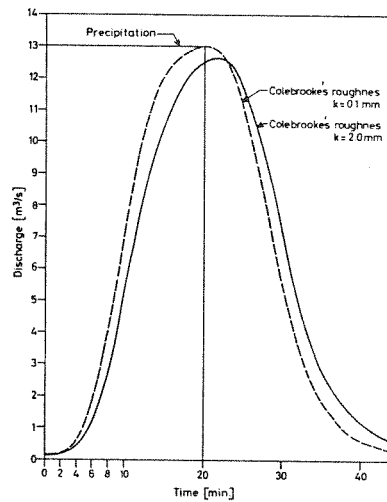
6.17 Virkning av å forenkle ledningsnett

Arbeidet med datainnsamling og forberedelser øker sterkt med økende antall knutepunkter.

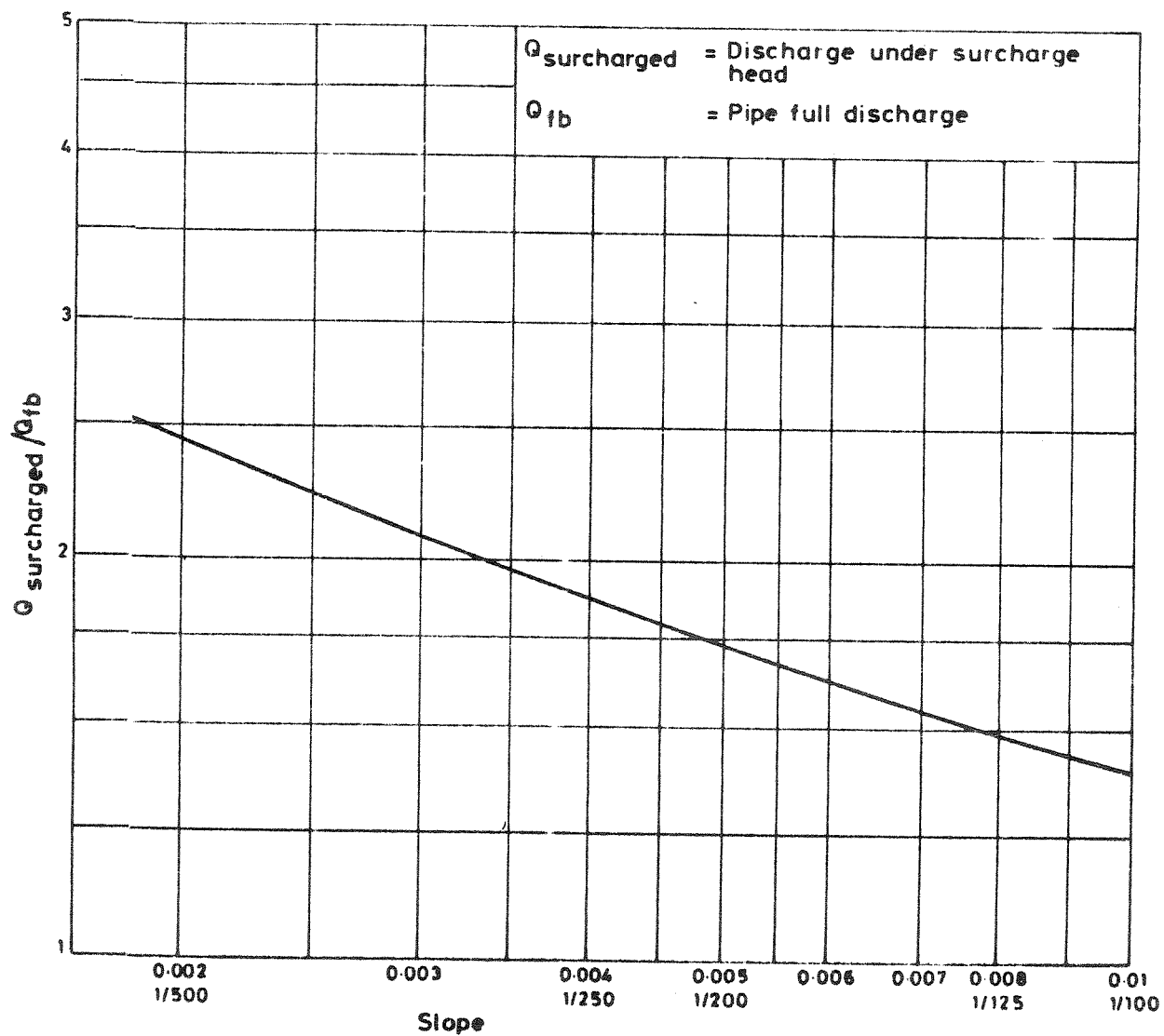
Det er derfor av interesse å kunne få et inntrykk av hva en forenkling av et ledningsnett innebærer av tap i beregningsnøyaktighet. Følgende eksempler er ment å illustrere dette:



Figur 6.26 Utløpshydrogram fra PRA-feltet med varierende ruhet og 10 minutters regn.



Figur 6.27 Utløpshydrogram fra PRA-feltet med varierende ruhet og 20 minutters regn.



Figur 6.28 Økning i rørkapasitet ved varierende rørgradient, som følge av å tillate 1 m oppstuvning over en rørlengde på 100 m. Se litt. (1).

TABELL 6.7 OPPSTUVNINGSBEREGNINGER I "RUNDT" FELT MED 3-ÅRS REGN-
HYETOGRAM (1.15 x 2-ÅRS REGNET).

		O P P S T U V N I N G S B E R E G N I N G E R						(H Ø Y D E R I M .)
PUNKT		17	19	22	24	21	2	16
M								
I	MARK	14.0	14.0	22.0	22.0	14.0	10.0	6.0
N	BUNN	12.0	12.0	20.0	20.0	12.0	8.0	4.0

	0	12.0	12.0	20.0	20.0	12.0	8.0	4.0
	1	12.0	12.0	20.0	20.0	12.0	8.0	4.0
	2	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.1	4.1
	3	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.1	4.1
	4	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.1	4.1
	5	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.2	4.2
	6	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.2	4.2
	7	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.2	4.2
	8	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.2	4.2
	9	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.3	4.3
	10	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.3	4.3
	11	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.3	4.3
	12	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.3	4.3
	13	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
	14	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
	15	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.4	4.4
	16	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.4	4.5
	17	12.3	12.3	20.3	20.3	12.4	8.5	4.5
	18	12.3	12.3	20.3	20.3	12.5	8.6	4.6
	19	12.4	12.4	20.4	20.4	12.6	8.7	4.7
	20	12.9 *	12.9 *	20.7 *	20.7 *	12.7	8.9	4.8
	21	12.6 *	12.6 *	20.4	20.4	12.6	9.0	5.0
	22	12.6 *	12.6 *	20.4	20.4	12.9 *	9.3 *	5.2 *
	23	12.3	12.3	20.3	20.3	12.8	9.1 *	5.2 *
	24	12.3	12.3	20.3	20.3	12.7	8.9	5.0 *
	25	12.3	12.3	20.3	20.3	12.6	8.8	4.9
	26	12.2	12.2	20.2	20.2	12.5	8.6	4.8
	27	12.2	12.2	20.2	20.2	12.5	8.6	4.6
	28	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.5	4.6
	29	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.5	4.5
	30	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.5
	31	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
	32	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
	33	12.	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.4
	34	12.	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.3
	35	12.1	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.3
	36	12.1	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.3

* VANNSEIL MELLOM TOPP RØR OG MARKNIVA
X VANNSEIL OVER MARKNIVA

TABELL 6.8 OPPSTUVNINGSBEREGNINGER I "RUNDT" FELT MED 4-ÅRS REGN-
HYETOGRAM (1.2 x 2-ÅRS REGNET).

OPPSTUVNINGSANALYSE (HØYDER I M.)

* VANNspeIL MELLOM TOPP RØR OG MARKNIVA
X VANNspeIL OVER MARKNIVA

	PUNKT	2	16	34	33	18	3	17	37	38	20	5	1	44
M														
I	MARK	10.0	6.0	18.0	18.0	22.0	18.0	14.0	18.0	18.0	22.0	18.0	14.0	26.0
N	BUNN	8.0	4.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	24.0
0		8.0	4.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	24.0
1		8.0	4.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	24.0
2		8.1	4.1	16.0	16.0	20.0	16.0	12.1	16.0	16.0	20.0	16.0	12.1	24.0
3		8.1	4.1	16.0	16.0	20.1	16.1	12.1	16.0	16.0	20.1	16.1	12.1	24.0
4		8.1	4.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
5		8.2	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
6		8.2	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
7		8.2	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
8		8.3	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
9		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
10		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
11		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
12		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
13		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	24.1
14		8.4	4.4	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
15		8.4	4.4	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
16		8.5	4.5	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
17		8.5	4.5	16.2	16.2	20.2	16.2	12.3	16.2	16.2	20.2	16.2	12.3	24.2
18		8.6	4.6	16.2	16.2	20.3	16.3	12.3	16.2	16.2	20.3	16.3	12.3	24.2
19		8.7	4.7	16.2	16.2	20.4	16.3	12.4	16.2	16.2	20.4	16.3	12.4	24.2
20		9.2 *	5.1 *	16.9 *	16.9 *	20.8 *	16.7 *	13.6 *	16.9 *	16.9 *	20.8 *	16.7 *	13.6 *	24.4 *
21		9.3 *	5.2 *	16.2	16.2	20.3	16.3	13.0 *	16.2	16.2	20.3	16.3	13.0 *	24.2
22		9.9 *	5.5 *	16.1	16.1	20.3	16.3	13.4 *	16.1	16.1	20.3	16.3	13.4 *	24.1
23		9.5 *	5.4 *	16.1	16.1	20.2	16.3	12.4	16.1	16.1	20.2	16.3	12.4	24.1
24		9.0 *	5.1 *	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	24.1
25		8.8	5.0	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	24.1
26		8.7	4.9	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
27		8.6	4.7	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
28		8.5	4.6	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	24.1
29		8.5	4.5	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
30		8.4	4.5	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
31		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
32		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
33		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
34		8.3	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
35		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
36		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1

Søren Jaabæks gate

Det opprinnelige ledningssystemet med 54 ledningsstrekninger er vist i figur 4.1. Figur 6.29 viser samme avløpsfelt forenklet ned til halvparten så mange ledningsstrekninger. På figur 6.29 har man markert Q_{maks} for det opprinnelige nettet med 54 ledninger og Q_{maks} for feltet med 27 ledninger. Man ser at forskjellene er små i alle deler av nettet, og særlig små i de nedre delene. Regninggangsdataene var et 1/2-års-kasseregner på 115 l/s.ha i 5 minutter.

Figur 6.30 viser utløpshydrogrammene for de to respektive situasjonene. Forskjellen i Q_{maks} er ca. 1 %.

"Rundt" felt

Figur 6.31 viser en forenkling av det opprinnelige "runde" feltet med 59 ledninger (figur 4.2) ned til 14 ledninger. Figur 6.32 viser utløpshydrogrammene fra de to alternative situasjonene. Forskjellen i Q_{maks} er ca. 3 %.

"Avlangt" felt

Det "avlange" feltet i figur 4.3 er forenklet ned til bare fem rør, beliggende i hovedstammen.

Figur 6.33 viser utløpshydrogrammene fra de to situasjonene. Her er forskjellen i Q_{maks} ca. 3 %.

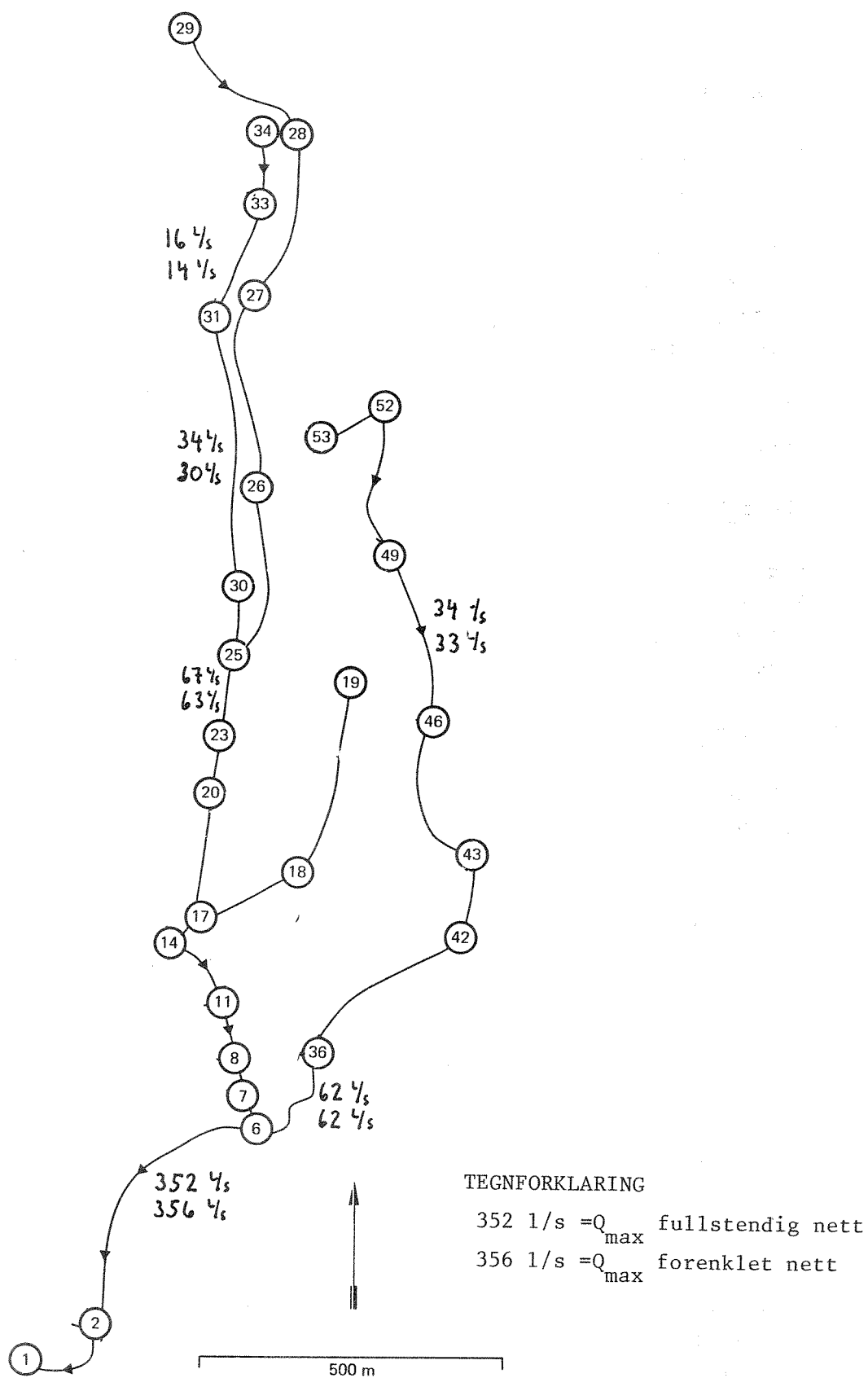
Konklusjonen må bli at en forenkling av et ledningsnett kan skje uten at utløpshydrogrammene påvirkes nevneverdig. Det er imidlertid større fare for betydelige påvirkninger lokalt nær de stedene hvor virkelige ledninger utlates.

6.18 Virkningen av korte kontra lange rørstrekninger

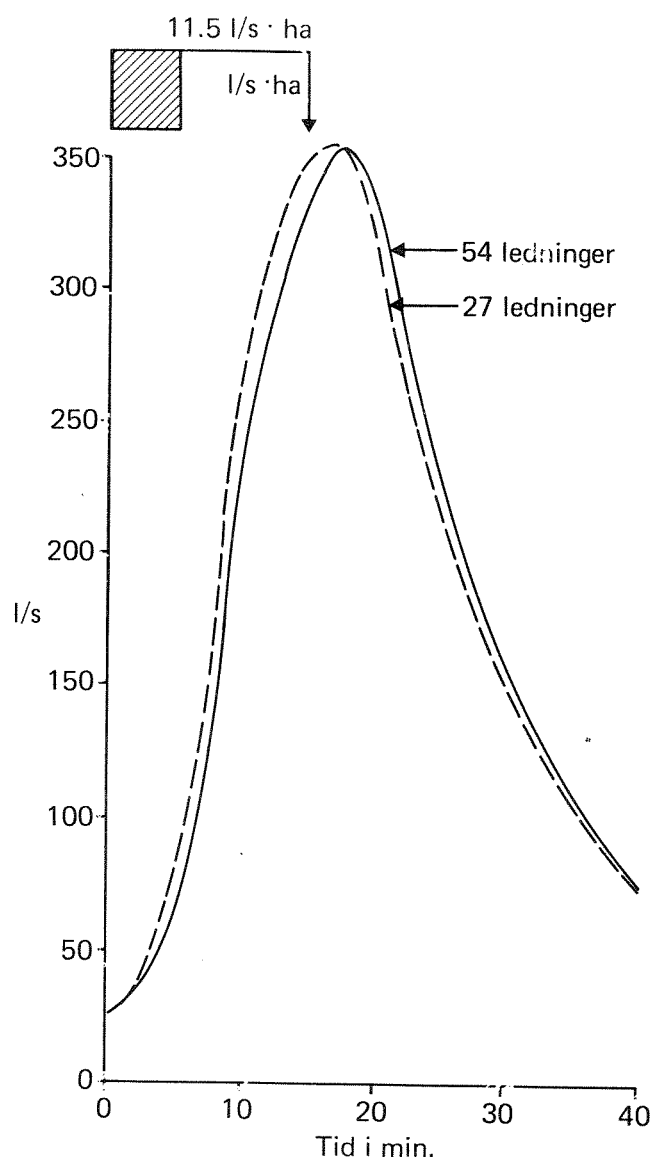
"Sjøberg"-feltet

Sjøberg (9) har sett på betydningen av å dele inn avløpsledningene i korte kontra lengre strekninger. Han har brukt avløpsprogram med kinematisk bølge, slik som det prinsippet NIVANETT benytter. Beregningene er foretatt på avløpsnettet vist i figur 4.5. Ruheten er 1 mm.

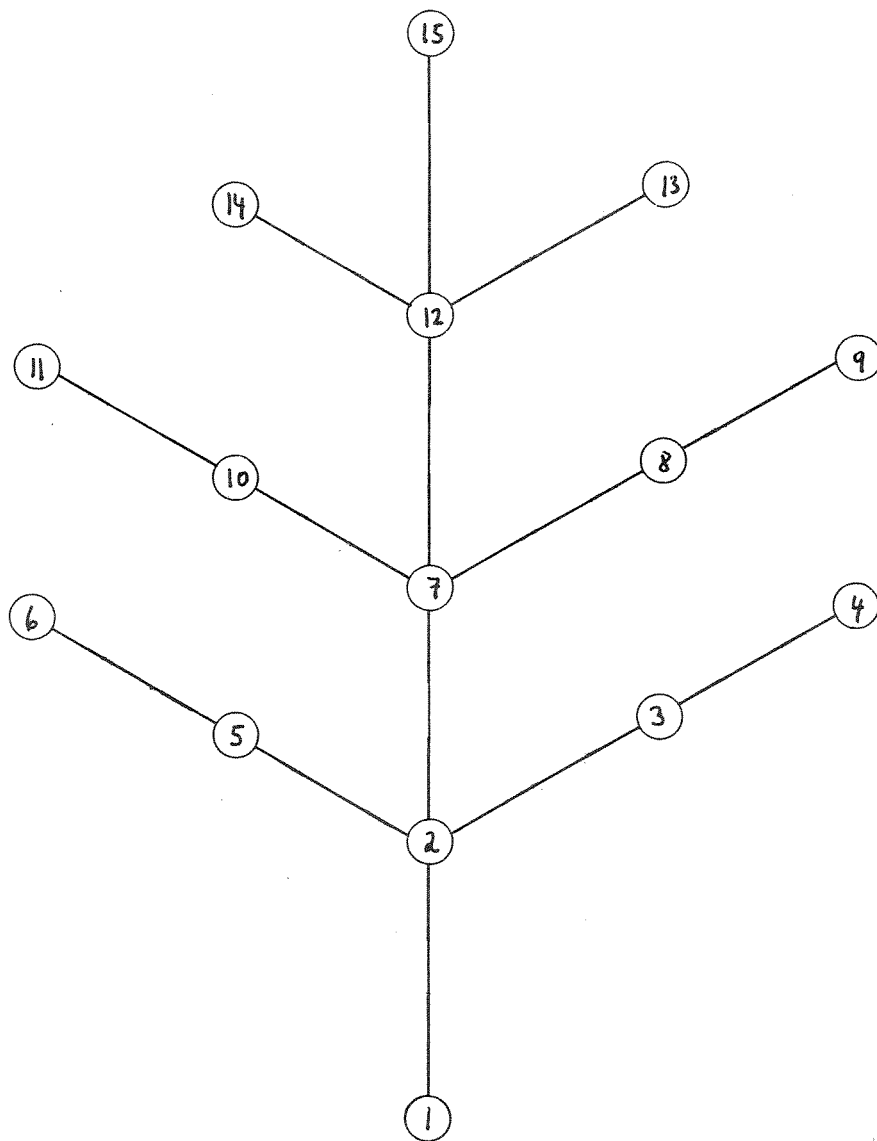
Figur 6.34 viser en forskjell i Q_{maks} på ca. 15 % ved en økning i Δx fra 150 m til 300 m, med rørfall på 1.5 o/oo.



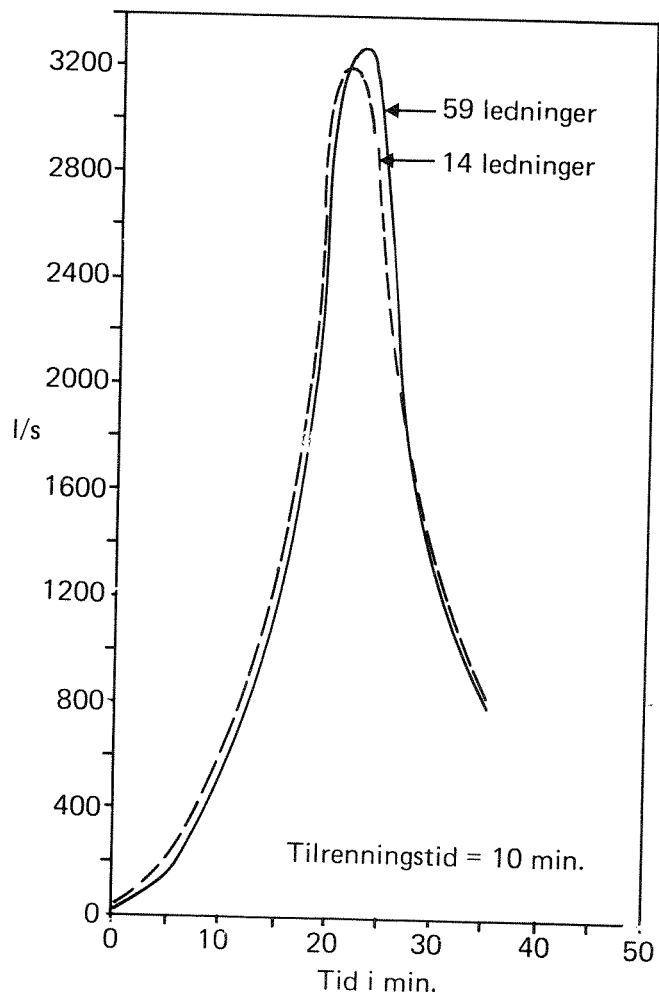
Figur 6.29 Forenklet avløpsnett i Søren Jaabæks gate.



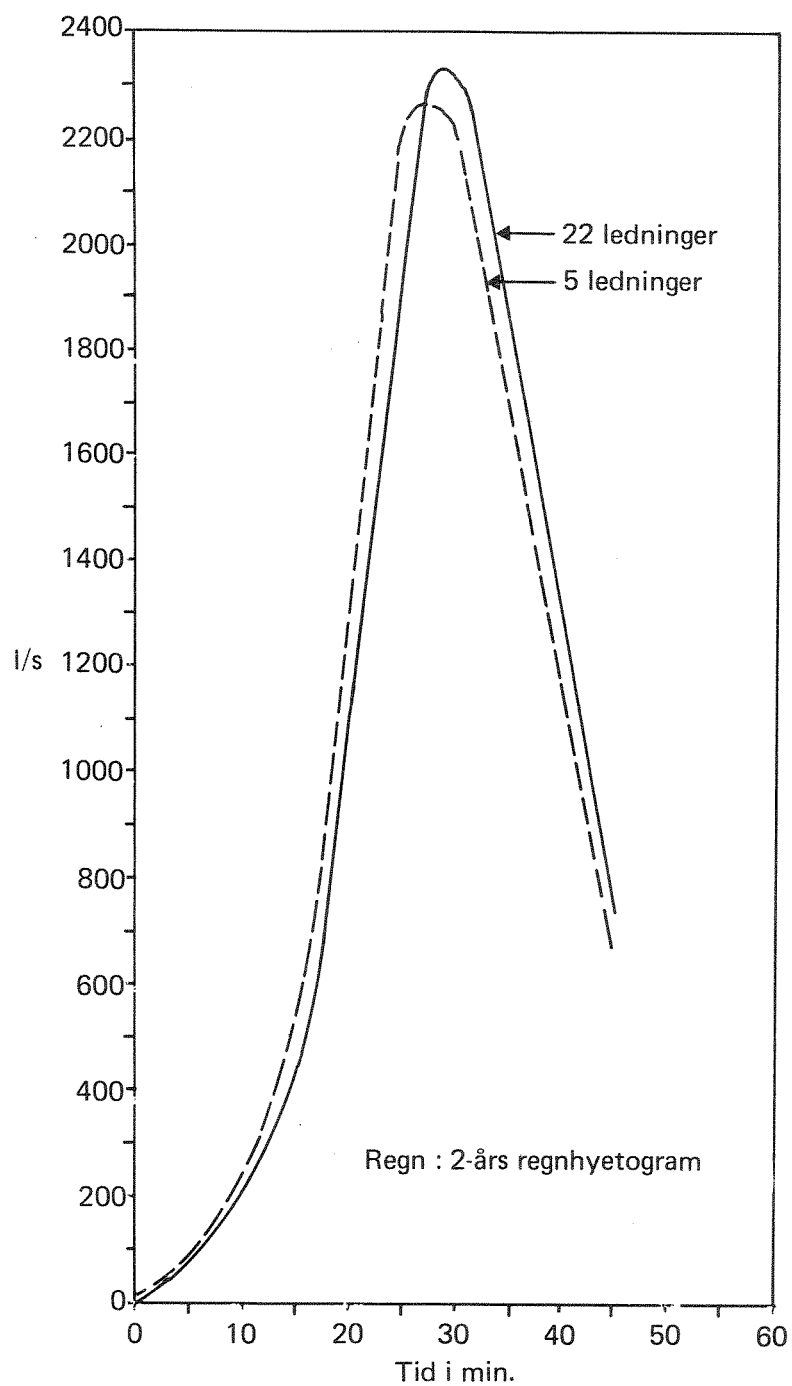
Figur 6.30 Utløpshydrogram fra feltet Søren Jaabæks gate, med fullstendig nett (54 ledn.) og forenklet nett (27 ledn.).



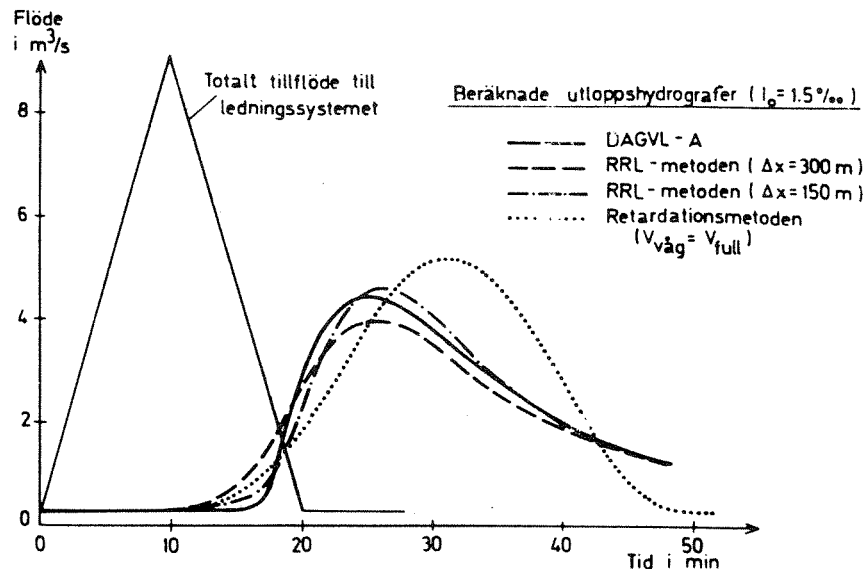
Figur 6.31 Forenklet "rundt" felt.



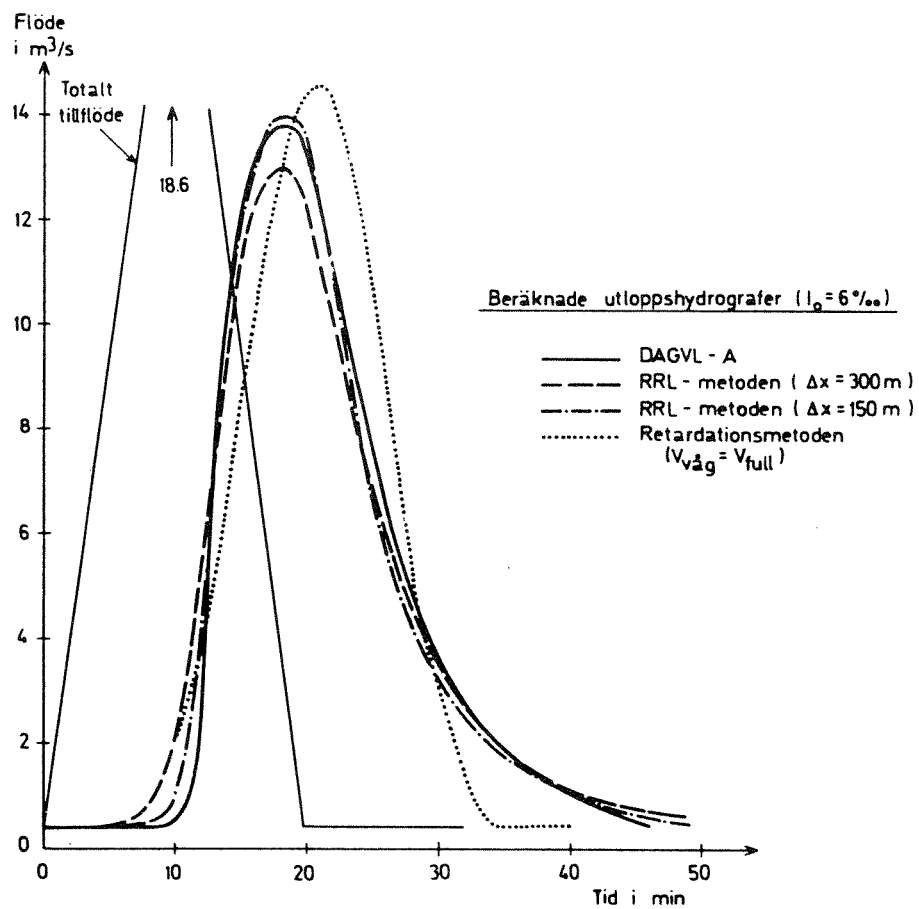
Figur 6.32 Utløpshydrogram fra "rundt" felt, med ulik antall rørstrekninger. 2-års regnhydrogram.



Figur 6.33 Utløpshydrogram fra avlangt felt med 22 rør og samme felt forenklet til 5 rør.



Figur 6.34 Utløpshydrogram ved ulike rørlengder, ΔX .
Fall på rørene = 1.5 o/oo. Sjøberg (9).



Figur 6.35 Utløpshydrogram ved ulike rørlengder, ΔX .
Fall på rørene = 6 o/oo. Sjøberg (9).

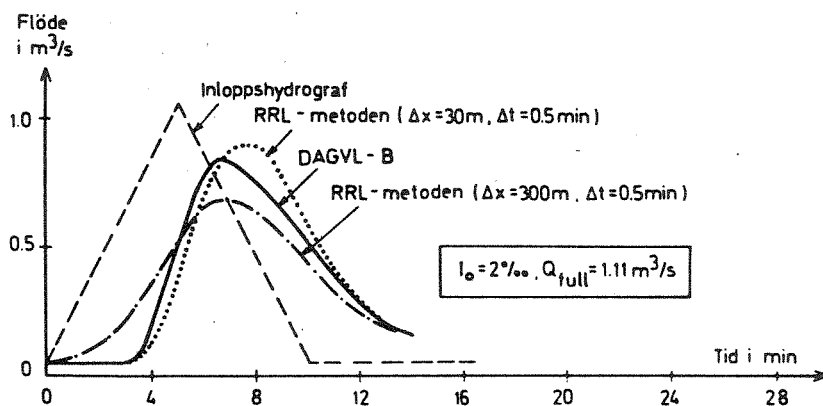
Figur 6.35 viser en forskjell i Q_{maks} på ca. 7 % ved en økning i Δx fra 150 m til 300 m, med et rørfall på 6 o/oo.

Figur 6.36 viser forskjellige utløpshydrogram for $\Delta x=30$ m kontra $\Delta x=300$ m. For beregningssteg på $\Delta t=1$ minutt er forskjellen i Q_{maks} ca. 12 %.

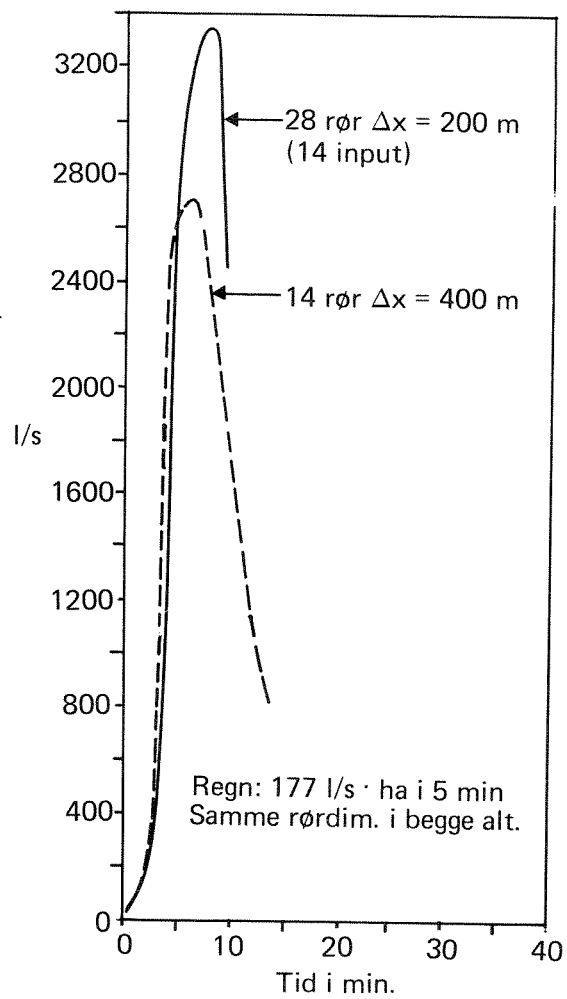
"Rundt" felt

Feltet vist i figur 6.31 er kjørt slik som vist med 14 ledninger og med en økning i antallet rør til det dobbelte; 28 rør.

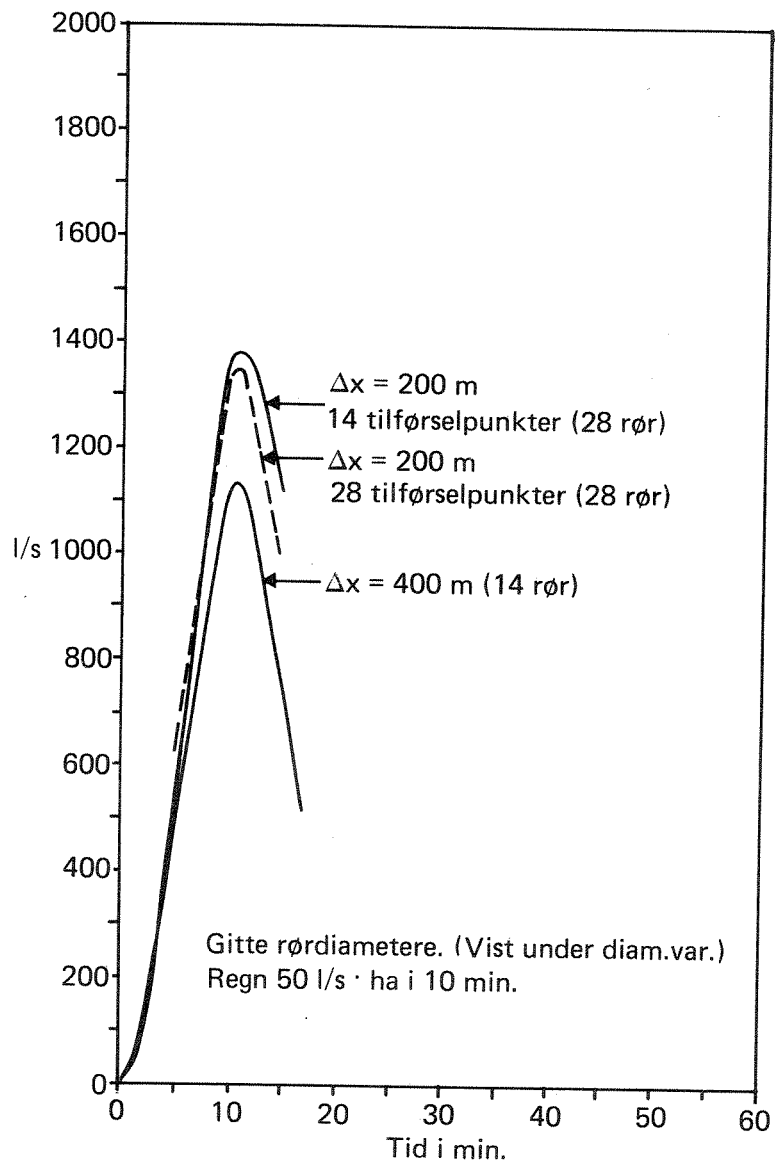
Δx ble dermed variert fra 400 m til 200 m. Figurene 6.37, 6.38, 6.39, 6.40, 6.41 viser forskjellene i hydrogrammer ved $\Delta x=200$ m kontra $\Delta x=400$ m ved økende lengde på regnskyttet fra 5 minutter til 35 minutter. Man ser at forskjellene i Q_{maks} er størst for svært korte regn; 25 % for 5 minutter, og minst for regn i området ved konsentrasjonstiden for avløpsfeltet; ca. 3 % for en regnvarighet på 30-35 minutter.



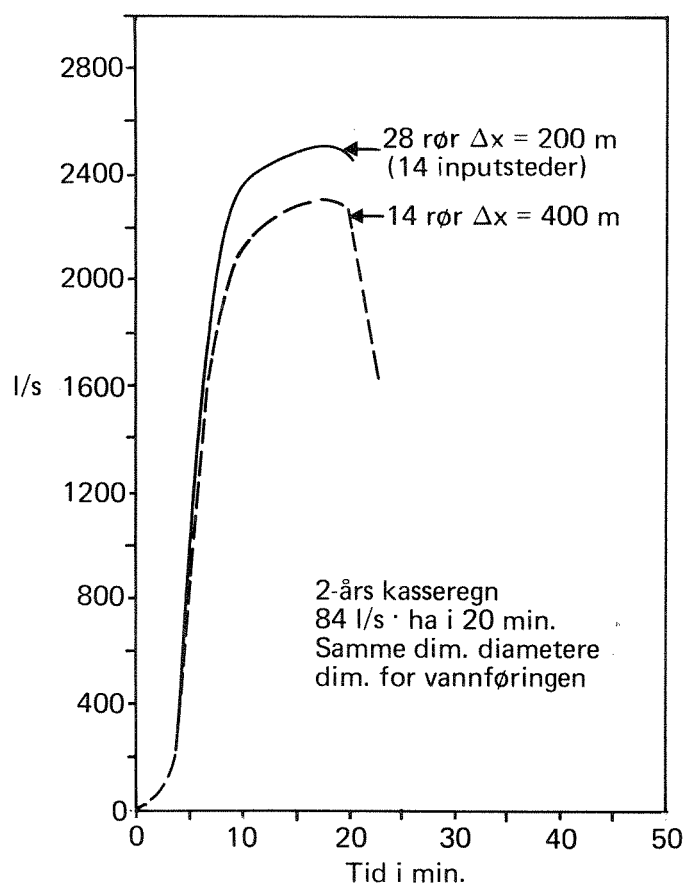
Figur 6.36 Utløpshydrogram ved ulike rørlengder
Sjøberg (9).



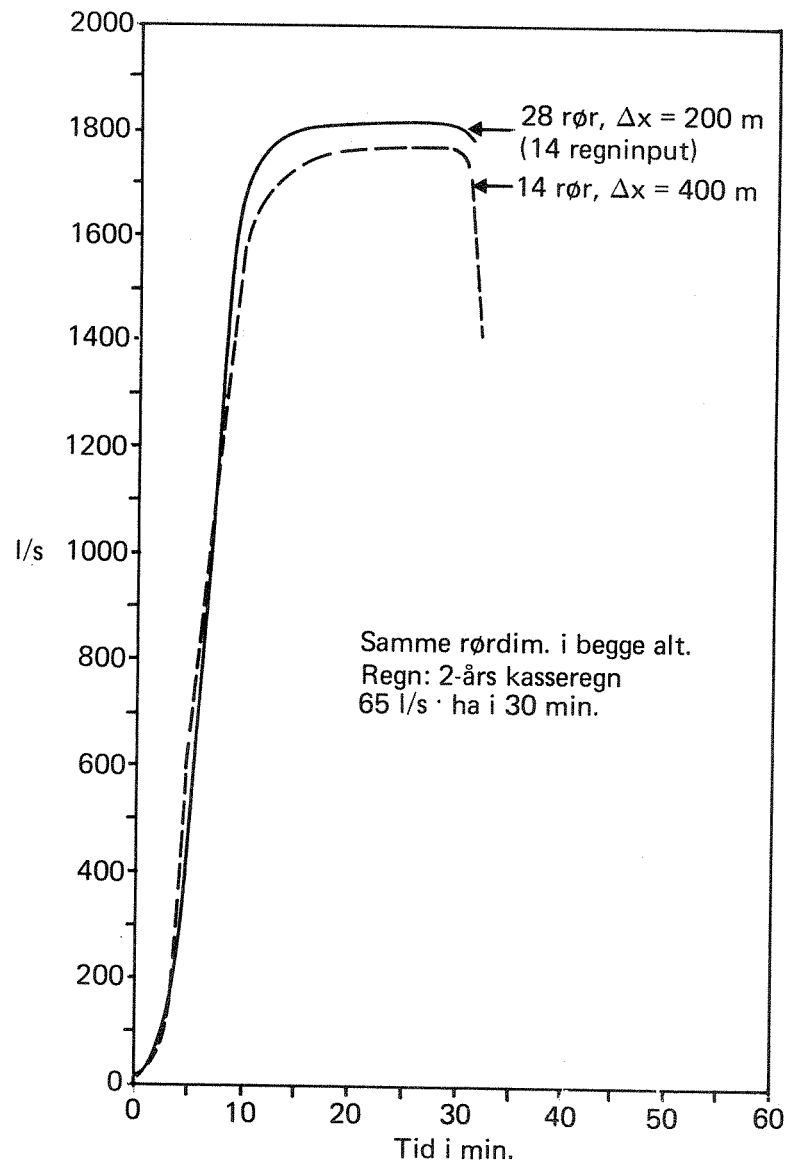
Figur 6.37 Utløpshydrogram fra "rundt" felt.
Rørlængdene er h.h.v. 200 m og 400 m.
Regninput er $177 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ i 5 min.



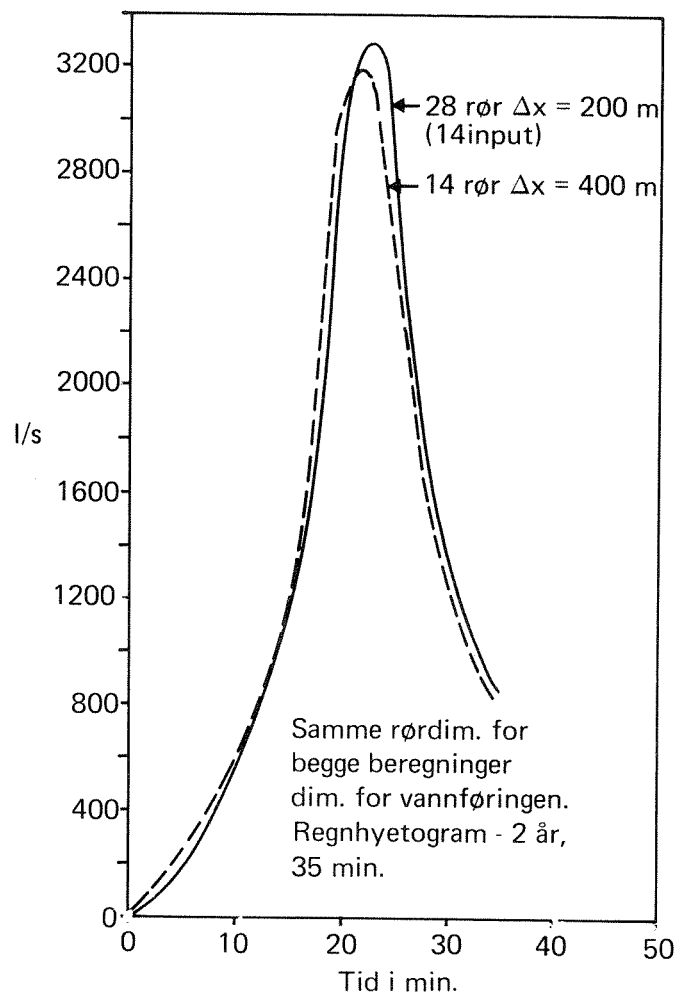
Figur 6.38 Utløpshydrogram fra "rundt" felt.
 Rørlængdene er h.h.v. 200 m og 400 m.
 Regninput er 50 l/s · ha i 10 min.



Figur 6.39 Utløpshydrogran for "rundt" felt med h.h.v. 400 m og 200 m rørstrekninger. 2-års kasseregn 84 l/s.ha i 20 min.



Figur 6.40 Utløpshydrogram fra "rundt" felt, med h.h.v. 400 m og 200 m rørstreknninger.



Figur 6.41 Utløpshydrogram for "rundt" felt med h.h.v. 400 m og 200 m strekninger. 2-års regnhyetogram.

Anders Sjøberg (9) har i sin dr.avhandling kommet til at en rørlengde på ca. 150 m er optimalt m.h.t. å gi mest mulig riktige hydrogram. Imidlertid viser det seg at selv betydelige avvik fra dette, f.eks. fra 30 m til 400 m, ikke får særlig stor betydning for normale avløpsledningsnett. Et unntak kan være svært korte regn i området 10-20 % av konsentrasjonstiden for det feltet som betraktes. Dette er imidlertid regn som ikke er interessante i dimensjoneringsammenheng.

Dersom man har en rørstreng uten forgreninger vil avvikene i hydrogrammene kunne bli betydelige når Δx varierer og

- a) rørfallet er lavt (10 o/oo) og
- b) tørrværsvannføringen svært lav (0.04 l/s).

Disse situasjonene går frem av figurene i vedlegg A.

Situasjonene som gir disse store avvikene er imidlertid lite aktuelle for normale avløpsnett.

6.19 Virkingen av å redusere antallet overvannstilførsler

I et gitt avløpsnett kan man velge å konsentrere overvannstilførslene til noen av knutepunktene. Dette er demonstrert for det "runde" avløpsfeltet med henholdsvis 28 tilførselspunkter kontra 14 punkter. Feltet og tilførselspunktene er vist i figur 6.42, mens hydrogrammene er vist i figur 6.43.

Tilsvarende beregninger er gjort for det "avlange" feltet (fig. 4.3) med henholdsvis 22 og 11 tilførselspunkter. Resultatene av den beregningen er vist i figur 6.44.

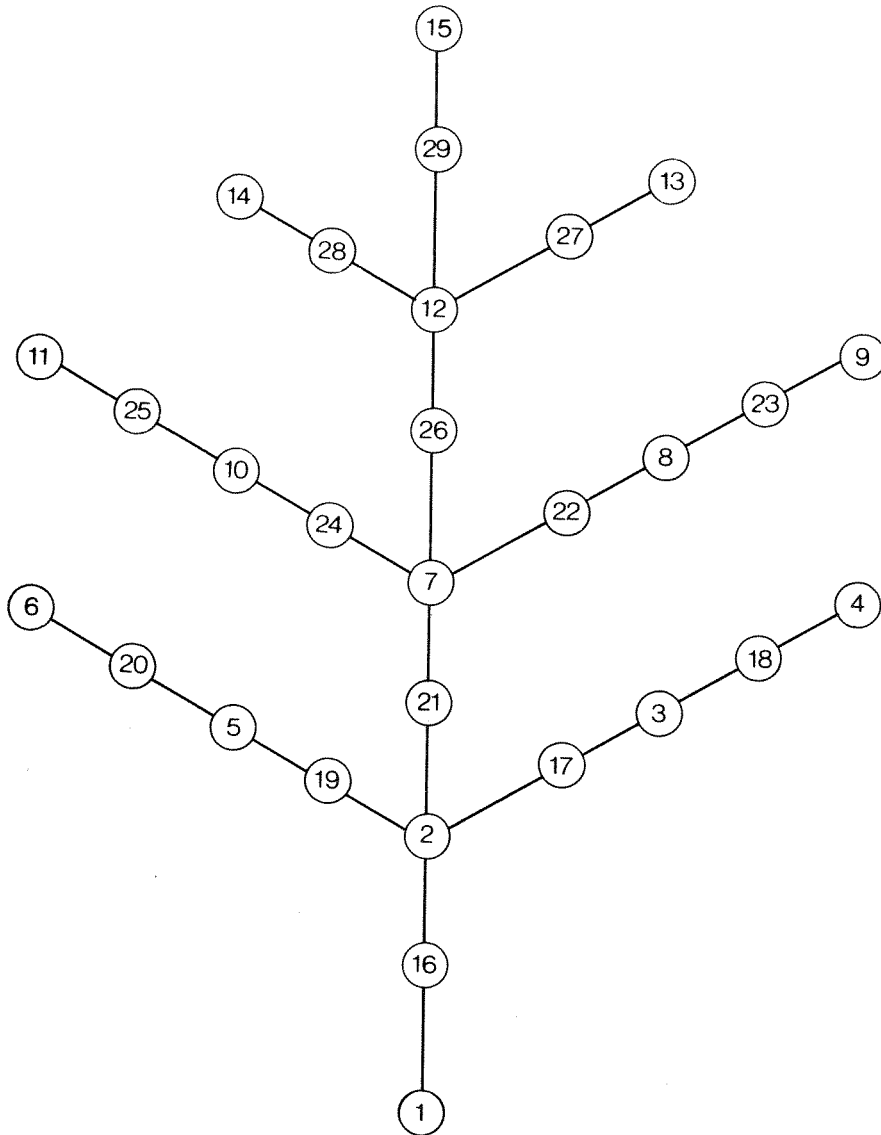
Begge beregningene viser at en halvering av antallet tilførselspunkter ikke betyr noe nevneverdig for hydrogrammenes form.

6.20 Betydningen av formen på feltet

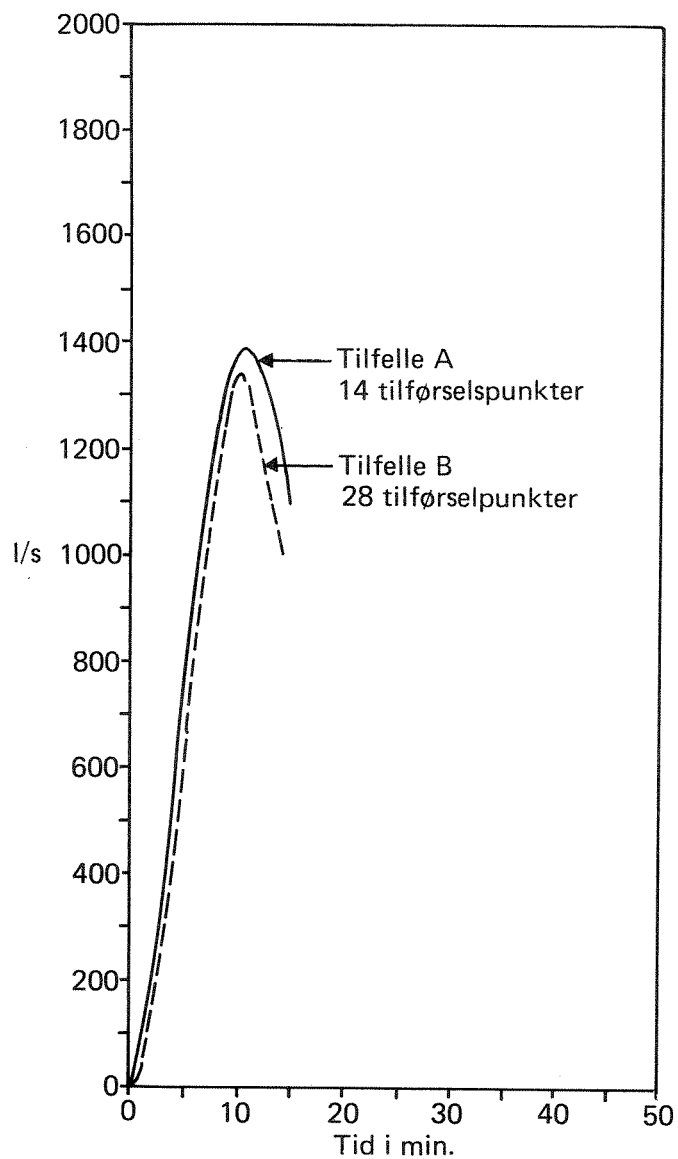
Figur 6.45 viser utløpshydrogram fra det "runde" og det "avlange" feltet. Begge feltene har samme areal, samme rørfall, samme tørrværsavrenning og overflateavrenningskarakteristikker. Regnet er et to-års regnhyetogram, hvilket gir et betydelig avvik i Q_{maks} for de to feltene.

Tilfelle A: Tilførsler i punktene 2-15.

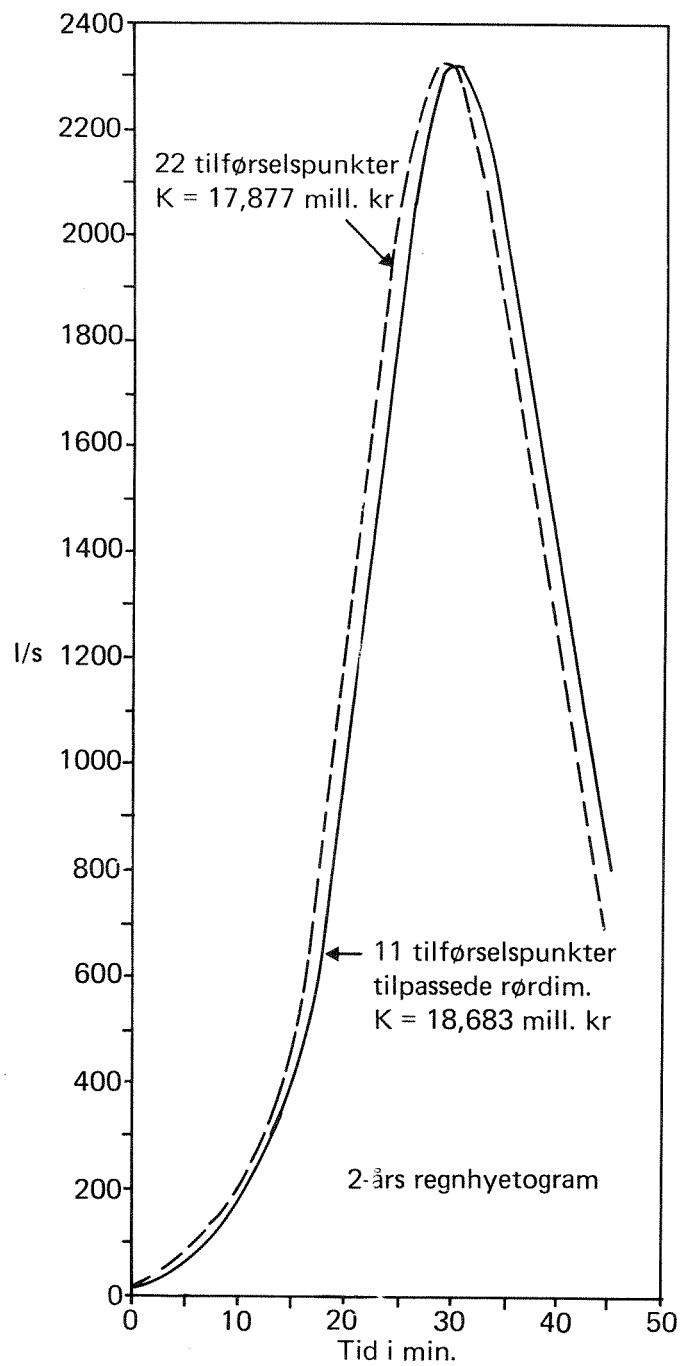
Tilfelle B: Tilførsler i punktene 2-29.



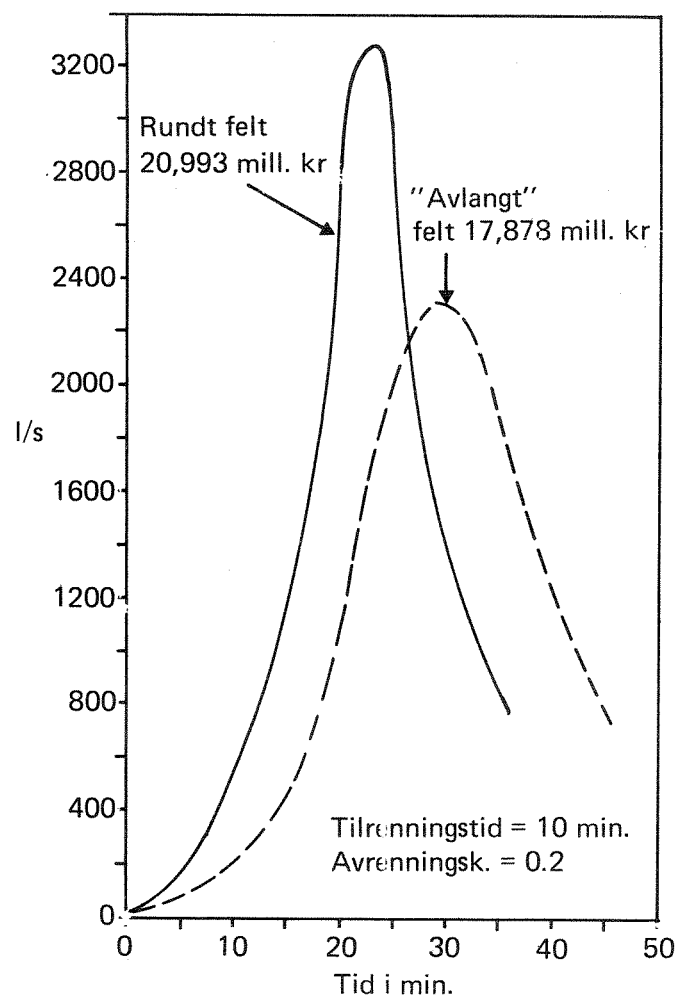
Figur 6.42 "Rundt" felt med 28 tilførselspunkter.



Figur 6.43 Utløpshydrogram fra "rundt" felt med 28 ledninger med h.h.v. 14 og 28 tilførselspunkter.

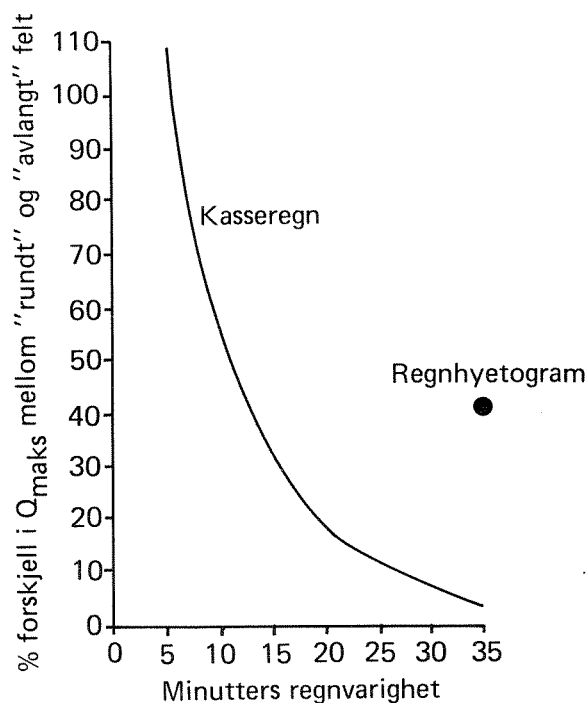


Figur 6.44 Utløpshydrogram fra avlangt felt med 22 rør.
Varierende antall tilførselspunkter.



Figur 6.45 Utløpshydrogram fra et felt på 118 ha, med ulik form på avløpsnettet. 2-års regnhyetogram.

Figur 6.46 viser % forskjell mellom Q_{maks} for det runde kontra det avlange feltet som funksjon av regnvarigheten på 2-års kasseregn fra I-V-F kurven. Man ser at forskjellen minker dramatisk med økende regnvarighet.



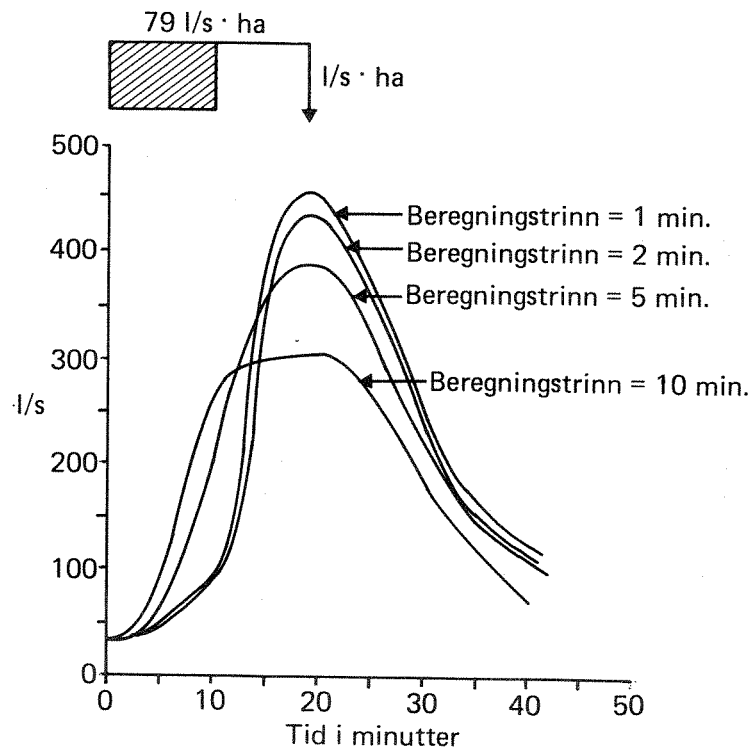
Figur 6.46 Sammenligning av maksimal avrenning fra "rundt og avlangt" felt.

Et regnhyetogram har et intervall med høy og kortvarig regnintensitet, hvilket får en virkning som til en viss grad tilsvarer et kort regn.

6.21 Variierende beregningstrinn

I NIVANETT er det mulig å velge beregningstrinn i regnforløpet.

Virkningen på utløpshydrogrammene fra Søren Jaabæks gate er vist i figurene 6.47, 6.48 og 6.49. De tre eksemplene er kjørt med henholdsvis 10 minutters kasseregn, 20 minutters og 30 minutters kasseregn. Av figur 6.47 ser man at forskjellene mellom hydrogrammene for bereg-



Figur 6.47 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate.
Varierende beregningssteg.
Kasseregn 79 l/s·ha i 10 minutter.

ningssteg på 1 minutt og 2 minutter er relativt liten. For 10 minutters beregningssteg er imidlertid avviket fra en akseptabel nøyaktighet for stor.

Dette er ikke overraskende da et beregningssteg på 10 minutter for et regn med varighet 10 minutter åpenbart er for grovt.

Figur 6.48 viser de samme beregningene, men med et regn med varighet på 20 minutter. Her ser man at et beregningssteg på 5 minutter også begynner å nærme seg det akseptable.

Figur 6.49 viser at selv et beregningstrinn på 10 minutter nærmer seg det akseptable når regnets varighet overstiger 30 minutter. Hvor nær maksimalt avrent vannføring (Q_{maks}) blir riktig verdi (når beregningssteget er stort), avhenger i stor grad av om beregningssteget sammenfaller i tid med tidspunktet for når Q_{maks} virkelig opptrer. Med andre ord, dersom virkelig Q_{maks} opptrer i det 25. minutt, og man kun beregner i det 10 minutt, 20. minutt, 30. minutt, osv., må man regne med betydeligere større avvik enn dersom Q_{maks} virkelig opptrer i f.eks. det 20. minutt.

Det anbefales å velge beregningssteg på 1 minutt for alle normale situasjoner. Dette fordi total analysetid påvirkes relativt lite selv om beregningssteget varieres. Grunnen til dette er at en rekke andre interne rutiner i programmet tar en vesentlig tid uansett.

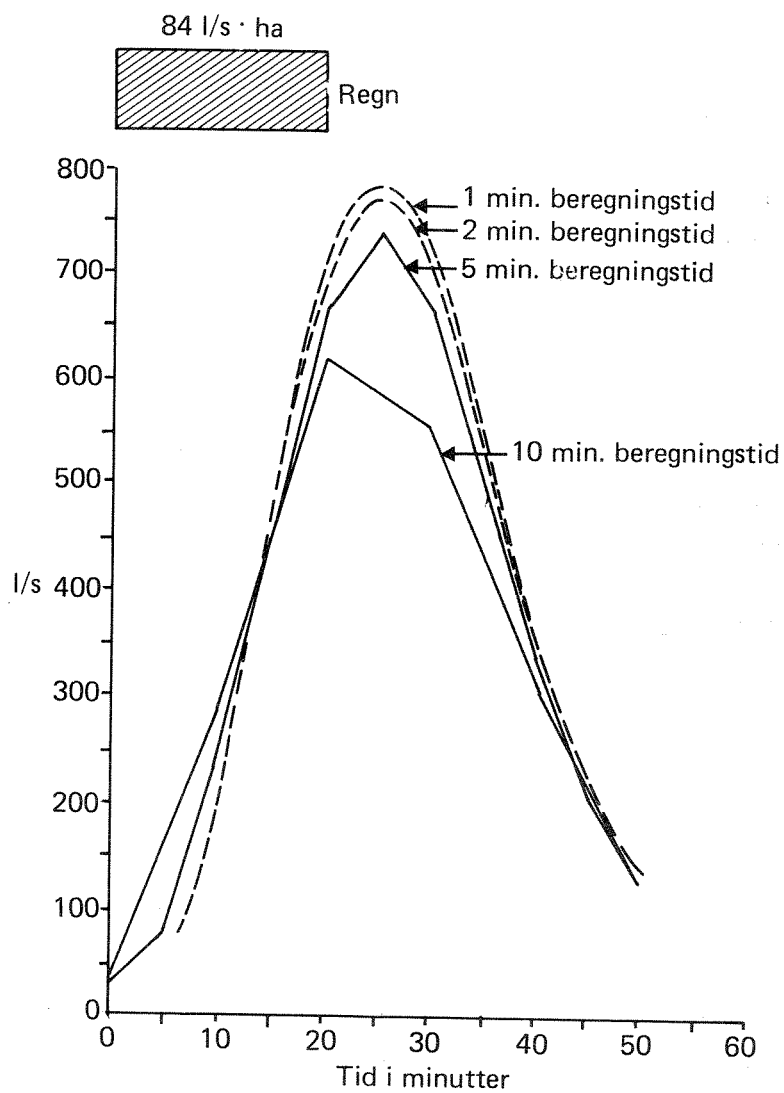
6.22 Simulering av pumpestasjon ved hjelp av overløp

Enkelte VA-ingeniører med behov for å simulere svært mange pumpestasjoner i samme avløpsnett har tenkt på muligheten av å simulere en pumpestasjons virkemåte i nettet ved hjelp av et overløp.

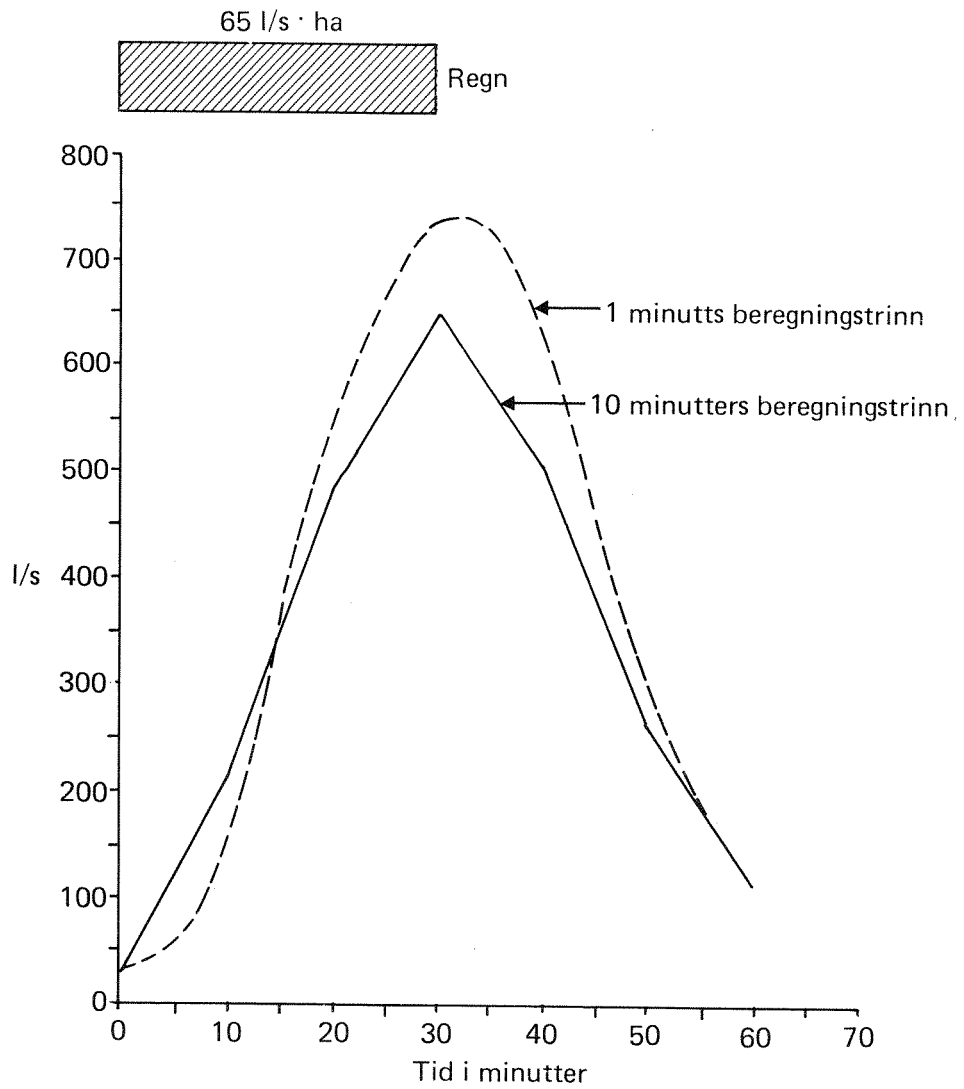
Tanken er da å spesifisere et overløp i det punktet hvor pumpestasjonen sitter, og å spesifisere en videreført vannføring fra overløpet som er lik maksimal pumpekapasitet. I figur 6.50 er det vist en del beregningseksempler fra Søren Jaabæks gate hvor en pumpestasjon er simulert ved hjelp av to forskjellige muligheter:

- a) Overløp med videreført vannmengde lik pumpekapasitet.
- b) Overløp med videreført vannmengde lik pumpekapasitet samt et tilknyttet fordrøyningsbasseng med samme volum som i pumpeumpen.

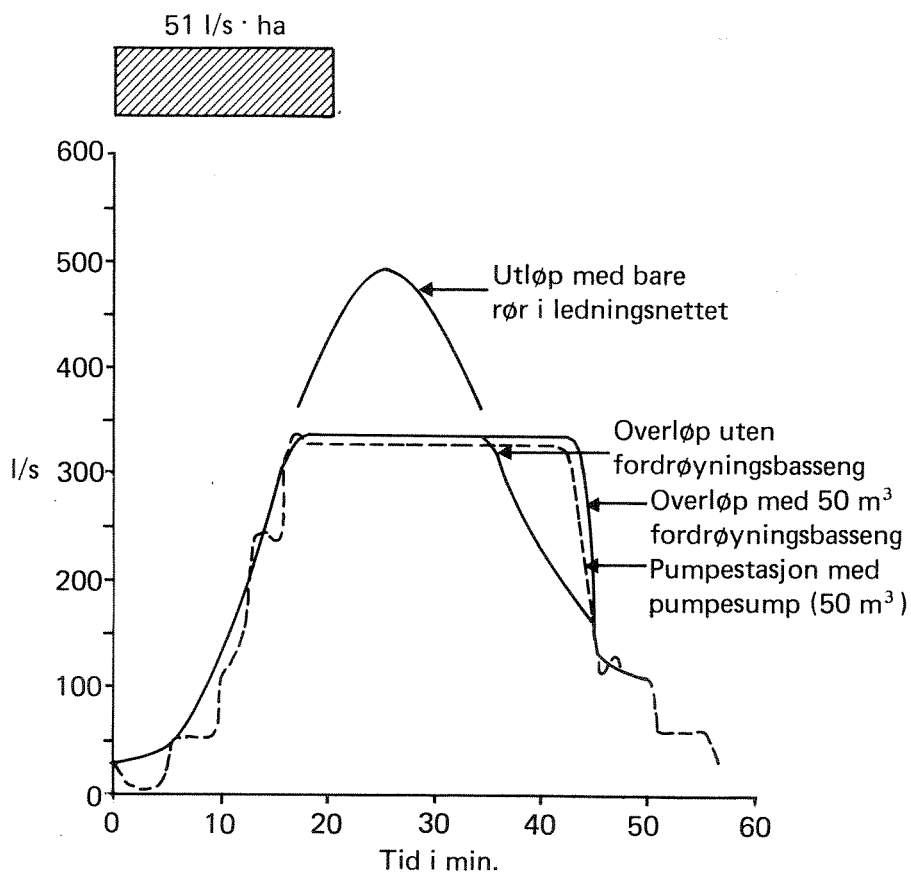
Figur 6.50 viser hydrogrammet i nettets utløp uten andre elementer enn rør. Kurven med svingninger i den oppadstigende fasen og i avslut-



Figur 6.48 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med varierende beregningstrinn. Kasseregn 84 l/s·ha i 20 minutter.



Figur 6.49 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med varierende beregningstrinn. Kasseregn 65 l/s·ha i 30 minutter.



Figur 6.50 Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate. Forskjellige simuleringsteknikker for pumpestasjon i ledningsnettet.

Tapt vannmengde i pumpestasjonens nødoverløp	= 73,5 m ³
Tapt vannmengde i overløp m. fordrøyningsbasseng	= 64,2 m ³
Tapt vannmengde i overløp uten fordrøyningsb.	= 110,5 m ³

ningsfasen er hydrogrammet etter en pumpe-stasjon som er plassert i utløpet til Søren Jaabæks gate. Pumpe-stasjonen har et volum i pumpe-sumpen på 50 m^3 . Når dette volumet er helt fylt, samt at vannføringen inn til stasjonen er større enn pumpekapasiteten, vil overskytende vann gå i nødoverløpet i pumpe-sumpen (dette representeres av den øvre skalken i "originalhydrogrammet"). Tapt vannmengde i pumpe-sumpens nødoverløp er 73.5 m^3 .

Fra det 35. minutt til det 42. minutt er avløpet fra pumpe-stasjonen høyere enn vannføringen i det uforstyrrede originalhydrogrammet. Dette skyldes at de 50 m^3 vann i pumpe-sumpen tømmes.

En av kurvene i figur 6.50 viser vannføringen ved simulering ved hjelp av et overløp alene. En annen kurve viser vannføringen ved hjelp av overløp, samt et fordrøyningsvolum lik pumpe-sumpvolumet.

Man ser at ved et så betydelig pumpe-sumpvolum som det her er tale om, vil det absolutt være å foretrekke å simulere pumpe-stasjonen med overløp i kombinasjon med et fordrøyningsvolum.

Konklusjonene kan bli som følger:

- Dersom man har få pumpe-stasjoner bør man beregne dem med NIVANETT's pumpe-stasjonsrutine (PSUMP).
- Dersom man har flere stasjoner enn det NIVANETT kan håndtere i samme beregning, eller man ønsker å kutte ned på dataprosseseringstiden i datamaskinen, kan man benytte seg av overløp alene dersom pumpe-sumpvolumet er lite. Ved større pumpe-sumpvolumer bør man kombinere overløpet med et fordrøyningsvolum lik det volumet som pumpe-sumpen har.

6.23 Overflatemodellens "tilknytningslengde"

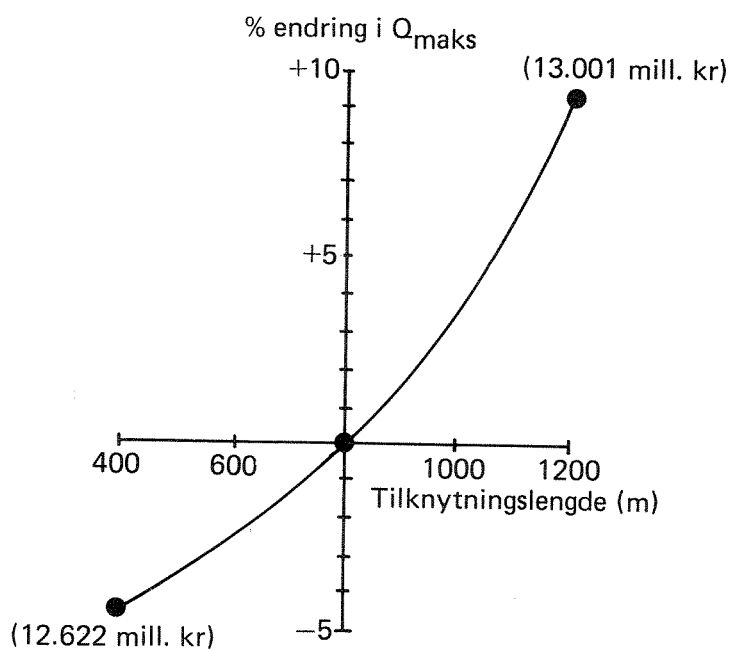
NIVANETT's overflatemodell ("SWMM-modellen") har 11 forskjellige inngangsparametere for hvert delfelt, og som er forskjellig fra de parameterene som benyttes i NIVANETT's tid-areal metode.

I dette prosjektet er følsomheten i disse 11 parameterene beregnet for det "runde feltet" med 14 ledningsstrekninger.

Tilknytningslengden er et mål på hvor raskt overflateavrenningen blir avledet fra delområdet, se Sirum og Øren (8). Delområdets tilknytningslengde kan ofte settes lik to ganger lengden av dreneringskanalen (f.eks. rennesteinen) dersom tilrenningen skjer fra to kanter samtidig,

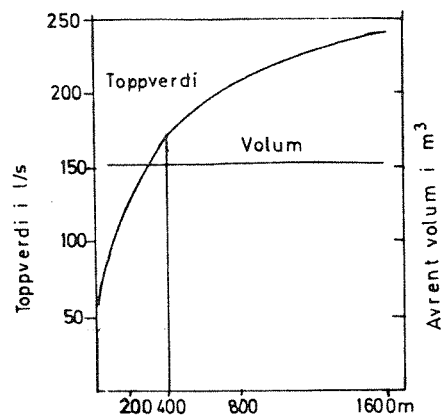
og lik en gang tilknytningslengden dersom tilrenningen bare skjer fra en side. En reduksjon i tilknytningslengden vil dra avrenningen ut i tid, da vann vil lagres i lengre tid på overflaten. Det er kun Q_{maks} som influeres, og ikke avrent volum. En økning i lengden vil tillate vannet å drenere raskere av overflaten.

Figur 6.51 viser utslaget i Q_{maks} fra det "runde feltet", når tilknytningslengden varieres.



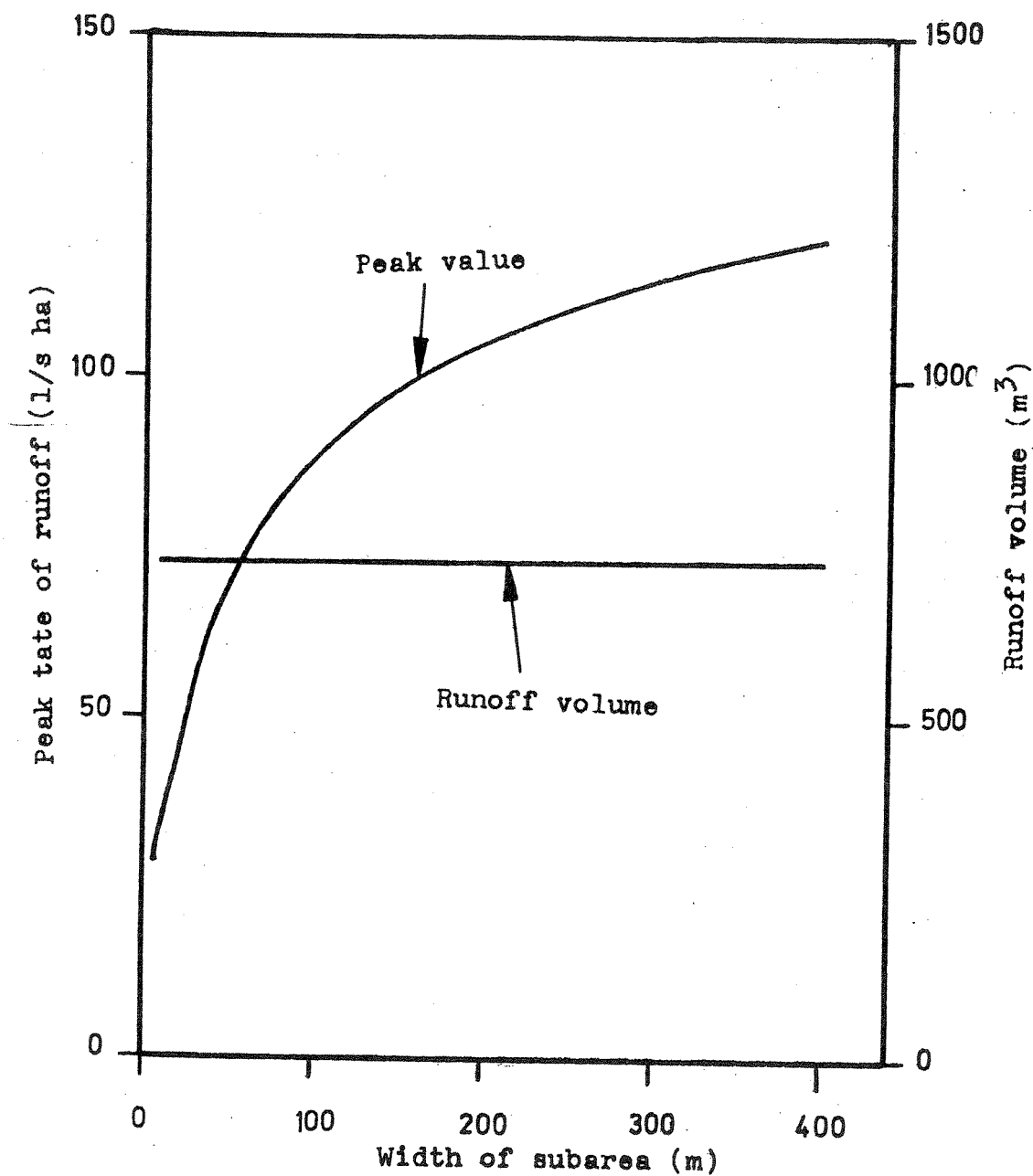
Figur 6.51 Sensitivitet i Q_{maks} ved endring i tilknytningslengde.

Anleggskostnadene for å bygge et tilpasset nett er også vist på figuren. Som i tidligere eksempler varierer Q_{maks} betydelig mer enn anleggskostnadene.



Figur 6.52 Sensitivitet ved variasjon av tilknytningslengden Sirum og Øren (8)

Figur 6.52 viser utslaget i Q_{maks} og avrent volum for et område Sirum og Øren analyserte. Området er uten ledningsnett for å maksimalisere utslaget i overflatemodellen. Figur 6.52 gir også derfor større utslag enn figur 6.51, hvor man har et betydelig avløpsnett som i noe grad demper og utligner fenomenene i de enkelte delområdenes overflater.



Figur 6.53 Variasjon i tilknytningslengden i Vika. Shiferaw (7).

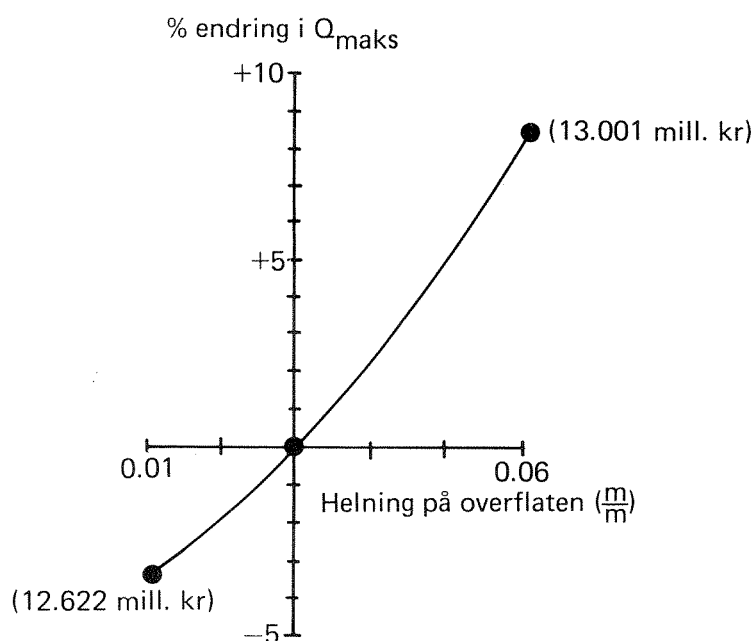
Figur 6.53 viser utslaget i Q_{maks} og avrent volum for Vika når tilknytningslengden varierer mellom 0 og 400 m.

Q_{maks} influeres svært mye mellom 0 og 100 m, og noe mindre mellom 100 og 400 m. Avrent volum påvirkes ikke.

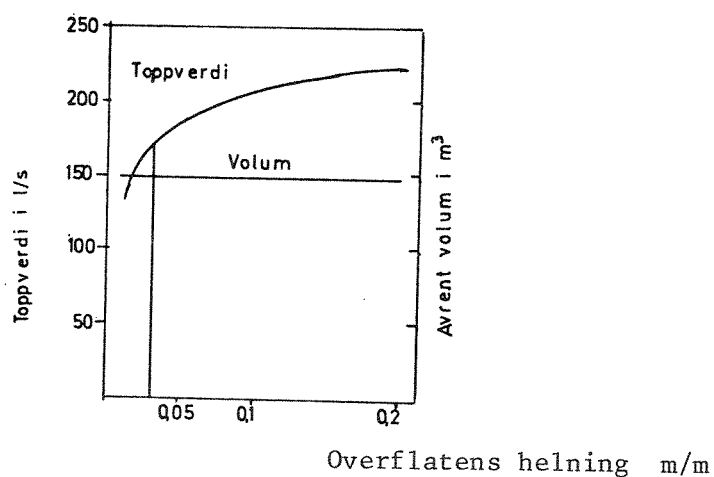
6.24 Overflatemodellens overflatehelning

Helningen på overflatene i delområdene er variert i figur 6.54 mellom 0.01 m/m til 0.06 m/m i det "runde feltet".

Dette medførte utslag i Q_{maks} på henholdsvis -3.5 % og +8.5 % i forhold til basissituasjonen på 0.03 m/m.

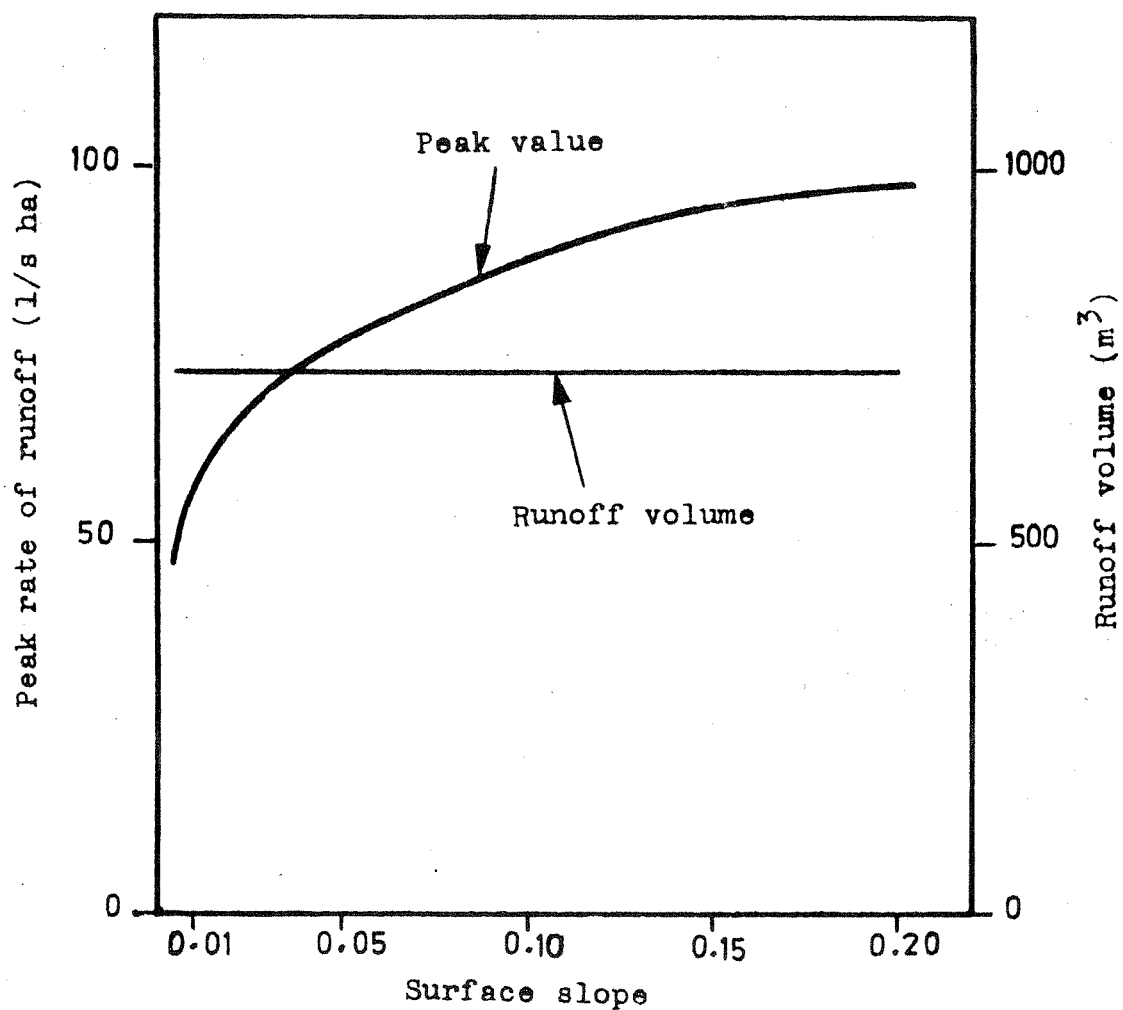


Figur 6.54 Sensitivitet i Q_{maks} ved endring i helningen på overflaten i delfeltene.



Figur 6.55 Variasjon i Q_{maks} og avrent volum når overflatens helning varierer.
Sirum og Øren (8).

Figur 6.55 viser Sirum og Ørens beregninger for avrenningen fra en overflate. Større helning gir større toppverdi, men avrent volum forblir det samme. Figur 6.54 gir større utslag enn figur 6.55 fordi det runde feltet har et ledningsnett som demper overflatens betydning noe, mens figur 6.55 viser avrenningen fra overflatene til ledningsnett.

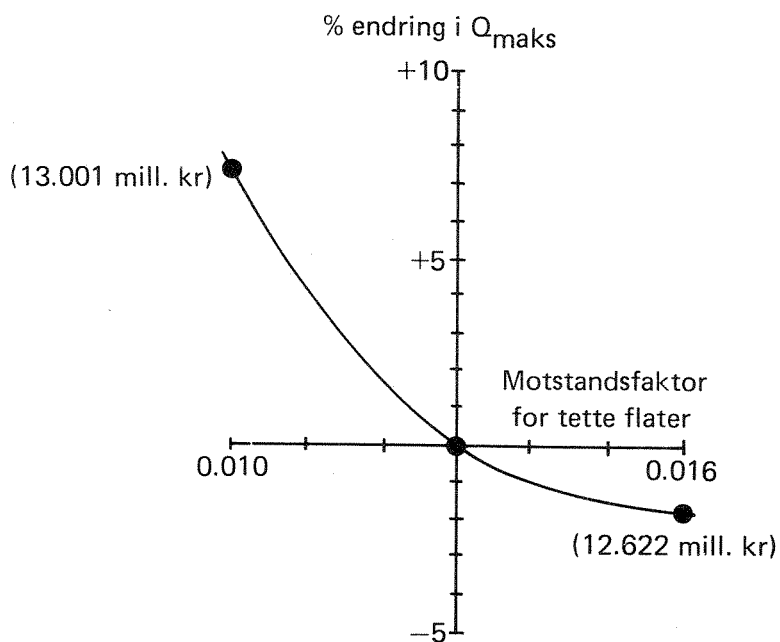


Figur 6.56 Betydningen av en variasjon av overflatenes helning i Vika Shiferaw (7).

Figur 6.56 viser Shiferaws beregninger for Vika av Q_{maks} og avrent volum når overflatenes helning varierer.

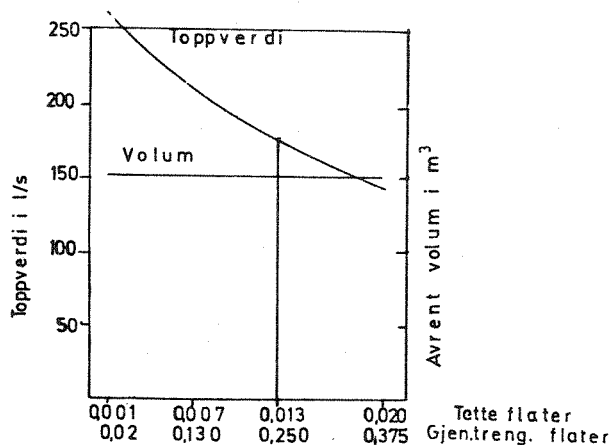
6.25 Overflatemodellens motstandsfaktor for tette flater

Figur 6.57 viser utslaget i Q_{maks} for det runde feltet når motstandsfaktor for tette flater varierer.



Figur 6.57 Sensitivitet i Q_{maks} ved en endring i motstandsfaktor for ugjennomtrengelige flater

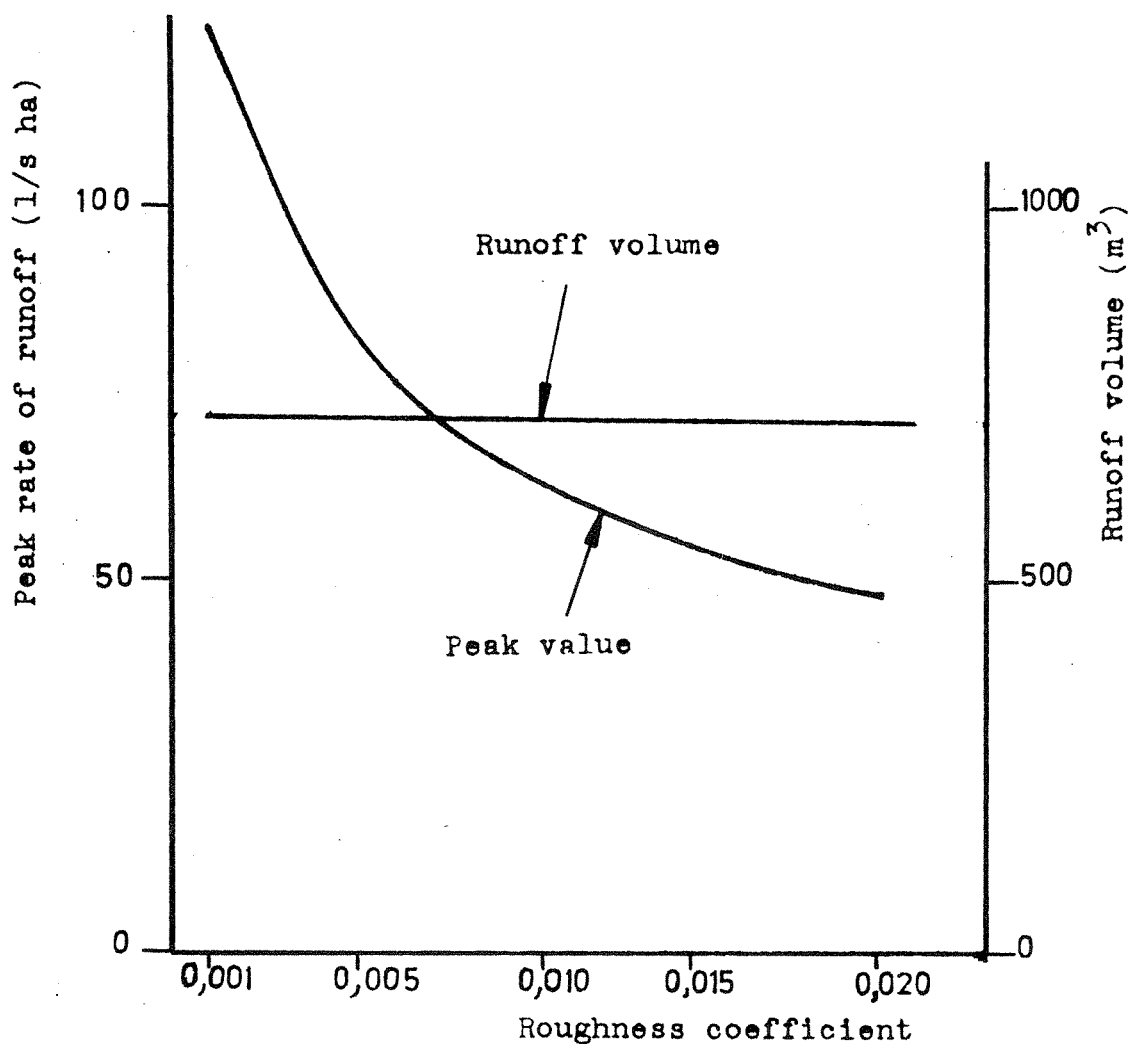
Faktoren er variert fra 0.010 via basisverdien 0.013 til 0.016. Korresponderende utslag i Q_{maks} er +7.5 % økning og -2 % minking i Q_{maks} i forhold til basissituasjonen.



Figur 6.58 Betydningen av en variasjon av motstandsfaktor for overflater.
Sirum og Øren (8)

Øren og Sirum har i figur 6.58 variert motstandsfaktorene for både tette og permeable flater i samspill.

Betydningen av en variasjon i motstandsfaktoren for de permeable flatene er imidlertid neglisjerbar for normale situasjoner. Figur 6.58 kan derfor betraktes som en variasjon av motstandsfaktoren for tette flater alene. Fordi figur 6.58 representerer utslaget for overflateavrenningen alene uten noe rørnnett, slår igjen Sirum og Ørens resultater sterkere ut enn resultatene i figur 6.57.



Figur 6.59 Betydningen av en variasjon av motstandsfaktor for tette flater i Vika. Shiferaw (7).

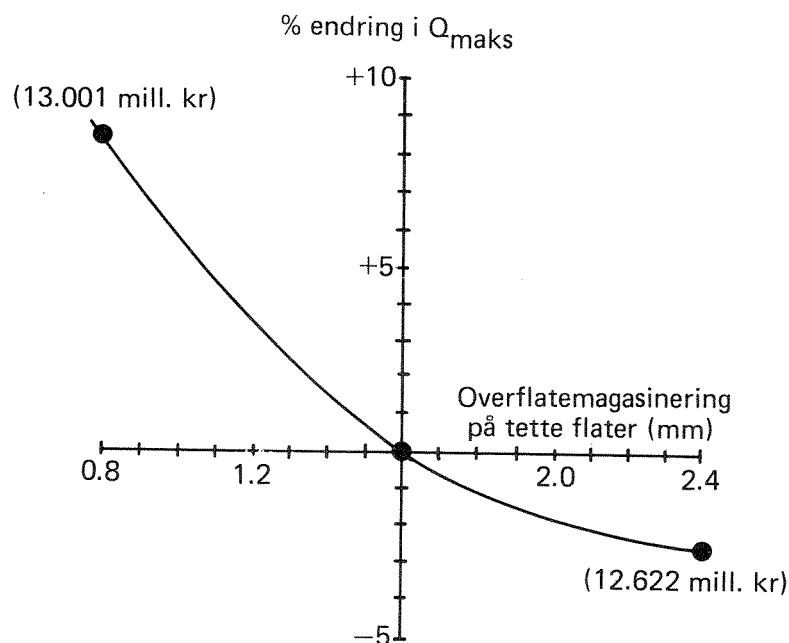
Shiferaw har variert motstandsfaktoren mellom 0.001 og 0.02. En 20-dobling av faktoren medfører ingen endring i avrent volum, men en minking i Q_{maks} fra 125 l/s til ca. 50 l/s.

6.26 Overflatemodellens motstandsfaktor for permeable flater

Denne faktoren ble variert fra 0.15 til 0.75 i det "runde feltet" uten noe utslag i hydrogrammene. Dette betyr at faktoren ikke har noen betydning innenfor de normalt tenkelige rammer, for regn av typen 2-års-regnhyetogram.

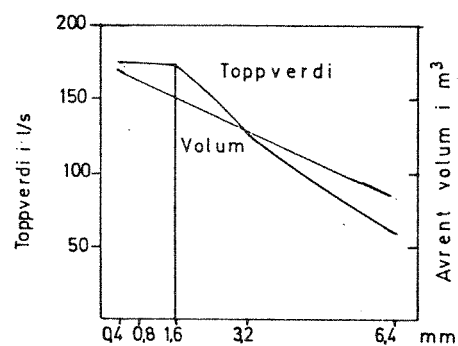
6.27 Overflatemodellens overflatemagasinerings for tette flater

Figur 6.60 viser utslaget i Q_{maks} for det "runde feltet" når overflatemagasineringsen for tette flater varierer mellom 0.8 mm via basisverdien 1.6 mm til 2.4 mm. Korresponderende variasjon i Q_{maks} i forhold til Q_{maks} for basissituasjonen er h.h.v. +9 % og -2.5 %.



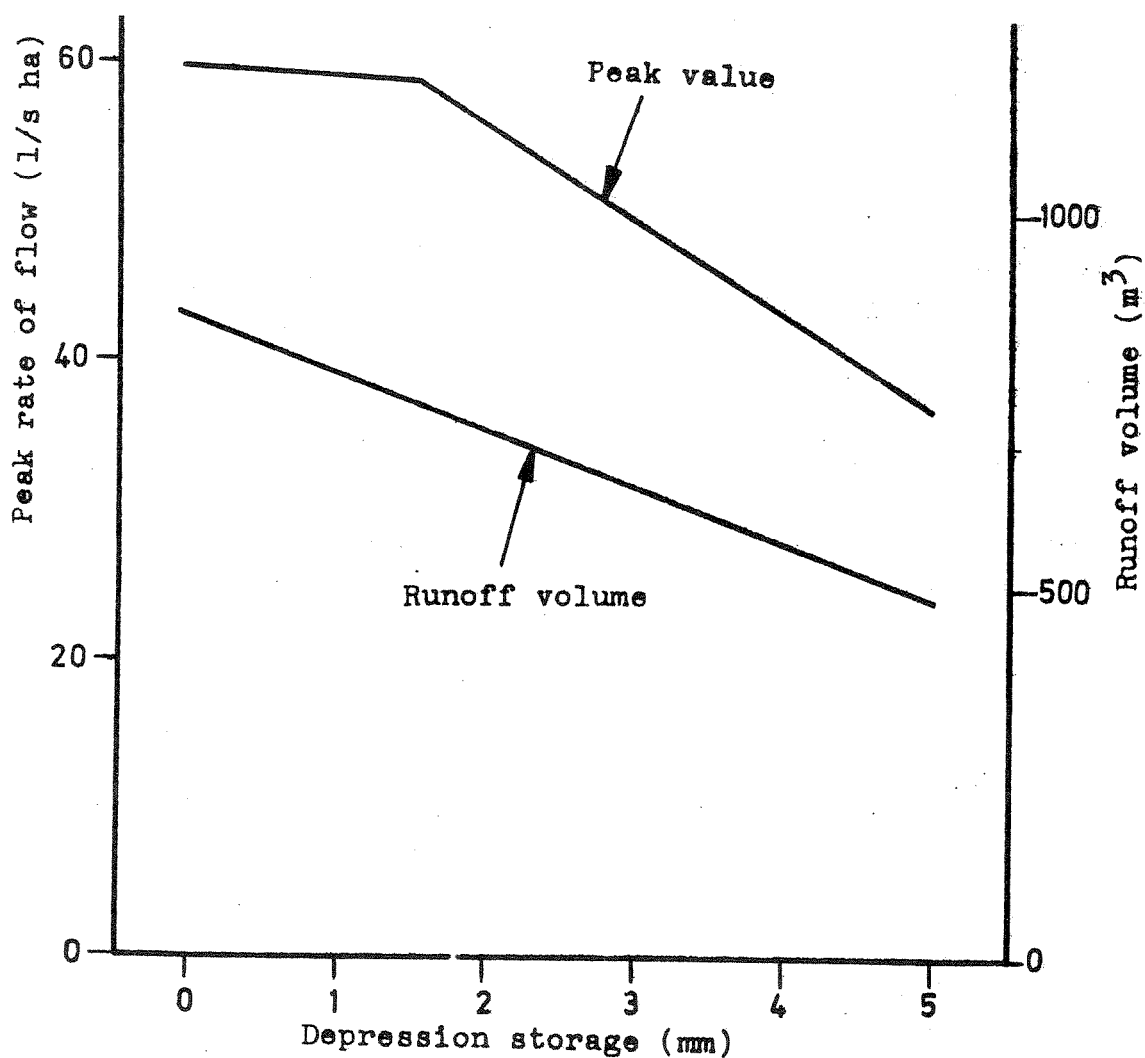
Figur 6.60 Sensitivitet i Q_{maks} ved en endring i overflatemagasineringsen på tette flater.

Figur 6.61 viser Sirum og Ørens beregninger for overflaten alene ved en samvariasjon av både tette flaters og permeable flaters overflatemagasineringsen. Det har vist seg at overflatemagasineringsen på de permeable flatene betyr svært lite. Figur 6.61 kan derfor betraktes som en variasjon i de tette flatene.



Figur 6.61 Betydningen av en variasjon i overflatemagasineringsen på tette flater.
Sirum og Øren. (8)

Figur 6.61 viser at både toppverdien og avrent volum påvirkes omtrent like mye for den beregnede situasjonen. Tilsvarende beregninger er utført av Shiferaw (7) for Vika-feltet, og vist i figur 6.62. De samme virkninger som tidligere beskrevet for figur 6.61 påvises også her.



Figur 6.62 Betydningen av en variasjon i overflatemagasineringsen på tette flater i Vika. Shiferaw (7).

6.28 Overflatemodellens overflatemagasineringsen på permeable flater

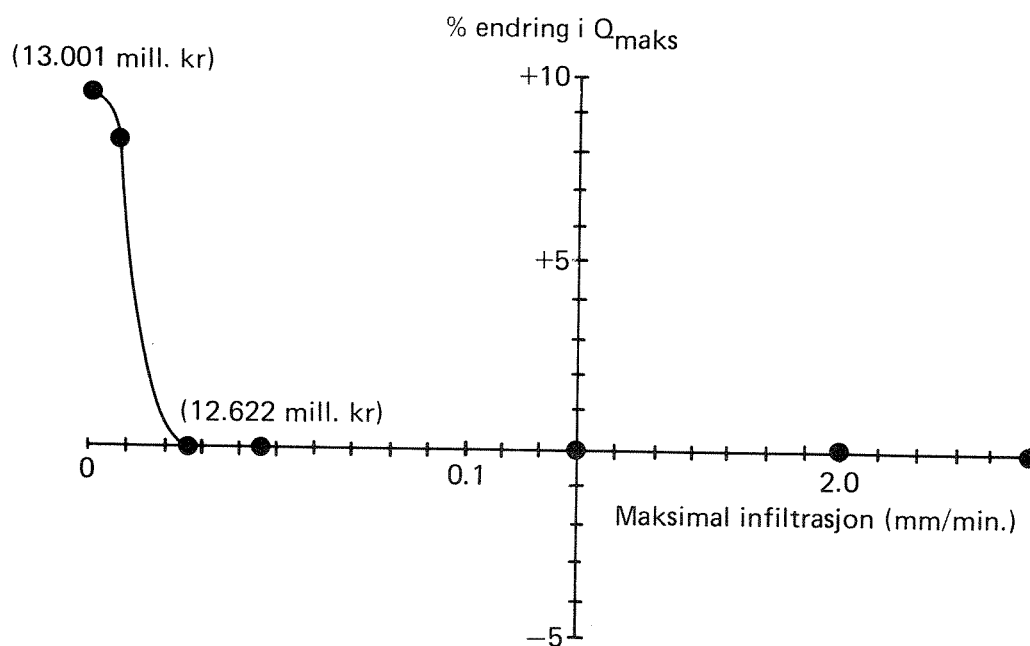
Denne parameteren ble variert mellom 2.5 mm og 6.0 mm med 2-års-regnhyetogrammet (i 35 minutter) som inngangsdata.

I tillegg ble et 1/2-års kasseregn, 79 l/s.ha i 10 minutter, brukt som inngangsdata hvor overflatemagasineringsen ble variert mellom 2.7 mm og 7.7 mm. Disse to tilfellene medførte ingen endring i hydrogrammene. Parameterens innlagte standardverdi kan dermed brukes for de fleste normale situasjoner.

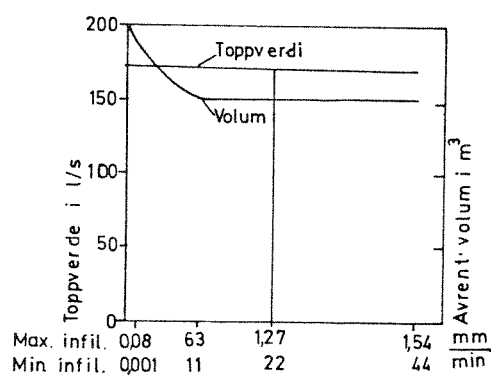
6.29 Overflatemodellens maksimale infiltrasjon for permeable flater

Denne parameteren i NIVANETT's overflatemodell er variert fra 0 til 2.5 mm pr. minutt for det runde feltet. Som man ser av figuren influeres kun Q_{maks} dersom maksimal infiltrasjonskapasitet går under 0.3 mm pr. minutt for det beregnede feltet. Se figur 6.63.

Sirum og Øren har i figur 6.64 vist tilsvarende resultater for sine beregninger av infiltrasjonens betydning.



Figur 6.63 Sensitivitet i Q_{maks} ved en endring i maksimal infiltrasjon i de permeable flater.



Figur 6.64 Betydningen av å variere infiltrasjonen. Sirum og Øren (8).

Som før har Sirum og Øren samvariert to parametere. Imidlertid betyr minimumsinfiltrasjonen så lite at man kan betrakte figur 6.64 som betydningen av maksimumsinfiltrasjonen for overflatene i delfeltet. Under en verdi på 0.6 mm pr. minutt synes hverken volum eller Q_{maks} å bli påvirket.

Kombinasjonen av infiltrasjon og overflatemagasinering medfører kun at en får avrenning fra permeable flater når infiltrasjons-parametrene er svært små, og når overflatemagasinet er oppfylt. Dette sier igjen at avrenning fra gjennomtrengelige flater vil ha betydning først ved langvarige regnskyll, eller når marka på forhånd er gjennomfuktet, f.eks. under snøsmelting, eller når en får regn på frossen mark.

6.30 Overflatemodellens minimale infiltrasjon for permeable flater

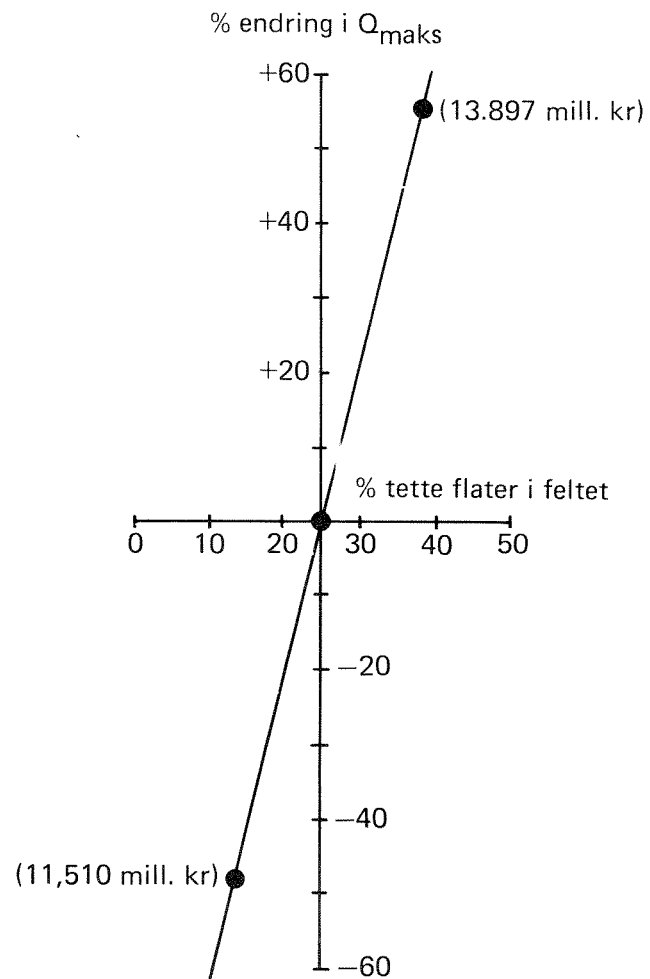
Denne parameteren ble variert mellom 1.2 mm/min. til 0.001 mm/min., i det "runde feltet", uten noen påvirkning i hydrogrammet. For større regn har dermed denne parameteren ingen betydning for hydrogrammene.

6.31 Overflatemodellens infiltrasjonsavtrapning for permeable flater

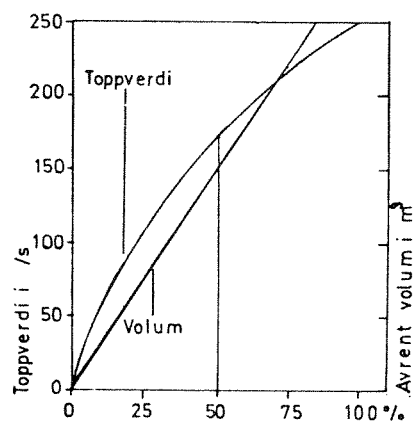
Denne parameteren ble variert mellom 0.033 min.^{-1} til 0.080 min.^{-1} , i det "runde feltet", uten noen påvirkning på hydrogrammene.

6.32 Overflatemodellens %-andel av tette flater i nedslagsfeltet

Figur 6.65 viser forandringen i Q_{maks} i det "runde feltet" når andelen av tette flater i nedslagsfeltet endres. Som man ser påvirkes Q_{maks} svært mye.



Figur 6.65 Sensitivitet i Q_{maks} ved en endring i % tette flater i feltet.

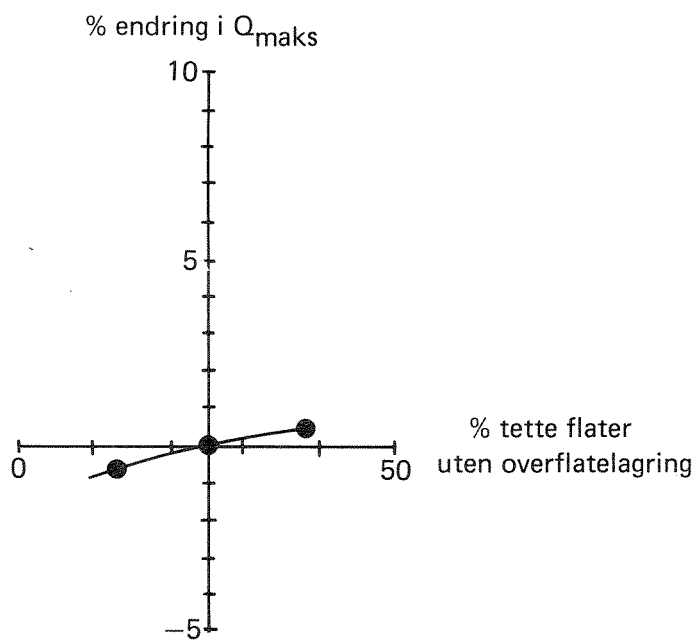


Figur 6.66 Betydningen av tette flater. Sirum og Øren (8).

Figur 6.66 viser Sirum og Ørens beregninger på "Sirum/Øren"feltet. Både volum og Q_{maks} påvirkes svært mye.

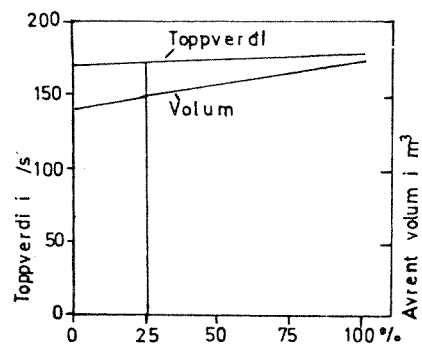
6.33 Overflatemodellens %-andel av de tette flatene som ikke har overflatelagring

Dette kan for eksempel være takflater. Figur 6.67 viser endringen i Q_{maks} for det runde feltet når %-andelen av de tette flatene som ikke har overflatelagring varierer mellom 10 og 40 %. Som man ser blir utslaget relativt lite.



Figur 6.67 Sensitivitet i Q_{maks} ved en endring i %-andelen av de tette flatene som ikke har overflatelagring (f.eks. tak).

I figur 6.68 har Sirum og Øren i sitt felt variert samme faktor, og fått omtrent samme konklusjon.



% tette flater som
ikke har overflatelagring

Figur 6.68 Betydningen er å variere andelen av tette flater som ikke har overflatelagring. Sirum og Øren (8).

7. SAMMENFATTENDE DISKUSJON OG VURDERING

I tabell 7.1 er det gitt en kortfattet sammenstilling over de enkelte parameteres følsomhet og eventuelt anbefalte verdier eller løsninger.

Av de 33 parametere er det 9 parametere som er karakterisert til å ha relativt stor, eller stor følsomhet m.h.t. utslag i hydrogrammene. Dette er:

- Regnintensiteten
- Avrenningskoeffisienten
- Tilrenningstid
- Tilknytningslengde (overflatemodellen)
- Overflatehelning (overflatemodellen)
- Motstandsfaktor tette flater (overflatemodellen)
- Overflatemagasinerings tette flater (overflatemodellen)
- Andel tette flater (overflatemodellen)

Moderat stor følsomhet har også:

- Valg av tilrenningsfunksjon.

TABELL 7.1 VURDERING AV DE ENKELTE PARAMETERES FØLSOMHET M.H.T UTSLAG I MAKSIMAL AVRENNING, QMAKS.

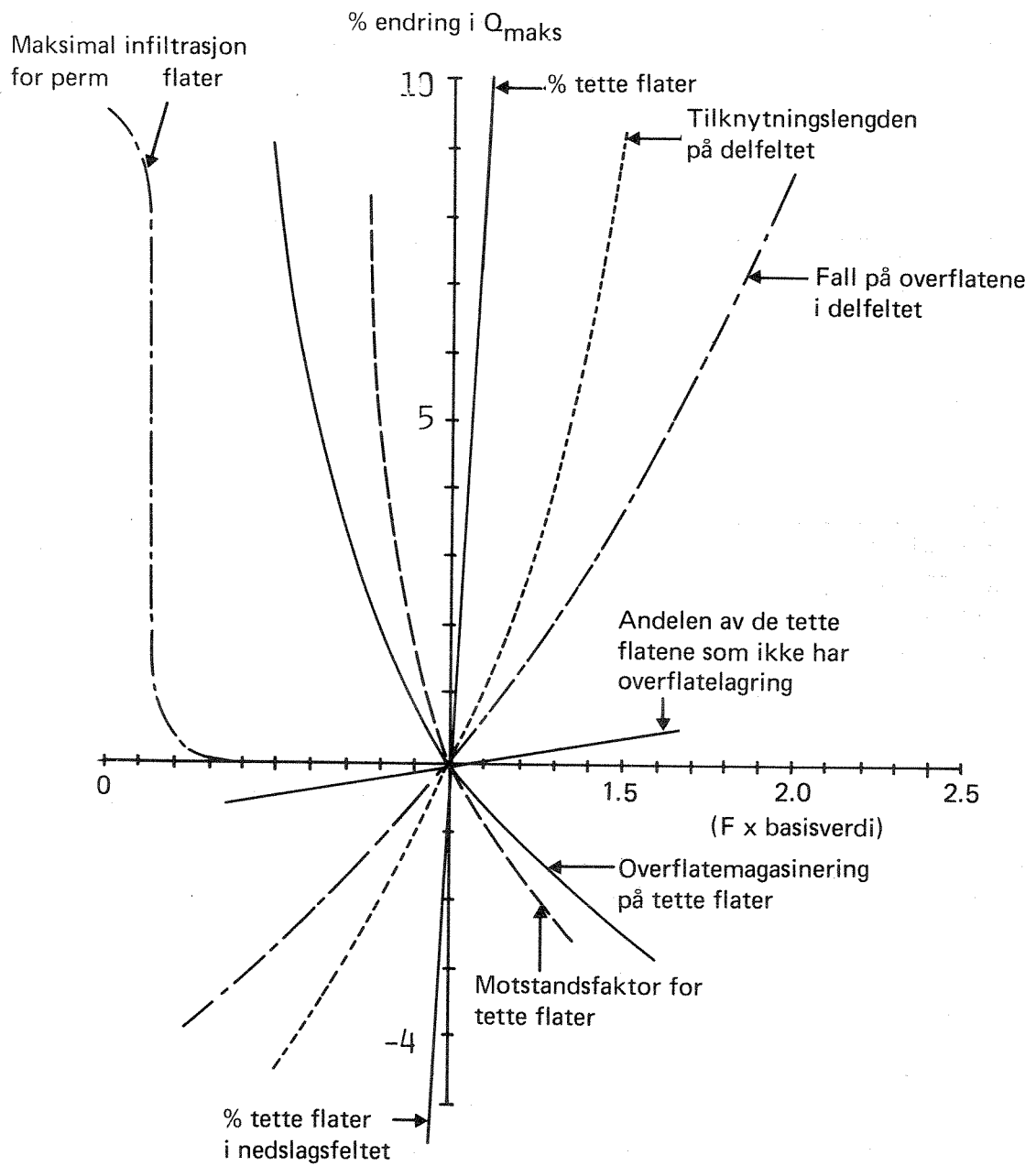
PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	BESKREVET I KAPITTEL	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Regnintensitet	6.1	Svært stor følsomhet. Qmaks er nesten direkte proporsjonal med regnintensiteten i de fleste tilfellene	Bruk tilgjengelig litteratur fra bl.a. DNMI og NHK og f.eks. (3)
Typeregnets form	6.3	P asseringen av maksimum for regnintensiteten i regnforløpet betyr relativt lite for Qmaks	Man kan normalt bruke et symmetrisk regnhyetogram.
Tidssteg i regnhyetogrammet	6.4	Dersom man ligger mellom 5 og 10 minutter blir unøyaktighetene ikke større enn det man kan akseptere. 15 minutters steg kan gi merkbare avvik ifra f.eks. det 5. min. steg gir. Tidssteg i regnhyetogrammet må ikke forveksles med NIVANETT's beregningssteg BTRIN.	For felter større enn 50 ha kan man bruke opptil 10 minutters steg i hyetogrammet. For mindre felter bør man ikke bruke større steg enn 5 min. Generelt anbefales 5 minutters steg.
Valg mellom flere kasseregner eller et regnhyetogram	6.6	Normalt firner man en akseptabel verdi for Qmaks ved å bruke ett regnhyetogram. Avvikene mellom bruk av mange kasseregner og ett hyetogram ble for 3 forskjellige felter h.h.v. 15%, 0% og 5%.	Normalt kan man bruke ett regnhyetogram for å finne Qmaks istedetfor å prøve seg fram med en rekke forskjellige kasseregner.
Lengde på regnhyetogrammet tidsforløp	6.7	Dersom man kutter ned hyetogrammet lengde til 70% av konsentrasjonstiden blir Qmaks ca. 3% for liten (for det viste eks.).	Man bør bruke et regnhyetogram som minimum har en lengde lik 70% av konsentrasjonstiden. Helst bør man bruke 100% av denne tiden.
Avrenningskoeffisienten	6.8	Svært stor følsomhet. Qmaks er normalt nesten direkte proporsjonal med avrenningskoeffisienten.	Bruk tilgjengelig litteratur fra bl.a. NHK.

forts.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	BESKREVET I KAPITTEL	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Tilrenningsfunksjon for overvann	6.9	Rask avrenning (kurve 1) ga h.h.v. 13%, 19%, 8% og 23% høyere Q_{maks} enn lineær avrenningskurve (kurve 0). Følsomheten for kurve 1 er dermed relativt stor. Sen avrenningskurve (kurve 4) gir liten følsomhet.	Dersom man har rask avrenning av hovedtyngden av avrenningen bør en kurve som uttrykker dette brukes. Ved rimelig homogene felt brukes jevn avrenning (kurve 0).
Tilrenningstid	6.10	Svært stor følsomhet.	Bestem tilrenningstiden så nøyaktig som mulig ved hjelp av diagrammer. Se f.eks. SFT's veiledninger.
Hydraulisk formel for rør	6.11	Svært liten følsomhet.	Bruk Colebrookes formel selv om valget betyr lite for hydrogrammene.
Rørdiameter	6.12	Relativt liten følsomhet dersom oppstuvning ikke oppstår.	Dersom oppstuvningsberegninger gjøres, betyr det mye å bruke riktig diameter.
Rørgradient og svank	6.13 og 6.14	Relativt liten følsomhet for hydrogrammer et stykke nedstrøms.	Dersom de lokale forhold ved svanken er av interesse bør fallet bestemmes med en nøyaktigheten ± 5 o/oo.
Rørruhet	6.15	Relativt liten følsomhet. Virkningen av en variasjon innenfor 0.5 mm til 2.0 mm er liten.	For betongrør ca. 1 mm.
Effekt av å tillate oppstuvning i kummene	6.16	Ved å tillate en oppstuvning på opptil 1 m over topp rør, kan regnets gjentakintervall økes betydelig (opp til 100% i visse situasjoner).	Dersom man velger å kalkulere med oppstuvning, må konsekvensene for tilstøtende bygninger o.l. sjekkes grundig.
Forenkling av ledningsnett	6.17	Forenkling av nettet ned til 30% av det opprinnelige antallet punkter har gitt små endringer i utløpshydrogrammet.	Forenklingen må tilpasses behovet for lokalt pålitelige data, og den aktuelle spørsmålstillingen.

forts.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	BESKREVET I KAPITTEL	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Lengden på rør-strekningene	6.18	For regn lenger enn 50% av feltets konsentrasjonstid er følsomheten relativt liten i området $\Delta x=50$ til $\Delta x=300$ m.	150 m er optimalt. 150 m + 100 m gir også trygge resultater når regnets varighet er større enn 50 % av konsentrasjonstiden.
Beregningstrinn i NIVANETT "BTRIN"	6.21	For regn lenger enn 50% av feltets konsentrasjonstid er følsomheten liten i området BTRIN=1 minutt til 5 minutter.	Bruk 1 minutt, da man normalt sparer svært lite på å øke beregningstrinnet.
Tilknytningslengde i overflatemod.	6.23	Stor følsomhet, særlig ved lave tilknytningslengder	Se litt.listen (8)
Overflatehelning i overflatemod.	6.24	Moderat stor følsomhet. Særlig ved små helninger.	Se litt.listen (8)
Motstandsfaktor for tette flater	6.25	Moderat stor følsomhet, som øker med minkende faktor.	Se litt.listen (8)
Overflatemagasinering tette flater	6.27	Ganske stor følsomhet, som øker med minkende faktor.	Se litt.listen (8)
Alle parametere knyttet til permeable flater	6.26, 6.28, 6.29, 6.30, 6.31	Svært liten eller ingen følsomhet for normalt forekommende situasjoner.	NIVANETT's innlagte standardverdier kan vanligvis brukes.
Tette flater	6.32	Svært stor følsomhet.	Viktig å bestemme arealet av tette flater nøyaktig.
Andel av de tette flater som ikke har overflatelagring	6.33	Liten følsomhet	Grove anslag burde være tilstrekkelig for denne parameteren.



Figur 7.1 Sensitiviteten for parametere i overflatemodellen i forhold til maksimal avrenning (Q_{maks}).

I figur 7.1 er følsomheten vist for alle parametere i overflatemodellen. Utgangspunktet for beregningene er en basissituasjon med de parameterverdier som er vist i kapittel 5.3. Parameterverdiene er så variert en av gangen, hvoretter utslaget er registrert som % endring i maksimal avrenning (Q_{maks}).

Selve begrepet følsomhet er vinkelen til tangenten i etthvert kurvepunkt. Man ser at de 5 allerede nevnte parameterene i overflatemodellen har en betydelig følsomhet. Maksimal infiltrasjon slår bare ut for de helt lave verdier, forøvrig har de andre parameterene som vedrører permeable flater så liten følsomhet at i praktisk talt skjules av eller ligger i X-aksen.

Benevningen på verdiene langs X-aksen er den tallverdi (F) man må multiplisere basisverdien fra kapittel 5.3 med. F lik 2.0 innebærer f.eks. for fall på overflatene $2.0 \times 0.03 = 0.06$ m/m.

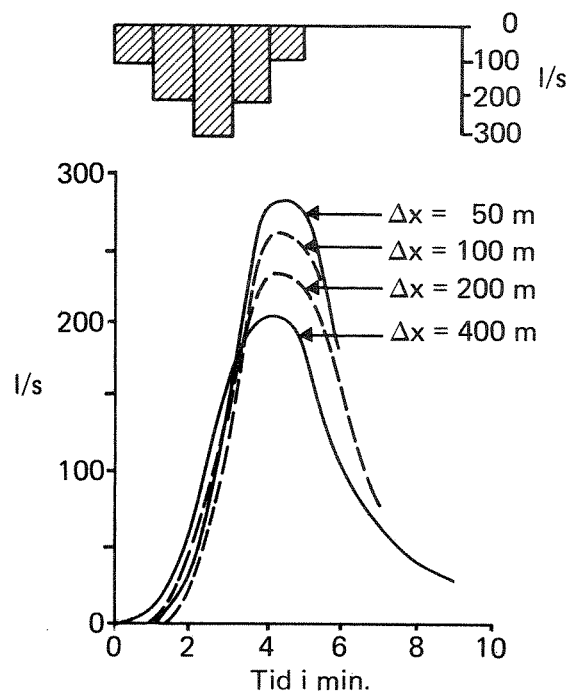
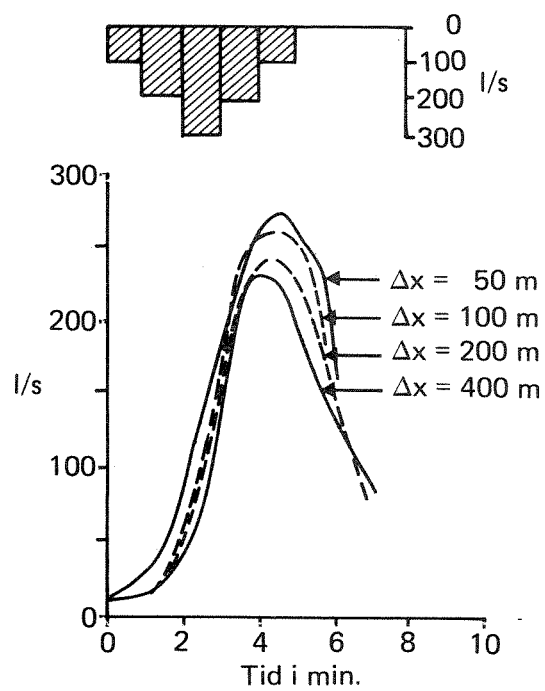
8. LITTERATURREFERENSER

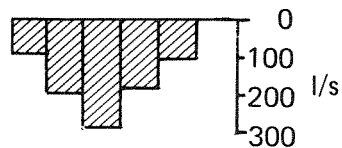
1. Department of Environment. "Design and analysis of urban storm drainage". National Water Council, sept. 1981, London.
2. Lindholm, O. "Parameteranalyse av hydrogrammer fra ledningsnett". Nordisk symposium i Sarpsborg 11.-13. juni 1975. Prosjektkomiteén for rensing av avløpsvann, PRA.
3. Lindholm, O. "Arealreduksjonsfaktorer Fase III. Nedbørmålinger i finmasket nett i Oslo. 0-85213. 15.12.1985, NIVA.
4. Lindholm, O. "NIVANETT på mikrodatamaskin". 0-85207. 20.1.1986, NIVA
5. Lindholm, O. og Aune, B. "Konstruksjon og bruk av nedbørhyetogrammer". VANN nr. 2, 1978.
6. Lindholm, O., Johanson, E., Hundstad, M. og Øren, K. "Dimensjonering og planlegging av avløpssystem - Brukerinstruks for NIVANETT". 0-78079. 1.8.1979, NIVA.
7. Shiferaw, M. "Runoff characteristics in highly urbanised area". Geofysisk institutt ved Universitetet i Oslo, april 1983.
8. Sirum, J. og Øren, K. "Avrenning fra overflater. Modeller tilkoppa NIVA's ledningsnett-program". NIVA-rapport 0-59/77, januar 1978.
9. Sjøberg, A. "Beräkning av icke stationära flödesförlopp i reglerade vattendrag och dagvattensystem". Meddelande nr. 87. Chalmers Tekniska Högskola.

V E D L E G G A

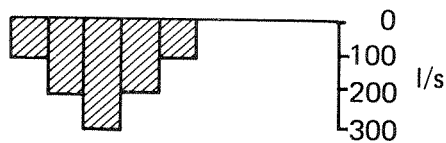
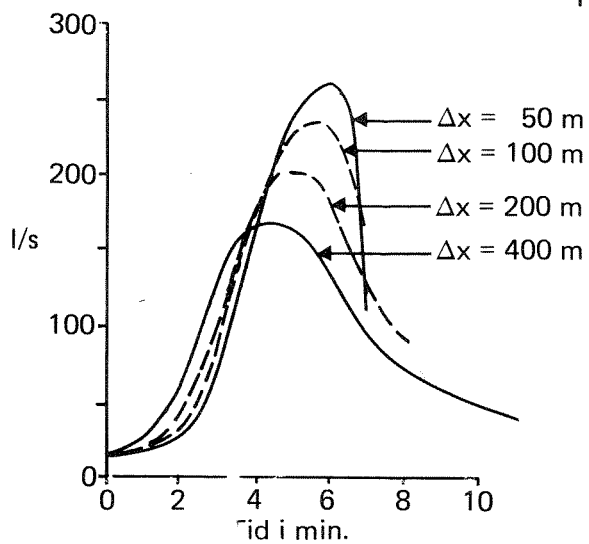
Beregninger av hydrogram fra en rørstreng uten forgreninger, ved en variasjon i rørlengden Δx .

Total rørlengde er 400 m.

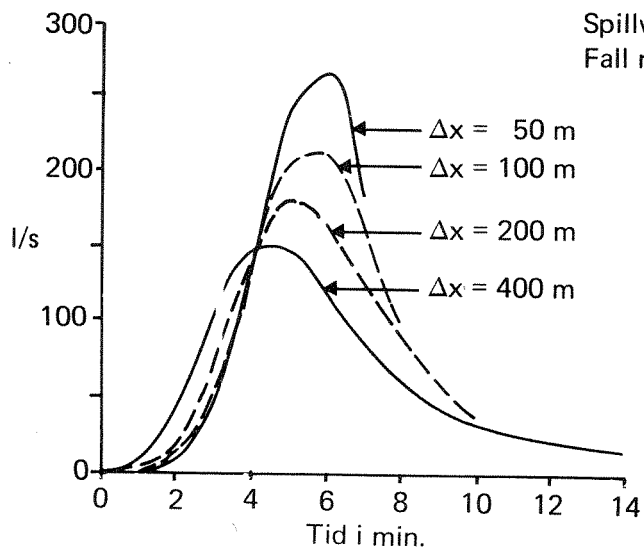




Fall = 10‰
11,6 l/s i spillvann



Spillvann = 0.04 l/s
Fall rør = 10‰



V E D L E G G B

LISTE OVER SYMBOLER OG FORKORTELSER BRUKT I DENNE RAPPORTEN

DNMI = Det norske meteorologiske institutt

Δx = Avstand på rørstrekninger innlest til NIVANETT (m) i testene av dempningseffekt.

I = Regnintensitet (l/s.ha)

I-V-F = Intensitet - regnvarighet - gjentakfrekvens for regn.

k = Hydraulisk ruhet (mm)

k = Infiltrasjonens avtrapning i permeable felter (min^{-1})

NHK = Norsk Hydrologisk Komité

Qmaks = Maksimal vannføring i et regnforløp (l/s).

tk = Konsentrasjonstid for et gitt punkt i et ledningsnett. Som regel for utløpspunktet (min.).

TTID = Tilrenningstid for et delfelt (min.).

rapporter utgitt av NIVA

- 1/78 Tiltak i eksisterende avløpssystem. Delrapport 1.
C2-31 Kjell Øren. November 1978
- 1/79 Kjemisk felling med kalk og sjøvann. Del 2
C2-34 O-40/71 A Lasse Vråle. Juli 1979
- 2/79 Driftsresultater fra norske simultanfellingsanlegg.
C2-28 Lasse Vråle, Eilen A. Vik. Juli 1979
- 3/79 Slamavvanning med filterpresser. Del 1
O-78102 Bjørn-Erik Haugan. November 1979
- 4/79 Slamavvanning med filterpresser. Del 2
O-78102 Bjørn-Erik Haugan. September 1979
- 5/79 Sigevann fra søppelfyllplass.
C2-26 Torbjørn Damhaug, Arild Eikum,
Ole Jakob Johansen. August 1979
- 6/79 Vannforurensning fra veg.
O-79024 Eivind Lygren, Egil Gjessing,
John Ferguson. Desember 1979
- 9/79 Primærfelling med ulike fellingskjemikalier
ved Sandvika rensanlegg.
O-79001 Lasse Vråle. Desember 1979
- 1/80 Bakteriologiske forhold i norske og utenlandske
råvannskilder
O-78029 Jens J. Nygård. Februar 1981
- 2/80 Treatment of Septic Tank Sludge
Research Proposal
F-80413 Arild Eikum. Januar 1980
- 3/80 Industrifyllplass i Arendal-Grimstadregionen
Vurdering av vannforurensning og rensetekniske
tiltak for alternativene Gloseheia og Lundeheia
O-80016 Torbjørn Damhaug, Hans Holtan. Mars 1980
- 4/80 Utprøving av analysemetoder for PAH og kartlegging
av PAH-tilførsler til norske vannforekomster
A3-25 Lasse Berglind. Mars 1980
- 5/80 Mobil avvanning av septikslam
Utprøving av septikbil »HAMSTERN»
O-80019 Bjørn-Erik Haugan. November 1980
- 6/80 Tilførringsgrad
Kontroll og kalibrering av vannmålestasjon
ved Monserud kloakkrensanlegg. Del 1
O-78107 Lasse Vråle. Oktober 1980
- 7/80 Tilførringsgrad
Forurensningstilførsler og beregning av
tilførringsgrad for Monserud rensanlegg i 1979. Del 2
O-78107 Lasse Vråle. Oktober 1980
- 8/80 Overløp i avløpsnett
Tilstand i dag og mulige tiltak
C2-32 Eivind Lygren. September 1980
- 9/80 Sikring av vannforsyning i Oslo mot
forurensninger ved uhell eller sabotasje
Vurdering av faremomenter. (Sperrert)
O-79084 Egil Gjessing, Jens J. Nygård. September 1980
- 10/80 Important aspects of water treatment in USA
XT-25 Eilen Arctander Vik. Juli 1980
- 11/80 Myrgrøfting, effekt på vannkvalitet
Noen observasjoner fra grøftet myrområde
i Røyken 1971-79
XK-05 Egil Gjessing. September 1980
- 12/80 Driftsundersøkelse av vannbehandlingsanlegg
F-80417 Torbjørn Damhaug. November 1980
- 13/80 Hvirveloverløp
Avskilling av sedimenterbart materiale og
flytestoffer i overløpsvann
O-79090 Eivind Lygren. Desember 1980
- 14/80 Use of UV and H₂O₂ in water and
wastewater treatment
Research Proposal
F-80415 Arild Schanke Eikum. Desember 1980
- 1/81 Treatment of potable water containing humus by
electrolytic addition of aluminium followed by
direct filtration
Research Proposal
F-80415 Eilen Arctander Vik. Januar 1981
- 2/81 Water research in developing countries
A desk survey about planning and ongoing
research projects
O-80028 Svein Stene Johansen. Januar 1981
- 3/81 VA-teknisk forskershall Sentralrensanlegg Vest SRV
Notat
Arild Schanke Eikum, Arne Lundar. Februar 1981
- 4/81 Alkalization/hardening of drinking water
Research proposal
G-314 Egil Gjessing. Februar 1981
- 5/81 Tiltak mot forurensning fra fiskeoppdrett
Behandling av vann i resirkuleringsanlegg for fiskeoppdrett
Forskningsprogram 1981-1984
FP-80802 Arild Schanke Eikum, Eivind Lygren. Mai 1981
- 6/81 Tiltak i eksisterende avløpssystem. Delrapport 2
O-80018 Svein Stene Johansen. Mai 1981
- 7/81 Kalking av tilløp til lille Asketjern for fjerning av humus
Innledende forsøk. O-81065 Eilen Arctander Vik. August 1981
- 8/81 Tilførringsgrad for oppsamlingsnett
Status for eksisterende målinger
O-80055 Lasse Vråle. August 1981
- 9/81 A Water Pricing Study for Western Province,
Zambia. Draft !
O-81022 Svein Stene Johansen. September 1981
- 10/81 Fjerning av humus ved H₂O₂ tilsetning
og UV - bestråling
F-80415 Lasse Berglind. Oktober 1981
- 11/81 Treatment of Septic Sludge
European practice
O-80040 Arild Schanke Eikum. November 1981

- 12/81 **Silgrainsyre som fellingsmiddel for avløpsvann**
Buhrestua rensesanlegg. Nesodden
O-80093 Lasse Vråle. Desember 1981
- 13/81 **Analyse av vannbehov i husholdninger, næringsvirksomhet institusjoner og til kommunaltekniske formål**
O-78028-01 Svein Stene Johansen, Kim Wedum. Desember 1981
- 1/82 **Fjerning av nitrogen fra kommunalt avløpsvann ved ammoniakkavdriving**
F-81427 Torbjørn Damhaug. Mars 1982
- 2/82 **Rensing av sigevann fra søppelfyllplasser**
OF-80606 Torbjørn Damhaug. Juni 1982
- 3/82 **Hvirvelkammer og hvirveloverløp**
Regulering av vannføring og rensing av overløpsvann
O-79090 Eivind Lygren, Kim Wedum. Mai 1982
- 4/82 **Avvanning av septikslam i container**
O-81104 Bjarne Paulsrud. August 1982
- 5/82 **Kalibrering og justering av vannføringsmålere**
O-82011 Kim Wedum. Mai 1982
- 6/82 **Vurdering av driftsinstrukser og driftsforhold ved rensesanlegg rundt Indre Oslofjord**
O-82004 Arne Lundar, Bjarne Paulsrud. August 1982
- 7/82 **Styring av kjemikaliedosering ved kjemiske rensesanlegg**
Erfaringer med bruk av ledningsevne som styringsparameter
O-82025 Torbjørn Damhaug, Bjarne Paulsrud. August 1982
- 8/82 **Strålingskjemisk oksydasjon av organisk stoff i vann**
Programforslag. (Sperrert)
F-80415 Kim Wedum. September 1982
- 9/82 **Slamstabilisering under høy temperatur ved bruk av rent oksygen**
F-81430 Bjørn-Erik Haugan. Oktober 1982
- 10/82 **Tørrværsavsetninger i fellessystemrør**
O-82022 Oddvar Lindholm. November 1982
- 11/82 **Treatment of septage**
European practice
O-80040 Arild Schanke Eikum. Februar 1983
- 1/83 **Alkalisering av drikkevann**
Delrapport 1 NIVA/SIFF
F-82441 Eilen A. Vik. Mars 1983
- 2/83 **Industriavløp på kommunale rensesanlegg**
Forbehandling av meieriavløp i luftede utjevningsbasseng
Delrapport 1
O-82017 Torbjørn Damhaug. Februar 1983
- 3/83 **Samlet optimalisering av avløpsrensanlegg og avløpsledningsnett**
O-82124 Oddvar Lindholm. Februar 1983
- 4/83 **Driftskontrollprogram for galvanindustriens rensesanlegg**
O-79049 Eigil Iversen. Mars 1983
- 6/83 **Optimalisering av galvanotekniske industrirensesanlegg**
O-82119 Eigil Iversen. Mai 1983
- 7/83 **Utslipp av syre, løst organisk materiale og suspendert stoff fra Hunsfos Fabrikker og Norsk Wallboard juli-oktober 1982**
O-82067 Øivind Tryland. Mars 1983
- 8/83 **Analyseresultater for avløpsvann fra Mosjøen Aluminiumverk april-oktober 1982**
O-82027 Øivind Tryland. Mars 1983
- 9/83 **Vannforurensning ved bruk av kalksalpeter som støvdempingsmiddel på grusveger**
O-81050 Eivind Lygren, Reidun Schei. Juni 1983 (Sperrert)
- 10/83 **Funksjonsprøving nr 2 av membran kammerfilterpresser VEAS Mars 1983**
O-82130 Lasse Vråle. Mars 1983
- 11/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**
Delrapport 1
Forurensningsproduksjon fra boligfelt med tett oppsamlingsnett i Sydsbogen, Røyken kommune
O-81041 Lasse Vråle. April 1983
- 12/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**
Delrapport 2
Automatisk overvåking av vannforbruk og lekkasje som alternativ metode for beregning av tilførsingsgrad.
Resultater fra undersøkelsene ved Sydsbogen, Buhrestua og Siggerud.
O-81041 Lasse Vråle. Desember 1984
- 13/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**
Delrapport 3
Spillvannstapets resipient påvirkning i Siggerudgryta, Ski kommune
O-81041 Lasse Vråle. August 1983
- 14/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**
Delrapport 4
Spillvannstapets innvirkning på grunnvannskvalitet.
Buhrestua rensedistrikt, Nesodden kommune.
O-81041 Lasse Vråle. Oktober 1984
- 15/83 **A feasibility study of fishfarming in Jordan**
O-83026 Eivind Lygren, Torbjørn Damhaug. Juni 1983 (Sperrert)
- 16/83 **Driftsanalyse av Bekkelaget rensesanlegg**
O-82005 Bjarne Paulsrud, Kim Wedum. Juni 1983 (Sperrert)
- 17/83 **Water Research in Zambia**
A review of the need for water research
O-83014 Svein Stene Johansen. September 1983
- 18/83 **Water Research in Kenya**
A review of the need for water research
O-83014 Svein Stene Johansen. September 1983
- 19/83 **Water research in Tanzania**
A review of the need for water research
O-83014 Svein Stene Johansen, Torbjørn Damhaug. May 1984
- 20/83 **Mikrobiologisk angrep på gummipakninger til vann- og avløpsrør**
Programforslag
O-83033 Kim Wedum. Juni 1983 (Sperrert)

- 21/83 **Slamdeponering ved norske mangansmelteverk**
Fysisk-kjemisk karakterisering av drenevann og virkninger av drenevann på biologiske forhold i resipienten
O-80058 Øivind Tryland, Harry Efraimsen. April 1983
- 22/83 **Sandstangen vannverk**
O-83079 Eilen A. Vik. Juni 1983 (Sperrert)
- 23/83 **Erfaringer med mottak av septikslam på kommunale renseanlegg**
O-82037 Bjarne Paulsrud. Juli 1983
- 24/83 **Miljøgifter i overvann**
O-83063 Oddvar Lindholm. August 1983
- 25/83 **Arealfordeling av korttidsnedbør**
O-83005 F-83450 Oddvar Lindholm. Oktober 1983
- 26/83 **Urbanhydrologi i Sverige**
En litteraturstudie
O-83092 Oddvar Lindholm. November 1983
- 27/83 **Tørrværsavsetninger i fellessystemrør**
Fase II
O-82111 Oddvar Lindholm, November 1983
- 28/83 **Bruk av rent oksygen for luktreduksjon ved renseanlegg R-2, Lillehammer**
O-82083 Bjarne Paulsrud, Bjørn-Erik Haugan. November 1983
- 29/83 **Avsluttende funksjonsprøve for membran-filterpresser ved VEAS, oktober-november 1983**
O-83098 Lasse Vråle, Bjarne Paulsrud. November 1983 (Sperrert)
- 30/83 **Emerging European Wastewater Treatment Technology Preliminary Description**
O-83150 Arild Schanke Eikum. Desember 1983 (Sperrert)
- 31/83 **Treforedlingsindustriens avløpsvann**
Mikrobiell nedbrytning av klorert organisk materiale i blekeriavløpsvann
F-81434 Øivind Tryland, Harry Efraimsen. Desember 1983
- 32/83 **Suspensjoners synkehastighet**
Metode for analyse av finfordelte partiklers synkehastighet i vann
F-81434 Øivind Tryland. Desember 1983
- 33/83 **Silgrainsyre som fellingsmiddel ved SRV, VEAS Slemmestad**
O-82102 Lasse Vråle, P. Sagberg. Desember 1983. (Sperrert)
- 1/84 **Industriavløp på kommunale renseanlegg**
O-82017 Torbjørn Damhaug. Januar 1984
- 2/84 **Luftet lagune for rensing av sigevann**
Delrapport 1. Driftserfaringer
O-83027 Ragnar Storhaug. Februar 1984
- 3/84 **Highway pollution in a Nordic Climate**
O-79024 Eivind Lygren. Mars 1984
- 4/84 **An evaluation of large-scale algal cultivation systems for fish feed production**
O-84002 Torbjørn Damhaug et al. Februar 1984 (Sperrert)
- 5/84 **Matematisk modell av avløpsrenseanlegg**
O-82124/F-83448 Oddvar Lindholm. Februar 1984
- 6/84 **Adsorption in Water Treatment Fluoride Removal**
FP-83828 Eilen A. Vik. Februar 1984
- 7/84 **Analyse av vannføringsdata**
O-81113 Kim Wedum. Januar 1984
- 8/84 **Renseeffekt i Heistad renseanlegg med og uten tilkoping av industrielt avløpsvann**
O-83093 Øivind Tryland. April 1984
- 9/84 **Hygienisering av slam ved bruk av rent oksygen**
F-81430 Bjarne Paulsrud, Bjørn-Erik Haugan, Gunnar Langeland. Juli 1984
- 10/84 **Slamavvanning med filterpresser ved SRV**
Økonomisk sammenligning av Lasta membran-filterpresser og Rittershaus & Blecher kammerfilterpresser
O-83098 Lasse Vråle, Bjarne Paulsrud. Mai 1984 (Sperrert)
- 11/84 **Separat behandling av slamvann fra avvanning av septikslam**
Biologisk rensing ved bruk av aktivslam
O-83021 Ragnar Storhaug. Juni 1984
- 12/84 **Industriutslipp til vassdrag**
Avveininger for å beskytte resipienten, eksempel fra en tekstilbedrift
OF-81618 Bjørn-Erik Haugan, Kim Wedum. April 1984 (Sperrert)
- 13/84 **Treforedlingsindustriens avløpsvann**
Virkning av peroksyd og UV-bestråling på klororganisk materiale og farge i celluloseblekeriers avløpsvann
F-81434 Øivind Tryland. Mai 1984
- 14/84 **Driftsassistanse**
Vannrenseanlegg, ÅSV A/S Fundo Aluminium
O-83141 Eigil Iversen, Torbjørn Damhaug. Juni 1984
- 15/84 **Ammonium som forurensningsparameter**
O-83035 Kim Wedum. August 1984
- 16/84 **Driftsoppfølging av Biovac renseanlegg for helårsbolig**
O-82101 Bjarne Paulsrud. September 1984
- 17/84 **Kalkfelling på små renseanlegg**
O-83067 Ragnar Storhaug. Oktober 1984
- 18/84 **Hygienisering av slam ved lufttilførsel (Janca-prosessen)**
O-84050 Bjarne Paulsrud, Gunnar Langeland. September 1984
- 19/84 **Utvikling av lukket mærkonstruksjon.**
Prosessløsning og optimalisering
O-84091 Kjell Maroni, Eivind Lygren, Bjørn Braaten. Oktober 1984. (Sperrert)
- 20/84 **Forurensningsproduksjon fra husholdning**
Halvårlig sommerundersøkelse fra Sydskogen i 1983, Røyken kommune.
F-83451 Lasse Vråle. Oktober 1984
- 21/84 **Luftet lagune for rensing av sigevann**
O-83027 Ragnar Storhaug. April 1985
- 22/84 **Avløpsvannmengder tilført påslippene ved SRV i 1983 og 1984**
O-83090 Lasse Vråle. April 1985

WA rapporter utgitt av NIVA

- 1/85 **Spesifikk forurensningsproduksjon fra husholdning**
Enkel litteraturstudie
O-84131-01 Lasse Vråle. Mars 1985
- 2/85 **Kritisk analyse av spesifikke forurensningsmålinger**
O-84131-02 Lasse Vråle. Mars 1985
- 3/85 **Treatment of leachate in aerated lagoons**
Lab-scale study
O-84022 Ragnar Storhaug. Juli 1985
- 4/85 **Fiskeoppdrett på Grønerudstøa, Nesodden**
O-85233 Bjørn Braaten, Torbjørn Damhaug. Juni 1985
- 5/85 **Oppdrett av ferskvannskreps ved Mesna Bruk A/S**
Forprosjekt
O-85126 Sigurd Rognerud, Stellan Karlson
Torbjørn Damhaug, Gösta Kjellberg. August 1985
- 6/85 **Driftsassistanse - Vannrensaneanlegg ved Steens Fornikling A/S**
O-84157 Øivind Tryland. August 1985
- 7/85 **Spillvarmebasert akvakulturanlegg i Tyssedal**
Forprosjekt
O-85226 Kjell Maroni, Erlend Waatevik. September 1985 (Sperrert)
- 8/85 **Driftsassistanse - Avløpsledning Høvik Lys A/S**
O-85221 Øivind Tryland, Egil Iversen, Åse K. Rogne. August 1985
- 9/85 **Teknologi og miljø i oppdrettsnæring**
O-84159/O-84160 Kjell Maroni. Januar 1985
- 10/85 **Rensing av blyholdig avløpsvann. Undersøkelser ved Sønnak Batterier A/S**
O-85222 Egil Iversen, Øivind Tryland. September 1985
- 11/85 **Spillvarmebasert oppdrettsanlegg i tilknytning til Sauda Smelteverk A/S**
O-84167 Kjell Maroni. April 1985 (Sperrert)
- 12/85 **Overføring av avløpsvann fra Bekkelaget rensedistrikt til Sentralrensaneanlegg Vest, SRV.**
Noen vurderinger av VA-tekniske konsekvenser
O-85147 Lasse Vråle. Oktober 1985
- 13/85 **Arealreduksjonsfaktorer. Fase III Nedbørmålinger i finmasket nett i Oslo**
O-85213 Oddvar Lindholm. Desember 1985
- 14/85 **Vann- og avløpstekniske løsninger for Helleberg hytteområde**
Nordstul, Store-Ble, Notodden kommune
O-85292 Lasse Vråle. Oktober 1985
- 15/85 **Fremdriftsrapport for Frogn Vannverk**
Perioden juni-oktober 1985
O-85211 Lasse Vråle. Oktober 1985
- 17/85 **Landbasert fiskeoppdrettsanlegg i Grimstad**
O-85262/Kristoffer Næs, Eivind Lygren, Torbjørn Damhaug, Kjell Maroni, Bjørn Braaten. November 1985 (Sperrert)
- 1/86 **NIVANETT på mikrodatamaskin**
O-85207 Oddvar Lindholm. Januar 1986
- 2/86 **Utvikling av resirkuleringsanlegg for fiskeoppdrettsanlegg**
O-81068 Eivind Lygren, Kjell Maroni. April 1986
- 3/86 **Avfall fra skip på norske strender**
O-85174 Tor Moxnes. Mars 1986
- 4/86 **Driftsundersøkelse av sølvvarefabrikkers renseanlegg**
O-82108 Egil Iversen, Februar 1986
- 5/86 **Utvikling av intensive oppdrettsanlegg**
O-83089 Eivind Lygren. April 1986
- 6/86 **Minivannverk - forsøk i full skala med prototyp**
O-84114 Tor Moxnes. Mai 1986
- 7/86 **Sanitærbidrag fra yrkesaktive i Ringbygget**
O-85255 Lasse Vråle. Mai 1986
- 8/86 **Virkning av dynamisk regn på hydrogram**
O-86037 Oddvar Lindholm. Juni 1986
- 9/86 **Driftserfaringer fra kalkdoseringsanlegg i vannverk**
O-86092 Jens Arne Ohren. Juni 1986
- 10/86 **Driftsundersøkelse av VIV's direktefiltreringsanlegg ved Akersvann**
O-86068 Jens Arne Ohren. Oktober 1986