

NIVA



RAPPORT LNR 4652-2003

**Revurdering av
beregningskriterier for
avløpssystemer, flom i
kommunale avløpssystem**

Forskningsrapport

I samarbeid med:



Hovedkontor

Postboks 173, Kjelsås
0411 Oslo
Telefon (47) 22 18 51 00
Telefax (47) 22 18 52 00
Internet: www.niva.no

Sørlandsavdelingen

Televeien 3
4879 Grimstad
Telefon (47) 37 29 50 55
Telefax (47) 37 04 45 13

Østlandsavdelingen

Sandvikaveien 41
2312 Ottestad
Telefon (47) 62 57 64 00
Telefax (47) 62 57 66 53

Vestlandsavdelingen

Nordnesboder 5
5005 Bergen
Telefon (47) 55 30 22 50
Telefax (47) 55 30 22 51

Akvaplan-niva

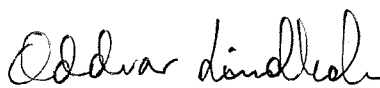
9296 Tromsø
Telefon (47) 77 75 03 00
Telefax (47) 77 75 03 01

Tittel Revurdering av beregningskriterier for avløpssystemer, flom i kommunale avløpssystem	Løpenr. (for bestilling) ISBN 82-577-4317-8	Dato 10.03.2003
	Prosjektnr. Undernr. 21122	Sider Pris 106 250 kr
Forfatter(e) Oddvar Lindholm, Jon Arne Engan, Øystein Rapp, Asgeir Petersen-Øverleir, Einar Markhus	Fagområde Vann- og avløpsteknikk	Distribusjon
	Geografisk område	Trykket NIVA

Oppdragsgiver(e) Oslo kommune, Trondheim kommune, Stavanger kommune, Fredrikstad kommune, Drammen kommune, Lørenskog kommune, Skedsmo kommune, Tønsberg kommune, Nøtterøy kommune, Karmøy kommune, KLP Forsikring, Brødrene Dahl, NTNU, Norconsult, NVE, ANØ Miljøkompetanse, NLH, NIVA	Oppdragsreferanse
--	-------------------

Sammendrag SFT TA-550 "Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger" er i prosjektet revurdert da det de siste årene har vært en økende tendens til skader etter oversvømmelser i avløpsnett samt at det har kommet en ny norsk standard NS-EN 752 "Utvendige stikklednings- og hovedledningssystemer". Blant annet er følgende tema behandlet: Regelverk, dagens praksis, nedbør, parametervurdering og metodevalg. Resultater presenteres i denne forskningsrapporten og i en separat brukerrapport.
--

Fire norske emneord 1. TA-550 2. NS-EN 752 3. Oversvømmelse 4. Overbelastning	Fire engelske emneord 1. TA-550 2. NS-EN 752 3. Flooding 4. Surcharge
---	---



Oddvar Lindholm
Prosjektleder



Harsha Ratnaweera
Forskningsleder
ISBN 82-577-4317-8



Merete Johannessen Ulstein
Forskningsdirektør

Revurdering av beregningskriterier for avløpssystemer, flom i kommunale avløpssystem

Forskningsrapport

Forord

Sterke og langvarige regn har skapt store problemer med oversvømmelse av kommunale avløpssystemer i byer og tettsteder i Norge. Det finnes mange eksempler på at ett enkelt regn i selv middels store byer kan gi skader på flere titalls millioner kroner. Oversvømmelser i byer og tettsteder har forekommet langt hyppigere i de senere år enn det man tidligere har vært vant til, dette til bekymring for forsikringsselskaper, kommuner og eiendomsbesitter.

Bakgrunnen for det foreliggende prosjekt er at bedre dimensjoneringsgrunnlag og kriterier vil kunne spare store utgifter til flomskader samt unngå store ulemper.

Arbeidsfellesskapet ANØ Miljøkompetanse – NIVA ved henholdsvis Øystein Rapp og Jon Arne Engan har sammen med Norges Landbrukshøgskole, Institutt for tekniske fag ved professor Oddvar Lindholm tatt initiativ til prosjektet "Revurdering av beregningskriterier for avløpssystemer." Etter hvert ble også NORCONSULT, NVE og NTNU deltagende og utførende institusjoner i prosjektet. Hovedfagsstudentene Alia Santana og Torbjørn Steensrud, studenter ved Institutt for tekniske fag NLH, har også deltatt i prosjektet via sine hovedfagsoppgaver.

Hovedmålet for prosjektet er å gi kommunene en veiledning i hvordan flomanalyser i byer og tettsteder best kan utføres i ulike situasjoner og virkningen av ulike aktuelle tiltak.

Deltemaer i prosjektet har bla. vært:

- Kartlegge dagens dimensjoneringspraksis i kommunene og hos rådgivende ingeniører.
- Innhente data om og årsaker til oversvømmelser i utvalgte kommuner.
- Revurdere veiledningen fra Statens forurensningstilsyn, Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger TA-550, 1979, samt vurdere ny Norsk standard (NS-EN 752-4:1998, Utvendige stikklednings- og hovedledningssystemer. Del 4: Hydraulisk dimensjonering og miljøsensyn) som begge tar for seg dimensjonering av avløpssystemer.
- Hvordan komme frem til den regnsituasjon som bør benyttes ved dimensjoneringen, bla. valg av gjentaksintervall for regn.
- Vurdere bruk av flomfrekvensanalyser i stedet for bare bruk av nedbør direkte.
- Analysere forhold omkring nedbør og blant annet vurdere konstruksjon av intensitets-varighet-frekvenskurver (IVF-kurver), innvirkning ved konstruksjonen av typeregner (konstruerte hyetogrammer) og regnintensiteten som legges til grunn ved dimensjoneringen av avløpssystemene. Har det vært en utvikling i retning av mer intensive regn? Benyttes riktig nedbørssituasjon ved dimensjonering?
- Kartlegge hvordan feltparametre (flater, avrenningskoeffisienter, konsentrasjonstid osv.) for nedbørsfelter velges.

Prosjektet har vært organisert som et spleiselagsprosjekt med finansiering fra 10 deltakerkommuner, KLP Forsikring og Brødr. Dahl AS. Alle kommuner med over 15 000 innbyggere ble invitert til å delta. Deltagerkontingenten ble satt til:

- Kommuner med 15 000- 50 000 innbyggere: kr 15.000,-
- over 50 000 innbyggere og firmaer: kr 25.000,-

Egeninnsatsen til NLH, NIVA, NORCONSULT, NTNU, NVE og ANØ Miljøkompetanse i dette prosjektet er sammenlagt på mer enn kr. 300.000,-.

Det ble etablert en referansegruppe som besto av kontaktpersoner fra de deltagende finansierene kommuner, NTNU, Brdr. Dahl AS og KLP-Forsikring. Gruppen besto av:

- Karin Anja Arnesen, Fredrikstad kommune
- Siri Berget, Oslo kommune
- Ane Birkely, Oslo kommune
- Geir Grønsholt, KLP Forsikring
- Pål Haavengen og Håvard Breilid, Lørenskog kommune
- Marit Hage, Brødrene Dahl
- Harald Hansen, Tønsberg kommune
- Roger Herstad, Nøtterøy kommune
- Anne-Berit Holte, Drammen kommune
- Olav Nilssen, Trondheim kommune
- Odd I. Oppheimsbakken, Skedsmo kommune
- Trine Skjæveland, Stavanger kommune
- Johannes Thaule, Karmøy kommune
- Sveinn T. Thorolfsson, NTNU

Oslo, 10. mars 2003

Innholdsfortegnelse

FORORD	3
INNHALDSFORTEGNELSE	5
TABELLER	7
FIGURER	7
SAMMENDRAG	10
SUMMARY	12
1. KARTLEGGING AV NORMAL INGENIØRPRAKSIS	13
1.1 GENERELT OM VEILEDNINGER OG STANDARDER	13
1.2 RESULTATER FRA EN SPØRREUNDERSØKELSER I NOEN NORSKE KOMMUNER.....	16
2. SAMMENLIGNING AV MANUELLE METODER OG EDB-METODER	19
2.1 GENERELT	19
2.2 HVA SIER CEN-STANDARDEN EN 752-4:1997?.....	19
2.3 OPPSUMMERING FRA NIVA-PROSJEKTET "JAMFØRING AV UTREKNING MANUELT OG MED EDB	19
2.4 OPPSUMMERING FRA NIVA-PROSJEKTET "SYSTEMANALYSE AV AVLØPSANLEGG" OM BETYDNINGEN AV Å TA HENSYN TIL VOLUMET I RØRNETTET/RØRDEMPNING	20
2.5 UTDRAG FRA NLH-PROSJEKT OM SAMMENLIGNING AV NIVANETT, SWMM OG MOUSE M.H.T. EVNEN TIL Å UTFØRE OPPSTUVNINGSBEREGNINGER PÅLITELIG	21
2.6 KONKLUSJONER	22
3. REGNDATA - BEREGNINGSMETODER - KRITERIER	24
3.1 BARE ETT KASSEREGN, SOM F.EKS. 10 MINUTTER MED 200 L/S.HA	24
3.2 OMDANNING AV ET KASSEREGN TIL MODELLREGN AV TYPEN SIFNEL, SIFALDA, E.L	25
3.3 MANGE KASSEREGN, VALGT LANGS HELE IVF KURVEN (FOR ET GITT GJENTAKSINTERVALL).....	26
3.4 OMDANNING AV IVF KURVEN TIL MODELLREGN SOM F.EKS. SYMMETRISK HYETOGRAM	26
3.5 LANGE TIDSSERIER HVOR MAN LAGER FREKVENSFORDELINGSFUNKSJONER FOR ULIKE HENDELSER.....	28
3.6 UTARBEIDELSE AV DIMENSJONERENDE MODELLREGN PÅ BASIS AV KJØRINGER MED LANGE TIDSSERIER..	29
4. HYDRAULISKE TAP I KUMMER	31
4.1 GENERELT OM KUMTAP	31
4.2 KUMTAPSBEREGNINGER I AVLØPSMODELLEN MOUSE.....	34
4.2.1 <i>Innløpstapet til en kum</i>	34
4.2.2 <i>Tap på grunn av retningsendring</i>	35
4.2.3 <i>Tap på grunn av forandring i høyde</i>	35
4.2.4 <i>Tap som oppstår avhengig av form på utløp fra kum</i>	36
4.2.5 <i>"Round Edged Outlet", "Sharp Edged Outlet" og "Orificing Outlet"</i>	37
4.3 EKSEMPLER PÅ UTSLAG I OPPSTUVNING VED ULIKE VALG PÅ KUMTAP I MOUSE	39
5. ØKONOMISK OPTIMALT GJENTAKSINTERVALL	44
5.1 FELT I OSLO	44
5.2 FELT I NORRTÅLJE	46
6. SIMULERINGER I MOUSE MED ULIKE TYPER REGN (MODELLREGN OG MÅLT REGN) 48	
6.1 GENERELT	48
6.2 KASSEREGN.....	48
6.3 SIFALDA REGN	49
6.4 SYMMETRISKE MODELLREGN	49

6.5	KJØRING AV MÅLTE REGNHENDELSER.....	50
6.6	RESULTATER FRA MODELLBEREGNINGENE.....	50
6.6.1	<i>Risløkka med regndata fra Blindern</i>	50
6.6.2	<i>Bernt Knudsens vei med regndata fra Blindern</i>	55
6.6.3	<i>Bernt Knudsens vei med regndata fra Karmøy-Brekkevann</i>	58
6.7	VINTERSITUASJON.....	61
6.8	LTS-SIMULERINGER.....	61
6.9	SAMMENLIGNING AV RESULTATER.....	61
6.10	KONKLUSJONER OG ANBEFALINGER.....	62
6.11	VIDERE ARBEID.....	62
7.	BEREGNING AV IVF KURVER	63
7.1	VARIGHETSPRINSIPPER.....	63
7.1.1	<i>Det innskrenkede varighetsprinsipp</i>	63
7.1.2	<i>Det uinnskrenkede varighetsprinsipp</i>	64
7.2	OMREGNINGSFORMLER MELLOM ULIKE ENHETER.....	64
7.3	HVEM ER ANSVARLIG FOR AT DET MÅLES NEDBØR?.....	64
7.4	KLIMASCENARIER.....	65
7.5	PLOTT OG TABELLER.....	65
8.	STATISTISKE MODELLER FOR Å BEREGNE T ÅRS HENDELSER	66
8.1	VALG AV GRUNNMODELL.....	66
8.1.1	<i>Grunnmodell A</i>	67
8.1.2	<i>Grunnmodell B</i>	67
8.1.3	<i>Grunnmodell C</i>	68
8.1.4	<i>Diagnostikk A</i>	69
8.1.5	<i>Diagnostikk B</i>	69
8.1.6	<i>Diagnostikk C</i>	70
8.1.7	<i>Diagnostikk D</i>	70
8.2	VALG AV REGIONAL ELLER AT-SITE MODELL.....	71
8.3	VERIFISERING AV TILPASNING.....	72
8.4	RETNINGSLINJER FOR BESTEMMELSE AV EN T ÅRS HENDELSE.....	73
8.5	USIKKERHET.....	73
9.	TRENDER INNEN KORTTIDSNEDBØR 1967-2001	75
9.1	SAMMENDRAG.....	75
9.2	INNLEDNING.....	75
9.3	DATAGRUNNLAG.....	76
9.4	TRENDER.....	77
9.4.1	<i>Konklusjon Brekkevann Karmøy</i>	79
9.4.2	<i>Konklusjon Gardermoen</i>	81
9.4.3	<i>Konklusjon Blindern Oslo</i>	84
9.4.4	<i>Konklusjon trender i nedbørintensitet på Brekkevann Karmøy, Gardermoen og Blindern Oslo</i>	84
9.5	FREKVENSANALYSE.....	85
9.6	UTPLUKKINGSGRUNNLAG FOR KONSTRUKSJON AV IVF-KURVER.....	88
9.7	KONKLUSJON.....	89
	REFERANSER	90
	REFERANSER VEDRØRENDE STATISTISKE METODER.....	91
	VEDLEGG 1	93
	SPØRRESKJEMA FOR PROSJEKTET "REVURDERING AV DIMENSJONERINGSKRITERIER FOR AVLØPSSYSTEMER" ..	93
	OVERSVØMMELSER.....	93
	KRITERIER/METODER.....	94
	<i>Dimensjoneringskriterier for avløpssystemer</i>	94
	<i>Beregningsmetoder for avløpssystemer</i>	96
	NÅR OG FOR HVILKE OMRÅDER GJØRES DET BEREGNINGER? ..	96
	NEDBØR.....	98

<i>Situasjoner som gir oversvømmelse</i>	98
<i>Regn</i>	98
<i>Gjentaksintervall</i>	100
NEDBØRSFELT.....	100
LEDNINGSNETT.....	102
<i>Type ledning med oversvømmelse</i>	102
ÅRSÅK TIL OVERSVØMMELSE.....	103
OVERSIKT OVER EKSISTERENDE FORHOLD.....	103
LEDNINGSKARTVERK.....	104
OPPSTUVNING I LEDNINGSNETTET.....	105

Tabeller

TABELL 1. ANBEFALTE MINIMUMSVERDIER FOR INTERVALLER MELLOM DIMENSJONERENDE REGNSKYLL.....	13
TABELL 2. ANBEFALTE DIMENSJONERENDE HYPPIGHETER.....	14
TABELL 3. UTDRAK FRA KUMTAPSTABELL FRA VAVS REMISS AV JUNI 1998 FOR "DIMENSJONERING OCH ANALYS AV ALMÄNNA AVLOPPSLEDNINGAR", STOCKHOLM, BASERT PÅ LINDVALL, G. 1993.....	33
TABELL 4. FORHOLDET MELLOM SINGULÆRTAPSKOEFFISIENSTEN K_v OG MOUSE SIN "UTLØPSFORMKOEFFISIENST" K_M , VED ETT RØR INN I KUMMEN OG ETT RØR UT AV KUMMEN.....	37
TABELL 5. FORSKJELLIGE KUMBEREGNINGSMETODER OG TILHØRENDE STANDARDVERDIER FOR K_M	37
TABELL 6. DATA FOR TESTLEDNINGENS KUMMER.....	39
TABELL 7. OPPSTUVNINGSNIVÅER I KUMMENE FOR FIRE BEREGNINGSMETODER.....	40
TABELL 8. DATA FOR KUMMENE I TESTNETTET TUTOR 1.....	42
TABELL 9. ØKNING I OPPSTUVNING I MM I KUMMENE VED Å GÅ FRA EN KUMBEREGNINGSMETODE.....	43
TABELL 10. ANDELEN KJELLERE MED AVSTAND FRA KJELLERGULVET TIL TOPP INNENDIG I RØRET LENGRE ENN EN GITT VERDI.....	44
TABELL 11. KOSTNADENE BRUKT I BEREGNINGENE FOR ANLEGG AV LEDNINGSNETTET.....	45
TABELL 12. TOTALE ÅRSKOSTNADER FOR TILTAK OG SKADER VED KJELLEROVERSVØMMELSER. KJELLSON, L. 1984.....	47
TABELL 13. STORE NEDBØRHEDELSENER MÅLT PÅ BLINDERN 1980.....	88

Figurer

FIGUR 1. PRINSIPPSKISSE AV KUM OG LEDNING MED KRITISKE NIVÅER.....	15
FIGUR 2. VANNSTANDSNIVÅER I KNOTEPUNKT NR 20 OG 30 BEREGNET I MOUSE, NIVANETT OG SWMM. RØRLENGDER ER 250 METER OG RØRFALL 2 PROMILLE. NEDERSTE RØR HAR FÅTT DIAMETEREN STRUPET FRA 1000 MM TIL 500 MM.....	22
FIGUR 3. REGNDATA, KRITERIER OG BEREGNINGSMETODER ER AVGJØRENDE FOR RESULTATET.....	24
FIGUR 4. MODELLREGN AV TYPEN SIFALDA. SIFALDA 1973.....	25
FIGUR 5. REGNHYETOGRAM FRA EKSEMPEL I TEKSTEN.....	27
FIGUR 6. FREKVENSFORDELING FOR OPPSTUVNINGSNIVÅER I PUNKT X I ET AVLØPSNETT.....	28
FIGUR 7. ØKNINGER I RØRFRIKSJONEN SOM KOMPENSASJON FOR KUMTAP VAV 1998.....	32
FIGUR 8. KUM MED TO INNLØP OG ET UTLØP, OG KUM MED ET INNLØP OG TO UTLØP.....	35
FIGUR 9. KUM MED NIVÅFORSKJELL PÅ INNLØP OG UTLØP.....	36
FIGUR 10. TESTLEDNING MED 7 KNOTEPUNKTER.....	39
FIGUR 11. OPPSTUVNING I FEM KUMMER VED ULIKE KUMTAPFORMLER.....	40
FIGUR 12. TESTNETT FOR KUMTAPBEREGNINGER TUTOR 1 I MOUSE-PROGRAMMET.....	41
FIGUR 13. KOSTNADER REGNET SOM NÅVERDI FOR TRE ALTERNATIVE NETT I "BOGSTADVEIEN".....	46
FIGUR 14. KASSEREGN BLINDERN (10 ÅRSREGN, 10 MIN. VARIGHET, 210 L/S*HA).....	48
FIGUR 15. SIFALDA REGN FOR BLINDERN (10 ÅRSREGN, 10 MIN. VARIGHET).....	49
FIGUR 16. SYMMETRISK HYETOGRAM FOR BLINDERN (10 ÅRSREGN, 10 MIN. VARIGHET).....	49
FIGUR 17. OPPSTUVNING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV KASSEREGN (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).....	50
FIGUR 18. OPPSTUVNING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SIFALDA REGN (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).....	51

FIGUR 19. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 1979).	51
FIGUR 20. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	52
FIGUR 21. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (50 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	52
FIGUR 22. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV MÅLT REGNTILFELLE (12.4 MM/10 MIN., BLINDERN 6. JUNI 1992). DETTE ER ET MÅLT 10-ÅRSREGN.	53
FIGUR 23. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV MÅLT REGNTILFELLE, HELE DØGNET DEN 6. JUNI 1992 FOR Å FÅ MED PÅVIRKNING FRA FOR- OG ETTERREGN (DET FALT 12.4 MM PÅ 10 MIN. I DEN MESTE INTENSE PERIODEN DETTE DØGNET).	54
FIGUR 24. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV MÅLT REGNTILFELLE (18.7 MM/10 MIN., BLINDERN 17. JUNI 1980).	54
FIGUR 25. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV MÅLT REGNTILFELLE, HELE DØGNET DEN 17. JUNI 1980 FOR Å FÅ MED PÅVIRKNING FRA FOR- OG ETTERREGN (DET FALT 18.7 MM PÅ 10 MIN. I DEN MESTE INTENSE PERIODEN DETTE DØGNET).	55
FIGUR 26. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV KASSEREGN (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	55
FIGUR 27. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SIFALDA REGN (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	56
FIGUR 28. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 1979).	56
FIGUR 29. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	57
FIGUR 30. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (50 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	57
FIGUR 31. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV KASSEREGN (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	58
FIGUR 32. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SIFALDA REGN (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	58
FIGUR 33. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	59
FIGUR 34. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV SYMMETRISK HYETOGRAM (50 ÅR, 10 MIN. VARIGHET, IVF-KURVE 2001).	59
FIGUR 35. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV MÅLT REGNTILFELLE (9.9 MM/10 MIN., KARMØY-BREKKEVANN 9. JULI 1970).	60
FIGUR 36. OPPSTUVING I UTVALGT DELFELT MED KJØRING AV MÅLT REGNTILFELLE, HELE DØGNET DEN 9. JULI 1970 FOR Å FÅ MED PÅVIRKNING FRA FOR- OG ETTERREGN (DET FALT 9.9 MM PÅ 10 MIN. I DEN MESTE INTENSE PERIODEN DETTE DØGNET).	60
FIGUR 37. RESULTAT FRA EN MODELLBEREGNING, RISLØKKA I OSLO, HVOR EN HAR FORSØKT Å SIMULERE NEDBØR PÅ FROSSEN MARK VED Å ØKE TETTFLATEANDELEN (BLINDERN IVF-KURVE 2001, 10 ÅR, 10 MIN. VARIGHET).	61
FIGUR 38. ET EKSEMPEL PÅ EN IVF-KURVE VED BRUK AV DET INNSKRENKENDE VARIGHETSPRINSIPP.	63
FIGUR 39. GRUNNLAGSDATA, AMS, POT.	69
FIGUR 40. VISUELL INSPEKSJON OG AMS.	71
FIGUR 41. VERIFISERING AV MODELL.	73
FIGUR 42. KONFIDENSEINTERVALL.	74
FIGUR 43. MAKS., MIN. OG MIDDELVERDIER FOR ÅRLIG STØRSTE NEDBØRINTENSITET.	76
FIGUR 44. KARMØY BREKKEVANN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. 9 ÅRS GLIDENDE MIDDEL.	77
FIGUR 45. KARMØY BREKKEVANN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. 9 ÅRS GLIDENDE MIDDEL.	78
FIGUR 46. KARMØY BREKKEVANN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. TRENDLINJER.	78
FIGUR 47. KARMØY BREKKEVANN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. TRENDLINJER.	79
FIGUR 48. GARDERMOEN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. 9 ÅRS GLIDENDE MIDDEL.	80
FIGUR 49. GARDERMOEN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. 9 ÅRS GLIDENDE MIDDEL.	80
FIGUR 50. GARDERMOEN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. TRENDLINJER.	81
FIGUR 51. GARDERMOEN TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. TRENDLINJER.	81
FIGUR 52. BLINDERN OSLO TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. 9 ÅRS GLIDENDE MIDDEL.	82
FIGUR 53. BLINDERN OSLO TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. 9 ÅRS GLIDENDE MIDDEL.	82

FIGUR 54. BLINDERN OSLO TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. TRENDLINJER.....	83
FIGUR 55. BLINDERN OSLO TRENDER I KORTTIDSNEDBØR DE SISTE 30 ÅR. TRENDLINJER.....	83
FIGUR 56. 1870 BLINDERN OSLO 10 MIN REGNVARIGHET, FREKVENSANALYSE. 10 ÅRS GLIDENDE ANALYSE	85
FIGUR 57. BLINDERN OSLO 10 MIN REGNVARIGHET, FREKVENSANALYSE. 15 ÅRS GLIDENDE ANALYSE	86
FIGUR 58. GLOMMA VED SARPSFOSSEN ÅRSMIDDELVANNFØRING OG TRENDER.....	87
FIGUR 59. STORE NEDBØRHEDELSE MÅLT PÅ BLINDERN 1980	88
FIGUR 60. DNMI'S IVF-KURVE UTARBEIDET FOR PERIODEN 1968-2001.....	89

Sammendrag

- Intensitets-Varighets-Frekvens kurver (IVF) beregnet av Det norske meteorologiske institutt (DNMI), er i stor grad beregnet etter det innskrenkede varighetsprinsipp. Dette kan gi lite representative verdier. Det anbefales derfor at man anmoder DNMI om å gjøre beregningene av IVF-kurvene etter det utvidede varighetsprinsipp.
- Alle tettsteder bør ha en måler for korttidsnedbør.
- Man bør tilstrebe å dimensjonere ut fra avrenningen og ikke for nedbørtilfellet i seg selv. Dette fordi en gitt regnintensitet kan gi helt forskjellige avrenninger, avhengig av værforholdene på det aktuelle tidspunktet. I praksis er eneste måte å gjøre dette på å kjøre gjennom hele regnserien i en modell med hydrologisk minne, for så å gjøre en statistisk analyse av beregningresultatene.
- Ved valg av dimensjonerende gjentakintervall, bør man i utgangspunktet alltid vurdere skadepotensialet i det aktuelle feltet mot risikoen for flom. Det gjentakintervall som gir de laveste samfunnsøkonomiske kostnader bør velges. I tillegg må man også legge inn sosiale hensyn og kommunalpolitiske føringer. Alternativet til å gjøre egne vurderinger er å benytte de nye norske standardene NS-EN 752-2 og NS-EN 752-4.
- Alternative flomveier må alltid planlegges og klargjøres, med tanke på de tilfellene der det vanlige avløpssystemet ikke klarer å ta unna flomvannet. Løst disse traseene må man beregne den hydrauliske kapasiteten. Særlig ved brounderganger, kulverter, bekkeinntak, rister etc. må man forsikre seg om nok hydraulisk kapasitet. Man må også ha rutiner og beredskap for å holde disse områdene frie for sedimenter og annet forstoppende materiale. Dersom hus og eiendommer står i flomveiene bør disse vurderes fjernet.
- "Kasseregn" bør bare unntaksvis benyttes. Primært anbefales det å konstruere symmetriske regnhyetogram på basis av I-V-F kurver.
- Hvis nedbørsfelter har stor andel tette flater, kan det være forsvarlig å vurdere å ikke bruke ressurser på å kjøre langtidssimuleringer, men heller konstruere et nedbørhyetogram på basis av en I-V-F kurve. Grunnen til dette er at hvis andelen tette flater er stor øker sannsynligheten for at dimensjonerende avrenning oppstår som følge av et kortvarig sommer- eller høstregn. Dersom avrenning fra permeable flater kan skje, vil simulering av langtidsserier være ønskelig.
- Hvis nedbørsfelter har en stor andel permeable flater, er det stor sannsynlighet for at dimensjonerende avrenning oppstår som følge av et moderat regn "på toppen" av en langvarig nedbørsituasjon, hvor marken er mettet av vann. I slike situasjoner vil langtidssimuleringer være riktig.
- På kyststrekningen fra Lindesnes til Finnmark har man såkalt kystklima. Her vil vanligvis dimensjonerende regn oppstå som følge av langvarige nedbørperioder hvor marken enten er helt oppbløtt eller den er frossen. Et moderat regn i en slik situasjon vil kunne gi avrenning fra de permeable flatene og dimensjonerende flommer kan da oppstå. Langvarige målinger ved NTNU (Thorolfsson 2002) har vist at selv gressflater i Trondheim kan ha avrenningskoeffisienter på opptil 0,3 i slike situasjoner.
- Før modellberegninger gjøres må modellen kalibreres. Det kan være hensiktsmessig å først kalibrere mot volummålinger. Slike volummålinger kan man ha lett tilgjengelig ved rutinemessige målinger i renseanlegg eller pumpestasjoner. Videre bør spesielle kampanjelignende målinger på nettet gjennomføres. Disse bør gå minst over to-tre måneder og helst inkludere sommer-høst perioden. Helst bør slike målinger gå over et helt år. På basis av disse målingene kalibreres både maksimal avrenning og volumet på regnepisodene.
- Avrenningskoeffisienter for tette flater og permeable flater bør endelig fastsettes i forbindelse med kalibreringene av modellen.
- Ved betydelige endringer i feltene, ved for eksempel nye tilknytninger eller fortetninger, bør hele det influerte avløpsnett rekalkuleres.

- Konsentrasjonstiden for et felt kan anslås ved å sette på en kortvarig vannføring i det punktet som er lengst unna utløpet. Beregningen i modellen viser strømmingstiden i ledningsnett. I tillegg må man anslå tilløpstiden fra ytterste punkt i feltets vannskille til nærmeste sluk. Dette anslås ofte til ca. 7 minutter i urbaniserte områder. Det anbefales imidlertid å bruke diagrammer fra håndbøker som viser tilløpstiden som funksjon av strømningslengde, midlere helning og markens beskaffenhet (se for eksempel SFTs TA-550, 1979).
- Kategorisering av flatene i avløpsfeltene kan fastsettes ved for eksempel følgende metoder:
 - Befaring i feltene hvor man registrerer om visse tette flater ikke er tilknyttet avløpsnett, og/eller eventuelt hvilket sluk flatene drenerer mot. Tette flater som ikke har direkte tilknytning til nettet drenerer ofte til permeable områder, og kan eventuelt bidra til den langsomme avrenningen. Områdenes areal beregnes på basis av kart og evt. flyfoto supplert med opplysninger fra befaringene. GIS-verktøy er nyttig i denne sammenheng.
 - Bare bruk kart og flyfoto, evt. med hjelp av GIS-verktøy.
- I flg. veiledningen til teknisk forskrift til Plan- og bygningsloven bør flomutsatte bygg ha tilbakeslagsventil på avløpsledningen.
- Det er en klar trend i måleperioden for Blindern i Oslo for de fleste varighetene at intensiteten har gått opp siden 70 tallet, muligens opp mot 50 %. Det er bare for 5 minutters varighet at nedbørintensiteten har vært noenlunde konstant.

Summary

Title: Revision of the dimension criteria for sewage pipelines, flooding of sewage pipelines

Year: 2002

Authors: Jon Arne Engan, Oddvar Lindholm, Øystein Rapp, Asgeir Petersen-Øverleir, Einar Markhus

Source: Norwegian Institute for Water Research, ISBN No.: ISBN 82-577-4317-8.

SFT TA-550 "Guidelines for dimensioning of sewage pipelines" is revised. The reasons are that the last years have shown an increase in damages after flooding in sewage pipelines and, besides that, the introduction of a new Norwegian Standard NS-EN 752 "Drain and sewer systems outside buildings". Some of the topics are rules, practise of today, precipitation, parameters and choice of methods. The results are presented in this research report and in a separate user report.

1. Kartlegging av normal ingeniørpraksis

1.1 Generelt om veiledninger og standarder

Inntil Norsk standard NS-EN 752-2: 1997 kom var det i Norge bare to referanser med faglig tyngde og autoritet som ga retningslinjer for hvordan et avløpsnett skal dimensjoneres med tanke på regn.

Dette er Statens forurensningstilsyn (SFT) "Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger" TA-550 fra juni 1979 og Norske kommuners sentralforbund (KS) "Vann og avløpsnorm" fra februar 1983.

SFTs TA-550 sier:

-Valg av dimensjonerende regnskyll må treffes på grunnlag av de konsekvenser en oppstuvning i ledningsnettet vil medføre, eksempelvis oppstuvning i kjellere ved fellessystemet og i drenasjesystemet for hus ved separatsystemet. Gjentakintervallet mellom dimensjonerende regnskyll anbefales valgt som angitt i tabell 1.

Tabell 1. Anbefalte minimumsverdier for intervaller mellom dimensjonerende regnskyll.

Type område	Separatsystem	Fellessystem
Åpent område utenfor sentrumsbebyggelse	2 år	5 år
Åpent område innenfor sentrumsbebyggelse	2 år	5 år
Innestengt område utenfor sentrumsbebyggelse	5 år	10 år
Innestengt område innenfor sentrumsbebyggelse	10 år	10 år

Åpent område: Et område hvorfra overvann kan ledes bort med selvføll på overflaten. (det vil si at vannet kan strømme ut fra området både via avløpsnettet og via overflaten)

Innestengt område: Et område hvorfra overvann ikke kan ledes bort med selvføll på overflaten. (Det vil si av avløpsnettet er eneste akseptable vei ut for overvannet)

Kommunenes sentralforbunds "Vann og avløpsnorm" er sitat fra SFTs veiledning TA-550 og referer både den her siterte tekst og tabell. Om tabellen sier KS: "Anbefalte minimumsverdier for frekvens mellom dimensjonerende regnskyll". De fleste kommuner i Norge følger disse anbefalingene og disse må derfor karakteriseres som normal praksis i Norge. Dette hevdes også i en utredning på oppdrag fra Norges Forsikringsforbund og Norsk Hydrologisk Komite om regnflommer i byer, Grøner april 1992.

Det går ikke frem av skriftene om dimensjoneringen skal sørge for at oppstuvningen ikke går høyere enn til toppen av tverrsnittet innvendig i avløpsrøret (som tilsvarer den såkalte rørkapasiteten), til laveste kjellernivå eller til marknivået. I følge den spørreundersøkelsen

som er gjort i foreliggende prosjekt, har de fleste kommuner tolket det slik at man skal dimensjonere slik at vannføringen ikke går over topp rør innvendig i avløpsrøret.

I Norge har man tidligere ikke hatt annet enn SFTs og KSs veiledninger å holde seg til. Tidligere hadde man en paragraf i Vassdragsloven fra 1940 med en § 47 som sa at eieren av avløpsledningen er erstatningspliktig ved flom og at dersom en huseier fikk vannskade oftere enn 2 ganger i løpet av 2 år, så var kommunen også pliktig til å legge om avløpsnett slik at dette ikke ville skje igjen. Dette ble tolket som om kommunen var pliktig til å forbedre sitt avløpsnett dersom man hadde dimensjonert dårligere enn for 2- års gjentakintervall. Denne paragrafen ble imidlertid strøket fra Vassdragsloven for noen år siden.

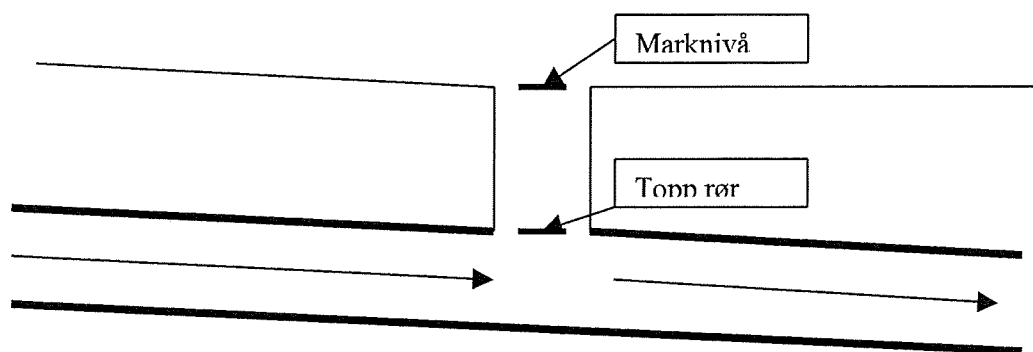
Den nye CEN-standard (EN 752-4) anbefaler verdiene vist i tabell 2. Norge er via EØS-avtalen forpliktet til å følge CEN-standarder dersom ikke en relevant myndighet har bestemt noe annet. Professor dr. ing. Hans Brombach fra Universitetet i Stuttgart meddelte på et seminar i Oslo Vann- og avløpsverk 2. august 2000, at enkelte tyske kommuner allerede er blitt dømt erstatningspliktig i rettssaker om oversvømmelser hvor retten la til grunn CEN-standardene.

Tabell 2 er en direkte kopi fra Norsk standard NS-EN 752-2:1997.

Tabell 2. Anbefalte dimensjonerende hyppigheter

Dimensjonerende regnskyllhyppighet ¹ (1 i løpet av "n" år)	Plassering	Dimensjonerende oversvømmelseshyppighet (1 i løpet av "n" år)
1 i løpet av 1	Landbruksområder	1 i løpet av 10
1 i løpet av 2	Boligområder	1 i løpet av 20
1 i løpet av 2	Bysentre/industriområder/forretningsstrøk -med oversvømmelseskontroll	1 i løpet av 30
1 i løpet av 5	-uten oversvømmelseskontroll	-
1 i løpet av 10	Undergrunnsbane/underganger	1 i løpet av 50
* Det skal ikke oppstå overbelastning for disse dimensjonerende regnskyllene Engelsk tekst: (For those design storms no surcharge shall occur)		

For å bruke tabell 2 må man ha en definisjon for hva som menes med "ikke oppstå overbelastning" og "oversvømmelseshyppighet" (refererende til henholdsvis venstre og høyre kolonne i tabell 2). Prof. Theo G. Schmitt ved University of Kaiserslautern, Schmitt 2001, fører et resonnement og dokumentasjon for at "ikke oppstå overbelastning" må forstås slik at man dimensjonerer slik at vannivået ikke overstiger topp av innvendig rør og at "oversvømmelseshyppighet" må forstås slik at vannstanden ikke må gå over topp av kum/marknivået. Se figuren under. Dersom man dimensjonerer for det siste alternativet vil eventuelle kjellere på denne strekningen få oppstuvninger dersom de ikke har en spesiell beskyttelse som tilbakeslagsventil eller lignende.



Figur 1. Prinsskisse av kum og ledning med kritiske nivåer

Den forklarende og supplerende tekst i NS-EN 752 til tabell 2 er følgende:

-"For mindre anlegg anbefales det en relativt enkel, men sikker fremgangsmåte, selv om bruk av simuleringsmodeller ikke er utelukket. Hovedledninger er vanligvis dimensjonert for å kunne gå fulle, uten overbelastning, for relativt hyppige regnskyll fordi dette gir sikkerhet mot oversvømmelse etter regnskyll som er vesentlig større. For disse anleggene bør kriteriene for "dimensjonerende regnskyllhyppighet" i tabellen brukes hvis den aktuelle myndighet ikke har angitt noen. Den prosjekterende skal bruke verdier for nedbørintensitet og varighet som gjelder for det bestemte området.

For mindre anlegg som skal dimensjoneres ved bruk av en simuleringsmodell og for større systemer, særlig der risikoen for skade eller fare for folks helse er betydelig, anbefales det at nivået av sikring mot oversvømmelse bedømmes særskilt. Hovedledningssystemet kan først dimensjoneres som angitt ovenfor, med en hensiktsmessig "dimensjonerende regnskyllhyppighet", for at det ikke skal oppstå overbelastning. En simuleringsmodell for vannstrømmen i hovedledningen i hovedledningen bør deretter brukes til å kontrollere nivået av sikring mot oversvømmelse i forhold til den "dimensjonerende oversvømmelseshyppighet", og utførelsen justeres der den krevde sikringen mot oversvømmelse ikke oppnås.

Det vil imidlertid forekomme tilfeller der det vil bli aktuelt å foreta justeringer for å unngå unødvendig overdimensjonering. Eventuelle krav fra den aktuelle myndighet skal følges, men hvis slike ikke foreligger, bør de dimensjonerende verdiene for oversvømmelseshyppighet som angitt i tabellen brukes. Disse fremgangsmåtene bør følges når et eksisterende system vurderes for oppgradering."

1.2 Resultater fra en spørreundersøkelser i noen norske kommuner

Vedlegget i kapittel 11 viser en oppsummering av svarene på spørreskjemaene som ble sendt 63 kommuner, samt fra en liten undersøkelse i en håndfull andre kommuner. Av de 63 kommunene var det 17 kommuner som svarte. Av de 63 kommunene, hadde 61 flere enn 15 000 innbyggere. De 17 kommunene som har svart har sannsynligvis et VA-faglig miljø som ligger godt over gjennomsnittet for norske kommuner.

Hver strek i rubrikkene representerer et svar fra en kommune. Tabellene i vedlegget i kapittel 11 gir i seg selv en oversikt over ingeniørpraksis, men i det følgende gies noen kommentarer til tabellens informasjon.

-Oversvømmelser av kjellere er et problem som plager mange kommuner. Det er klart at dette er et felt VA-bransjen, inkludert forskningsinstitusjoner, bør arbeide mer med i kommende år.

-Problemet med kjelleroversvømmelser har nok eksistert i mange tiår allerede, men flere forhold har bidratt til at kommunene nå føler dette sterkere enn noen gang tidligere. Dette er blant annet:

*Forsikringsselskapene er nå raskere til å kreve regress fra kommunene for de erstatninger de betaler ut til huseiere. Forsikringsselskapene kjører også hardere ut mot kommunene i form av varsel om rettsaker og bruk av spesialiserte advokater. Erstatningene kommunene betaler ut har derfor øket.

*Nedbørmengden har øket de siste tiårene. Dette fører til flere skader og oversvømmelser. Grunnen til dette er bl.a. at antall timer pr. år øker, hvor marken er svært mettet med vann. Dersom det kommer et moderat til stort regnskyll på dette vil ofte kjelleroversvømmelser og markoversvømmelser kunne oppstå.

*Det er foretatt nye utbygninger i feltene og fortetninger i eksisterende områder, uten at ledningsdimensjonene i hovedstammene er øket.

-Som grunnlag for dimensjonering av avløpssystemer brukes i meget stor grad SFT's TA-550 og Kommunenes Sentralforbunds "Kommunalteknisk norm" fra 1983. Noen kommuner har også i tillegg egne normer.

Bare en kommune sier den nå har vedtatt å bruke den nye NS-EN 752 standarden (som er en direkte oversatt CEN-standard) for nye anlegg. Ingen andre kommuner sier de har vurdert å gå over til NS-EN 752.

-Alle kommunene, av de 14 som svarte på spørsmålet, opplyste at de bruker manuelle metoder i ganske stor grad. Av disse 14 var det videre 8 som oppga at MOUSE også ble brukt og 4 av de 14 oppga at også NIVANETT ble brukt. Dette viser at manuelle metoder fortsatt er mer i bruk enn det man kunne forvente i dag og at programmet MOUSE nå er i ferd med å erstatte mye av det arbeidet NIVANETT tidligere gjorde. Metodevalg/modellvalg styres av oppgavens størrelse og kompleksitet.

-Fem kommuner sier de kalibrerer modellen. Dette betyr at ikke alle de ni kommunene som bruker MOUSE eller NIVANETT kalibrerer modellen før bruk.

-Praktisk talt alle gjennomfører beregninger ved dimensjonering av nye avløpssystemer i nye felt. Praktisk talt alle sier også at de gjennomfører beregninger i hele det berørte ledningsnett ved tilknytning av nye nedbørsfelt eller nye ledninger, dersom det vurderes som betydningsfullt. Ca. halvparten av de som svarer sier at de også gjennomfører beregninger i eksisterende ledningsnett ved endringer i dette nettets nedbørsfelt som medfører nye avrenningsforhold. (F.eks. fortetting/utbygging).

-Av de 15 kommunene som har svart på hvilke situasjoner som gir oversvømmelser er 14 fra Østlandet og en fra Vestlandet. Vestlandskommunen sier at høstsituasjonen og vintersituasjonen er mest problematiske. To av de 15 kommunene nevner kombinasjon av høy vannstand i resipienten og mye nedbør som viktige situasjoner. Østlandskommunene har høst- og sommersituasjonen som de mest problematiske periodene. Det ser ut til at noen flere har mer problemer med høstmånedene enn med sommermånedene. Imidlertid er det tre av de 15 kommunene som sier at sommersituasjonen er den verste.

-Når det gjelder bruk av regndata til beregningsmetodene sier 12 kommuner at de bruker kasseregner som input. Bare fire kommuner sier de omdanner I-V-F kurven (intensitet-varighet-frekvens) til et symmetrisk typeregner.

Fire kommuner sier de har brukt historiske regn som input i modellene, mens tre kommuner sier de har kjørt lengre tidsserier over for eksempel ett år.

-Praktisk talt alle kommunene bruker anbefalingene fra SFT's TA-550 for gjentakintervall for dimensjonerende regn. Dette er 5 år for overvannsledninger og 10 år for fellessystemledninger.

-Avrenningskoeffisienter og konsentrasjonstider velges stort sett på basis av det som står i lett tilgjengelig litteratur i lærebøker og som f.eks. SFT's TA-550

-Flatene i et felt registreres normalt på basis av befaringer og kart.

-Det fins stort sett ikke rutiner for innsamling av data om nedbørsfeltene.

-Av 15 kommuner sier 13 at flomproblemene oppstår oftest i fellessystemledninger. Dernest er det problemer med bekkelukninger som jo også i praksis er fellessystemledninger.

-Årsakene til oversvømmelsene oppgis for ca. 60 % av kommunene å være for liten kapasitet i ledningsnett. Dette må tolkes til at diametrene er for små. Ca. 80 % oppgir dessuten at tilslamming og tilstopping av ledningene er viktige årsaker. Ca. 50 % oppgir også tette sluk og tette inntak som årsaker til oversvømmelse. Ca. 20 % oppgir dårlig utformede kummer som bidragende årsak.

-12 av 14 kommuner oppgir at de har god eller delvis oversikt over belastninger og kapasitet i det eksisterende ledningsnett. To sier de ikke har det.

-13 kommuner sier de tar hensyn til belastning og kapasitet nedstrøms i nettet ved dimensjonering av nye ledninger.

-16 kommuner har oppdaterte digitale ledningskartverk og alle bruker Gemini VA.

-16 kommuner sier de normalt ikke tillater oppstuvning i kummene ved dimensjonering. Fem av disse 16 sier at de unntaksvis kan tillate det i spesielle situasjoner og under visse betingelser.

-Det kreves i dag 90 cm høydeforskjell mellom innvendig topp rør og til kjellergulv. Tidligere brukte mange 50 cm.

2. Sammenligning av manuelle metoder og EDB-metoder

2.1 Generelt

Spørreundersøkelsen viste at av de 14 kommunene som svarte var det fire som *bare* brukte manuelle metoder, mens de resterende 10 kommuner brukte både manuelle metoder og EDB-metoder. Med andre ord brukte alle de kommuner som svarte manuelle metoder helt eller delvis. Dette viser at bruk av slike metoder er fortsatt meget aktuelt for enkle overslag og for mindre felt. Spørsmålet man må ta standpunkt til er om og når det er forsvarlig å bruke manuelle metoder.

2.2 Hva sier CEN-standarden EN 752-4:1997?

Den nye CEN-standarden EN-752-4:1997 behandler denne saken. Det som sies her er følgende:

Dersom den relevante myndigheten ikke har spesifisert en bestemt flomberegning metode, kan en enkel metode benyttes for å estimere maksimalavrenningen av overflatevannet. Standarden sier at metoden kan anvendes på arealer opp til 200 ha eller på områder med konsentrasjonstider opp til 15 minutter, samt dersom nedbøren er konstant i tid (Kasseregn). (Standardens tall på 200 ha antas å være en trykkfeil, fordi 20 ha virker mer logisk og tilpasset 15 minutter).

Maksimalvannføringen Q er da gitt av formelen:

$$Q = \varphi \cdot i \cdot A$$

der φ er avrenningskoeffisienten, i er regnintensiteten og A er arealet som mottar regn, regnet horisontalt for feltet.

For større områder og for prosjekter hvor avløpsystemet har betydning for utslipp til resipienter eller via overløp, må tidsavhengige regnintensiteter brukes og EDB-modeller. Enhver EDB-modell skal velges i samråd med relevant myndighet. For ethvert prosjekt må det gjøres en avveing mellom økonomi og nødvendig nøyaktighet i beregningene.

2.3 Oppsummering fra NIVA-prosjektet "Jamføring av utrekning manuelt og med EDB"

I prosjektet koblet man opp fire små avløpsnett på henholdsvis 20 ledningsstrekninger, 15 ledningsstrekninger, 14 ledningsstrekninger og 8 ledningsstrekninger og gjorde beregninger i disse både med manuelle metoder og med NIVANETT. Sammendraget fra prosjektet er følgende:

A). EDB-metoder til dimensjonering av avløpsnett erstatter ikke behovet for ingeniørens erfaring og innsikt, men er kun et verdifullt supplement.

B) Kostnad, behandlingstid og informasjonsmengde er de mest interessante kriteriene ved sammenligning av manuelle metoder og EDB-metoder.

C) Bruk av manuelle metoder koster totalt sett 12 ganger mer enn bruk an EDB-modell. (Med samme krav til informasjonsmengde).

D) Bruk av EDB til dimensjonering av avløpsnett er gunstig, selv ved små nett. Det er økonomisk lønnsomt og gjør det lett å vurdere alternativer og konsekvenser.

E) Hvis formålet er å skaffe seg grove overslagsberegninger for maksimalvannføringen for mindre felt av det omfang som er nevnt, vil manuelle metoder kunne gi rimelig gode verdier.

Konklusjonene ble trukket på basis av fire meget små og ukompliserte ledningsnett. Fordelene med EDB vokser imidlertid meget sterkt med økende antall knutepunkter og kompleksitet i nettet. Man kommer fort til den situasjonen hvor det er uoverkommelig og uforsvarlig å bruke manuelle metoder fordi nettet har for mange ledningsstrekninger.

2.4 Oppsummering fra NIVA-prosjektet "Systemanalyse av avløpsanlegg" om betydningen av å ta hensyn til volumet i rørnettet/rørdempning

I dette prosjektet, Lindholm 1972, ble betydningen av å ta hensyn til rørlagring/rørdempning analysert. Rørdempning er en viktig forskjell mellom håndberegningsmetoder og datamodeller. Alle aktuelle modeller, inkludert NIVANETT, tar hensyn til rørdempningen, mens manuelle metoder ikke gjør det.

Prøvefeltet ligger på Oppsal i Oslo. Det har ca. 10 000 beboere. Rørnettet er lagt inn i NIVANETT med 46 rørstrekninger og konsentrasjonstiden i utløpspunktet av feltet er ca. 25 minutter, hvori tilrenningstiden utgjør 6 minutter. Strømningstiden i selve rørsystemet i et 10-årsregn er ca. 20 minutter.

To forsøk ble gjort:

A) Regn med ca. 10- års gjentaksintervall for Blindern og med varighet 20 minutter. I denne situasjonen ga en beregning uten hensyntagen til rørdempning en maksimal vannføring på 40 % høyere enn hvis rørdempningseffekten ble tatt hensyn til.

B) Regn med ca. 10-års gjentaksintervall for Blindern og med 5 minutters varighet. I denne situasjonen ga en beregning uten hensyntagen til rørdempning en maksimal vannføring på ca.100 % høyere enn hvis rørdempningseffekten ble tatt hensyn til.

Dersom rørdempningseffekten skal kunne ignoreres bør man ha en relativt konstant regnintensitet med varighet på ca. 50% lenger enn konsentrasjonstiden eller mer.

2.5 Utdrag fra NLH-prosjekt om sammenligning av NIVANETT, SWMM og MOUSE m.h.t. evnen til å utføre oppstuvningsberegninger pålitelig

En oppstuvningsberegning for et hypotetiske ledningsnett med 16 knutepunkter er vist i figur 2 og er gjennomført for rørlengder mellom knutepunktene på 250 meter og et rørfall på 2 promille. Lindholm, 1998.

Diametere på rørene går fra 500 med mer øverst i feltet til 1000 med mer nederst i feltet, bortsett fra diameteren på det aller nederste røret som er strupet fra 1000 mm til 500 mm.

I figur 2 er vist oppstuvningsnivåene over bunn rør i knutepunktene nr. 20 og nr. 30, som er h.h.v. øvre knutepunkt på nederste rør og øvre knutepunkt på nest nederste rør. De prikkete kurvene er oppstuvningsnivåene for knutepunkt nr. 30. Her ser man at NIVANETT får vannstandsniåer høyt over de to andre modellene. De heltrukne kurvene representerer oppstuvningsnivåene i knutepunkt nr. 20. Igjen ser man at NIVANETT ligger høyt over de andre to modellene. MOUSE og SWMM viser ganske like resultater for oppstuvning for begge knutepunktene, men MOUSE er likevel noe under SWMM i begge forløpene for oppstuvningene.

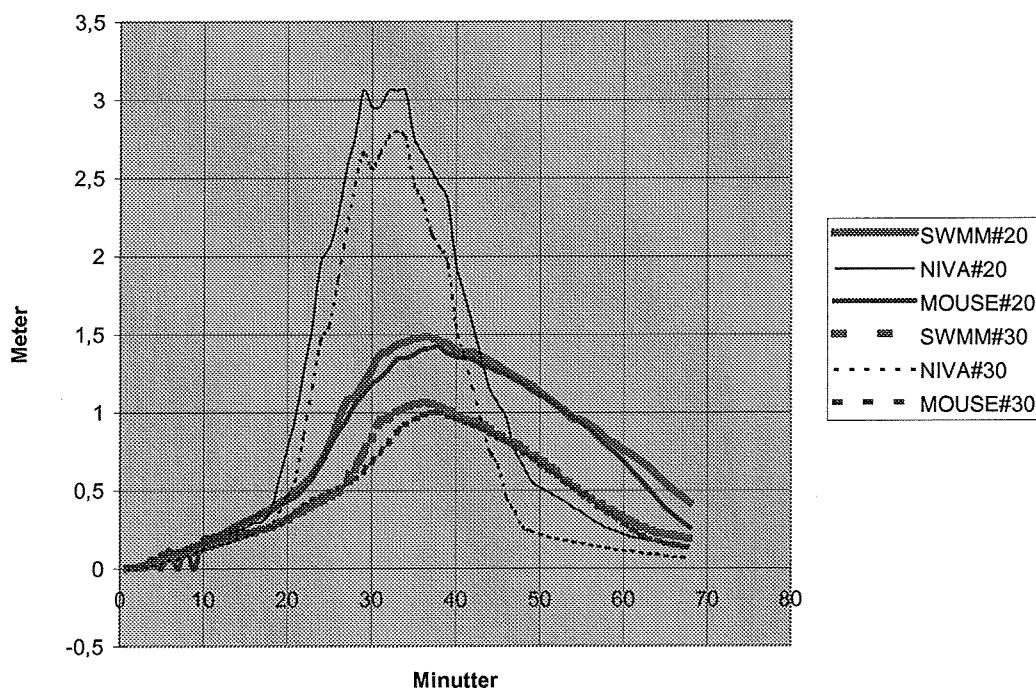
Man legger også merke til at NIVANETT's vannniåer faller raskere ned til en vannstand som ikke representerer en oppstuvning. Det vil f.eks. si at NIVANETT for kum nr. 20 finner at vannstanden har sunket ned til rørtaket i nederste rør i minutt nr. 51, og at oppstuvningen dermed er slutt i minutt nr. 52 i kum nr. 20. I minutt nr. 52 har både MOUSE og SWMM enn vannstand i kum nr. 20 på ca. 1,1 meter over bunn rør. I denne kummen har nederste rør en diameter på 0,5 meter. Først i minutt nr. 63 finner MOUSE at vannstanden i kum nr. 20 har sunket til 0,5 meter.

Forklaringen på de store forskjellene på NIVANETT kontra de to andre modellene er at NIVANETT er en kinematisk bølgemodell. Slike modeller kan ikke ta hensyn til nedstrøms forhold ved beregninger i rørnett. Man kan likevel ikke si at oppstuvningsberegninger i NIVANETT er helt uinteressante fordi oppstuvningsberegningene vil kunne gi indikasjoner på relative forskjeller ved ulike alternativer og situasjoner, og man ser at oppstuvning tross alt skjer ved visse overbelastninger.

NIVANETT's rutine for oppstuvningsberegningene i dette tilfellet har vært som følger:

"Hydrogrammer for hvert rør beregnes som normalt med de diametere som er gitt inn. For enkelte rør vil ikke dettes fall være tilstrekkelig for å få alt vannet igjennom. NIVANETT vil da beregne for hvert rør og hvert tidspunkt hvilken oppstuvning som trengs i hver kum for at den beregnede vannføringen skal kunne presses igjennom".

Det er ikke bare oppstuvningsnivåene i kummene som blir gale ved overbelastning i rørene i NIVANETT. Også hydrogrammene blir delvis gale i oppstuvningssituasjoner når ikke nedstrøms tilbakestuvning tas hensyn til. Ved den beskrevne situasjonen i feltet gir NIVANETT en Q_{max} som er ca. 20% høyere enn den Q_{max} som SWMM og MOUSE gir.



Figur 2. Vannstands nivåer i knutepunkt nr 20 og 30 beregnet i MOUSE, NIVANETT og SWMM. Rørlengder er 250 meter og rørfall 2 promille. Nederste rør har fått diameteren struppet fra 1000 mm til 500 mm.

2.6 Konklusjoner

Ved bruk av den rasjonelle formel som den manuelle metoden, får man bare beregnet maksimalvannføringen fra et område på et tidspunkt som tilsvarer konsentrasjonstiden etter regnets start. Man må da regne området som ensartet, det vil si man må bruke en gjennomsnittlig avrenningskoeffisient. Skal man ha et helt hydrogram og ikke bare maksimalpunktet på denne, må man bruke f.eks. summasjonskurvemetoden og dele inn i flere mindre delfelt eller bruke enhetshydrografmetoden. Disse er såpass mye mer arbeidskrevende enn den rasjonelle formel, at man da like gjerne kan bruke en EDB-modell.

Dersom man vil bruke en manuell metode må forutsetningen være at rørene ikke får oppstuvning, og det vil si at rørene ikke går mer enn såvidt fulle. Dersom man ønsker å beregne oppstuvningssituasjoner må man bruke EDB-modeller. Heller ikke kinematiske bølgemodeller, som for eksempel NIVANETT, er gode nok til oppstuvningsberegninger. Man må da velge en EDB-modell med "dynamisk bølge-analyser". Dette vil ofte i praksis bety at MOUSE eller SWMM brukes.

Dersom regnet varer mindre enn konsentrasjonstiden for det punktet man analyserer, vil manglende hensyntagen til rørdempningen gi for høye vannføringer. Selv med en regnvarighet lik konsentrasjonstiden kan man få f.eks. 30-40 % for høye vannføringer.

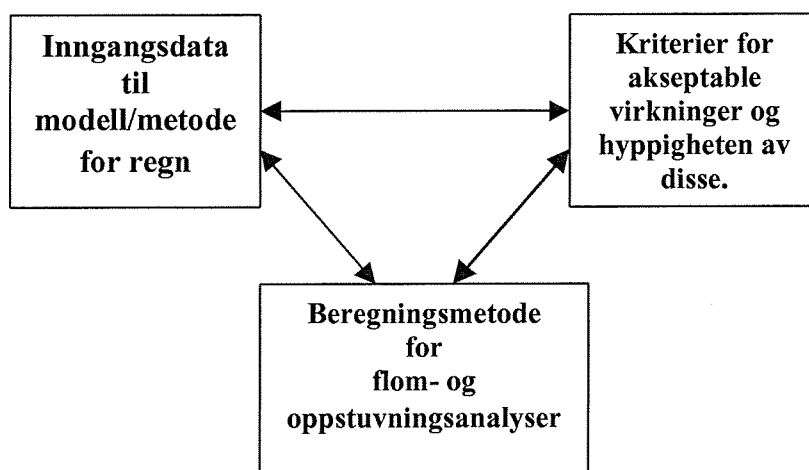
Ved manuelle metoder er man begrenset til å bruke konstant regnintensitet; såkalte "kasseregn".

Med de begrensninger som er nevnt ovenfor, kan manuelle metoder gi rimelig brukbare overslagsverdier for maksimalvannføringen i mindre avløpsfelt.

CEN-standarden antyder at man for å skaffe seg enkle overslagsberegninger bør kunne bruke den rasjonelle formel på områder med mindre konsentrasjonstid enn 15 minutter eller 200 ha. Dette virker som å være for godt tatt i, for dette regnes knapt som små avløpsfelter i Norge.

3. Regndata - beregningsmetoder - kriterier

Når man skal analysere og dimensjonere et avløpssystem for flom, er tre forhold av avgjørende betydning. Dette er som vist i figur 3, inngangsdata for regn, kriterier for hva som skal aksepteres av virkninger i ledningsnett og avløpsfeltet og hyppigheten av disse virkningene, samt hvilken beregningsmetode man skal velge.



Figur 3. Regndata, kriterier og beregningsmetoder er avgjørende for resultatet.

Som figur 3 indikerer er det også sammenhenger mellom de tre nevnte forhold, slik at valg eller begrensninger i ett av forholdene kan gi begrensninger på hva som bør eller kan velges for de to andre forhold.

I det følgende vil seks ulike nivåer av innsats og kompleksitet for bruk av regndata beskrives. Dette er:

- Bare ett kasseregner, som f.eks. 10 minutter med 200 l/s.ha
- Omdanning av et kasseregner til modellregner av typen SIFNEL, SIFALDA, e.l.
- Mange kasseregner, valgt langs hele I-V-F kurven (for et gitt gjentakintervall)
- Omdanning av I-V-F kurven til modellregner som f.eks. symmetrisk hyetogram
- Lange tidsserier hvor man lager frekvensfordelingsfunksjoner for ulike hendelser
- Utarbeidelse av dimensjonerende modellregner på basis av kjøring med lange tidsserier. (f.eks. "München-metoden", Tveit, O.A., Zhu, H., Wirth, D.S., Gäffgen, K. og Schilling, W. 1996).

3.1 Bare ett kasseregner, som f.eks. 10 minutter med 200 l/s.ha

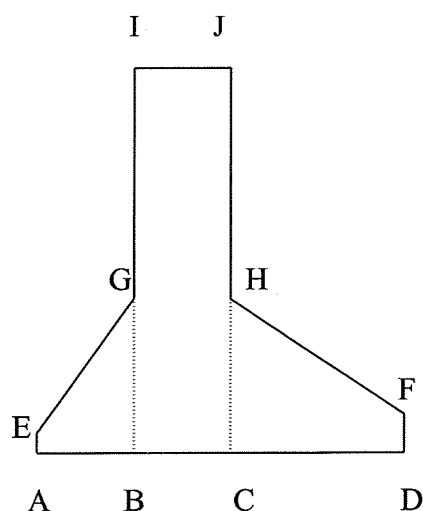
Enkelte kommuner har valgt ett kasseregner på en Intensitet-Varighet-Frekvens kurve. (IVF-kurve) Dette kan f.eks. være et 10 minutters regner på 200 l/s og hektar, eller for eksempel et 20 minutters regner på 140 l/s.ha etc. Dersom man analyserer et ledningsnett for ett slikt regner får man i beste fall bare dimensjonerende vannføringer for de punkter i nettet som har en konsentrasjonstid lik regnets varighet. Dette uttrykkes i lærebøker, Bøyum, Å. og

Thorolfsson, S. T., 2000, ved den såkalte "Imhoff's sats". Imidlertid kan det være felt hvor denne "Imhoff's sats" ikke gjelder. Dette kan være felt som er smale og avlange eller felt med lange oppstrøms ledninger som ikke har særlig store bidragende arealer. I slike tilfeller kan det for eksempel tenkes at et 10 minutters regn blir dimensjonerende et sted som har 20 minutters konsentrasjonstid. Dette er en spesiell svakhet ved kasseregnet som brukes i henhold til "Imhoff's sats" og som unngås ved bruk av regnhyetogram utviklet på basis av IVF-kurver.

3.2 Omdanning av et kasseregnet til modellregnet av typen SIFNEL, SIFALDA, e.l

Når man går inn på en IVF-kurve å tar ut et kasseregnet, og bruker dette som det er direkte, i beregningen, får man bl.a. ikke frem at dette regnet bare er et midlere utsnitt ("vindu") av et større eller lengre regn. Rundt dette kasseregnet var det betydelig nedbør både før og etter dette "kasseregnet" som havnet på IVF-kurven. Dette gjør at beregninger av spesielt overløpsmengder kan bli undervurdert, men også oppstuvningsnivåene kan undervurderes ved dette forholdet. Dette skyldes at ledningsnett i virkeligheten kan være godt fylt opp med svært liten ytterligere dempningseffekt når "kasseregnet" setter inn.

For å redusere problemet ved de manglende for- og etterregnet rundt "kasseregnet", er det utviklet standardtillegg som konstrueres inn rundt "kasseregnet". To eksempler på dette er SIFNEL-regnet, Arnell 1983, og SIFALDA-regnet, Sifalda 1973. I figur 4 er det vist hvordan man konstruerer et SIFALDA-regnet på basis av en IVF-kurve. SIFNEL-regnet er inspirert av SIFALDA-regnet, men representerer en videreutvikling og en bedre tilpassing til lokale forhold hvor som helst det måtte være ønskelig.



Figur 4. Modellregnet av typen SIFALDA. Sifalda 1973.

Horisontale avstander i figuren er regnvarigheter og vertikale er regnintensiteter. Følgende proporsjoner gjelder:

-Rektangulæret B-C-I-J er det såkalte "kasseregnet" som tas direkte fra IVF-kurven, og avstanden $I-B = J-C$ er av Sifalda uttrykt som $2,3 i_m$.

- Da skal E-A settes til $0,15 i_m$ og F-D til $0,2 i_m$.
- Avstanden $G-B = H-C = i_m$.
- Regnvarigheten B-C er "kasseregnetts varighet, som også er lik A-B.
- C-D er lik 2 ganger B-C.

3.3 Mange kasseregner, valgt langs hele IVF kurven (for et gitt gjentaksintervall)

Dersom man vil holde seg til bruk av kasseregner tatt fra en IVF-kurve, kan man øke sannsynligheten for å få dimensjonerende vannføringer flest mulige steder i nettet ved å kjøre eller beregne med mange kasseregner tatt langs en IVF-kurve. Man kunne for eksempel bruke regnvarigheter på 10 minutter, 15 minutter, 20 minutter, 30 minutter, 40 minutter etc. inntil den maksimale konsentrasjonstiden for det relevante området er nådd. Når man da sorterer ut de regner som ga høyeste vannføring i de punkter man er interessert i, får man bedre verdier enn hvis man bare bruker ett kasseregner.

3.4 Omdanning av IVF kurven til modellregner som f.eks. symmetrisk hyetogram

Ved hjelp av en spesiell prosedyre kan de opplysninger som ligger i en IVF-kurve omdannes til et såkalt symmetrisk regnhyetogram, Lindholm 1978. Begrunnelsen for å bruke et regnhyetogram er at regner som er så sterke at de er dimensjonerende sjelden har en konstant regnintensitet. De har tvert imot ofte en meget høy toppintensitet en tid etter regnet startet. De viktigste fordelene ved bruk av regnhyetogrammer er:

- Regnforløpet og dermed avrenningsforløpet og maksimal avrenning blir meget mer realistisk enn ved bruk av "kasseregner".
- I en region med ensartede meteorologiske forhold kan det samme regnhyetogrammet brukes til alle ledningsnettstørrelser uansett konsentrasjonstid.
- Man får dimensjonerende vannføringer i alle deler av avløpsledningsnettet i en og samme beregning. Grunnen til dette er at regnhyetogrammet i sin mest intense del inneholder virkningen av korte regner som er dimensjonerende for de øvre deler av ledningsnettet som har korte konsentrasjonstider, mens hele hyetogrammet vil virke dimensjonerende for de nedre deler av nettet som har lengre konsentrasjonstider.

Prinsippene bak konstruksjonen av et nedbør hyetogram er følgende:

- Regnhyetogrammet konstrueres på basis av en vanlig IVF-kurve.
- Det antas at hyetogrammet er symmetrisk om sin midtakse.
- Konstruksjonsprinsippet er at regnvolumet innenfor de X mest intensive minuttene ($X/2$ minutter på hver side av midtlinjen) i hyetogrammet nøyaktig skal tilsvare regnvolumet i et "kasseregner" av varighet X minutter.
- Hensiktsmessig beregningssteg vil for de fleste tilfeller være ca. 5 minutter. Steg på bare 1 minutt gir en meget høy spissintensitet. (tilsvarende et "kasseregner" på 2 minutters varighet).

Som grunnlag for beregningene kan man lese av verdiene direkte fra en grafisk kurve eller regne ut fra en matematisk ligning for IVF-kurven hvis dette er tilgjengelig.

For å klargjøre beregningsmetoden gjengis et eksempel i det følgende:

Fra en IVF-kurve er følgende verdier hentet.

Regnvarighet 10 minutter har en intensitet på 164,3 l/s ha.
 Regnvarighet 20 minutter har en intensitet på 107,7 l/s ha.
 Regnvarighet 30 minutter har en intensitet på 85,3 l/s ha.
 Regnvarighet 40 minutter har en intensitet på 72,3 l/s ha.
 Regnvarighet 50 minutter har en intensitet på 62,0 l/s ha.
 Regnvarighet 60 minutter har en intensitet på 53,1 l/s ha.

Man velger beregningssteg på 5 minutter.

$$I_{10} = 164,3 \text{ l/s ha}$$

$$I_{20} - I_{10} = (107,7 * 20 - 164,3 * 10) / 10 = 51,1 \text{ l/s ha}$$

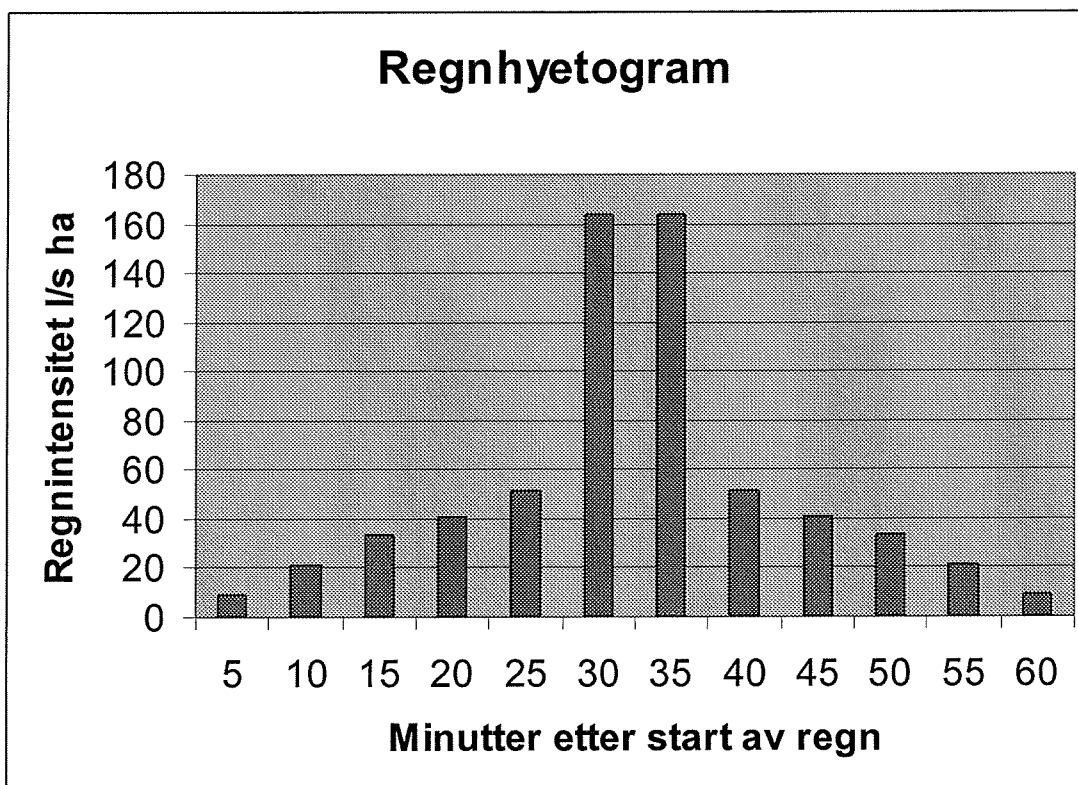
$$I_{30} - I_{20} = (85,3 * 30 - 107,7 * 20) / 10 = 40,5 \text{ l/s ha}$$

$$I_{40} - I_{30} = (72,3 * 40 - 85,3 * 30) / 10 = 33,3 \text{ l/s ha}$$

$$I_{50} - I_{40} = (62,0 * 50 - 72,3 * 40) / 10 = 20,8 \text{ l/s ha}$$

$$I_{60} - I_{50} = (53,1 * 60 - 62,0 * 50) / 10 = 8,6 \text{ l/s ha}$$

Beregningseksempelet er vist i figur 5.



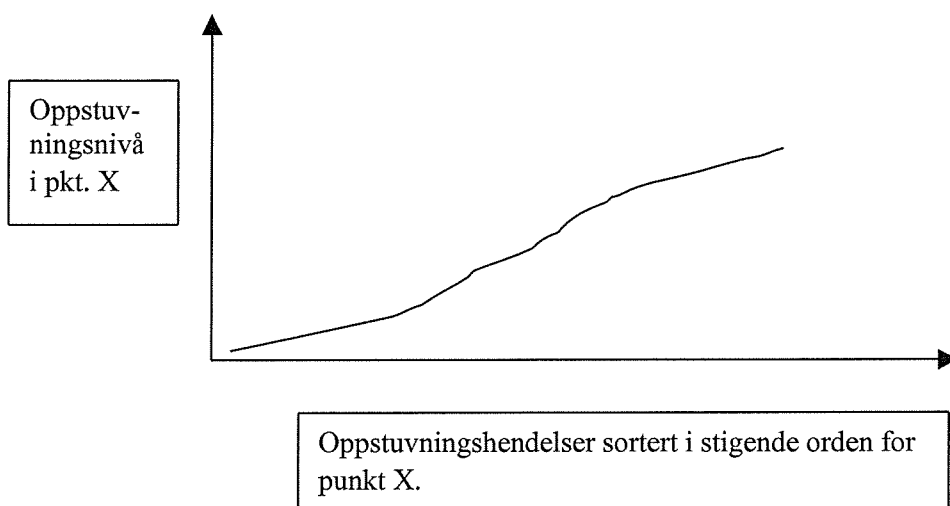
Figur 5. Regnhyetogram fra eksempel i teksten.

Området mellom 0 og 60 minutter i figur 5 inneholder like nedbør som et "kasseregn" på 60 minutter, området på 20 minutter på hver side av midtstreken inneholder like nedbør som et 40 minutters "kasseregn" etc.

3.5 Lange tidsserier hvor man lager frekvensfordelingsfunksjoner for ulike hendelser

En avansert måte å gjøre flomberegninger på er å kjøre lange tidsserier med nedbørmålinger igjennom EDB-modellen. Både MOUSE, NIVANETT og SWMM kan kjøre tidsserier.

-Tidsserieberegninger over flere tiår (helst lengst mulig) kan gjøres for å generere sannsynlighetskurver for hvor ofte ulike situasjoner oppstår i nettet. For eksempel frekvenskurver for oppstuvning til ulike nivåer i gitte punkter i nettet som indikert i figur 6.



Figur 6. Frekvensfordeling for oppstuvningsnivåer i punkt X i et avløpsnett.

Skal man med en rimelig sikkerhet kunne snakke om begreper som 10-års avrenningen eller 10-års oppstuvningen f.eks. bør man i alle fall ha nærmere 20 års regndata som grunnlag.

Når man bruker fulle dynamiske ligninger i MOUSE og SWMM, som normalt er nødvendig for å få realistiske oppstuvningsberegninger, vil en PC kunne gå kontinuerlig i uker, avhengig av størrelsen på nettet. Det kan derfor være lønnsomt å bruke programmoduler før gjennomkjøringen, som sorterer ut uinteressante perioder og små regn. Dette kan medføre en drastisk reduksjon i beregningstiden for tidsserieanalysen.

Som det går frem av CEN-standarder gjengitt i tabell 2 for gjentaksintervaller, kan man enten dimensjonere med nedbørintensiteter (venstre side av tabellen) og rør som ikke går mer enn så vidt fulle, eller dimensjonere for flomavløpene (høyre side av tabellen) og utnytte oppstuvning i kummene til marknivå. Hvis man ikke har kontinuerlige målinger gjennom mange år i det aktuelle nettet er det vanskelig å lage avløpsfrekvensanalyser direkte. Eneste mulighet da er å bruke en modell med såkalt "hydrologisk minne" som det MOUSE og SWMM har. Dette betyr at modellen holder rede på de hydrologiske enhetsprosesser og

tilstander, slik at feltets reaksjon på et regn blir avhengig av foregående regns karakter og tidspunkt.

3.6 Utarbeidelse av dimensjonerende modellregn på basis av kjøringer med lange tidsserier

Tveit, O.A., Zhu, H., Wirth, D.S., Gäffgen, K. og Schilling, W. 1996, har utprøvd en spesiell metode for flomanalyser i München. Hypotesen i denne metoden er at man kan bruke et modellregn som resulterer i at kravene til oversvømmelsesfrekvens blir tilfredsstilt. Modellregnet er nødvendigvis ikke gyldig andre steder enn der det lokalt er utviklet for.

Stegene i denne metodikken er som følger:

- 1) Man må velge kriterier for akseptable virkninger. For eksempel at rørene ikke skal gå fullere enn til innvendig topp rør hvert tiende år, eller at oppstuvningen over topp rør ikke skal være mer enn 0,9 meter hvert tiende år eller lignende.
- 2) Man velger et representativt delfelt i det større avløpsområdet. Oppstuvninger og vannføringer beregnes i dette delfeltet for lange tidsserier med nedbør. Her må man simulere med en modell med fulle dynamiske ligninger, som f.eks. MOUSE, for flere tiår for å få en god statistikk/frekvensanalyse. Fordi en modell med fulle dynamiske ligninger bruker svært lang tid på slike analyser, må man velge et ganske begrenset felt. For eksempel er det ikke uvanlig at en moderne normal PC bruker kontinuerlig ett par døgn på å simulere ett års nedbør i et felt med 400-500 knutepunkter. Dersom man da har 10-20 år sier det seg selv at man må forenkle metoden som antydnet.
- 3) For hver ledning og hver kum setter man opp en frekvensfordeling for oppstuvningsnivåer i den perioden som ble simulert. Disse vil for eksempel kunne fortelle at kum x hadde en oppstuvning på y_1 meter en gang pr. 10 år, og en oppstuvning på y_2 meter 2 ganger pr. 10 år, etc.
- 4) De beregnede oppstuvningsfrekvensene i alle kummer i delfeltet sammenlignes med de kriterier eller krav man setter til et akseptabelt avløpssystem.
- 5) Diametere på ledningsstrekninger som ikke er store nok til at oppstuvningskravene er tilfredsstilt økes et trinn. Tidsserieberegningen for delfeltet gjøres på nytt med den eller de nye økede diametrene. Man går tilbake til punkt 3 ovenfor og fortsetter denne prosedyren til alle rørdiametere er så store at kravene til oppstuvning er tilfredsstilt. Dette nye rørsystemet kan kalles det modifiserte systemet. Dette modifiserte systemet har akkurat så store rørdiametere at de tilfredsstiller kravene til oppstuvning.
- 6) Et modellregn med så lav regnintensitet at ingen oppstuvning skjer velges og brukes for det modifiserte systemet. Dette modellregnets intensitet økes suksessivt til en oppstuvning over de fastsatte krav akkurat nås for en av kummene. Dette modellregnet er det som senere skal brukes for hele det større avløpsområdet og som ansees for korrekt modellregn for de fastsatte kravene.

7) Hele avløpsområdet beregnes nå med dette modellregnet, som er ett enkelt regnskyll og det antas å være det dimensjonerende regnet. Man slipper dermed å bruke de svært tidkrevende tidsserieberegningene.

München er en meget stor "millionby". Det delfeltet som ble valgt ut som representativt hadde ca. 200 ledningsstrekninger og et totalt areal på ca. 910 ha, hvorav 325 ha er tette flater.

4. Hydrauliske tap i kummer

4.1 Generelt om kumtap

Falltap forårsaket av kummene er ofte i samme størrelse som rørfriksjonen. Dette avhenger imidlertid av avstanden mellom kummene og kummenes tilstand og utforming.

Beregning av kumtap er generelt komplisert. Dette skyldes at mange ulike hydrauliske prosesser skjer i kummen. Det er innløpstop inn i kummen og utløpstop ved utstrømning fra kummen. Det kan være retningsendringer i kummen, det er sidetilførsler fra sideledninger inn i hovedstrømmen og eventuelle avtrapninger i bunnen av kummen. Videre vet man at når vannspeilet stiger litt over topp rør i kummen blir det intense strømningsenergitap. (0,5-1,5 D over topp rør). Lindvall 1993. Dersom vannspeilet stuver seg ytterligere opp i kummen minker energitapet betydelig igjen fordi de intense turbulente vannstrømmene demper seg da.

Hvordan kummen er utformet har stor betydning for energitapet. Det er stor forskjell på kummer med dype renner og myk strømlinjeformet utforming og kummer med grunne renner og skarpe kanter. Det beste er å ha strømlinjeformet avrundet utløp fra kummen inn i utløpsledningen, myk linjeføring på renner i bunnen med en rennehøyde lik diameter på røret. Innføring av sidetilførsler bør skje med en skråvinkel medstrøms hovedvannføringen gjennom kummen.

Verken avløpsmodellen NIVANETT eller SWMM beregner kumtapene eksplisitt. I disse modellene må kumtapene komme til uttrykk ved at rørfriksjonskoeffisientene økes med en viss verdi. Her kan man for eksempel bruke de anbefalte økningene i rørfriksjonen som vist i VAVs nye veiledning "Dimensjonering och analys av almäna avloppsledningar". Se figur

7. Det øverste diagrammet gjelder for betongrør og det nederste for plastrør. VAV sier om disse diagrammene følgende: "Ved mindre ledningsdimensjoner og vel gjennomførte renner, kan kumtapene tas hensyn til ved at rørenes hydrauliske ruhet økes. Ved større ledningsdimensjoner, ved sidetilførsler som ikke er små sammenlignet med hovedvannføringen og ved dårlig renneføring og renner, bør nøyaktigere analyser utføres." Parameteren KHU i diagrammene i fig. 7 er definert i ligning (1) på neste side. De fire skillelinjene i diagrammene skal representere følgende forhold.

-Verdier under linje 1: Rett gjennomgående ledning. Renner med full dybde.

-Verdier mellom linje 1 og 2: Innkommende sideledning med liten vannføring sammenlignet med hovedvannføringen. Renner med full dybde.

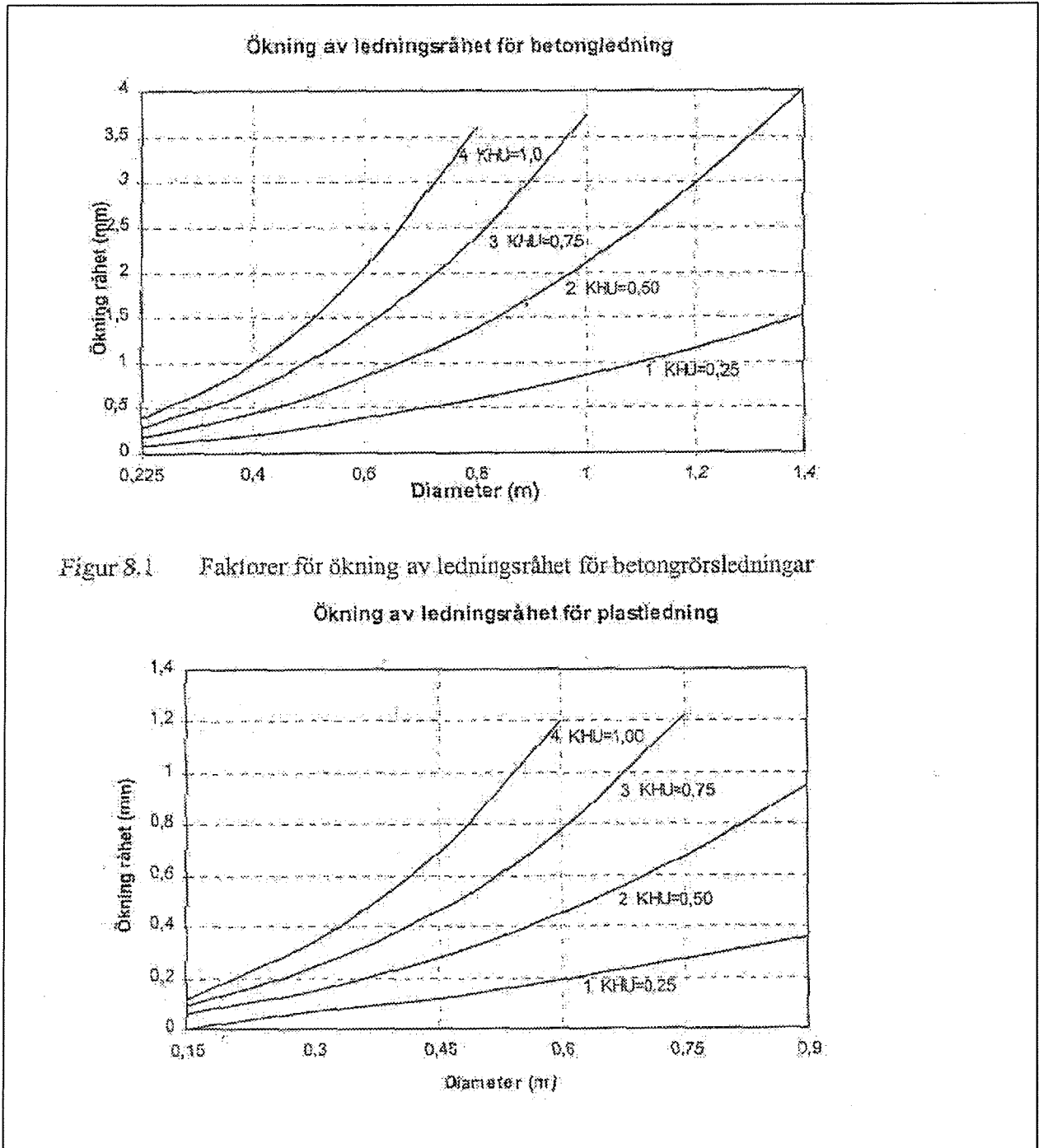
-Verdier mellom linje 2 og 3: Innkommende sideledning med mer påtagelig vannføring. Renner med full dybde.

-Verdier mellom linje 3 og 4: Sidevannføring. Påtagelige dårlige renner og renneføring.

Verdiene i diagrammene er basert på en kumavstand på $L = 70$ m. Ved andre avstander kan man korrigere i henhold til følgende formel:

$$KHU_{(korrigert)} = \frac{70}{L} KHU$$

Figur 7. Økninger i rørfriksjonen som kompensasjon for kumtap VAV 1998



Figur 8.1 Faktorer for økning av ledningsrâhet for betongrørsledninger

Tabell 3 fra VAVs veiledning "Dimensjonering och analys av almänna avloppsledningar", gir singularertapskoeffisienter for en såkalt kumtype I og en kumtype II. Type I har renner i bunnen som bare har en dybde på en halv diameter og sidetilførsler som kommer vinkelrett inn på hovedstrømmen. Kumtype II har en renne i bunnen med dybde lik diameter på ledningen og strømlinjeformet skrå innføring av sidetilførsler inn i hovedstrømmen.

Falltapet i en kum er:

$$\Delta H = KHU \frac{U^2}{2g} \quad [1]$$

U er vannhastigheten i utgående r r.

KHU er singularertapskoeffisienten for kummens hovedrør ut.

Tabell 3. Utdrag fra kumtapstabell fra VAVs Remiss av juni 1998 for "Dimensjonering och analys av almänna avloppsledningar", Stockholm, basert på Lindvall, G. 1993.

	Kumtype I			Kumtype II		
D₁/D = 1.0	Dm/D =4.1	Dm/D =2.6	Dm/D =1.7	Dm/D =4.1	Dm/D =2.6	
q_u/q	KHU	KHU	KHU	KHU	KHU	
1	0.26	0.14	0.04	0.10	0.06	
0.8	0.76	0.72	0.60	0.69	0.61	
0.65	1.18	1.10	0.89	1.01	0.90	
0.5	1.51	1.41	1.15	1.22	1.17	
0.35	1.61	1.62	1.35	1.36	1.29	
0.20	1.65	1.66	1.38	1.47	1.35	
0	1.7	1.70	1.36	1.50	1.40	
D₁/D = 0.39	Dm/D =4.1	Dm/D =2.6	Dm/D =1.7	Dm/D =4.1	Dm/D =2.6	
q_u/q	KHU	KHU	KHU	KHU	KHU	
1	0.26	0.14	0.04	0.10	0.06	
0.98	0.27	0.20	0.11	0.19	0.13	
0.96	0.42	0.27	0.20	0.26	0.20	
0.95	0.47	0.33	0.23	0.32	0.26	
0.93	0.64	0.47	0.30	0.42	0.34	
0.90	0.86	0.63	0.37	0.50	0.41	
0.86	1.07	0.79	0.44	0.61	0.55	
0.80	1.31	1.07	0.53	0.71	0.60	
0.71	1.43	1.38	0.64	0.97	0.74	
0	3	3	0.5	1.5	1	

Dm = Diameter på kum

D = Diameter på gjennomgående hovedledning

D_1 = Diameter på sideledning
 q = Vannføring for utgående hovedledning
 q_u = Vannføring for inngående hovedledning
 q_1 = Vannføring for sideledning
 KHU = singulærtapskoeffisienten for utgående ledning.
 $q = q_1 + q_u$

Som man ser av tabell 3 er falltapene for kumtype I betydelig større enn for kumtype II. Videre ser man at en stor kumdiameter i forhold til rørdiameter gir betydelige større tap enn når kummen har mindre diameter. Økende andel sidetilførsler har en dramatisk effekt på kumtapene.

Dersom utløpsledningen har større fall enn innløpsledningen trenger dessuten vannet hjelp til en akselerasjon for å unngå oppstuvning i kummen. Dette kan skje ved en avtrapning i bunnen ΔH , tilsvarende forskjellene i hastighetshøydene på innløp og utløp.
 $(\Delta H = (V_{ut}^2 - V_{inn}^2) / 2g)$

4.2 Kumtapsberegninger i avløpsmodellen MOUSE

Singulærtap varierer proporsjonalt med hastighetskvadratet. Formelen for dette singulærtapet er:

$$\Delta H_j = \sum_k \xi_{jk} \cdot \frac{v_j^2}{2g} \quad [2]$$

ξ_{jk} = individuell tapskoeffisient for kum j.

v = midlere vannhastighet m/s.

g = gravitasjons konstanten m/s^2 .

MOUSE-modellen beregner, i motsetning til NIVANETT og SWMM, kumtapene eksplisitt.

4.2.1 Innløpstapet til en kum

MOUSE antar at vannstanden i innløpsrøret til kummen er lik vannstanden i kummen. Denne forenklingen kan noen ganger føre til noe avvik, da dette innebærer at man beregner energitapet i innløpet til:

$$\Delta H = \frac{V_i^2 - V_m^2}{2g} \quad [3]$$

Der V_i er hastighet i innløpsrøret og V_m er hastighet i kummen.

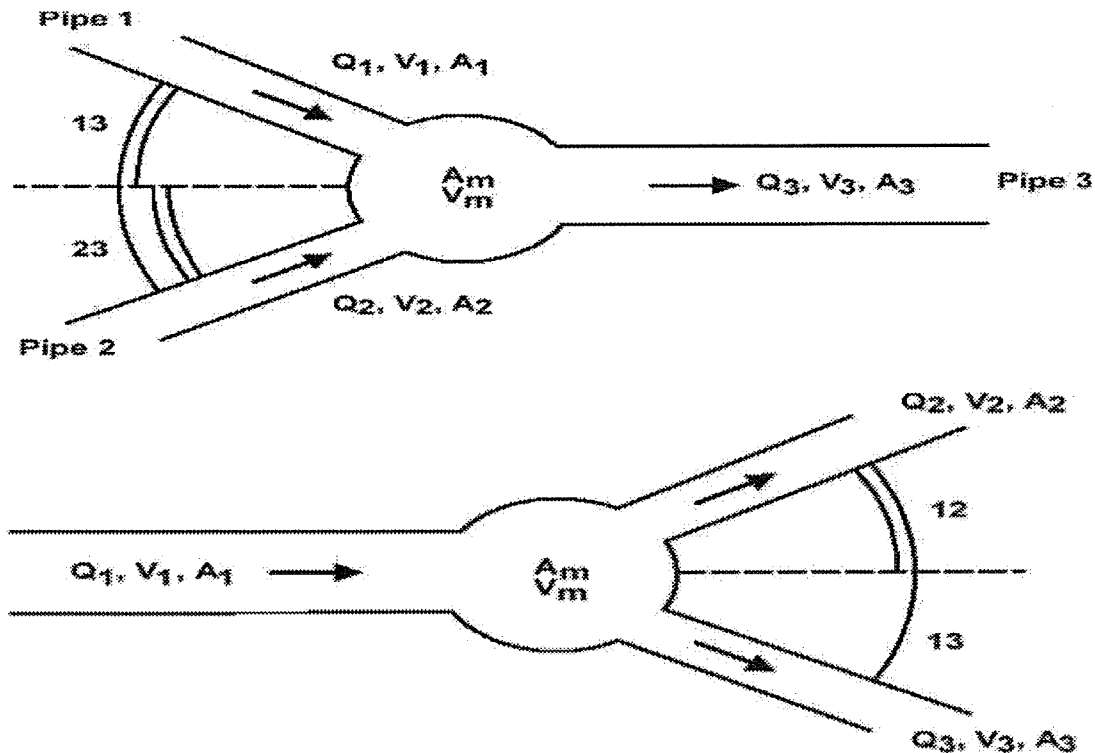
Kumtapet forøvrig beregnes som å bestå av tre ledd og adderes opp i den individuelle tapskoeffisienten for kummen.

Programmet MOUSE skiller for øvrig mellom 3 typer tap når det beregner singulærtap i kummer. Om disse tre tapstypene er med i beregningene for det totale trykktapet avhenger av hvilken utløpform som velges for røret/rørene. Disse tre forskjellige tapsformene som MOUSE beregner er beskrevet nedenfor.

4.2.2 Tap på grunn av retningsendring

Tap som kommer av at vannstrømmen forandrer retning, ved for eksempel at kummen har flere innløp eller utløp, slik figur 8 viser.

Figur 8. Kum med to innløp og et utløp, og kum med et innløp og to utløp



Tapet er en funksjon av vinkelen mellom innløps- og utløpsrør. Beregning av den individuelle tapskoeffisienten, som brukes i formel 10 beregnes ved hjelp av denne formelen[DHI 2000]

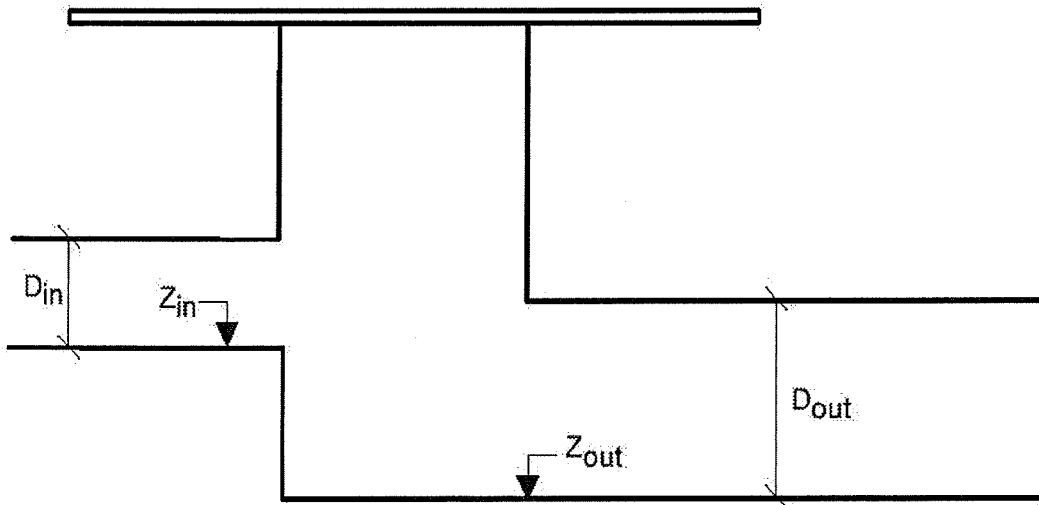
$$\xi_{dir(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{\theta_{ij}^2}{90^{o2}} \quad [4]$$

der i står for innløpsrør, og j står for utløpsrør. θ er vinkelen på retningsendringen. Q_i er vannføringen i innløpsrør i og Q_j er vannføringen i utløpsrør j.

4.2.3 Tap på grunn av forandring i høyde

Tap som kommer av at kummen har forskjellig høyde på innløp og utløp og fører til vertikal forandring av vannstrømmen slik som figur 9 viser.

Figur 9. Kum med nivåforskjell på innløp og utløp



Den individuelle tapskoeffisienten beregnes etter følgende uttrykk [DHI 2000]

$$\xi_{level(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{(Z_j - Z_i) \cdot (Z_j + D_j - Z_i - D_i)}{D_i \cdot D_j} \quad [5]$$

der i er innløprør, og j er utløprør. Hvis den beregnede tapskoeffisienten (ξ_{level}) blir mindre enn 0, vil 0 bli valgt som verdi.

4.2.4 Tap som oppstår avhengig av form på utløp fra kum

Ved modellering i MOUSE velger man hvilket tap som skal gjelde for utløp fra kummer ut fra form på utløpet, som for eksempel formene "sharp edged", "round edged" eller "No cross section changes". MOUSE beregner den individuelle tapskoeffisienten ut fra denne formelen [DHI 2000]

$$\xi_{contr(j)} = K_m \cdot \left(1 - \frac{A_j}{A_m \cdot \frac{Q_j}{\sum_{i=1}^n Q_i}} \right) \quad [6]$$

K_m er spesifisert utløps "form" koeffisient for kummen. Denne koeffisienten er det mulig å forandre verdi på ved å forandre på standard verdiene som de forskjellige utløpsformene ligger inne med i MOUSE. A_j er tverrsnittsarealet i utløpsrør j og A_m er tverrsnittsarealet vannføringen har i kummen. (Arealet vinkelrett på strømningsretningen). Siste ledd i ligningen er summen av vannføringene ut av kummen (Q_j) dividert på vannføringen inn til kummen (Q_i).

Det beregnede energi tapet må ha begrensninger i størrelse for å kunne gi robuste bergningstekniske løsninger. Formel 7 viser de to mulighetene, hvor den første er dybden i utløpsrøret:

$$\Delta H_j = \min \left[h_j, \left((1 + \xi_{out}) \cdot \frac{v_j^2}{2g} - \frac{v_m^2}{2g} \right) \right] \quad [7]$$

Det introduseres også en begrensning på total tapskoeffisient:

$$\xi_{out} = \sum \xi_j \leq 1.0 \quad [8]$$

Tabell 4. Forholdet mellom singulærtapskoeffisienten k_u og MOUSE sin "utløpsformkoeffisient" K_m , ved ett rør inn i kummen og ett rør ut av kummen.

Rørdiameter i mm	$A_m = 1.5 \text{ m}^2$	$A_m = 1 \text{ m}^2$	$A_m = 0.7 \text{ m}^2$
300	0.95		
400			0.82
600		0.72	

Tabell 4 viser at K_m ikke trenger å være så svært mye mindre enn singulærtapskoeffisienten i normale situasjoner.

Jo større strømningsarealet i kummen er i forhold til utløpsrøret, jo nærmere kommer K_m til k_u .

I MOUSE 2000b kan man velge mellom forskjellige kumberegningalternativer. Disse er vist i tabell 5. Default verdiene for K_m er vist i tabellen. Disse kan imidlertid forandres for de kummer man måtte ønske.

Tabell 5. Forskjellige kumberegningalternativer og tilhørende standardverdier for K_m .

Metode for kumberegning	Standard verdi for K_m
Round edged	0.25
Sharp edged	0.5
Orifice	0.5
No CRS changes (1)	0
Energy loss	0.5
Efficient flow area (1)	0.25
Efficient flow area (2)	0.25
Mean energy approach	0.25

4.2.5 "Round Edged Outlet", "Sharp Edged Outlet" og "Orificing Outlet"

De tre første valgene "Round Edged Outlet", "Sharp Edged Outlet" og "Orificing Outlet" beregner MOUSE normalt likt, det vil si at med samme verdi så vil resultatet bli likt for disse tre valgene. Når en av disse tre valgene velges så vil ikke MOUSE ta hensyn til tap for retningsendring og vertikalendring som vist i formel (9). Denne ligningen tar i stedet hensyn til farten i kummen. Disse tre valgene for utløpsform beregnes etter denne formelen [DHI 2000]

$$\Delta H_j = \min \left[h_j, \left((1 + \xi_{out}) \cdot \frac{v_j^2}{2g} - \frac{v_m^2}{2g} \right) \right] \quad [9]$$

Her er v_j^2 farten i utløpsrøret og v_m^2 er farten i kummen. ξ_{out} beregnes ved formel (6).

Denne formelen fører med seg begrensinga på den totale tapskoeffisienten som følger [DHI 2000]

$$\xi_{out} = \sum \xi_j \leq 1.0 \quad [8]$$

Dette vil si at ξ_{out} ikke kan bli større enn 1.0. Ved valgt verdi av K_m som gir ξ_{out} større enn 1, setter MOUSE verdien til 1.

”Energy loss”

Valget ”Energy loss” er basert på en modifiserte formel (10). Denne tar hensyn til vertikal endring (ξ_{level}) og retningsendring (ξ_{dir}) i tillegg til kumuløpstapet (ξ_{contr}). Det totale kumtapet beregnes etter formelen:

$$\Delta H_j = \min \left(\xi_{dir} + \xi_{level(j)} + \xi_{contr(j)}, 1 \right) \cdot \frac{v_j^2}{2g} \quad [10]$$

Begrensingen på den totale tapskoeffisienten på 1.0 er også her gjeldende.

”No cross section changes ”

Valgene ”No cross section changes (1)” og ” No cross section changes (2)” ignorerer alle beregnede tap. Begge disse opptrer likt. Uten hensyn til tap fra utløp, form på knutepunkt og fordeling av vannstrøm mellom innløps- og utløpsledninger blir vannstand i kummen og utløpsledningen satt likt, som om der ikke er noen forandring av forandring av form og vannføringsforhold mellom kum og utløpsrør. Dette betyr at dette valget bare skal anvendes der det ikke er noen forandring i tverrsnittet. Hvis en kunstig kum settes inn på et rett ledningstrekk, hvor der ikke oppstår noe tap, da kan en av disse to valgene brukes.

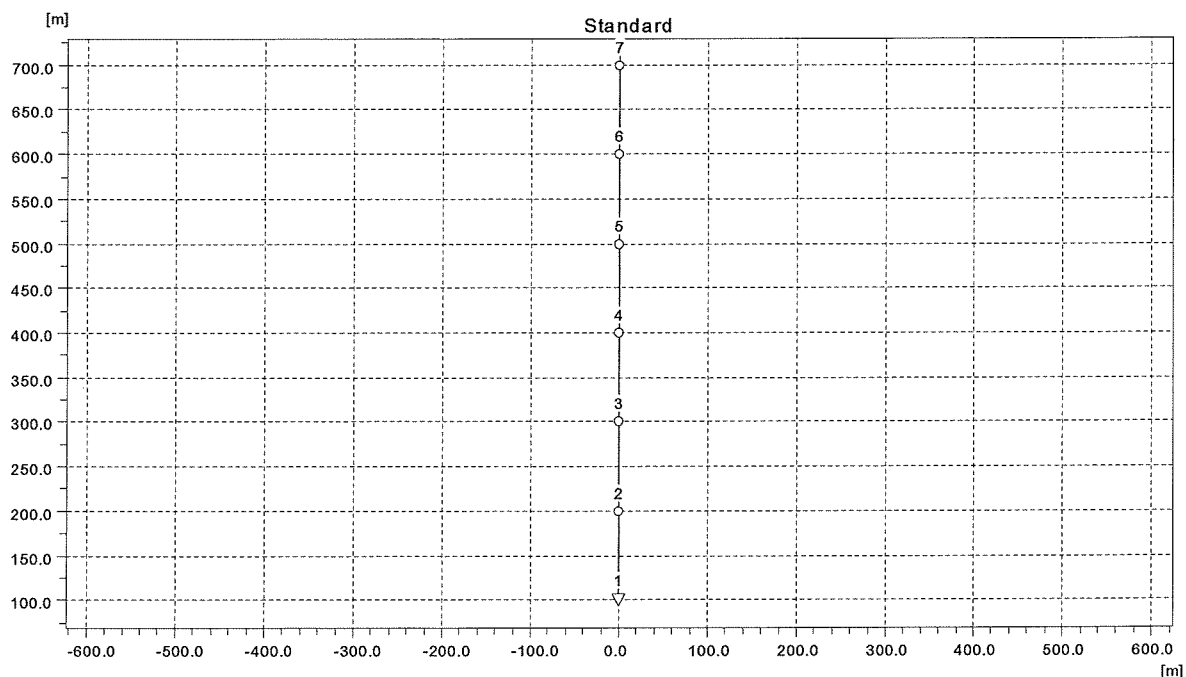
Efficient flow area (1) og Efficient flow area (2) bruker de samme ligninger som round edged og sharp edged, men forutsetter at vanstrømmer fra røret inn i kummen beveger seg som en jetstrøm gjennom denne. Effektivt areal i denne strømmen er mindre enn hele tverrsnittet i kummen. I alternativ (2) halveres dette arealet av jetstrømmen gjennom kummen ytterligere med 50 %. Denne muligheten kan bare brukes for kummer med direkte gjennomgående sirkulære rør.

Mean energy approach ignorerer innløpstapet i kummen, men regner med de andre tidligere nevnte tapene.

4.3 Eksempler på utslag i oppstuvning ved ulike valg på kumtap i MOUSE

Det første eksempelet er en rett ledning med syv kummer som vist i figur 10. Data for ledningen er vist i tabell 6 under.

Figur 10. Testledning med 7 knutepunkter



Tabell 6. Data for testledningens kummer

Punkt	X-KOOR	Y-KOOR	Bunn	Mark.	Diam. kum
2	0.00	200.00	2.00	4.00	1.50
3	0.00	300.00	3.00	5.00	1.50
4	0.00	400.00	4.00	6.00	1.50
5	0.00	500.00	5.00	7.00	1.50
6	0.00	600.00	6.00	8.00	1.50
7	0.00	700.00	7.00	9.00	1.50
1	0.00	100.00	1.00	3.00	

Tabell 6 viser følgende kolonner; punktnummer, x-koordinaten, y-koordinaten, nivå innvendig i bunn ledning, nivå på marken og diameter på kummen i knutepunktet.

Diametrene på rørene er sett nedenfra h.h.v. 600, 400, 400, 300, 300 og 300 mm. Fallet på ledningen er 1/ 100. Diameter i kummene er 1.5 meter, og rørene er av glatt betong.

Beregningene kan utføres med svært mange alternativer for kumtapene da det er mange ulike beregningsmetoder og mange verdier for Km som kan velges for hver av disse beregningsmetodene. Eksemplene i det følgende er ment å vise at det betyr den del å velge best mulig alternativ for kumtapsberegningene.

De fire alternativene for kumtapsanalyser som er valgt av MOUSE sine muligheter er:

- null utløpstap (No CRS) med $K_m=0$
- "round edged" -utløp med $K_m=0.25$
- "sharp edged" -utløp med $K_m=0.5$
- "energy loss" med $K_m=0.9$

Den første delen av tabell 7 viser den maksimale oppstuvningen (i forhold til et kotenivå = 0) i kummene i meter ved et 60 minutters regn på 100 l/s ha. Den andre tabellen viser den absolutte maksimale oppstuvningen i mm over topp på utgående rør for samme regn.

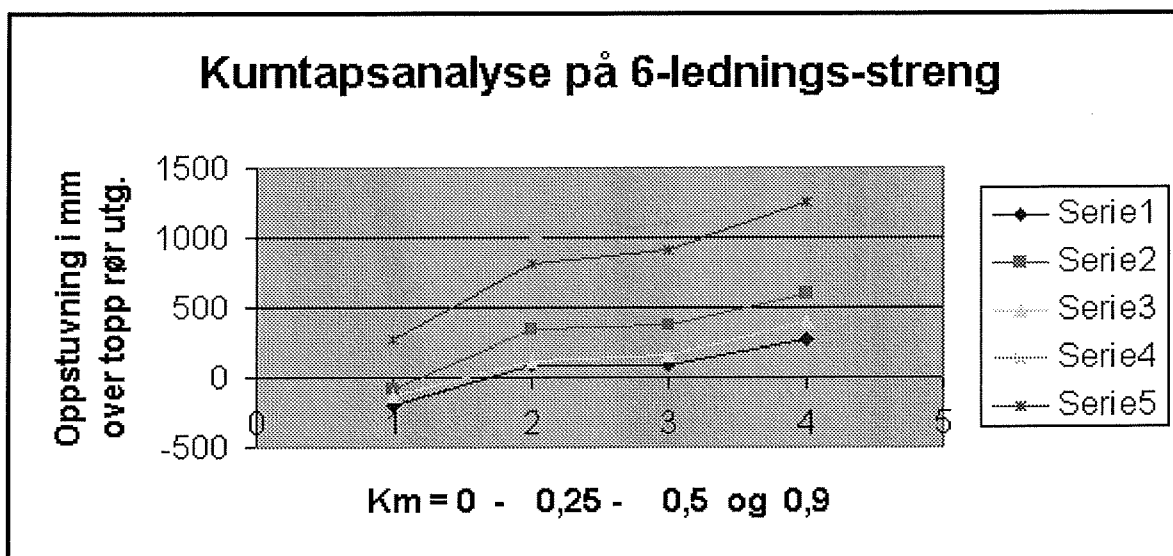
Tabell 7. Oppstuvningsnivåer i kummene for fire beregningsalternativer

Kum nr.	Kotenivå for				Topp rør utg.
	$K_m=0$	$K_m=0.25$	$K_m=0.5$	$K_m=0.9$	
2	2.293	2.586	2.586	2.765	2.5
3	3.32	3.737	3.776	4.005	3.4
4	4.268	4.512	4.551	4.797	4.4
5	5.867	6.307	6.393	6.708	5.3
6	6.575	7.11	7.214	7.552	6.3

Kum	Oppstuvning over topp utgående rør				Serie i diagram
	$K_m=0$	$K_m=0.25$	$K_m=0.5$	$K_m=0.9$	
2	-207	86	86	265	serie 1
3	-80	337	376	605	serie 2
4	-132	112	151	397	serie 3
5	567	1007	1093	1408	serie 4
6	275	810	914	1252	serie 5

($K_m=0$ No CRS), ($K_m=0.25$ Round edged), ($K_m=0.5$ Sharp edged), ($K_m=0.9$ energy loss)

Figur 11. Oppstuvning i fem kummer ved ulike kumtapsformler

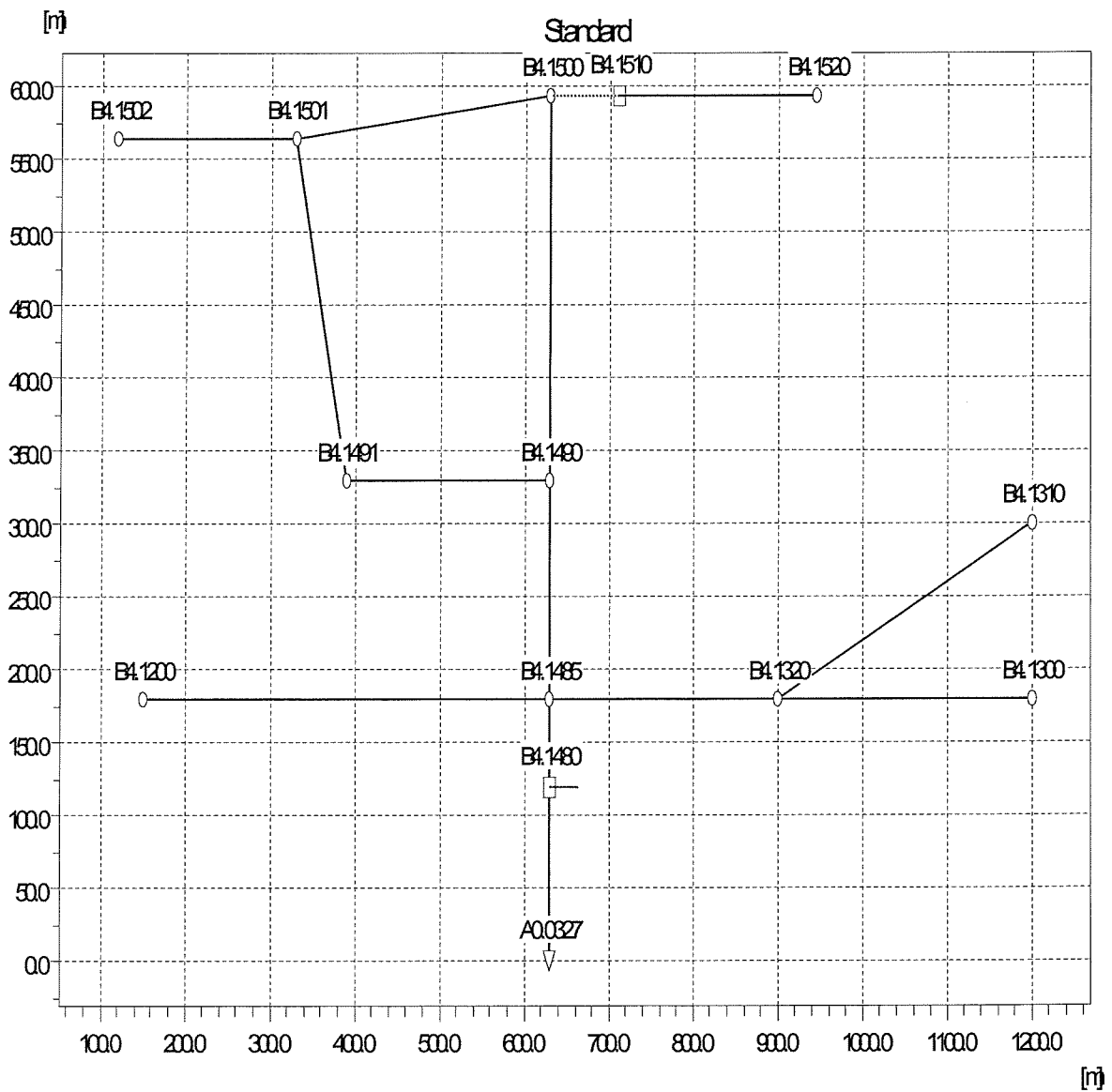


Langs den horisontale akse i figur 11 ligger No CRS ved tallet 1, Round egded ved tallet 2, Sharp edged ved tallet 3 og energy loss ved tallet 4.

Som man ser av tabell 7 og figur 11 er det en forholdsvis betydelig oppstuvningsøkning ved å gå fra null utløpstep (No CRS) til $K_m=0.25$ med "round edged" utløp. Videre ser man at det er en svært liten økning ved å gå fra $K_m=0.25$ med "round edged" til $K_m=0.5$ med "sharp edged" utløp. Til slutt ser man at dersom man legger inn $K_m=0.9$ i "energy loss" får man igjen en betydelig økning i oppstuvningen.

Det neste nettet som er valgt for forsøk med ulike kumtapsalternativer er nettet som ligger i alle MOUSE sine installasjoner og som er benevnt TUTOR1. Dette er vist i figur 12 under. De data som ligger inne i MOUSE-programmets eksempler er brukt fullt ut, bortsett fra K_m som er variert mellom de fire alternativene som under det første eksempelet.

Figur 12. Testnett for kumtapsberegninger Tutor 1 i MOUSE-programmet



Tabell 8. Data for kummene i testnettet Tutor 1.

Kum	X-KOOR	Y-KOOR	Bunn	Mark	Diam kum
B4.1520	945.00	594.00	16.50	19.10	2.00
B4.1500	630.00	594.00	16.70	19.20	2.00
B4.1501	330.00	564.00	17.60	20.47	2.00
B4.1502	120.00	564.00	17.86	21.32	2.00
B4.1490	630.00	330.00	16.39	19.80	2.50
B4.1485	630.00	180.00	16.35	19.80	3.00
B4.1320	900.00	180.00	17.10	20.20	2.50
B4.1310	1200.00	300.00	17.30	20.23	2.50
B4.1300	1200.00	180.00	17.42	19.90	2.50
B4.1200	150.00	180.00	16.80	19.90	2.50
B4.1491	390.00	330.00	17.50	20.15	2.50
B4.1480	630.00	120.00	16.25	18.50	0.00
B4.1510	710.00	594.00	14.20	19.20	0.00
A0.0327	630.00	0.00	16.00	16.50	0

Tabell 9 viser økning i mm i maksimal oppstuvning i kummene ved å gå fra den ene kumberegningsformelen til den neste:

kumberegningsformel a) $K_m=0$ til ($K_m=0$ null tap (No CRS))

kumberegningsformel b) $K_m=0.25$ ($K_m=0.25$ med "round edged" utløp)

kumberegningsformel c) $K_m=0.5$ ($K_m=0.5$ med "sharp edged")

kumberegningsformel d) $K_m=0.9$ ($K_m=0.9$ i "energy loss")

Som før ser man at ved å gå fra kumberegningsformel a) til kumberegningsformel b) skjer en viss økning i maksimal oppstuvning, men svært lite fra kumberegningsformel b) til kumberegningsformel c). Videre ser man i motsetning til det den første testledningen viste, så øker oppstuvningen relativt lite ved å gå fra kumberegningsformel c) til kumberegningsformel d).

Tabell 9. Økning i oppstuvning i mm i kummene ved å gå fra en kumberegningsformel til den neste. (a til b, b til c, og c til d).

Punkt nr.	Relativ økning i mm i oppstuvning. Basisregn			
	Fra Km = 0.0 til Km = 0.25	Fra Km = 0.25 til Km = 0.5	Fra Km=0.5 til Km = 0.9	Fra Km=0 til Km = 0.9
	1502	4	0	1
1501	20	2	3	25
1500	109	7	9	125
1490	176	18	21	215
1485	190	19	35	244
1491	25	3	5	33
1200	11	1	3	15
1320	67	9	15	91
1310	19	9	8	36
1300	41	14	13	68
1520	25	7	8	40

For eksempel kan man se at for knutepunkt nr.1485 øker oppstuvningen med 190 mm ved å gå fra kumberegningsformel a) til b), og 19 mm fra b) til c) og 35 mm fra c) til d). Totalt utgjør dette $190 + 19 + 35 = 244$ mm ved å gå fra a) til d).

Konklusjonen på disse eksemplene er at det er viktig å velge en riktigst mulig kumtapsformel og riktigste mulig Km-koeffisient for den valgte kumtapsformel.

5. Økonomisk optimalt gjentaksintervall

5.1 Felt i Oslo

Dersom man ønsker å velge et økonomisk sett gunstigst mulig ledningsnett for overvannshåndteringen må man beregne alle utgifter og kostnader forbundet med bygging, drift, vedlikehold og skader forårsaket av flommer i nettet. I praksis er det vanlig å sammenligne ulike ledningsnettalternativer med hensyn til deres anleggskostnader og de skader som oppstår som følge av flommer i nettet. Drift og vedlikehold antas å være såpass likt at dette normalt utelates.

I denne forbindelse er det av interesse å referere en av de få grundige økonomiske analysene som er utført i Norge på dette temaet. Prosjektet ble utført innen det såkalte "Tre-bysamarbeidet" av Göteborg, Oslo og Stockholm, Adamsson, J., Ljunggren, O., Persson, B., Bergström, T. and Saltveit, N. 1983. "Kontrollberäkning och dimensionering av kombinerade avloppssystem. Rapport från 3-stadsgruppen 1983-10-05".

I dette prosjektet ble det inkludert et felt fra Oslo, kalt "Bogstadveien". Som datamodell brukte man NIVANETT-modellen og kontrollberegnet med andre modeller som håndterer oppstuvning bedre. (Den diffusive bølge i CTH-modellen). Flomberegningene er utført med basis i en 18-års regnserie fra Lundby i Göteborg.

Avstanden fra toppen i rørene opp til kjellernivået i det enkelte hus varierte i virkeligheten fra 0,5 meter til 2,3 meter og fordelingen innen dette spekteret er basert på en undersøkelse i de tre byene som er vist i tabell 10.

Tabell 10. Andelen kjellere med avstand fra kjellergulvet til topp innvendig i røret lengre enn en gitt verdi.

Avstand i meter mellom topp rør og kjellernivået	Prosent av kjellerne som har større avstand enn den viste i samme rad
0,5	100
0,7	90
0,9	70
1,0	50
1,2	35
1,5	20
2,3	0

Man dimensjonerte først hele ledningsnettene i tre alternativer, basert på at nettet skulle kunne klare henholdsvis 2-års regnet, 5 års regnet og 10 års regnet uten at det skulle bli oppstuvning noe sted. Deretter kjørte man igjennom de største regn i den nevnte 18-års serien og telte opp hvor mange kjellere som fikk oppstuvning.

Kostnadene for å anlegge de ledningsnettene som ble beregnet nødvendig for å unngå oppstuvninger, er gjort på basis av de viste kostnadstallene i tabell 11.

Tabell 11. Kostnadene brukt i beregningene for anlegg av ledningsnett

Innvendig rørdiameter i mm	Totale kostnader pr. meter rør.
225	5700
400	6000
600	7000
800	8200
1000	9500
1400	12500

Det er beregnet nåverdien av summen av anleggskostnadene og skadene over en 75-års periode med en realrente på 4 %. (Realrenten er lånerenten minus inflasjonen).

Flomskadene er satt til 10 000 kr pr. kjeller pr.gang denne oversvømmes.

Data fra ledningsnett "Bogstadveien" i Oslo er:

Areal = 20 ha.

Tette flater = 11,8 ha (59 %)

Ledningslengde = 3775 meter.

Antall ledningsstrekninger og delområder i databeregningene = 42.

Antall eiendommer = 220.

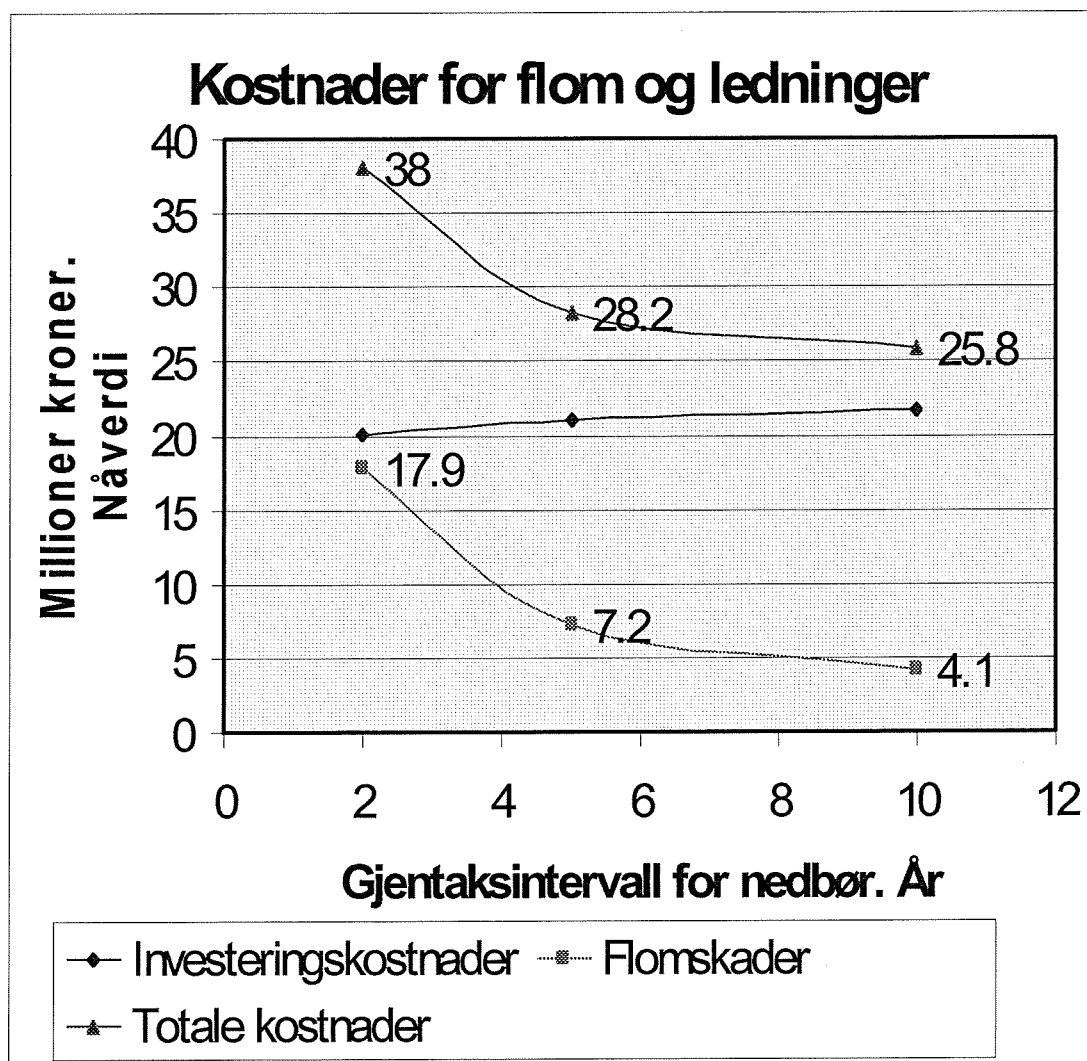
Midlere fall i ledningsnett = 12,5 promille.

Tilrenningstid for overvannet på overflatene = 5-10 minutter.

Figur 13 viser kostnadene regnet som nåverdi for tre alternative nett i "Bogstadveien":

- a) dimensjonert for et 2- års regn
- b) dimensjonert for et 5-års regn, og
- c) dimensjonert for et 10-års regn.

Figur 13. Kostnader regnet som nåverdi for tre alternative nett i "Bogstadveien"



Figuren viser at totalkostnadene for et nett i "Bogstadveien"-feltet dimensjonert for et 5-års regn er 9,8 millioner kroner lavere enn et nett dimensjonert for et 2-års regn. Videre at et nett dimensjonert for et 10-års regn har kostnader som er 2,4 millioner kroner lavere enn ett nett dimensjonert for et 5-års regn. Basert på de viste beregningene og de gitte forutsetningene er det trolig at et dimensjonerende regn på ca. 15 år vil være det økonomisk optimale for feltet "Bogstadveien".

5.2 Felt i Norrtälje

I 1982 ble et område med 15 kjellere i Norrtälje i Sverige oversvømmet under et sterkt regntilfelle. Kjellson, L. 1984. Man beregnet totale kostnader for å oppnå gjentaksintervall på 2, 5 og 10 år uten at kjellere skulle bli oversvømmet. Hver kjellerskade ved oversvømmelse ble satt til 6000 kr. Årskostnadene for tiltak og skader er vist i tabell 12.

Tabell 12. Totale årskostnader for tiltak og skader ved kjelleroversvømmelser.
Kjellson, L. 1984

Gjentaksintervall	2 år	5 år	10 år
Årskostnader i kr.	62500	32193	28588

Som tabellen viser er det en stor nedgang i total kostnadene ved å gå fra 2 år til 5 års gjentaksintervall. Fra tabellen kan man også slutte at det optimalt gjentaksintervallet også i dette tilfellet ligger på omkring ca. 12-15 år.

6. Simuleringer i MOUSE med ulike typer regn (modellregn og målt regn)

6.1 Generelt

Beregninger er kjørt med Risløkka-modellen og modellen over Bernt Knudsens vei utarbeidet og kalibrert av VAV (Oslo kommune).

Modellregnene er utarbeidet på grunnlag av IVF-kurver utarbeidet av DNMI (3. september 2001) inkl. sesongen 2000. Disse IVF-kurvene var utarbeidet etter det innskrenkede varighetsprinsippet. Det ble kjørt modellregn fra Oslo-Blindern og Karmøy-Brekkevann. Regnene fra Blindern ble kjørt i begge modellene, mens regn fra Karmøy bare ble kjørt i modellen over Bernt Knudsens vei.

Risløkka modellen er utarbeidet og kalibrert av VAV i 1999. Hele modellen er 227 ha. Rørdimensjonene varierer mellom 150 og 600 mm. Delsonen med ledningstrekket der oppstuvning ble studert er 5 ha.

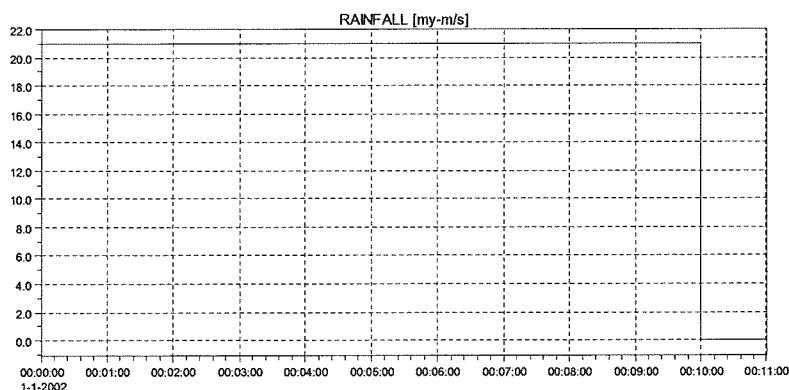
Modellen over Bernt Knudsens vei er utarbeidet og kalibrert av VAV i 2001. Hele modellen er 53 ha. Rørdimensjonene varierer mellom 150 og 400 mm. Delsonen med ledningstrekket som ble studert mhp. oppstuvning med regntilfeller fra Blindern var 5 ha. Regntilfeller fra Karmøy ble sammenlignet i en annen delson hvor arealet også var omtrent 5 ha.

Beregningene er kjørt i MOUSE 2001. Avrenning er beregnet i MOUSE kun som overflateavrenning (tid-arealmetoden). Resultatene fra overflateavrenningen er deretter lagt inn i rørmodellen.

6.2 Kasseregn

Det ble kjørt kasseregn fra Blindern (10 årsregn, 10 min. varighet, 210 l/s*ha) i begge modellene. Resultatene fra de to modellene mhp. oppstuvning i forhold til andre typer regn var sammenfallende for de to modellene. En kurve med regnet er vist i figur 14.

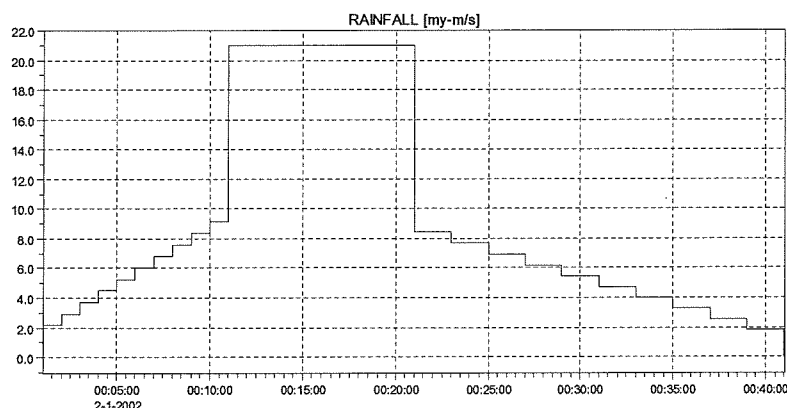
Figur 14. Kasseregn Blindern (10 årsregn, 10 min. varighet, 210 l/s*ha)



Det ble også kjørt kasseregn fra Karmøy-Brekkevann (10 årsregn, 10 min. varighet, 135,5 l/s*ha) i modellen over Bernt Knudsens vei. Denne gav betydelig mindre oppstuvning pga. lavere intensitet. Derfor måtte en annen oppstuvingsømfintlig delsoner benyttes for å studere resultatene fra denne kjøringen.

6.3 SIFALDA regn

Det ble konstruert SIFALDA-regn for Blindern og Karmøy Brekkevann basert på kasseregnene nevnt over (10 årsregn, 10 min. varighet). Et Sifalda regn for Blindern er vist i figur 15.

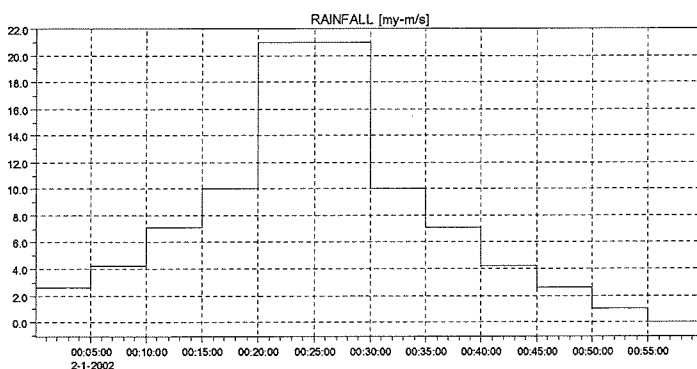


Figur 15. Sifalda regn for Blindern (10 årsregn, 10 min. varighet)

Regnene ble kjørt i de to modellene.

6.4 Symmetriske modellregn

Det ble konstruert symmetriske hyetogrammer for Blindern og Brekkevann basert på kasseregnene nevnt over (10 årsregn, 10 min. varighet). Et symmetrisk modellregn for Blindern er vist i figur 16.



Figur 16. Symmetrisk hyetogram for Blindern (10 årsregn, 10 min. varighet)

I tillegg ble det konstruert et symmetrisk typeregner fra IVF-kurven for Blindern som var oppgitt i TA-550 (kurve fra 1941-1977).

Disse regnene ble kjørt i begge modellene.

6.5 Kjøring av målte regnhendelser

NVE har laget en liste over de største nedbørhendelsene med forskjellige varigheter.

Listen med 10 minutters regn, målestasjon Blindern, har to regntilfeller fra juni og august 1980 øverst. Disse to regntilfellene ligger langt over 10 årskurven med hhv. 18,7 og 17,0 mm på 10 minutter. Disse to regntilfellene ble kjørt som enkeltregn i modellen. Hele det aktuelle døgnet som inkluderer disse to regntilfellene ble også kjørt for å få med for- og etterregn.

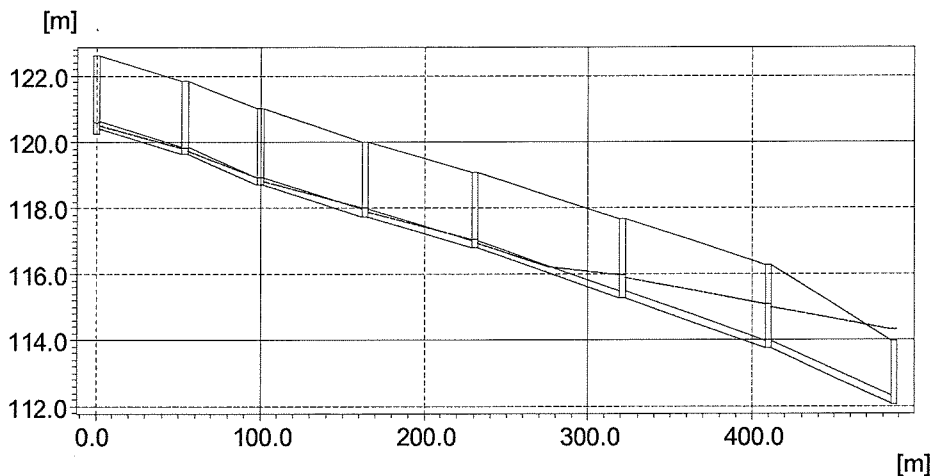
IVF-kurven fra DNMI gir at 10 årsregn med 10 min. varighet er 12,6 mm på 10 minutter. Tredjeplassen på listen over målte regn over 10 minutter på Blindern er et regn på 12,4 mm. Dette ble kjørt som enkelttilfelle (10 min.), og hele døgnet (som over). I følge NVEs beregninger er 10 årsregnet med 10 minutters varighet på Blindern 10,6 mm.

6.6 Resultater fra modellberegningene

6.6.1 Risløkka med regndata fra Blindern

Det ble kjørt alle regntyper som skissert i avsnittene over i denne modellen (både konstruerte og målte). Resultatene er vist i figurene under.

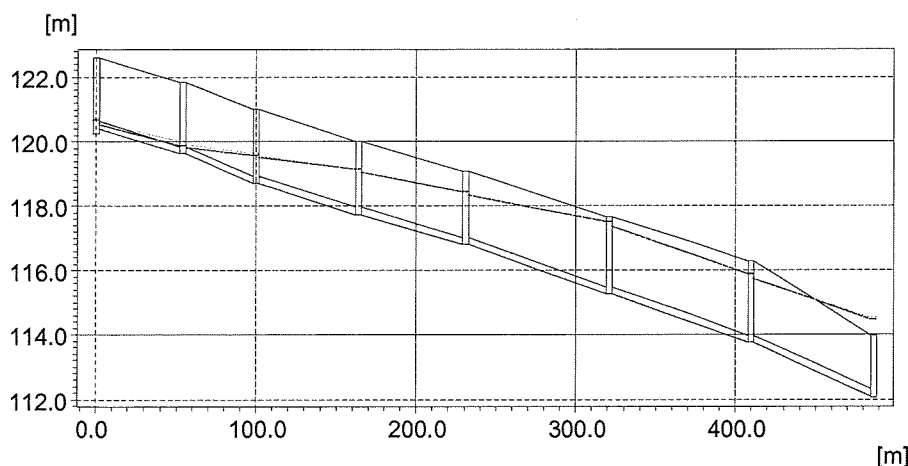
WATER LEVEL BRANCHES - 1-1-2002 00:14 KASSE1BL.PRF



Figur 17. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av kasseregn (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Ved simulering med kasseregn (fig. 17) ble det noe oppstuvning nederst i ledningssystemet i delfeltet.

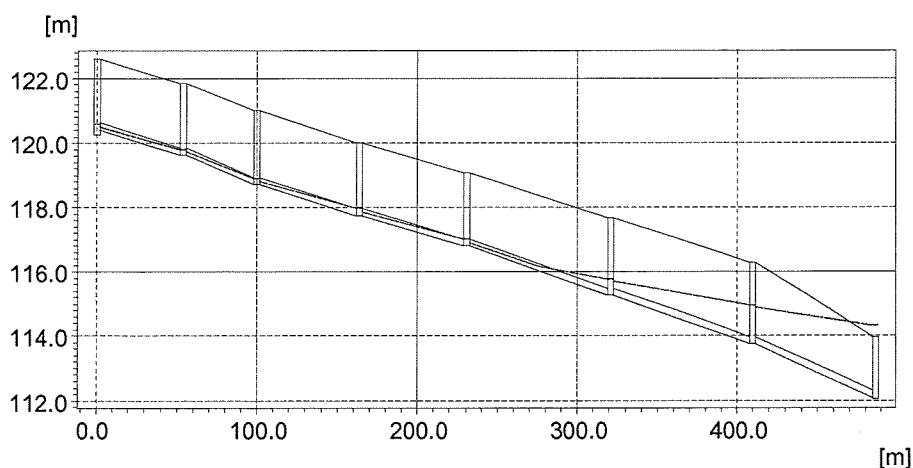
WATER LEVEL BRANCHES - 2-1-2002 00:25 SIFA1BL.PRF



Figur 18. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **sifalda regn** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Ved simulering med SIFALDA-regn (se fig. 18) ble det noe mer oppstuvning enn ved kasseregn.

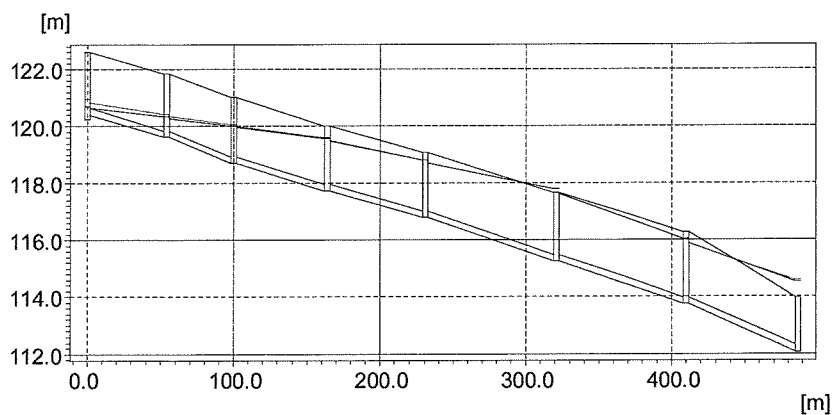
WATER LEVEL BRANCHES - 1-1-2002 00:39 SY79BL01.PRF



Figur 19. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 1979).

For sammenligningens skyld ble det kjørt ett tilfelle med symmetrisk hyetogram basert på IVF-kurve fra TA-550, SFT 1979 (se fig. 20). Vi ser her at oppstuvningen da blir på omtrent samme nivå som et kasseregn.

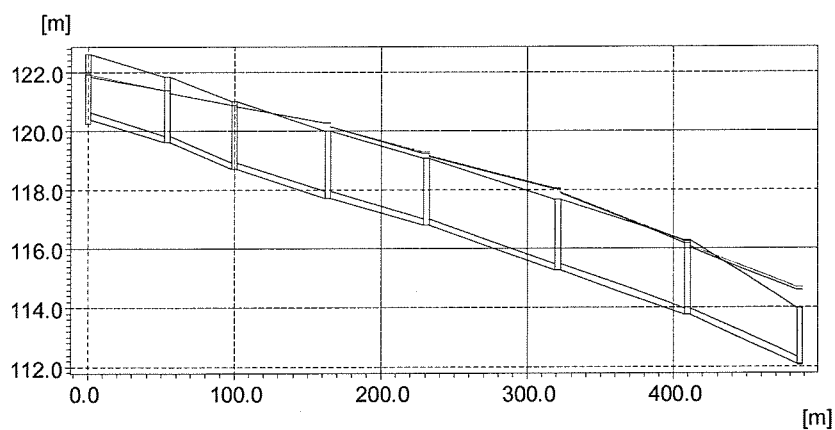
WATER LEVEL BRANCHES - 2-1-2002 00:35 SYHYBL01.PRF



Figur 20. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Simulering med symmetrisk hyetogram basert på IVF-kurve fra Blindern 2001 (se fig. 20) gir høyere oppstuvning enn SIFALDA-regnet.

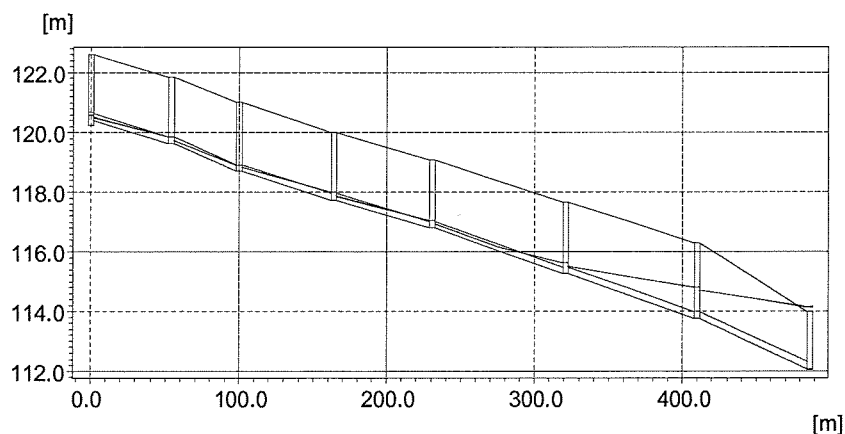
WATER LEVEL BRANCHES - 1-1-2002 00:39 SYHYBL50.PRF



Figur 21. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (50 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Simulering med symmetrisk hyetogram, 50 års gjentaksintervall (se fig. 21), gir betydelig oppstuvning i hele det aktuelle ledningsstrekket.

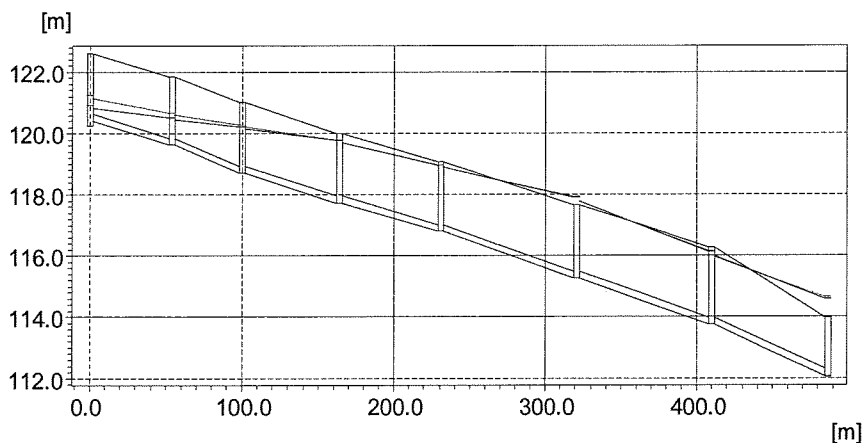
WATER LEVEL BRANCHES - 6-6-1992 17:31 B10M0692.PRF



Figur 22. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **målt regntilfelle** (12.4 mm/10 min., Blindern 6. juni 1992). Dette er et målt 10-årsregn.

Simulering med et målt regntilfelle på Blindern hvor det falt 12,4 mm i løpet av 10 minutter (se fig. 22), gir oppstuvning som er lavere enn kasseregn. Dette er et målt 10 årstilfelle.

WATER LEVEL BRANCHES - 6-6-1992 17:39 B1D0692.PRF

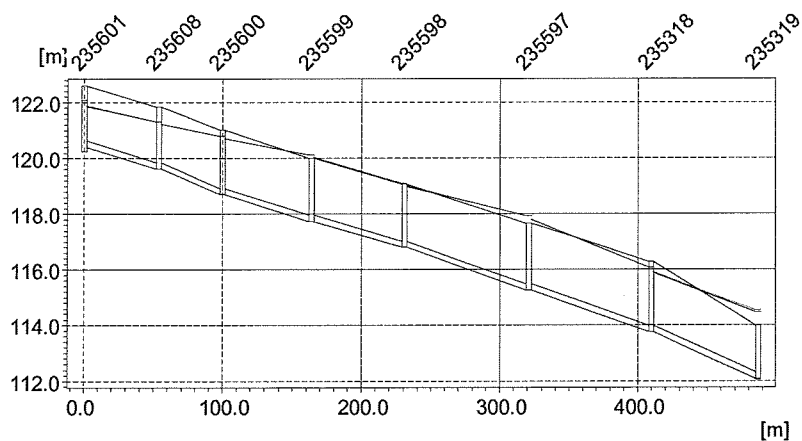


Figur 23. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av målt regntilfelle, hele døgnet den 6. juni 1992 for å få med påvirkning fra for- og etterregn (det falt 12.4 mm på 10 min. i den meste intense perioden dette døgnet).

Hvis en simulerer hele det døgnet som denne hendelsen opptrer i (se fig. 23) slik at en får med for- og etterregn blir oppstuvningen betydelig høyere, omtrent som ved å benytte symmetrisk hyetogram som i fig. 20.

WATER LEVEL BRANCHES - 17-6-1980 14:45 B10M0680.PRF

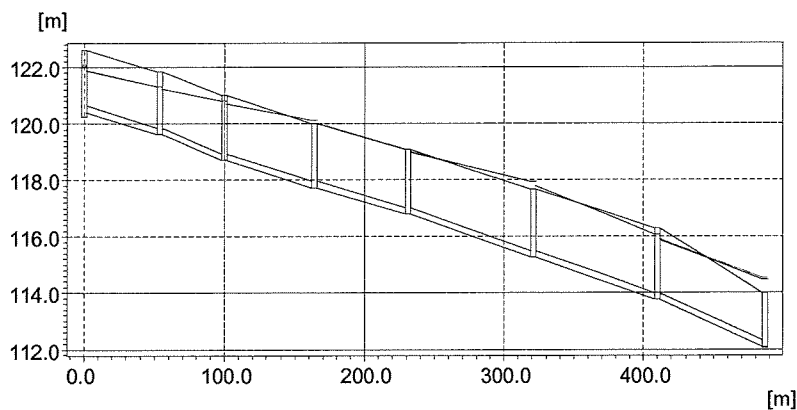
Discharge	0.052	0.052	0.051	0.062	0.057	0.073	0.072	m ³ /s
-----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------------------



Figur 24. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av målt regntilfelle (18.7 mm/10 min., Blindern 17. juni 1980).

Det målte regntilfellet (Blindern) som har gitt høyest nedbørmengde på 10 minutter var 18,7 mm på 10 minutter 17. juni 1980 (se fig. 24). Simulering med denne nedbørhendelsen gav meget høy oppstuvning, omtrent som å benytte symmetrisk hyetogram med 50- års gjentakintervall (se fig. 21).

WATER LEVEL BRANCHES - 17-6-1980 14:45 B10M0680.PRF



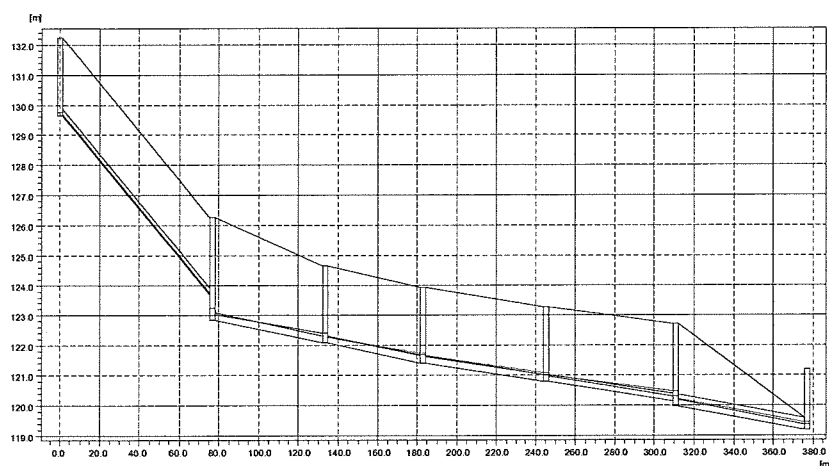
Figur 25. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **målt regntilfelle**, hele døgnet den 17. juni 1980 for å få med påvirkning fra for- og etterregn (det falt 18.7 mm på 10 min. i den meste intense perioden dette døgnet).

Hvis en simulerer hele det døgnet som denne hendelsen opptrer i (se fig. 25) slik at en får med for- og etterregn blir det ikke særlig stor forskjell.

6.6.2 Bernt Knudsens vei med regndata fra Blindern

Alle de konstruerte regntilfellene ble kjørt i denne modellen. Det ble ikke kjørt målte regnsituasjoner fra Blindern i denne modellen. Resultatene er vist i figurene under.

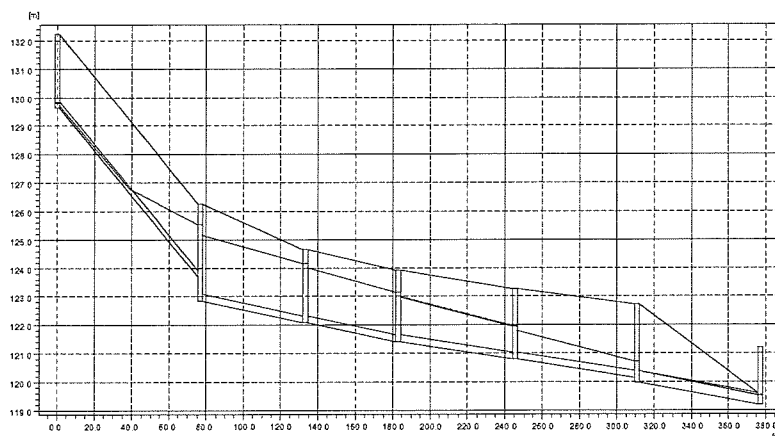
WATER LEVEL BRANCHES - 1-1-2002 00:10 BKBLKASSE.PRF



Figur 26. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **kasseregn** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Simulering med kasseregn (se fig. 26) gir ikke oppstuvning i dette ledningsstrekket i denne modellen.

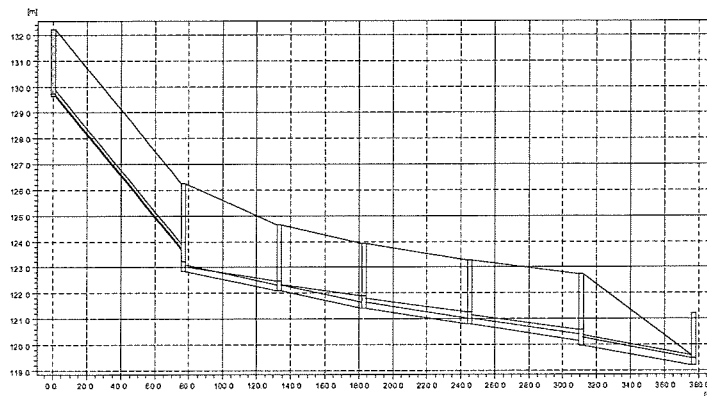
WATER LEVEL BRANCHES - 2-1-2002 00:30 Bkblsifa.prf



Figur 27. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **sifalda regn** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

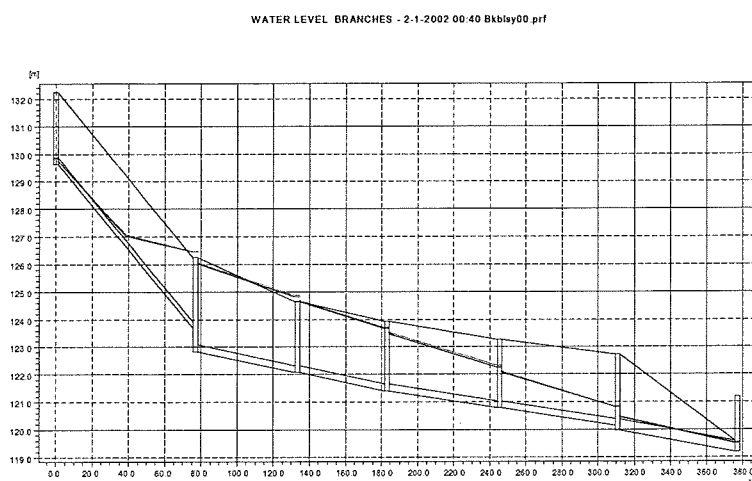
Simulering med SIFALDA-regn (se fig. 27) gir noe oppstuvning midt på ledningsstrekket.

WATER LEVEL BRANCHES - 1-1-2002 00:38 Bkbley78.prf



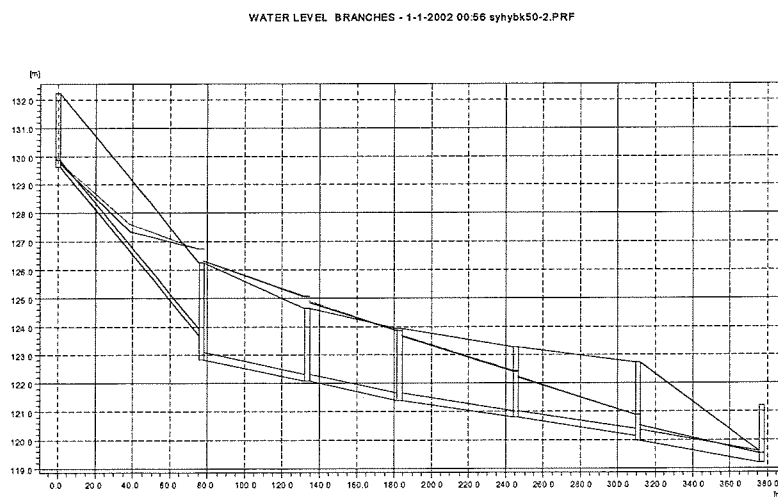
Figur 28. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 1979).

For sammenligningens skyld ble det her også simulert et symmetrisk hyetogram basert på IVF-kurven fra TA-550 i 1979 (se fig. 28). Resultatet gav noe oppstuvning.



Figur 29. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Kjøring av tilfelle med symmetrisk hyetogram basert på IVF-kurve for Blindern fra 2001 (fig. 29) gir høyere oppstuvning enn SIFALDA-regnet.



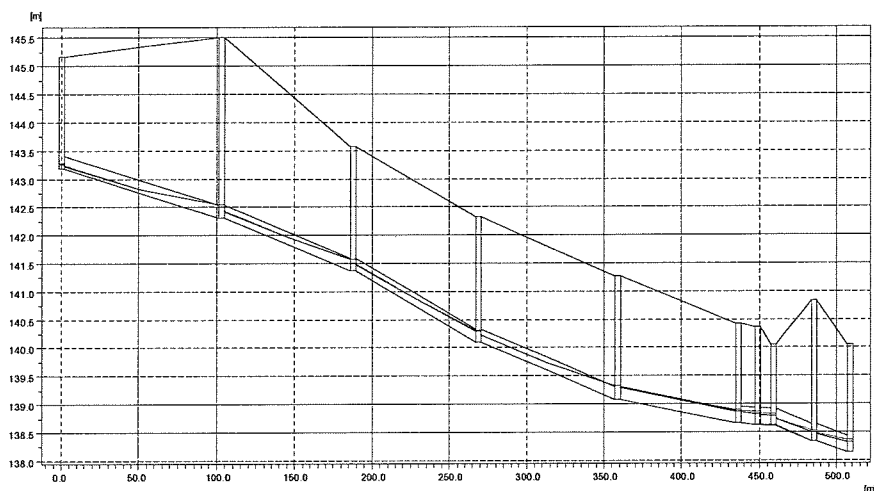
Figur 30. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (50 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Simulering med symmetrisk hyetogram med 50-års gjentaksintervall (se fig. 30) gir oppstuvning over marknivå i flere kummer.

6.6.3 Bernt Knudsens vei med regndata fra Karmøy-Brekkevann

Her ble det kjørt både konstruerte og målte regn. Resultatene er vist i figurene under.

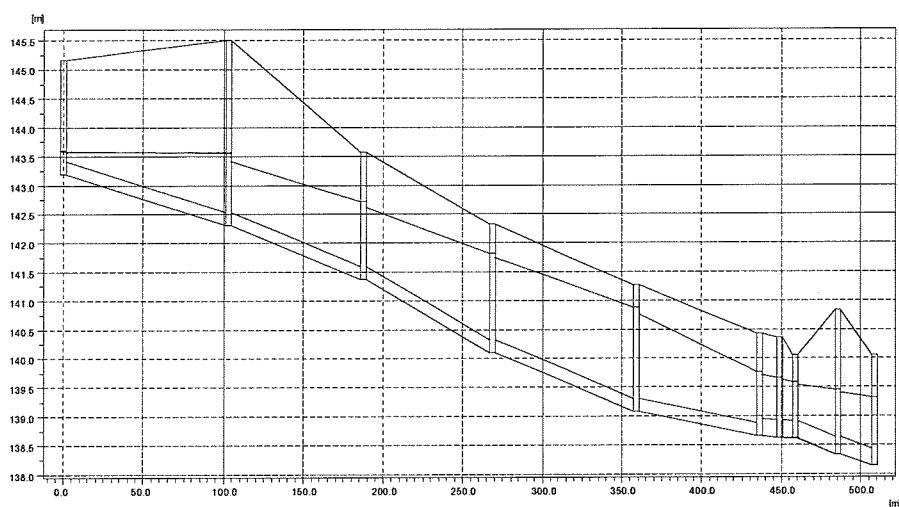
WATER LEVEL BRANCHES - 2-1-3901 22:08 kassekarm.PRF



Figur 31. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **kassekarm regn** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Simulering med kassekarm regn (se fig. 31) gav ikke oppstuvning i dette delfeltet.

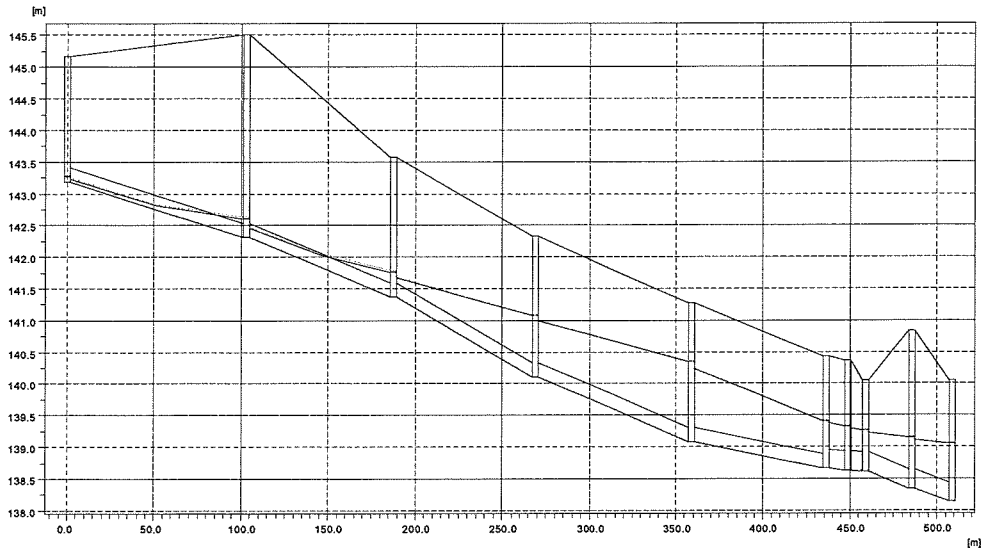
WATER LEVEL BRANCHES - 3-1-3901 22:23 sifalda.PRF



Figur 32. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **sifalda regn** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Ved å benytte SIFALDA-regn (se fig. 32) ble det oppstuvning langs hele ledningsstrekket.

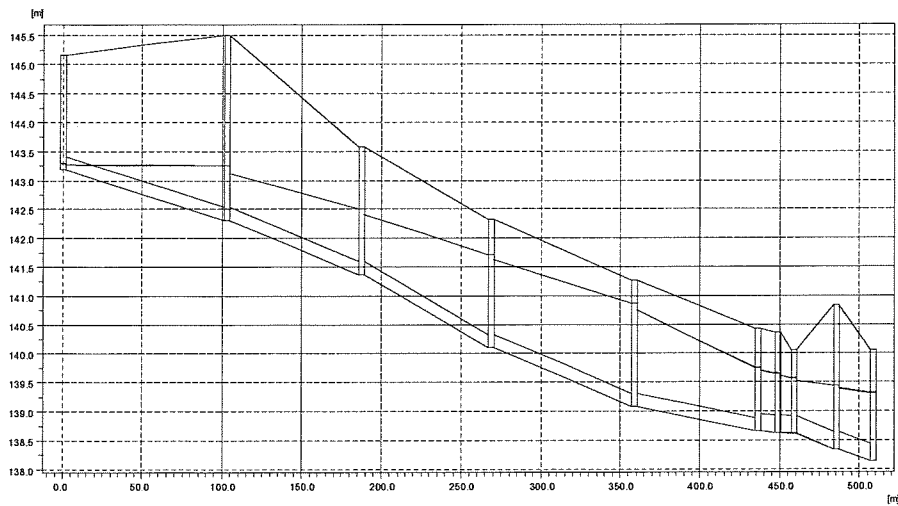
WATER LEVEL BRANCHES - 2-1-3901 22:38 syhyka10.PRF



Figur 33. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (10 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

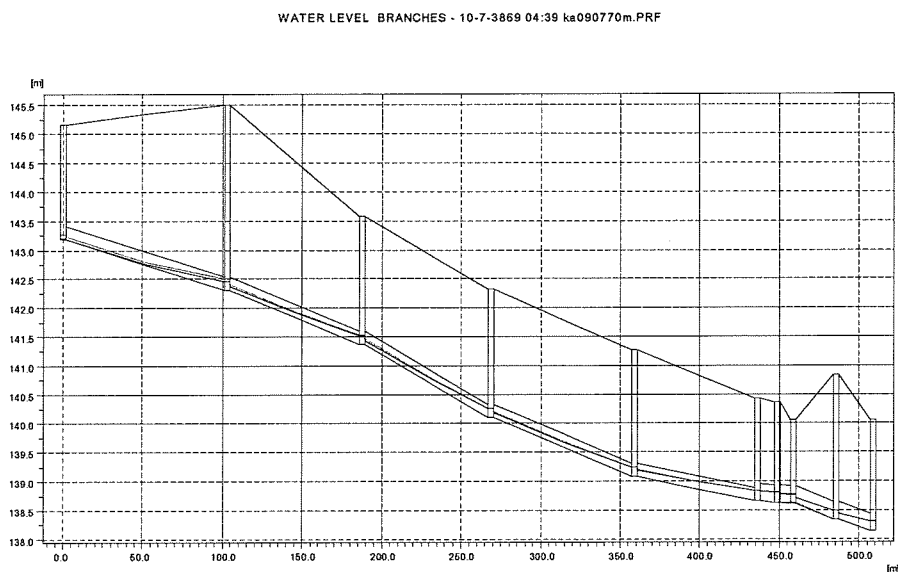
Her gav symmetrisk hyetogram (se fig. 33) mindre oppstuvning enn SIFALDA-regnet.

WATER LEVEL BRANCHES - 2-1-3901 22:38 syhyka50.PRF



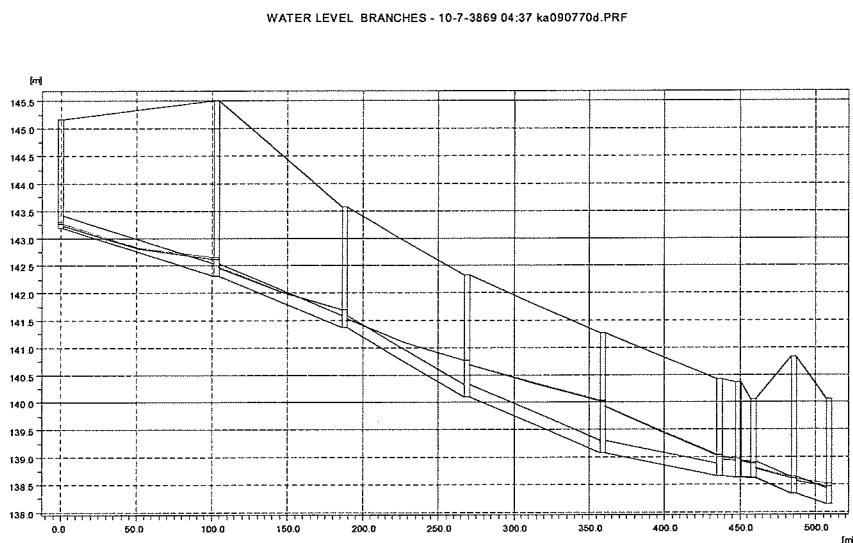
Figur 34. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **symmetrisk hyetogram** (50 år, 10 min. varighet, IVF-kurve 2001).

Simulering med symmetrisk hyetogram, gjentaksintervall 50 år (se fig. 34), gav oppstuvning omtrent på samme nivå som SIFALDA-regnet (med 10-års gjentaksintervall).



Figur 35. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **målt regntilfelle** (9.9 mm/10 min., Karmøy-Brekkevann 9. juli 1970).

Simulering med et målt regntilfelle på Karmøy-Brekkevann hvor det falt 9,9 mm i løpet av 10 minutter (se fig. 35), gir ikke oppstuvning.



Figur 36. Oppstuvning i utvalgt delfelt med kjøring av **målt regntilfelle**, hele døgnet den 9. juli 1970 for å få med påvirkning fra for- og etterregn (det falt 9.9 mm på 10 min. i den meste intense perioden dette døgnet).

Hvis en simulerer hele det døgnet som denne hendelsen opptrer i (se fig. 36) slik at en får med for- og etterregn blir det noe oppstuvning, men lavere enn ved å benytte symmetrisk hyetogram eller SIFALDA-regn.

6.7 Vintersituasjon

For å få en pekepinn på hva vintersituasjonen kan innebære ble tettflateandelen i det området i Risløkkamodellen som ble studert mhp. oppstuvning øket. Opprinnelig tettflateandel i området var 10 %. Denne ble øket til omtrent 30 %. Ett symmetrisk hyetogram ble kjørt (Blindern IVF-kurve 2001, 10 år, 10 min. varighet). Resultatet er vist i figuren under:



Figur 37. Resultat fra en modellberegning, Risløkka i Oslo, hvor en har forsøkt å simulere nedbør på frossen mark ved å øke tettflateandelen (Blindern IVF-kurve 2001, 10 år, 10 min. varighet).

Oppstuvningen blir her betydelig, også høyere enn ved å benytte symmetrisk hyetogram med 50-års gjentaksintervall.

6.8 LTS-simuleringer

Datafiler med hele måleperioden fra stasjonene Oslo-Blindern og Karmøy-Brekkevann ble også mottatt. Disse ble forsøkt kjørt i MOUSE LTS. Resultatene fra disse kjøringene er ikke blitt slik at de kan presenteres i rapporten.

6.9 Sammenligning av resultater

Beregningene som ble kjørt med regndata fra Blindern i de to ulike modellene viser sammenfallende resultater for de konstruerte regntypene.

Symmetrisk hyetogram gir høyest oppstuvning av de konstruerte regnene med samme varighet og gjentaksintervall.

Sammenligning med målte regntilfeller for Blindern som ble kjørt i Risløkka-modellen viser at for det kraftigste 10-minutters regnet som har vært registrert (18,7 mm på 10 min., 17. juni 1980) får en oppstuvning på samme nivå som for symmetrisk hyetogram, 10 min. varighet og 50 års gjentaksintervall. 10-årsregnet med 10 min. varighet (6. juni 1992) gir lite oppstuvning. Hvis en derimot kjører hele det døgnet som dette regnet opptrer i for å få med påvirkning fra for- og etterregn blir oppstuvningen høyere enn det symmetriske hyetogrammet for 10 års gjentaksintervall og 10 min. varighet.

Regntilfellene fra Karmøy-Brekkevann som ble kjørt i modellen viser mindre oppstuvning fordi intensitetene er lavere. Her fører også det målte regnet til mindre oppstuvning sammenlignet med de symmetriske hyetogrammene. SIFALDA-regnet gir høyere oppstuvning enn symmetrisk hyetogram i denne modellen (med regndata fra Karmøy).

Simuleringen av vintersituasjonen viser at ved å øke tettflateandelen i dette området får en raskt oppstuvning over det nivået som er betydelig over det nivået en har ved å benytte symmetrisk hyetogram med 50 års gjentaksintervall.

6.10 Konklusjoner og anbefalinger

Ut fra de beregningene som er kjørt her ser en at symmetriske hyetogrammer gir betydelig høyere oppstuvning enn kasseregner. Når det også ser ut til at de symmetriske hyetogrammene sammenfaller ganske bra med utvalgte målte hendelser på Blindern anbefales det at symmetriske hyetogrammer benyttes for å dimensjonere ledningsnett der hvor en antar at korte intense sommerregn er dimensjonerende. Det ser også ut til at en bør øke gjentaksintervallet til f.eks. 20 år (ved å legge inn for- og etterregn på målte tilfeller fikk en høyere oppstuvning).

Det anbefales også å benytte målte regntilfeller i tillegg til de konstruerte regnene. Disse bør helst være fra en stasjon som er plassert i eller så nær nedbørfeltet som mulig. Derfor bør det opprettes korttidsnedbørmålestasjoner i alle tettsteder/større kommuner.

For de områdene hvor langvarige regntilfeller på oppbløtt mark, eller nedbør på frossen mark, antas å være dimensjonerende bør en inntil det foreligger mer forskning på dette området vurdere å øke tettflateandelen ved kjøring av dimensjoneringsberegninger.

6.11 Videre arbeid

Hvis dette prosjektet hadde hatt et større budsjett ville følgende situasjoner blitt studert nærmere:

- Langtidsserieberegninger i modell med hydrologisk minne (f.eks. MOUSE RDII). Modellen må være utarbeidet og kalibrert for et område (f.eks. Karmøy) hvor en antar at langvarige regntilfeller er dimensjonerende.
- Flere forsøk på å beregne vintersituasjonen (regn på frossen mark, gjerne kombinert med snøsmelting fra nysnø som falt like før), helst med målte hendelser eller en modell kalibrerte for noen vinterhendelser.
- Beregninger med oppstuvning som følge av springflo.

7. Beregning av IVF kurver

7.1 Varighetsprinsipper

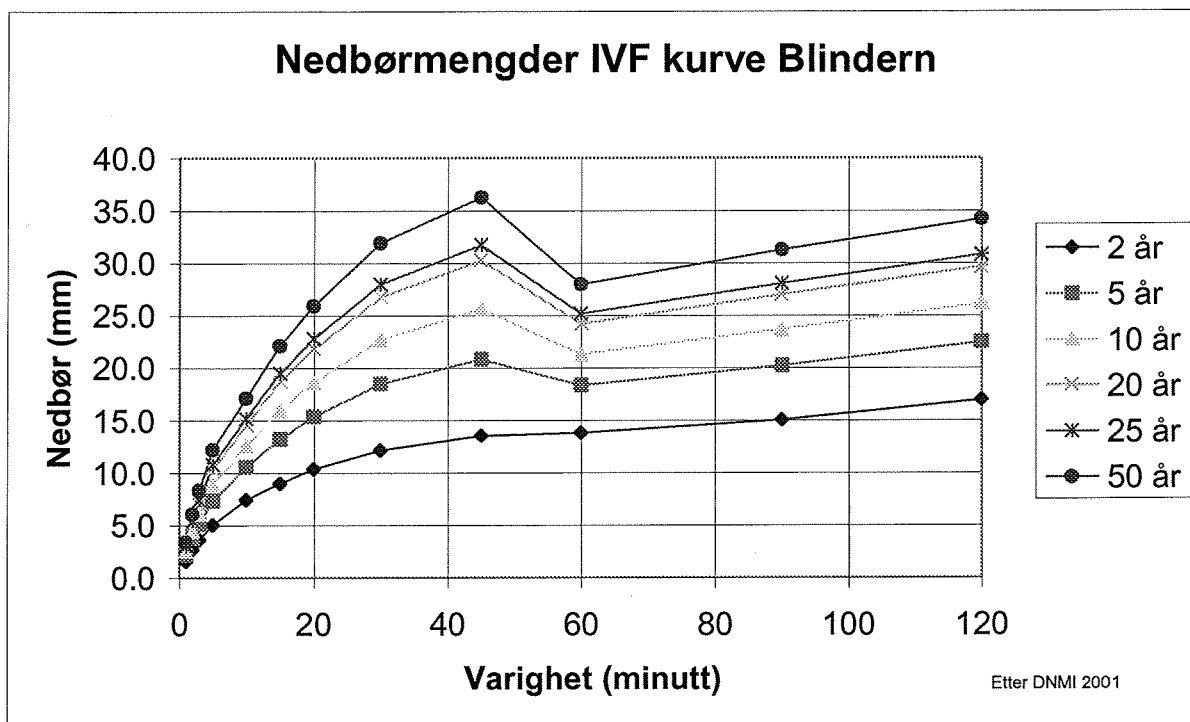
Ved beregning av IVF - kurver for bruk innen kommunalteknikk skal det uinnskrenkede varighetsprinsipp benyttes.

7.1.1 Det innskrenkede varighetsprinsipp

Når en benytter det innskrenkede varighetsprinsipp benyttes en rekke kriterier for å skille uavhengige nedbørserier fra hverandre.

Et av prinsippene er en maksimum tid mellom to etterfølgende vipp [1] nedbørmåleren registrerer. Når det er lenger enn et på forhånd bestemt antall minutter mellom to vipp deles nedbørtilfellet i to og anses som uavhengige nedbørhendelser. Dette kan medføre at nedbørmengdene i to tett påfølgende nedbørhendelser ikke blir summert, og summen av disse vil ikke inngå i datagrunnlaget for beregning av IVF -kurvene.

Et annet prinsipp er lengden på nedbørhendelsen. Når et nedbørtilfelle slutter defineres lengden på nedbørtilfellet ut fra registrering av første og siste vipp. Dette nedbørtilfellet inngår dermed ikke i datagrunnlaget for varigheter lenger enn tidsforskjellen mellom første og siste vipp. Et eksempel er dersom det har regnet kraftig i 40 minutt der det er 40 minutt mellom første og siste vipp, vil ikke denne nedbørhendelsen inngå i datagrunnlaget for 45 minutter. Allikevel er forutsetningene for bruk av den rasjonelle metode at det er summen av nedbør som faller innenfor tilrenningstiden som er av interesse. Det blir derfor galt å utelukke dette nedbørtilfellet som har vart i 40 minutt fra beregningsgrunnlaget for 45 minutt. Se også kapittel 9.6.



Figur 38. Et eksempel på en IVF-kurve ved bruk av det innskrenkede varighetsprinsipp.

Vipp. På de fleste nedbørmålere som benyttes for registrering av korttidsnedbør benyttes en såkalt vippeskål (Tipping Bucket). Når vippeskålen blir fylt opp til en kjent grense med vann bikker skålen over pga tyngdekraften. En magnet og et reed-rele registrerer denne bevegelsen og sender et signal til loggeren. Tidspunktet for dette signalet registreres og en har dermed registrert at det har falt en kjent nedbørmengde siden forrige registrering. PLUMATIC nedbørmålere tar vippeskåler 0,2 mm nedbør, for den mest brukte Lambrecht-måleren tar vippeskålene vann tilsvarende 0,1 mm.

7.1.2 Det uinnskrenkede varighetsprinsipp

En grei måte å belyse dette prinsippet er å vise hvordan en gjør det for 10 min varighet. En beregner summen av nedbør falt de 10 første minuttene, deretter flytter en seg 1 minutt og beregner nedbør falt innenfor disse 10 minuttene. Deretter flytter en seg fortløpende ett og ett minutt og beregner et såkalt glidende middel. Deretter plukker en ut de hendelsene som har størst nedbørvolum. For å sikre seg at en kun har uavhengige hendelser plukker en bort hendelser som har overlapp i tid med en større hendelse. I tillegg kan en også plukke den laveste av hendelser som opptrer på samme dato.

7.2 Omregningsformler mellom ulike enheter

For omregning mellom mm/min og l/s ha kan følgende formel benyttes :

$$I = N166.7$$

Der :

I = Nedbørintensitet i l/s ha N = Nedbørintensitet i mm/min

Og tilsvarende er omregningen mellom mm og l/s ha

For omregning mellom mm og l/s ha kan følgende formel benyttes :

$$I = \frac{N}{t}166.7$$

Der :

I = Nedbørintensitet i l/s ha, N = Nedbørmengde i mm, t = tid i minutt som nedbørtilfellet er målt over

7.3 Hvem er ansvarlig for at det måles nedbør?

Både DNMI og NVE bistår kommuner i måling av nedbør. Samt at de tilbyr datakontroll og lagring av nedbørseriene. Dessverre tar ingen av de to institusjonene på seg et ansvar for at det er en fullverdig dekning av nedbørmålere over hele Norge. Dersom det ikke utføres nedbørmålinger i området må den enkelte kommune påta seg ansvaret for at det blir målt korttidsnedbør.

F. eks. kan en henvise til tettheten av nedbørmålere i England og Wales der det er 1000 korttidsnedbørmålere i drift. I Danmark er det ca 300 korttidsnedbørmålere i drift. Per 2002 er det ca 50 korttidsnedbørmålere i drift i Norge. Dette er ganske lite antall målere og en må regne med at variasjonene i nedbør er store i Norge pga topografi.

Ved opprettelse av nye korttidsnedbørmålere anbefales det en helårsmåler som kan måle nedbør falt som snø. Dersom en satser på en måler med "Tipping bucket", bør denne ha termostatstyrt oppvarming slik at den er i stand til å smelte snø og is samt hindre at de bevegelige delene fryser til.

Dersom en har en "Tipping bucket" nedbørmåler uten oppvarming kan denne med fordel gå hele året. En vil dermed kunne måle nedbør falt under store avløpshendelser om vinteren. En slik nedbørmåler vil ikke måle riktig nedbør i kuldeperioder. Men har en lufttemperatursensor i tillegg vil en være i stand til å plukke ut slike hendelser. En vil pga. fysiske lover ikke ha de mest intensive nedbørhendelsene når det er kuldegrader.

En "tipping bucket" nedbørmåler bør kalibreres minst en gang i året, helst oftere.

7.4 Klimascenarier

I forbindelse med scenarier angående drivhuseffekten er det antatt at vi vil få større nedbørmengder inn over Norge. Dette henger sammen med at varmere luft kan inneholde mer luftfuktighet. En annen ting er vindhastighet. Ved økt vindhastighet er der mer luft som transporteres inn over landet og dermed er muligheten for mer nedbør tilstede.

En studie av avløpstrendene i Norge de siste 100 år har vist at årsavrenningen har økt særlig på vestlandet. For størrelsene på flommene har en ikke funnet den samme klare trenden.

7.5 Plott og tabeller

Frekvensanalysene bør utføres med følgende varigheter:

1 min, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180 og 360 min.

Frekvensene bør beregnes for følgende gjentaksintervall

1 år, 2, 5, 10, 20, 30 og 50 år

Beregningene bør fremstilles på dobbeltlogaritmisk papir med varighet i minutt på x-aksen og nedbørintensitet i l/s ha eller mm/min på y-aksen. Eventuelt kan nedbøren fremstilles som nedbørmengde (mm). l/s ha er å foretrekke da dette er den mest brukte enheten bandt kommunalteknikere.

I tabellform bør en presentere de beregnede nedbørintensitetene i tre tabeller oppgitt i enhetene l/s ha, mm/min og mm.

8. Statistiske modeller for å beregne T års hendelser

Ut fra utvalgte data er man interessert i få estimere størrelsen på T års hendelsen på nedbør av forskjellig type varighet. For å sikre at dette skjer på en best mulig måte bør man benytte de beste og mest hensiktsmessige statistiske metodene.

Ved en frekvensanalyse av nedbørsdata er det seks sentrale punkter en bør konsentrere seg om:

- 1 Valg av grunnmodell
- 2 Diagnostikk av serier
- 3 Valg av regional eller at-site modell
- 4 Verifisering av tilpasning
- 5 Retningslinjer for bestemmelse av T års hendelsen
- 6 Usikkerhet

I de påfølgende avsnittene vil det bli gitt anbefalinger på metoder relatert til de seks punktene ovenfor. Man vil straks merke seg at det er spesielle ting som er gjennomgående i anbefalingene. Hovedtrekkene er:

- Bruk av L-momenter
- Bruk av ekstremverdianalyse
- Regional analyse

Grunnen til at vi baserer anbefalingene på L-momenter (Lineære momenter) er at metodikken rundt disse er vel utprøvd med gode resultater samt at den er for så vidt enkel å bruke og forstå. Videre eksisterer det gode og lett forståelige referanser for hvordan sette teorien ut i praksis.

EVA (Ekstremverdi analyse) gir en teoretisk begrunnet modell for ekstremverdier. Videre er det publisert en rekke arbeider hvor en kombinerer resultatene fra EVA med L-momenter. Vi velger altså å benytte sammenhengen mellom disse i våre anbefalinger.

Når det gjelder regional analyse, er det gjennom flere publiseringer påvist dens overlegne egenskaper jfr. at-site analyse. Videre eksisterer det også en rekke arbeider som kombinerer L-momenter og EVA med regionale modeller. Således fant vi det naturlig å også gi anbefaling om bruk av regional analyse der det er mulig.

8.1 Valg av grunnmodell

Vi foreslår to muligheter for å velge ut dataserier:

- A Basert på årsmaksimum (Annual Maximum Series, AMS)
- B Basert på data i tidsserien som er over en gitt terskel (Peak Over Threshold)

En annen mulig modell kan være:

- C Basert på alle data og en subjektivt valgt frekvensfordeling

8.1.1 Grunnmodell A

Modell A anbefales som generelt det beste alternativet. For det første fins det en rik statistisk metodikk relatert til AMS serier. For det andre er metoder knyttet til AMS vel dokumenterte og anbefales flere steder, der en har sett at modeller basert på årsmaksimum gir gode resultater. Men den kanskje viktigste fordel er at man sjelden opplever at verdiene i en AMS er korrelerte, det vil si at de er uavhengige.

Videre kan man vise at for n tilfeldig observerte utfall av den uavhengige og identisk fordelte variabelen X ;

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \max(X_1, \dots, X_n) \sim H(x)$$

der

$$H(x) = \exp \left[- \left(1 + \xi \frac{x - \mu}{\sigma} \right)^{-\frac{1}{\xi}} \right]$$

Der:

- x : aktuell verdi
- μ : lokasjons parameter
- σ : skala parameter
- ξ : form parameter

der H kalles GEV (Generalized Extreme Value) fordelingen.

Man antar så videre at årsmaks verdiene er såpass høye at de kan klassifiseres som ekstreme hendelser.

Altså har man en teoretisk begrunnelse for å anta at ekstremverdiene i hvilken som helst populasjon kan beskrives med en treparameter GEV fordeling.

Spesialtilfellet av denne fordelingen når $\xi \rightarrow 0$, er en toparameter fordeling kalt gumbelfordelingen og har følgende kumulative fordeling:

$$G(x) = \exp \left[- \exp \left(- \frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]$$

Mer utfyllende teori omkring GEV og gumbel fordelingen kan en finne i Embrechts et al. 1999 eventuelt også i Hosking & Wallis 1997 og Handbook of Hydrology 1993.

8.1.2 Grunnmodell B

Bruk av AMS mister sin gyldighet når gjentaksintervallet $T \leq 1$ år. Videre vil en modell basert på AMS inneholde svært få data hvis de historiske grunnlagsdata er korte. Da kan man benytte en såkalt POT modell som velger ut alle hendelsene som overstiger en viss terskel. Modellen beskrives som følgende:

For en gitt terskel v , sett $Y = X - v \quad \forall X > v$

En kan da vise, hvis hendelsene $X > v$ følger en poisson prosess, at når $v \rightarrow \infty$

$$Y \sim P(y) \text{ der } P(y) = 1 - \left\{ 1 + \xi \frac{y}{\sigma} \right\}^{-1/\xi}$$

altså har vi her en teoretisk begrunnelse for å modellere ekstremene over en gitt terskel med P som kalles GP (Generalized Pareto) fordelingen. Denne fordelingen er som spesialtilfelle en enparameter Exp (Ekspontiell) fordeling når $\xi \rightarrow 0$:

$$F(y) = 1 - \exp\left(-\frac{y}{\sigma}\right)$$

Man må sette terskelen v så høyt at alle hendelsene i en POT serie kan ansees å være ekstremverdier. Anbefalinger om hvordan man bør sette terskelverdien er å finne i blant annet Lang et al. 1999 og Embrechts et al. 1999.

Videre bør man også sikre seg at hendelsene som går over terskelen v er poissonfordelte. Dette er det samme som å si at tiden mellom hver hendelse er eksponentielt fordelte. Hvordan man gjør dette kan man blant annet finne i Smith & Shively 1995.

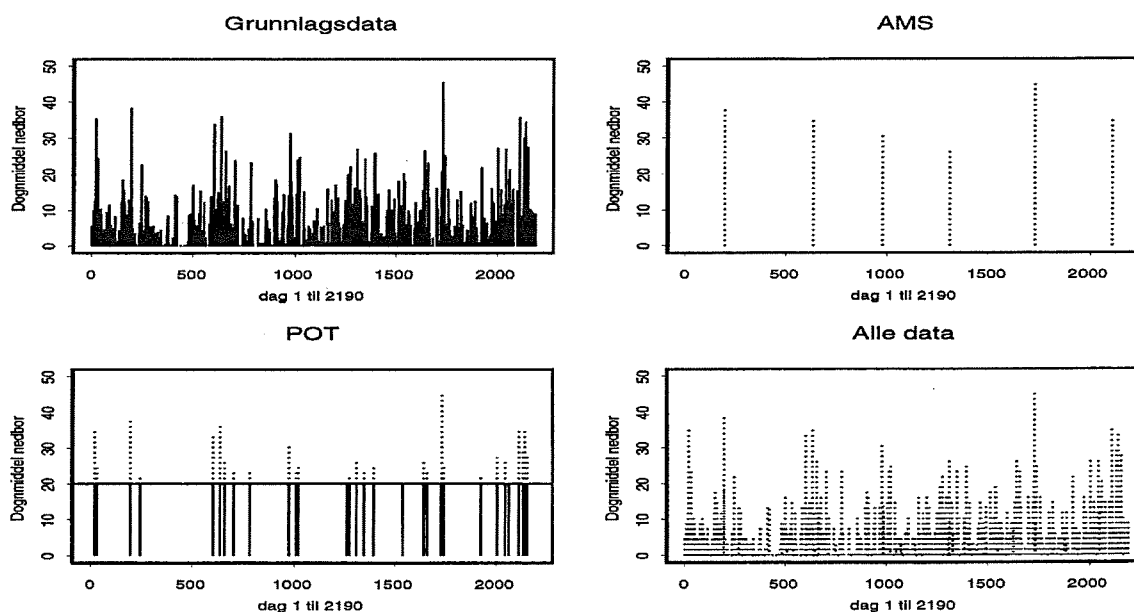
Det kanskje største problemet med en POT modell er at man risikerer å velge ut data som er avhengige. F.eks. vil nedbørshendelser av en viss varighet fra samme regnbygge være høyt korrelerte. Derfor bør man utføre en de-cluster analyse for å luke ut avhengige hendelser før man går videre i analysen. Dette punktet forklares nærmere i avsnittet som omhandler diagnostikk av seriene.

Mer utfyllende teori omkring POT og GP fordelingen kan en finne i Embrechts et al. 1999 eventuelt også i *Handbook of Hydrology* 1993.

8.1.3 Grunnmodell C

Denne modellen er ikke å foretrekke. Man vil ved å benytte alle data introdusere en enorm autokorrelasjon i datasettet. Autokorrelasjon er det at en hendelse er delvis bestemt av forrige hendelse osv. En slik mangel på tilfeldighet i datasettet vil gjøre at videre bruk av statistisk metodikk mister sin gyldighet. Videre har man ikke med denne metoden noe klart valg av modell utfra en teoretisk begrunnelse.

Figur 39 illustrerer de tre forskjellige metodene for utvalg av data nevnt i dette avsnittet.



Figur 39. Grunnlagsdata, AMS, POT

Plottet øverst til venstre viser et utsnitt på 6 år fra grunnlagsdata. Øverst til høyre vises AMS serien for de 6 årene. Nederst til venstre vises POT serien for de 6 årene. Merk at for POT serien er det satt en terskel på 20 millimeter. En ser også en antydning til cluster effekt i POT serien.

DIAGNOSTIKK AV SERIER

Det er fire punkter en alltid bør se nærmere på etter at seriene foreligger:

- A Visuell inspeksjon av data
- B Hull analyse/Generell kvalitet
- C Autokorrelasjon og trend
- D Romlig korrelasjon

8.1.4 Diagnostikk A

Det vil alltid være viktig å gjøre en grunnanalyse av de utvalgte dataseriene. En visuell inspeksjon bør bestandig foretas. Uforklarlige strukturer, outliers som kan skyldes svikt i måleutstyr eller feil i databehandlingen kan allerede her lukes ut.

8.1.5 Diagnostikk B

En må først sjekke utvalgte serier (AMS eller POT) for generell kvalitet og analysere hull i seriene. Serier man anser for å være av generell dårlig kvalitet bør en straks forkaste fra videre analyse.

Ofte vil man ha serier med manglende data. Dette trenger ikke å medføre at man må ekskludere disse for videre analyse. Men hvis man mistenker at hullene har ført til at man sannsynligvis har mistet flere ekstreme hendelser, bør en også forkaste disse seriene for videre analyse.

8.1.6 Diagnostikk C

En bør sjekke dataseriene (AMS og POT) for autokorrelasjon. Bruk og tolkning av autokorrelasjon for observerte serier kan bl.a. finnes i Handbook of Hydrology 1993. Enkelte fysiske prosesser, som nedbør, kan ha ett minne som kan svekke antagelsen om tilfeldighet i data settet. Det er tvilsomt om AMS serier av korttidsnedbør skulle være beheftet med autokorrelasjon, men en bør sjekke dette for å være sikker.

I en POT serie vil cluster tendenser gjøre seg utslag i ett autokorrelasjons plot. En slik analyse kombinert med visuell inspeksjon av dataene vil kunne gjøre det mulig å luke ut avhengige hendelser. En kan også sette begrensninger allerede i utvalget av POT serier for å unngå cluster tendenser. Eventuelt at hver hendelse som plukkes ut må ha en gitt avstand i tid til den foregående og/eller neste hendelse. Faren med å benytte slik automatikk i utvelgelsen er at man kan gå glipp av viktige ekstremer som kan være uavhengige. Nedbør kan skyldes flere forskjellige typer prosesser som kan hende nært innpå hverandre i tid, men som er uavhengige. Vi anbefaler å heller gjøre en grundig studie av hvert cluster og på bakgrunn av en slik velge ut den/de hendelsene som synes uavhengige. Hvordan man gjør dette i praksis kan man finne i Smith & Shively 1995.

En trendtest bør gjøres for alle serier. Man bør benytte en Mann-Kendall test, også beskrevet i Handbook of Hydrology 1993, siden denne plukker opp også ikke lineære trender og homogenitetsbrudd i en serie. Som eksempel kan en brå klimaforandring forårsake slike brudd, eller at en vegetasjonsforandring rundt en nedbørsmåler over tid har ført til at man gradvis måler for mye/lite nedbør ved stasjonen.

8.1.7 Diagnostikk D

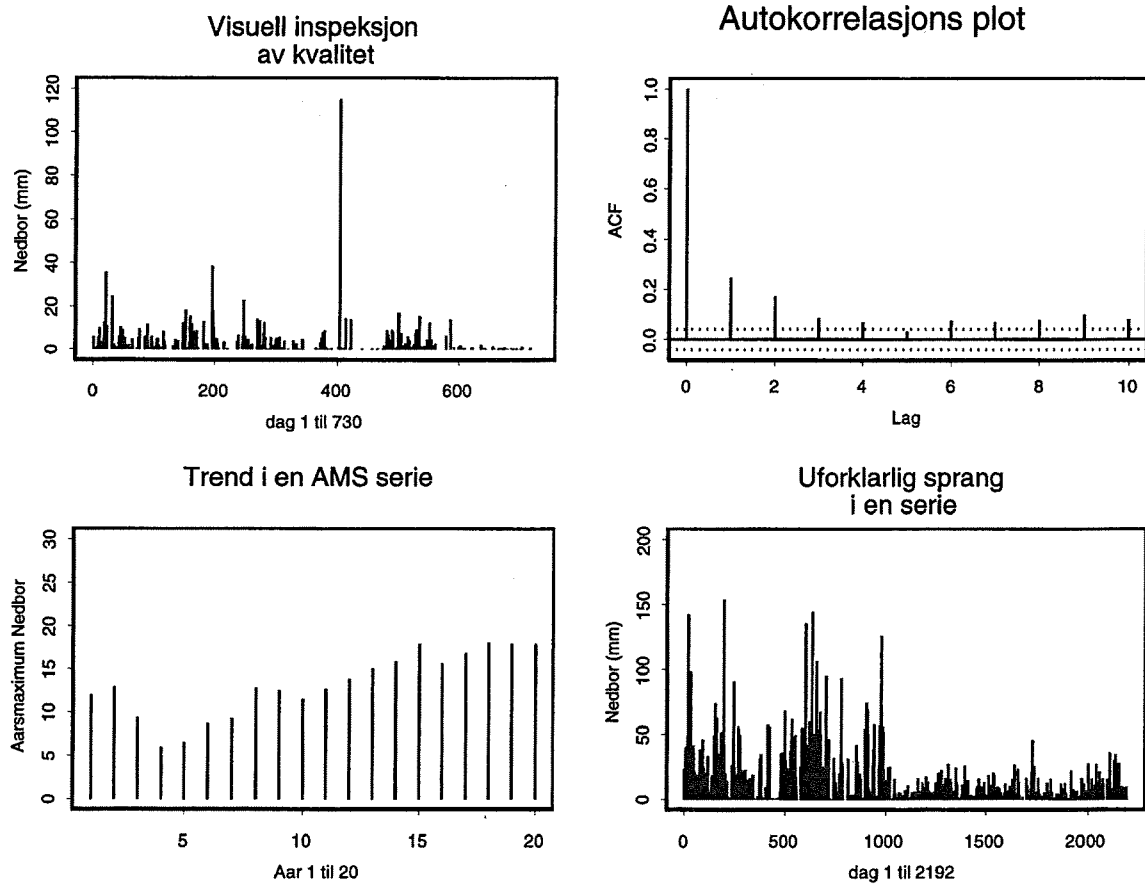
Ved en regional analyse, som blir beskrevet senere, vil man ta i bruk flere dataserier samtidig. For at en regional analyse skal gi noe mening, bør ikke seriene være korrelerte. En romlig korrelasjonsmatrise bør utarbeides slik at en på denne måten kan luke ut overflødige serier.

En beskrivelse av hvordan man estimerer seriell korrelasjon mellom observerte dataserier kan man blant annet finne i Bhattacharyya & Johnson 1977.

For POT serier kan man benytte såkalte indikatorserier (1 og 0 serier) i en analyse på romlig korrelasjon. Eksempel på bruk av en slik metodikk se Petersen-Øverleir 2001.

Konsekvenser av romlig korrelasjon ved en regional analyse kan man lese mer om i Hosking & Wallis 1988.

Figur 40 illustrerer noen av tingene berørt i dette avsnittet.



Figur 40. Visuell inspeksjon og AMS

Plottet øverst til venstre viser viktigheten av en visuell inspeksjon. Man ser en mulig outlier (nesten 120 mm) samt en merkelig struktur i høyre del av serien. Plottet øverst til høyre viser ett eksempel på autokorrelasjonen i en serie med døgnmiddel av nedbør med alle data. Man har en signifikant avhengighet mellom hendelsene. Nederst til venstre vises ett eksempel på trend i en AMS serie. Plottet nederst til høyre viser merkelig sprang (nedover) i en serie. Dette kan skyldes feil på instrument eller i behandlingen av data.

8.2 Valg av regional eller at-site modell

Når man har kommet så langt i analysen står man foran et viktig valg; skal man benytte en regional eller en at-site modell? Uansett om man allerede har basert seg på AMS eller POT serier vil en regional modell alltid være å foretrekke.

Anta at man vil beregne T års hendelsen av en nedbør med en viss varighet i punktet O. Det første en må gjøre er å finne ut hvilken klimatiske sone O inngår i. Dette kan man finne i Erik Førland et al. 2000, der de har delt Norge inn i 13 klimatiske soner.

Når man har bestemt hvilken klimatiske sone O hører inn under, velger man ut den nedbørsserien man antar er representativ for O, og gjør en homogenitets analyse med den og de resterende seiene som inngår i samme klimasoner. Det anbefales å gjøre en homogenitets analyse basert på L-momenter, beskrevet i Hosking & Wallis 1997. Vi anbefaler denne metoden som er for så vidt enkel med tanke på

teori, implementering og tolkning av resultat. En annen mere avansert metode er å benytte EOF (Empiriske Orthogonale Funksjoner) som bl.a. er beskrevet i Tallaksen & Hisdal 1999.

Når man så har definert en klasse med stasjoner innefor aktuell klimasone som homogen, kan man finne aktuell T års hendelse ved å benytte den regionale kvantilfunksjonen. Et utvalg av modeller for generell regional analyse kan blant annet finnes i Conleth Cunnane 1988.

Vi anbefaler for AMS serier en metode basert på L-momenter beskrevet i Hosking & Wallis 1997 eventuelt Handbook of Hydrology 1993. For POT serier anbefaler vi også en metode basert på L-momenter beskrevet i Madsen & Rosbjerg 1997.

Hvis en ikke har flere enn en serie tilgjengelig, eller at man ikke lykkes i definere en homogen region der O inngår, må man basere seg på en at-site analyse. Det vil si at man kun benytter data fra den stasjonen man antar representerer O.

Når man skal velge metode for parameterestimering i en at-site modell anbefaler vi også her å benytte L-momenter. Natural Research Council 1988 anbefaler også denne metoden. En fyldig beskrivelse på bruk av L-momenter kan finnes i Hosking & Wallis 1997.

Andre mulige metoder er Maximum-Likelihood, momenter og bayesiansk metodikk. Vi fraråder spesielt å benytte en metode basert på momenter siden disse generelt har notoriske ustabile egenskaper, Smith 1987.

8.3 Verifisering av tilpasning

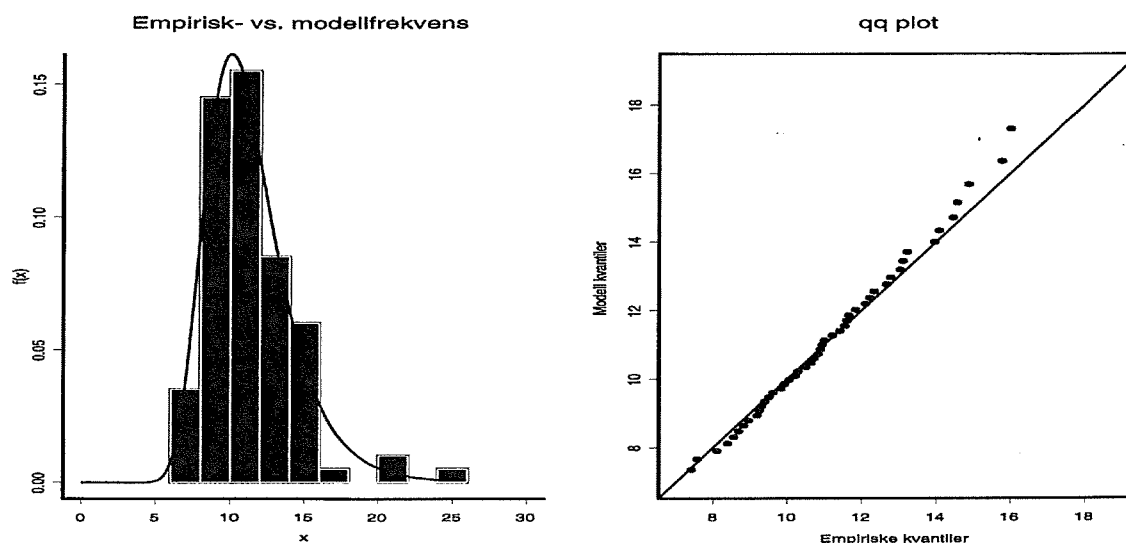
Om man enten har benyttet en regional eller en at-site modell bør man sjekke om tilpasningen er tilfredsstillende.

Først bør man plote histogram (empirisk frekvensfunksjon) mot modellestimert frekvensfunksjon for å få ett første overblikk over tilpasningen.

Vi anbefaler å utføre en goodness-of-fit test for å sjekke om fordelingsfunksjonen (GEV eller GP) er tilfredsstillende tilpasset de observerte verdiene. Vi anbefaler å benytte en K-S (Kolmogorov-Smirnov) test for dette. Mer om bruk av K-S test på observerte data kan man blant annet finne i Chowdhury et al. 1991 eller Handbook of Hydrology 1993.

Videre anbefaler vi også å inspisere et qq (quantile-to-quantile) plot med de modellbaserte kvantilene mot empiriske kvantiler. Hvordan man gjør dette i praksis er beskrevet i Handbook of Hydrology 1993.

Figur 41 viser et par eksempler på verifisering av modell



Figur 41. Verifisering av modell

Venstre plott viser eksempel på histogram basert på observerte data i en AMS serie mot frekvensen til en at-site modell basert på gumbelfordelingen. Høyre del viser et qq-plot for samme data og tilpasning. Merk at modell- og empiriske kvantiler begynner å divergere for høye kvantiler (langt ute i halen). Dette skyldes at usikkerheten i estimeringen både for de empiriske og modellbaserte kvantilene.

8.4 Retningslinjer for bestemmelse av en t års hendelse

Følgende anbefalinger gis når en skal beregne T års hendelsen:

Angi antall år med observerte data med n .

- Aldri utfør en frekvensanalyse med en stasjon der hvis $n < 10$ år
- Aldri estimere et en gjentakstørrelse hvis $T > 2n$
- Hvis $T \leq 1$ bruk en grunnmodell basert på POT og GP
- Hvis $15 \geq n \geq 10$ bruk en grunnmodell basert på POT og GP
- Hvis $25 \geq n > 15$ bruk en grunnmodell basert på AMS og Gumbel
- Hvis $n > 25$ bruk en grunnmodell basert på AMS og GEV

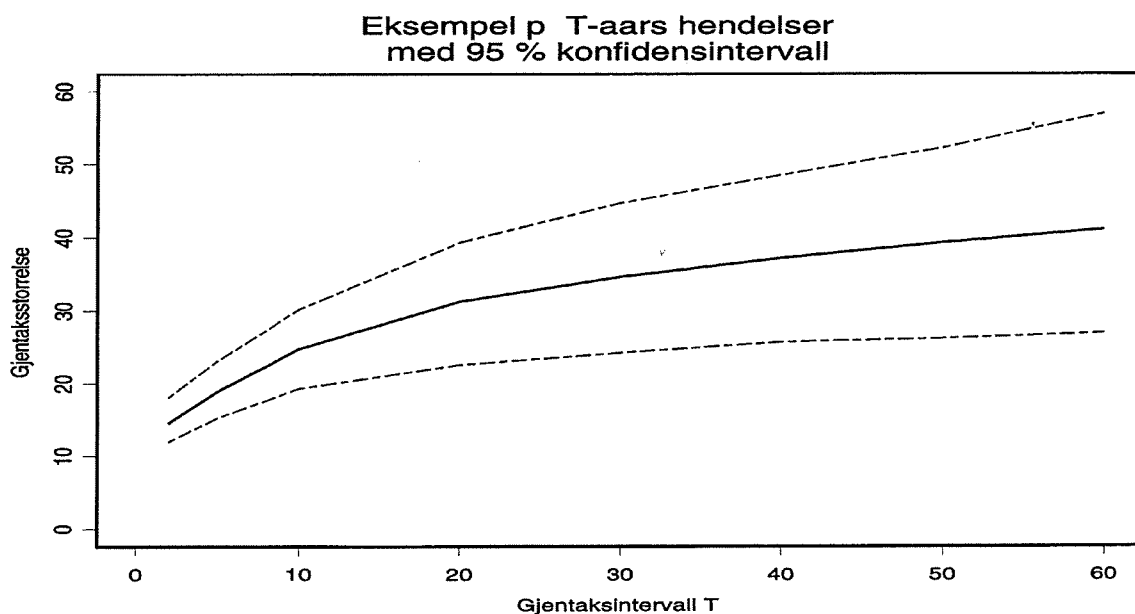
Videre anbefales det å benytte en regional analyse i alle tilfeller der dette er mulig.

8.5 Usikkerhet

Man bør alltid oppgi den statistiske usikkerheten for enhver estimert verdi. Således vil en bruker kunne se nøyaktigheten på verdien han skal benytte. Vi anbefaler en metode basert på Bootstrap siden denne metoden fint kan benyttes på både regionale og/eller at-site AMS/POT modeller og L-momenter. En fyldig innføring i teorien bak Bootstrap kan blant annet finnes i Davison & Hinkley 1997 eller Efron & Tibshirani 1993.

Videre anbefaler vi å oppgi et 95 % konfidensintervall for hver estimerte T års hendelse for nedbør av alle varigheter.

Figur 42 viser ett eksempel på grafisk illustrasjon av usikkerhet.



Figur 42. Konfidensintervall

Plottet viser ett eksempel på konfidensintervall utarbeidet ved hjelp av Bootstrap. Figuren bygger på en syntetisk AMS serie på 30 år simulert fra en GEV fordeling, der analysen er gjort at-site.

9. Trender innen korttidsnedbør 1967-2001

9.1 Sammendrag

Denne delen av rapporten ser på trender innen korttidsnedbøren de siste 30 årene. Noe av bakgrunnen for dette er de stadig mer aktuelle spådommene om klimaendringer som er kommet de siste årene. Dessuten har en utviklingen på IVF-kurven for Blindern i Oslo, denne gir stadig mer intense nedbørhendelser for samme varighet og frekvens etter hvert som tiden går og en har fått målt nye nedbørhendelser. Korttidsnedbørmålingene i Norge kom først skikkelig i gang rundt 1967-68. Før dette er det sparsomt med gode korttidsnedbørmålinger i Norge.

For å kunne se på trender innen klimaet bør en ha betydelig lengre serier, men datagrunnlaget er for sparsomt slik at en må nøye seg med de dataene en har. Resultatene i denne rapporten bør derfor ikke brukes for å dokumentere eventuelle klimaendringer. Det denne rapporten viser er trendene i korttidsnedbør innenfor perioden 1967-d.d ved de utvalgte målestasjonene.

Gardermoen og Blindern har hatt en svært tørr periode på 70 tallet. Dette har medført at de første IVF-kurvene fra disse to stasjonene har hatt en mindre intensitet enn det som er "normalen". Det er derfor viktig at en i disse områdene benytter IVF-kurver med de nyeste oppdaterte dataene. For Brekkevann på Karmøy har nedbørintensitetene holdt seg mer stabilt gjennom hele måleperioden.

Rapporten viser også hvorfor en bør være forsiktig med å bruke IVF-kurver som er utarbeidet med mindre enn 15 års datagrunnlag.

Frekvensanalysene fra Blindern med 10 og 15 års data viser at 10 år med data er i snaueste laget dersom en skal stole på dataene i en IVF-kurve. Ved bruk av 15 år med data er det fortsatt avvik på opp til 20 % på Blindern. Dette viser at en til nød kan benytte IVF-kurver med bare 15 års datagrunnlag. En bør i slike tilfeller styrke IVF-kurvene med regionale analyser der en benytter data fra målestasjoner som har gått i lengre tid.

En må kun benytte IVF-kurver der dataene er plukket ut ved hjelp av "det utvidede varighetsprinsipp". "Det innskrenkede varighetsprinsipp" som DNMI har benyttet frem til nå kan gi for lave nedbørmengder spesielt for lengre varigheter.

9.2 Innledning

I forbindelse med prosjektet "Revurdering av beregningskriterier for flomanalyser i avløpsnett" har en bestemt seg for å se på trender innen korttidsnedbøren de siste 30 årene. Noe av bakgrunnen for dette er de stadig mer aktuelle spådommene om klimaendringer som er kommet de siste årene. Dessuten har en utviklingen på IVF-kurven for Blindern i Oslo, denne gir stadig mer intense nedbørhendelser for samme varighet og frekvens etter hvert som tiden går og en har fått målt nye nedbørhendelser. Korttidsnedbørmålingene i Norge kom først skikkelig i gang rundt 1967-68. Det var da Kongsberg våpenfabrikk utviklet PLUMATIC nedbørmåleren som er en "tipping bucket" nedbørmåler. Denne nedbørmåleren gir en puls hver gang det har falt 0,2 mm nedbør. Før dette er det sparsomt med gode korttidsnedbørmålinger i Norge.

Det ble også stilt spørsmål til bruk av "det innskrenkede varighetsprinsipp", DNMI har benyttet dette prinsippet som grunnlag for å plukke ut nedbørhendelser, til grunnlag når IVF-kurvene skal beregnes.

9.3 Datagrunnlag

I forbindelse med flomprosjektet ” Revurdering av beregningskriterier for flomanalyser i avløpsnettet” har en valgt ut følgende korttidsnedbørmålere som referansestasjoner:

Blindern Oslo	94	m.o.h.
Gardermoen	202	m.o.h.
Brekkevatn Karmøy	19	m.o.h.

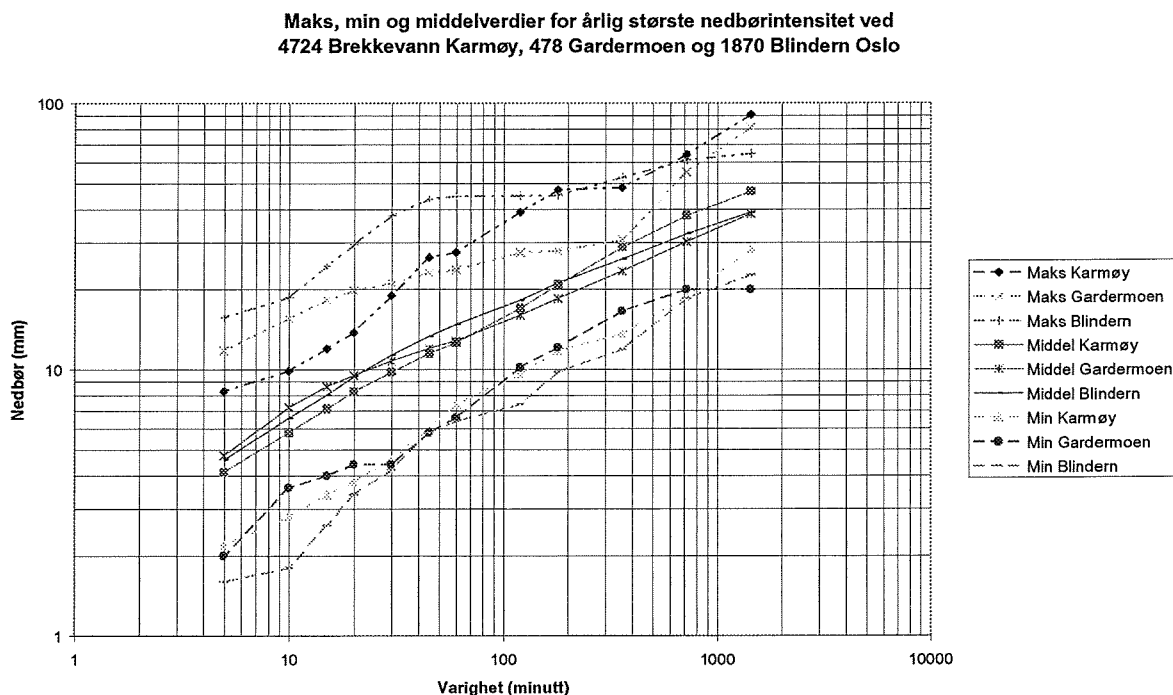
Alle disse stedene har korttidsnedbørmålere som har fungert om sommeren siden 1967-68 og frem til d.d. Det er en svakhet ved korttidsnedbørmålerne at de ikke har helårsdrift. Dette kommer seg av at de ikke er oppvarmet og derfor ikke kan måle nedbør falt som snø. Korttidsnedbørmålerne er derfor avstengt om vinteren. Dette kan medføre at en mister enkelte store nedbørhendelser som faller utenom målesesongen. Alle korttidsnedbørmålerne er av typen ”tipping-bucket”.

I vedlegg 4 er det vist hvilke perioder som er målt med de forskjellige nedbørmålerne. En bør generelt være skeptisk til om en har fått målt de kraftigste nedbørepisodene de årene en har hatt store målebrudd. En bør også være skeptisk til om de kraftigste nedbørintensitetene er målt de årene døgnnedbørmåleren ved korttidsnedbørmåleren viser større døgnnedbør enn for korttidsnedbørmålerens maks nedbørintensitet for 1440 minutts varighet.

En sammenligning av de valgte målestasjonenes midlere, maksimum og minimum årlig maksintensitet er vist i figur 43.

Denne sammenligningen viser at midlere årlig maks intensitet er ganske lik ved alle de tre stasjonene. En vil tro at et annet utvalg av stasjoner vil gi et større avvik mellom de målte intensitetene.

Figur 43. Maks., min. og middelveidier for årlig største nedbørintensitet

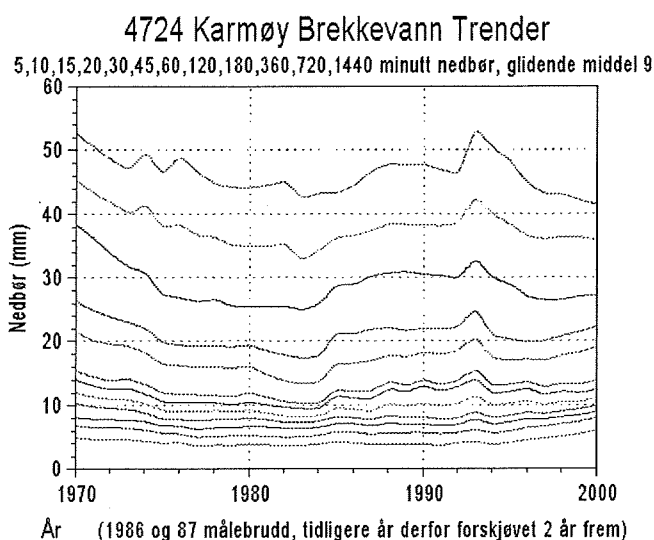


9.4 Trender

En har sett på nedbørtrender ved Brekkevann Karmøy, Gardermoen og Blindern Oslo ved hjelp av to metoder. Den ene er 9 års glidende middel. Den andre metoden er beregnet ved å tilpasse en trendlinje ved hjelp av minste kvadraters metode. For alle stasjonene har vi ca 30 år med data. 30 år er i minste laget for å kunne trekke for bastante konklusjoner om trender i nedbørintensitet. Men disse undersøkelsene kan si oss noe om usikkerheter når vi dimensjonerer VA-systemer ved hjelp av korte måleserier.

Denne undersøkelsen gir et bilde av trendene på Karmøy, Gardermoen og Oslo. Undersøkelsen har et for lite datagrunnlag for å kunne si noe om generelle trender i hele Norge.

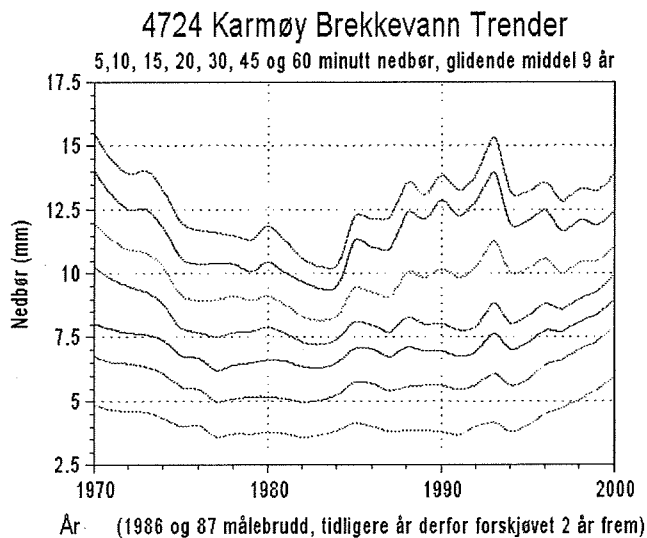
Figur 44. Karmøy Brekkevann trender i korttidsnedbør de siste 30 år. 9 års glidende middel



Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 1440 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at trenden svinger noe, men at det ikke er noen klar trend i endring av nedbørintensitetene de siste 30 år for varigheter mellom 120 - 1440 minutt.

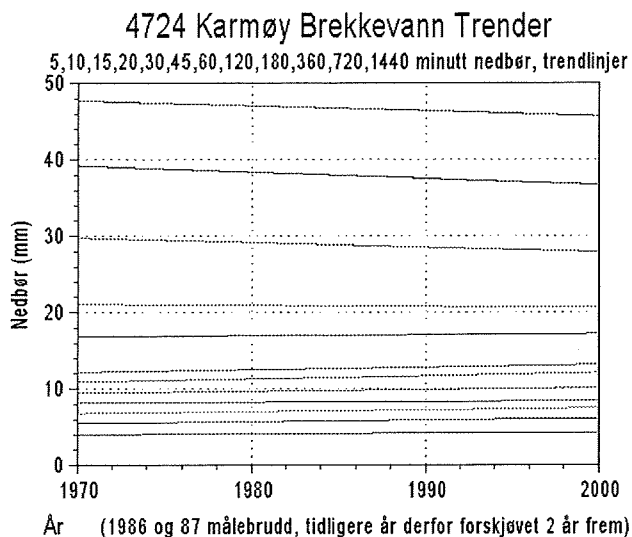
Figur 45. Karmøy Brekkevann trender i korttidsnedbør de siste 30 år. 9 års glidende middel



Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 60 minutts varighet

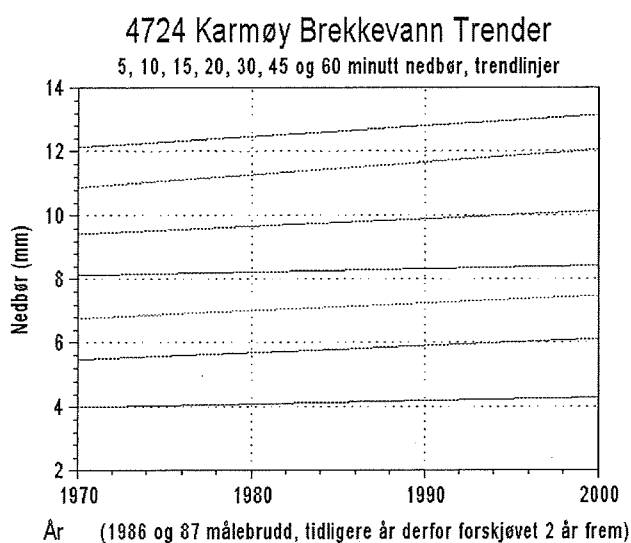
En kan se ut fra figuren at trenden de siste svinger noe, og at en hadde en periode på 80 tallet der nedbørintensiteten har vært noe lavere enn resten av perioden for varigheter mellom 5-60 minutt.

Figur 46. Karmøy Brekkevann trender i korttidsnedbør de siste 30 år. Trendlinjer



Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 1440 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at trenden de siste 30 år er en moderat senkning av nedbørintensiteten for varigheter mellom 180 - 1440 minutt. For 120 minutts varighet er trenden ganske konstant.

Figur 47. Karmøy Brekkevann trender i korttidsnedbør de siste 30 år. Trendlinjer

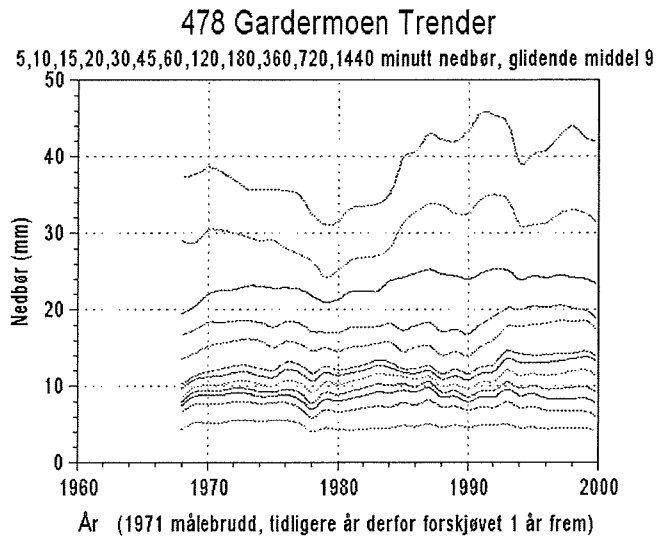
Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 60 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at trenden de siste 30 år er en moderat stigning i nedbørintensiteten for kortere varigheter.

9.4.1 Konklusjon Brekkevann Karmøy

Det er ingen klar trend for hvordan nedbørintensitetene varierer ved denne måleren. For lengre varigheter har intensiteten gått svakt ned mens den derimot for kortere varigheter har gått svakt opp. De glidende 9 års midlene viser også at intensiteten har gått opp og ned i innenfor måleperioden.

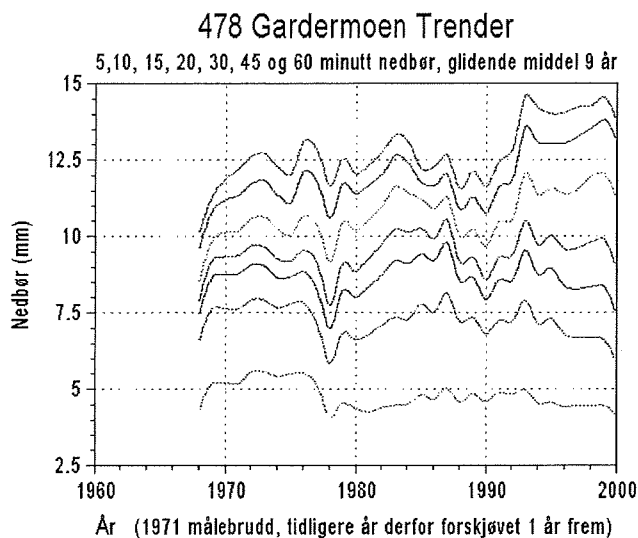
Figur 48. Gardermoen trender i korttidsnedbør de siste 30 år. 9 års glidende middel



Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 1440 minutts varighet

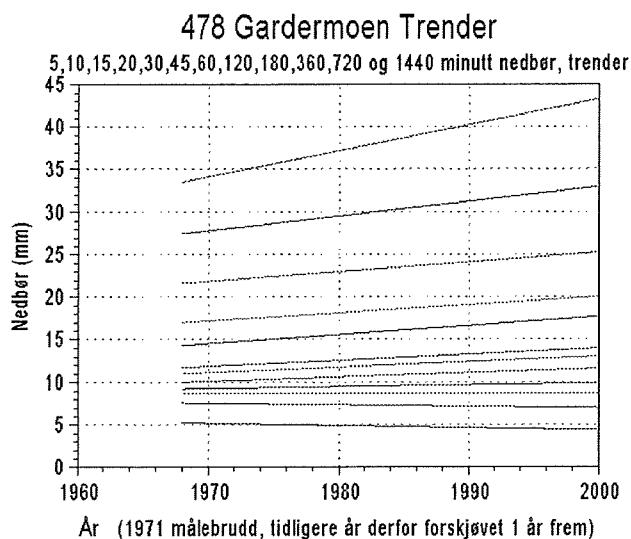
En kan se ut fra figuren at nedbørintensiteten har gått noe opp de siste årene. Men det er for varighetene 720 og 1440 nedbørintensiteten har gått kraftigst opp. Også 120 og 180 minutts varighetene har gått noe opp.

Figur 49. Gardermoen trender i korttidsnedbør de siste 30 år. 9 års glidende middel



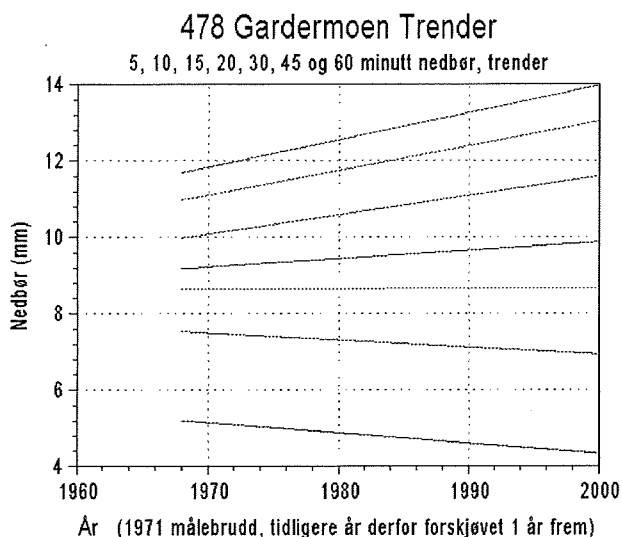
Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 60 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at nedbørintensiteten har gått noe opp på 90 tallet for varighetene 30-60 minutt. For kortere varigheter har intensiteten vært tilnærmet konstant og for de korteste varighetene har intensiteten gått svakt ned.

Figur 50. Gardermoen trender i korttidsnedbør de siste 30 år. Trendlinjer

Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 1440 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at trenden er at nedbørintensiteten har gått noe opp de siste årene. Det er for de lengste varighetene at nedbørintensiteten har gått kraftigst opp. For de korteste varighetene har nedbøren gått svakt ned.

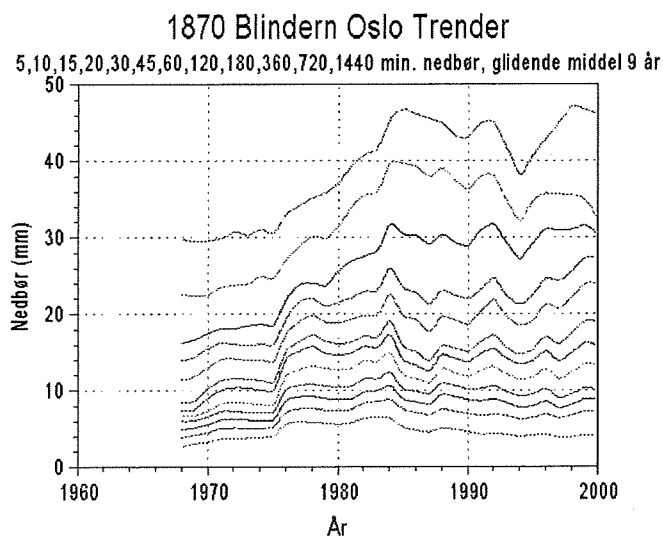
Figur 51. Gardermoen trender i korttidsnedbør de siste 30 år. Trendlinjer

Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 60 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at nedbørintensiteten har gått opp for varighetene 20-60 minutt. For kortere varigheter har intensiteten vært tilnærmet konstant eller gått svakt ned.

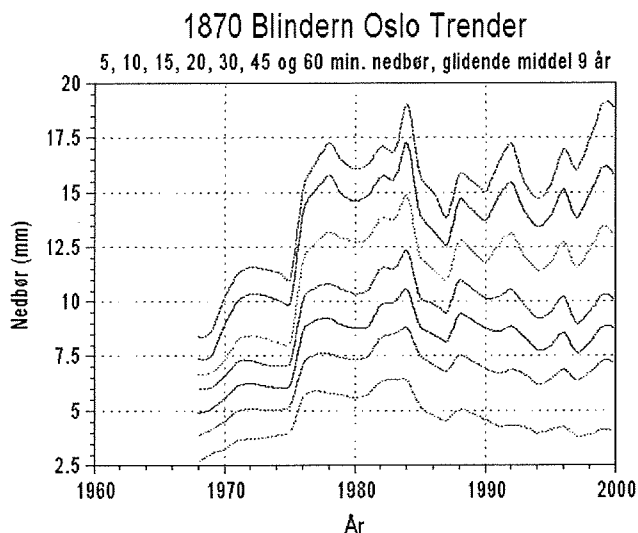
9.4.2 Konklusjon Gardermoen

Det er klar trend i måleperioden at for de lengre varighetene har intensiteten gått opp de siste årene, muligens opp mot 10-15 %. Derimot for de korteste varighetene har intensiteten gått svakt ned.

Figur 52. Blindern Oslo trender i korttidsnedbør de siste 30 år. 9 års glidende middel

Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 1440 minutts varighet

En kan se ut fra figuren at nedbørintensiteten har gått opp de siste årene. Det er størst økning for de lengste varighetene. Det er snakk om en økning i intensitet på ca 50 % for 1440 minutts varighet. En kan og se at den største økningen i intensitet har skjedd fra midten av 70 tallet og frem til midten av 80 tallet.

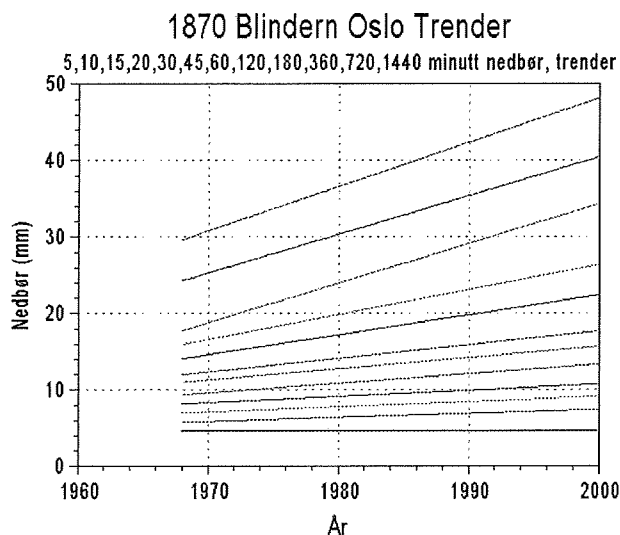
Figur 53. Blindern Oslo trender i korttidsnedbør de siste 30 år. 9 års glidende middel

Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 60 minutts varighet

En kan se ut fra figur 53 at nedbørintensiteten har vært lav på 70 tallet for deretter å ha øket i intensitet fra 80 tallet, deretter har nedbørintensiteten hatt noen mindre svingninger utover mot år 2000. Den høye intensiteten rundt 1980 skyldes at det kraftigste nedbørtilfellet som er målt for korte varigheter

på Blindern kom nettopp i 1980. En kan også her se at for de korteste varighetene er det en nedgang i nedbørintensiteten de siste årene.

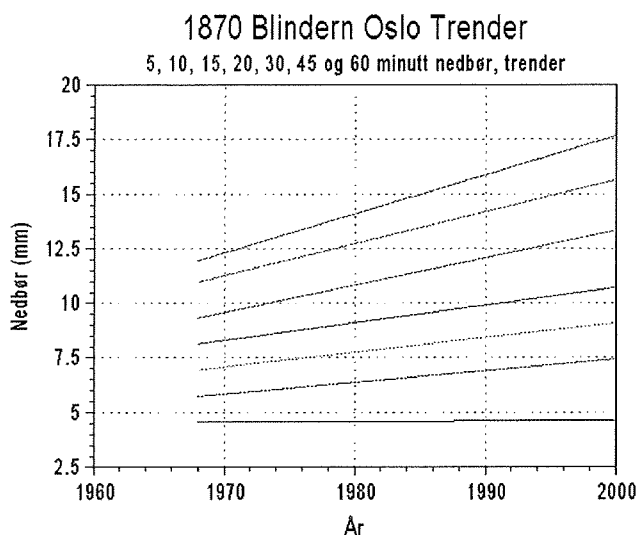
Figur 54. Blindern Oslo trender i korttidsnedbør de siste 30 år. Trendlinjer



Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 1440 minutts varighet

En kan se ut fra Figur 54 at trenden i nedbørintensiteten økt mye for de lengste varighetene. Men også for de kortere varighetene er det en betydelig økning i nedbørintensitet. Mye av den store økningen i nedbørintensitet skyldes lav nedbørintensitet på 70 tallet målt på Blindern.

Figur 55. Blindern Oslo trender i korttidsnedbør de siste 30 år. Trendlinjer



Nederste linje er 5 minutts varighet øverste linje er 60 minutts varighet

En kan se ut fra figur 55 at trenden nedbørintensiteten har gått opp de siste årene. Det er bare 5 minutts varigheten som ikke har hatt en betydelig økning.

9.4.3 Konklusjon Blindern Oslo

Det er klar trend i måleperioden for de fleste varighetene at intensiteten har gått opp siden 70 tallet, muligens opp mot 50 %. Det er bare for 5 minutters varighet at nedbørintensiteten har vært noenlunde konstant.

9.4.4 Konklusjon trender i nedbørintensitet på Brekkevann Karmøy, Gardermoen og Blindern Oslo

En kan se ut fra trendanalysene og de 9 års glidende midlene at det har vært en økning i nedbørintensitet på Gardermoen og Blindern i måleperioden. Bortsett fra de aller korteste varighetene som har holdt seg noenlunde konstant eller gått svakt ned. Den største økningen har vært på Blindern. På 70 tallet ble det målt betydelig lavere nedbørintensiteter på Blindern enn på Gardermoen. Dette kan forklare de største forskjellene mellom Gardermoen og Blindern. På Brekkevann Karmøy har en gjennom hele måleperioden hatt en noenlunde jevn nedbørintensitet.

Andre analyser av langtidstrender i nedbørintensitet i Oslo området (døgnoppløsning) har vist at en på 70 tallet hadde en svært stabil periode uten de store nedbørintensitetene. Før målestarten for korttidsnedbørmålerne kan en derfor anta at en har hatt større nedbørintensiteter enn det som er målt på 70 tallet.

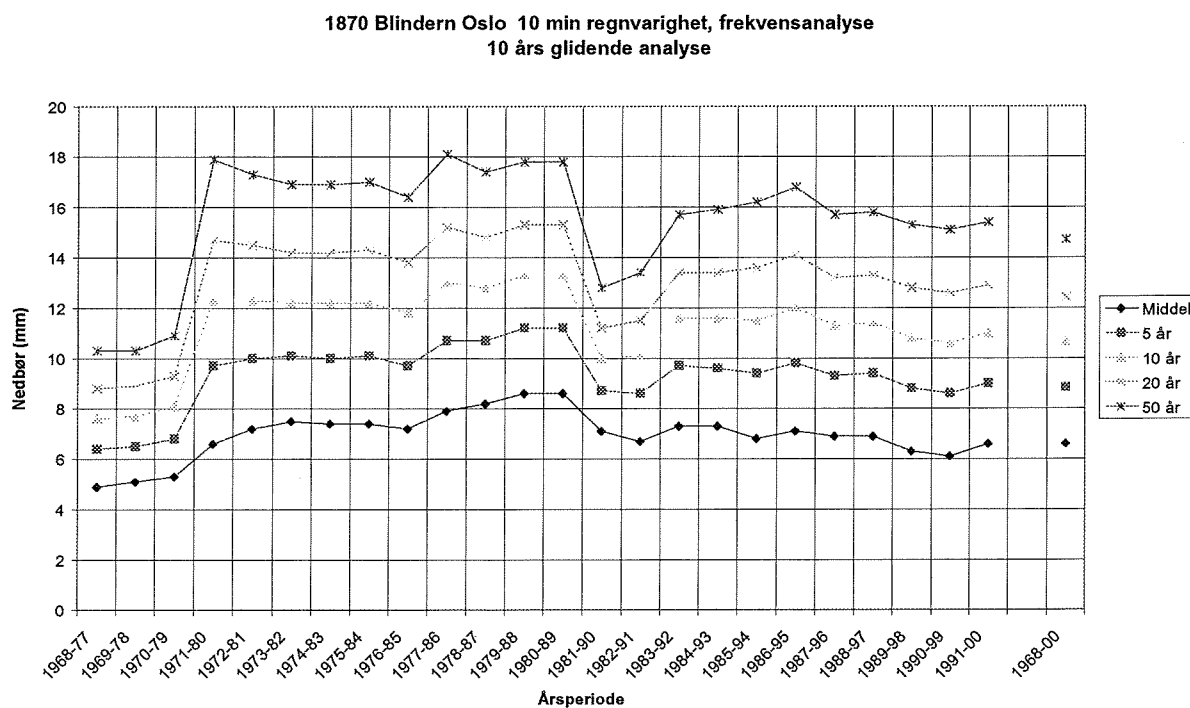
Bare 30 år med data er i minste laget når en skal trekke håndfaste konklusjoner ut av en trendanalyse. Men det denne analysen viser er at det er farlig å benytte IVF-kurver som i hovedsak baserer seg på data målt på 70 tallet. Den viser også at det er viktig å stadig oppdatere gjeldende IVF-kurver med nye data.

9.5 Frekvensanalyse

I denne analysen ønsker en å se på hvordan en kort måleperiode med korttidsnedbør kan slå ut på de beregnede nedbørintensitetene. Den vil antyde noe om hvilke unøyaktigheter en kan har ved bruk av IVF-kurver med et begrenset datagrunnlag.

Analysen vist i Figur 56 er gjennomført ved at en tar 10 minutts regnet på Blindern og utfører en frekvensanalyse på 10 år med data. Den første er gjennomført på dataene i perioden 1968-77, den andre er utført for årene 1969-78 osv. Til slutt er det utført en frekvensanalyse for alle årene i måleperioden. En har benyttet "Gumbel" fordeling for å beregne frekvensene.

Figur 56. 1870 Blindern Oslo 10 min regnvarighet, frekvensanalyse. 10 års glidende analyse

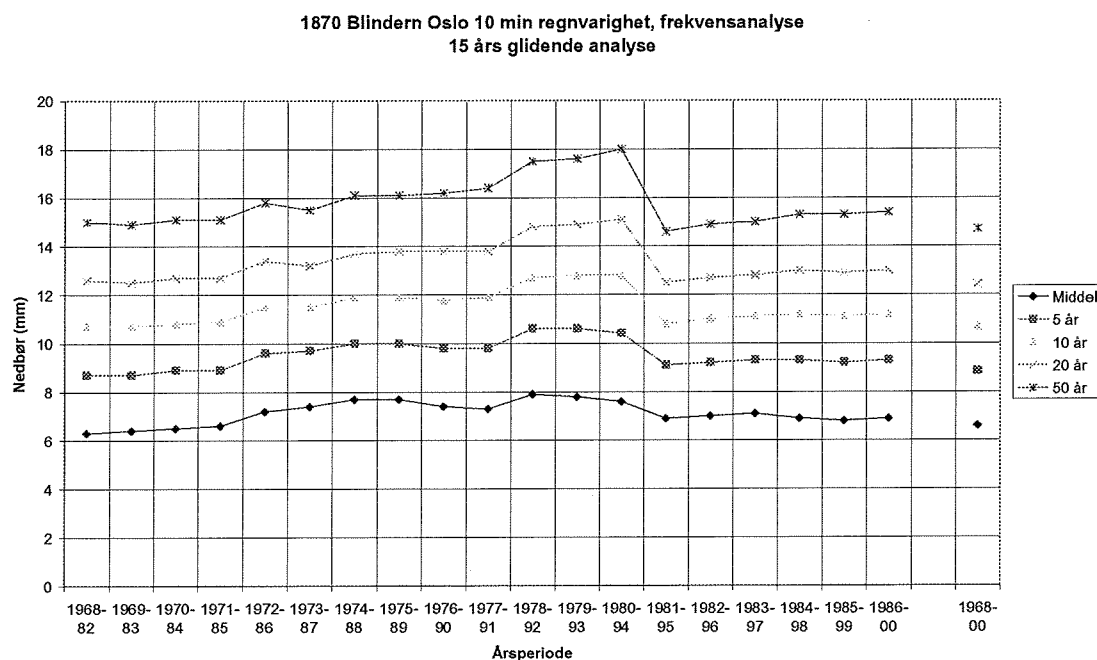


Analysen med 10 års glidende perioder viser at det er ca 75 % i forskjell mellom maks og min 10 min regnintensitets frekvens i måleperioden 1968-00.

Her er forholdet mellom de beregnede frekvensene "maks 10 årsperiode" og hele perioden "1968-00" ca 1,25:1. Og forholdet mellom "1969-00" og min "10 års periode" 1:1,4. Dette viser at det er den "stabile" perioden 1968-79 som er mest "ekstrem" i forhold til hele måleperioden. Dersom en hadde hatt data fra før 1968 ville en trolig sett at perioden 1968-79 dannet et minimum på kurven. Denne analysen viser også at det er store usikkerheter når en benytter IVF-kurver som bare har 10 års datagrunnlag. Regnepisoden 17/6-80 er en "slenger" og drar frekvenskurvene godt opp når en har et begrenset antall år med data.

Denne analysen er gjennomført ved at en tar 10 minutts regnet på Blindern og utfører en frekvensanalyse på 15 år med data. Dette er gjennomført på samme måte som for den 10 års glidende analysen.

Figur 57. Blindern Oslo 10 min regnvarighet, frekvensanalyse. 15 års glidende analyse



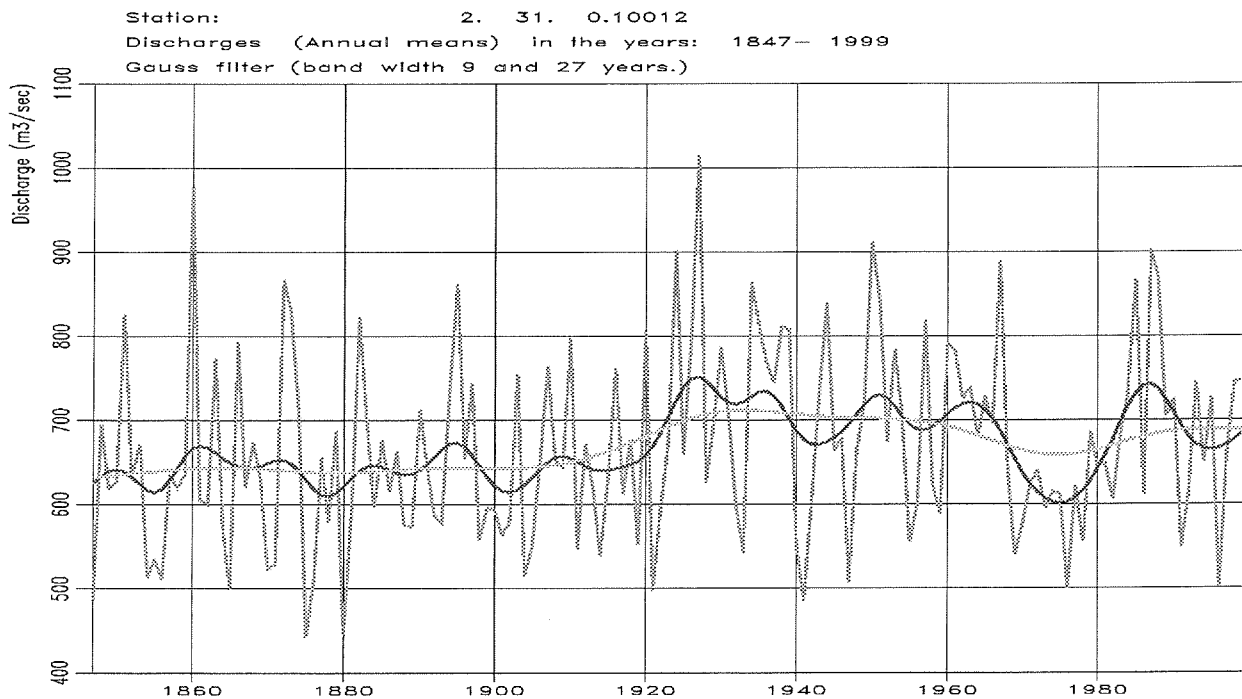
Analysen med 15 års glidende perioder viser at det er ca 20-25 % i forskjell mellom maks og min 10 min regnintensitets frekvens i måleperioden 1968-00.

Frekvensene beregnet for hele perioden ligger ca 20 % under maks beregnet 15 års periode, og bare noen få prosent over laveste 15 års periode. Regnepisoden 17/6-80 er en "slenger" og drar frekvenskurvene godt opp når en har et begrenset antall år med data.

Her kan en se at den tørre perioden 1968-79 ikke blir like dominerende for resultatet. Og det er mye sikrere resultater som kan presenteres når en har 15 år med data. Men allikevel avvik fra beregnet frekvens for perioden 1968-00 til maks 15 års periode på opp til 20 % er betydelig.

For å kunne belyse langtidstrendene bedre kan en vise en trendanalyse som er utarbeidet for årsmiddelvannføringen i Sarpsfossen i Glomma. Denne viser helt tydelig at vi har hatt en ekstremt tørr periode på 70 tallet. Samt at vi har hatt en ganske våt periode på 30 tallet. Det kan være regionale forskjeller fra landsdel til landsdel, slik at figur 58 må ikke taes for å representere trendene i hele Norge.

Figur 58. Glomma ved Sarpsfossen Årsmiddelvannføring og trender



(Etter Lars A Roald)

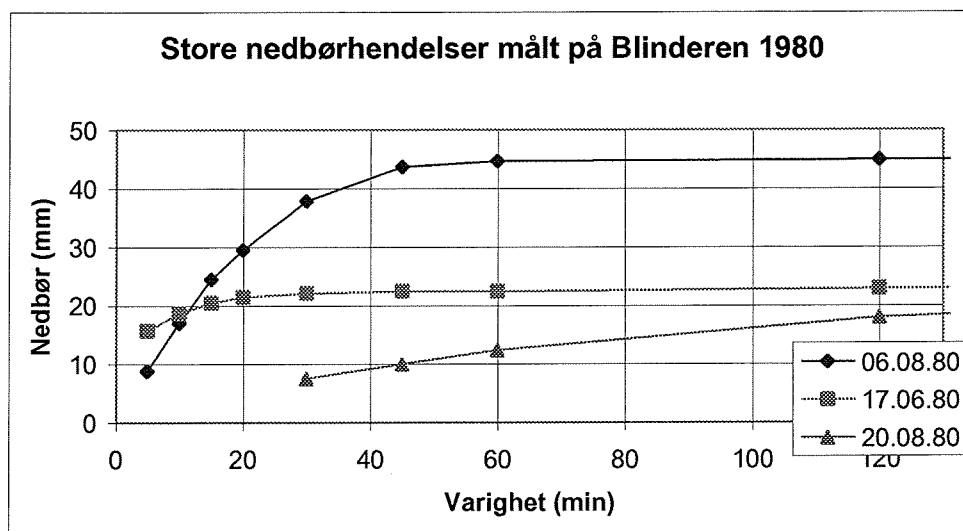
9.6 Utplukkingsgrunnlag for konstruksjon av IVF-kurver

DNMI har inntil nå benyttet noe de kaller for et "det innskrenkede varighetsprinsipp". Dette innebærer at dersom nedbøren stopper vil ikke dette nedbørtilfellet bli inkludert i datagrunnlaget for lengre varigheter en den definerte varigheten for det aktuelle nedbørtilfellet. Dersom det har vært en pause i nedbør lenger enn en definert tid vil dette nedbørtilfellet behandles som to uavhengige tilfeller. En kan for eksempel se på de tre største målte nedbørtilfellene i 1980 17/6-, 6/8- og 20/8-80. Tilfellet 17/6-80 er det kraftigste kottidsnedbøren som er målt på Blindern.

Tabell 13. Store nedbørhendelser målt på Blindern 1980

Varighet (min)	Målt nedbør 06.08.80	Målt nedbør 17.06.80	Målt nedbør 20.08.80
5	8,8	15,7	
10	17,0	18,7	
15	24,5	20,5	
20	29,5	21,5	
30	37,9	22,1	7,6
45	43,7	22,5	10,0
60	44,7	22,5	12,4
120	44,9	22,9	18,0
180	45,1	22,9	20,4
360	45,1	24,3	22,0

Figur 59. Store nedbørhendelser målt på Blindern 1980

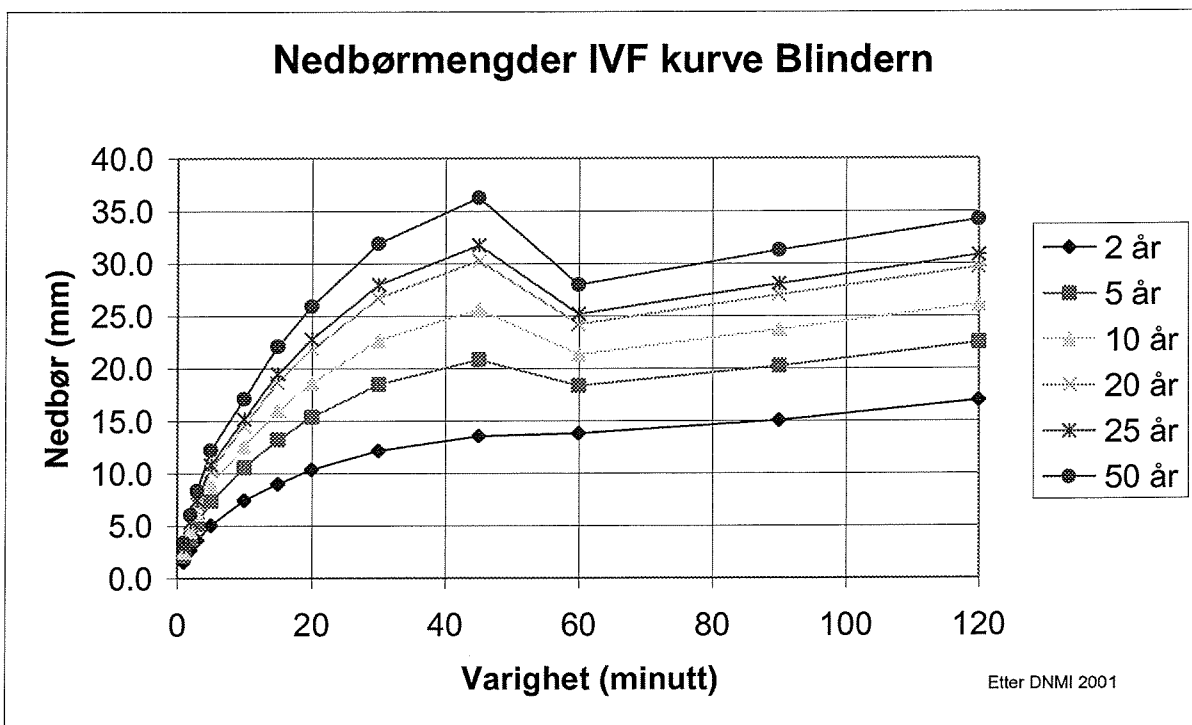


En kan ut fra figur 59 og tabell 13 se at for varigheter på 5 og 10 minutter er hendelsen 17/6-80 den største. for varigheter fra og med 15 minutt er hendelsen 6/8-80 målt til å være den største. En har benyttet det utvidede varighetsprinsipp for å finne dataene i fra figur 59 og tabell 13. DNMI's IVF-kurve utarbeidet for perioden 1968-2001 viser et dropp i nedbørintensiteter fra 45 til 60 min (se Figur 60. DNMI's IVF-kurve utarbeidet for perioden 1968-2001

. Mye av dette kommer trolig av behandlingen av nedbørtilfellene i 1980. Ut fra kriteriene DNMI har satt opp er det trolig et opphold i nedbør mellom 45 og 60 minutt som er stort nok til at nedbørhendelsen 6/8-80 blir behandlet som to uavhengige hendelser for varigheter fra og med 60 minutt. I henhold til kriteriene for bruk av "det innskrenkede varighetsprinsipp skal et nedbørtilfelle

som bare varer 45 minutt ikke benyttes for lengre varigheter. Nedbørtilfellet 6/8-80 forkastes derfor fra datagrunnlaget for beregning av intensiteter fra og med 60 minutt. En kan også se at ved hendelsen 17/6-80 er det ikke målt ytterligere nedbør mellom 45 og 60 minutt. DNMI har derfor trolig benyttet nedbørtilfellet 20/8-80 ved 60 minutt varighet som grunnlag for konstruksjon av IVF-kurven. En har derfor trolig brukt 12,4 mm istedenfor 44,7 mm ved beregning av intensiteter ved 60 min varighet for året 1980.

Det er usannsynlig at en ikke har avrenning fra nedbørtilfellene 6/8- og 17/6-80 fra nedbørfelt med 60 min konsentrasjonstid. Det vil derfor være galt å utelukke disse to nedbørhendelsene fra datagrunnlaget ved konstruksjon av IVF-kurver for varigheter over 45 minutt. Konklusjonen er at en må dimensjonere VA-systemer etter data som er tatt ut ved hjelp av det "utvidede varighetsprinsipp". Bruken av "det innskrenkede varighetsprinsipp" medfører at en vil oppleve en overhyppighet av ekstremflommer. Det vil si at det beregnede gjennaksintervallet på det aktuelle nedbørtilfelle blir beregnet med en sjeldnere frekvens en det som er reelt.



Figur 60. DNMI's IVF-kurve utarbeidet for perioden 1968-2001

9.7 Konklusjon

Gardermoen og Blindern har hatt en svært tørr periode på 70 tallet. Dette har medført at de første IVF-kurvene fra disse to stasjonene har hatt en mindre intensitet enn det som er "normalen". Det er derfor viktig at en i disse områdene benytter IVF-kurver med de nyeste oppdaterte dataene. For Brekkevann på Karmøy har nedbørintensitetene holdt seg mer stabilt gjennom hele måleperioden.

Frekvensanalysene fra Blindern med 10 og 15 års data viser at 10 år med data er i snaueste laget dersom en skal stole på dataene i en IVF-kurve. Ved bruk av 15 år med data er det fortsatt avvik på opp til 20 % på Blindern. Dette viser at en til nød kan benytte IVF-kurver med bare 15 års datagrunnlag. En bør i slike tilfeller styrke IVF-kurvene med regionale analyser der en benytter data fra målestasjoner som har gått i lengre tid.

En må kun benytte IVF-kurver der dataene er plukket ut ved hjelp av "det utvidede varighetsprinsipp". "Det innskrenkede varighetsprinsipp" som DNMI har benyttet frem til nå kan gi for lave nedbørmengder spesielt for lengre varigheter.

Referanser

- Adamsson, J., Ljunggren, O., Persson, B., Bergström, T. and Saltveit, N. 1984. "Analysis and optimal design of combined sewer systems". Proceedings of the Int. conf. on Urban Storm Drainage. June 4-8, 1984 Göteborg.
- Adamsson, J., Ljunggren, O., Persson, B., Bergström, T. and Saltveit, N. 1983. "Kontrollberäkning och dimensionering av kombinerade avloppssystem" Rapport från 3-stadsgruppen 1983-10-05.
- Arnell, V., Harremoes, P., Jensen, M., Johansen, N. B. and Niemczynowicz. 1983. "Review of rainfall data application for design and analysis". Specialised seminar IAWPRC. 24-26 aug. 1983. Copenhagen.
- Arnbjerg-Nielsen, K. et al. 1998. "Findes der en dimensjoneringspraksis for afløbssystemer? Stads- og havneingeniøren nr. 9 1998. København.
- Bøyum, Å. og Thorolfsson, S. T., 2000. "VA-teknikk. Del 2". Tapir forlag. Trondheim.
- Brombach, H. August 2000. Personlig meddelelse. Oslo.
- DHI. 2000. MOUSE Reference Manual. Pipe flow. Copenhagen.
- DNMI nedbørdata
- DNMI IVF-kurve Blindern 1968-2001
- Einfalt, T; Arnbjerg-Nielsen, K.; Fankhauser, R.; Rauch, W.; Schilling, W.; Nguyen, V.T.V.; Despotovic, J., "Use of historical rainfall series for hydrological modelling - workshop summary", Water Science and Technology, ISSN 0273-1223, Vol. 37, No. 11, pp 1-6, July 1998.
- Grøner 1992. "Overvannshåndtering. Dimensjonering og ansvar". Rapport for Norges Forsikringsforbund. Bærum.
- Lindholm, O. 1972. "PRA 4.6 Systemanalyse av avløpsanlegg Fremdriftsrapport nr.1". 4. januar 1972. NIVA, Oslo.
- Lindholm, O. 1978. "Konstruksjon og bruk av nedbørhyetogrammer". VANN nr. 2 1978. Oslo.
- Lindvall G. 1993. Energiförluster i ledningsbrunnar. Meddelande nr. 94. CTH. Göteborg.

- Kjellson, L. 1984. "Decision Model for Problems in Connection with Cellar Flooding". Proceedings of the Int. conf. on Urban Storm Drainage. June 4-8, 1984 Göteborg.
- Kommunenes Sentralforbund. 1983. "Vann og avløpsnorm". Oslo.
- Markhus, E., Trender innen korttidsnedbør 1967-2001, Notat Norconsult, 2003
- Norsk standard NS-EN 752-2: 1997 Utvendig stikklednings- og hovedledningssystemer. Del 2: Ytelseskrav. Oslo.
- Schilling, W., "Analyse av oversvømmelseshyppighet i avløpssystem", 1998. VAR-Forskningsdagene '98, NTNU 8.-9. juni, ed. S.T.Thorolfsson, pp. 45-54, ISBN 82-519-1347-0, Trondheim.
- Schmitt, T. 2001. "Evaluating sewer hydraulic performance" Water 21 Feb. 2001.
- Sifalda, V. 1973. "Entwicklung eines Berechnungsregen für die Bemessung von kanalnetzen". GWF - Wasser/Abwasser 114, 435-440.
- Statens forurensningstilsyn (SFT) 1979. "Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger" TA-550. Oslo.
- VAVs Remiss av juni 1998 for "Dimensjonering och analys av almänna avloppsledningar", Stockholm
- Zhu, H., Tveit, O.A., Heuberger, J.; Wirth, H. and Schilling, W. 1996. "Derivation of Design Storm by Long-Term Simulation in a Large Sewer System, Proc. 7th Int. Conf. Urban Storm Drainage, 9-13 Sept., Hannover, Germany, ISBN 3-00-000860-8, 13 - 18, 1996.
- Zhu, H., Tveit, O.A., Wirth, D.S. and Schilling, W. 1996. "Regional Rainfall Statistics Based on Short Records from Multiple Stations", Proc. 7th Int. Conf. Urban Storm Drainage, 9-13 Sept., Hannover, Germany, ISBN 3-00-000860-8, 127 - 132.
- Øren, K. 1978. "Dimensjonering av avløpsnett. Jamføring av utrekning manuelt og med EDB". NIVA-rapport C4-20. Oslo.

Referanser vedrørende statistiske metoder

- Bhattacharyya, G.K., Johnson, R.A., Statistical Concepts and Methods, John Wiley & Sons, 1977
- Chowdhury, J.U, Stedinger, J.R., Li-Hsiung Lu, Goodness-of-fit Tests for Regional Generalised Extreme Value Flood Distributions, Water Resources Research, vol.27, no.7, 1765-1776, July 1991
- Cunnane, C., Methods and merits of regional flood frequency analysis, J.Hydrol., 100, 269-290, 1988.

- Davison, A.C., Hinkley, D.V., *Boothstrap Methods and Their Applicaton*, Cambridge University Press, 1997
- Efron, B., Tibshirani, R.J., *An Introduction to the Bootstrap*, Chapman & Hall, 1993
- Embrechts, P., Klüppelberg, C., Mikosch T., *Modelling Extremal Events for Insurance and Finance*, Springer, 1999
- Førland, E., Roald, L.A., Tveito, O.E., Hanssen-Bauer, I., *Past and future variation in climate and runoff in Norway*, DNMI report 19/00, Norway, 2000
- Hosking, J.R., Wallis, J.R., *Regional frequency analysis: An approach based on L-moments*, Cambridge University Press, Cambridge UK, 1997
- Lang, M., Ouarda, T.B.M.J., Bobeée, B., *Towards operational guidelines for over-threshold modeling*, J. Hydrol., 225, 103-117, 1999
- Madsen, H., Rosbjerg, D., *The partion duration series method in regional index-flood Modeling*, Water Resources Research, 33(4), 737-746, 1997
- Maidment, D.R. (Editor), *Handbook Of Hydrology*, McGraw-Hill Ins., 1993
- Natural Environmental Research Council, *Flood Studies Report, vol.1, Hydrological Studies*, London, 1975
- Petersen-Øverleir, A. *Frekvensanalyse av tørke i Danmark, Hovedoppgave i Hydrologi*, Institutt for geofysikk, UIO, 2000.
- Smith, R.L., *Extreme value theory*, In: Ledermann, W. (Chief Ed.) *Handbook of applied Mathematics, Supplement*, pp. 437-472. Wiley, Chichester. 1990
- Smith, R.L., Shively, T.S., *Point process approach to modeling trends in tropospheric ozone based on exceedances of a high threshold*, Atmospheric environment, vol. 29, No.23, 3489-3499, 1995
- Tallaksen, L.M., Hisdal, H., *Method for Regional classification of Streamflow Droughts Series: The EOF method & L-moments*, Technical Note to the ARIDE project, WP 2.3-No1, 1999
- Roald, Lars Andreas. *Analyse av lange flomserier*, Hydra 1999, NVE.

Vedlegg 1

Spørreskjema for prosjektet ”Revurdering av dimensjoneringskriterier for avløpssystemer”

Oversvømmelser

<p>Forekommer oversvømmelser (bla. kjelleroversvømmelser) i det kommunale avløpssystem?</p>	<p>-Ja -Ja -Ja -Nei -Ja -Ja, et begrenset område ved springflo og nedbør -Ja -Ja -Ja, ved ekstrem nedbør og visse hus -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja (Stavanger)</p>
<p>Hvor ofte forekommer det oversvømmelser?</p>	<p>-4 til 5 ggr/år avhengig av værforhold -Noen ggr. pr. -ca. 100 (i år 2000) -Hvert 10. år -Ca. 2-3 tilfeller hvert år -Avhengig av nedbørmengde -Ca. 6 pr. år -Ca. 2 pr. år -2-4 ganger de siste årene -2-3 situasjoner pr. år -Sjelden, men varierer -Ved unormale nedbørmengder -Ja til dels mye i perioder</p>
<p>Har kommunen fått regresskrav fra forsikringsselskaper?</p>	<p>-Ja -Ja -Ja -Rettsaker er under oppseiling -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja</p>

	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Ja -Ja -Ja -Nei -Ja 15-30 mill. kr
Har kommunen måttet betale ut regress? (beløp)	<ul style="list-style-type: none"> -Ja kr 146 691 i år 2000 -Ja når skaden skyldes tilstopping -Ja -Ca. 0,5 mill kr hvert år pga. tekniske feil ved nettet -Nei -Ja (1999 730 000 kr og i 2000 231 000 kr) -Kun egenandel på egen forsikring -Nei -Ja -Ja, mindre enn 100 000 kr -Ja, fra 15 000 til 100 000 kr -1996: 500 000 kr og i 2000: 200 000 kr -Nei, men det kom til forlik på 2 mill. kr
Har kommunen selv måttet betale ut erstatninger?	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Det har hendt -Ja -Alt går gjennom forsikringsselskap -Nei -Ja -Kun egenandel -Ja -Ja, dersom skadeomfanget er mindre enn egenandelen på 50 000 kr. -Ja, egenandel på 50 000 kr -Ja, egenandel -Ja, kun egenandel -Ja -Indirekte kostnader for tiltak, utleie pumper,mm -Noe erstatning er utbetalt

Kriterier/metoder

Dimensjoneringskriterier for avløpssystemer

Hvilke dimensjoneringskriterier benyttes?

Kommunaltekniske normer (egne normer).	<ul style="list-style-type: none"> -VA-ansvarlig bestemmer gjentakintervallet -Kommunens VA-norm -Ja -KS vann- og avløpsnorm -Ja -Nei
--	---

	<ul style="list-style-type: none"> -Egne normer -Ja -Egne normer -Egen VA-norm
<p>Statens forurensningstilsyn, Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger TA-550, 1979.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Ja -Brukt tidligere -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja, som supplement -Ja som supplement -Ja (Lillehammer) -Ja (Moss)
<p>Kommunenes Sentralforbund, Vann og avløpsnorm, Kommunalteknisk norm, 1983.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Brukes en del i dag -KS vann- og avløpsnorm -Ja -Ja -Ja -Nei -Nei -Ja -Ja, som supplement -Ja som supplement -Ja (Lillehammer)
<p>Norske Standarder NS-EN 752-2:1997, Utvendige stikk lednings- og hovedledningssystemer. Del 2: Ytelseskrav. NS-EN 752-4:1998, Utvendige stikklednings- og hovedledningssystemer. Del 4: Hydraulisk dimensjonering og miljøhensyn.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Er vedtatt benyttet for nye anlegg -Ikke ennå. -Ikke tatt i bruk
<p>Andre normer/veiledninger.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Normalreglementet for sanitæranlegg -TA 574 -Blir nok brukt noe erfaringer -Normalreglementet fra KS -Normalreglementet fra KS NORVAR. VA-miljøblad

Beregningsmetoder for avløpssystemer

<p>Hva slags beregningsmetode(r) benyttes? Manuelle metoder (den rasjonelle metode, summasjonskurvemetoden, tid/areal metoden, TRRL-metoden, enhetshydrogrammetoden). Edb-modeller (NIVANETT, SWMM, MOUSE, andre).</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Manuelle metoder -Manuelle metoder + MOUSE -Manuelle + NIVANETT og MOUSE -Manuell, men MOUSE for store felt -Manuelle metoder -Manuelle metoder, NIVANETT og MOUSE -Manuelle metoder -Manuelle metoder + MOUSE -Manuelle metoder og NIVANETT -Manuelle metoder -Manuelle og alle tre modellene for EDB -Manuelle, MOUSE har vært benyttet av konsulent -Manuelle metoder for mindre felt. -MOUSE og manuelle metoder
<p>Varierer valget av metode med situasjonen (type område)?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Ja -Hovedsystemet beregnes med MOUSE -Ja -Ja -Ja -Nei -MOUSE i hovedsystemet, manuelle ellers -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja
<p>Kalibreres modellen (felt og ledningsnett)? Hvordan gjøres evt. dette?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja, men i varierende grad -I liten grad -Delvis. Ved målinger i avløpsledningen -Ja, kontrollmålinger er foretatt i nettet -Nei -MOUSE-modellen er kalibrert -Nei -Nei -Nei -Ja MOUSE

Når og for hvilke områder gjøres det beregninger?

<p>Gjennomføres det beregninger ved dimensjonering av nye avløpssystemer i nye felt (kun beregninger i feltet).</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Kun for større felt -Avhengig av feltets størrelse. Ov.l. beregnes/vurd. -Ja
---	--

	<p>-Ja -Ja -Ja, det kontrolleres at utbygger dimensjonerer OK -Ja -Ja -Ved større prosjekter -Ja -Ja -Ja -Bare når man vet det er problemer</p>
<p>Gjennomføres det beregninger i hele det berørte ledningsnettet (eksisterende og nytt) ved tilknytning av nye nedbørsfelt/ledninger.</p>	<p>-Ja, noen ganger dersom kapasitetsproblemer -Hvis det vurderes som nødvendig -Vurdering gjøres. Beregning hvis nødvendig -Ja, men bare hvis det antas at eksisterende ledningsnett kan få kapasitetsproblemer. -Ja -Ja, hvis kritisk -Nei -Ja, stort sett -Ja -Ja -Ja, i enkelte tilfeller -Nei, bare delvis i visse tilfeller -Ja -Ja, hvis nødvendig -For noen viktige tilknytninger</p>
<p>Gjennomføres det beregninger i eksisterende ledningsnett ved endringer i dette nettets nedbørsfelt som medfører nye avrenningsforhold (f.eks. ved fortetting/utbygging i urbane strøk)?</p>	<p>-Ja -Gjøres ved planlegging av tiltak på eks. nett -Vurderes. Beregninger hvis nødv. -Ja, ved større endringer -Ja -Noen ganger -Nei -Nei -Ved større utbygginger (Ikke bare fortettinger) -Nei -Nei -Nei -Ja -Ikke alltid -For noen tilfeller</p>

Evt. utfyllende informasjon:

Ved utbygging stilles det krav til utbygger at han beregner/vurderer.

Nedbør

Situasjoner som gir oversvømmelse

<p>Hvilken situasjon(er) gir oversvømmelse? <i>Sommersituasjon:</i> Korttidsnedbør på tette flater. <i>Høstsituasjon:</i> Langvarig regn med lokalt større intensiteter mot slutten av regnet. <i>Vintersituasjon:</i> Langvarig regn og snøsmelting.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Har hatt alle typene (Østlandet) -Sommerregn, men høstsituasjon forekommer også(Østlandet). -Mye nedbør i kombinasjon med høy elvevannstand, særlig om høsten, samt ved store nedbørmengder(Østlandet). -Alle situasjoner. Nedbør og høyvann i sjøen skaper de fleste problemene(Østlandet). -Høstsituasjon og vintersituasjon (Vestlandet) -Sommersituasjonen (Østlandet) -Sommersituasjonen og høstsituasjonen (Østlandet) -Alle ekstreme situasjoner (Østlandet) -Høstregn og mett jord + vinter (Østlandet) -Høstsituasjon (Østlandet) -Høstsituasjonen (Østlandet) -Høstsituasjonen (Østlandet) -Sommersituasjon (Østlandet) -Sommer og høst (Østlandet) -Høstsituasjonen (Østlandet)
<p>Kan det angis noen prosentvis fordeling på situasjonene (både med hensyn på antall flommer og økonomiske følger av flommene)?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -50 % kapasitetsproblemer på nettet og 20 % vann fra overflaten inn i byggene (Østlandet). -Har ikke statistikk (Østlandet) -67 % høst og 33 % vinter (Vestlandet) -1999 100% sommer, men i 2000 60/40 sommer/høst (Østlandet) -Høst 90 % og vinter 10 % (Østlandet) -Høst 60 %, sommer 20 % og vinter 20 %(Østlandet) -Nei -98 % sommersituasjon og 2 % vintersituasjon med snøsmelting (Østlandet) -30 % sommer og 70 % høst (Østlandet) -Tja (Østlandet)

Regn

<p>Hva slags "modellregn" eller regnsituasjon benyttes?</p>	
<p>Ett eller flere kasseregner (velger man da en regnvarighet lik konsentrasjonstiden til det aktuelle punktet man dimensjonerer/analyserer for?)</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja -Ett 10 minutters kasseregner -Kasseregner -Ja -Ja, 5 års IVF-kurve -Ja, som oftest (10 min og lengre samt konsentras. tid)

	<ul style="list-style-type: none"> -10 års IVF kurve -Kasseregn med varighet lik konsentrasjonstiden -Ja, kasseregn -Ja -Ja, regnvarighet = konsentrasjonstiden -Brukt regnserier for å lage 2, 5 og 10-årsregn.
<p>Omdanning av IVF-kurven til et typeregn (konstruerte hyetogrammer). Evt. hvilken type benyttes? <i>Symmetrisk typeregn</i> (karakteriseres ved at intensitetstoppen ligger i midten av regnbygen, vanligst i Norge), <i>Skjevt regn</i> (karakteriseres ved at intensitetstoppen <i>ikke</i> ligger i midten av regnbygen), <i>Sifnellregn</i> ("tradisjonelt kasseregn med et for- og etterregn"). Hvilken intensitets-varighets-frekvens-kurve (IVF-kurve) benyttes ved konstruksjon av typeregn (registreringsperiode og område) og hvor er denne hentet fra?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Symmetrisk typeregn. 10 års IVF-Blindern/Arendal -Symmetrisk typeregn -Symmetrisk typeregn -Symmetrisk regn -Nedbørintensitet i hht. målinger
<p>Et historisk regn av en spesiell betydning (målt regn).</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Har vært forsøkt i NIVANETT -3 tilfeller -Nei -Ja -Ja (tre ulike regnhendelser)
<p>Gjennomkjøring av en lengre regnserie over for eksempel et år (tidsseriemetoden/kontinuerlige nedbørserier).</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Er også blitt gjort -Ja også benyttet i NIVANETT -Nei -Nei -Nei -Ja

Gjentaksintervall

Hvilket gjentaksintervall (år mellom dimensjonerende regnskyll) for nedbør velges i hvilke type områder (karakterisering av nedbørfelt)?	<ul style="list-style-type: none"> -10 år konsekvent. -10 år (10 minutters regn) -Mellom 10 og 25 år -5 år for overvann og 10 år for fellessystem -5 år -Regner på flere. Gir intervall for alle områdene -10 årsregn -10 år -Velger tid/intensitet -10 år -10 til 25 år -Fellessystemer 10 år og separatsystem 1 år -10 år for fellessystem og 5 år for separatsystem -10 år for fellessystemer (Lillehammer) TA-550 -10 år for fellessystemet (Moss) TA-550 -Sikter mot 20-års regn for kjelleroversvømm.(Skien) -TA-550 (Stavanger)
--	---

Evt. utfyllende informasjon:

- Valg av input i MOUSE er avhengig av den konsulenten som engasjeres.
- Informasjon om omstendighetene for flomskadene går ikke alltid til kommunen, men blir i forsikringsselskapene.

Nedbørsfelt

Hvordan velges avrenningskoeffisient?	<ul style="list-style-type: none"> -Kurve avhengig av regnintensitet -Ut fra tabell i kommunalteknisk norm- Vurdering ut fra kart -Manuell vurdering på bakgrunn av kartgrunnlag -SFT's TA-550 -Fra litteraturen -Ser på kart og bruker egen kommunal håndbok -Erfaringstall -Ut fra typen overflate og intensitet (Veg, tak = 0,95. Skog = 0,1-0,2) -Skjønn -Litteratur som for eksempel TA-568 -Ut fra typer flater -Tabeller og flatene -Etter litteratur -Tabeller ved manuelle metoder
---------------------------------------	---

<p>Beregnes en midlere avrenningskoeffisient? Hvordan gjøres evt. dette?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja kurve som varierer med tiden -Evt. med vektning av områder -Erfaring/beregning -SFT`s TA-550. $Q_0 = 67 \text{ l/s ha}$ -Nei -Ja -Ja -Ja -Avhengig av forholdene -Ja -Etter litteratur -Tabeller ved manuelle metoder
<p>Hvordan velges konsentrasjonstid?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Tilrenningstidkurve + strømmingstid -Ut fra tabeller/diagrammer (10-30 min) -Erfaring -Stedelig befaring og TA-550 -Ut fra helning på terrenget -Tilrenningstid+strømmingstid i ledning -Tilrenningstid+strømmingstid i ledning -Avstand og tilrenningshastighet -Faglig skjønn -Tilrenningstid og strømmingstid i rørene -Etter litteratur -Tilrenningstid og strømmingstid i rørene
<p>Hvordan registreres flatene i et felt før beregning?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Visuelt v. befaring og vha. kart -Normalt fra kart -Kartgrunnlag -Erfaringer og befaring -Befaring og kart -Befaring og kart -Ved hjelp av kart -Kart og befaring -Kart og befaring -Kart og befaring -Kart -Kart og befaringer -Planimetrerer

Finnes det en rutine for innsamling av data om nedbørsfeltet?	<ul style="list-style-type: none"> -Vi har data for alle kommunens hovednedbørfelt, men ingen rutiner -Ingen spesielle. Noen målinger er foretatt -Nei -Nei. Fra år 2000 registreres nedbøren 2 steder. -Nei -Nei -Nei -Ja på nedbørstasjonen -Nei -Nei -Nei -Ja på nedbørstasjonen. Meldinger om flomhendelser.
---	--

Evt. utfyllende informasjon:

- Valg av input i MOUSE er avhengig av den konsulenten som engasjeres.
- Det er ønskelig med bedre grunnlag for inputdata.

Ledningsnett

Type ledning med oversvømmelse

Hva slags type ledning har de hatt flomproblemer med? Fellesledning. Spillvannsledning. Overvannsledning. Bekkelukning.	<ul style="list-style-type: none"> -Fellesledninger -Primært fellesledninger -Fellesledninger -Fellesledning og bekkelukninger. -Fellesledninger -Fellesledning -Fellesledning og bekkelukning -Alle typer ledninger -Bekkelukninger og overvannsledninger. -Fellesledninger og bekkelukninger -Fellesledninger -Fellesledninger og spillvannsledninger -Fellesledning og bekkelukninger -Hovedsakelig spillvannsledninger -Fellesledninger
Kan det angis noen prosentvis fordeling på ledningene (både med hensyn på antall flommer og økonomiske følger av flommene)?	<ul style="list-style-type: none"> -80 % fellesledninger, 10 % sp.v., 5 % o.v. 5 % bekkelukning -100 % fellesledninger -80 % fellesledninger -70 % fellesledninger -90 % bekkelukninger og 10 % overvannsledninger -90 % fellesledninger og 10 % bekkelukninger -90 % fellesledninger og 10 % spillvannsledninger -99 % fellesledninger og 1 % bekkelukninger

Årsak til oversvømmelse

<p>Hva årsaken til oversvømmelse i ledningsnettet? For liten ledningskapasitet. Tilstopping (tilslamming) av ledninger. Tette sluk. Tette inntak (bekkeinntak).</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Tilstopping, tilslamming, rotinntrengning, rørkollaps. -Dårlig vedlikehold mht. slam/grus i ledninger og sluk. -Høy sjøvannstand (+1,5 m) kombinert med mye nedbør. -Overvann fra gatene inn i butikkenes kjellere. -Som oftest for stor tilrenning. -Utette ledn. som ligger under grunnvannstanden. Noe tilstoppinger, tette bekkeinntak. -Tilstoppinger. Tette sluk. Tette inntak. -For liten kapasitet og tilstoppinger. -For liten ledningskapasitet og tilslamming av ledninger -For liten ledningskapasitet. For mye fremmedvann. Dårlig hydraulisk utformede kummer. Tilslamming av ledninger og stopp i bekkeinntak. -For liten kapasitet. Tette sluk og inntak. -Sterkere enn 10-årsnedbør. Tette inntak. Tilslamming av rør. Dårlig hydraulisk utforming i kummer. -Liten kapasitet, tilstoppinger, tette bekkeinntak. -Tilstoppinger. -Liten kapasitet, tilstoppinger, steiner, røtter, tette sluk. -Liten kapasitet, tilstoppinger, tette bekkeinntak, tette sluk. -Infiltrasjon, tap i kummer og bend, tilstoppinger overvannsledning og tette bekkeinntak. -For liten kapasitet.
<p>Kan det angis noen prosentvis fordeling på årsakene (både med hensyn på antall flommer og økonomiske følger av flommene)?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -30% tilstoppinger/slam, 40% rotinntrengning, 30%rørkollaps -Nei, har ikke statistikk -50 % kapasitet og 50 % tilstoppinger -80 % ledningskapasitet -Nei -80 % tilslamming -80 % kapasitet,10 % tilstoppinger og 10% tette bekkeinntak -60% kapasitet, 35 % tilstoppinger og 5 % tette sluk

Oversikt over eksisterende forhold

<p>Har kommunen oversikt over belastning og kapasitet i det eksisterende ledningsnettet?</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Ja, på de utsatte områdene -Til en viss grad, men kan bli bedre -Ja, driftsbasert kunnskap -Delvis -Ja -Nei -Ja, kritiske områder er kjente. -Ja
--	--

	<p>-Ja, for hovedledningssystemet. -Ja, ut fra NIVANETT-beregninger -Delvis - Liten oversikt -Ja, delvis. -Ja, delvis.</p>
<p>Tas det hensyn til belastning/kapasitet i nedstrøms ledningsnett ved dimensjonering av nye ledningsnett?</p>	<p>-Ja - Ja og nei -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja, pålegg om fordrøyning -Ja -Ja -Ja</p>

Evt. utfyllende informasjon:

-Særlig problemer med bebyggelse lavt og nær elva.

Ledningskartverk

<p>Har kommunen oppdatert ledningskartverk?</p>	<p>-Ja -Ja -Ja -Ja 80 % -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja -Ja</p>
<p>Evt. på hvilken form (papirkart, digitalt)?</p>	<p>-Begge deler -Begge deler -Digitalt -Digitalt -Digitalt</p>

	<ul style="list-style-type: none"> -Begge deler -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Digitalt -Begge deler
Evt. hvilket datasystem (Gemini VA, andre)?	<ul style="list-style-type: none"> -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA + V/G Innsyn -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA -Gemini VA

Oppstuvning i ledningsnett

Tillates det oppstuvning i kummer ved dimensjonering av avløpsledninger eller er det ledningskapasiteten som legges til grunn?	<ul style="list-style-type: none"> -Ledningskapasiteten legges til grunn -Normalt ikke, men enkelttilfeller vurderes -Nei - Delvis -Ledningskapasitet er normalt grunnlaget -Ledningskapasitet -Ledningskapasitet -Bare hvis ikke kjellere kan gå fulle -Nei -Nei -Nei -Nei -Nei -Ledningskapasitet -Ledningskapasitet -Ledningskapasitet -Ledningskapasitet (Stavanger)
--	--

<p>Hvis det tillates oppstuvning i kummene - hvilken oppstuvningshøyde tillates (over topp rør)?</p>	<p>-Kan unntaksvis tillates- avh. av bebyggelse og sjøvannstand -Vurderes i forhold til tilknytninger -Høyden er avhengig av bebyggelsen -Avhengig av kumhøyden -Nei -Bare ved overgang mellom pumpeledning og gravitasjon -Topp rør bare</p>
<p>Hvilken høydeforskjell kreves mellom innvendig topp hovedledning målt i stikkledningens forgreining og kjellergolv evt. vannstand i laveste monterte vannlås?</p>	<p>-90 cm på nye bygg -90 cm -90 cm. I lavere liggende områder nær elv kreves vanntett støp -50 cm er brukt. Prøver å bruke 90 cm. -90 cm -90 cm -90 cm -90 cm -90 cm -90 cm -90 cm -90 cm -90 cm nå, men 50 cm tidligere -90 cm nå, men 60 cm tidligere -90 cm -50 cm (Stavanger)</p>
<p>Hvis hovedledningen er forutsatt å fungere med overtrykk regnes denne høyden da fra beregnet trykkløse på hovedledningen ved stikkledningens forgreining?</p>	<p>-Ja ifb. med dykkede avløpsledninger i forhold til nødoverløp -Ikke relevant.</p>

*I forbindelse med overløp tillates oppstuvning i ledningene, noe som tidvis bidrar til oversvømmelse (Bør inngå i prosjektet).