

Vedlegg 6

Beregningsmetoder og dataunderlag

Innhold:

1. Analysesituasjon og valg av beregningsparametere	2
1.1. Alment	2
1.1.1. Grunnleggende betraktninger	2
1.1.2. Klimaendringer	4
1.2. Avrenningskoeffisienten	5
1.3. Konsentrasjonstid	6
1.4. Hydrologiske markparametere	6
1.5. IVF-kurver	8
1.6. Friksjonstall	8
1.7. Spesielle forhold mht klima og spesielt kaldt klima	9
1.8. Snøsmelting	10
2. Bruk av regndata og kobling til beregningsmetoder	12
2.1. Generelt om gjentakintervall	12
2.2. Ulike prinsipper for bruk av data for regnintensiteter og beregningsmetoder	13
2.2.1. Bare ett kasseregn	13
2.2.2. Omdanning av et kasseregn til modellregn av typen SIFALDA, el.	13
2.2.3. Mange kasseregn velges langs hele IVF-kurven	14
2.2.4. Omdanning av IVF-kurven til modellregn - symmetrisk hyetogram	14
2.2.5. Lange tidsserier med frekvensfordelingsfunksjoner for ulike hendelser	16
2.2.6. Utarbeidelse av dimensjonerende modellregn basert på lange tidsserier	17
3. Kumtap i oppstuvningsanalyser	18
4. Flomfrekvensanalyser – eksempel fra Bærum kommune	21
5. Beregning av forurensingstilførsler fra overvann	24
6. Bruk av GIS-databaser og GIS-terrengmodeller	27
7. Registrering av flomskader etter nedbør	27
8. Referanser	28

1. Analysesituasjon og valg av beregningsparametere

1.1. Alment

1.1.1. Grunnleggende betraktninger

Overvannsmengden er avhengig av nedbørforholdene, avrenningsområdets karakter og spesielt av urbaniseringsgraden, dvs. andel tette flater. Overvannsavrenningen dannes av den nedbøren som ikke infiltrerer ned til grunnvannet, men som renner av på overflaten, enten direkte eller som smeltevann. Overflateavrenningen er derfor helt avhengig av avrenningsflatens permeabilitet. Flaten kan være tett pga. tak, asfalt, frossen grunn etc. Flaten kan gjøres permeabel for eksempel ved porøs asfalt etc.

Nedbørforholdene er avhengige av de geografiske og topografiske forholdene og av klima. I Norge er det stor forskjell på kystklima og innlandsklima. På kysten er det kaldt maritimt klima med milde vintre og mye nedbør om høsten, gjerne fra langvarig frontregn, mens det i innlandet er varme somre og kalde vintre og mest nedbør om sommeren, der de intense ettermiddagsbygene dominerer. Nedbøren avtar stort sett fra sør mot nord og fra vest mot øst. I Østlandets lavere strøk er årsnedbøren på 700-800mm, mens på Vestlandet kan årsnedbøren bli 4-5 ganger større.

Maksimal døgnnedbør varierer også mye. På Østlandet er det sjelden over 40-60 mm, mens det på Vestlandet er maksimal døgnnedbør ofte over 100 mm. Dette tilsier at avrenningene kan opptre svært forskjellig på kysten og i innlandet. I mellom ligger en grensesone der begge tilfeller kan opptre.

Målinger av korttidsnedbør viser at på Østlandet er det høyest intensitet på regnvær med kort varighet, dvs 10-15 minutter ved sommerregn, mens det på Sør- og Vestlandet er intensiteten størst ved noe lengre regnvær, dvs 30 minutter og over.

Det har ofte vært vanlig praksis å dimensjonere overvannssystemer ved å betrakte intense sommerregn på tette flater. Erfaringer viser derimot at maksimale avrenninger vinterstid kan overskride avrenninger sommerstid, og at volumavrenninger vinterstid kan overskride volumavrenninger sommerstid mange ganger (Matheussen og Thorolfsson, 1999).

I perioden 1978 – 2003 var det tolv store avrenningstilfeller i Trondheim, hvorav syv skjedde om vinteren. Den største inntraff 30. -31. mars 1997 ved regn på snødekket og frossen mark, (Nilsen og Bjørgum 2001 og Thorolfsson 2004).

I urbane strøk i Norge kan avrenningssituasjonene karakteriseres etter årstidene, dvs. sommer, høst, vinter og vår (Thorolfsson 1999).

Disse blir som følger:

1. Sommersituasjonen: Intense regnbyger og avrenning primært fra de tette overflatene. Liten avrenning fra semipermeable og permeable flater.
2. Høstsituasjon: Langvarig regn på våt mark med avrenning fra alle flater. Betydelig avrenning fra permeable flater.
3. Vintersituasjon: Regn på snødekket og frossen mark. Avrenning fra alle tette flater og betydelig avrenning fra semipermeable og permeable flater. Avrenningsvolumet kan overskride regnvolumet.
4. Vårsituasjon: Snøsmelting, mett mark, avrenning fra alle typer flater.

I Norge vil alle avrenningssituasjoner kunne oppstå gjennom året. Alle avrenningssituasjonene må derfor kunne beregnes og analyseres. Avrenninger som involverer snøsmelting er det vanskelige å beregne eksakt og metodeutvikling pågår. (Matheussen 2004).

Ved vår- og sommersituasjoner bruker man de vanlige IVF-kurvene.
 Ved vinter-situasjoner må man ha et utvalg av regn målt i vinterperioden.
 DnMI bør da anmodes om å lage IVF-kurver basert på vinterperioden.
 Det bidragende avrenningsarealet kan i slike situasjoner bli betydelig større enn i sommerregnsituasjoner.

Når man ønsker å beregne sannsynligheten for ulike størrelser på flommer, må man vurdere sannsynligheten for en samtidig høy vannstand i resipienten, sannsynligheten for en spesielt høy avrenningskoeffisient og sannsynligheten for intense regn. Dersom disse fenomenene ikke er uavhengige av hverandre kan imidlertid disse sannsynlighetene multipliseres med hverandre. Det kan bare gjøres hvis de er uavhengige.

I små nedbørfelt, dvs under 20 hektar, vil det stort sett være sommersituasjonen som gir størst avrenningstopp og som derfor gir dimensjonerende vannføring. Volumavrenningen derimot blir gjerne stor om vinteren, da marken er frossen og smeltevann kan komme i tillegg (Matheussen B.V. og S. T. Thorolfsson, 1999). I tillegg kommer at inntak, sluk, bekkeinntak etc. til overvannssystemet er frossen i starten av et regntilfelle og smeltingen. Gode kunnskaper om vinterforhold som snødekke, frossen mark etc. er derfor viktige.

I delvis urbane områder med store permeable flater kan det forekomme store spiss- og volumavrenninger ved svært våt mark om høsten og med regn på toppen av et langvarig frontregn.

I større nedbørfelt blir det gjerne høst- og vintersituasjonen som gir de største spiss- og volumavrenningene. Den bestemmer da dimensjoner på overvannssystemet og vannvolumer og forurensinger avlastet i eventuelle overløp. Ved overvannsberegninger er sammenhengen mellom nedbør og avrenning av avgjørende betydning. Det gjelder både for korte og lange tidsrom (minutter, timer, døgn og år).

En del av nedbøren som faller på overflaten fordampes, faller på vegetasjon og henger igjen, d.v.s. den intersepterer, eller infiltrerer og magasineres i groper på overflaten, dvs gropmagasineres. Det som blir til overs, når alle hydrologiske tapsledd er trukket fra, vil renne av på overflaten til nærmeste sluk, grøft, bekk eller annen resipient.

Overflateavrenningen Q_{over} blir da:

$$Q_{\text{over}} = N - F - \text{Int.} - \text{Inf.} - G - X \quad (1)$$

Her er:

N	= Nedbør	(mm)
F	= Fordamping	(mm)
Int.	= Intersepsjon	(mm)
Inf.	= Infiltrasjon	(mm)
G	= Gropmagasinering	(mm)
X	= Andre tap	(mm)

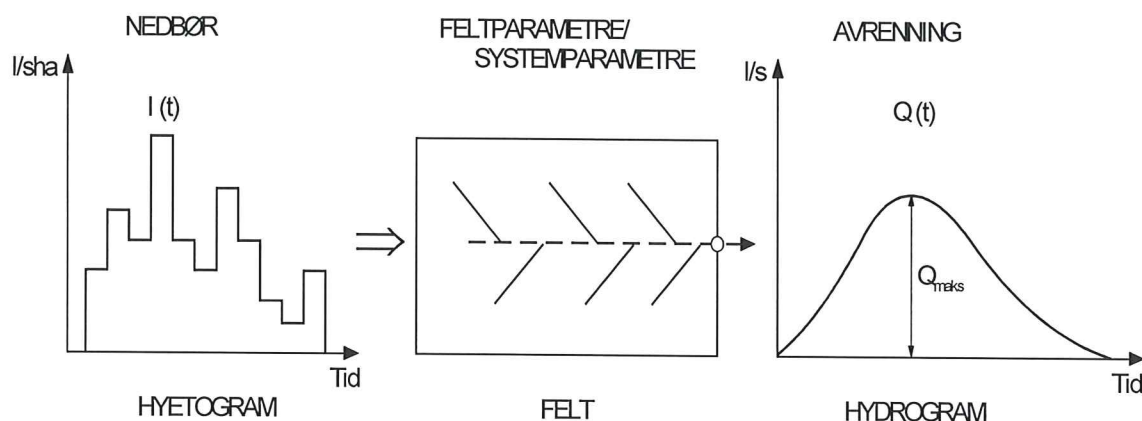
Den årlige overflateavrenningen kan etter dette beregnes.

I Trondheim på stasjon nr 6817 Trondheim – Tyholt faller 850 mm pr år i normalperioden 1961-1990. Fordampingen er ca. 300 mm pr år og infiltrasjonen ca. 100 mm pr år. Overflateavrenningen for hele byen blir: $Q = 850 - 300 - 100 = 450 \text{ mm/år}$.

Det utgjør 53 % av årsnedbøren eller $Q_{\text{over}} = 0,53 \times N$.

Her blir midlere volumavrenningskoeffisient, $\phi_{\text{vol}} = 0,53$.

Figur 1 viser hvordan en tilfeldig regnbygge, som faller over et nedbørfelt omdannes til avrenning, tidssteg for tidssteg (minutt for minutt, time for time, døgn for døgn). Nedbørintensiteten som funksjon av tiden kalles hyetogram, og avrenningen som funksjon av tiden kalles hydrogram.



Figur 1. Illustrasjon av konvertering av nedbør (hyetogram) til avløp (hydrogram).

Forholdet mellom nedbøren over nedbørsfeltet og avrenningen fra nedbørsfeltet kalles avrenningskoeffisienten. Avrenningskoeffisienten angir forholdet mellom avrenningen fra et område og nedbøren over samme område.

Avrenningskoeffisienten benyttes mye for å beskrive volum- og spissavrenningen både fra store avløpsfelt (km^2), via urbane felt (ha) til små flater som tak, parkeringsplasser (m^2) etc. Volumavrenningskoeffisienten \emptyset_{vol} angir forholdet mellom avrent vannvolum og tilhørende nedbørvolum. Spissavrenningskoeffisienten \emptyset_{spiss} angir forholdet mellom maksimal avløp fra et område og maksimal midlere intensitet over området.

En av de mest benyttede hydrologiske formler er den rasjonale formel. Den rasjonale formel skrives:

$$Q = \emptyset \times A \times N \quad (2a)$$

eller

$$Q = \emptyset \times A \times I \quad (2b)$$

Her er:

Q = avløpet i $\text{m}^3/\text{år}$, m^3/s , m^3/timer , eller l/s

\emptyset = avrenningskoeffisienten, dimensjonsløs

A = arealet i km^2 , hektar (ha), m^2 .

N = nedbørmengden, nedbørvolumet over en gitt tidsperiode, f. eks år, døgn etc.

I = nedbørintensiteten i mm/time , mm/min eller l/s ha (liter per sekund og hektar). 1 hektar (ha) er lik 10^4m^2 og $1 \text{ mm/min} = 166,7 \text{ l/s ha}$.

1.1.2. Klimaendringer

Det har allerede vært klimaendringer av stor betydning de siste 10 årene. Vi vet i dag at klimaendringene som ligger foran oss i de nærmeste 50 årene blir meget kraftigere enn det vi har sett. Klimaforskere og IPCC sier at utviklingen går mye raskere enn det de hadde trodd bare for kort tid siden. Den virkelige klimaendringen har hittil fulgt verste scenario.

Klimaendringene gir ikke bare økede regnintensiteter. Nedbørvolumet over året vil øke, antall timer med sterke regnskyll vil øke og antall ekstreme regnhendelser vil øke.

Dette innebærer at sannsynligheten for at et sterkt regn faller mens marken er oppbløtt med høy grunnvannstand øker, noe som igjen øker sannsynligheten for at avrenningen i et kommende klima blir høyere selv med samme regnintensitet som i dagens klimaregime.

1.2. Avrenningskoeffisienten

Avrenningskoeffisienten er avhengig av overflatens permeabilitet og beskaffenhet, fallforhold, nedbørintensitet og nedbørsvarighet. I håndbøker finnes detaljerte opplysninger over verdier for avrenningskoeffisienter for forskjellige flater. Her angis noen maksimale avrenningskoeffisienter.

Tabell 1. Maksimale avrenningskoeffisienter for noen flater (Mays 2001)

Type flater	\emptyset_{spiss}
Tak	0,8-0,9
Asfalterte veger og gater	0,7-0,8
Grusveger	0,4-0,6
Plen	0,05-0,1
Sammensatte flater:	
Bysentrum	0,7-0,9
Blokkbebyggelse	0,4-0,6
Rekkehusområder	0,3-0,4
Åpne eneboligstrøk	0,2-0,3

De lokale forholdene bør vurderes nøye ved valg av avrenningskoeffisienter. Blant annet deltakende arealer, arealets størrelse, andel tette flater, fallforhold, grunnvannsstand, grunnforhold og dominerende avrenningssituasjon som for eksempel langvarig regn, frossen mark etc.

Den rasjonale formel egner seg best ved overslagsberegninger. Den blir mye brukt ved dimensjonering i små urbane felt der arealet er mindre enn 20-50 hektar (ha), og avrenningen er tilknyttet direkte til nedbøren, som i kraftige byger om sommeren. For større områder, større enn 20-50 hektar, bør et benyttes EDBbaserte avrenningsmodeller av typen, NIVANETT, SWMM, MOUSE, etc.

Dersom delfelt har ulik avrenningskoeffisient, kan midlere avrenningskoeffisient beregnes etter formelen:

$$\emptyset_{midl.} = (\emptyset_1 A_1 + \emptyset_2 A_2 + \dots \dots \dots \emptyset_n A_n) / (A_1 + A_2 \dots \dots \dots A_n) \quad (3)$$

Avrenningskoeffisienten øker med økende regnintensitet og den øker også med økende regnvarighet. Grunnen til dette er at andelen av regnet som infiltrerer til grunnen og andelen som holdes tilbake på vegetasjon, på flater, i små groper og små pytter kan sees som ganske fast ved større regn. Hvis da regnvolumet øker, ved enten høyere regnintensitet eller lengre regnvarighet, så vil andelen som renner av også øke. Andelen som renner av uttrykkes nettopp i avrenningskoeffisienten. Dette blir spesielt viktig når man går fra å dimensjonere avløpssystemets transportkapasitet, som jo ofte vedrører regn med varighet ½ til 2 timer, til å dimensjonere dammer eller fordrøyningsvolumer hvis disse skal håndtere regnhendelser på nærmere 10 timer eller mer.

Det er derfor meget viktig, av de nevnte grunner ovenfor, å skille mellom avrenningskoeffisienter for kortvarige regn for dimensjonering av avløpssystemets transportkapasitet og dimensjonering av fordrøynings- eller rensedamper for overvann. Ved dimensjonering av et fordrøyningsbasseng med tilhørende flomsikringsavrenning ved en langtidshendelse benyttes normalt avrenningsfaktorer som er noe høyere enn for en korttidshendelse. Typiske anbefalte verdier i litteraturen i dette tilfellet tilsier at avrenningsfaktorer bør økes fra 0,4-0,7 for en korttidshendelse til 0,6-0,8 for en langtidshendelse. Det er imidlertid eksempler på at man har valgt å dimensjonere for en avrenningsfaktor på 1,0, d.v.s. at all nedbør renner av i løpet av den perioden som bassenget fylles opp og tømmes. Begrunnelsen for dette er at i en ekstrem situasjon, og med tanke på sikring av flomavrenning, bør det tas som utgangspunkt at grunnen er fullt ut vannmettet forut for regnhendelsen og at den derfor ikke kan magasinere ekstra vannvolum.

1.3. Konsentrasjonstid

Konsentrasjonstiden for nedbørfeltet er den tiden det tar en vannpartikkel å renne fra det punktet som er lengst borte til dimensjoneringspunktet. Ved dimensjoneringen settes varigheten for regnskyll lik konsentrasjonstiden for nedbørfeltet.

Konsentrasjonstiden består av avrenningstid på markoverflaten, dvs. tilrenningstiden, og strømningstid i ledninger, kanaler, grøfter etc. Konsentrasjonstiden kan finnes ved hjelp av nomogrammer, ved skjønn eller ved bruk av en formel. Konsentrasjonstiden skrives:

$$t_k = t_s + l/v \quad (4)$$

Her er:

t_s = tilrenningstiden (tiden på overflaten)

l = lengden av ledningen frem til punktet

v = vannhastigheten i ledningen (antas først)

Ved bruk av IVF-kurve setter man: $t_k = t_r$, der t_r = regnvarigheten i minutter.

For tette flater kan tilrenningstiden t_s i tett bebyggelse settes lik verdiene i tabell 2.

Tabell 2. Tilrenningstider (Butler et. al. 2000)

Gjentagelsesperiode (Z = år)	Tilrenningstiden t_s
1	4-8
2	4-7
3	3-6

For andre typer flater, sammensatte flater etc., måler man avstanden på terrenget, vurderer helningen og anslår vannhastigheten over overflaten. Vannhastigheten over overflaten kan beregnes ved hjelp av Mannings formel (se formel (5) nedenfor).

Ved vurdering og valg av konsentrasjonstid eller varighet på dimensjonerende regnskyll må det også tas i betraktning feltets utforming og størrelse. I enkelte felt kan det forekomme at dimensjonerende regnvarighet blir kortere enn konsentrasjonstiden.

1.4. Hydrologiske markparametere

Den delen av nedbøren som når marken og ikke infiltrerer, renner av på overflater frem til sluk, via grøfter, kanaler etc., kalles overflateavrenningen. Overflateavrenningen er en vannhinne som renner av på overflaten. Overflatens beskaffenhet og grunnforhold bestemmer mengden og vannhastigheten til overflateavrenningen.

Grunnens permeabilitet bestemmer hvor mye overvann som blir infiltrert. Tabell 3 viser noen typiske verdier.

Tabell 3. Typiske permeabilitetskoeffisienter

Type	k , m/s
Grus	➤ 10^{-2}
Sand	➤ $10^{-2} - 10^{-5}$
Silt	➤ $10^{-5} - 10^{-8}$
Morene	➤ $10^{-6} - 10^{-9}$
Leire	➤ $10^{-8} - 10^{-11}$

Grunnens evne til å magasinere vann bestemmes av effektiv porøsitet.

Tabell 4 på neste side viser effektiv porøsitet for ulike jordarter.

Tabell 4. Typiske verdier for effektiv porøsitet

Jordart	Effektiv porøsitet %
Steinfylling	30
Singel og pukk	40
Grus (2-20 mm)	30
Naturgrus (usortert)	15-25
Sand (0,06 – 2 mm)	25
Morene	0-10
Tørrskorpeleire	2-5
Leire og silt	0

Vannstrømmen på overflaten møter friksjonsmotstand som er avhengig av type overflate. Tabell 5 viser noen typiske verdier for ruheetskoeffisienten uttrykt som det inverse manningstall, $n = 1/M$ for noen typer overflater.

Tabell 5. Typiske verdier for ruheter n (Mays 2001)

Type flate	$n = 1/M$
Vegeterte flater:	
- Tykt gress	0.17 – 0.80
- Midlere gressdekke	0.20 – 0.40
- Liten vegetasjon	0.05 – 0.13
Pløyd eller dyrket mark	
Fjell i dagen	
-	
Andre flater:	
- Asfalt- eller betongdekke	0.02 – 0.05
- Tynn vannhinne på asfalt eller betong	0.10- 0.15

I tillegg til overflatens ruheten spiller flatens helning en stor rolle, jfr. Mannings formel.

$$Q = M \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (5)$$

der R er hydraulisk radius, men kan settes til vanddybden (m) og I er overflatens midlere helning (m/m).

Dessuten vil overflatens jevnhet/glatthet bestemme hvor mye overvann som samles i pytter for deretter å fordampe uten å delta i avrenningen. Dette hydrologiske fenomenet kalles "gropmagasinering" og varierer sterkt med type flater. Eksempelvis har en asfaltflate evne til å gropmagasinere 1–3 mm nedbør før avrenning inntreffer på overflaten.

I kaldt klima er temperatur og stråling viktige hydrologiske parametre. Når lufttemperaturen kryper ned mot og under nullpunktet, vil nedbøren falle som snø og overflaten fryse. Det er viktig å kjenne til lufttemperaturen for å vite når det snør og når det tiner. Alle nedbørstasjoner bør derfor ha en termometermåler. Strålingen er en av de største kildene til snøsmelting og viktig å kjenne til når snøsmelting inngår i avrenningsberegningene, (Thorolfsson et. al 2003 og Thorolfsson 2004).

Frossen overflate og snø på overflaten kan gi både glattere overflate og raskere avrenning eller betydelig ruere overflate, som magasinere en stor del av nedbøren før overflateavrenning starter. Disse forholdene er ennå lite utforsket og mange faktorer er ukjente. Forskning pågår på dette (Thorolfsson 2004).

Når regn faller på frossen og snødekket mark kan snøen i begynnelsen suge opp betydelige mengder med regnvann, mens lite overvann infiltrerer. Ved et gitt metningspunkt slipper snøen vannet som er blitt magasinert, sammen med smeltevannet fra snøen. Det magasinerte vannet, regnvannet og smeltevannet renner da plutselig av på en ennå frossen overflate. Dette kan gi sjokkbelastninger på overvannssystemet og drukne det fullstendig. En slik situasjon inntraff i Trondheim 30.-31. mars 1997, som er den største avrenningssituasjonen som har inntruffet siden 1978, med store flomskader over hel byen. Hele Risvolla målestasjon ble satt under vann, og vannet rant ut av stasjonen på overflaten (Matheussen 2004 og Thorolfsson 2004). Flere slike avrenningssituasjoner har inntruffet i Trondheim i perioden 1978 – 2003, (Nilsen og Bjørgum 2001).

1.5. IVF-kurver

Det skal brukes nedbørstatistikker som er representative for området. Det kan være store stedlige variasjoner i nedbørmengde både over året og over korte tidsrom. Derfor er det viktig å vurdere nøye hvilken nedbørstasjon som gir mest mulig representativ nedbørstatistikk. Det samme gjelder når man ikke har målinger men må transportere data fra andre målestasjoner. Det behøver ikke være den nærmeste målestasjonen som er mest representativ.

Ved bruk av den rasjonelle metoden blir fremgangsmåten som følger:

1. Anslå fornuftig verdi for t_s (3-15 minutter)
2. Anslå fornuftig verdi for vannhastigheten v i ledningen
3. Beregn tiden $t_l = l/v$ i ledningen
4. Beregn konsentrasjonstiden t_k og sett denne lik regnvarigheten
5. Velg gjentakelsesperiode z , for eksempel lik 10 år
6. Gå inn i IVF-kurven med varighet lik t_k og Z og les av regnintensitet I .
7. Beregn vannmengden $Q = \phi \times A \times I$
8. Finn ledningsdiameter ved hjelp av en friksjonsformel, for eksempel Colebrooks formel. Finn vannhastigheten ved hjelp av delfyllingsdiagram og sammenlign denne med verdien antatt i pkt. 2.
9. Hvis det er et stort gap mellom antatt og beregnet verdi, gjenta beregningene

1.6. Friksjonstall

Ved bruk av friksjonsformler må friksjonstallet, ruheten k , velges. Friksjonstallet er avhengig av materialet, der plast er glattere enn betong etc. I helt nye rør i fabrikken måles friksjonstallet. Det friksjonstallet som fremkommer for et ferdig lagt rør i grøften blir betydelig høyere, da skjøter, stikkledninger, bend etc. blir kalkulert i friksjonstallet. Ved praktisk dimensjonering av nye rør er det ikke uvanlig å sette følgende verdier for friksjonen k eller ruheten i røret.

Tabell 6. Typiske verdier for ruhet i rør

Rørmateriale	Beskrivelse av ledningsstrekning	k i mm
Betong, asbestsement og rør med innvendig sementmørtelforing	Rett ledningsstrekning uten tilknyttinger og bend	1.00
	Ledningsstrekk med tilknyttinger og bend	1.50
Plast (PVC, PE, PP, GUP etc)	Rette ledningsstrekk uten tilknyttinger	0.10
	Ledningsstrekk med tilknyttinger og bend	0.25

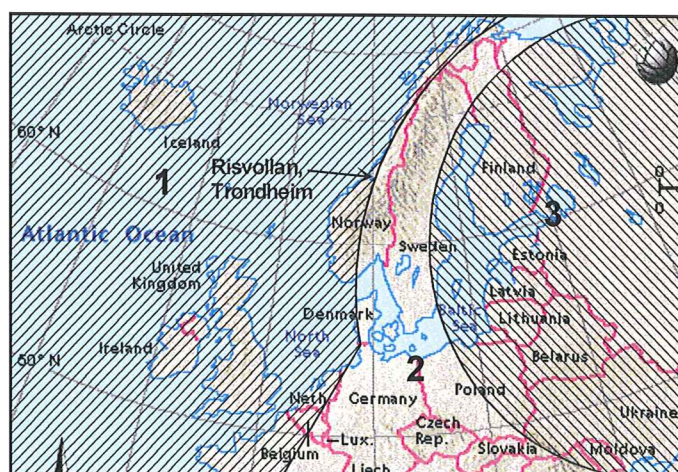
Ved liten selvrensing og sedimentasjon i ledningene kan k øke betydelig. Ruheten i ledningene kan øke med årene der det er aggressivt avløpsvann i betongrør, og bli mange ganger den opprinnelige ruheten.

1.7. Spesielle forhold mht klima og spesielt kaldt klima

Nedbør og klimaforholdene varierer mye i Norge. På kysten er det mildt klima med mye nedbør, spesielt om høsten og tidlig på vinteren, mens det i innlandet er varmere om sommeren og kaldere om vinteren, mest nedbør om sommeren. Figur 2 viser inndeling i klimasoner etter temperatur og nedbør. Det er en klar grense langsetter Norge. Disse forskjellene i klima må det tas hensyn til ved planlegging og prosjektering av overvannsanlegg.

I Norge skaper kaldt klima spesielle forhold i overvannshåndteringen om vinteren, (Thorolfsson 2001). Om vinteren er Norge dekket med snø, og overvannsavrenningen påvirkes om vinteren fordi:

- 1) Telen går i bakken
- 2) Sluk og inntak fryser – og blokkeres
- 3) Snøen akkumuleres på bakken
- 4) Snøen brøytes, evt. smelter
- 5) Snøen mottar forurensninger fra omgivelsene
- 6) Det regner på snøen og snøen mettes
- 7) Snøen smelter, med eller uten regn-på-snø
- 8) Smeltevannet renner av



1. *Maritimt klima:* Milde vintre, kjølige somre og mest nedbør om høsten
2. *Kontinentalt klima:* Kalde vintre, varme somre, mest nedbør om sommeren
3. *Øst Europa:* Meget kald vinter og meget varm sommer

Figur 2. Inndeling i klimasoner

Regn-på-snø hendelser gir ofte oversvømmelser og store overløpsutslipp. Overvannet skaper jevnlig stressede driftssituasjoner om vinteren, der avløpssystemene, både primær- og sekundærsystemet, overbelastes og oversvømmelser oppstår. En typisk hendelse fra Trondheim var følgende. Overvannet rant ned fra Høgskoleplatået og ned i Klæbuveien og inn i kjellerne i boligblokkene. Overvannet fant ikke vegen ut av området på overflaten da brøytekanter hindret det, og det var ikke planlagte flomveger ut av området. I boligblokkene stod vannet i kjelleren en meter opp på veggen. I ledningsnettet ble overvannet blandet med spillvannet så en blanding av kloakkvann og overvann befant seg i kjelleren. Flom med skader oppsto også 31. januar og 15. februar, 1999. (Thorolfsson og Matheussen 2001).

1.8. Snøsmelting

Snødekket består av lagret vann på overflaten, og det smelter når det tilføres nok energi til å smelte snøen. Snøsmelting er resultatet av varmeutveksling mellom snødekket og omgivelsene. Smelteenergien kommer gjerne fra lufttemperaturer over smeltepunktet (0° C-punktet) og fra stråling. Jo høyere lufttemperatur og stråling, desto større smelteintensitet. Smelting er en komplisert prosess og smelteintensiteten er avhengig av flere forhold. I urbane områder kompliseres snøsmeltingen og snøsmeltevanns-avrenningen av den menneskeskapte påvirkningen, (Matheussen 2004).

I urbane områder kan omgivelsen bidra med mye smelteenergi. Snøsmelting i urbane områder er derfor en komplisert prosess, og snøsmelteintensiteten er avhengig av mange forhold.

De største smelteintensiteter forekommer gjerne ut på ettermiddagen, når solen står høyt på himmelen, gjerne i mars eller april. Overløp i fellessystem trer da ofte i funksjon når det er snø på bakken og solskinn fra skyfri himmel, men uten regn.

Eksempel på en slik situasjon er avlastningen til Nidelva fra Fredlybekken overløp i Trondheim, Palmesøndag 24. mars 2002 kl. 15:00.

Det kalles for strålingsdreven overløpsavlastning, se bildet under, (Thorolfsson 2004).



Overløpsavlastning fra Fredlybekken i Trondheim til Nidelva overløp i Trondheim, Palmesøndag 24. mars 2002 kl. 15:00

Smelting gir sjelden intensitet som er like store som regnets intensitet, men varigheten kan vare opp til dager, slik at avrenningen som genereres kan bli større. Det som blir viktig for avrenningen er ikke regnets intensitet, men intensiteten av vann som går til avrenning, (UNESCO 2000). I kaldt klima kan smelting gi et betydelig bidrag til urban overvannsavrenning, og i noen tilfeller være helt avgjørende for belastningen på overvannssystemet i vintersituasjon, (Thorolfsson 2004). Det er derfor viktig å ta hensyn til smeltevannsavrenningen, både ved dimensjonering og særlig ved volumavrenninger.

Regn på snø er en komplisert prosess der hele nedbørfeltet kan bidra til avrenningen. Avrenning til overvannssystemet fra snøfrie flater som asfalt og tak er raske prosesser, mens avrenning på permeable flater fra smelting og regnvann perkolerende gjennom snøen er sakte prosesser. Slike avrenningshendelser er ekstreme, og det er vanskelig å estimere returperiode for disse. De reflekterer kombinasjonen av snøsmelting, regnets intensitet og varighet og bakkens senkede permeabilitet. Derfor er det ikke mulig å relatere avrenningen direkte til smelteintensitetens fordeling, slik som ekstrem avrenning kan relateres til sommerregn, (Bengtsson og Semadeni-Davies 2000).

En av de mest kritiske avrenningssituasjonene oppstår, når bakken er frossen med mye nysnø på bakken og temperaturen går plutselig opp, ofte fra minus 5 -10° C opp til +10° C, et sprang opp på 20° C. Dette skjer ofte når det kommer fuktige lavtrykk inn fra Atlanteren, samtidig med et langvarig frontregn. Snøen suger opp og holder på regnvannet til et metningspunkt, for deretter å slippe både smeltevann og regnvann, som renner da av på frossen og/eller våt mark.

Slik situasjon oppstod i Risvolla i Trondheim 31. mars til 2. april 1997 og forårsaket en av de største avrenningene og flommene i Trondheim noen gang.

Snøsmelting på grunn av fuktig luft som kommer inn over snøen kan også gi meget stor avrenning. Fuktigheten kondenserer da og avgir ca 600 cal/gram vann. Dette gir mer smelting enn det regn på snø kan gi.

Det å skille mellom snøsmelte- og regnvannsavrenningen er vanskelig, (UNESCO 2000). Avrenningen fra smeltingen blir funksjon av: lufttemperaturen, tiden over 0-punktet, arealet, snødybden, snødekket areal og snøvannsekvivalenten (SWE). Det er utviklet en metode for å finne SWE i urbane områder, (Matheussen 2004), mens SCA kan finnes av observasjoner og bruk av et kart for området.

Det har vært gjort noen forsøk på å måle og beregne snøsmelteavrenningen. Dette er for det meste gjort for drift av kraftverk, og det meste er utført i landlige (rurale) omgivelser. I urbane områder finnes knapt slike målinger og det er derfor nesten umulig å oppgi pålitelige verdier for smelteintensiteter i urbane områder. Dette er et tema for fremtidig forskning i kaldt klimaområder.

Hvis man kjenner til hvor lenge lufttemperaturen har vært under 0-punktet og hvor mye snø som er lagret på bakken vil man kunne grovt anslå hvor mye smeltevann som renner av etter at temperaturen er gått over smeltepunktet (ofte satt lik 0° C) og snødekningsgraden. (Thorolfsson et. al 2005).

Det burde finnes statistikk på snøsmelteavrenningen på samme måte som for korttidsnedbør, slik at kurver tilsvarende (IVF-) kurver for regn kunne utarbeides, såkalte snøsmelteintensitets varighets frekvenskurver, (SVF-kurver). Det er sparsomt med slik statistikk i verden. Det å presentere SVF-kurver lar seg derfor ikke gjøre.

Snøsmelteintensiteten på et snøsmeltebrett (1,50 x 1.50 m²) har vært registrert ved noen av NVEs urbane målestasjoner, men bearbeiding av disse dataene er ennå ikke foretatt. Det bør være et potensial for å kunne utarbeide SVF-kurver. Slikt datamateriale finnes for Risvolla målestasjon siden vinteren 1986/87.

I Sverige har det vært arbeidet en del med å fremskaffe kunnskap om snøsmeltingens påvirkning på avløpssystemet (Hernebring 1996). Studier i 6 svenske kommuner viser at smelte-avrenning har betydelig påvirkning på avløpssystemet.

Målinger i Sverige (Svenskt Vatten 2005) har vist at 10 - årsavrenningen p.g.a. snøsmelting ligger mellom 8,3 og 5,2 l/ s ha for 7 svenske byer i Nord-Sverige. For Huskvarna lenger sør lå 10-årsavrenningen på 4 l/s ha. Dette er regnet som middel over ett døgn.

2. Bruk av regndata og kobling til beregningsmetoder

2.1. Generelt om gjentakintervall

Tabell 2.3 i del 2 av hovedrapporten anbefales brukt som minimums gjentakintervall dersom man ikke selv beregner optimalt gjentakintervall basert på samfunns-økonomiske betraktninger.

Tabell 7 viser en sammenstilling av gjentakintervaller fra tre sentrale kilder.

Områdebeskrivelsen til NS-EN 752 er ikke sammenfallende med de to andre. Man kan imidlertid se det slik at alle har fire typer områder med økende grad av konsekvenser ved flom. Bare NS-EN 752 skiller mellom "med tilbakeslagsventiler" og "uten tilbakeslagsventiler". Selv om en bygning har tilbakeslagsventil kan man likevel ikke være helt sikker på at denne virker tilfredsstillende den dagen flommen kommer.

Tabell 7. Sammenstilling av gjentakintervall. Svensk Vattens P90, SFTs TA-550 og NS-EN 752

Om- råde	Dimensjonering for fylt ledning				Trykk-linje i		NS-EN 752	
	Overvann Svenskt Vatten	Fellesavløp Svenskt Vatten	Overvann SFT TA-550	Fellesavløp SFT TA-550	Marknivå Overvann Svenskt Vatten	Kjellernivå Fellesavløp Svenskt Vatten	Fylt ledning	Trykk- linje i marknivå
Åpent utenfor sentrum	1 år	5 år	2 år	5 år	10 år	10 år	1 år (Land- bruks- områder)	10 år (Land- bruks- områder)
Åpent i sentrum	2 år	5 år	2 år	5 år	10 år	10 år	2 år Boligomr.	20 år Boligomr.
Inne- stengt utenfor sentrum	5 år	10 år	5 år	10 år	10 år	10 år	2 (m. vent) 5 (u.vent) Bysenter industri foretnings	30 år Bysenter industri foretnings
Inne- stengt i sentrum	10 år	10 år	10 år	10 år	10 år	10 år	10 år Undergru- nnsanlegg	50 år Undergru- nnsanlegg

I Sverige forutsetter man at kjelleroversvømmelser ikke skal være mulig i separatsystemet fordi man normalt ikke tillater at drensledningen fra huset kobles til de vanlige avløpsledningene. Videre er det ofte vanlig å ikke tillate bygging av kjellere.

Tabell 2.3 i del 2 av hovedrapporten, som anbefales brukt som minimums gjentakintervall, er betydelig strengere enn de tidligere brukte intervallene vist i SFTs TA-550.

Tabell 8 på neste side viser de minimums gjentakintervallene Norsk Vann nå anbefaler dersom kommunen ikke selv gjør egne vurderinger på hva som er optimalt i det aktuelle tilfellet.

Tabell 8. Norsk Vanns anbefalte minimums dimensjonerende gjentakintervall for separat- og fellesavløpssystem

Dimensjonerende regnskyllhyppighet* (1 i løpet av "n" år)	Plassering	Dimensjonerende oversvømmelseshyppighet** (1 i løpet av "n" år)
1 i løpet av 5	Områder med lavt skadepotensiale	1 i løpet av 10
1 i løpet av 10	Boligområder	1 i løpet av 20
1 i løpet av 20	Bysenter/industriområder/ forretningsstrøk	1 i løpet av 30
1 i løpet av 30	Undergrunnsbane/underganger/ underjordiske næringsområder	1 i løpet av 50

* Ledningsnett skal bare fylles til topp av rør ved dimensjonerende regnskyllhyppighet

** Oversvømmelsesnivået skal normalt regnes til kjellernivået (90 cm over topp rør)

2.2. Ulike prinsipper for bruk av data for regnintensiteter og beregningsmetoder

Seks ulike nivåer av innsats og kompleksitet for bruk av regndata er beskrevet i det følgende. Dette er:

- Bruk av bare ett kasseregner, som f.eks. 10 minutter med 200 l/s ha
- Omdanning av et kasseregner til modellregner av typen SIFALDA e.l.
- Mange kasseregner, valgt langs hele IVF-kurven (for et gitt gjentakintervall)
- Omdanning av IVF-kurven til modellregner som f.eks. symmetrisk hyetogram
- Lange tidsserier hvor man lager frekvensfordelingsfunksjoner for ulike hendelser
- Utarbeidelse av dimensjonerende modellregner på basis av kjøringer med lange tidsserier

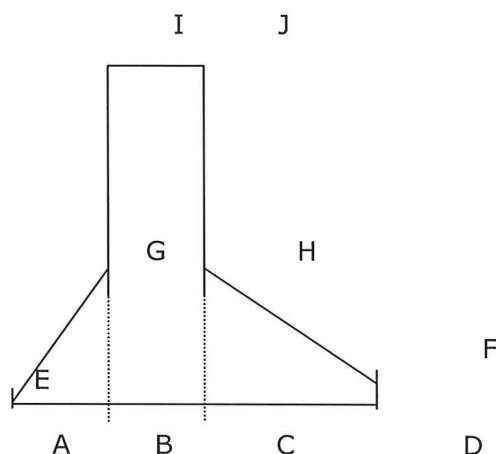
2.2.1. Bare ett kasseregner

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. 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 "Imhoffs sats". Imidlertid kan det være felt hvor denne "Imhoffs 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 regner blir dimensjonerende i et felt som har 20 minutters konsentrasjonstid. Dette er en spesiell svakhet ved kasseregner som brukes i henhold til "Imhoffs sats" og som unngås ved bruk av regnhyetogram utviklet på basis av IVF-kurver.

2.2.2. Omdanning av et kasseregner til modellregner av typen SIFALDA, el.

Når man går inn på en IVF-kurve og tar ut et kasseregner, og bruker dette som det er direkte i beregningen, får man bl.a. ikke frem at dette regnet bare er et midlere utsnitt av et større eller lengre regner. Rundt dette kasseregnet var det betydelig nedbør både før og etter. Dette gjør at beregninger av overløpsmengder og volum kan bli undervurdert, samt at oppstuvningsnivåene kan undervurderes. Dette skyldes at ledningsnett i virkeligheten kan være godt fylt opp med vann, og det er da svært liten ytterligere dempningseffekt når "kasseregnet" setter inn. For å redusere problemet ved de manglende for- og etterregner rundt "kasseregnet", er det utviklet standardtillegg som konstrueres inn rundt "kasseregnet". Ett eksempel på dette er SIFALDA-regnet (Sifalda 1973).

I figur 3 er det vist hvordan man konstruerer et SIFALDA-regner på basis av en IVF-kurve.



Figur 3. Modellregn 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 "kasseregn" 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 kasseregnets varighet, som også er lik A-B.
- C-D er lik 2 ganger B-C.

2.2.3. Mange kasseregn velges langs hele IVF-kurven.

Dersom man vil holde seg til bruk av kasseregn 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 kasseregn tatt langs en IVF-kurve. Man kan for eksempel bruke regnvarigheter på 10, 15, 20, 30 og 40 minutter til den maksimale konsentrasjonstiden for det relevante området er nådd. Når man da sorterer ut de regn som gir høyeste vannføring i de punkter man er interessert i, får man bedre verdier enn hvis man bare bruker ett kasseregn.

2.2.4. Omdanning av IVF-kurven til modellregn - 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 regn 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 mye mer realistisk enn ved bruk av "kasseregn"
- 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 regn som er dimensjonerende for de øvre deler av ledningsnettet, mens større deler av, eller hele hyetogrammet vil virke dimensjonerende for de nedre deler av nettet.

Prinsippene bak konstruksjonen av et nedbørhyetogram er følgende:

- 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 "kasseregn" 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 "kasseregn" 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.

Her velges beregningssteg på 5 minutter.

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

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

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

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

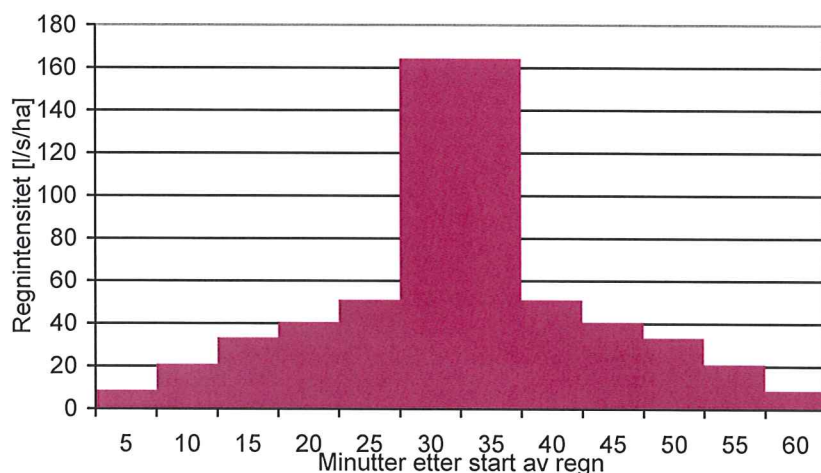
$$I_{50} - I_{40} = (62,0 * 50 - 72,3 * 40) / 10 = 20,8 \text{ l/s ha}$$

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

Området mellom 0 og 60 minutter i figur 4 inneholder like mye nedbør som et "kasseregn" på 60 minutter, området på 20 minutter på hver side av midtstreken inneholder like mye nedbør som et 40 minutters "kasseregn" etc.

Regnhyetogram er nyttige ved dimensjonering av nye systemer og gir riktigere resultater enn bruk av såkalte kasseregn. (Lindholm, Engan, Rapp, Petersen-Øverleir og Markhus. 2003). Ved analyse av eksisterende systemer er målte historiske regn viktigere.

Regnhyetogram



Figur 4. Regnhyetogram fra eksempelet i teksten

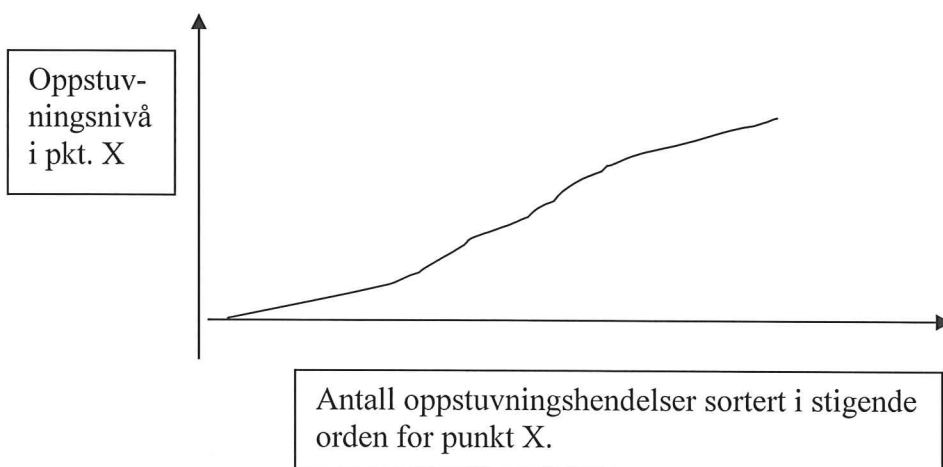
2.2.5. Lange tidsserier med frekvensfordelingsfunksjoner for ulike hendelser

En avansert måte å gjøre flomberegninger på er å kjøre lange tidsserier med nedbørmålinger igjennom en hydrologisk eller hydraulisk EDB-modell.

Både MOUSE, NIVANETT og SWMM kan bruke tidsserier i beregningene.

Tidsserieberegninger over flere år kan gjøres for å generere sannsynlighetskurver for hvor ofte ulike situasjoner oppstår i nettet som for eksempel frekvenskurver for oppstuvning til ulike nivåer i gitte punkter i nettet som indikert i figur 5. Når man bruker dynamisk bølgeteori i MOUSE, SWMM eller tilsvarende programmer, som normalt er nødvendig for å få realistiske oppstuvningsberegninger, vil en PC kunne gå kontinuerlig i flere dager, avhengig av størrelsen på nettet. Et større avløpsnett med mange knutepunkter og med nedbør over mer enn for eksempel 10 år, krever ekstremt mye regnekraft og mange dager med datamaskintid for hver situasjon. For å overkomme dette problemet kan man bruke følgende to teknikker:

- Man kjører tidsserieanalyser på overflateavrenningen. Dette er meget mindre tidkrevende enn en ledningsnettberregning hvor dynamisk bølgeteori må brukes. Hvis man på denne måten har kjørt gjennom for eksempel 30 år med klimadata, kan man ta ut de store avrenningene fra overflatene og kjøre disse regnene i avløpsnettmodellen. Den største i en 30-årsserie vil kunne kalles 30-årsregnet, nr. 2 blir 15-årsregnet, nr. 3 blir 10-årsregnet osv.
- Det kan også være lønnsomt å bruke programmoduler som sorterer ut uinteressante perioder og små regn. Dette kan medføre en drastisk reduksjon i beregningstiden for tidsserieanalysen.



Figur 5. Frekvensfordeling for oppstuvningsnivåer i punkt X i et avløpsnett

Etter at tidsserieanalysene er utført kan man plote resultatene i frekvensfordelingskurver som vist i figur 5. Man vil da kunne finne hvor mange episoder som opptrer over en årrekke og som er større enn en viss verdi.

2.2.6. Utarbeidelse av dimensjonerende modellregn basert på lange tidsserier

Zhu, Tveit, Heuberger, Wirth, og Schilling (1996) har utprøvd en spesiell metode for flomanalyser i München. Hypotesen i denne metoden er at man kan bruke ett enkelt 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 velger 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 ligninger med dynamisk bølgeteori, for flere år 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 lite felt.
- 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) Diametre 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 tilfredstiller 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.

3. Kumtap i oppstuvningsanalyser

Ved oppstuvning kan falltap forårsaket av turbulens i kummene være i samme størrelsesorden som selve 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 innløpstap inn i kummen og utløpstap ved utstrømning fra kummen. Det kan være retningsendringer i kummen, det er sidetilførsler 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 strømnings i kummen som gir store energitap. Dersom vannspeilet stuver seg ytterligere opp i kummen, minker energitapet betydelig igjen fordi de intense turbulente vannstrømmene demper seg.

Lindvall (1982, 1986 og 1992), viste at kumtapene ble mindre med økende rennedybde i kumbunnen og mer strømlinjeformet innføring av sideledning. Det viste seg også at dersom røret gikk eksentrisk gjennom kummen ble tapskoeffisientene ca dobbelt så store som dersom røret gikk sentrisk gjennom. Dette på grunn av at det oppsto rotasjon av vannet i kummen, og denne rotasjonen dempet seg ikke som følge av at vannstanden hevet seg. Man fikk også økende tap ved økende sidevannføring, og tapene økte også med økende forhold mellom kumdiameter og rørdiameter.

I manuelle beregninger kan man bestemme kumtapet i den enkelte kum direkte, men det enkleste er å beregne kumtapene som en økning av rørfriksjonen. Her kan man for eksempel bruke de anbefalte økningene i rørfriksjonen som vist i Svenskt Vattens P90-veiledning "Dimensjonering och analys av almäna avloppsledningar". Se diagrammene i fig 7.

Diagrammene gjelder hhv. for betongrør og for plastrør. Svensk Vatten sier om disse diagrammene følgende: "Ved mindre ledningsdimensjoner og ved 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 er definert i ligning (6).

Falltapet i en kum er ΔH , der:

$$\Delta H = KHU \frac{U^2}{2g} \quad [6]$$

KHU er singulærtapskoeffisienten for kummens hovedrør ut.

U er vannhastigheten i utgående rør (m/s).

g er gravitasjonen = 9,81 m/s²

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

$$KHU_{(korrigert)} = \frac{70}{L} KHU \quad (7)$$

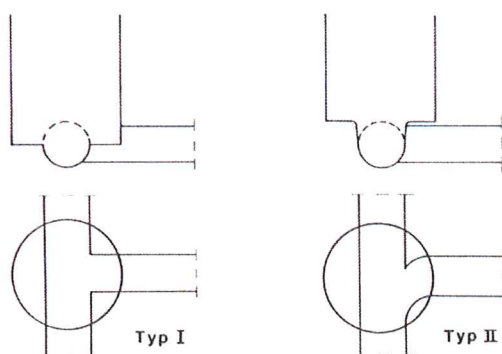
De fire skillelinjene i diagrammene skal representere følgende forhold:

- Verdier på og under linje 1: Rett gjennomgående ledning. Renner med full dybde. KHU = 0,25
- Verdier mellom linje 1 og 2: Innkommende sideledning med liten vannføring sammenlignet med hovedvannføringen. Renner med full dybde. KHU mellom 0,25 og 0,5
- Verdier mellom linje 2 og 3: Innkommende sideledning med mer påtagelig vannføring. Renner med full dybde. KHU mellom 0,5 og 0,75.
- Verdier mellom linje 3 og 4: Sidevannføring. Dårlige renner og renneføring. KHU = 0,75 - 1.

Svenskt Vattens veiledning beskriver en såkalt kumtype I (dårlig) og en kumtype II (god). 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.

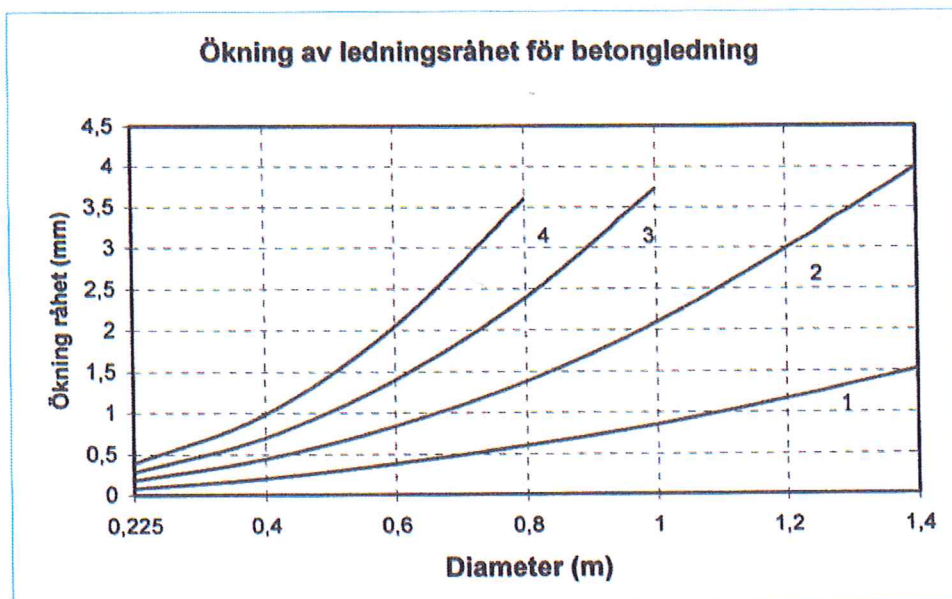
Dersom man vil finne kumtapet mer nøyaktig kan man bruke tabellene i Svensk Vattens P90.

Det som betegnes som kumtype I og II, er vist i etterfølgende figur 6.

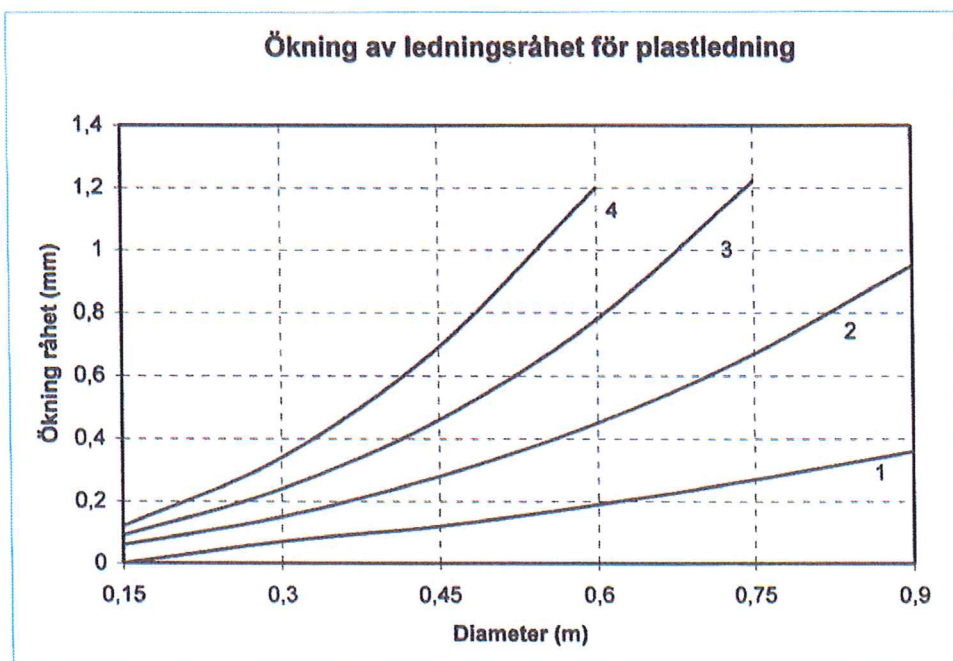


Figur 6. Typekummer for illustrasjon av kummens tilstand. Svenskt Vattens P90

Trykktap i avløpsnett er også beskrevet i Norsk Vann rapport 172/2009; "Trykktap i avløpsnett". En av konklusjonene i denne rapporten er at selv relativt små vannmengder i sideløpet gir relativt store trykktap.



Figur 5.2 Faktorer för ökning av ledningsråhet för betongrörsledningar. För val av kurva, se tabell 5.2.



Figur 5.3 Faktorer för ökning av ledningsråhet för plaströrsledningar. För val av kurva, se tabell 5.2.

Figur 7. Økninger i rørruheten for betongrør og plastrør som kompensasjon for kumtap. Svenskt Vatten 2004.

4. Flomfrekvensanalyser – eksempel fra Bærum kommune

Ved flomfrekvensanalyser ønsker man å finne hyppigheten til forskjellige situasjoner i et avløpssystem. Det kan for eksempel være hvor ofte en maksimal vannføring oppstår ulike steder i et avløpssystem, eller hvor ofte en maksimal oppstuvning oppstår i ulike deler av et ledningsnett. Da man normalt ikke har langvarige og kontinuerlige målinger i avløpsnettene, må man simulere dette i avløpsmodeller med såkalt hydrologisk minne. Det vil si at modellene kan simulere endrede avrenningsbetingelser fra et regn til det neste.

I det etterfølgende vises et eksempel på en flomfrekvensanalyse utført for Bærum kommune av Aqua Rosim AS. Teksten er tatt direkte fra rapporten.

Flomfrekvensanalyse for Angerstveien i Bærum.

"Vi har foretatt en flomfrekvensanalyse. Vi har kjørt flere år med Blindernregn gjennom modellen og har funnet de største flomhendelsene".

Fremgangsmåten er som følger:

Vi har en kvalitetssikret (av DNMI) nedbørserie fra nedbørmålestasjonen på Blindern. Nedbørserien inneholder data fra 1967 frem til 2001. Vi har kjørt beregninger for denne nedbørserien i sin helhet for en såkalt enboks-modell for delfeltet Angerstveien. Dette er en forenklet modell med kun det aller nødvendigste av ledningssystemet, men med den samme hydrologien som i en detaljert modell. Grunnen til at vi lager en forenklet modell er at det vil ta uforholdsmessig lang tid å kjøre beregninger for 25 år med nedbørdata i en detaljert modell.

Fra resultatene fra beregningene for enboks-modellen plukker vi ut de største flomtoppene, det vil si de situasjonene som gir mest avrenning fra delfeltet. I tilfellet for Angerstveien var dette følgende hendelser:

Tabell 9. Dato for regnhendelser

Dato	Max avrenning
06.08.1980	160 l/s
17.06.1980	137 l/s
22.08.1988	117 l/s
06.06.1992	112 l/s
25.09.1999	90 l/s

For disse fem nedbørtilfellene har vi kjørt beregninger i den detaljerte modellen for å finne oppstuvning i de enkelte ledninger og kummer.

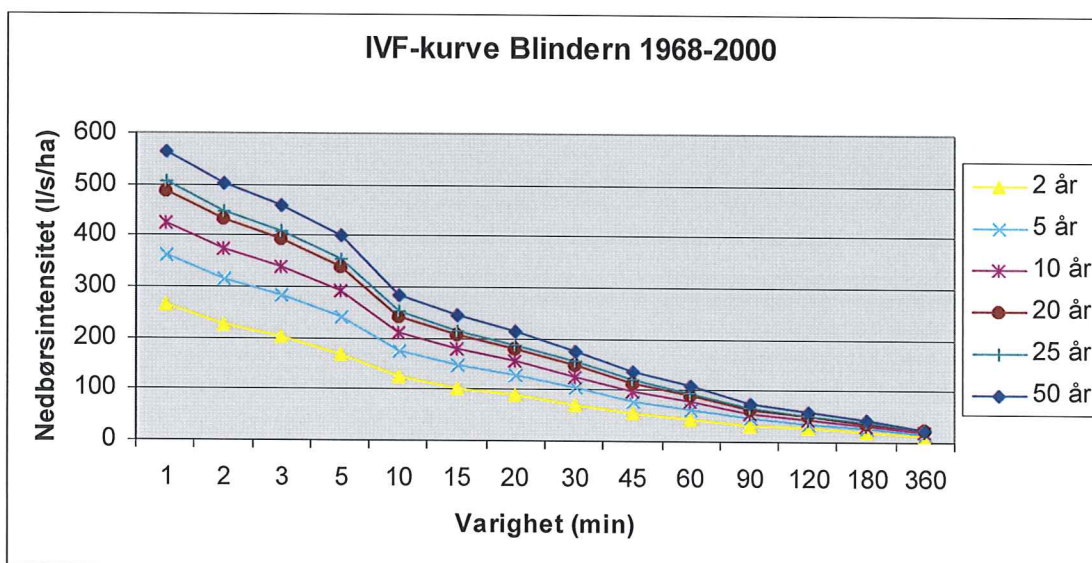
Vi har valgt å konsentrere oss om de tre største flomhendelsene, men kjørte også beregninger for nummer fire og fem for å forsikre oss om at de tre største flomhendelsene fra beregningen med enboks-modellen også var de tre største flomhendelsene for den detaljerte modellen.

Den største vannføringstoppen fant vi for nedbørtilfellet den 06.08.1980. Dette regnet gir en flom i avløpssystemet med skjønnsmessig anslått gjentaksintervall på 20 år. Dette kan vi dermed kalle en 20-års flom.

Den nest største toppen fant vi for nedbørtilfellet den 17.06.1980. Dette regnet gir en flom i avløpssystemet med skjønnsmessig anslått gjentaksintervall på 10 år. Dette kan vi dermed anse som en 10-års flom.

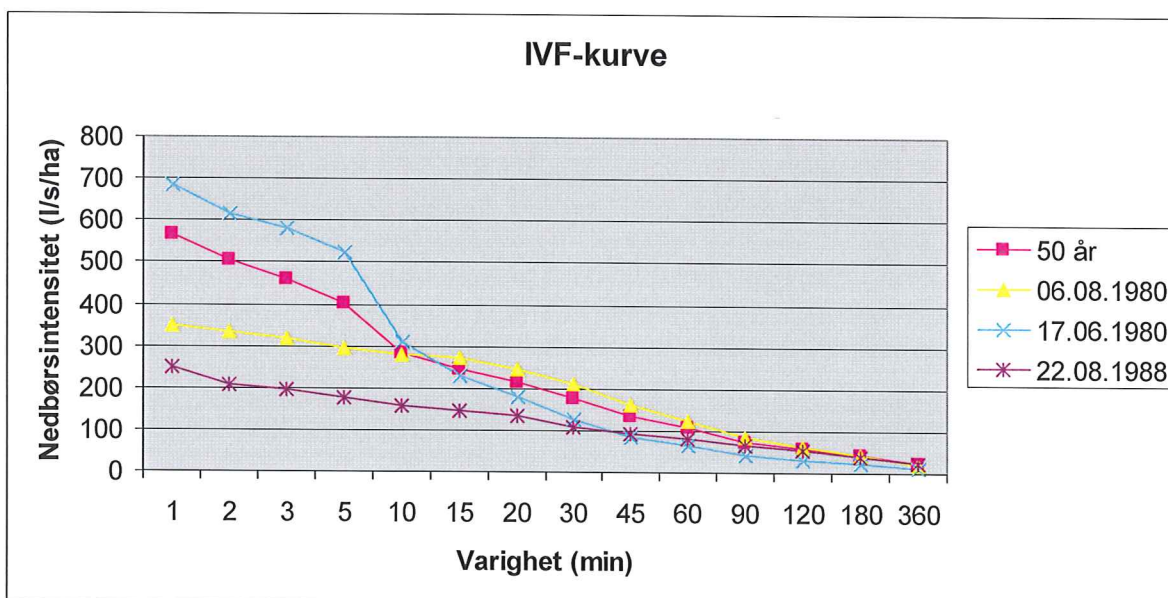
Den tredje største toppen fant vi for nedbørtilfellet den 22.08.1988. Dette regnet gir en flom i avløpssystemet med skjønnsmessig anslått gjentaksintervall på 5 år. Dette kan vi dermed anse som en 5-års flom.

For nedbørmålestasjonen på Blindern opererer DNMI med følgende IVF-kurve (intensitets/varighets-kurve).



Figur 8. IVF-kurve for Blindern.

I figur 9 har vi plottet de tre nedbørtilfellene som ga de største flomhendelsene for Angerstveien sammen med 50-årskurven. Det vil si den kurven som angir 50 års gjentakintervall for nedbør med forskjellige varighet.



Figur 9. IVF-kurve for 50 års gjentakintervall plottet sammen med de tre nedbørtilfellene som ga størst flom i Angertveien

Vi legger merke til at alle de tre nedbørtilfellene i følge IVF-kurven har et gjentakintervall på 50 år for forskjellige regnvarigheter.

Nedbørhendelsen den 06.08.1980 har i følge DNMI's IVF-kurve et gjentakintervall på 50 år for varigheter fra 15 minutter og opp til 3 timer (180 minutter).

Nedbørhendelsen den 17.06.1980 har i følge DNMI's IVF-kurve et gjentakintervall på 50 år for varigheter fra 0 til 10 minutter.

Nedbørhendelsen den 22.08.1988 har i følge DNMI's IVF-kurve et gjentaksintervall på nesten 50 år for en varighet på 4 timer (360 minutter).

Dette viser for det første at det ikke trenger å være en direkte sammenheng mellom regnets gjentaksintervall og avrenningens gjentaksintervall. Videre ser man at regnets varighet er helt avgjørende for hva man har som dimensjonerende gjentaksintervall. Det samme regnet kan m.a.o. ha gjentaksintervall på både for eksempel 5 år og 50 år avhengig av hvilke deler og varigheter av regnet man ser på.

5. Beregning av forurensingstilførsler fra overvann

For å finne stoffavstrømningen multipliserer man konsentrasjonen av de enkelte parametere med avrenningsvolumet. Dersom man bruker dimensjonen $\mu\text{g/l}$ for en miljøgiftkonsentrasjon og multipliserer med antall millioner m^3 overvann pr. år, får man miljøgiftutslippet direkte i kg/år .

Volumavrenningen kan beregnes med bruk av tette flaters areal direkte (Lindholm 2004):

Den avstrømmede overvannsmengden er:

$$Q_{\text{år}} = a \times A \times (P-b) \times 10^{-3}$$

$Q_{\text{år}}$ = Avrent volum over et middelår i m^3

a = Andelen deltagende aktive tette flater som dreneres til overvannssystemet. (En del tette flater drenerer direkte ut på permeable felter. For eksempel avløp fra hustak som går direkte ut i egen have.)

A = Totalareal tette flater i avrenningsområdet i m^2 .

P = Total nedbør over et middelår. (mm)

b = Totalt tap av vann p.g.a. fordampning. (mm).

For områder med stor helning $> 1,5\%$ kan man bruke $b = \text{ca. } 50 \text{ mm}$,
og for flatere områder $b = \text{ca. } 100 \text{ mm}$.

Dersom man ikke har arealet av de tette flatene, kan man vurdere å benytte arealet for hele avrenningsområdet og bruke tabellen under. Den foreslår en tallverdi for andel tette flater i ulike typeområder. Det er imidlertid forbundet med stor unøyaktighet å bruke *hele* områdearealet og multiplisere denne med tettflateandelen. Tabell 10 viser de verdier vi foreslår for andel tette flater og andel deltagende flater.

Tabell 10. Prosent tette flater og andel deltagende flater i forhold til ulike typeområder. (Lindholm 2004).

Type område	Tette flater i % av totalt areal	Andel deltagende tette flater (a)
Villa / eneboliger	10-20	0,55
Rekkehus	20-40	0,6
Blokk	40-50	0,65
Sentrumsområder	80-90	0,9
Veger	100	Vurderes lokalt

Midlere årlige nedbørmengder finnes tryggest og lettest på Det norske meteorologiske institutts (DNMI) hjemmeside www.dnmi.no. Man starter med å velge aktuelt fylke. Deretter velger man kommune. Man får automatisk opp alle stasjonene i kommunen, samt de midlere nedbørmengdene over 30-årsperioden 1961-1990. Velger man ett enkelt år, får man nedbøren for dette ene året. Imidlertid vil man normalt være interessert i nedbøren i et midlere år, slik som det kommer til uttrykk i middelet i perioden 1961-1990. Man velger den stasjonen som har mest mulig likt klima som det tettstedet man analyserer. Ofte vil dette være den nærmeste stasjonen. Dersom man skulle være interessert i stoffavrenningen i noen bestemte sommermåneder, bruker man disse månedenes nedbør fra tabellen.

Konsentrasjoner av forurensninger i overvann kan finnes i mange hundre artikler og rapporter. (Lindholm 2004). Det anbefales imidlertid å bruke data fra den svenske databasen StormTac (Larm, T. 2003), dersom man ikke har egne bedre data. Vær oppmerksom på at databasen oppdateres med jevne mellomrom. Man bør derfor sjekke på nettstedet om nyere tall har kommet.

Fra Bergens overvannsretningslinjer er følgende hentet (Bergen kommune 2003). I tabell 11 nedenfor er ulike områdetyper inndelt i tre hovedkategorier med hensyn til forventet forurensningsinnhold i overvann (Stockholm Vatten, 2002). Inndelingen kan benyttes som en generell områdeklassifisering for forurensningsnivå i overvann, og kan sammen med tabell 12 benyttes for innledende vurdering av om overvannet bør renses eller ikke.

Tabell 11. Forurensningsnivå i forhold til arealbruk. (Stockholm Vatten 2002).

Småhusområde Lokalgater med ÅDT < 8.000 Parker, naturmark	Lavt forurensningsinnhold
Ytre byområde (tettere boligområde) Veger med ÅDT 8.000-15.000	Lavt til middels forurensningsinnhold
Bykjerne (bo-/arbeidsområde)	Middels forurensningsinnhold
Store parkerings- og terminalområder Veger med ÅDT 15.000 - 30.000	Middels til høyt forurensningsinnhold
Trafikkområder med ÅDT > 30.000	Høyt forurensningsinnhold

Behov for rensing av overvann må vurderes på grunnlag av resipienttilstand og overvannskvalitet. For allerede utbygde områder og anlegg kan det settes krav til rensing dersom målinger viser høyt forurensningsinnhold i overvann fra området, eller dersom området benyttes til formål som medfører høy risiko for forurensning. Ved planlegging av nye utbyggingsområder/tiltak må behov for rensing av overvann vurderes basert på forurensningspotensialet og resipientforhold.

Krav til rensing av overvann eller behov for vurdering av rensing kan sammenstilles i følgende matrise.

Tabell 12. Behovet for rensing i forhold til forurensningsnivået (Stockholm Vatten, 2002)

Forurensningsinnhold	Resipient				
	Mark		Vassdrag/sjø		
	Infiltrasjonsgrunn	Grunn ikke egnet for infiltrasjon	Svært ømfintlig	Ømfintlig	Mindre ømfintlig
Lavt	Infiltrasjon og fordrøyning	Bortledning til vannveier eller ledningsnett	Ikke rensing	Ikke rensing	Ikke rensing
Middels	Infiltrasjon og fordrøyning	Bortledning til vannveier eller ledningsnett	Rensing vurderes (eventuelt bortledning til avløpsnett/ annen resipient)	Rensing vurderes (eventuelt bortledning til avløpsnett/ annen resipient)	Ikke rensing
Høyt	Rensing før infiltrasjon (eventuelt bortledning til avløpsnett/ annen resipient)	Bortledning til ledningsnett. Rensing	Rensing	Rensing	Rensing vurderes

Tabellen på neste side er sjablonverdier fra den svenske overvannsmodellen StormTac (Larm 2003)

Schablonhalter, StormTac, version 2004-13 <http://www.stormtac.com/>

Median (riktvärden)

Markanvändning	P	N	Pb	Cu	Zn	Cd	Cr	Ni	Hg	SS	olja	PAH	BaP
Urban	mg/l	mg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	mg/l	mg/l	µg/l	µg/l
Vägar (30 000 for)	0.24	2.4	31	72	197	0.44	5.0	4.4	0.1	115	1.0	1.5	0.04
Parkeringsgar	0.1	1.1	30	40	140	0.45	15	4	0.1	140	0.8	1.7	0.06
Villor	0.2	1.5	10	35	100	0.5	4	6	0.1	45	0.2	0.6	0.1
Radhus	0.2	1.5	15	40	110	0.6	6	15	0.1	45	0.25	0.6	0.1
Flerfamiljshus	0.25	1.65	20	60	140	0.7	12	15	0.1	70	0.3	0.6	0.1
Fritidshus	0.6	3.3	5	20	80	0.5	2	5	0.05	50	0.1	0.3	0.05
Koloniområden	0.15	5	5	15	50	0.2	0.2	1	0.03	38	0	0	0
Centrum	0.35	2.1	40	30	140	1	5	10	0.1	200	0.8	0.6	0.1
Industrier	0.4	2	40	70	330	1	5	10	0.1	200	1.5	1	0.15
Park	0.12	5	5	15	18	0.3	0.7	2	0.02	70	0	0	0
Golfbanor	0.34	2.3	5	15	18	0.3	0.7	2	0.02	55	0	0	0
Atmosfärisk deponi	0.032	2.4	3	5	30	0.11	0.17	0.4	0.01	0	0	1.9	0.01
Rural													
Skogar	0.03	0.9	6	6.5	15	0.2	0.1	0.5	0.03	40	0	0	0
Jordbruksmark	0.15	4	9	14	20	0.1	0.1	0.5	0.03	190	0	0	0
Gräs- och ängsmark	0.1	3	3	15	25	0.3	0.3	0.5	0.03	140	0	0	0
Våtmarker	0.05	0.9	6	7.5	12.5	0.15	0.15	0.5	0.015	16	0	0	0

blå fet stil: uppdaterad data sedan version 2003-12.

Minimum

Markanvändning	P	N	Pb	Cu	Zn	Cd	Cr	Ni	Hg	SS	olja	PAH	BaP
Urban	mg/l	mg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	mg/l	mg/l	µg/l	µg/l
Vägar (5 000 for)	0.15	1.65	13.5	38.29	62	0.24	1.0	1.2	0.1	82.2	0.2	0.8	0.01
Parkeringsgar	0.07	0.6	11	25	50	0.2	3	1	0.1	40	0.5	0.4	0.04
Villor	0.1	1	2	20	50	0.3	1	2	0.05	20	0.1	0.5	0.03
Radhus	0.1	1	6	20	60	0.3	1	5	0.06	20	0.15	0.5	0.03
Flerfamiljshus	0.2	1	8	30	100	0.3	5	5	0.08	40	0.2	0.5	0.03
Fritidshus	0.13	1.7	2	5	40	0.15	0.5	2	0.05	20	0.1	0.25	0.02
Koloniområden	0.03	1.7	2	5	10	0.03	0.1	0.4	0.01	15	0	0	0
Centrum	0.2	1.2	10	20	60	0.5	4	5	0.1	69	0.3	0.5	0.03
Industrier	0.28	1.5	20	20	130	0.5	3	5	0.1	50	0.5	0.55	0.04
Park	0.09	1.2	1	5	10	0.1	0.4	0.08	0.01	10	0	0	0
Golfbanor	0.3	1.5	1	5	10	0.1	0.4	0.08	0.01	10	0	0	0
Atmosfärisk deponi	0.01	0.8	2	2.5	6	0.03	0.1	0.1	0.01	0	0	0.12	0.01
Rural													
Skogar	0.015	0.4	1	4	10	0.1	0.1	0.03	0.01	10	0	0	0
Jordbruksmark	0.05	2.3	1	5	10	0.1	0.1	0.03	0.01	40	0	0	0
Gräs- och ängsmark	0.08	2.4	1	10	15	0.1	0.1	0.03	0.01	40	0	0	0
Våtmarker	0.013	0.4	0.5	5	5	0.05	0.1	0.015	0.005	5	0	0	0

blå fet stil: uppdaterad data sedan version 2003-12.

Maximum

Markanvändning	P	N	Pb	Cu	Zn	Cd	Cr	Ni	Hg	SS	olja	PAH	BaP
Urban	mg/l	mg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	µg/l	mg/l	mg/l	µg/l	µg/l
Vägar (100 000 for)	0.31	4.5	80	94.5	575	1.0	16.2	13.5	0.1	206	3.4	2.0	0.14
Parkeringsgar	0.16	1.5	50	50	230	1	20	7	0.2	300	1.1	2.1	0.08
Villor	0.3	2	50	60	200	1	8	11	0.2	60	0.6	0.8	0.2
Radhus	0.4	2.2	55	80	200	1.2	10	20	0.3	60	0.8	0.8	0.2
Flerfamiljshus	0.4	2.2	75	315	350	1.5	20	20	0.4	150	1	0.8	0.2
Fritidshus	4	12	50	60	150	1	6	15	0.2	60	0.2	0.4	0.1
Koloniområden	0.4	10	50	30	100	0.2	1.2	3	0.1	80	0.15	0	0
Centrum	0.7	2.5	230	60	400	2	20	20	0.4	840	2	0.8	0.2
Industrier	0.6	2.7	300	130	600	3	20	30	0.5	400	4	3	0.3
Park	0.16	10	50	50	40	0.8	6	5	0.2	150	0	0	0
Golfbanor	5	12	50	50	40	0.8	6	5	0.2	240	0	0	0
Atmosfärisk deponi	0.16	4.5	40	60	50	0.3	0.3	0.9	0.01	0	0	6.8	0.011
Rural													
Skogar	0.09	3	40	20	60	0.9	10	6	0.1	70	0	0	0
Jordbruksmark	0.6	9	60	20	40	0.8	10	10	0.1	240	0	0	0
Gräs- och ängsmark	0.7	10	40	30	40	0.8	10	5	0.1	340	0	0	0
Våtmarker	0.2	1.8	20	15	20	0.4	5	2.5	0.05	20	0	0	0

6. Bruk av GIS-databaser og GIS-terrengmodeller

Bruk av GIS-hjelpeverktøy er meget aktuelt ved flomanalyser og overvannsberegninger. Når man bygger opp en datamodell for et avløpsfelt i programmer som MOUSE, SWMM eller lignende, bruker man normalt databaser over ledningsnettet som f.eks Gemini-VA eller andre databaser. Ved å bruke spesielt utviklede GIS-programmer kan man overføre data fra ledningsnettdatabasen direkte til ledningsnettprogrammet. Slike GIS-verktøy brukes også til å finne feil i inngangsdataene og til å generere mest sannsynlige data som mangler i databasen. For eksempel hvis høydedata mangler for en del kummer på ledningsstrekke. Til slikt arbeid er GIS-verktøy svært arbeidsbesparende.

Verktøyet brukes også til raskt å endre verdiene på parametere i beregningene, som for eksempel når ulike situasjoner skal beregnes. Det kan være meget arbeidskrevende å endre en og en verdi i en nettmodell med mange hundre ledninger, mens dette kan gjøres med noen knappetrykk i et GIS-verktøy.

GIS-programmer er også meget nyttig når man ønsker å presentere inngangsdataene og beregningsresultatene på en oversiktlig og pedagogisk måte. Resultatene vises da med ulike kartgrunnlag som bakgrunn og referanse.

De fleste dataprogrammer for avløpsnettanalyser har innlagt moduler med et GIS-program.

7. Registrering av flomskader etter nedbør

Etter skaderegn må man ha beredskap for at saken kan resultere i erstatningskrav og eventuelt søksmål. Det er derfor nødvendig med en grundig registrering av skader, hendelser, tidspunkter for start og slutt av hendelsene og oppstuvningsnivåer så snart som mulig etter et skaderegn. Man bør koordinere dette med forsikringsselskapenes takstmenn. Rapporter fra både takstmenn og kommunens ansvarlige må arkiveres og inngå sammen med kommunenes egne analyser av hendelsesforløpet. (Husk dette kan bli viktig i eventuelle rettsaker). Man bør sikre at alle data fra forsikringsselskapene går til kommunens arkiver også.

8. Referanser

- Bengtson L. og A. Semadeni-Davies (2000). Kap 1. Theoretical Background in Urban Drainage in Cold Climate. Ed. by S. Sægrov, J. Milina, and S. T. Thorolfsson. Maksimovic C (Chief editor) IHP-VI | Technical Document in Hydrology | No. 40, Vol. II. UNESCO. Paris.
- Bergen kommune 2003. "Retningslinjer for overvannshåndtering i Bergen kommune."
- Butler D and Davies J. W. 2000. "Urban Drainage." ISBN 0-419-22340-1.
- Bøyum, Å. og Thorolfsson, S. T. 2000. "VA-teknikk. Del 2." Tapir forlag. Trondheim.
- Hernebring Claes (1996). "Snösmälningens påverkan på avloppssystem inom urbana områden". VA-FORSK. ISBN 91-88392-97-X, ISSN 1102-5638.
- Larm, T. 2003. "Schablonhalter - StormTac." Version 2003-02. SWECO
- Lindholm, O. 1978. "Konstruksjon og bruk av nedbørhyetogrammer." VANN nr. 2 1978. Oslo.
- Lindholm, O., Engan, J., Rapp, Ø., Petersen-Øverleir, A. og Markhus, M. "Revurdering av beregningskriterier for avløpssystemer. Flom i kommunale avløpssystem." NIVA-rapport 4652-2003. Forskningsrapport.
- Lindholm, O. 2004. "Miljøgifter i overvann fra tette flater." NIVA. rapport 4775- 2004.
- Lindvall, G. 1982, "Energiförluster i ledningsbrunnar. Litteraturstudie." Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen. Meddelande nr. 65, Göteborg.
- Lindvall, G. 1986, "Energiförluster i ledningsbrunnar, laboriemätningar." Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen. Meddelande nr. 81, Göteborg.
- Lindvall G. 1993. "Energiförluster i ledningsbrunnar." Meddelande nr. 94. CTH. Göteborg.
- Matheussen B. V. 2004. "Effects of anthropogenic activities on snow distribution, and melt in an urban environment." Dr.ing thesis. Department of hydraulic and environmental engineering. NTNU. ISBN 82-471-6347-0/el.ver. ISBN 82-471-6346-2/ISSN 1503-8181.
- Matheussen B.V. og S. T. Thorolfsson. 1999. "Simulation errors due to insufficient temporal resolution in urban snowmelt models." Proceedings of 8ICUD. Eds. Ian B. Joliffe and James Ball. Vol.4. pp.2107 - 2114. 30. August–3. Sept. Sydney Australia. ISBN 0 85825 718 1.
- Mays, L. 2001. "Stormwater Collection Systems Design Handbook." McGraw Hill. ISBN 0-07-13571-9.
- Nilsen O. og F. Bjørgum. 2001. "Hva er problemene i Trondheim med hensyn til overvannsavrenning?" NORVAR/NHR seminar om: Overvannsteknologi i Norge – Nye utfordringer. 8 oktober 2001, Gardermoen.
<http://www.hydrologiraadet.no/overvann/Nilsen.pdf>
- Norsk standard NS-EN 752-2: 1997. "Utvendig stikklednings- og hovedledningssystemer. Del 2: Ytelseskrav." Oslo. Denne er erstattet av NS-EN 752: 2007
- RTT. 1977. "Ordbok for vann og avløp." Universitetsforlaget. ISBN 82-00-25935-8.
- Sifalda, V. 1973. "Entwicklung eines Berechnungsregens für die Bemessung von kanalnetzen." GWF - Wasser/Abwasser 114, 435-440.

Statens forurensningstilsyn (SFT) 1979. "Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger." TA-550. Oslo.

Stockholm Stad/Stockholm Vatten AB. 2002. Diverse rapporter om overvann og forurensning.

Svensk Vatten. 2005. Rapport P90. "Dimensjonering av almäna avloppsledningar," Stockholm.

Thorolfsson, S. T. 1999. "Stormwater Management in Birkeland Basin, Bergen. Sixteen Years Research and Experiences." Proceeding of "Sustaining Urban Water Resources in the 21st Century". ASCE. Pp 558 – 571. ISBN 0-7844-0424-0.

Thorolfsson S. T. (1999a). "

Thorolfsson, S. T. 2001. "Utfordringer mht. Urban Avrenning i Norge: Flommer, forurensning og bærekraft." NORVAR-NHR-Seminar om Overvannsteknologi i Norge. Gardermoen 8th Oktober. 2001.

Thorolfsson, S. T. og Matheussen B. M. 2001. "Flom-Frekvens-kurve (FFK-kurve) for Risvolla – feltet i Trondheim." Institutt for vassbygging. NTNU.

Thorolfsson, S. T. 2003. "Problems in Urban Drainage in Cold Climate – Experiences in the North European Atlantic Region." Proceeding of the 1st International Stormwater Management Conference in Cold Climate. 3-5 November. 2003. Portland, Maine. USA.

Thorolfsson S. T. 2004. Forelesningsnotater om beregning av overvannsmengder. Overvannsteknologi – Fordypningsmodul. Institutt for vann og miljøteknikk. NTNU

Thorolfsson S.T. and B.V. Matheussen (2005). "Urban drainage in cold climate – Education and training". To be presented at 10ICUD. Copenhagen, Denmark 21 – 26 August 2005.

UNESCO (2000). "Urban Drainage in Cold Climate". Ed. by S. Sægrov, J. Milina, and S. T. Thorolfsson. Maksimovic C (Chief editor) IHP-VI | Technical Document in Hydrology | No. 40, Vol. II. UNESCO. Paris.

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.

Norsk Vann Rapport 172/2009, Trykktap i avløpsnett, Hafskjold Leif Sigurd