



Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem



Norsk Vann Rapport

(Tidligere NORVAR-rapporter)

Det utgis 3 typer rapporter:

Rapportserie A:

Dette er de opprinnelige hovedrapportene. Dette kan være:

- Rapportering av prosjekter som er gjennomført innenfor organisasjonens eget prosjektsystem
- Rapportering av spleiselagsprosjekter hvor to eller flere andelseiere i Norsk Vann BA samarbeider for å løse felles utfordringer
- Rapportering av prosjekter som er gjennomført av andelseiere eller andre. Rapporten vil i slike tilfeller kunne være en ren kopi av originalrapporten eller noe bearbeidet

Fortløpende nummer xx-årstall

Rapportserie B:

Dette er en serie for «enklere» rapporter, for eksempel forprosjekter, som vil være grunnlag for videre prosjektvirksomhet mm.

Fortløpende nummer Bxx-årstall

Rapportserie C:

Dette er rapporter delfinansiert av Norsk Vann, men som er utgitt av andre.

Fortløpende nummer Cxx-årstall

Prosjekresultatene fra Norsk Vann Rapport (serie A og B) kan fritt benyttes internt i egen organisasjon. Når prosjekresultatene benyttes i skriftlig materiale, må kilde oppgis. Viderealg/formidling av resultatene utover dette er kun tillatt etter skriftlig avtale med Norsk Vann BA.

Norsk Vann har ikke ansvar for feil eller ufullstendigheter som måtte forekomme i rapporten og kan ikke stilles økonomisk eller på annen måte til ansvar for problemer som måtte oppstå som følge av bruk av rapporten.



Norsk Vann

Norsk Vann BA, Vangsvegen 143, 2321 Hamar
Tlf: 62 55 30 30 E-post: post@norskvann.no
www.norskvann.no

Forsidefoto: Einar Melheim, Norsk Vann

Norsk Vann Rapport

Norsk Vann BA

Adresse: Vangsvegen 143, 2321 Hamar
Telefon: 62 55 30 30
E-post: post@norsk vann.no
Internettadresse: norskvann.no

Rapportnummer: 193 - 2012
ISBN 978-82-414-0337-8 ISSN 1504-9884 (trykt utgave) ISSN 1890-8802 (elektronisk utg.)
Dato: 28. november 2012
Antall sider (inkl. bilag): 126
Tilgjengelighet: Åpen

Rapportens tittel:	
Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem	
Forfattere:	
Oddvar Lindholm, Svein Endresen, Bjørn Tønder Smith og Sveinn Thorolfsson	
Ekstrakt:	
Veiledningen er i hovedsak ment å skulle brukes av tekniske etater i kommuner og av VA-konsulenter i deres arbeid med å dimensjonere vann- og avløpsledninger. Spørsmål som angår drift og vedlikehold er ikke en del av denne veiledningen. Lokal håndtering av overvann er heller ikke med her, da Norsk Vanns veiledning "Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering" dekker dette emnet. Definisjoner, funksjon, systemutforming og anbefalte krav er beskrevet for vann- og avløpsnett. Videre er hydrauliske beregningsparametere, brannvannsuttak, vannforbruk og variasjoner i dette gjennomgått. God ingeniørpraksis for dimensjonering av overføringsledninger, distribusjonsnett, pumpestasjoner og basseng er fokusert. For vann- og avløpsanleggene er konkrete verdier og formler for beregning av ulike forbruk og variasjoner vist. Det er lagt vekt på prinsipper for overvannsberegninger fra urbane og ikke-urbane områder. Analysemetoder for energitap i kummer, fordrøyningsvolum, overløp, sandfang, dykkerledninger og åpne flomveier er også gjennomgått. I teksten er det vist noen beregningseksempler med løsningsforslag der dette er hensiktsmessig.	
Emneord, norske:	Emneord, engelske:
VA-ledninger Dimensjonering Veiledning	Water network Sewerage network Dimensioning Guideline

Forord

Det finnes i dag ikke noen oppdatert eller helhetlig veiledning for dimensjonering av VA-ledninger. Den som skal dimensjonere et ledningsanlegg må forholde seg til ulike veiledninger, rapporter, og skrifter. Når det gjelder vannledninger finnes det ikke noen egen norsk veiledning fra før.

Målet med denne veiledningen har vært å sammenstille og oppdatere retningslinjer bl.a. med utgangspunkt i tidligere utgitte veiledninger, og gi prinsipper og målsettinger for utforming av VA-ledningsnett. Veiledningen skal fungere som en sjekkliste for kommunale ingeniører og konsulenter, i tillegg til å gi direkte anvisninger og dimensjoneringsparametere. Den skal i tillegg kunne bidra til en rask innføring i fagtemaene. Vannforsyning er omhandlet i kapittel 2 - 5, og avløp inklusive overvann i kapittel 6 - 9.

Oddvar Lindholm, Svein Endresen, Bjørn Tønder Smith, Sveinn Thorolfsson og Trond Andersen har fungert som arbeidsgruppe. Oddvar Lindholm har vært faglig koordinator.

Følgende personer har sendt inn skriftlige kommentarer til veiledningen:

Per Kristiansen, Oslo kommune, VAV
Kjartan Reksten, Oslo kommune, VAV
Olav Nilssen, Trondheim kommune
Arild Moen, Drammen kommune
Ivar Kalland, Bergen kommune
Frode Berteig, Bærum kommune
Jens Erik Pettersen, Nasjonalt folkehelseinstitutt
Øystein Rapp, SWECO
Tomas Eidsmo, DHI
Terje Reiersen, BASAL
Jan Svendsen, Saint-Gobain
Lars Aaby, MFT Miljø- og Fluidteknikk

Vannforsyningsdelen er i hovedsak skrevet av Bjørn Tønder Smith, avløpssystemer av Oddvar Lindholm og Svein Endresen, og avløpsspumping av Sveinn Thorolfsson. Mange av illustrasjonene er nytegnet av Bjørn Norheim, med utgangspunkt i ulike kilder.

Det vises også til Norsk Vanns lærebok i Vann- og avløpsteknikk (2012) for en bredere og mer grunnleggende innføring i VA-teknikken.

For vannforsyningen er det et mål å bidra til en god utforming og dimensjonering for sikker drift. For avløpssystemet vil en riktig utforming og dimensjonering både redusere driftsproblemer og gi mindre utslipp.

NS 3420 har beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner, og gir detaljerte anvisninger om hvordan gravearbeider og grøfter skal utføres og utformes. Mange kommuner har egne retningslinjer i sine VA-normer, og Norsk Vann har utgitt flere retningslinjer som gjelder VA-ledninger, bl.a. for overvannshåndtering. Det vises også til de mange VA/Miljø-blad som gir anbefalinger om faglig utførelse av VA-anlegg.

Statens vegvesen har også behov for håndtering av overvann og drenering av veier. Vegvesenets "Håndbok 018" gir derfor detaljerte anvisninger om dimensjonering og utforming av Vegvesenets avløpsanlegg. Trykk- og vakuumavløpssystem er ikke behandlet i denne veiledningen.

Hamar, 28. november 2012

Trond Andersen
Prosjektleder Norsk Vann

Innholdsfortegnelse

Forord	2
Innholdsfortegnelse	3
Sammendrag	6
English summary	8
1. Innledning.....	10
2. Drikkevannssystemer – funksjon og krav.....	11
3. Systemutforming.....	12
3.1. Generelt om vannforsyningssystemet og ledningsnett	12
3.2. Tracévalg for overføringsledninger.....	12
3.3. Overføringsledninger	13
3.4. Distribusjonsnett.....	13
3.5. Sårbarhet og beredskap	14
3.6. Utstyr og stasjoner på overføringsledninger og distribusjonsnett	14
3.6.1. Høydebasseng/Utjevningsbasseng	14
3.6.2. Pumpestasjoner	15
3.6.3. Utstyr på overføringsledninger og distribusjonsnett	16
3.7. Materialvalg for ledninger	17
4. Vannforbruk	19
4.1. Husholdningsforbruk.....	19
4.2. Annet forbruk	19
4.3. Vann til brannslukking	20
4.4. Lekkasje	21
4.5. Forbruksvariasjoner.....	22
5. Dimensjonering	26
5.1. Rørstrømning.....	26
5.1.1. Generelle prinsipper	26
5.1.2. Beregning av friksjonstap.....	28
5.2. Overføringsledninger	31
5.2.1. Trykkforhold	31
5.2.2. Basseng på overføringsledninger	33
5.2.3. Optimalisering av ledningsdimensjon	35
5.2.4. Vann til brannslukking	36
5.3. Distribusjonsnett.....	37
5.3.1. Generelt.....	37
5.3.2. Trykkforhold	37
5.3.3. Trykksone	37
5.3.4. Basseng på distribusjonsnett	38
5.3.5. Uttak for brannvann	39
5.3.6. Ledningsnettberegninger.....	39
5.4. Pumpestasjoner	40
5.4.1. Funksjon og planprinsipper for pumper og pumpestasjoner	40
5.4.2. Beregningsprinsipper og formler	45
5.4.3. Styling og regulering av pumper	46
5.4.4. Hydroforanlegg	46
5.4.5. Trykkstøt	47

6. Generelle prinsipper – Avløp	51
6.1. Alment.....	51
6.2. Spillvannsførende ledninger	51
6.3. Overvanns- og drensledninger	52
6.4. Noen momenter om rørmaterialer og avløpskummer	53
7. Beregning av avløpsvannmengder.....	54
7.1. Generelt.....	54
7.2. Spillvannsmengder	54
7.2.1. Husholdningsavløp	54
7.2.2. Industrielt avløpsvann	55
7.2.3. Infiltrasjon og innlekkingsvann	55
7.3. Sammenstilling av dimensjonerende tilløp til spillvannsledning i et separatsystem	56
7.3.1. Generelt.....	56
7.3.2. Døgnvariasjoner.....	56
7.3.3. Timevariasjoner	56
7.3.4. Beregning av dimensjonerende spillvannsavløp	57
7.3.5. Eksempel på beregning av dimensjonerende spillvannsavløp	58
7.4. Drensvannsmengder	59
7.5. Overvannsmengder i urbane områder	59
7.5.1. Metodikk – Maksimal overvannsavrenning	59
7.5.2. Metode for beregning av avrent overvannsvolum per år	61
7.5.3. Bestemmelse av areal og flater	62
7.5.4. Nedbørdata og intensiteter	63
7.5.5. Omdanning av IVF-kurver til hyetogram	64
7.5.6. Arealreduksjonsfaktorer (ARF)	65
7.5.7. Behov for lokale korttidsnedbørmålere	66
7.5.8. Avrenningskoeffisienter.....	66
7.5.9. Gropmagasin på overflater	68
7.5.10. Klimaendringer med betydning for avløpsnett	68
7.5.11. Snøsmelting	69
7.6. Avrenning fra naturområder	70
7.6.1. Generelt.....	70
7.6.2. Dimensjonerende gjentakintervall for naturområder.....	70
7.6.3. Dimensjonerende regnvarighet	71
7.6.4. Avrenningskoeffisienter for naturområder.....	71
7.6.5. Klimafaktor	72
7.6.6. Eksempel på beregning av avrenning fra naturområde	72
8. Analyser og dimensjoneringer.....	74
8.1. Hydraulisk ruhet for avløpsrør.....	74
8.2. Bruk av Mannings formel.....	75
8.3. Selvreinsning i avløpsledninger	76
8.4. Energitap i avløpskummer	77
8.5. Beregning av fordrøyningsvolum og damvolum	80
8.5.1. Generelt.....	80
8.5.2. Om ulike varianter av manuelle metoder	81
8.5.3. Regnvelopmetode med konstant utløp	81
8.5.4. Regnvelopmetode med varierende utløp	81
8.5.5. Aron og Kiblers metode.....	82
8.5.6. Begrensninger i regnvelopmetodene	83
8.5.7. Beregningseksempel med fordrøyningsvolum.....	83
8.6. Overløp og hydraulisk utløpskontroll	87
8.6.1. Overløp.....	87
8.6.2. Utløpskontroll	88

8.7.	Hydraulisk dimensjonering av dykkerledninger.....	91
8.7.1.	Generelt.....	91
8.7.2.	Falltap	92
8.7.3.	Tiltak for å oppnå selvrensing	92
8.7.4.	Tiltak for å hindre luftinnsug i dykkerledninger.....	93
8.7.5.	Gassdannelse i dykker- og pumpeledninger	94
8.7.6.	Trykkstøt i dykker- og pumpeledninger.	95
8.8.	Hydraulisk dimensjonering av sandfang	96
8.8.1.	Generelt.....	96
8.8.2.	Sandfangenes kapasitet	97
8.8.3.	Beregning av maksimal slukavstand i veier med kantstein.....	97
8.8.4.	Eksempel	98
8.9.	Hydrogensulfiddannelse i avløpsledninger.....	99
8.9.1.	Generelt.....	99
8.9.2.	Tiltak for å hindre korrosjon på grunn av hydrogensulfid	101
8.10.	Avløpspumpestasjoner	102
8.10.1.	Pumping av avløpsvann	102
8.10.2.	Plassering og krav til pumpesystemer	103
8.10.3.	Pumpetyper.....	104
8.10.4.	Pumpestasjoner	106
8.10.5.	Planlegging og prosjektering av pumpesystemer	109
9.	Åpne flomveier i urbane områder	111
10.	Litteratur.....	113
10.1.	Litteraturhenvisninger i teksten.....	113
10.2.	Annen nyttig litteratur	116
Vedlegg 1.	Definisjoner innen avløp	118
Vedlegg 2.	Nomogrammer	122

Sammendrag

I dette sammendraget er det sammenstilt noen konkrete råd og anbefalinger.

Vannforsyning

- Vannkvaliteten skal være hygienisk tilfredsstillende under aller forsyningsforhold, også under brannvannstapping.
- Pumpestasjoner på overføringsledninger bør ha minimum to pumper, helst flere, slik at en pumpe kan være under reparasjon/vedlikehold uten at kapasiteten til overføringsanlegget blir redusert. Pumpene skal alternere.
- Norsk Vann anbefaler et dimensjonerende husholdningsforbruk på 150 l/ p·d ved nye anlegg, og et dimensjonerende offentlig forbruk (spyling av ledninger, gatespyling, brannvann, vanning - eksklusive industriforbruk) på 5 - 10 l/ p·d. Dette gir til sammen 160 l/p·d ekskl. næringsforbruk og lekkasjer.
- Det anbefales å dimensjonere nye ledningsnett for lekkasjevannmengder på 15 - 20 %.
- Brannvann: Plan- og Bygningsloven anbefaler minimum slokkevannsmengder på 20 l/s for småhusbebyggelse, og 50 l/s for annen bebyggelse (næringsområder, sentrumsområder). Spesielt sårbare områder må dimensjoneres særskilt. Dimensjonering av vann til sprinkleranlegg er ikke et kommunalt ansvar. Det pålegger den enkelte eiendomseier og utbygger å sikre tilstrekkelig trykk og vannmengde til sprinkleranlegg.
- I henhold til lovverket skal brannkum/hydrant plasseres innenfor 25 - 50 m fra inngang til hovedangrepsvei, og ligge til kjørbare adkomst. Mange kommuner synes dette kravet er strengt, og tillater eksempelvis opp mot 75 m, basert på at avstand mellom brannvannsuttak ikke bør overstige 150 m. Det anbefales å ta kontakt med det lokale brannvesen for å få oppgitt maksimal avstand mellom brannuttak. I spredt bebyggelse kan brannvann baseres på tankbil (eller andre kilder). Mulighet for førsteinnsats med tankbil bør være tilstede.
- Overføringsledninger bør ha et minimum trykk på 10 mVs (meter vannsøyle) i alle tappesituasjoner.
- Distribusjonsnett bør ha et minimum trykk på 15 - 20 mVs, og må ikke kunne bli lavere enn 10 mVs i tappepunkter for brannvann.
- Der flere ledninger ligger i samme grøft, anbefales det at vannledningen legges øverst i grøfteprøflet, siden dette gir en noe høyere hygienisk sikkerhet ved lekkasjer, brudd eller ved reparasjoner.
- ROS-analyser skal gjennomføres for alle deler av vannforsyningssystemet. Med basis i en ROS-analyse bør det etableres en beredskapsplan.
- Vannledninger bør dimensjoneres for en levetid på minst 100 år.

Avløp

- Maksimal avstand mellom avløpskummer bør være 80 meter
- Ved et fall på spillvannsførende hovedledning på mindre enn 10 ‰, bør selvrensingen kontrolleres ved skjærspenningsberegninger. Normalt har overvannsledningen samme fall som spillvannsledningen, som alltid skal sjekkes mht. selvrensing hvis fallet er mindre enn 10 ‰.
- For stikkledninger for spillvann anbefaler mange kommuner at det brukes en helning på minimum 16 - 20 ‰.
- Toppen av drensledningen skal ligge minimum 20 cm under kjellergulv, og ha en helning på minimum 5 ‰.
- For nye ledninger bør man ikke forutsette lavere infiltrasjonsvannmengde enn 0,2 l/s·km ledning, dersom man ikke har målinger som viser at infiltrasjonen er mindre. Normalt tilsvarer denne infiltrasjonen ca. 100 l/p·d. Gjennomsnittlig infiltrasjonsvannmengde i Norge ligger på ca 0,3 - 0,4 l/s·km.
- Svenskt Vatten (2004) anbefaler en øvre vannhastighet på 8 m/s i betongledninger for å unngå for mye slitasje. For nye betongledninger er betongkvaliteten så god at slitasje normalt ikke er noe problem.
- Åpning ut fra overløp for videreføring av avløp til renseanlegg bør ha en minimum diameter på 100 mm. Gjentettingsproblemer kan likevel oppstå ved så små åpninger som 100 mm, så det anbefales derfor minimum diameter 150 mm.
- Hvis oppstuvning kan skje i spillvannførende avløpsledning, bør det være minst 90 cm vertikal avstand mellom toppen av hovedledningen ved stikkledningens tilknytningspunkt, og vannstand i sluk i kjellergulvet i tilknyttede bygninger.
- Avløpsledninger bør dimensjoneres for en levetid på minst 100 år.

Minimumsdimensjoner på avløpsledninger

- Vegvesenets håndbok 018 sier at innvendig minimumsdiameter for overvannsledning i lukket avvanningssystem er 200 mm, og at kombinerte ledninger for drensvann og overvann ikke bør ha mindre innvendig diameter enn 200 mm.
- Norsk VA-norm sier at innvendig minimumsdimensjon for kommunale ledninger skal være 150 mm for spillvann og 150 mm for overvannsledning. Noen kommuner krever minimum 200 mm for overvannsledninger, med unntak for slukledninger.
- Stikkledningen for overvann bør ha en innvendig diameter på minimum 100 mm og en minimumshelning på 10 ‰.
- For stikkledninger for spillvann anbefaler mange kommuner at det brukes minimum 100 - 150 mm på innvendig diameter.
- Der stikkledningen betjener mer enn ett hus eller mer enn en boenhet bør minimumsdiameter være 125 mm for spillvann og overvann.

English summary

This report is published in Norwegian by Norwegian Water BA (Norsk Vann BA).

Address: Vangsvegen 143, NO-2321 Hamar, Norway
Phone: + 47 62 55 30 30
E-mail: post@norskvann.no
Website: www.norwegian-water.no / www.norskvann.no

Report no: 193 - 2012
Report title: Guideline for dimensioning and planning of water and sewerage networks
Date of issue: 28. November 2012
Number of pages: 126

Keywords: Water supply network
Sewerage network
Dimensioning
Guideline

Authors: Oddvar Lindholm
Svein Endresen
Bjørn Tønder Smith
Sveinn Thorolfsson

ISBN: 978-82-414-0337-8
ISSN 1504-9884 (printed edition)
ISSN 1890-8802 (electronic edition)

Summary:

In this summary a few concrete advices and recommendations are listed.

Water supply

- The water quality during all situations, including a fire fighting period, should satisfy the hygienic requirements of the authorities.
- On main pumping pipelines, pump stations should at least have two pumps or more. In this way one pump may be out of operation without compromising the capacity requirements. The pumps should alternate during normal operations.
- The Norwegian water association recommends using a daily water consumption of 150 liter per person and day (l/p·d), when calculating the water usage in a municipality. In addition 5 - 10 l/p·d should be added for the requirements of the water work and technical department in the municipality itself. The required water of industries, companies, shops etc. must be calculated separately.
- It is recommended to design new water networks to accommodate a leakage of 15 - 20 %.
- The Plan and Building Act recommends designing the water network for 20 l/s for fire fighting in low density housing areas, and 50 l/s in other types of areas like dense housing areas, urban areas, industrial areas etc. Water for fire control sprinkling systems must be planned separately and according to the guidelines of the municipality.
- Fire hydrants and manholes for water for fire fighting should be placed within 25 - 50 m from the entrance of the site to a possible fire. The distance between manholes for fire-fighting should not be more than 150 m. In very low density

housing areas, like in the countryside, the water for firefighting may be supplied by trucks or other sources.

- Transmission mains should in all situations have a minimum water pressure of 10 MWC (Meter Water Column) or about 1 bar.
- Water distributing networks should have a minimum pressure of 15 - 20 MWC and at least 10 MWC in manholes supplying water during a fire fighting situation.
- Risk and safety plans should be made for all parts of the water supply system.
- Water pipes should be planned and constructed for a life span of at least 100 years.

Sewerage and drainage

- The maximum distance between manholes for drainage and sewerage should be 80 meters.
- If a sewer pipeline has a slope less than 10 ‰, the self-cleansing capacity should be analysed by calculating the shear stress and ensure that it is high enough.
- Many municipalities recommend a minimum slope for house connections of 16 - 20 ‰.
- The top of drain pipes from buildings should be minimum 20 cm lower than the floor of the basement and should have a slope of at least 5 ‰.
- When dimensioning a new sewerage system, one should not calculate with less infiltration water than 0,2 l/s per km of pipeline, unless measurements showing otherwise.
- The Swedish Water Association recommends an upper limit for water velocity in older concrete pipes of 8 m/s to avoid erosion of the concrete in the invert of the pipeline. Newer concrete pipes of better quality will normally not have problems with water velocity.
- The diameter of the orifice of a combined storm overflow (CSO) should be at least 100 mm due to clogging problems. Even a diameter of 100 mm might be susceptible for clogging.
- Due to possible flooding of storm water discharge/combined sewer discharge, the vertical distance between the level of the house connection into the main sewer and the basement floor of the building, should at least be 90 cm.
- Drainage and sewer pipes should be planned and constructed for a life span of at least 100 years.
- The inner diameter of main sewerage and drainage pipes should be at least 150 mm.
- The pipes for house connections should have an inner diameter of at least 100 mm and a minimum slope of 10 ‰.
- The pipes for house connections serving two or more houses or flats should have an inner diameter of at least 125 mm.

1. Innledning

Veiledningen er ment å skulle fungere som en sjekkliste på vesentlige hensyn og gode beregningsprinsipper som man bør ivareta ved planlegging, utforming og dimensjonering av vannforsyningsanlegg, anlegg for spillvann og overvann.

For å begrense antall sider i denne veiledningen har det vært nødvendig å henvise til Norsk Vanns lærebok "Vann- og avløpsteknikk" (2012). Det har vært en løpende avveining på hva som man har valgt å skrive i denne veiledningen kontra det man har overlatt til VA-læreboka.

I veiledningen vises det anbefalinger for funksjoner og prinsipper for vannforsynings-systemer. Det er egne kapitler for systemutforming av vannforsyningsanlegg og vannforbruk. Videre er det forslag til utforming og beregningsprinsipper for overførings-ledninger, distribusjonsnett og vannpumpestasjoner. Trykkstøt er omtalt i et eget avsnitt. Viktigheten av sårbarhetsanalyser er omtalt.

Det er angitt en del formler for beregning av vannmengder, vannføringer, trykkstøt, trykktap og trykk. Videre er formler for dimensjonering av vannledninger og pumper angitt. Det er i tabeller og diagrammer angitt forslag til koeffisienter og parametere som inngår i formlene for de ulike situasjonene.

Formler for maksimale og minimale avløpsvannmengder, samt formler for overvannsmengder fra urbane områder og overvann fra naturområder som skog o.l. er vist.

Konkrete planleggings- og dimensjoneringsprinsipper for avløpssystemer er gitt. Det er vist hvordan avløpsmengder og overvannsmengder kan beregnes. Det er videre vist metoder for analyser og dimensjoneringer for selvrensing i avløpsledninger, energitap i kummer, fordrøyningsvolum, dammer, hydraulisk utløpskontroll, dykkerledninger og problemer med hydrogensulfid i avløpsledninger.

Dimensjonering og planlegging av overløp og dimensjonering av sandfang er beskrevet.

Når det gjelder dammer og fordrøyningsvolum er alternative formler for beregning av nødvendig volum gitt, samt et detaljert beregningseksempel.

Videre er åpne flomveier og planlegging av disse omtalt.

Der det er hensiktsmessig er det vist beregningseksempler med løsningsforslag.

Veiledningen gjelder i hovedsak for nye anlegg. Der hvor nye anlegg kobles sammen med eksisterende anlegg er det viktig å fastslå status til eksisterende anlegg, som faktiske lekkasjer og videre utvikling.

Veiledningen legger mest vekt på dimensjonering og systemer eller prinsipper for utførelse, og beskriver i mindre grad anleggsutførelse. For eksempelvis grøfteutførelse vises det til VA/Miljø-blad, NS3420 med videre.

2. Drikkevannssystemer – funksjon og krav

Drikkevannssystemene skal levere vann som oppfyller drikkevannsforskriftens kvalitetskrav fra inntak frem til forbruker, som oftest via et vannbehandlingsanlegg.

Overordnede mål for drikkevannsforsyningen er:

- Det skal leveres vann i tilstrekkelig mengde til innbyggerne og næringsliv
- Det skal leveres vann med en kvalitet som tilfredsstiller kravene i Drikkevannsforskriften
- Det skal leveres vann med tilfredsstillende regularitet og sikkerhet, med meget god sikkerhet for brannvann.

Følgende funksjoner og krav må tilfredsstilles i denne sammenheng:

- Levert vann til forbruker skal oppfylle drikkevannsforskriftens krav i alle situasjoner, også under branntapping.
- Drikkevannssystemene skal ha en teknisk kvalitet som resulterer i at rent vann kan leveres til enhver tid. Det skal bygges inn tilstrekkelig sikkerhet til at utfall av enkeltelementer ikke skal resultere i brudd i forsyningen.
- Vannverk skal ha to hygieniske barrierer før leveranse til forbruker. Kilden skal ha tilstrekkelig kapasitet til å forsyne nok vann med god margin gjennom alle langvarige tørkeperioder, eventuelt skal det være mulighet for å kople over til annen kilde (reservekilde) i slike perioder for å sikre tilstrekkelig vannforsyning.
- Inntaket (eventuelt grunnvannsbrønn) skal ha tekniske installasjoner som sikrer mulighet for tilfredsstillende vedlikehold under alle forhold, også vinterstid.
- Overføringsledninger skal sikres spesielt mot uønskede hendelser som kan gi avbrekk i forsyningen. Risiko- og sårbarhetsanalyser (ROS-analyser) skal avdekke slike mulige hendelser.
- Basseng skal ha tilstrekkelig volum for å sikre forsyningen i et visst antall timer ved avbrudd i tilførselen, og skal ha tilstrekkelig kapasitet til brannvann i et visst antall timer. Sikkerhetsreserven tilsvarer vanligvis 0,5 - 2 døgn forbruk.
- Trykkforholdene på distribusjonsnettet bør være minimum 15 - 20 mVs ved tilknytningspunktet, og skal være tilstrekkelig til å sikre at alle deler av forsyningsnettet har godt nok trykk til å sikre brannvann i alle situasjoner. I spesielle situasjoner (for eksempel høye bygg) må det vurderes eget hydroforanlegg. Overføringsledninger bør ha et minimum trykk på 10 mVs.
- Pumpestasjoner som skal sikre nok vann og tilstrekkelig trykk skal minst ha dublerter pumper for å sikre forsyning og trykk selv om en pumpe faller ut.
- Det skal være lagret "vanlige" reservedeler (rør, ventiler, pumper) i tilstrekkelig omfang til å sikre tilnærmet uavbrutt forsyning selv om delelementer bryter sammen og må byttes hurtig.
For reservedeler som ikke er hensiktsmessig å ha på lager, bør det vurderes samarbeid med andre om lagerhold, eller leveringsavtaler med leverandør. Større komponenter som tavler etc. kan kreve ny leveranse eller fabrikasjon, og gir derfor lang leveringstid og ditto reparasjonstid.

3. Systemutforming

3.1. Generelt om vannforsyningssystemet og ledningsnettet

Et vannforsyningssystems transportdel består av følgende elementer:

- Inntak i innsjø eller elv/bekk, eller grunnvannsbrønn(er)
- Overføringssystem som kan bestå av overføringsledninger, eventuelle tunneler, basseng, pumpestasjoner, vannmålere, ulike typer ventiler (rørbrudd, tapping, lufting, etc.)
- Distribusjonsnett, evt. med trykkøkning, trykkreduksjon, basseng, ulike typer ventiler, vannmålere, etc.
- Stikkledninger (private)

Gode rutiner for registrering av hendelser slik at VA-databaser og ledningskartverket til enhver tid er oppdatert er viktig.

Vannforbruket i Norge er høyt sammenlignet med mange andre land, med urimelig høyt lekkasjetap i mange kommuner. Ifølge vannverkenes egne rapporteringer til Nasjonalt folkehelseinstituttets vannverksregister, var det gjennomsnittlige lekkasjetapet ca 32 % i 2010. Det virkelige tallet ligger nok betydelig høyere. Ved planlegging av nye overførings- og distribusjonssystemer, og også ved rehabilitering og utvidelse av eksisterende systemer, bør det legges vekt på at systemet skal være enkelt å kontrollere mht lekkasjer ved bruk av sonevannmålere som kan benyttes til regelmessig kontroll.

Når det gjelder trykkforhold på overføringsledninger og distribusjonsnett, må dette være tilfredsstillende til betjening av husstander og i brannsituasjoner, men samtidig øker lekkasjene ved økende trykk, så det er viktig å tilstrebe et trykk som ikke er høyere enn nødvendig.

Overføringsledninger og distribusjonsnett skal transportere vannet frem til forbruker uten at vannet forurenses. Forurensning kan skje om trykklinjen i visse driftssituasjoner kommer lavere enn ledningen, for eksempel ved trykkstøt eller stor økning i vannføringen i områder med lavt trykk på ledningen, slik at forurensninger suges inn via lekkasjepunkter på ledningene. Forurensningene kan være relatert til utlekket kloakk fra avløpsrør i samme grøft som drikkevannsledningen, eller innsuging i områder med forurenset grunn. I områder utsatt for lavt trykk/undertrykk, må det vurderes å installere vakuumventiler som sørger for innsuging av luft for å hindre undertrykk.

Det bør legges inn hensiktsmessige steder å foreta prøvetaking av vannkvaliteten både på overføringsledninger og distribusjonsnettet.

3.2. Tracévalg for overføringsledninger

Generelt legges overføringsledninger korteste vei mellom to punkter som skal inngå i overføringssystemet, men varierende vurderinger gjør at dette sjelden kan gjennomføres. Korteste vei/den rette linjen kan resultere i mange høy- og lavbrekk, kan føre til unødig høyt trykk ved kryssing av daler/søkk, kan føre til langvarige juridiske komplikasjoner om grunneier nekter ledningen ført korteste vei, etc. Det kan videre være billigere å anlegge en lengre tracé om dette fører til graving av grøft istedenfor sprengning. Microtunnelling eller rørpressing kan i spesielle tilfeller være gode alternativer som medfører korte strekk og jevne fall.

Helårs adkomst for vedlikehold langs tracéen må vurderes; det kan av denne grunn være praktisk å følge eksisterende veier eller lignende.

Andre vurderinger for overføringssystemene er plassering av basseng, trykkforhold langs tracèen, ønsket om å gravitere vannet frem til forbrukssonene istedenfor pumping om dette er mulig, vurdering av økonomisk mest gunstig ledningsdiameter, rørmaterialer, med mer.

Ved analyse av tracèvalg må man ofte ta hensyn til at vannledningen og avløpsledningen skal ligge i samme grøft, selv om det fra et hygienisk synspunkt er ønskelig med separate grøfter for vann og avløp.

I felles grøfter anbefales det at vannledningen ligger øverst i grøfteprofilen.

Dette er nærmere utdypet under kapittel 5 (dimensjonering).

3.3. Overføringsledninger

Overføringsledningene transporterer vann fra kilde via behandlingsanlegg og eventuelle basseng til distribusjonsnettet og forbrukerne. Overføringsledningene kan være flere mil lange, avhengig av kildens eller vannbehandlingsanleggets nærhet til forsyningsområdet.

Sikkerhet mot brudd i overføringsledningene er særdeles viktig. Et brudd kan få dramatiske konsekvenser og være årsak til alvorlige hendelser og tap av liv. Et eksempel her kan være et sykehus som blir uten vannforsyning. Alternativ forsyning eller bassengreserve kan bedre sikkerheten i slike tilfeller.

Overføringsledninger bør plasseres i terrenget slik at antall høy- og lavbrekk minimaliseres. Det bør installeres mulighet for tapping (for spyling og reparasjon) på utvalgte lavbrekk, og lufteventiler på høybrekk for å minimalisere tid til vedlikehold og utbedringer. Det må også vurderes å installere vannmålere på overføringsledningene for å kunne overvåke lekkasjer. I tillegg kommer målere ved inntak, vannbehandlingsanlegg, basseng og på distribusjonsnettet.

3.4. Distribusjonsnett

Distribusjonsnettet kan omfatte pumpestasjoner for opprettholdelse av tilstrekkelig trykk, basseng for å sikre forsyningen, og nettinstallasjoner som vannmengdemålere, reduksjonsventiler, brannventiler/kummer, spylepunkter, etc.

Generelt bør det tilstrebes et system med ringledninger i motsetning til grenledninger. Et ringsystem gir vesentlige fordeler med hensyn til vannkvalitet og sikkerhet ved at vannet sirkulerer og ethvert forsyningspunkt har tosidig forsyning.

Som nevnt ovenfor, er det viktig å sikre at ledningsnettet ikke tilføres forurensninger. Dette er en større risiko for distribusjonsnettet enn normalt for overføringsledninger, siden det svært ofte ligger avløpsledninger i samme grøft som vannledningen. Dette vil ofte resultere i at det ligger utlekket kloakk (eller forurenset overvann) i grøften som vannledningen ligger i. Det er derfor særdeles viktig at ledningsnettet er utformet slik at muligheten for innsug av forurensninger er redusert så mye som mulig ved å sikre tilstrekkelig trykk i alle/flest mulige driftssituasjoner. Utlufting av ledningsnettet (lufteventiler) må plasseres og utformes slik at muligheten for innsuging av forurenset vann ikke kan skje.

En utfordring er å sikre seg mot forurensninger ved utkopling av deler av distribusjonsnettet pga. reparasjon og vedlikehold og eventuelt ved strømbrytning. I slike situasjoner kan nettet være trykkløst. En sårbarhetsanalyse med fokus på hvor det er sannsynlig at undertrykk kan oppstå i visse situasjoner bør gjennomføres.

3.5. Sårbarhet og beredskap

En analyse av sårbarheten er et viktig element når et vannforsyningssystem skal utformes. Utfall av vannforsyningen kan resultere i svært store negative konsekvenser for samfunnet. Forsyningssystemets sårbarhet og arbeidsgangen fra kartlegging av farer til etablert operativ beredskap er omhandlet i fire VA/Miljø-blad:

- Nr. 86 Fareidentifikasjon
- Nr. 87 VannforsyningsROS
- Nr. 88 Beredskapsanalyse & utvikling av beredskapsplan
- Nr. 89 Drift av beredskap

Beskrivelsen nedenfor er basert på disse fire bladene.

Bladene bygger på Mattilsynets veiledning "Økt beredskap i vannforsyningen" (2006). Krav om en beredskapsplan gjelder små og store vannverk. Lovgivingens bestemmelser om forebygging av uønskede hendelser og etablering av beredskapsplaner gjør at anleggseiere skal kunne gjennomføre tiltak for å redusere sannsynligheten for uønskede hendelser, og ha beredskapsplaner som reduserer skadevirkningene om slike hendelser inntreffer.

Forsyningssystemet deles normalt inn i følgende deler:

1. Vannkilde(r) inkludert nedbørfelt
2. Vanninntak og transportsystem for råvann
3. Vannbehandlingsanlegg
4. Transportsystem for rentvann
5. Distribusjonssystem for rentvann

Punktene 2, 4 og 5 ovenfor gjelder overføringsledninger og ledningsnett. Som utgangspunkt skal alle vannverk kunne levere tilstrekkelige mengder godkjent drikkevann under kriser og katastrofer. Dette betyr at avbruddsrisikoen for overføringsledninger og distribusjonssystem skal være vurdert som god nok. Basseng og tosidig forsyning er i denne sammenheng gunstig.

En analyse av sårbarhet for alle viktige deler av et vannforsyningssystem, med en etterfølgende risikovurdering som belyser sammenhengen mellom sannsynlighet og konsekvens vil være viktig ved prioritering av tiltak. Sannsynlighet og konsekvens graderes (liten, middels, stor, svært stor) og anbefales satt opp i en risikomatrise. Ved en sårbarhetsanalyse av ledningsnettet anbefales bruk av VA/Miljø-bladene som er omtalt ovenfor.

3.6. Utstyr og stasjoner på overføringsledninger og distribusjonsnett

3.6.1. Høydebasseng/Utjevningsbasseng

Basseng inngår vanligvis som en del av overføringssystemet og distribusjonssystemet. Hensikten med basseng er flere som nevnt nedenfor. Det må legges vekt på hensiktsmessig plassering mht. høyde (trykkforhold), avstand til forsyningsområdet, og utskiftingshastigheten av vannet i bassenget. I forbindelse med distribusjonsnett, vil det være hensiktsmessig med en sentral plassering av bassenget siden dette normalt gir jevnere trykkforhold i forsyningssonen og kan gi mulighet for mindre dimensjoner på ledningsnettet i sonen.

Avhengig av om bassenget er på et overføringssystem eller i et distribusjonsnett, skilles det vanligvis mellom følgende bassengtyper avhengig av hvor de er plassert i systemet:

- Gjennomstrømningsbasseng. Benyttes vanligvis på overføringssystemet, og er lokalisert mellom vannkilde og forsyningsområde.
- Motbasseng, hvor forsyningsområdet ligger mellom vannkilde og basseng.
- Tyngdepunktsbasseng, hvor bassenget er plassert inne i forsyningsområdet.
- Sidebasseng, hvor bassenget ligger mellom vannkilden og forsyningsområdet med vann inn og ut av bassenget i samme ledning. (som oftest lite ønskelig løsning).

Basseng dimensjoneres normalt for følgende:

- Utjevning av timeforbruket over et døgn (tilsvarer vanligvis 30 - 35 % av døgnforbruket)
- Brannreserve (lokalt brannvesen kan oppgi behovet)
- Sikkerhet ved ledningsbrudd og reparasjoner (tilsvarer vanligvis 0,5 - 2 døgns forbruk)

Bassengene bør ha to kammer slik at ett kammer kan koples ut ved renhold, vedlikehold og reparasjoner mens det andre kammeret er i drift. Det etableres ventilkammer med ventiler på inn- og utløp, omløp, tømmeledning, overløp, vurdering av behov for motorstyrte ventiler, reguleringsventiler, tilbakeslagsventiler, mengdemålere, etc. Videre må innløp og utløp planlegges slik at dødsoner unngås. Ofte anlegges innløp langt fra utløp og så høyt som mulig for å sikre sirkulasjon (og dermed god vannkvalitet).

Bassengvolum kan legges i fjell. Dette gir stor sikkerhet og er særlig aktuelt på overføringssystemer hvor en tunnel erstatter en del av overføringsledningen. Denne måten å inkludere bassengvolum på gir økonomisk gunstige volum. Fjellbasseng må sikres mot innlekking av grunnvann, og vil være bedre egnet for råvann enn rentvann.

Det vises for øvrig til Norsk Vann's rapport 181; "Veiledning i bygging og drift av drikkevannsbasseng".

Dimensjonering av basseng er omhandlet i kapittel 5.

3.6.2. Pumpestasjoner

Pumpestasjonstyper benevnes forskjellig etter den funksjon de har:

- Råvannspumpestasjon (råvann pumpes inn i overføringsledning eller vannbehandlingsanlegg)
- Rentvannspumpestasjon (fra vannbehandlingsanlegg inn på overføringsledning/distribusjonsnett)
- Trykkøkingspumpestasjon
- Pumpestasjon for økning av kapasitet

Oppbygning av pumpestasjon og valg av pumpetype avhenger av type stasjon. I de aller fleste tilfeller benyttes sentrifugalpumper (ett- eller flertrinns), men det kan være eksempler på andre typer om det er store vannmengder som skal løftes opptil noen få titalls meter (propellerpumper – maks løft anslagsvis 50 mVs).

Det går ikke inn på de forskjellige pumpetypene i denne veiledningen. Avsnitt 5.4 har mer om pumper og pumpestasjoner.

3.6.3. Utstyr på overføringsledninger og distribusjonsnett

Konsekvensene ved driftsavbrudd på en overføringsledning er alltid alvorlige. Det er derfor nødvendig å tenke sikkerhet mot avbrudd når ledninger skal prosjekteres og dimensjoneres. Et ledningsbrudd i et distribusjonsnett er som regel langt mindre alvorlig, spesielt om det er et ringsystem.

Utstyr som inngår som en del av sikkerhetsutrustningen er mengdemålere, trykkmålere, rørbruddsventiler og stengeventiler. Det må installeres utstyr for fjernovervåkning av slikt utstyr ved større/lange overføringssystemer. Det kan være aktuelt med annet utstyr som har betydning for sikkerhet og betryggende drift, som tilbakeslagsventiler, men dette er mer aktuelt i forbindelse med basseng og pumpestasjoner.

Andre installasjoner som må vurderes på overføringsledninger er lufteventiler, tømmeventiler og inspeksjonskummer. I kummene må det vurderes mulighet for prøvetaking.

Utstyret omtales kort i det følgende. Det er særdeles viktig å tenke adkomst langs ledningene, slik at vedlikehold og reparasjoner, utskifting av utstyr etc. kan utføres enkelt, også vinterstid.

Mengdemålere

Mengdemålere installeres alltid i forbindelse med basseng og pumpestasjoner, men bør også installeres på overføringsledninger for overvåkning og kontroll. Plassering på ulike steder langs ledningen kan avsløre mulige vannlekkasjer og gi nyttig informasjon om vannforbruk. Sentralt plasserte mengdemålere på distribusjonsnettet er nyttig ved lekkasjekontroll (sonemålere). Det er ulike krav til rettstrekning før og etter en vannmåler (leverandøravhengig).

På overføringsledninger (og ledningsnett generelt) er elektromagnetiske målere mest vanlig, men det kan være aktuelt å benytte propellmålere på mindre ledninger. Venturimålere er også installert i en del tilfeller, men kan være lite nøyaktige ved lave vannhastigheter, og er lite brukt nå.

Trykkmålere

Trykkmålere er på samme måte som mengdemålere viktige i forbindelse med overvåkning av tilstanden på overføringsledningen, og kan avsløre vannlekkasjer og ledningsbrudd. De kan også benyttes til kontroll av trykkforløp etter trykkslag.

Rørbruddsventiler

En plutselig økning i vannføringen i en ledning kan indikere at det har oppstått et rørbrudd. I slike tilfeller kan en rørbruddsventil som lukker automatisk ved stor vannføring eller trykkfall på ledningen være nyttig. Disse må innstilles slik at de ikke lukker ved for eksempel en plutselig brann tapping. Lang lukketid gir også mindre fare for ødeleggende trykkslag. Det bør vurderes hvorvidt en slik ventil skal lukke helt eller delvis. En minimumsverdi for å hindre trykkløse områder må vurderes. Rørbruddsventiler bør kunne overstyres fra en driftssentral for å hindre automatisk lukking ved større brannuttak.

Slike ventiler vil kunne forhindre store vanntap, men vel så viktig er å unngå store vannskader/erosjon i nærområdet der et rørbrudd oppstår.

Trykkreduksjonsventiler

På en overføringsledning kan det være store høydeforskjeller, og dermed store trykkforskjeller. Det kan være nødvendig å installere trykkreduksjonsventil i slike tilfeller, med mindre det er argumenter for å beholde høyt trykk, for eksempel om ledningen passerer et laveliggende område for så å stige i høyden igjen. I prinsippet bør trykket ikke være høyere enn det som er nødvendig for å betjene boliger og brann, og redusert

trykk gir også redusert utlekking ved evt. lekkasjer. De samme vurderingene gjelder distribusjonsnettet.

Ventilene gir et konstant, valgt trykk på nedstrøms side selv om trykket på oppstrøms side varierer betydelig.

Stengeventiler

Hyppigheten av stengeventiler må vurderes nøye ut i fra drifts- og vedlikeholdsbehov. Jo flere ventiler, jo mindre område kan utestenges ved en reparasjon.

Utstyr som vannmålere må ha stengeventil på begge sider, og omløp slik at ledningen kan opereres selv om slikt utstyr tas ut for vedlikehold.

Større ledningsdimensjoner og høyt trykk tilsier bruk av motorstyrte ventiler.

Lufteventiler

I høybrenn på ledningene vil det kunne oppstå luftlommer etter hendelser på nettet, som for eksempel reparasjoner som følge av tømning av en del av ledningen. Luftlommer kan resultere i økt falltap, begrenset kapasitet, og forsterkning av trykkstøt. Lufteventiler, vanligvis dobbeltvirkende automatiske, installeres derfor i høybrenn. De er også viktige elementer ved tømning av en ledning (eller del av ledning) og ved installerte rørbrudds-ventiler, slik at det ikke oppstår undertrykk på ledningen. Dette kan resultere i skader på eller sammenklapping av ledningen.

Tømmeventiler/spyleventiler

Ledninger må kunne tømmes ved reparasjoner, og det er normalt behov for å rengjøre ledninger ved spyling. Ventiler installeres i enkelte lavbrenn til dette formålet. Ventilene monteres i egne ventilkummer, og må dreneres til nærliggende bekk/elv, eller til overvannsledning, eventuelt avløpsledning. I enkelte tilfeller kan det være aktuelt å installere egen avløpsledning for å muliggjøre tømning av ledninger uten at det oppstår skader pga. erosjon. Spylekummer og enkelte andre kummer bør også utformes slik at rensepluggen kan mates eller tas ut.

Inspeksjonskummer

Det kan være aktuelt å installere egne kummer for inspeksjon av ledningen; disse kan også benyttes ved installasjon av stengeventiler, instrumentering etc. Kummene må være godt drenerte slik at installert utstyr ikke blir stående under vann. Høy grunnvannstand kan være et problem i enkelte områder.

3.7. Materialvalg for ledninger

Valg av rørmateriale henger først og fremst sammen med trykkforhold og ledningsdimensjoner. Sikkerhetsbetraktninger og korrosjonsforhold kan også påvirke valg av rørtypen.

Rør forefinnes som metallrør (støpejern og stålrør med varierende syrefasthet), rør av kunststoff (PVC, PE, PP, glassfiberarmert herdeplast, m.m.) og betongrør (uarmert, armert, evt. forspent armering).

PE (termoplast) er et robust rørmateriale som er mye brukt i vannledninger og trykkledninger for avløp. PVC (termoplast) brukes også svært mye til vann og avløpsrør. Polypropylen kan stort sett brukes for de samme situasjonene som PVC, men har enkelte egenskaper som ligger nærmere PE-rør. Sammenlignet med PE er PP sterkere og litt stivere, og PP tåler varme bedre enn både PE og PVC. Se tabell 3.7.1.

Det vises for øvrig til Norsk Vanns lærebok i vann- og avløpsteknikk (2012).

Tabellen på neste side gjelder både vann- og avløpsrør. Avløpsdelen av denne rapporten henviser til samme tabell.

Tabell 3.7.1. Egenskaper til noen ledningsmaterialer til VA-ledninger (Norsk Vann 2012).

Materiale	Fordeler	Ulemper	Normalt bruksområde
Duktilt støpejern, og stålrør	Sterkt. Tåler høy trafikkbelastning. Mindre konsekvenser ved brudd. Korrosjonsbestandig ved rett korrosjonsbeskyttelse.	Utsatt for korrosjon dersom beskyttelse mangler eller skades.	Vannforsyning, spesielt der det er ønskelig med store krav til styrke, og ved høye trykk. Stålrør som er korrosjonsbeskyttet kan være aktuelt for store dimensjoner.
Betong	Normalt god korrosjonsbestandighet. Allsidig anvendelse. Sterkt. Kan være avhengig av god kontroll på vannkvaliteten.	Utsatt for skader ved uheldig håndtering. Utsatt for korrosjon ved septiske forhold. Sårbar for lav pH. Kort rørlengde gir mange skjøter.	Avløp, kulverter under veier etc. i dimensjoner over ca. 300 mm. Armerte, evt. forspente rør i større dimensjoner kan være aktuelt for vannforsyning. Betongrør kan være sårbare i korrosivt miljø.
Plast: PVC, PP og PE	Svært lette, fleksible. Stort sett god korrosjons- og slitasjebestandighet. Hydraulisk glatt overflate, i noen tilfeller bedre enn andre materialer.	Strengt krav til legging for godt resultat. For PE-rør må det tas hensyn til stor utvidelseskoeffisient (for eksempel ved bruk av muffe hvor røret kan bevege seg i lengderetningen). Enkelte kommuner benytter ikke trykkrør i PVC over visse dimensjoner pga. store konsekvenser ved brudd (eks. Trondheim maks 225 mm)	Vannforsyning og avløp. PE mest aktuelt for vannledninger og trykkavløp i dimensjon opp til 630 mm opp til PN 10, mindre for større trykk. Kan leveres i kveil opp til 110 mm. PVC trykkrør for vannledninger opp til 400 mm. PVC grunnavløpsrør opp til ca. 500 mm. PP har gode varmeegenskaper, mye brukt innomhus til vann og avløp. Avløpsrør opp til ca. 200 mm, men kan leveres som dobbeltvegget i større dimensjoner (se nedenfor). Mye brukt til rehabilitering.
Konstruerte rør (dobbeltveggede rør)	Lette. Rimelige. Stort produktspekter fra enkle og rimelige til gode og kostbare rør.	Strengt krav til legging. Manglende styrke i lengderetning. Lett å punktere. Flyter opp pga. vann eller tele, og kan dermed ligge ustabilt. Fare for feil bruk og installasjon.	PP avløpsrør/overvannsrør opp til ca 600-800 mm. Varierende utførelse som gir varierende styrke.
Konstruerte rør (GRP og GRE)	Sterke. (Glassfiberforsterkede plastrør). Lette. God korrosjonsbestandighet.	Sprø (ved anlegg mot stein). Kostbart å installere. Restriksjoner ved drift (spyling/ trykkslag)	GRE kan benyttes ved store krav til styrke og trykk opp til ca 400 mm. GRP kan være økonomisk fordelaktig ved store dimensjoner, men mer sårbare enn GRE.
Keramisk	Svært bestandig overfor de fleste påvirkninger.	Skjøter kan være utsatt for kjemiske angrep. Kort rørlengde gir mange skjøter.	Svært lite brukt i Norge. Kan brukes for varmt og aggressivt avløp.

4. Vannforbruk

4.1. Husholdningsforbruk

De fleste norske husholdninger betaler etter stipulert forbruk og ikke etter målt forbruk. Der det legges om til registrering ved bruk av vannmåler, går ofte vannforbruket betydelig ned. Industrien, kontorer, offentlige institusjoner etc. betaler normalt etter målt forbruk.

Forbruket hos norske husstander varierer mye, men er gjennomsnittlig ca. 150 l/p·d, noe avhengig av bebyggelse. Områder med eneboliger og hager bruker vanligvis noe mer per husstand enn områder med blokkbebyggelse.

For dimensjonering av husholdningsforbruket foreslås 150 l/p·d benyttet som en generell regel, om det ikke forefinnes andre data. Dette anbefales av Norsk Vann.

I tillegg kommer vannverkets eget forbruk i ledningsnett som spyling/rengjøring av ledninger og basseng, brannslukking og gatespyling utgjør ca. 5 - 10 l/p·d (vil variere mye fra sted til sted). Totalt kan man da regne ca. 160 l/p·d.

4.2. Annet forbruk

Annet forbruk er for eksempel forbruk i industri og næringsvirksomhet, i offentlige kontorer, institusjoner som sykehus, hoteller mm., men eksklusivt lekkasjeandelen og brannvann.

Forbruket i industri og næringsvirksomhet kan være betydelig, avhengig av type industri. Bryggerier, slakterier, fiskeforedlingsindustri, prosessindustri (for eksempel treforedling) med mer kan ha meget høyt forbruk.

Registreringer utført i Danmark viste gjennomsnittlig annet forbruk eksklusive husholdningsforbruk og lekkasjer på 54 l/p·d i 2006. Tabell 4.2.1 viser vannforbruk i varierende virksomheter.

Tabell 4.2.1. Omregningsfaktorer for hydraulisk belastning fra institusjoner, servicevirksomhet etc. (Norsk Vann 2009)

Type virksomhet	Hydraulisk belastning
Barneskoler, ungdomsskoler og videregående skoler ¹	40 l/elev·døgn
Arbeidsplasser	80 l/ansatt·døgn
Sykehus inkl. betjening	625 l/seng·døgn
Pleiehjem, sanatorium ²	450 l/seng·døgn
Hoteller, høy standard ²	500 l/overnattingsdøgn
Hoteller, midlere standard, pensjonater ²	275 l/overnattingsdøgn
Hytter, høy standard (dusj, WC, oppvaskmaskin)	150 l/gjestedøgn
Hytter, innlagt vann, uten WC	75 l/gjestedøgn
Restauranter, kafeer	100 l/stol
Svømmehaller	100 l/besøkende
Forsamlingslokaler	6 l/sitteplass

¹) Skoler og forsamlingslokaler med svømmehaller vil gi en hydraulisk tilleggsbelastning som må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

²) Ansatt som bor fast, regnes som 1 pe og kommer i tillegg til de oppgitte tabellverdier.

Tabell 4.2.2 indikerer vannforbruket i en del annen type varierende industri, næringsvirksomhet og institusjoner. Tallene må oppfattes som eksempler.

Som det går frem av tabellen, varierer såkalt "annet" forbruk svært mye med type næring, og bør vurderes i hvert enkelt tilfelle. Type industri bør kartlegges, og informasjon om nødvendig vannforbruk innhentes.

Bedrifter med stort behov for vann resirkulerer vanligvis vannet i stor grad, om dette er mulig.

Det anbefales å benytte 70 l/p·d for "annet forbruk" om det ikke finnes tall som kan beregnes på annen måte, men de fleste kommuner har noen måledata som kan benyttes for vurderinger av såkalt annet forbruk.

Tabell 4.2.2. Annet vannforbruk. (Norsk Vann 2012).

Virksomhet	Vannforbruk per produsert enhet
Bakerier	2 m ³ /tonn produsert
Bryggerier	7 m ³ / m ³ øl produsert
Kjøtt- grønnsak- og konserverbedrifter	30-35 m ³ /tonn produkt
Plastikfabrikasjon	9-23 m ³ /tonn produkt
Farverier	83 m ³ /tonn tøy
Fiskeprodukter inkl pakking	8,5 m ³ /tonn produsert
Vaskerier	20 m ³ /tonn vasket tøy
Slakterier	5 m ³ /tonn dyr slaktet
Meierier	3 m ³ /tonn melk produsert
Brusfabrikker	7 m ³ /tonn brus produsert
Små butikker og kontorer	40-60 liter/ansatt per dag
Sykehus	350-500 liter/seng per døgn
Hoteller	350 – 400 liter/hotellseng

4.3. Vann til brannslukking

Regelverk for brannvann er omtalt i følgende lover og forskrifter:

- Brann og Eksplosjonsvernloven
- Plan- og Bygningsloven
- Drikkevannsforskriften

VA/Miljø-blad nr. 82 omhandler forhold vedrørende vann til brannslukking.

I Brann- og eksplosjonsvernloven står følgende:

- Kommunen skal sørge for at den kommunale vannforsyning frem til tomtengrense i tettbygd strøk er tilstrekkelig til å dekke brannvesenets behov for slokkevann. I boligstrøk og lignende hvor spredningsfaren er liten, er det tilstrekkelig at kommunenes brannvesen disponerer passende tankbil.
- I områder som reguleres til virksomheter hvor sprinkling er aktuelt, skal kommunen sørge for at det er tilstrekkelig vannforsyning til å dekke behovet.
- Dimensjonerende vannmengde bør leveres med et trykk ved brannuttaket på minst 1,0 bar.
- Hvis ikke vannforsyningssystemet er dimensjonert for nødvendig vannmengde til brannslukking og sprinkleranlegg må brannvannsforsyningen sikres på annen måte.

Ordlyden "kommunen skal sørge for" innebærer ikke at kommunen må dekke kostnaden for tilgjengelig brannvann.

For vannforsyning til sprinkleranlegg gjelder et eget regelverk som utbyggere må forholde seg til hvis bygninger skal sprinkles. (Sprinklerhåndboka, NS-EN 12845).

Krav til sprinklervannmengde/trykk kan bli mye større enn krav til brannvannsmengde. Tiltak for å imøtekomme dette er utbyggers ansvar.

I Plan- og Bygningsloven er det gitt veiledende slokkevannmengder på 20 l/s i småhusbebyggelse og 50 l/s for annen bebyggelse.

VA/Miljø-blad nr. 82 gir følgende anbefalinger:

- Der spredningsfaren er liten er bruk av tankbil akseptabelt. Dette gjelder i områder med småhusbebyggelse der avstanden mellom husene er minst 8 m.
- I boligområder der bebyggelsen er tett (mindre enn 8 m mellom husene), og det er gjort særskilte tiltak mot spredning av brann, er det anbefalt en dimensjonerende vannmengde på 20 l/s.
- En dimensjonerende vannmengde på 50 l/s er anbefalt i næringsområder og sentrumsområder. Det er kommentert at det ikke er krav om at det skal kunne leveres vann til både sprinkleranlegg og vanlig slukking samtidig.
- Ut ifra lokale forhold kan det være behov for å dimensjonere for andre (større) vannmengder, eksempelvis i tett trehusbebyggelse i sentrumsområder og lignende.

En del mindre vannverk vil ikke kunne klare å levere de anbefalte vannmengdene til brannslukking og samtidig opprettholde kravene til vannkvalitet i henhold til drikkevannsforskriften. Her er det viktig å merke seg at kravene i drikkevannsforskriften gjelder foran kravene i andre lov- og regelverk. Dette betyr at brannvann i slike tilfeller må komme fra andre kilder enn fra vannverket.

Lovverket gir anbefaling vedrørende plassering av brannventiler:

- Brannkum/hydrant bør plasseres innenfor 25 - 50 meter fra inngangen til hovedangrepsvei. Det må være tilstrekkelig antall brannkummer/hydranter slik at alle deler av bygningen dekkes.

Brannkum eller hydrant bør/må ligge ved kjørbærbar adkomst til det som brenner. Det er viktig å merke seg at varierende typer brannventiler gir ulike kapasiteter, og kan gi uønskede begrensninger i uttappet mengde. Det bør være mulig å tappe brannvann fra flere tappepunkter samtidig.

Kommunene er pålagt å gjennomføre risiko- og sårbarhetsanalyser (ROS-analyser) av vannforsyningssystemet. Her inngår naturlig en analyse av behovet for brannvann og krav til dette. Det betinger at kommunene har god oversikt over forholdene (kapasitet og trykk) på alle deler av ledningsnettet, og at de har vurdert behovet for alternative brannvannskilder.

4.4. Lekkasje

Lekkasjeandelen i Norge er stor, og varierer anslagsvis i området 20 - 60 % i norske kommuner, avhengig av befolkningstetthet, type industri mm. Det finnes eksempler på vannverk som kan dokumentere en lekkasjeandel på under 10 %, men det finnes mange eksempler på stort lekkasjetap. Offisielt har vi i gjennomsnitt et lekkasjetap på 32 % i Norge basert på data oppgitt av kommunene, men det reelle tallet er høyere, antagelig over 40 %.

Sikker vannforsyning (med liten risiko for ledningsbrudd) betinger en god oversikt over kvaliteten på nettet, godt administrert system for å lokalisere og utbedre kritiske lekkasjer raskt, og lagerhold med nødvendige deler lett tilgjengelig.

Nye ledningsnett som trykkprøves før godkjenning skal i utgangspunktet være tette, men erfaring viser at det etter relativt kort tid oppstår tap også i et relativt nytt system.

Nye nett blir også gamle etter hvert. Det er derfor vanlig å dimensjonere også nye nett for et visst tap, eller uregistrert forbruk som ikke kan tilskrives forbrukere (UFW – unaccounted for water). En betydelig del av lekkasjer kan være relatert til stikkledningene.

Det anbefales å dimensjonere nye nett for et tap på 15 - 20 %, med lavere tap for store forbruksområder/store vannverk enn for små områder/små vannverk. Skal nye ledninger prosjekteres/bygges som del av et eksisterende nett, må lekkasjeandel vurderes særskilt, basert på kartlegging av kvaliteten på det eksisterende nettet.

4.5. Forbruksvariasjoner

Vannforbruket varierer over året og over døgnet. Forbruket er høyere om sommeren enn om vinteren. Forbruket over døgnet varierer mye med høyt forbruk om morgenen og rundt middagstid når folk kommer hjem fra jobb/skole etc.

For å uttrykke variasjonen over året, benyttes følgende variasjonskoeffisienter (døgnfaktoren):

- Maks døgnfaktor, f_{maks} = forbruket i det av årets døgn med størst forbruk/forbruket i midlere døgn
- Min døgnfaktor, f_{min} = forbruket i det av årets døgn med minst forbruk/forbruket i midlere døgn

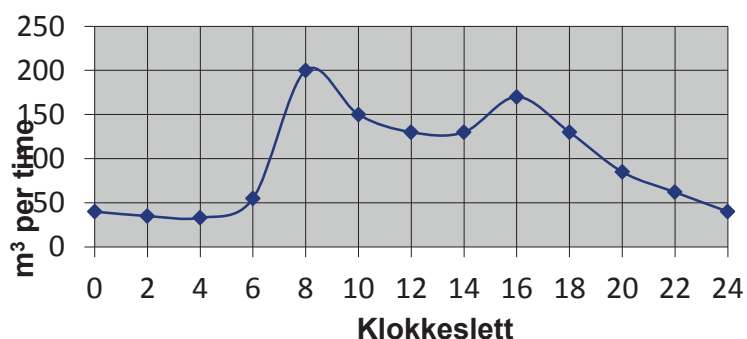
f_{min} ligger vanligvis i området 0,6 for små anlegg til 0,8 for meget store anlegg.
 f_{maks} varierer vanligvis i området 1,3 (store anlegg) til 1,6 (små anlegg).

Registrering av månedsforbruk vil kunne gi mer eksakte koeffisienter for hvert enkelt vannverk hvis et nyanlegg skal knyttes til et eksisterende vannverk.

For å uttrykke variasjonen over døgnet, benyttes følgende koeffisienter (timefaktoren):

- Maks timefaktor k_{maks} = største timeforbruk i døgnet/midlere timeforbruk
- Min. timefaktor k_{min} = minste timeforbruk i døgnet/midlere timeforbruk

Figuren 4.5.1 nedenfor viser et eksempel på hvordan timeforbruket varierer over døgnet. Illustrasjonen er hentet fra Norsk Vanns lærebok (2012). Kurven er typisk i den forstand at den viser vesentlig høyere forbruk om morgenen og tidlig på ettermiddagen enn ellers i døgnet, som omtalt ovenfor.

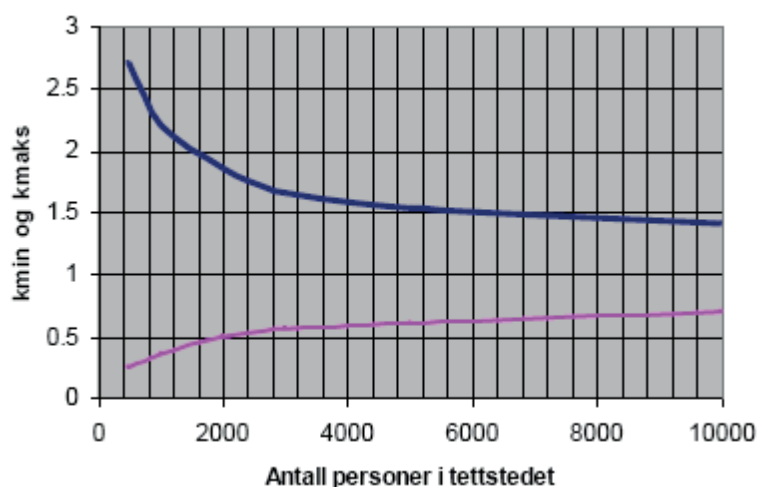


Figur 4.5.1. Forbruksvariasjon over døgnet (Norsk Vann 2012)

Størrelsen på timefaktorene er avhengig av personer tilknyttet vannverket. Større vannverk har lavere timefaktor enn mindre vannverk. Er det stort industriforbruk og dette forbruket er relativt konstant over døgnet og året, vil døgn- og timekoeffisientene

være lavere enn om slik industri ikke var tilknyttet. Det samme gjelder et nett med store lekkasjer, siden dette er med på å jevne ut forbruksvariasjonene over døgnet.

Prinsippene for timefaktorene er vist i figur 4.5.2.



Figur 4.5.2. Prinsipp for maks og min timefaktor (Norsk Vann 2012)

Et par eksempler på beregning av døgns- og timeforbruket er vist nedenfor:

- Hvis døgnsforbruket i det døgnet med høyest forbruk er 4000 m³, og midlere forbruk er 3000 m³, blir maks døgnsfaktor $f_{maks} = 4000/3000 = 1,33$
- Hvis det minste timeforbruket er 100 m³/t og det midlere timeforbruket er 125 m³/t, blir $k_{min} = 0,8$

Skal maksimalt vannforbruk over døgnet $Q_{d maks}$ for et område regnes ut, gjelder følgende:

$$Q_{d maks} = \frac{(p \cdot Q_{hus} \cdot f_{maks}) + (p \cdot Q_{m annet}) + (p \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60}$$

hvor

$Q_{d maks}$ = maksimalt døgnsforbruk (l/s)
 p = antall personer som skal forsynes
 Q_{hus} = spesifikt husholdningsforbruk (l/p·d)
 $Q_{m annet}$ = maksimalt annet forbruk (l/p·d)
 Q_{lekk} = anslått lekkasje (l/p·d)

Maksimalt timeforbruk Q_{hmaks} (høyeste timeforbruk i året) blir

$$Q_{hmaks} = \frac{(p \cdot Q_{hus} \cdot f_{maks} \cdot k_{maks}) + (p \cdot Q_{m annet}) + (p \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60}$$

$Q_{m annet}$ kan også ha en timefaktor som ikke er lagt inn ovenfor

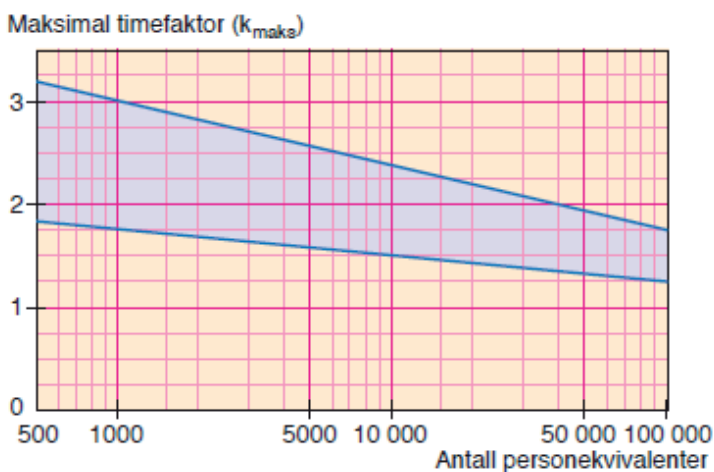
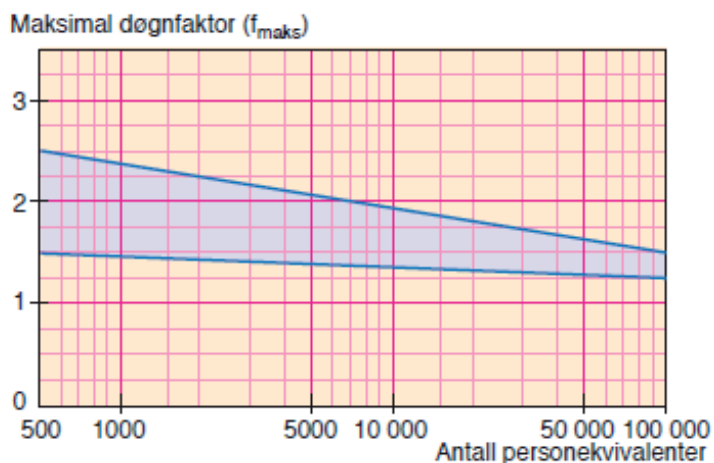
Tilsvarene blir minste timeforbruk $Q_{h min}$ (minste timeforbruk i året):

$$Q_{h min} = \frac{(p \cdot Q_{hus} \cdot f_{min} \cdot k_{min}) + (p \cdot Q_{annet}) + (p \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60}$$

hvor Q_{annet} = annet forbruk (l/p·d minimum – kan evt. settes lik 0)

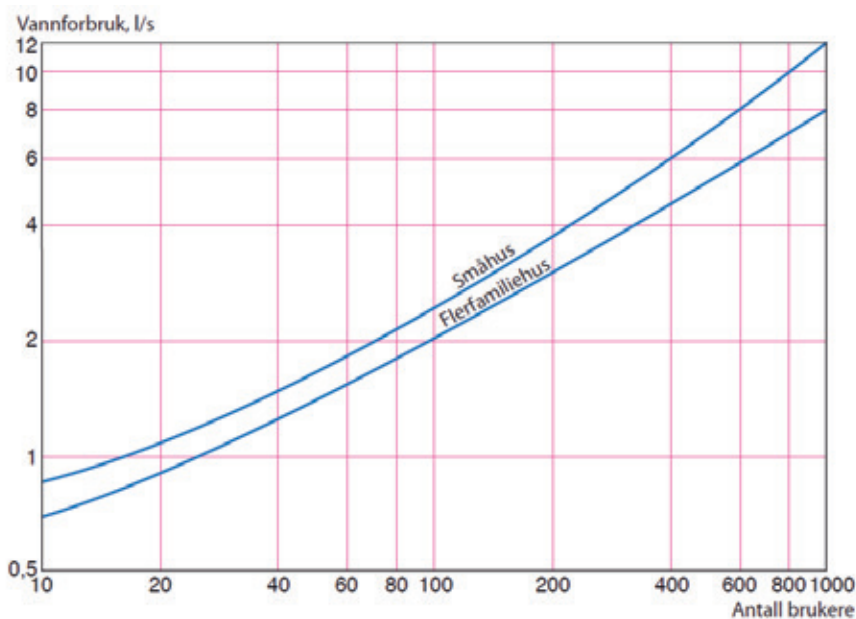
For dimensjonering i områder med hagevanning bør vannbehov til hagevanning tas hensyn til.

I Svenskt Vattens publikasjon P 83 fra 2001 er følgende illustrative figurer for maks døgn- og timefaktor hentet (for 500 til 100 000 personer tilknyttet):



Figur 4.5.3. Maks døgn- og timefaktor (Svenskt Vatten P83 2001)

Ved færre personer tilknyttet (opptil 1000) angir P 38 følgende anbefalte kurve:



Figur 4.5.4 Momentanforbruk ved færre enn 1000 personer tilknyttet (VAV P38 1979)

Eksempel:

Et forsyningsområde har 5000 personer med et spesifikt forbruk på 150 l/p d. Det er dessuten en konstant lekkasje på 130 l/p d, og en industri som bruker tilsvarende 100 l/p d. Industriforbruket tas ut på dagtid i løpet av 8 timer i døgnet.

Beregn maksimalt timeforbruk $Q_{h \text{ maks}}$ i liter per sekund.

Svar:

Figur 4.5.3 viser for 5000 personer en k_{maks} som ligger ca. mellom 1,5 og 2,5. Vi antar da $k_{\text{maks}} = 2,0$. Figur 4.5.3 viser også en f_{maks} mellom 1,35 og 2. Vi velger da $f_{\text{maks}} = 1,7$.

$$Q_{h \text{ maks}} = \frac{5000 \cdot 150 \cdot 1,7 \cdot 2,0 + 5000 \cdot 130 + \frac{5000 \cdot 100 \cdot 24}{8}}{24 \cdot 60 \cdot 60} = \underline{54,4 \text{ l/s}}$$

5. Dimensjonering

5.1. Rørstrømning

5.1.1. Generelle prinsipper

All rørstrømning i forbindelse med overføring og distribusjon regnes som strømning i fulle rør. Prinsippene for slik rørstrømning er gjennomgått i læreboka.

Viktige energiformer vedrørende rørstrømning er:

- Hastighetshøyden = $v^2/2g$ (m)
- Trykkehøyden = p/γ (m),

v = vannhastigheten i røret

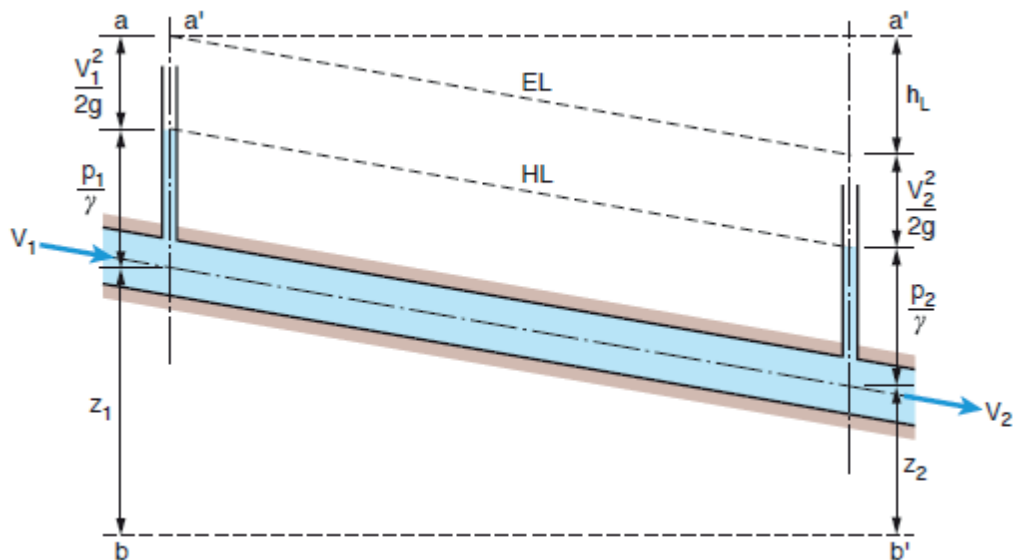
γ = vannets spesifikke vekt = 9810 N/m^3

p = trykket (N/m^2)

Når vi bruker energibalanse på hydrauliske beregninger, ser vi på summen av energiformene i to ulike tverrsnitt langs samme strømlinje i strømmingen.

Loven om energibevaring sier at energi ikke går tapt, men endrer tilstand. De energiformene som er aktuelle for rørstrømning i praktisk VA-hydraulikk er:

- Bevegelsesenergi (kinetisk energi)
- Trykkenergi
- Stillingsenergi (den høyde vannet ligger på)
- Varmer (Friksjonstap)



Figur 5.1.1. Prinsippskisse av energiformene i ulike tverrsnitt langs en strømlinje

I figur 5.1.1 er energilinjen (EL) og trykklinjen (HL) vist. Avstanden mellom disse er

bevegelsesenergien $\frac{v^2}{2g}$. Trykkenergien er $\frac{p}{\gamma}$ og stillingsenergien er h . På høyre side ser

vi at energilinjen har sunket med h_L . Dette er friksjonstap som har gått over i varme. Summen av disse energiformene er lik i et hvert tverrsnitt. Settes dette opp for et tverrsnitt 1 og et tverrsnitt 2, får vi Bernoullis ligning.

Bernoullis ligning:

$$\left(\frac{p_1}{\gamma_1} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) = \left(\frac{p_2}{\gamma_2} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_{\text{tap}} \right) \quad [m]$$

Fritt vannspeil opptrer enkelte steder i et overførings- og distribusjonsnett. Dette kan være basseng, og i spesielle trykkreduksjonskummer. Friksjonstapet forbundet med rørstrømning og singulærtap fører til energitap. Ved lange overføringsledninger vil friksjonstapet være dominerende, mens singulærtap kan være dominerende ved korte rørstrekk med mange utstyrsinstallasjoner. Alle tap varierer proporsjonalt med v^2 .

Eksempel:

En ledning har diameter 0,2 m og en vannhastighet på $v_1 = 2,0$ m/s oppstrøms et punkt hvor det er en utvidelse av diameteren på ledningen. Nedstrøms dette punktet er diameteren 0,3 m. Oppstrøms punktet er trykket (p_1/γ) = 10 mVs. Hvor stort er trykket nedstrøms punktet?

Svar:

Vi må først finne hastigheten v_2 nedstrøms punktet:

$$Q = v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2$$

$$v_2 = \frac{v_1 \cdot A_1}{A_2} = \frac{v_1 \cdot \pi \cdot R_1^2}{\pi \cdot R_2^2} = \frac{v_1 \cdot R_1^2}{R_2^2}$$

$$v_2 = \frac{2 \cdot 0,1^2}{0,15^2} = 0,89 \text{ m/s}$$

Vi ser bort fra energitap ved diameterutvidelsen i dette eksempelet. I Bernoullis ligning vil z_1 være lik z_2 (som er høyden over havet), og disse leddene faller da ut av ligningen som er vist over (før eksempelet).

Det som står igjen er da:

$$\frac{p_1}{\gamma_1} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma_2} + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$10 + \frac{2^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma_2} + \frac{0,89^2}{2g}$$

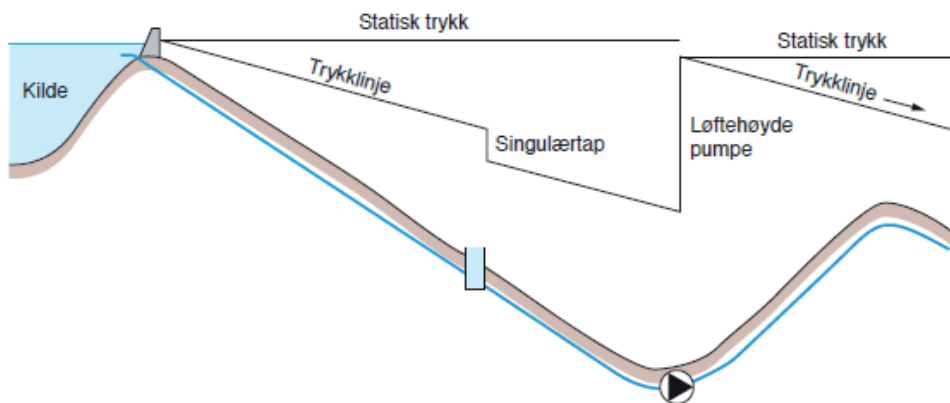
$$\text{Dette gir } 10 + 0,20 = p_2/\gamma + 0,04$$

$$\text{Trykket } p_2/\gamma = 10 + 0,20 - 0,04 = \underline{10,16 \text{ mVs}}$$

Figur 5.1.2 viser eksempel på variasjonen i trykklinjen. Som det fremgår, fører friksjonstapet til en jevnt fallende energi- og trykklinje, mens singulærtap gir et vertikalt (momentant) fall i linjene. Trykkøkingsstasjoner gir en vertikal (momentan) økning i energi- og trykklinjen som tilsvarer løftehøyden på pumpe(ne). Det må unngås undertrykk på vannledninger, derfor må trykklinjen alltid ligge over vannledningens posisjon.

Forskjellen i energi- og trykklinjen utgjøres av hastighetshøyden $v^2/2g$, og er som oftest neglisjerbar. Ved en vannhastighet i røret på 1 m/s, utgjør hastighetshøyden ca 5 cm, og dette er normalt innenfor beregningsnøyaktigheten ved hydrauliske beregninger. Hvis det ikke er tapping på en ledning, vil trykklinjen være identisk med statisk trykk. Det er viktig å kontrollere at alle deler av ledningsnettet tåler trykket som kan oppstå i de laveste partiene i en slik situasjon.

Transport av vann i et rørsystem må tilstrebes å skje via selvfall/gravitasjon. Kostbar pumping må unngås om dette er mulig.



Figur 5.1.2. Eksempel på trykklíner

5.1.2. Beregning av friksjonstap

Friksjonstapet beregnes normalt etter Darcy-Weisbach's formel:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}, \text{ eller } h_f = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \text{ ved innsetting av } v = Q/A$$

hvor h_f = falltap i m
 f = friksjonskoeffisient
 L = Lengden av ledningen (m)
 v = vannhastigheten i ledningen (m/s)
 g = gravitasjonskonstanten (ms^{-2})
 D = ledningens diameter (m)
 Q = vannmengden (m^3/s)
 A = innvendig areal av ledningen = $\pi \cdot D^2/4$ (m^2)

Vanligvis er rørruheten k (mm) kjent fra rørgrossister eller lignende. Vi trenger imidlertid friksjonskoeffisienten f . Den kan bestemmes ved å benytte Moody's diagram, eller beregnes ved å benytte Prandtl's ligning (se nedenfor), og ligger normalt i området 0,015 – 0,030.

Noen tall for rørruheter er vist i tabell 5.1.1. Det er meget vanskelig å finne hvilke rørruheter som er de korrekte å bruke i et ledningsnett. Dette bør derfor være gjenstand for en utredning i hvert enkelt tilfelle.

Når man dimensjonerer en ledning må man huske at man dimensjonerer for en fremtidig situasjon. Da vil rørnettet sannsynligvis ha begroinger, korrosjon og sedimenter som gjør at hydraulisk motstand blir mye større enn da det var nytt.

Eldre støpejernsledninger med liten vannhastighet kan ha vesentlig høyere ruhet enn angitt i tabellen, mens tilsvarende ledninger med høye hastigheter kan holde seg forholdsvis rene. VAV (Oslo) har laget en kurve bygget på målinger som viser sammenhengen mellom alder og hastighet på slike rør.

I et ledningsnett er det også være mange andre forhold som påvirker de hydrauliske tapene, som for eksempel singulærtap i rørkryss, bend, anboringer, begroinger, sedimenter, ventiler etc. Man bør derfor vanligvis ikke bruke en ruhet lavere enn 0,5 mm i nettberegninger, selv om ledningsnettet er av plastrør. Gamle rustne rør med mye rustknoller kan ha høyere ruhet enn de som er vist i tabellen.

Tabell 5.1.1. Eksempler på rørruheter k i Prandtl og Colebrook's ligninger.
(Norsk Vann 2012/Hydraulic Research Station (GB) 1990)

Ledningsmateriale	Teoretisk ruhet (mm)	Ofte brukte/praktiske ruheter på ledninger (mm)
Plastrør (PVC, PE, etc.)	0,002 – 0,007	0,1 – 0,4
Betongrør	0,06 – 0,3	0,3 – 1,0
Nye støpejernsrør med betongforing	0,06 – 0,15	0,3 – 0,5
Nye støpejernsrør med termoplastforing	0,002 – 0,007	0,1 – 0,4
Eldre støpejernsrør	0,6 – 1,5	1,5 – 2,5*

*For gamle støpejernsrør kan ruheten bli betydelig høyere. Avløpsledninger (omtalt senere i veilederen) vil kunne ha betydelig høyere ruhet enn angitt i tabellen

Isteden for å finne friksjonskoeffisienten (f) i Darcy-Weisbachs ligning ved hjelp av Moodys diagram kan man regne den ut med Prandtl eller Colebrook's ligninger. Prandtl's formel sier:

$$1/\sqrt{f} = 2 \log (3,72 D/k), \text{ hvor } D \text{ er rørdiameter (m) og } k \text{ er ruhet (m)}$$

Moody's diagram er vist i vedlegg nr. 2.

Eksempel:

En ledning har innvendig diameter 0,2 m, lengde 800 m og materialet er PE-rør. Vannføringen er på 20 liter per sekund. Beregn friksjonstapet i ledningen.

Svar:

Vi må først regne ut hastigheten i ledningen (v).

$$v = Q/A = Q/(\pi \cdot R^2) = 0,02/(3,14 \cdot 0,1 \cdot 0,1) = 0,64 \text{ m/s}$$

Friksjonstapet beregnes normalt etter Darcy-Weisbach's formel:

$$h_f = f \cdot L/D \cdot v^2/2g$$

Nå gjenstår å finne friksjonskoeffisienten f . Vi må først finne den hydrauliske ruheten, k . I tabell 5.1.1 står det at ofte brukte ruheter i praksis er 0,1 – 0,4 mm. Vi antar da at $k=0,2 \text{ mm}$.

I vedlegg 2 ligger Moodys diagram som vi nå bruker. Den vertikale akse til høyre har benevnelsen k/D (ϵ/D), som i vårt tilfelle er $k/D = 0,2 / 200 = 0,001$. Deretter regner vi ut Reynolds tall:

$$Re = \frac{D \cdot v}{\nu} = \frac{0,2 \cdot 0,64}{10^{-5}} = 1,2 \cdot 10^4$$

Vi finner så skjæringspunktet mellom kurven som på høyre side starter ved $k/D=0,001$, og den vertikale linjen opp fra $Re = 1,2 \cdot 10^4$. Fra dette skjæringspunktet går vi horisontalt til venstre vertikaleakse, og finner at $f = 0,028$.

$$\text{Falltapet, } h_f = 0,028 \cdot 800/0,2 \cdot 0,64^2 / 2 \cdot 9,81 = \underline{2,34 \text{ mVs}}$$

Singulærtap må anslås/beregnes for hver enkelt installasjon som gir singulærtap.

Singulærtap beregnes etter formelen:

$$h_f = k_s \cdot v^2/2g, \text{ hvor } k_s \text{ er singulærtapskoeffisienten.}$$

Tabellen nedenfor gir eksempler på denne koeffisienten.

Tabell 5.1.2. Singulærtapskoeffisienter. (Bøyum og Thorolfsson 2001)

Spesifikasjon	Singulærtapskoeffisient k_s
Sluseventil, helt åpen	0,2
Tilbakeslagsventil	0,6 – 2,5
Bend, 90° standard	0,7
Bend, 90° langt bend (stor radius)	0,6
Bend, 45°	0,5
T-rør, vannet strømmer 90°	1,8
Tverrsnittsreduksjon $d/D = 1/4, 1/2, 3/4$	0,9/0,6/0,2
Rør ut fra basseng, tank el	
- rør stikker inn i tanken	0,8
- rør er flush med tankvegg	0,5
- rør er moderat avrundet innløp	0,25
- rør er meget godt avrundet	0,05
Rør inn i basseng; tank el	1,0

Tabellens oppgitte verdier har noen avrundinger siden dette er orienterende tall. Det går frem at god avrunding av bend eller innløp fra basseng til rør gir sterkt redusert singulærtap.

Flere verdier for k_s kan finnes i Butler & Davies (2004) eller hydrauliske lærebøker. Når k_s er større enn 1,0 taper man en energimengde som er større enn hastighetshøyden $\frac{v^2}{2g}$. Dette kan virke merkelig, men det henger sammen med at det ikke nødvendigvis tapes hastighet i ledningen, men en energimengde som tilsvarer $k_s \cdot \frac{v^2}{2g}$, noe som kan gi trykkfall tilsvarende dette.

For raske overslagsberegninger kan det være nyttig å benytte Hazen-Williams diagram (se vedlegg 2), basert på formelen:

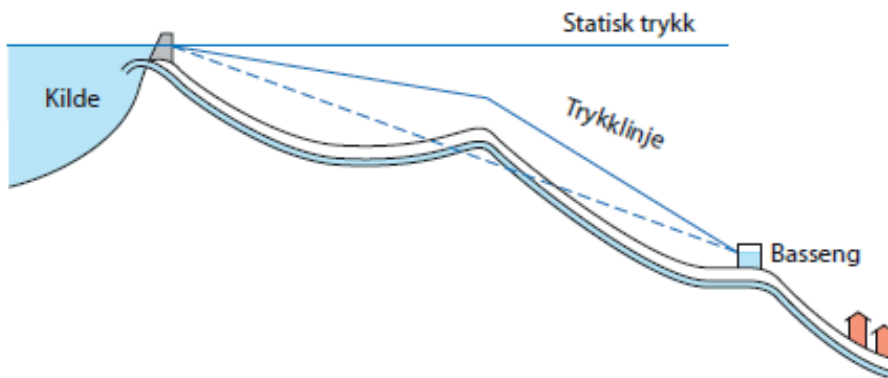
$$Q = 6,67 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot I^{0,54}$$

hvor Q = vannmengden i l/s
 C = friksjonskoeffisient (fremgår av diagrammet i vedlegg nr. 2)
 D = rørets indre diameter (m)
 I = trykklinjens helning (‰)

5.2. Overføringsledninger

5.2.1. Trykkforhold

Figuren nedenfor viser en situasjon med overføring fra kilde til høydebasseng. Situasjonen viser at trykklinjen kan risikere å komme under terrenget og ledningen ved høybrekket om ikke ledningsdimensjonen fra kilde til høybrekk økes for å redusere falltapet på denne strekningen.



Figur 5.2.1. Alternative trykklinjer.

En annen situasjon illustreres ved situasjonen på figur 5.1.2. Figuren der viser at det er nødvendig med trykkøkingsstasjon. Der kunne det vurderes å benytte større ledningsdimensjon som kunne gjøre trykkforstekning unødvendig. Det blir en økonomisk avveining hvorvidt det lønner seg å legge mindre ledningsdimensjon og installere trykkøkingspumper, eller stor dimensjon for å unngå pumping. Det må også vurderes hvorvidt trykket i det laveste områdene blir for høyt i situasjonen uten pumping, eller vurdere behov for trykkreduksjon på avgreningene til distribusjonsnettet.

Som retningsgivende trykk på en overføringsledning, kan følgende anbefales:

- Min trykk 10 mVs. Dette gir sikkerhet mot undertrykk, og vil normalt være tilstrekkelig også i en situasjon hvor trykkstøt kan oppstå.
- Maks trykk må vurderes i hvert tilfelle, og vurderes mot type ledningsmateriell, og konsekvenser ved brudd. Lavere trykk gir større sikkerhet.

Beregningseksempel

Figur 5.2.1 er utgangspunkt for følgende eksempel:

Kilden ligger på kote 150, bassenget på kote 60. Avstand mellom kilde og basseng er 20000 m. Dimensjonerende vannforbruk ($Q_{d maks}$) er 6600 m³/d (ca 76 l/s). Et høybrekk på kote 125 ligger 10 000 m fra kilden.

1. Hvilken minimum ledningsdimensjon er nødvendig for å føre vannet frem til bassenget, forutsatt jevnt fallende trykklinje? Det forutsettes bruk av plastrør (PVC eller PE). Høydeforskjellen mellom kilde og basseng er 90 m.

Som angitt foran varierer friksjonskoeffisienten f vanligvis i området 0,015 – 0,03.

For å få en pekepinn om størrelsen på sannsynlig diameter, kan man benytte begge verdier og regne ut et sannsynlig område for diameter på røret.

Moody's diagram og Darcy-Weissbach's formel ved bruk av $f = 0,015$ gir følgende beregning for diameteren:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = 90 \text{ m}$$

Ligningen løses mht. D :

$$D^5 = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{h_f \cdot \pi^2 \cdot g} = \frac{8 \cdot 0,015 \cdot 20000 \cdot 0,076^2}{90 \cdot \pi^2 \cdot g} = 0,0016 \text{ m}$$

Dette gir $D_i = \text{ca. } 275 \text{ mm}$.

En tilsvarende beregning ved å benytte $f = 0,03$ gir $D_i = \text{ca. } 315 \text{ mm}$.

Nærmeste standard indre diameter D_i for PVC-rør innenfor dette området er ca 285 mm (D_y 315 mm). Ved å benytte Moody's diagram med $D_i = 285 \text{ mm}$ og en k -verdi på 0,1 (se tabell 5.1.1), blir forholdet $k/D = 0,1/285 = 0,00035$ og Reynold's tall ca $3,4 \cdot 10^5$.

Moody's diagram gir da $f = \text{ca } 0,017$, som settes inn i formelen for falltapet ($D = 285$ benyttes i formelen).

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = \text{ca. } 86 \text{ m}$$

Dette er mindre enn tilgjengelig falltap = 90 m; dvs at et PVC-rør med indre diameter 285 mm kan teoretisk benyttes.

2. Hvilket trykk gir denne dimensjonen ved høybrekket?

Høybrekket ligger midt mellom kilde og basseng, har dermed en høyde på trykklinjen på kote 150 – 90/2 = kote 105. Siden høybrekket ligger på kote 125, gir den utregnede ledningsdimensjonen et undertrykk som ikke er akseptabelt.

3. Hvilken dimensjon bør minimum legges mellom kilde og høybrekk for å oppnå et minimum trykk på 10 mVs over høybrekket?

h_f skal da gi en trykklinje lik eller høyere enn kote 135 over høybrekket. Dette gir $h_f \leq 15 \text{ mVs}$.

Ved å benyttes en standard dimensjon et hakk større enn beregnet ovenfor (for PVC blir dette D_i lik ca 360 mm, D_y 400 mm), vil friksjonskoeffisienten f bli ca 0,025 ($k/D = 0,00028$, Reynold's tall $2,7 \cdot 10^5$)

Ved å forsøke denne dimensjonen, blir h_f :

$$h_f = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = \frac{8 \cdot 0,025 \cdot 10000 \cdot 0,076^2}{\pi^2 \cdot 0,36^5 \cdot 9,81} = \text{ca. } 20 \text{ m}$$

Dimensjonen er ikke stor nok til at falltapet blir mindre enn forutsatt (15 m). I praksis betyr dette at PVC-rør ikke kan benyttes på denne strekningen, siden disse produseres til og med 400 mm (D_i ca 360 mm). PE-rør kan benyttes for større dimensjoner. I dette tilfellet ville det da vært naturlig å benytte PE-rør med ytre diameter 450 mm.

For raske overslag kan også Hazen-William's diagram benyttes:

$Q = 0,076 \text{ m}^3/\text{s}$, helning på trykklinjen $15/10000 = 0,15 \%$ (1,5 promille), som gir en nødvendig diameter på ca 450 mm.

5.2.2. Basseng på overføringsledninger

Funksjon, hensikt og fordeler med basseng er omtalt i kap. 3.6.1. For overføringssystemet er det aktuelt med:

- Gjennomstrømningsbasseng, eller
- Sidebasseng

Gjennomstrømningsbasseng og sidebasseng er vist som prinsipp på figur 5.2.2.

Her er:

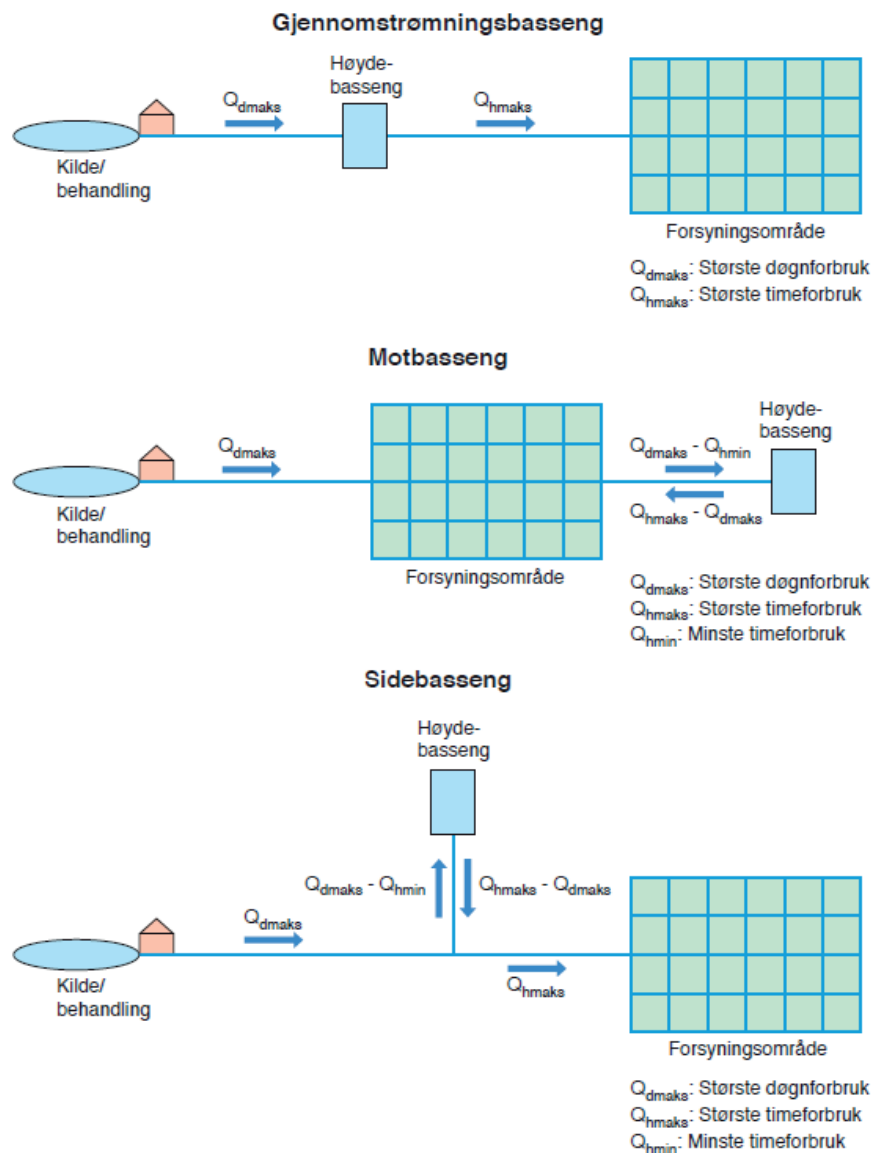
$Q_{d \text{ maks}}$ = Største døgnforbruk

$Q_{h \text{ maks}}$ = Største timeforbruk

$Q_{h \text{ min}}$ = Minste timeforbruk

Overføringsledningens dimensjonerende vannføringer er vist i figuren.

Det er gunstigere å benytte gjennomstrømningsbasseng enn sidebasseng mht vannutskifting i bassenget. Legges det to ledninger til/fra sidebasseng, vil det kunne fungere som et gjennomstrømningsbasseng.



Figur 5.2.2. Gjennomstrømningsbasseng, motbasseng og sidebasseng

Bassengvolumet må dimensjoneres for:

- Utjevning av timeforbruket over et døgn (tilsvarer vanligvis 30-35 % av døgnforbruket)
- Brannreserve (Lokalt brannvesen kan oppgi behovet)
- Sikkerhet ved ledningsbrudd og reparasjoner (tilsvarer vanligvis 0,5 – 2 døgns forbruk)

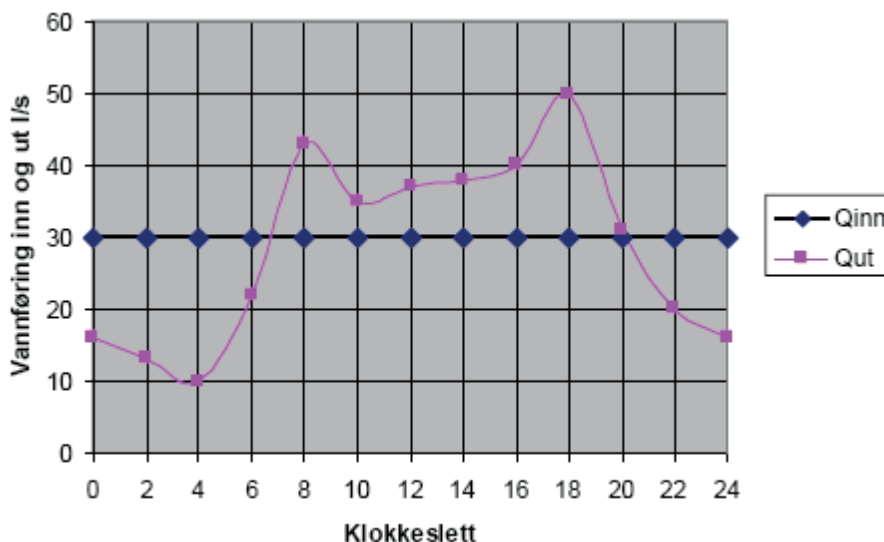
Utjevning av timevariasjonen over døgnet

Som tidligere nevnt varierer forbruket over døgnet mye fra time til time. Ved å legge inn nødvendig utjevningssvolum i et basseng på overføringssystemet (gjennomstrømningsbasseng eller sidebasseng), unngås å måtte oppdimensjonere ledninger og pumpestasjoner for det høyeste timeforbruket. Et basseng dimensjoneres da slik at bassenget fylles opp når forbruket er lite (vanligvis om natten), og volumet forbrukes når forbruket er høyt.

Figur 5.2.3 viser et eksempel på hvordan utjevningssvolumet over et døgn kan beregnes. Bassenget fylles med en konstant mengde over døgnet (horisontal linje i figuren), mens forbruket varierer over døgnet.

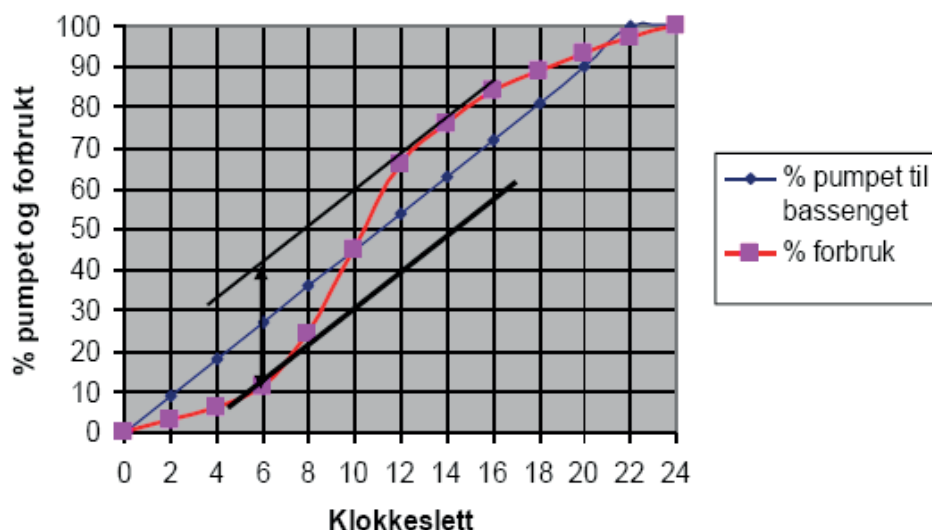
Arealet over den horisontale linjen (tilført mengde) og under den variable forbrukskurven viser volumet som må fylles opp andre deler av døgnet. Tilførselen (den horisontale linjen) tilsvarer midlere døgnforbruk.

Figur 5.2.3 er basert på konstant tilførsel til bassenget ved kontinuerlig pumping. Pumping kan også skje ved drift over et visst antall timer i døgnet, noe som vil gi en avbrutt horisontal linje. Et basseng hvor vannet graviteres inn, har som regel en reguleringsventil (evt. stengeventil) på innløpet som styres av vannivået i bassenget for å unngå overløp. I disse tilfellene blir fyllingskurven en variabel kurve (ikke horisontal som vist på figur 5.2.3).



Figur 5.2.3. Prinsipp, utjevningssvolum (Norsk Vann 2012).

Den mest vanlige metoden for å beregne nødvendig bassengvolum er summasjonsmetoden, vist i figur 5.2.4. Det må etableres en forbrukskurve for anlegget. Dimensjoneringen utføres ved opptegning av en summasjonskurve for tilførsel og forbruk. Kurven får en S-fasong som vist.



Figur 5.2.4. Eksempel på summasjonskurve (Norsk Vann 2012)

Nødvendig volum får man ved å legge en linje parallelt med tilførselslinjen som en tangent til øvre og nedre del av S-kurven. Den vertikale avstand mellom disse to linjene gir volumet som må til for å sikre tilstrekkelig utjevning. I vårt tilfelle blir det ca. 30% av døgnforbruket.

Tilførselslinjen viser pumping i 22 timer i døgnet. Om pumpen(e) hadde pumpet i 24 timer, ville tilførselslinjen vært slakere. Dette ville gitt et større nødvendig utjevningsbehov, men en noe mindre pumpekapasitet.

Om pumpekurven var like bratt som det bratteste partiet på S-kurven (større kapasitet på pumpen(e)), ville dette resultert i at det ikke var behov for utjevningsvolum, men dette ville da føre til oppdimensjonering av tilførselsledninger og pumpekapasitet. En energioptimalisering (friksjonstap og energibehov) bør gjøres for å optimalisere sammenhengen mellom kapasitet på tilførselsledning, energiforbruk og bassengvolum.

Sikkerhetsvolum

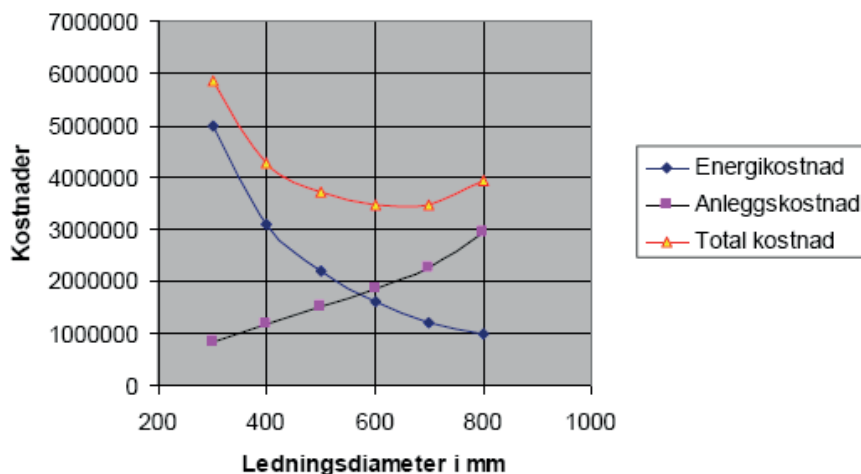
Hvor stort sikkerhetsvolum som bør legges inn i basseng, bør utredes i hvert enkelt tilfelle og også inkluderes som en del av ROS-analysen. Nødvendig størrelse på volumet henger sammen med hvor sikkert forsyningssystemet er, tilgang på andre kilder ved ledningsbrudd, type forsyningsområde (boliger eller næring/sykehus hvor vannforsyningen må opprettholdes), konsekvenser ved brudd etc.

Vanligvis dimensjoneres dette volumet slik at det er tilstrekkelig over den perioden det tar å utbedre et brudd, og vil da vanligvis ligge i området 12 – 48 timers forbruk (midlere døgnforbruk).

5.2.3. Optimalisering av ledningsdimensjon

I et overføringssystem hvor pumping inngår, bør det gjennomføres en optimalisering av diameter på ledningen kontra utgifter til bygging og drift av pumper. Liten ledningsdimensjon fører til behov for større pumpestasjon, og vise versa. Kostnadene for etablering av ledning og pumpestasjon, samt energikutgifter kan settes opp som vist på figur 5.2.5. Økende diameter på ledningen gir økende anleggskostnader, mens energikostnaden minker. Økonomisk optimal diameter får man der summen av de to nederste kurvene blir lavest.

Ved en større utbygging utgjør ofte rørkostnadene en mindre del av totalkostnaden, og energikostnadene kan forventes å stige; dette kan gjøre det gunstig å velge større ledningsdiameter.



Figur 5.2.5. Optimalisering av ledningsdiameter på overføringsledning (nåverdier).
(Norsk Vann 2012)

5.2.4. Vann til brannslukking

Krav til brannvann er omtalt i kapittel 4.3.

Følgende vurderinger anbefales:

- Plassering av brannuttak må nøye planlegges slik at ethvert område innenfor forsyningsområdet dekkes. Det er ofte vanlig å regne med slangelengder på 70 - 80 m, men enkelte kommuner tillater betydelig lengre utlegg. Det må påses at trykket ikke blir lavere enn 1 bar i tappepunktet under brannvannstapping.
- Det må fokuseres på områder som får lavt trykk på nettet under slik tapping; deler av ledningsnettet kan få for lavt trykk og eventuelt undertrykk eller bli trykkløst, selv om det på branntappestedet er tilstrekkelig trykk ellers.
- Det anbefales å gjennomføre nettmodellberegninger av litt sammensatte ledningsnett for å få frem trykk- og kapasitetsforhold i alle deler av nettet ved branntapping fra ulike punkter. Er det rørbruddsventiler eller trykkøkingsanlegg uten nødstrømsanlegg vil dette kunne påvirke brannvannskapasiteten i stor grad.
- Nødvendige dimensjoner for å sikre brannvannstapping kan føre til at vannet i ledningsnettet får så lang oppholdstid at det fører til nedsatt kvalitet. Dette bør sjekkes under dimensjoneringen av systemet.
- Ved planlegging og bygging av høydebasseng (og andre basseng) må reservevolum til brannvann vurderes nøye. Slike basseng kan redusere behovet for oppdimensjonering av ledningsnettet ut fra bassenget.
- Det bør legges vekt på tosidig forsyning.

Når det gjelder vannmengder til brannslukking, kan følgende oppsummeres:

- Veiledende vannmengder i småhusbebyggelse: 20 l/s
- Veiledende vannmengder i tett/annen bebyggelse/næringsområder etc: 50 l/s
- I områder med småhusbebyggelse kan brannslukking baseres på tankbil eller andre kilder.
- Lokale forhold kan ha behov for større mengder enn angitt ovenfor, eksempelvis i tett trehusbebyggelse i sentrumsområder, næringsbygg med sprinkleranlegg etc.
- I en ROS-analyse bør behov for brannvannsmengder belyses for de forskjellige områdene innenfor en kommune. Volum i basseng for brannslukking bør inngå

som en del av analysen. Antall timer slukking med en bestemt brannvannsmengde må fastlegges. Eksempelvis gir 50 l/s i 4 timer et brannvannsvolum på 720 m³.

- Det må skilles mellom brannvesenets vannbehov og vannbehov til sprinkleranlegg. Det er utbyggers ansvar å dekke vannbehov til sprinkleranlegg. For bebyggelse med krav til om sprinkling kan det være en løsning å ha eget basseng med pumper. Ved en slik løsning bør ulempe med lange oppholdstider vurderes.

5.3. Distribusjonsnett

5.3.1. Generelt

Distribusjonsnettets er generelt omtalt i kapittel 3.4. Tosidig forsyning til alle deler av forsyningsområdet bør tilstrebes for å oppnå god leveringssikkerhet og sikkerhet mot undertrykk, men er ikke alltid mulig, eller det medfører for store kostnader. Trykket må være tilfredsstillende for forbrukerne, og vannet skal være hygienisk betryggende iht gjeldende krav.

Generelt deles distribusjonsnettets opp i:

- Hovedledninger, som utgjør hovedfordelingsstammene i nettet
- Forsyningsledninger, som fordeler vannet ut ifra hovedledningene
- Stikkledninger, som går fra forsyningsledningene til hver enkelt forbruker (private husinstallasjoner)

Ledningsnettets representerer store verdier for kommunene. Godt og systematisk vedlikehold er viktig for å opprettholde verdiene. Det må etableres gode rutiner for å registrere data om ledningsnettets, hendelser som har påvirket eller kan påvirke kvaliteten etc., og det bør etableres databaser og ledningskartverk med alle relevante opplysninger om ledningsnettets.

5.3.2. Trykkforhold

Det anbefales at trykket innenfor et forsyningsområde ikke overstiger 60 - 80 mVs. Dette henger sammen med:

- Begrensninger i trykkklasse for rør, og spesielt for husinstallasjoner
- Høyt trykk medfører at forbrukerne må installere reduksjonsventiler for å unngå for høyt internt trykk. Trykket bør ikke være høyere enn 60 mVs mht. sanitærutstyr som vaskemaskiner o.l. Ved 90 mVs utløses sikkerhetsventiler på varmtvannsberedere.
- Høyt trykk resulterer i større lekkasjetap ved utett nett, og størrelsen på lekkasjepunktene utvikler seg raskt og kan resultere i ledningsbrudd.
- Høye energikostnader ved pumping

Anbefalt minstetrykk for å sikre tilfredsstillende trykk for hver enkelt forbruker er 15 – 20 mVs (ved maksimalt forbruk) for å unngå problemer med termostatter og vaskemaskiner og lignende. Dette gjelder distribusjonsnettets.

Trykket for forbrukerne kan allikevel bli vesentlig lavere enn dette siden stikkledningene kan være gamle og gjengrodd.

Høye bygninger må ofte ha egen trykkøkning for å oppnå tilstrekkelig trykk.

Enkelte kommuner "garanterer" 25 m trykk på kommunale vannledninger.

5.3.3. Trykksoner

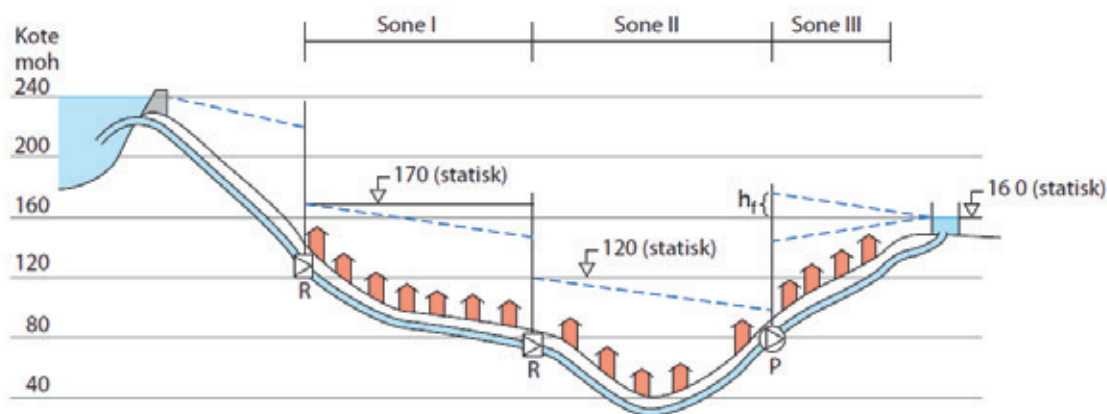
Topografien i Norge tilsier at det kan være store høydeforskjeller innenfor et forsyningsområde. Et forsyningsområde må deles inn i trykksoner ved store høydeforskjeller for å unngå for høyt eller for lavt trykk. Trykket i de ulike deler av distribusjonsnettets bestem-

mes av lokalisering av basseng, trykkøkingsstasjoner og reduksjonsventiler for et bestemt nett.

Inndeling i trykksoner innvirker på oppbyggingen av ledningsnett. Generelt bør antall reduksjonskummer/ventiler og trykkøkingsstasjoner begrenses til et minimum av hensyn til vedlikehold og oversiktlig drift.

Det kan være nødvendig å benytte hydroforanlegg på enkelte endeledninger som ligger høyt. Det kan også være aktuelt å ha egne hydroforanlegg i høye hus for å sikre tilstrekkelig trykk i de øverste etasjene.

Figur 5.3.1 viser eksempel på trykksoneinndeling. Figuren viser to reduksjonskummer/ventiler (R) og en trykkøkingsstasjon (P).



Figur 5.3.1. Trykksoneinndeling, eksempel

Trykket i de enkelte soner på figuren blir da:

Sone	Beliggenhet moh	Statisk trykk mVs	Maks trykk mVs
I	90 - 140	30 - 80	80
II	40 - 90	30 - 80	80
III	80 - 140	20 - 80	$80 + h_f$

For å unngå reduksjon i sone II, kunne denne sonen ha egen uttaksledning fra hovedledningen via reduksjonsventil.

5.3.4. Basseng på distribusjonsnett

Høydebasseng på distribusjonsnett kan i prinsippet være gjennomstrømnings- og sidebasseng, men mer optimalt er et såkalt motbasseng, slik at tettstedet forsynes fra den ene side fra kilden og fra den andre siden fra motbassenget. Tyngdepunktsbasseng ligger i selve tettstedet. Motbasseng krever som oftest stor hovedledning.

Ved bruk av motbasseng har man en ekstra sikkerhet da forsyningsområdet ligger mellom vannkilden og bassenget (evt. mellom to eller flere basseng). Det vannet som kommer fra kilden og ikke forbrukes i tettstedet går videre til bassenget. I perioder med stor tapping forbrukes vann både fra kilden og bassenget.

Tyngdepunktsbasseng er plassert inne i forsyningssonen (evt. den sonen med størst forbruk innenfor et forsyningsområde). Bassenget fylles i perioder med lite forbruk. Generelt bør basseng plasseres så nært bebyggelsen som mulig. Det vises til læreboka (Norsk Vann 2012).

5.3.5. Uttak for brannvann

Volum for brannreserve, vannmengder i l/s for branntapping og trykk ved brannuttak er omtalt i kapittel 5.2.4.

Plassering av brannuttak må nøye planlegges slik at ethvert område innenfor forsyningsområdet dekkes. Det er vanlig å regne med slangelengder på 70 - 80 m, men enkelte kommuner tillater betydelig lengre slangelengder (150 – 300 m). Det anbefales å ta kontakt med det lokale brannvesen når det gjelder avstand mellom brannuttak, samt tilgjengelighet.

5.3.6. Ledningsnettberegninger

Trykk og kapasitet i enkle distribusjonsnett kan beregnes manuelt, men det skal ikke så mange knutepunktene til før dette blir komplisert og tidkrevende, og usikkerhetene blir store. Det finnes flere EDB-programmer på markedet. Et eksempel er EPANET som kan lastes ned gratis fra internett (U.S. Environmental Protection Agency). Dette programmet er mye benyttet. Programmet beregner vannmengde i hver enkelt ledning, trykk i knutepunkter, nivå i basseng etc. i en simulert periode, og om ønskelig også vannkvalitet.

I et distribusjonsnett som skal forsterkes eller videreutbygges, bør det etableres en ledningsnettm modell for det eksisterende nettet. Opplysningene legges inn i en datamodell. Nødvendige opplysninger er da bl.a. følgende:

- Ledningsopplysninger (lengde, dimensjon, materiale, ruhet)
- Knutepunkter (nummererte "noder")
- Opplysninger om pumper (karakteristikk, variabel eller konstant hastighet)
- Opplysninger om ventiler som virker inn på trykk (Pressure reducing valve, pressure sustaining valve, pressure breaker valve, flow control valve etc)
- Basseng (nivå, areal, volum)
- Vannforbruk (personforbruk, næringsforbruk, offentlig forbruk, hagevanning, lekkasjer)

Ved modellering må modellen kalibreres mot virkelige trykk i modellens knutepunkter og nivåer i basseng. Rørenes ruhet, lekkasjer, etc. varierer for å få beregnede og virkelige trykk til å stemme noenlunde overens. Det vil også være en stor fordel om det kan legges inn vannføringer basert på virkelige målinger. Det kan være nødvendig med flere innledende beregninger før virkelige og beregnede trykk stemmer overens. Når modellen er kalibrert, kan nye elementer som skal bygges, legges inn i modellen.

Ved innlegging av trykk og mengder må det velges ut viktige knutepunkter og ledninger (hovedledningene). De mindre dimensjonene er mindre viktige. Spesielt er det viktig å måle vannmengdene som går inn på nettet fra basseng og kilder.

Modellens løsningsalgoritme er den såkalte Newton-Raphson-metoden.

Ellers benyttes Kirschoff's 1. lov, som sier at summen av alle vannmengder inn til et knutepunkt er lik summen av alle vannmengder ut av knutepunktet.

$$1) \quad \sum Q = 0$$

Denne kombineres med falltapsberegninger etter Darcy-Weisbach's ligning

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}, \text{ eller}$$

$$2) \quad h_f = r \cdot Q^2, \text{ hvor } r = \frac{8 \cdot f \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}$$

Modellberegningene starter ved å legge inn antatte vannmengder i knutepunktene slik at $\Sigma Q = 0$ for hvert knutepunkt. Modellen kombinerer ligning 1) og 2) og regner ut trykkhøyder i alle knutepunkter. Trykkhøydene korrigeres i en rekke iterasjoner inntil trykkene er innenfor en på forhånd fastsatt grense.

Manuelt kan enkle nett (2 – 4 ledningssløyfer) beregnes etter den såkalte Hardy-Cross-metoden, som bygger på samme prinsipp som ovenfor angitt for modellberegninger. Her kombineres Kirschoff's 1. lov med Kirschoff's 2 lov:

$$\Sigma h_f = 0$$

hvor h_f er falltapet innenfor hver ledningssløyfe.

Summen av alle falltap i en ledningssløyfe balanseres ved at strømming med urviser betegnes +, og strømming mot urviser betegnes -. Antatte vannmengder ($\Sigma Q = 0$) og trykk i hvert knutepunkt (beregnes ut ifra ønsket trykkhøyde i basseng, eller trykkhøyde i kilden) legges inn.

Korreksjoner/justeringer til de først antatte vannmengdene beregnes for hver sløyfe inntil feilen i Kirschoff's 2. lov er mindre enn en på forhånd antatt grense (1 - 2 m innenfor hvert knutepunkt), som vist nedenfor:

$$Q = Q_{\text{antatt}} + Q_{\text{korrr}}$$

$$\Sigma h_f = \Sigma r \cdot Q^2 = \Sigma r \cdot (Q_{\text{antatt}} + Q_{\text{korrr}})^2$$

Ved alle ledningsnettberegninger (manuelle eller ved bruk av edb-modell) må uttak for brannvann legges inn i varierende knutepunkter for å kontrollere at trykket ikke blir for lavt for brannuttak (≥ 10 mVs).

5.4. Pumpestasjoner

5.4.1. Funksjon og planprinsipper for pumper og pumpestasjoner

Den pumpetypen som vanligvis brukes innen overføring og distribusjon er sentrifugal-pumper. Trykkvariasjoner nedstrøms og oppstrøms pumpen påvirker kraftig pumpet vannmengden og virkningsgraden. Dersom det er behov for en meget stor trykkøkning i en pumpe, kan man velge en pumpe med flere sammenkoblede løpehjul i serie.

På en overføringsledning kan det trenge pumpestasjoner flere steder for å fremføre nok vann uten at det blir undertrykk noe sted på ledningsnettet. Videre er det ofte behov for flere pumpestasjoner i et distribusjonsnett for å skaffe nok trykk i alle situasjoner, og for å kunne fylle høydebasseng.

Følgende elementer og installasjoner kan finnes i en pumpestasjon for drikkevann:

- Pumper
- Tilbakeslagsventiler. Hvis det er fare for at pumpen kan tømmes for vann når den er ute av drift, må tilbakeslagsventilen plasseres på sugesiden av pumpen.
- Utstyr for trykkstøtdemping:
 - Vindkjel/trykktank
 - Svingmasse/svinghjul på pumpeaksel
- Sikkerhetsventil
- Frekvensomformer for å kunne turtallsstyre pumpene
- Vannmåler

- Trykkmålere foran og bak pumpen
- Stengeventiler foran og bak alle installasjoner som må kunne løftes ut for reparasjon
- Nødstrømaggregat i viktige pumpestasjoner
- Utstyr for turtallsregulering/frekvensomformer
- Motorkontroll/elektrisk utrustning
- Styrings- og kommunikasjonssystemer (PLS)
- Alarm og sikkerhetsutstyr
- Eventuelt omløp rundt pumpen (en bypass som forbinder inngående og utgående ledning kan være nyttig, trykket på sugesiden vil da forplante seg gjennom stasjonen).

Andre krav til pumpestasjoner kan være:

- Pumpeutrustningen skal dimensjoneres for det maksimale forbruket i planperioden
- Høydebassengs innvirkning skal tas hensyn til
- Antall pumper bør bestemmes slik at den dimensjonerende vannføringen kan leveres med en pumpe ute av drift
- Ved pumping mot høydebasseng skal pumpene kunne styres av nivåsensorer i bassenget
- Pumpestasjonen må ikke avgi sjenerende støy for nabolaget og tilfredsstillende støykravene til et forsvarlig arbeidsmiljø
- For små områder kan brannvann være dimensjonerende, og det vil ofte da være hensiktsmessig med en egen brannpumpe installert

Pumpehuset og løpehjulet i sentrifugalpumper må være fylt med vann for å kunne virke. En såkalt selvsugende pumpe kan, til en viss grad, suge opp vannet selv om det er noe luft i sugeledningen. Den er imidlertid avhengig av at det finnes vann i selve løpehjulet. Dersom det kan være fare for at vannet i pumpehuset kan tømmes, f.eks. hvis vannforekomsten eller bassenget det pumpes fra ligger lavere enn pumpen (bør unngås), må det finnes utstyr for å fylle pumpehuset. Dette kan være en vakuumpumpe koblet til sugeledningen, som medfører at vannet kan suges opp i pumpen når dette er nødvendig.

Figur 5.4.1 viser en pumpestasjon for drikkevann med ventiler, pumpehus og motorer.

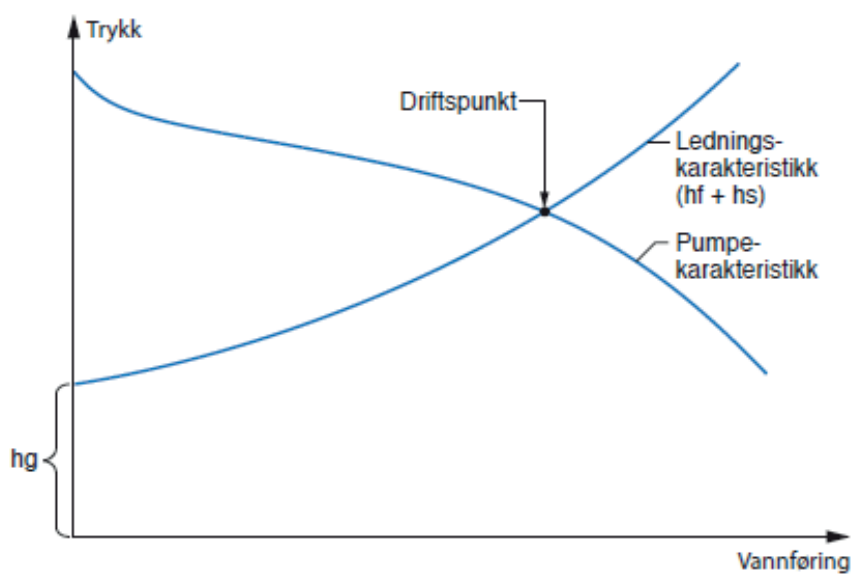


Figur 5.4.1. Pumpestasjon for vannforsyning. (RGA: Reservevannprosjektet Glitrevannverket – Asker kommune/arkivbilde Norconsult AS)

En pumpekarakteristikk viser pumpens løftehøyde (H) som funksjon av vannmengden (Q) ved en konstant effekt tilført pumpehjulet. Løftehøyden avtar med økende vannmengde.

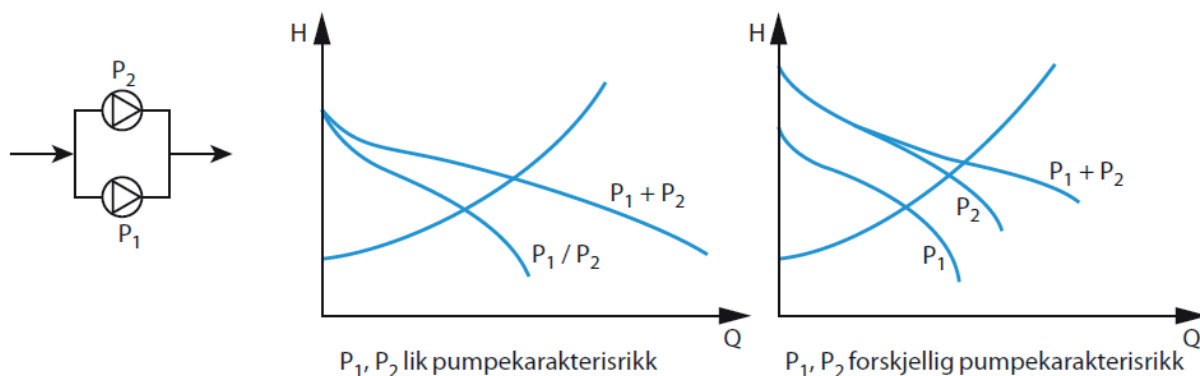
I tillegg til løftehøyde (H), er det vanlig at pumpediagrammer også viser virkningsgraden (η) og effektbehovet (P) som funksjon av vannmengden (Q), samt tillatt sugehøyde.

Pumpestasjonens driftspunkt finnes ved å sette opp pumpekurven og ledningskarakteristikken i et Q - H diagram som vist i figur 5.4.2. Pumpenes driftspunkt er skjæringspunktet mellom de to kurvene som vist i figuren.

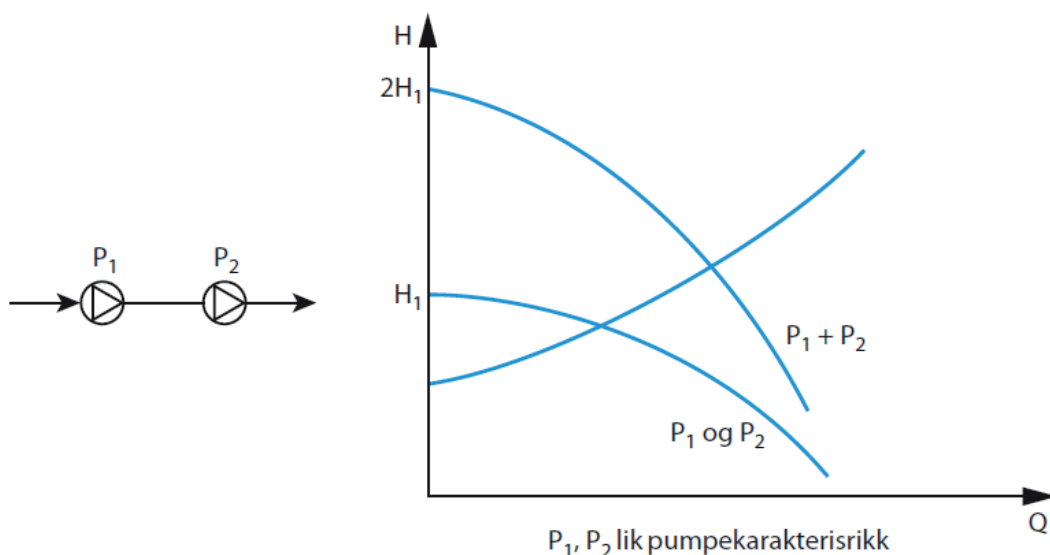


Figur 5.4.2. Driftspunkt for pumpe

Er det flere pumper i en pumpestasjon, kan de koples i parallell eller i serie. Parallellkopling gir økt kapasitet, mens seriekopling gir økt trykk. Figurene nedenfor viser de prinsipielle forskjellene. Parallellkopling gir økt vannmengde og de enkelte pumpenes karakteristikk (vannføring) legges sammen horisontalt. Seriekopling gir økt trykk; og de enkelte pumpenes karakteristikk (trykkbidrag) legges da sammen vertikalt.

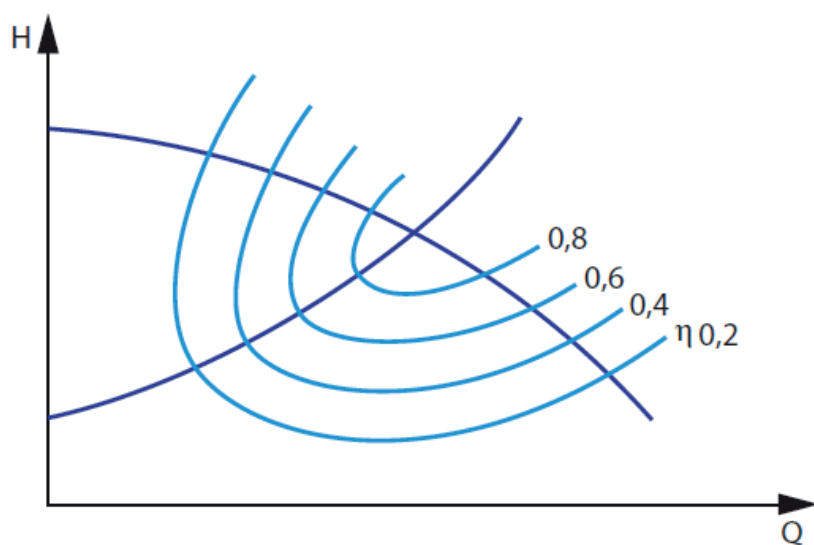


Figur 5.4.3. Parallellkopling av pumper



Figur 5.4.4. Seriekopling av pumper

Ved dimensjonering av pumper er pumpenes virkningsgrad η viktig å ta hensyn til. Driftspunktet (der ledningskarakteristikken og pumpekararakteristikken krysser hverandre) bør ligge der pumpene har best virkningsgrad.

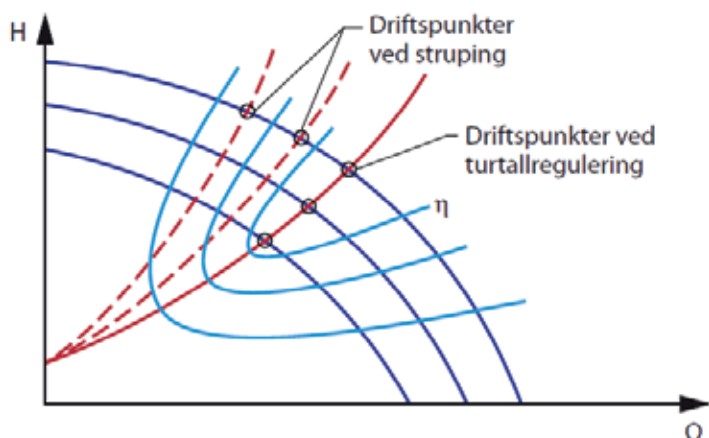


Figur 5.4.5. Virkningsgrad. Prinsippskisse

Figuren 5.4.5 viser at ledningskarakteristikken krysser pumpekararakteristikken innenfor pumpas beste virkningsgradområde, noe som gir god driftsøkonomi. Ved valg av pumper må det tilstrebes å velge pumper med høyest mulig virkningsgrad.

Det kan være vanskelig å få balansert en pumps kapasitet (evt flere pumper) med variasjonen i vannforbruk, hvis stasjonen er installert på en overføringsledning og pumpene ikke styres av nivået i et basseng. Pumpen(e) kan da turtallsreguleres og styres av innlagt trykkurve eller vannmengde, eventuelt pumpe mot strupte ventiler (dårlig løsning pga. dårlig virkningsgrad og energiforbruk).

Forskjellen er fremstilt i figur 5.4.6.



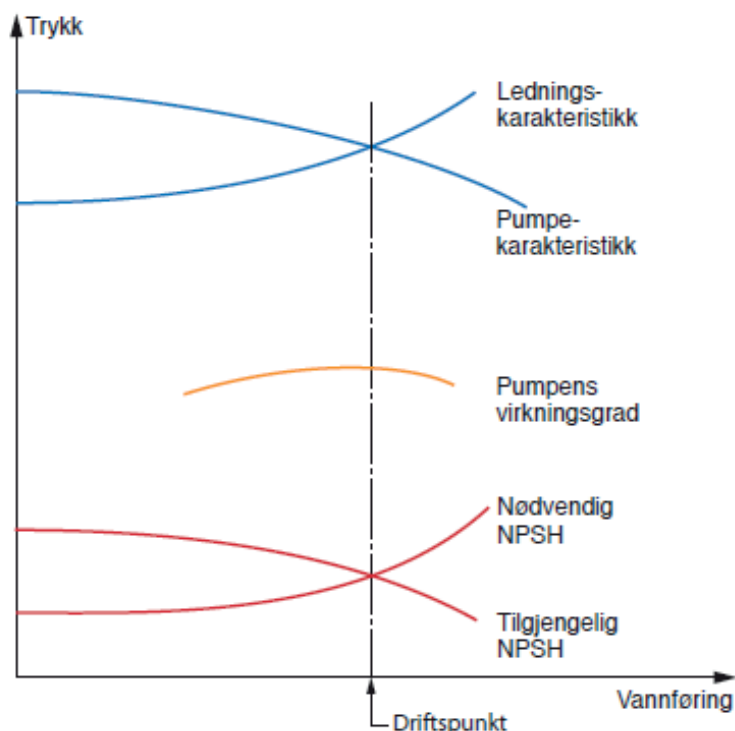
Figur 5.4.6. Pumping ved alternative virkningsgrader

På sugesiden og inne i selve pumpen er det ofte lavt trykk, og man kan derfor risikere at det oppstår dampblærer i vannet. Når dampblærene kommer over på pumpens trykkside, stiger imidlertid trykket meget raskt, og dampblærene vil klappe sammen, dvs. implodere. Dette kan skade pumpen og kalles kavitasjon. For å unngå kavitasjon må trykket på sugesiden av pumpen være større enn en bestemt verdi på NPSH.

NPSH = Net Positive Suction Head.

NPSH-kurver viser tilgjengelig NPSH ved ulike vannføringer i pumpa og minstekravet til NPSH for å hindre kavitasjon i pumpa. NPSH kurven angir hvilket minimum absolutte vanntrykk som må være på innløpsstussen av pumpen uten at det skal oppstå kavitasjon. NPSH-verdien til en pumpe vil avhenge av vannføringen som pumpes.

Figur 5.4.7 viser en prinsippskisse for en pumpekarakteristikk og en ledningskarakteristikk i et pumpesystem. NPSH-kurvene er de to nederste kurvene. Den ene viser tilgjengelig NPSH ved ulike vannføringer i pumpa og den andre viser minstekravet til NPSH for å hindre kavitasjon i pumpa.



Figur 5.4.7. Pumpekarakteristikker og NPSH-karakteristikker (www.flygt.no)

Det er ofte vanlig å ha flere pumper i en pumpestasjon. Dette er nyttig bl.a. som en sikkerhet hvis en pumpe skulle svikte. Av hensyn til slitasje, er alternerende drift viktig. Ved å ha flere pumper med ulik kapasitet, kan man lettere tilpasse behovet til et optimalt valg av pumper. Dette vil gi en bedre virkningsgrad og dermed lavere energiutgifter.

Viktige kriterier ved valg av pumpe kan f.eks. være:

- At pumpe gir nødvendig løftehøyde og vannføring
- At pumpe eller pumpene har maksimal virkningsgrad i nærheten av driftspunktet
- Mulighet for frekvensregulering
- Driftssikkerhet
- Materialvalg
- Innkjøpspris.

5.4.2. Beregningsprinsipper og formler

Hver enkelt pumpe har sin egen pumpekarakteristikk. Denne oppgis av produsenten.

En ledningskarakteristikk uttrykker den totale nødvendige trykkehøyden som funksjon av vannføringen i en pumpe. Ledningskarakteristikken er spesifikk for den aktuelle ledningen, og fremstilles vanligvis i et QH-diagram.

Ledningskarakteristikken finnes ved å beregne total trykkehøyde (H_T) ved aktuelle vannføringer (Q). Total trykkehøyde vil være en sum av statisk løftehøyde (h_g), friksjonstap (h_f) og singulærtap (h_s):

$$H_T = h_g + h_f + h_s$$

Friksjonstapet beregnes ved hjelp av Darcy-Weisbachs ligning. Singulærtapene må inkludere alle tap i f.eks. vannmålere, bend og ventiler. Siden friksjonstapet øker med økende vannføring, vil ledningskarakteristikken være stigende (dvs. motsatt av pumpekarakteristikken).

Virkningsgraden (η) til en pumpe er forholdet mellom pumpens avgitte og tilførte effekt:

$$\eta = \frac{P_{ut}}{P_{inn}}$$

Forskjellen mellom P_{ut} og P_{inn} skyldes at noe av tilført energi tapes i friksjon/varme i pumpehuset. Når man skal velge pumpe, bør man velge en som gir en høyest mulig virkningsgrad i pumpens driftspunkt.

Virkningsgraden vil være avhengig av bl.a. pumpens størrelse. Vanligvis ligger virkningsgraden for drikkevannspumper i området 70 – 85 %.

Effektbehovet (P) til en pumpe i kilowatt kan beregnes med formelen:

$$P = \frac{q_{pumpe} \cdot H_T}{102 \cdot \eta} (kW)$$

q_{pumpe} = Vannføring (liter per sekund)

H_T = Trykkehøyde som pumpen må tilføre (meter vannsøyle)

η = Virkningsgraden (ved 80 % er η i denne formelen = 0,8)

Eksempel:

En pumpe pumper 100 l/s og skal overvinne et friksjonstap på 6 m VS, singulærtap på 1 m VS og en statisk løftehøyde på 30 m. Pumpen har en virkningsgrad på 0,8. Hvor mange kWh bruker pumpen med disse betingelsene i løpet av 10 timer?

Svar:

Nødvendig trykkøkning blir $H_T = 6 + 1 + 30 = 37 \text{ m VS}$

Effektbehovet $P = (100 \cdot 37) / (102 \cdot 0,8) = 45,3 \text{ kW}$

Antall kWh på 10 timer $= 10 \cdot 45,3 = 453 \text{ kWh}$

Ved dimensjonering av elektromotoren for en pumpe, må det vanligvis legges inn noe sikkerhet, ofte 15 - 20 % for sentrifugalpumper. Det understrekes at dette vil variere med type pumpe, om det er myk start, frekvensomformer og driftsform, og bør vurderes i hvert enkelt tilfelle. Ikke minst er kapasitet på strømmettet viktig å vurdere. Det anbefales derfor sterkt å sjekke kapasitet på oppstrøms strømmett med nettleverandør. Pumpemotorer leveres vanligvis med standard turtall på 1450 eller 2900 omdreininger per min.

Affinitetslovene for pumper

Affinitetslovene for omdreiningshastigheten (n) til løpehjulet i pumper er som følger:

$$\text{Lov nr. 1) } \frac{n_1}{n_2} = \frac{Q_1}{Q_2} \qquad \text{Lov nr. 2) } \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 = \frac{H_1}{H_2} \qquad \text{Lov nr. 3) } \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3 = \frac{P_1}{P_2}$$

Når man kan velge mellom ulike pumper bør man bl.a. gjøre en økonomisk beregning som både tar hensyn til energikostnadene og innkjøpsprisen. Sett over en pumpe levetid vil energikostnadene veie meget tungt, noe som gjør at virkningsgraden til pumpen ofte blir svært avgjørende for hvilken pumpe som blir billigst.

5.4.3. Styring og regulering av pumper

Det kan være vanskelig å få balansert en pumpe kapasitet med variasjonene i vannforbruket. En turtallsregulering vil da kunne løse dette problemet.

Turtallsregulering kan skje ved elektriske frekvensomformere. Dette er dyrt utstyr, men kan likevel være meget lønnsomt å installere hvis man vil regulere vannføringen ut av pumpene. Et alternativ er å strupe vannstrømmen med en stengeventil. Dette er oftest ingen god løsning og medfører stort energitap, og kan også medføre tilstopping. Turtallsregulering minker også faren for trykkstøt ved at man kan få en mykere start og stopp av pumpingen.

Figur 5.4.6 viser hvordan pumpekarakteristikken trekker seg tilbake nedover mot venstre i diagrammet etter hvert som turtallet på løpehjulet reduseres. Driftspunktet, som er skjæringspunktet mellom ledningskarakteristikken og pumpekarakteristikken, følger da linjen for ledningskarakteristikken. Dersom man regulerer vannføringen gjennom pumpen ved å strupe en stengeventil etter pumpen, medfører dette at driftspunktene følger den øverste pumpekarakteristikklinjen, som vist i figuren. Dette gir store energitap. Forskjellen i pumpetrykk, mellom de to omtalte alternativene for vannføringsregulering, gir besparingen i h.h.t. den tidligere viste formelen for pumpeeffekt. Utstyr for turtallsregulering kan være innspar i løpet av meget kort tid.

5.4.4. Hydroforanlegg

Mindre forsyningsområder i et fordelingssystem kan ligge høyere enn det sentrale forsyningsområdet som har forsyning fra et høydebasseng og dermed ikke ha tilstrekkelig trykk, eller ligge høyere enn bassenget. I slike områder kan det være økonomisk å etablere en trykkøkingsstasjon med en hydrofortank istedenfor å etablere et eget høydebasseng for dette begrensede området. Pumping direkte inn mot et område

uten hydrofor eller basseng frarådes, men kan være aktuelt ved bruk av turtallsregulerte pumper. Det må da påses at trykket ikke overskrider trykklassen for ledningen.

Pumpen(e) pumper da inn på og styres av trykket i hydrofortanken. Tanken er forkomprimert slik at trykket som tanken leverer ut sikrer tilstrekkelig trykk i forsyningsområdet. Størrelsen på tanken er avhengig av antall personer tilknyttet, og må beregnes i hvert enkelt tilfelle. Slike anlegg kan være aktuelt for områder i størrelsesorden opp mot 100 - 200 personer. Beregning av størrelsen på slike tanker er ikke medtatt i denne veilederen. Leverandører av hydroforanlegg vil kunne være behjelpelig med å foreslå størrelse på hydrofortanken.

5.4.5. Trykkstøt

Raske trykkendringer på en overføringsledning eller i et fordelingsnett kan gi trykksvingninger som resulterer i høyere eller lavere trykk enn det systemet tåler, eller føre til uønskede driftssituasjoner. Trykkstøt kan også føre til materialtretthet. Typiske eksempler på hva som kan resultere i slike uønskede trykkendringer er start/stopp av pumper, ventillukking/åpning, rørbrudd, strømbrytning hvor pumper eller motorstyrte ventiler faller ut etc.

Avgjørende for størrelsen på trykksvingningene er

- hvor rask endringen av vannhastigheten i røret er
- trykkbølgens forplantningshastighet i røret
- lengden på røret

Fullt utviklet trykkendring beregnes av følgende formel:

$$\Delta H = a \cdot (v_1 - v_2)/g$$

hvor:

ΔH = trykkendring (mVs – meter vannsøyle)

a = trykkbølgens forplantningshastighet (m/s)

$v_1 - v_2$ = endring i vannhastighet (m/s)

g = gravitasjonskonstanten (m/s^2)

Trykkbølgens forplantningshastighet beregnes etter følgende formel:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma \left(\frac{1}{E_v} + \frac{D}{S \cdot E_r} \right)}}$$

hvor:

E_v = vannets elastisitetsmodul (N/m^2) = $2,3 \cdot 10^9 N/m^2 = 2,3 \cdot 10^8 kp/m^2$

E_r = rørmaterialets elastisitetsmodul (N/m^2)

γ = veskens spesifikke vekt (vann: $10^3 kp/m^3 = 10^4 N/m^3$)

D = innvendig rørdiameter (m)

S = tykkelse på rørveggen (m)

Rørmaterialets E-modul oppgis av rørprodusentene. Noen eksempler er vist nedenfor:

PVC = $3 \cdot 10^9 N/m^2$

PP = $1,25 \cdot 10^9 N/m^2$

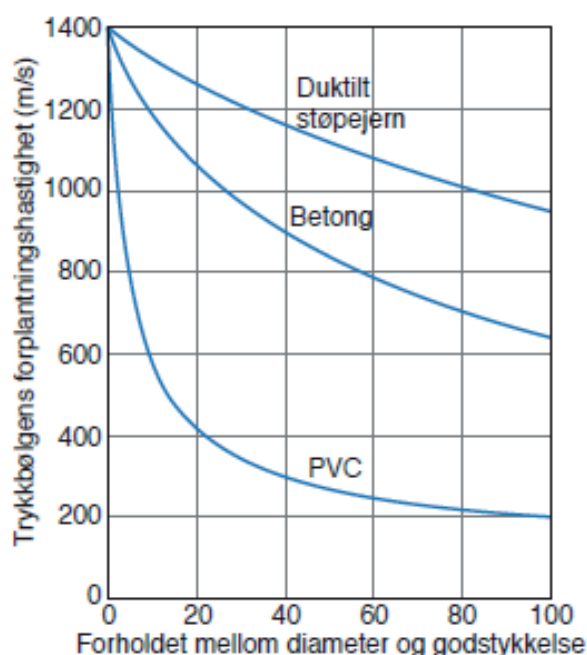
PE80 = $0,8 \cdot 10^9 N/m^2$

PE100 = $1 \cdot 10^9 N/m^2$

Stål = $2,2 \cdot 10^{11} N/m^2$

Dukt. Stj. = $1,7 \cdot 10^{11} N/m^2$

Figur 5.5.1 viser trykkbølgens forplantningshastighet for varierende rørmaterialer:



Figur 5.5.1. Trykkbølgens forplantningshastighet (fra VA/Miljø-blad nr. 94)

Beregningseksempel: Vi har et duktilt støpejernsrør med diameter 400 mm og veggtykkelse 10 mm. Hvor stor blir trykkbølgens hastighet i røret?

Svar: Forholdet mellom diameter og godstykkelse blir $400/10 = 40$

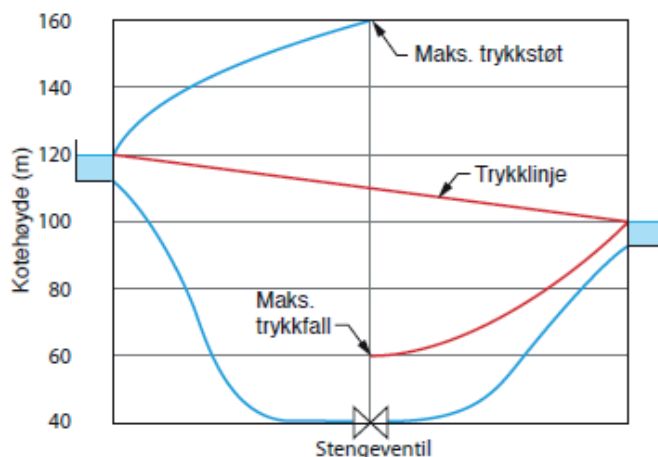
Figur 5.5.1 viser da at trykkbølgens hastighet blir 1170 m/s

Dette er størrelsen som betegnes med a i etterfølgende formler.

Illustrasjonen i figur 5.5.2 viser hvordan trykket utvikler seg opp- og nedstrøms en stengeventil på en overføringsledning. Vannet i bevegelse i røret representerer stor energi. Oppstrøms ventilen stoppes vannet, energien omsettes til krefter som trykker på (må opptas av) rørveggen, og resulterer i et trykkstøt. Nedstrøms ventilen er vannet fortsatt i bevegelse, dette resulterer i et trykkfall.

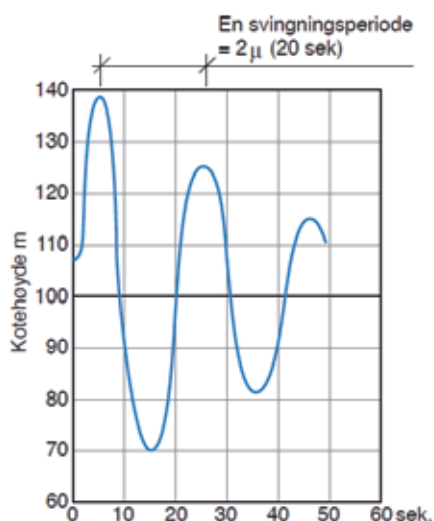
I figur 5.5.2 ser vi at når stengeventilen stenges meget raskt, vil første trykkbølge forårsake at trykket rett oppstrøms ventilen stiger fra driftstrykket på ca. 70 mVs (110 – 40 m, som er nivået på ventilen), til 120 mVs (160 – 40 m).

På nedstrøms side av ventilen synker trykket fra driftstrykket på 70 mVs til 20 mVs.



Figur 5.5.2. Trykkstøt/trykkfall (fra VA/Miljø-blad nr. 94)

Det oppstår vekselvis trykkstøt og trykkfall på hver side av ventilen. Størrelsen på trykkstøt/trykkfall reduseres etter hvert som rørfriksjonen reduserer energien, som vist på figur 5.5.3.



Figur 5.5.3. Trykksvingninger (fra VA/Miljøblad nr. 94)

Den tiden trykkbølgen bruker fra stengepunktet og tilbake igjen (refleksjonstiden) er viktig for utviklingen av trykksvingningene i et system. Refleksjonstiden μ uttrykkes ved:

$\mu = 2 \cdot L/a$, hvor L er avstanden i m fra stengepunkt til refleksjonspunkt (μ i sekunder).

Beregningseksempel

Ledningslengde: 1600 m, 400 mm PVC, PN 12,5 (Indre diameter 362 mm)

Vannhastighet 0,8 m/s.

$D/s: 362/19 = 19$

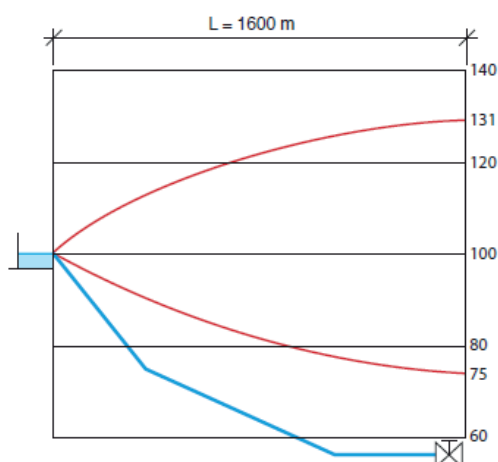
$E_r = 3000 \text{ N/mm}^2 = 3000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$

$a = 380 \text{ m/s}$ (ved innsetting i formelen for a)

Refleksjonstiden $\mu = 2 \cdot L/a = 3200/380 = 8,4 \text{ sek}$

Trykkstøt (hvis ventilen stenger i løpet av refleksjonstiden) vil da bli:

$\Delta H = a \cdot (v_1 - v_2)/g = 380 \cdot 0,8/9,81 = \underline{\underline{\text{ca } 31 \text{ m}}}$



Figur 5.5.4. Trykkendringer ved ventilstengning

Hvis ledningen hadde endt på et nivå over kote 75 på figuren over, ville det oppstått negativt trykk i ledningen, med fare for sammenklapping om det negative trykket blir stort nok.

Tiltak for å redusere trykksvingninger

Hvis tiden det tar å stenge ventilen i eksempelet ovenfor er lengre enn refleksjonstiden, vil trykksvingningene reduseres. Jo lengre lukketid, jo mindre trykkstøt.

Det er viktig å etablere løsninger som minimaliserer skadelige trykksvingninger.

Tiltak ved utfall av pumper (ved strømstans) kan være:

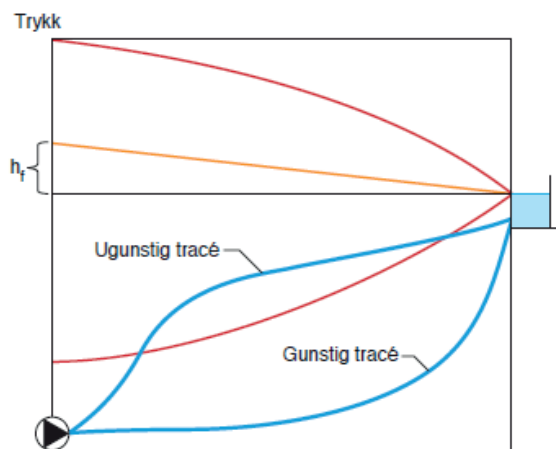
- Svingmasse/svinghjul på pumpeakselen for å hindre rask stopp av pumpene
- Installere trykktank som demper trykkstøt og trykkfall
- Sikkerhetsventil som hindrer for høyt eller for lavt trykk (kontrollert innsug av luft eller utslipp av vann).

Andre tiltak som må vurderes, men som er avhengig av strømtilførsel, er:

- Frekvensomformere
- Kontrollert ventilstengning i pumpestasjon før pumpene stoppes
- Lang lukketid på motorstyrte ventiler på nettet
- Motorstyrte lufteventiler i høybrekk

Det er viktig å være klar over hvor lett ødeleggende undertrykk kan oppstå. Figur 5.5.5 illustrerer viktigheten av å vurdere undertrykket ved plassering av pumpestasjon og prosjektering av ledningstracéen.

Ved det ugunstige alternativet i figuren, må trykkstøtdempende tiltak installeres for å unngå store undertrykk. Den andre tracéen viser positivt trykk hele tiden, men man må vurdere trykkstøtdempende tiltak om trykket blir for stort i forhold til ledningens trykkklasse.



Figur 5.5.5. Eksempel på gunstig/ugunstig ledningstracé kontra trykklinjene.

I figur 5.5.5 viser den gule linjen trykket i ledningen under stabile driftsforhold. Den øvre røde linjen viser maksimalt trykk når pumpen plutselig starter uten trykkstøtdempende tiltak. Den nedre røde linjen viser minste trykk dersom pumpen plutselig stanser, for eksempel ved strømutfall. Den øvre blå linjen er en uheldig valgt ledningstrase. Avstanden mellom denne blå linjen og den nedre røde linjen viser undertrykket i mVs som vil oppstå i ledningen, når trykklinjen ligger under ledningstraseen.

Beregning av størrelse på trykktank, og andre alternative situasjoner som gir trykksvingninger er ikke inkludert her. Det finnes flere dataprogrammer for beregninger av trykksvingninger i rørsystemer og beregning av effekten av aktuelle tiltak (eksempelvis nødvendig luftvolum i en trykktank) for å hindre for store trykksvingninger.

Det vises for øvrig til VA/Miljø-blad nr. 94 for mer utfyllende stoff og kommentarer om trykksvingninger i rørsystemer, og Norsk Vanns lærebok (2012).

6. Generelle prinsipper – Avløp

6.1. Alment

Separatavløpssystem er et avløpssystem som har separate avledninger for spillvann og overvann. Fellesavløpssystem har et avløpsnett som transporterer både spillvann fra husholdninger, næringsliv, offentlige institusjoner, samt drensvann og overvann fra overflatene i samme ledning.

Ved utbygning av nye områder skal separatsystemet velges. Det bør i tillegg tilstrebes å håndtere mest mulig av overvannet på overflatene med såkalte LOD-anlegg (lokal overvannsdisponering) slik at overvannsledningene kan sløyfes helt eller anvendes i minst mulig grad. Man bør dessuten koble bort overvann som allerede er koblet på fellesavløpssystemet, der dette er hensiktsmessig. Videre bør man vurdere om det er riktig å separere eksisterende fellesavløpssystem etter en kortsiktig eller langsiktig plan.

Avløpssystemet skal ha kapasitet til å transportere dimensjonerende vannføring. Systemet skal være selvrensende, blokkering skal ikke oppstå, og avløpssystemet skal være tett mot inn- og utlekking. Avløpsledningsnett og installasjoner skal utføres slik at Forurensningslovens krav og gjeldende utslippstillatelser kan oppfylles. Ledninger skal ikke lekke forurensinger ut i utette skjøter og sprekker, og kummer skal være tette og ikke utformet slik at spillvann kan strømme over til overvannsledningen eller omvendt.

Bygninger og avløpssystemet bør plasseres slik at avløpet kan renne med selvføll og med selvrensing i rørene. Det kan bli nødvendig med en eller flere pumpestasjoner for å oppnå dette. Dersom det kreves meget dype grøfter for å betjene området med et selvføllssystem, kan det være riktig å vurdere bruk av et trykkavløpssystem. Dype ledninger kan anlegges ved hjelp av rørpressing eller microtunnelling og man kan derved unngå pumpestasjoner.

Anleggene bør dimensjoneres for minst 100 års levetid og det skal legges vekt på mulighet for kostnadseffektiv drift. Alle ledninger skal tilfredsstillende gjeldende tetthetskrav.

Det skal sikres forsvarlig håndtering av overvann, enten dette gjøres ved lokale fordrøyningsløsninger, infiltrasjonsløsninger eller ved bygging av tradisjonelle overvannsledninger. VA-anleggene skal være bærekraftige og bør kunne knyttes til kommunens "grønne regnskap".

6.2. Spillvannsførende ledninger

Spillvannet skal kunne avledes uten stopp selv ved meget sterke regn, og tilbakestuvning skal dermed ikke forekomme. Innslipp av overvann og infiltrasjonsvann skal unngås mest mulig. Sedimentavlagringer som kan føre til "kloakkstopp", inntrengning av trerøtter og feilkoblinger med annet avløpssystem må ikke forekomme.

Fremmedvannmengden må holdes så lav som mulig, da fremmedvann øker utslippet fra avløpsrenseanlegg og nødutløp, og dersom det fins fellessystem som en del av avløpssystemet øker også utslippet via regnvannsoverløpene. Fremmedvann medfører dessuten økte pumpeutgifter og økte behandlingskostnader i avløpsrenseanlegg, og kan medføre at ny rensekapasitet må bygges ut tidligere enn ellers nødvendig. Når ledningene ligger under grunnvannsstanden kan fremmedvannmengden bli store. Fremmedvann fra bekkeinntak skal ikke tas inn i avløpssystemet.

Dersom spillvannet avledes i fellesavløpssystem fra bosetninger langs en fjord, innsjø eller elv, benyttes ofte avskjærende ledninger som fanger opp avløp fra mange tidligere direkte utslipp. Avskjærende ledninger fører som regel avløpsvannet til avløpsrenseanlegg. Det vil ofte være nødvendig å anlegge overløp ved større påslipp. Overløpene i fellessystemet er skadelige utslippspunkter, og ved blokkering av utløpet for videreført

avløp til renseanlegget pga. for liten utløpsåpning, vil avløpsvann gå urensset i overløpet.

For å begrense den videreførte vannmengden fra overløpet til en ønsket maksimalverdi, må ofte utløpshullet ha en såpass liten diameter at dette kan blokkeres av partikler og gjenstander. Åpningen bør være størst mulig, og helst med en diameter på minimum 100 mm. Det kan være fare for tilstopning, selv om diameter i hullet er 100 mm. Det bør være regelmessig tilsyn med overløpet.

Ved springflo og/eller stormflo kan sjøvannstanden stige så høyt at sjøvannet trenger inn i overløp, nødutløp eller kummer. Dette kan dessuten redusere den hydrauliske kapasiteten i ledningene ved at den hydrauliske gradienten blir mindre.

Det skal sjekkes om oppstuvning til kjellergulv eller annet kritisk nivå, som følge av sterk nedbør eller snøsmelting, ikke skjer oftere enn det som er kravet i kommunen.

Dersom det tillates at abonnentene installerer kjøkkenavfallskverner må man være ekstra sikker på at selvrensningskriteriene er oppfylt. Stor grad av kjøkkenavfallskverner medfører at forurensningsutslippene via overløp vil øke, betydelig mer organisk stoff tilføres avløpsrenseanleggene og faren for H₂S gassdannelse i avløpssystemet øker.

6.3. Overvanns- og drensledninger

Avledning av overvann og drensvann bør skje uten at den naturlige vannbalansen i feltet endres for mye. Avledningen fra bebyggelsen skal også sørge for at ulemper ved stående vann ikke oppstår, samt heller ikke forsumpning og fuktskader på bygninger. Forurenset overvann bør behandles slik at ikke natur og miljøet skades. Overvannsledninger skal være tette slik at ikke grunnvann dreneres ut. Selvrensing i overvannsledninger skal også være tatt hensyn til slik at ikke den hydrauliske kapasiteten minker på grunn av avsetninger i ledningene. Man må påse at overvann ikke er koblet inn i spillvanns- ledninger. Overvann fra tak bør ledes ut på marken og ikke direkte til overvanns- eller drensledning. Overvann bør der det er mulig for øvrig ledes til LOD-anlegg.

Drensvann fra bygninger og andre anlegg og konstruksjoner bør om mulig ledes direkte til åpne vassdrag. Hvis drensvannet må ledes til hovedavløpsledninger, bør det ledes til overvannsledning hvis dette finnes i nærheten. Drensledningen bør kobles på overvanns- ledningen i en drenskum. Hvis drensledningene ligger lavt i forhold til hovedledningene, kan sterke regn eller sterk snøsmelting gi tilbakestuvning. Dette kan medføre vanninntrengning i kjellere og andre vannskader på bygningene.

Hvis drensvann må kobles på spillvannsførende ledning bør det undersøkes spesielt om større grunnvannsmagasin dreneres ut, noe som både skaper store fremmedvann- mengder og gir endringer i vannbalansen i området.

Utløpet av overvanns- og drensledninger må utformes slik at ikke kulde trenger inn i systemene. Dette kan medføre kjøving, som betyr at sildrende vann møter kulden og bygger opp is lag på lag, slik at systemet skades eller mister en betydelig del av kapasiteten.

Det har tidligere ofte vært tradisjon å runde av de beregnede nødvendige dimensjonene oppover for å sikre seg bedre mot overbelastning. Et konkret eksempel fra en dansk veiledning (Spildevandskomiteen 2005) viser at det koster i størrelsesorden 5 % å øke gjentakelsesintervallet for dimensjonerende regn fra 2 år til 5 år. En dobling av rørdiameter øker kapasiteten ca. seks ganger. Ved usikre rammebetingelser kan det derfor være riktig å gå litt opp i kapasitet/dimensjon. Dersom man finner at nye og større dimensjoner på avløpsrør må legges, er det viktig å sjekke om rørene fortsatt er selvrensende i tørrvær.

6.4. Noen momenter om rørmaterialer og avløpskummer

Rørmaterialer

Det vises til Norsk Vanns lærebok i VA-teknikk for mer informasjon om rørmaterialer. (Norsk vann 2012).

Betong er mest brukt i tidligere tider i avløpsnett. Det er fortsatt det mest anvendte materialet for store diametre innen avløp, men brukes også mye for mindre diametre. Betongrør produseres ofte uten armering opptil 600 mm og med armering fra 600 mm, eller dersom overdekning eller belastningsforhold krever det.

Det brukes normalt sirkulære betongrør, men i enkelte dimensjoner kan det leveres eggformede rørtverrsnitt (eller tilsvarende innvendig tverrsnitt) som har bedre selvrensing ved små vannføringer. Det er særlig når vannføringen varierer mye at eggprofilet er gunstig for å kunne oppnå selvrensningskravene under alle forhold.

Generelt har kvaliteten på rør utviklet seg positivt de senere årene, og det er kanskje utførelsen av ledningsanleggene som har størst betydning for kvaliteten og levetiden. Det er imidlertid viktig å velge rør som passer til bruken og grunnforhold med mer. For støpejernsrør er eksempelvis riktig korrosjonsbeskyttelse viktig.

Erfaring fra rør som er lagt tidligere, er at rørkvalitet kan variere i forhold til når røret er produsert. Generelt kan vi si at på 1960 tallet og tidlig på 1970 tallet kan kvaliteten på mange av de ulike rørmaterialene variere. Det var i denne perioden en gikk over fra grått støpejern til duktilt støpejern, og utvendig korrosjonsbeskyttelse var ofte ikke tilstrekkelig i forhold til grunnforholdene. Termoplastrør (PE og PVC) ble introdusert i denne perioden, og kunnskapen om tilsetningsstoffer og produksjonsforhold har bedret seg mye senere. Dette gjorde at kvaliteten på rørene kan variere mye, og er uansett dårligere enn moderne termoplastrør.

En kort beskrivelse av fordeler og ulemper med de ulike rørmaterialene er vist i avsnitt 3.7 i vanndelen av veiledningen.

Det vises også til VA/Miljø-blad for de ulike rørmaterialer (blad nr. 10 til og med 16 – kravspesifikasjoner).

Ellers vises det til Norsk Vann rapport nr. 158 og 173, som omhandler henholdsvis termoplastrør og duktile støpejern, samt veiledning om valg og bruk av plastrør som kommer i 2013.

Kummer

Detaljerte forslag til utforming og krav til vann- og avløpskummer er for eksempel vist i VA/Miljø-blad nr. 1 "Renovering av kummer", VA/Miljø-blad nr. 2 "Kum med prefabrikkert bunn" og Norsk vanns mal for kommunale VA-normer.

Det må unngås å ha en åpen spillvannsrenne inne i en kum hvor det også går vannledning med vannledningsarmatur, som for eksempel brannventil. (Flere kommuner har forbud mot slike felleskummer). Man bør derfor ha separate tette kummer for åpen spillvannsrenne og drikkevannsarmatur.

Felleskummer for spillvann og overvann bør unngås på nye anlegg. Et stort problem er tilstopping på spillvannsledninger som kan gi overløp av spillvann til overvannsledningen. Dette er vanskelig å oppdage. Ekstremregn kan dessuten gi kjelleroversvømmelser selv om man har separatsystem. (separatsystemet blir da i praksis et fellessystem).

For vannkummer har det i senere tid vært satt fokus på sikkerhet i forhold til forankring av kumarmatur. Det er også økende fokus på at kummer skal være tette. Dette gjelder særlig i områder med høy grunnvannstand.

7. Beregning av avløpsvannmengder

7.1. Generelt

Dette kapittelet gir retningslinjer for beregning av dimensjonerende spillvanns- og lekkasjevannmengder, overvannsavrenning fra naturområder samt drenevannsmengder.

Beregning av dimensjonerende overvannsmengder fra urbane områder behandles i kapittel 7.5.

7.2. Spillvannsmengder

7.2.1. Husholdningsavløp

Spillvannsavløpet fra husholdninger settes vanligvis lik vannforbruket. I sommerhalvåret vil avløpet være noe lavere enn vannforbruket. Dette skyldes at det går med noe vann til hagevanning.

Målinger utført i en del norske byer tyder på at vannforbruket til husholdninger er ca 150 l/p.d. I tillegg kommer vannforbruk til spyling/drift av ledningsanlegget og brannvann. Dette regnes å utgjøre 5-10 l/p.d. Samlet vannforbruk blir da 155-160 l/p.d. Settes avløpet lik vannforbruket, tilsvarer dette spesifikt spillvannsavløp.

I tillegg til det personlige avløpet fra husholdningene kommer spillvannsavløpet (annet avløp) fra ulike typer virksomheter. Dette kan beregnes på grunnlag av enhetsverdier. Enhetsverdier for en slik beregning er vist i tabell 7.2.1.

Tabell 7.2.1. Omregningsfaktorer for hydraulisk belastning fra institusjoner, servicevirksomhet etc. (Norsk vann 2009)

Type virksomhet	Hydraulisk belastning
Barneskoler, ungdomsskoler og videregående skoler ¹	40 l/elev·døgn
Arbeidsplasser	80 l/ansatt·døgn
Sykehus inkl. betjening	625 l/seng·døgn
Pleiehjem, sanatorium ²	450 l/seng·døgn
Hoteller, høy standard ²	500 l/overnattingsdøgn
Hoteller, midlere standard, pensjonater ²	275 l/overnattingsdøgn
Hytter, høy standard (dusj, WC, oppvaskmaskin)	150 l/gjestedøgn
Hytter, innlagt vann, uten WC	75 l/gjestedøgn
Restauranter, kafeer	100 l/stol
Svømmehaller	100 l/besøkende
Forsamlingslokaler	6 l/sitteplass

¹) Skoler og forsamlingslokaler med svømmehaller vil gi en hydraulisk tilleggsbelastning som må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

²) Ansatt som bor fast, regnes som 1 pe og kommer i tillegg til de oppgitte tabellverdier.

Annet avløp kan, i stedet for å beregnes v.h.a. tabell 7.2.1 beregnes som et sjablongmessig tillegg i henhold til tabell 7.2.2

Tabell 7.2.2. Sjablongmessig tillegg for annet avløp (Svenskt vatten 2004)

Type bebyggelse	Spesifikt spillvannstillegg i l/p·d
Småhusbebyggelse	20
Annen boligbebyggelse	60

7.2.2. Industrielt avløpsvann

Med industrielt avløpsvann menes avløpsvann fra industriprosesser og ikke avløpsvann fra kantiner, kontorer, toaletter etc. som er sanitært avløpsvann.

Mengde prosessavløpsvann og dets variasjoner bør fastlegges gjennom målinger. Man bør særlig være oppmerksom på intermittente prosesser med satsvise utslipp. Det finnes i faglitteraturen oppgaver over industrielle avløpsmengder. Noen eksempler er vist i tabell 7.2.3. Det advares imidlertid mot ukritisk bruk av slike data.

Tabell 7.2.3. Vannforbruk i noen industrier (Winther m. fl. 2009).

Industri type	Enhet	Vannforbruk, m ³ /enhet
Meierier	tonn råmelk	0,5 – 2
Slakterier	tonn produkt	0,7 – 11
Svineproduksjon	tonn slaktesvin	40 – 75
(landbruk)	m ³ produkt	2 – 5
Bryggerier	tonn råvare	14 – 60
Garverier	m ² overflate	0,01 – 0,14
Galvanotekniske bedrifter	tonn råvare	70 – 175
Tekstilbedrifter		

7.2.3. Infiltrasjon og innlekkingsvann

Infiltrasjons- og lekkasjevannmengden til et eksisterende avløpsnett avhenger av avløpsnettets tilstand, grunnens permeabilitet og grunnvannsnivået. Ved sterk nedbør stiger gjerne grunnvannsnivået. Dette kan medføre en kraftig økning av infiltrasjonen. Et forhold, som er spesielt for Norge, er det betydelige vanntapet fra vannledningene. Man regner at ca 200 l/p·d forsvinner i grunnen på veien til forbrukerne. Målinger tyder på at 50 % av utlekket vann tilføres avløpsledninger som ligger i samme grøft som vannledningene. Infiltrasjon og innlekking på avløpsnettet varierer sterkt fra område til område. Derfor må det foretas målinger av tilløpet dersom et eldre fellessystem skal tilknyttes et nytt separatsystem nedstrøms fellessystemet.

For overslagsberegninger er det i det følgende angitt verdier som gjennomsnittstall. Ved ellers like betingelser, vil infiltrasjonsvannmengden være avhengig av ledningslengde og ledningsdiameter. Normalt angis infiltrasjonsvannmengder som vannmengde pr. km ledningslengde. Dersom det ikke foreligger tilstrekkelig data for ledningsnettet, kan infiltrasjonsvannmengden beregnes på grunnlag av rensedistriktets befolkning.

For nye ledninger bør man ikke forutsette lavere infiltrasjonsvannmengde enn 0,2 l/s pr. km ledning dersom man ikke har målinger som viser at infiltrasjonen er mindre. Normalt tilsvarende denne infiltrasjonen ca. 100 l/p·d. Ved eldre ledningsnett varierer infiltrasjonsvannmengdene mye. Det er ikke uvanlig at den kan komme opp i 1,0 l/s pr. km ledningslengde eller tilsvarende ca. 500 l/p·d. Dersom det ikke foreligger målinger, bør det ikke velges verdier under 0,4 l/s pr. km. ledningslengde. Normalt tilsvarende dette ca. 200 – 300 l/p·d, avhengig av urbaniseringsgrad. På grunn av de store vanskelighetene med å beregne infiltrasjonsvannmengde, anbefales det at målinger utføres. Bruk av kontinuerlige målere for måling av vannføring i avløpsrør er mest hensiktsmessig. Også enkle målinger gir bedre grunnlag enn gjetninger. Som eksempel på grove metoder for å måle infiltrasjonsvannmengder kan nevnes "stikkprøvemålinger" av avrenningen nattetid. Når infiltrasjonen bare måles noen få ganger, er det viktig å være klar over at infiltrasjonen kan variere mye over året.

Nedbøravhengig innlekking er ikke mulig å beregne. Det må derfor gjøres observasjoner av vannføring i spillvannsledningen i samband med nedbør. Den nedbøravhengige innlekkingen kan være meget stor, i størrelsesorden 3-30 ganger spillvannsavrenningen. Der hvor man har et driftsovervåkingssystem og data fra pumpestasjoner, bør man analysere data og benytte disse for dimensjonering av vannmengder.

7.3. Sammenstilling av dimensjonerende tilløp til spillvannsledning i et separatsystem

7.3.1. Generelt

Spillvannsmengden varierer med årstid, ukedag og tiden på døgnet. Variasjonene er størst ved små anlegg.

Ved beregning av dimensjonerende maksimalt og minimalt tilløp tar man utgangspunkt i midlere spillvannstilløp i l/p.d. For å komme frem til dimensjonerende tilløp multipliseres det midlere tilløpet med døgn- og timefaktorer.

7.3.2. Døgnvariasjoner

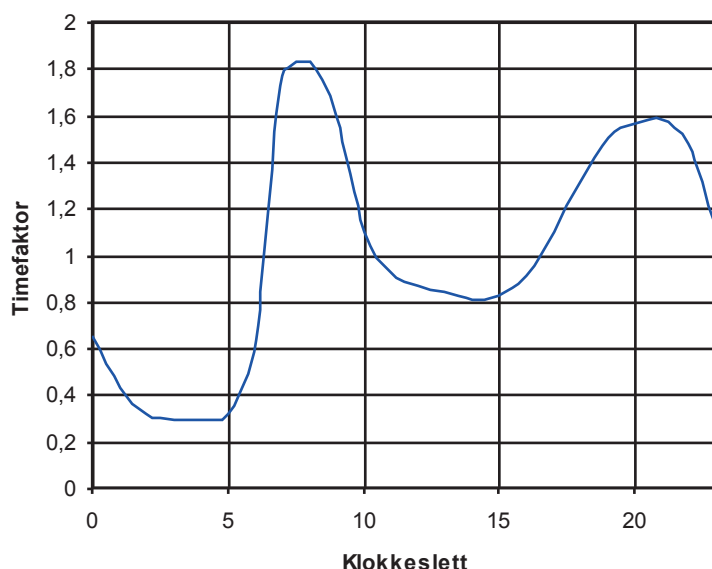
Tabellen nedenfor viser vanlige antagelser angående døgnfaktorer for spillvannsavløp fra områder som omfatter mer enn 1000 personer. For mindre områder kan variasjonene være større (2,0-4,0).

Tabell 7.3.1. Min. og maks døgnfaktorer (Svenskt vatten 2001).

Personer tilknyttet	Min. døgnfaktor $f_{d \text{ min}}$	Maks. døgnfaktor $f_{d \text{ maks}}$
1000-3000	0,5-0,6	1,5-2,3
>3000	0,6-0,8	1,3-2,1

7.3.3. Timevariasjoner

Man forutsetter vanligvis at spillvannsavløpet tilsvarer vannforbruket og at variasjonen over døgnet er den samme for spillvann og vann. Figur 7.3.1. er basert på målinger en vanlig ukedag i et større boligområde i Sverige. I dette området var minimum timefaktor 0,29 og maksimum timefaktor 1,83.



Figur 7.3.1. Målte timevariasjoner i vannforbruket i en forstad (Hässelby Villastad) til Stockholm. (Svenskt Vatten 2001).

Tabell 7.3.2. viser hvordan timefaktoren vanligvis varierer med størrelsen på bosetningen i avløpsområdet. Maksimal timefaktor er som regel minst i store avløpsområder.

Tabell 7.3.2. Maksimal timefaktor i relasjon til bosetningens størrelse
(Svenskt Vatten 2004)

Personer tilknyttet	Maks. timefaktor k_{maks}
1000-3000	1,7-3,0
>3000	1,4-2,7

7.3.4. Beregning av dimensjonerende spillvannsavløp

Maksimalt ($q_{maks\ dim}$) og minimalt ($q_{min\ dim}$) spillvannstilløp kan beregnes etter formlene:

$$q_{maks\ dim} = \frac{q_{d\ middel} \cdot p \cdot f_{d\ maks} \cdot k_{maks}}{3600 \cdot 24} + q_{ind} + \frac{q_{infiltrasjon} \cdot p}{3600 \cdot 24}$$

og

$$q_{min\ dim} = \frac{q_{d\ middel} \cdot p \cdot f_{d\ min} \cdot k_{min}}{3600 \cdot 24}$$

Her er:

$q_{maks\ dim}$: dimensjonerende spillvannstilløp i l/s

$q_{min\ dim}$: minimalt spillvannstilløp i l/s

$q_{d\ middel}$: middelavløpet over året (l/p·d)

p : antall tilknyttede personer i avløpsområdet

$f_{d\ maks}$: maksimal døgnfaktor

$f_{d\ min}$: minimal døgnfaktor

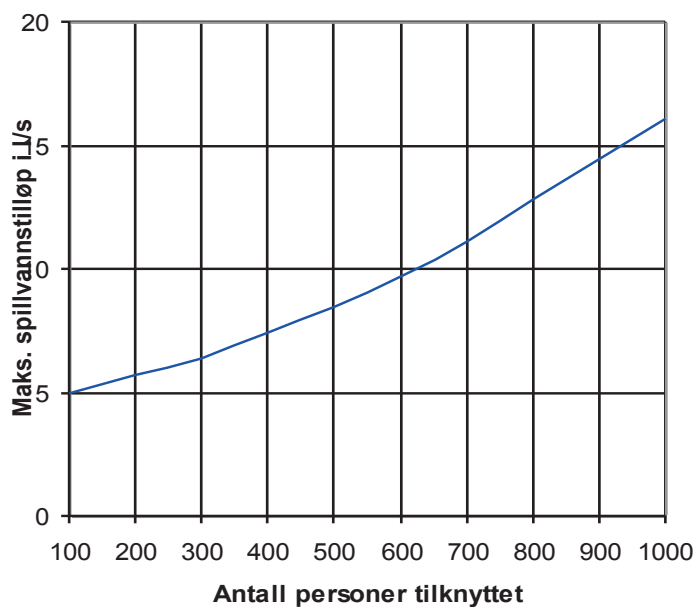
k_{maks} : maksimal timefaktor

k_{min} : minimal timefaktor

q_{ind} : tilløp fra industri (l/s)

$q_{infiltrasjon}$: infiltrasjons- og lekkasjevann (l/p·d)

Er tilknytningen til avløpssystemet på mindre enn 1000 personer, anbefaler svenske retningslinjer (P90) at dimensjonerende spillvannstilløp tas fra figur 7.3.2. Diagrammet inkluderer ikke industriavløp.



Figur 7.3.2. Dimensjonerende spillvannstilløp fra områder med mindre enn 1000 personer. Tabellen er basert på et spillvannstilløp på 150 l/p·d. (Svenskt Vatten 2004)

7.3.5. Eksempel på beregning av dimensjonerende spillvannsavløp

Beregning av dimensjonerende vannmengder fra et område med småhusbebyggelse.

q_{middel} : 160 l/p·d

q_{tillegg} : 20 l/p·d (avløp fra forretninger, kontorer, skoler)

p : 1000 personer

$f_{\text{d maks}}$: 2,3

$f_{\text{d min}}$: 0,5

k_{maks} : 3,0

q_{ind} : 0, dvs. ingen tilknytning av industri

$q_{\text{infiltrasjon}}$: 100 l/p·d

Med disse forutsetningene blir:

$$q_{\text{maks dim}} = \frac{(160+20) \times 1000 \times 2,3 \times 3,0}{3600 \times 24} + \frac{100 \times 1000}{3600 \times 24} = 14,4 + 1,2 = 15,6 \text{ l/s}$$

7.4. Drensvannsmengder

Dette avsnittet gjelder drensvannmengder fra husdrenering. Hensikten med dreneringen er å hindre vanninnsig og fuktskader på bygninger. Takvann bør der det er mulig føres ut på terreng og ikke direkte til overvannssystemet.

Grunnvannstand og grunnforhold er bestemmende for hvor store vannmengder dreneringen må dimensjoneres for. Tilsiget fra overflaten er også av stor betydning.

Disse forholdene må klarlegges før drens-systemet kan dimensjoneres.

Ligger grunnvannstanden høyere enn underkant av fundamentene, og grunnen består av grus og sand, kan det være vanskelig å få en tilfredsstillende drenering av bygningen. I tette masser som leire og silt er tilløpet til dreneringen mindre. I slike masser kan det være mulig å få en effektiv drenering selv ved høy grunnvannstand.

For å begrense tilsiget fra terreng er det viktig at terrenget har fall fra bygningen. Se byggdetaljblad 514.221. I følge samme detaljblad kan drensledninger vanligvis sløyfes:

- Om gulvet i sin helhet ligger over terrengnivå
- Når byggegrunnen består av naturlig selvdrenerende masser og det er liten risiko for at grunnvannstanden står opp til underkant av fundamentene

Innvendig diameter for drensledninger skal i følge byggdetaljblad 514.221 være minst 80 mm. Ved grunnvannssenkning skal innvendig diameter være minst 100 mm.

Tabell 7.4.1 viser størrelsesorden på drensvannmengden fra eneboliger. Tabellen er basert på data fra Svenskt Vattens publikasjon P90.

Tabell 7.4.1. Orienterende drensvannmengder fra eneboliger. (Svenskt vatten 2004).

Grunnforhold	Grunnvannstand over drensledninger	Drensvannmengde
Sand og grus	0,5 m	Ofte mer enn 1000 l/time
Morene og finsand	1,0 m	100 l/time

Grunnvannstanden i tabellen refererer til situasjonen før utbygningen starter.

7.5. Overvannsmengder i urbane områder

7.5.1. Metodikk – Maksimal overvannsavrenning

Overvann oppstår når det kommer nedbør eller snø smelter. Overvannet renner av på overflatene på tak, vegger og andre flater. Dette vannet kan håndteres lokalt, med infiltrasjon eller tilbakeholdelse i dammer lokalt, eller føres bort i avløpsledninger.

Den rasjonelle formel for beregning av overvannsavrenning er:

$Q = \varphi \cdot A \cdot I$, hvor

Q = Avrent vannføring fra feltet i liter pr. sekund (liter / sekund)

φ = Forholdet mellom avrent nedbør på overflaten og nedbørmengde

A = Området innenfor vannskillene for feltet (ha)

I = Nedbørintensitet (l/s ha)

1 ha = 10 000 m².

Den rasjonale formel egner seg best ved grove overslagsberegninger og for mindre områder.

Ved dimensjoneringen ønsker man å finne maksimal overvannsføring og vi setter varigheten for regnskyll et lik konsentrasjonstiden t_k for nedbørsfeltet. Det vil si at i regnintensitetskurver (IVF-kurver) setter man: $t_k = t_r$, der t_r = regnvarigheten i minutter.

I enkelte felt kan det forekomme at dimensjonerende regnvarighet blir kortere enn konsentrasjonstiden.

Konsentrasjonstiden for et avløpsfelt

Konsentrasjonstiden (t_k) er tiden en regndråpe bruker fra den faller helt i ytterkant av feltet til den når frem til utløpet av feltet. Man går inn i regnintensitetskurver med tiden t_k på dimensjonerende regn, hvis man vil finne maksimal overvannsavrenning fra feltet. I prinsippet skal man finne den absolutt lengste strømningstiden fra ytterst i avløpsfeltet til det punktet man skal beregne. Tiden består av tiden på overflaten, tilrenningstiden t_t fram til gatesluket og strømningstiden i rørsystemet t_s .

Konsentrasjonstiden t_k er da:

$t_k = t_t + t_s = \text{strømningstid på overflaten frem til et sluk} + \text{strømningstiden i rørene.}$

Beregning av strømningstiden i ledningene:

$$t_s = \frac{L}{v}$$

Her er:

t_s = Strømningstiden i rørene (s)

L = lengden av ledningen frem til punktet (m)

v = vannhastigheten i ledningen. Må antas før beregningene starter (m/s).

Strømningshastigheten i ledninger kan settes til 1,5 - 2 m/s. Etter beregningene er gjennomført, kan man sjekke om vannhastigheten virkelig ble det som var antatt. Hvis det er store avvik bør man gjenta beregningene med de nye tallene.

Svenskt vattens (2004) veiledning P90 oppgir følgende for strømningshastigheter:

- Avløpsledninger = 1,5 m/s
- Tunnel og store ledninger = 1,0 m/s
- Grøfter og rennestener = 0,5 m/s
- Mark = 0,1 m/s

Tilrenningstider på overflatene t_t

Man må anslå tilløpstiden fra ytterste punkt i feltets vannskille til nærmeste sluk. Denne er proporsjonal med strømningsavstanden, minker med regnintensiteten og terrengfallet og er avhengig av overflatens beskaffenhet. Den anslås ofte til ca. 5 - 7 minutter i felt av begrenset størrelse i urbaniserte områder.

Dersom man vil beregne den mer nøyaktig kan man bruke nomogrammer som viser tilrenningstiden som funksjon av strømningslengde, midlere helning og markens beskaffenhet. (Se for eksempel SFTs TA-550, 1979).

For tette flater i tett bebyggelse angir Butler og Davies (2000) følgende verdier.

Tabell 7.5.1. Tilrenningstider. (Butler and Davies 2000)

Gjentagelsesperiode for regn	Tilrenningstiden (min) t_t
1 år	4-8
2 år	4-7
3 år	3-6

For andre typer flater, sammensatte flater mm., måler man avstanden på terrenget, vurderer helningen og anslår vannhastigheten over overflaten. Vannhastigheten over overflaten kan beregnes ved hjelp av Mannings formel.

Northern Virginia BMP Handbook (1992) angir følgende tilrenningstider:

- Forretningsstrøk, sentrumsområder = 5 minutter
- Boligområder med flerfamiliehus = 5 – 10 minutter
- Eneboligområder = 10 – 15 minutter

Prosedyren for bruk av den rasjonelle metoden blir som følger:

- Anslå verdi for tilrenningstiden på overflaten frem til sluket t_t (3-15 minutter)
- Anslå verdi for vannhastigheten v i ledningen
- Beregn strømningstiden i ledningene $t_s = L/v$
- Beregn konsentrasjonstiden t_k og sett denne lik regnvarigheten
- Velg gjentakelsesperiode for dimensjonerende regn z for eksempel lik 10 år
- Gå inn i IVF-kurven med regnvarighet lik t_k og z og les av regnintensiteten I
- Beregn vannmengde $Q = \phi \cdot A \cdot I$ (Arealet A regnes i det horisontale planet)
- Finn ledningsdiameter v ha en formel som for eksempel Darcy-Weisbachs formel
- Finn vannhastigheten i ledningene og sammenlign denne med verdien som ble antatt
- Hvis det er et for stort gap mellom antatt og beregnet vannhastighet, så gjenta beregningene

Eksempel: Beregn konsentrasjonstiden for et felt med blokkbebyggelse hvor den lengste lengden på et ledningstrekk fra ytterst i feltet til nederst i feltet er 1500 meter.

Svar: Tilrenningstiden t_t på overflaten til nærmeste sluk velges til 6 minutter. Vannets hastighet i ledningene velges til 1,5 m/s. Strømningstiden i ledningsnett er da $t_s = 1500/1,5 = 1000$ sekunder.

Konsentrasjonstiden $t_k = t_t + t_s = 6 + 1000/60 = 6 + 16,7 = 22,7$ minutter.

7.5.2. Metode for beregning av avrent overvannsvolum per år

$Q_{\text{år}} = a \cdot A \cdot (P-b) \cdot 10^{-3}$ (avrent volum over året i m^3)

a = andelen deltagende aktive tette flater som dreneres til overvannssystemet. (en del tette flater drenerer direkte ut på permeable felter.)

A = Totalt areal 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 ca. 50 mm, og for flatere områder ca. 100 mm.

Faktoren a kan overslagsvis gis følgende verdier:

Tabell 7.5.2. Anbefalte verdier for deltagende andel av tette flater, a .
(Arnell m.fl. 1980).

Områdetype	Verdien på parameteren a
Enfamiliehusområde	0,5 - 0,6
Flerfamiliehusområde	0,6 - 0,7
Sentrumsbebyggelse	0,8 - 1,0

Eksempel: Hva er avrent årlig volum av overvann fra et ganske flatt eneboligfelt med 20 000 m^2 tette flater? Årlig nedbør er 800 mm per år.

Svar: $Q_{\text{år}} = 0,55 \cdot 20\,000 \cdot (800 - 50) / 1000 = 8250 m^3$

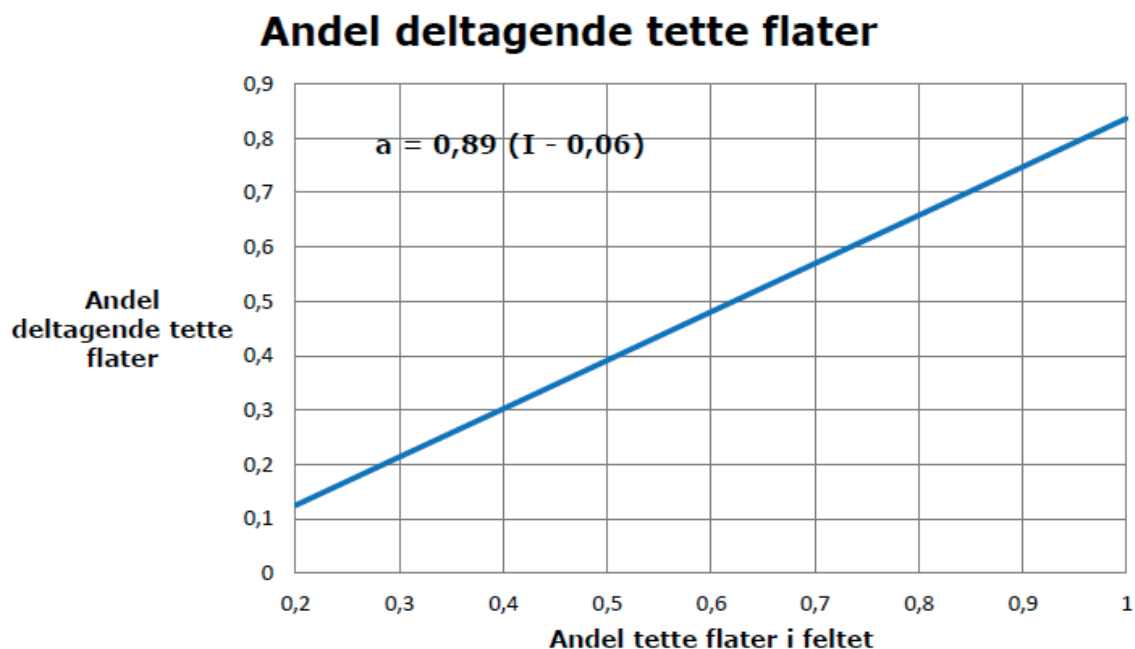
7.5.3. Bestemmelse av areal og flater

Kategorisering av flatene i avløpsfeltene kan fastsettes ved for eksempel følgende metoder:

- Befaring i feltene hvor man registrerer vannskillene og om visse tette flater ikke er tilknyttet avløpsnett, og 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 kan beregnes på basis av kart og evt. flyfoto supplert med opplysninger fra befaringene. GIS-verktøy er nyttig i denne sammenheng.
- Digitale kartverk kan ofte brukes dersom flatene er typifisert. Planetaten eller byggetaten kan ha digitalisert de delene av kommunen man arbeider med.

Det har ofte vist seg at man lett overvurderer andelen tette flater som er koblet til ledningsnett. Dette er en feil som kan slå sterkt ut.

Ettersom de permeable flatene kan bidra med avrenning er det viktig også å beregne arealet av disse.



Figur 7.5.1. Andel av tette overflater som drenerer til avløpsnett. (Arnell m.fl. 1980).

Arnell et al. (1980) oppgir å ha funnet følgende formel for deltagende aktive tette flater (a) i forhold til total andel tette flater (I) i feltet:

$$a = 0,89 (I - 0,06)$$

Formelen er fremstilt som diagram i figur 7.5.1.

Dersom andelen tette flater i feltet er 0,6 blir dermed andelen *deltagende* flater 0,48.

Man bør primært undersøke grundig i eget aktuelle felt før man eventuelt bruker verdier fra figur 7.5.1.

Tabell 7.5.3 gir noen erfaringstall. Disse gir ikke nødvendigvis de samme tallene som ble funnet av Arnell og vist i figur 7.5.1.

Tabell 7.5.3. Prosent tette flater og andel deltagende tette flater i "rendyrkede" typeområder i byer i forhold til arealbruk

Type område	Tette flater i % av totalt areal	Andel deltagende tette flater
Villa / eneboliger	10-20	0,6
Rekkehus	20-40	0,6
Blokk	40-50	0,7
Sentrumsområder	80-90	0,9
Veger	100	Vurderes lokalt

7.5.4. Nedbørdata og intensiteter

Intensitets-, varighets- og frekvenskurver (IVF) kan lastes ned fra Meteorologisk institutts sider på internett "eklima.no".

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

For manuelle metoder er det i praksis bare såkalte kasseregn som kan brukes.

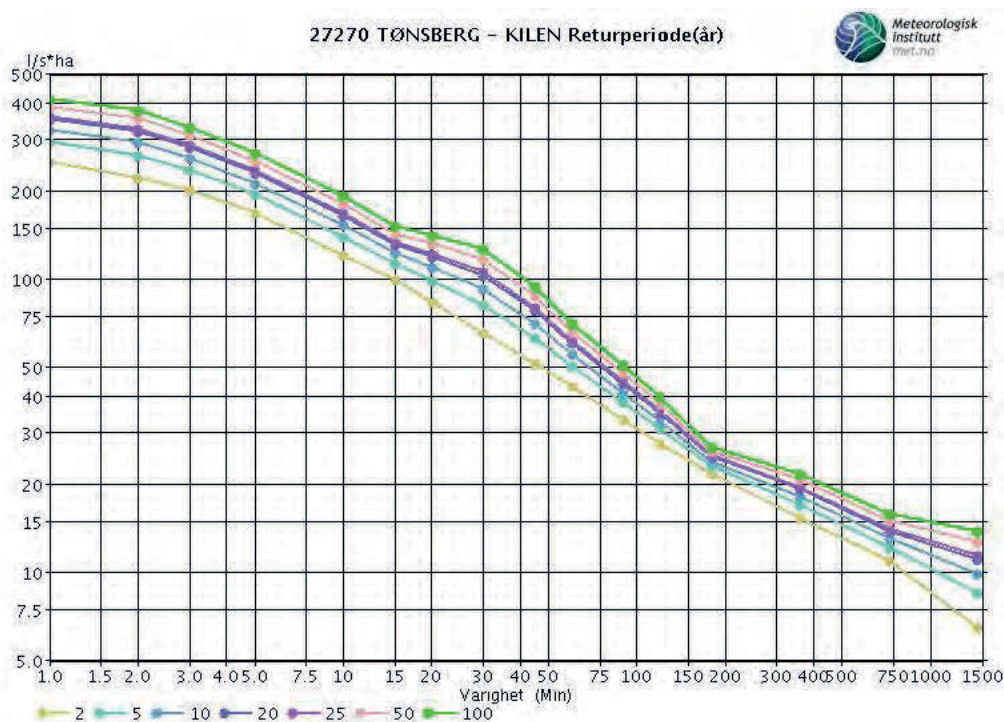
Dette kan f.eks. være et 10 minutters regn på 200 l/s og hektar, eller for eksempel et 20 minutters regn på 140 l/s og hektar etc. Dersom man analyserer et ledningsnett for ett slikt regn får man i beste fall bare dimensjonerende vannføringer for de punkter i nettet som har en konsentrasjonstid lik regnets varighet. Dette uttrykkes i lærebøker 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 bidrar særlig med arealer som tilfører mye overvann. I slike tilfeller kan det for eksempel tenkes at et 10 minutters regn blir dimensjonerende i et felt som har 20 minutters konsentrasjonstid. Dette er en spesiell svakhet ved kasseregn som brukes i henhold til "Imhoffs sats" og som unngås ved bruk av symmetriske regnhyetogram som er utviklet på basis av IVF-kurver.

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 med ulik varighet 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 regn som gir høyeste vannføring i de punkter man er interessert i, får man bedre verdier enn hvis man bare bruker ett kasseregn.

Et gjentaksintervall på 10 år for en regnhendelse betyr, at over et langvarig gjennomsnitt forventes det en slik hendelse hvert 10. år. Det er ikke slik at en 10-års-hendelse bare kan skje en gang i løpet av 10 år. Det er heller ikke slik at sannsynligheten for at det skjer en 10-års hendelse i løpet av 10 år er 100 %. Det er faktisk bare 65 % sannsynlig at det kommer et 10-års regn i løpet av de neste 10 år.

I Norsk Vann's Rapport 162/2008 "Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering" er det angitt minimum dimensjonerende regngjentaksintervall for ulike typer områder.

Figur 7.5.2 viser et eksempel på en IVF-kurve for Tønsberg.



Figur 7.5.2. IVF-kurve for Tønsberg.

7.5.5. Omdanning av IVF-kurver til hyetogram

Ved hjelp av en spesiell prosedyre kan de opplysninger som ligger i en IVF-kurve omdannes til et såkalt symmetrisk regnhyetogram. 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 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 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 nedbørhyetogram 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 "kasseregn" av varighet X minutter.

Hensiktsmessig beregningssteg vil for de fleste tilfeller være ca. 2 -5 minutter. Steg på bare 1 minutt gir en meget høy spissintensitet.

Som grunnlag for beregningene kan man lese av verdiene direkte fra en grafisk IVF-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:

Vi velger i dette eksempelet et beregningssteg på 5 minutter.

Beregningseksemplet er vist i figur 7.5.3.

Estimated data for the histogram:

Minuten efter start av registrering	Registrierstid [s/ha]
5	10
10	20
15	30
20	40
25	50
30	165
35	165
40	50
45	40
50	30
55	20
60	10

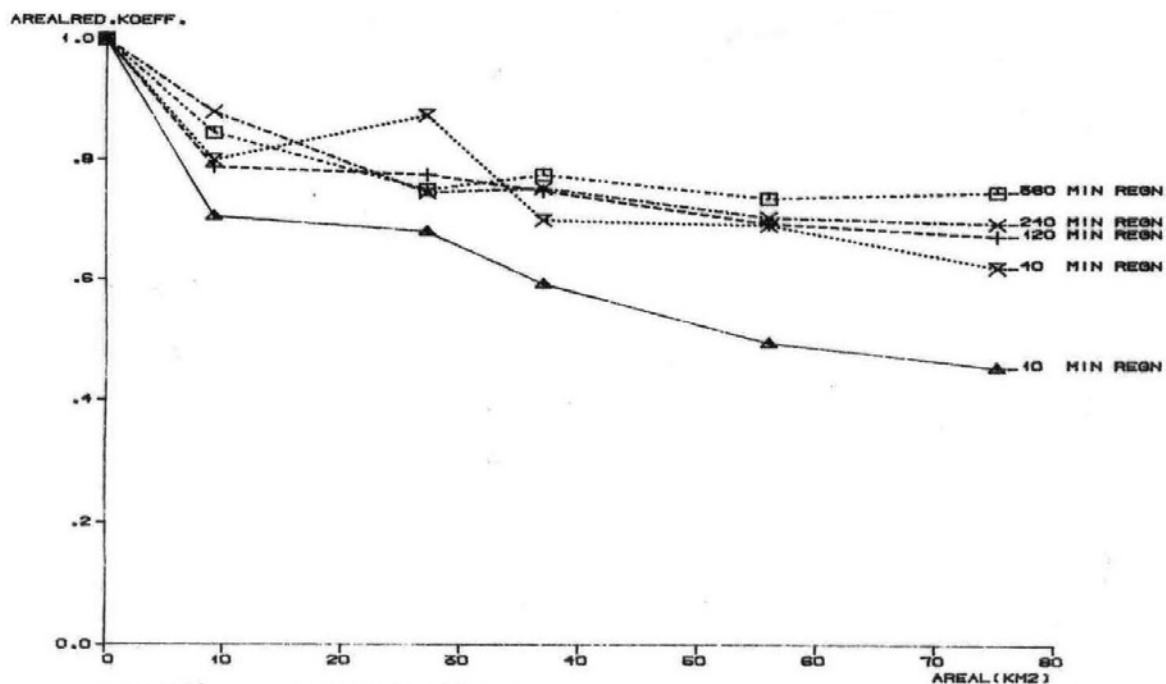
Området mellom 0 og 60 minutter i figur 7.5.3 inneholder like mye nedbør som et "kasseregn" på 60 minutter, området på 20 minutter på hver side av midtstreken inneholder like mye nedbør som et 40 minutters "kasseregn" etc.

7.5.6. Arealreduksjonsfaktorer (ARF)

Se for eksempel Lindholm (1985) for mer informasjon og data om ARF.

Figur 7.5.4 viser at et 10 minutters regn med gjentakintervall 3 år og en arealutbredelse på 10 km², har en ARF = ca. 0,7.

De ekstreme regnene av typen konvektive regnbyger har ofte en ganske liten utbredelse i areal. De kan for eksempel være bare 3 – 4 km brede.



Figur 7.5.4. Arealreduksjonsfaktorer for 3 års-regn for nedbørstasjonen Blindern i Oslo (Lindholm 1985)

7.5.7. Behov for lokale korttidsnedbørmålere

Nedbøren varierer betydelig selv over korte avstander. Ideelt sett burde man ikke bruke nedbørdata som er mer enn 3 - 5 km unna det området man ønsker å beregne. Det er derfor et stort behov for å installere flere korttidsnedbørstasjoner i norske kommuner.

Større kommuner bør ha flere nedbørstasjoner for å kunne fange opp de kraftige konvekktive bygene som ofte har en ganske liten arealmessig utstrekning. Schilling, W. (1991) mener man trenger en nedbørmåler per km² for å kunne få gode inngangsdata for en konvektiv regnbyge.

Med tanke på de store konsekvensene man kan få ved oversvømmelser og eventuelt etterfølgende rettsaker mot kommunen, er det viktig å ha pålitelige regndata som viser intensitetene man hadde for hvert minutt av regnforløpet.

Videre er det nødvendig å ha noen målinger som viser dagens klima m.h.t. korttidsnedbør, for å kunne lage en brukbar prognose på fremtidige nedbørintensiteter i et endret klima.

7.5.8. Avrenningskoeffisienter

Avrenningskoeffisienten (ϕ) 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 (km²), via urbane felt (ha), til små flater som tak og parkeringsplasser. Volumavrenningskoeffisienten ϕ_{vol} angir forholdet mellom avrent vannvolum og tilhørende nedbørvolum. Spissavrenningskoeffisienten ϕ_{spiss} angir forholdet mellom maksimalt avløp fra et område og midlere regnintensitet over området.

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

I tabell 7.5.4 angis det noen maksimale avrenningskoeffisienter.

Tabell 7.5.4. Maksimale avrenningskoeffisienter for noen flatetyper (Mays 2001).

Type flater	φ_{spiss}
Tak	0,8-0,9
Asfalterte veger og gater	0,7-0,8
Grusveger	0,4-0,6
Plen	0,05-0,1

De lave verdiene anvendes for flatere områder og de høyere verdiene for brattere områder. For tett bebygde områder kan avrenningskoeffisienten tilnærmesvis settes til andelen aktivt bidragende tette flater.

Bruk av avrenningsfaktor på 0,05-0,1 for plen (dvs grøntområder etc.) kan være altfor lavt under vintersituasjoner og høstregn der avløpsfeltet har en stor andel slike flater. I enkelte kommuners VA-norm tillates ikke avrenningskoeffisienter mindre enn 0,3.

De lokale forholdene bør vurderes nøye ved valg av avrenningskoeffisienter, blant annet deltakende arealer, arealets størrelse, andel tette flater, fallforhold, grunnvannsstand og grunnforhold.

Videre bør man spesielt analysere situasjoner som:

- Avrenning fra tørr mark med intense sommerregn (konvektive byger)
- Avrenning etter langvarige høstregn og høy grunnvannstand med et etterfølgende kraftig høstregn
- Avrenning på frossen mark med et høst- eller vinterregn

Hvis man beregner avrenning fra regn som faller om vinteren eller i kalde perioder, må man ikke bruke IVF-kurver som ikke har frasortert sommer-regnene.

Dersom hovedfeltet har flere mindre delfelt (A_n) som har ulike avrenningskoeffisienter (φ_n) kan midlere avrenningskoeffisient beregnes etter formelen:

$$\varphi_{\text{midl.}} = \frac{\varphi_1 A_1 + \varphi_2 A_2 + \dots + \varphi_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Avrenningskoeffisienten øker betydelig 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, 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 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 viktig 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 avrenningskoeffisienter 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, dvs. at all nedbør renner av i løpet av den perioden som bassenget fylles opp og tømmes. Begrunnelsen for dette er at i en ekstremsituasjon, 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.

Når regn faller på snødekket mark kan snøen i begynnelsen ta 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. Snøsmelteintensiteter er vist i tabell 7.5.8.

Tabell 7.5.5 . Avrenningskoeffisienter for områdetyper (Svenskt Vatten 1976).

Områdetype	Flate områder	Kuperte områder
Tett bebyggelse og ingen vegetasjon	0,7	0,9
Tett bebyggelse med noe vegetasjon, industriområder	0,5	0,7
Flerfamiliehus med åpne områder mellom husene	0,4	0,6
Rekkehus og kjedehus	0,4	0,4
Villaer med tomter < 1000 m ²	0,25	0,35
Villaer med tomter > 1000 m ²	0,15	0,25

7.5.9. Gropmagasin på overflater

Før avrenning fra et regn kan skje fra en overflate må den fuktes og store og små groper fylles opp. Butler & Davies (2004) angir følgende verdier i mm for gropmagasinering:

Tette flater : 0,5 – 2 mm
 Flate tak : 2,5 – 7,5 mm
 Hager : ca. 10 mm

I dataprogrammet MIKE URBAN/MOUSE brukes 1,6 mm som en vanlig standardverdi for tette flater og dataprogrammet SWMM antyder 1,2 til 2,4 mm. Lindholm (1986) har beregnet virkningen på maksimal overvannsvannføring av å oppgi en feil verdi for gropmagasin i en analyse i et gitt hypotetisk felt med konsentrasjonstid på 25 minutter. Nedbøren var et regnhyetogram som varte i 35 minutter. Utslaget ble forholdvis beskjedent da en økning fra 1,2 mm til 2,4 mm ga en økning i maksimal vannføring på ca. 5 % i dette gitte tilfellet.

7.5.10. Klimaendringer med betydning for avløpsnett

Havnivået og stormflonivået vil stige betydelig i årene frem mot århundreskiftet. Disse verdiene vil variere fra sted til sted i Norge. Det anbefales å kontakte Meteorologisk institutt (www.met.no) for å få best mulig verdi for en gitt lokalitet og et gitt dimensjonerende årstall.

For påslag på IVF-kurvene varierer anbefalingene fra danske og svenske utredninger mellom 20 – 50 %, avhengig av årstall for når anslaget ble gitt og fagmyndighet.

DANVA (2007) anbefaler å analysere virkningene av klimaendringene i trinn frem til for eksempel 100 år fra nå. Hvis prognosene for klimaendringene på angjeldende sted tilsier en økning i regnintensiteten på 50 % i løpet av 100 år, kan man anta en lineær utvikling som vist tabellen under.

Tabell 7.5.6. Eksempel på økning i regnintensiteter med tiden

Tidshorisont	Økt regnintensitet
I dag	0 %
Om 10 år	5 %
Om 25 år	12,5 %
Om 50 år	25 %
Om 100 år	50 %

Ved å øke regnintensiteten i trinn på denne måten vil man kunne finne i hvilke tidsperiode ulike systemkomponenter svikter funksjonskravene.

Den danske Spildevandskomitéen anbefaler å velge en klimafaktor i forhold til gjentakelsesperioden for dimensjonerende regn, slik som vist i tabell 7.5.7.

Tabell 7.5.7. Spildevandskomitéens anbefalte klimafaktorer
(Spildevandskomitéen 2008)

Gjentakelsesperiode	2 år	10 år	100 år
Klimafaktor	1,2	1,3	1,4

Myndigheten för samhällsskydd och beredskap i Sverige (SOU 2007:60) har utarbeidet en nasjonal rapport om klimaendringer i Sverige. Man regner der med at fra år 2007 til 2020 vil intensiteten i sterke regn øke 20 % og innen år 2100 med 50 %.

Spillet et al. (2005) fant at de ekstreme regnintensitetene i mange områder i Storbritania vil øke med 40 % på grunn av klimaendringer.

Werrity, A. et al (2002) fant at i Edinburgh vil kortvarige regn bli 60 % sterkere, noe som vil resultere i mer urbane flommer i avløpsnett og dreneringsnett.

Når man anlegger et nytt anlegg koster en ekstra kapasitetsøkning på for eksempel 30 – 50 % ganske lite.

For nye avløpsanlegg som dimensjoneres for en levetid på 100 år anbefaler vi å bruke ca. 30 - 50 % påslag på de IVF-kurver som er utarbeidet før år 2011.

For kystkommuner er det viktig å kombinere prognosene for et høyere havnivå med prognoser for mer intens korttidsnedbør. Dette fordi et høyere havnivå kan påvirke den hydrauliske kapasiteten til et avløpssystem. Om man i tillegg vil inkludere prognoser for et høyere stormflonivå i samme beregningsanalyse må diskuteres i hvert enkelt tilfelle.

I enkelte avløpssystemer kan konsekvensene av havnivåstigning gi større skader enn mer regn på lang sikt. Økte overløpsutslipp og økt risiko for kjelleroversvømmelser i laveliggende bebyggelse kan medføre kostbare ombyggingstiltak.

Hvis man vil skaffe seg et inntrykk av virkningen av den klimaendringen som allerede har vært, kan man se på intensiteten på korttidsregn på tidligere IVF-kurver og sammenligne med de nyeste IVF-kurvene man kan skaffe.

7.5.11. Snøsmelting

Snøsmelting er resultatet av varmeutveksling mellom snødekket og omgivelsene. Smelteenergien kommer mest fra lufttemperaturer over smeltepunktet (0⁰ C-punktet) og fra stråling. Smelting er en komplisert prosess og smelteintensiteten er avhengig av flere forhold. I urbane områder kompliseres snøsmeltingen og snøsmelteavrenningen av den menneskeskapte påvirkningen. I urbane områder kan omgivelsen bidra med mye

smelteenergi. De største smelteintensiteter forekommer gjerne ut på ettermiddagen, når solen står høyt på himmelen, og gjerne i mars eller april.

Tabell 7.5.8 viser noen angitte snøsmelteintensiteter i norske byer. For eksempel ser man at Sandnes en gang hvert 5. år kan forvente i gjennomsnitt å ha en snøsmelteintensitet på 25 mm vann fordelt over 12 timer på dagtid, som tilsvarer 5,8 l/s ha.

Tabell 7.5.8. Snøsmelteintensiteter for noen norske byer (Bøyum et al., 1997)

Sted	mm/12 h	l/s ha	mm/12 h	l/s ha	mm/12 h	l/s ha
	z = 2 år		z = 5 år		z = 10 år	
Kristiansand	19	4,4	27	6,2	33	7,6
Sandnes	20	4,6	25	5,8	30	6,9
Bergen	18	4,2	24	5,5	28	6,5
Oslo	19	4,4	27	6,2	32	7,4
Trondheim	19	4,4	39	9,0	33	7,6
Mosjøen	20	4,6	30	6,9	35	8,1
Narvik	22	5,1	32	7,4	35	8,1
Tromsø	20	4,6	30	6,9	38	8,8
Gjennomsnitt	19,6	4,5	28,1	6,5	33,0	7,6

Målinger i Sverige (Svenskt Vatten 2004) har vist at 10-årsavrenningen for 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 som middel over ett døgn.

7.6. Avrenning fra naturområder

7.6.1. Generelt

Med naturområder menes her skogsområder, dyrket mark, parkområder og bart fjell. Det finnes dataprogram for beregning av overvannsavrenningen. I denne fremstillingen er den rasjonelle formelen lagt til grunn for beregningene:

$$Q = \phi \cdot i \cdot A \cdot K$$

Her er:

- ϕ : Ubenevnt avrenningskoeffisient som angir hvor stor del av nedbøren som renner av på overflaten
- i : Dimensjonerende nedbørintensitet i l/s-ha. For valgt gjentakintervall fås dimensjonerende nedbørintensitet fra Meteorologisk institutt (www.eklima.no)
- A : Nedbørfeltet i ha
- K : Ubenevnt klimafaktor som angir hvor høy fremtidig nedbørintensitet antas å bli i forhold til prognosen fra klima.

Den rasjonelle formelen benyttes vanligvis for små nedbørfelt, men brukes enkelte ganger for nedbørfelt opp til 500 ha hvis man har et naturområde som skog eller lignende. Kfr. Statens Vegvesens Håndbok 018 (2011).

Usikkerheten øker betydelig med størrelsen på nedbørfeltet. For beregning av avrenningen fra store nedbørfelt vises det til NVE's "Vassdragshåndboka" (NVE 2011).

7.6.2. Dimensjonerende gjentakintervall for naturområder

I Norsk Vann's Rapport 162/2008: Veiledning i klimatilpasset overhåndtering er det angitt minimum dimensjonerende gjentakintervall for ulike typer områder. Det er imidlertid presisert at optimalt gjentakintervall bør baseres på samfunnsøkonomiske betraktninger og bærekraftige løsninger.

Ofte er optimalt gjentaksintervall vesentlig lenger enn minimumsverdiene. Således angir Statens Vegvesen i Håndbok 018 (januar 2011) at gjentaksintervallene i tabell 7.6.1. bør legges til grunn ved dimensjonering.

Tabell 7.6.1. Dimensjonerende gjentaksintervall (Statens vegvesen 2011).

Veg-/dreneringselement	Valg av gjentaksintervall	
	Veg med omkjøringsmuligheter	Veg uten omkjøringsmuligheter
Rister, sluk, overvannsledninger, terrenggrøfter langs vegen	50 år	100 år
Kulvert, innløp, utløp, nedføringsrenne på tvers av vegen	100 år	200 år
Sikring av nye eller justerte elve- eller bekkeløp	100 år	200 år

7.6.3. Dimensjonerende regnvarighet

Dimensjonerende regnvarighet, konsentrasjonstiden, er den tiden det tar for en dråpe som faller lengst bort fra feltets utløp å nå utløpet.

Statens vegvesens Håndbok 018 (2011) angir følgende formel for konsentrasjonstid for naturlige felt, som for eksempel skogsområder:

$$t = 0,6 \cdot L \cdot H^{-0,5} + 3000 \cdot Ase$$

t = konsentrasjonstid, minutter

L = lengde av feltet, m

H = høydeforskjellen i feltet, m

Ase = andel innsjø i feltet

7.6.4. Avrenningskoeffisienter for naturområder

Avrenningskoeffisienten, ϕ , varierer ikke bare med grunnforholdene men også med nedbørens varighet. Er nedbøren kortvarig, mindre en 1 time, kan man regne med en viss infiltrasjon og fordrøyning i groper i terreng. Ved langvarig nedbør, over 3 timer, er infiltrasjonsevnen redusert samtidig som alle ujevnheter i terrenget er vannfylt. Statens Vegvesen angir maksimal avrenningsfaktor til å være 0,95. Regn på frosset grunn kan gi avrenning som for bart fjell.

Er terrenget bratt, grunnens permeabilitet lav og ved høy grunnvannstand bør man velge de høyeste verdiene i tabell 7.6.2.

Tabell 7.6.2. Avrenningskoeffisienter for telefri grunn. (Statens Vegvesen 2011)

Type område	Gjentaksintervall (år)							
	10		25		50		100	
	Nedbørens varighet i timer							
	<1	>3	<1	>3	<1	>3	<1	>3
Bart fjell	0,6	0,9	0,66	0,95	0,72	0,95	0,75	0,95
Dyrket mark og parkområder	0,2	0,4	0,22	0,44	0,24	0,48	0,25	0,5
Skogsområder	0,2	0,5	0,22	0,55	0,24	0,6	0,25	0,63

7.6.5. Klimafaktor

Klimafaktoren fastsettes på bakgrunn av antatt økning av nedbøren i løpet av de tekniske anleggs brukstid. I tabell 7.6.3. er det forutsatt en brukstid på 100 år. De tekniske anlegg kan være ledningsanlegg, pumpestasjoner etc.

Tabell 7.6.3. Valg av klimafaktor. (Statens Vegvesen 2011)

Gjentaksintervall	Klimafaktor
10 år	1,3
100 år	1,4

7.6.6. Eksempel på beregning av avrenning fra naturområde

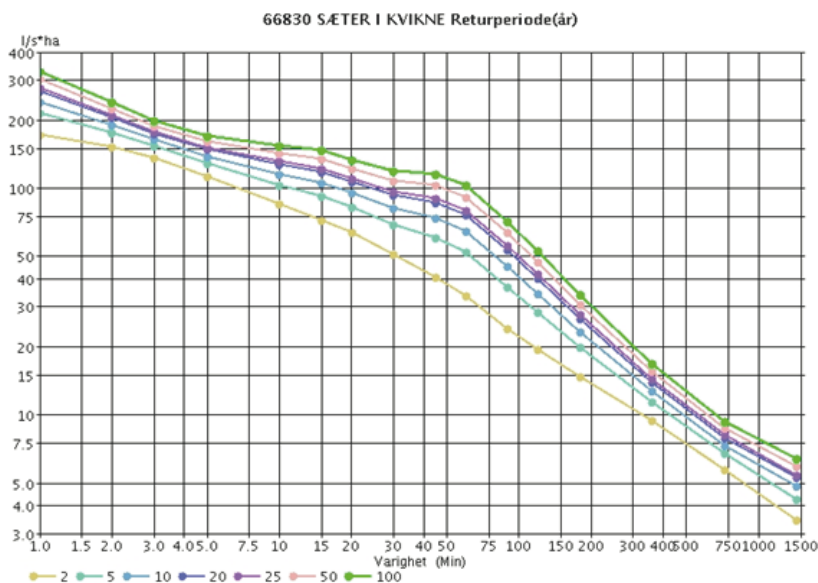
Eksemplet gjelder overvannsavrenningen fra et område på 40 ha beliggende i Gudbrandsdalen. Det er et skogsområde. Lengden av området er 2 km og fallet er 25 m. Den mest representative nedbørstasjonen for dette området er Sæter i Kvikne, se figur 7.6.1. Konsentrasjonstiden for nedbør blir:

$$t_c = 0,6 \cdot 2000 \cdot 25^{-0,5} = 240 \text{ minutter}$$

Fra tabell 7.6.2 får vi følgende avrenningsfaktorer:

For gjentaksintervall 10 år : 0,5

For gjentaksintervall 100 år : 0,63



Figur 7.6.1 IVF-kurver for nedbørstasjon Sæter i Kvikne (Meteorologisk institutt)

Fra tabell 7.6.4 tar vi ut nedbørintensitetene 20 og 26 l/s·ha for gjentaksintervaller på henholdsvis 10 og 100 år.

Klimafaktorene tas fra tabell 7.6.3.

Ved bruk av den rasjonelle formel får vi følgende overvannsmengder:

For gjentaksintervall 10 år:

$$Q = 0,5 \cdot 20 \cdot 40 \cdot 1,3 = 520 \text{ l/s}$$

og for gjentaksintervall 100 år:

$$Q = 0,63 \cdot 26 \cdot 40 \cdot 1,4 = 917 \text{ l/s}$$

Tabell 7.6.4. IVF-tabell for nedbørstasjon Sæter i Kvikne (Meteorologisk institutt)

Returperioder(år); Nedbørintensitet(l/s*ha)

66830 SÆTER I KVIKNE

Periode: 1968 - 1984

Antall sesonger: 15

År	1 min.	2 min.	3 min.	5 min.	10 min.	15 min.	20 min.	30 min.	45 min.	60 min.	90 min.	120 min.	180 min.	360 min.	720 min.	1440 min.
2	171,2	151,2	136,2	112,4	84,8	72,1	63,6	50,8	40,2	33,3	23,9	19,4	14,7	9,4	5,7	3,4
5	212,8	174,7	152,5	127,7	103,1	92,1	82,2	69,0	60,1	51,9	36,6	28,2	19,8	11,4	6,7	4,2
10	240,4	190,3	163,3	137,8	115,2	105,3	94,6	81,1	73,3	64,2	45,1	34,1	23,2	12,7	7,3	4,8
20	266,9	205,2	173,6	147,5	126,8	117,9	106,4	92,7	85,9	76,0	53,2	39,8	26,5	13,9	7,9	5,3
25	275,3	210,0	176,9	150,6	130,5	121,9	110,2	96,4	89,9	79,7	55,7	41,6	27,5	14,3	8,1	5,4
50	301,2	224,6	187,0	160,0	141,8	134,3	121,7	107,7	102,3	91,2	63,6	47,1	30,7	15,5	8,7	5,9
100	326,8	239,0	197,0	169,4	153,1	146,6	133,2	119,0	114,5	102,7	71,5	52,6	33,8	16,7	9,3	6,4
200	359,6	256,4	207,7	175,6	159,8	155,1	142,2	128,4	125,0	112,7	78,5	57,3	36,4	17,8	9,9	6,8

8. Analyser og dimensjonerings

Manuelle metoder, som f.eks. den rasjonelle formel, kan brukes ved dimensjonering i små urbane felt der arealet er mindre enn 20 - 50 hektar (ha), eller på områder med konsentrasjonstider opp til 15 minutter, samt at avrenningen er tilknyttet direkte til nedbøren, som i kraftige regnbyger om sommeren.

For større områder bør det benyttes EDB-baserte avrenningsmodeller som SWMM, MIKE-URBAN, etc. EDB-modeller bør også brukes dersom oppstuvning over topp av rørene kan skje. I så fall kan ikke EDB-modeller basert på kinematisk bølgeteori brukes, men bare EDB-modeller som bruker dynamisk bølgeteori. Hvis nedbøren ikke er konstant i tid og for områder der avløpssystemet har betydning for utslipp via overløp, bør også EDB-baserte metoder benyttes. For ethvert prosjekt må det gjøres en avveining mellom økonomi og nødvendig nøyaktighet i beregningene.

Man trenger en EDB-modell hvis man vil beregne hydrodynamiske forhold i nettet og oppstuvninger. Slike modeller må kalibreres før de kan brukes. Det må da gjennomføres målekampanjer for nedbørintensiteter med en, eller helst flere, korttidsnedbørmålere plassert ut ulike steder i nettet, samt samtidige målinger av resulterende avrenning i avløpsledninger og i overløp. Disse målingene brukes til å kalibrere nettmodellen. Målekampanjen bør gå over minst 3 måneder og helst et helt år.

Hvor lenge en bør måle for kalibreringen avhenger bl.a. av feltets karakter. Desto mer feltet er preget av den trege avrenningen, det vil typisk bety områder med mye grønne og mindre tette flater, desto lenger er det gjerne behov for å måle. Dessuten bør man måle så lenge at man får med seg minst en eller to signifikant regnhendelser, d.v.s. at dersom man ønsker å benytte modellen for å beregne ekstremsituasjoner så bør en ha målt på et eller flere slike kraftige regn. Dette betyr at lengden på måleperioden bør vurderes underveis og utvides inntil en helst har fått to til tre signifikante regnhendelser.

Beskrivelser og tabeller for rørruhet i vannrør og singulærtapskoeffisienter, samt formler for singulærtap og rørkapasitet finnes i veiledningens vanndel i avsnitt 5.1.2.

8.1. Hydraulisk ruhet for avløpsrør

Det anbefales å bruke de forslag til hydraulisk ruhet for avløpsrør som er beskrevet i Norsk Vanns rapport nr. 172 "Trykktap i avløpsnett". (Norsk Vann 2009).

Tabell 8.1.1 er et utdrag fra denne rapporten.

1. Som et utgangspunkt for dimensjonerende ruhet anbefales å bruke tabell 8.1.1.
2. Dersom ledningen er i god tilstand, benyttes laveste verdi, og dersom den er i dårlig tilstand benyttes høyeste verdi.
3. For høy vannhastighet blir materialets betydning for ruhet mindre. Dersom rørene har svært høy fyllingsgrad/vannhastighet i store deler av tida, benyttes de laveste verdiene uavhengig av materiale (dvs. samme verdier benyttes for plast og betong).
4. Dersom røret har mye svanker, bør man anta at det er sedimenter som reduserer rørtverrsnittet som transporterer vann. Det kan være aktuelt å redusere kapasiteten med inntil 50 %. Hvis røret har stor fare for avleiringer kan ruheten økes med ca 10 %.

Tabell 8.1.1. Dimensjonerende ruheter (mm) (Norsk Vann 2009)

Materiale	Maks hastighet < 1 m/s	Maks hastighet > 1 m/s	
		Spillvann/fellesledning	Overvannsledning
Betong	1,5 - 6	1 - 2	0,5 - 1
Plast (PVC/PP/PE)	1 - 2	0,5 - 1	0,5 - 1

8.2. Bruk av Mannings formel

Ofte har man dimensjoneringsstilfeller der vanntransporten ikke skjer i lukkede rør under trykk. Når det er en fri vannflate inne i et rør, en kulvert eller i en kanal kan det være mest hensiktsmessig å bruke Mannings formel. Mannings formel brukes ofte for beregninger av kanaler med normal og stasjonær strømming. Denne formelen er som følger:

$$V = M \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

V = Vannhastighet i tverrsnittet (m/s)

M = Manningstallet for friksjonsforholdene langs veggene i tverrsnittet

R = Hydraulisk radius (m)

I = Fallet på kanalen (m/m)

Det er gjort flere forsøk på å bestemme forholdet mellom steinstørrelse på bunnen av kanaler og vassdrag og Mannings tall M. For en grusmasse med en normal kornfordeling antas følgende formel å være brukbar:

$$M = \frac{26}{d_{90}^{0,166}}$$

der d_{90} er den kornstørrelsen som er så stor at 90 % av massen har mindre kornstørrelse.

Tabell 8.2.1. Noen verdier for Manningstallet M (NVE 2011)

Type materiale	Minimum	Normal	Maksimum
Treplanker i kanal	71	83	100
Betong - kulvert som er rett uten sedimenter	77	90	100
Betong - avløpsledning med kummer, innløp, etc	60	67	77
Pukk – Kanal uten sedimenter eller avfall	33	40	45
Gresskledd kanal eller grøft	30	33	40
Fjellgrøfter eller kanaler i fjell. Ganske godt rensket	25	29	40

Flere verdier for M kan finnes i "Vassdragshåndboka" (NVE 2011) og hydrauliske lærebøker.

Hvis kanalveggene og bunnen ikke består av det samme materialet, må man beregne en resulterende M_{ekv} som representerer de forskjellige materialene best mulig. Dette kan gjøres med Einsteins formel:

$$M_{ekv} = \left(\frac{P}{\frac{P_1}{M_1^{3/2}} + \frac{P_2}{M_2^{3/2}} + \frac{P_3}{M_3^{3/2}}} \right)^{2/3}$$

P = Våt lengde for hele tverrsnittet

P_1 = Våt lengde for materiale nr. 1

P_2 = Våt lengde for materiale nr. 2

P_3 = Våt lengde for materiale nr. 3

M_n = Manningstallet for materiale nr. n

Eksempel: Beregn kapasiteten Q til en åpen full kanal med pukk i bunnen og betongvegger. Tverrsnittet er et rektangel med 2 meter bredde og 1 meter høyde. Fallet er 4 ‰.

Svar: Først regner vi ut hydraulisk radius R som er arealet av vannføringens tverrsnitt dividert på den delen av tverrsnittets lengde som er "fuktet" av vannstrømmen. $R = (2 \cdot 1) / (1 + 2 + 1) = 0,5$

Vi må så regne ut et felles Manningstall for tverrsnittet, M_{ekv} .

$$M_{ekv} = \left(\frac{4}{\frac{2}{40^{3/2}} + \frac{2}{90^{3/2}}} \right)^{2/3} = (4 / ((2/253) + (2/854)))^{0,67} = (4 / 0,010247)^{0,67} = 54,5$$

Midlere hastighet $v = 54,5 \cdot 0,5^{0,67} \cdot 0,004^{0,5} = 54,5 \cdot 0,63 \cdot 0,063 = 2,17 \text{ m/s}$

Vannføringen er hastighet $\cdot$ tverrsnitt $Q = 2,17 \cdot 4 = 8,69 \text{ m}^3/\text{s}$

8.3. Selvrensning i avløpsledninger

Tabell 8.3.1 viser anbefalte minimumsverdier for skjærspenning i avløpsledninger. Verdien skal oppnås minst en time hvert døgn og i alle døgn i året.

Tabell 8.3.1. Anbefalte minimumsverdier for skjærspenninger. (VA/Miljø-blad nr. 79).

Fellessystem og overvannsrør	3 - 4 N/m² for både plast og betongrør
Spillvannsledninger	2 N/m² for både plast og betongrør

Den høyeste verdien for fellessystem og overvannsledninger anbefales brukt i områder hvor sandfangene ikke tømmes tilstrekkelig ofte og ved andre ugunstige forhold.

For spillvannsledninger i plast med jevnt fall og med relativt god vannføring over døgnet kan man tillate seg å gå ned til 1,5 N/m².

Hvis man ikke har gode nok data for å kunne beregne vannføringen man trenger for å finne skjærspenningen, kan man vurdere å bruke minimumsfall på spillvannsførende ledninger og overvannsledninger, se tabell 8.3.2, som er det samme som Svenskt Vattens (2004) veileder P90 foreslår.

Tabell 8.3.2. Minimumsfall på spillvannsførende ledninger og overvannsledninger.

Innvendig diameter (mm)	Minimumsfall (‰)
150	5,0
200	4,5
300	3,0
400	2,5
500	2,0
600	1,5
800	1,0
Mer enn 800	1,0

Endeledninger bør minimum ha et fall på 6 ‰.

Angående beregning av selvrensning i avløpsledninger vises det til VA/Miljø-blad nr. 79.

For at skjærspenningskravene skal oppfylles for en og samme vannføring, krever en ledning med liten diameter mindre fall enn en ledning med stor diameter. Når tabell 8.3.2 viser det motsatte, skyldes det at man forutsetter større vannføringer i større rør enn i små rør.

8.4. Energitap i avløpskummer

Aktuelle tiltak mot oversvømmelser i avløpsnett kan bl.a. være å begrense tilførselen av overvann til avløpsnettet, eller å øke den hydrauliske kapasiteten. Dette siste kan for eksempel gjøres ved å minke de hydrauliske kumtapene, noe som kan være betydelig billigere enn å legge nye rør. Energitalp i kummer i en oppstuvningssituasjon kan være i samme størrelsesorden som selve rørfriksjonen. Dette avhenger bl.a. av avstanden mellom kummene, kummenes tilstand og utforming. Et nett med gode hydraulisk utformede kummer kan ha opptil 15 % større hydraulisk kapasitet enn et nett med dårlige kummer.

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 fra sideledninger inn i hovedstrømmen og eventuelle avtrapninger i bunnen av kummen. Videre vet man at når vannspeilet stiger litt over topp av røret, (0,5·D - 1,5·D) i kummen blir det intense strømminger i kummen som gir store energitalp. (Lindvall, G. 1986). Dersom vannspeilet stuver seg ytterligere opp i kummen minker energitalpet betydelig igjen fordi de meget turbulente vannstrømmene demper seg da. Hvordan kummen er utformet har stor betydning for energitalpet. 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 minst lik diameter på røret. Innføring av sidetilførsler bør skje med en skråvinkel medstrøms hovedvannføringen gjennom kummen.

I manuelle beregninger kan man beregne kumtapet i den enkelte kum eksplisitt, men det enkleste er å beregne kumtapene som en del av rørfriksjonen. Kumtapene kommer da til uttrykk ved at rørruheten økes med en viss verdi. Her kan man for eksempel bruke de anbefalte økningene i rørruheten som vist av Svensk Vatten (2004). Verdiene gjelder når ledningen er helt fylt.

Figur 8.4.1 og 8.4.2 gjelder henholdsvis for betongrør og for plastrør. Svenskt Vatten sier om disse diagrammene følgende: "Ved mindre ledningsdimensjoner og ved vel gjennomførte (godt utformede) 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 k_s i diagrammene er definert i ligningen under.

Falltapet i en kum er ΔH , der:

$$\Delta H = k_s \cdot \frac{v^2}{2g}$$

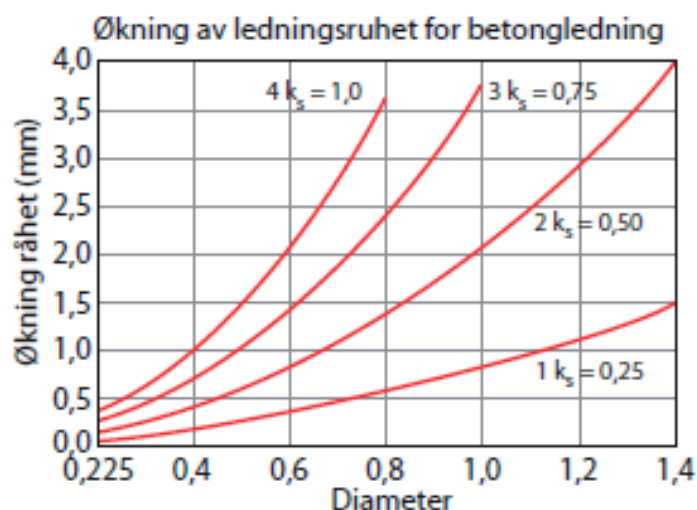
k_s = singulærtapskoeffisienten for kummens hovedrør ut.

v = vannhastigheten i utgående rør.

g = gravitasjonen 9,81 m/s²

Verdiene i figur 8.4.1 og 8.4.2 er basert på en kumavstand på $L = 70$ m. Ved andre avstander kan man korrigere i henhold til følgende formel:

$$k_{s \text{ (korrigert)}} = \frac{70}{L} \cdot k_s$$

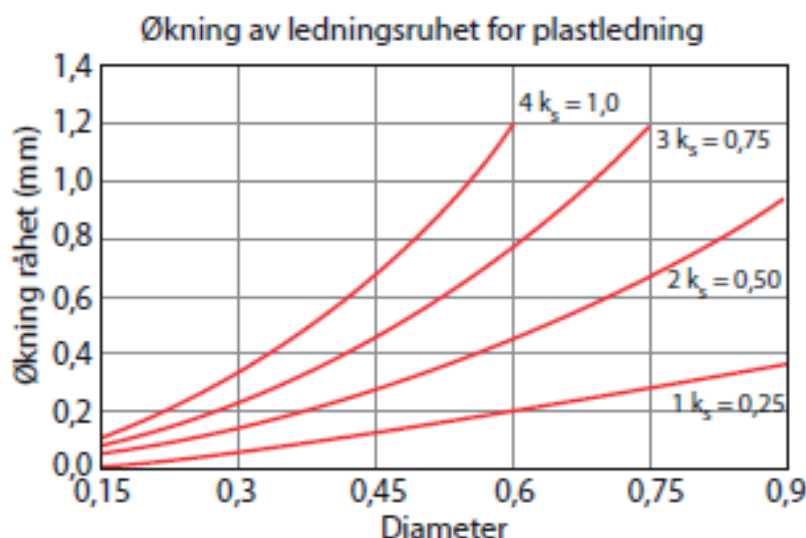


Figur 8.4.1. Økninger i rørruheten (mm) for betongrør som kompensasjon for kumtap. (Svenskt Vatten 2004).

De fire skillelinjene i diagrammene skal representere følgende forhold:

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

Svensk Vattens (2004) veiledning P90 "Dimensjonering och analys av almäna avloppsledningar" beskriver i figur 8.4.3 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.



Figur 8.4.2. Økninger i rørruheten for plastrør som kompensasjon for kumtap. (Svenskt Vatten 2004).

For ledninger som går rett gjennom kummen og ikke endrer dimensjon kan k_s beregnes med følgende formel (Svenskt Vatten 2004):

$$k_s = f \cdot D_k / D$$

D_k = Kummens diameter

D = Ledningens diameter

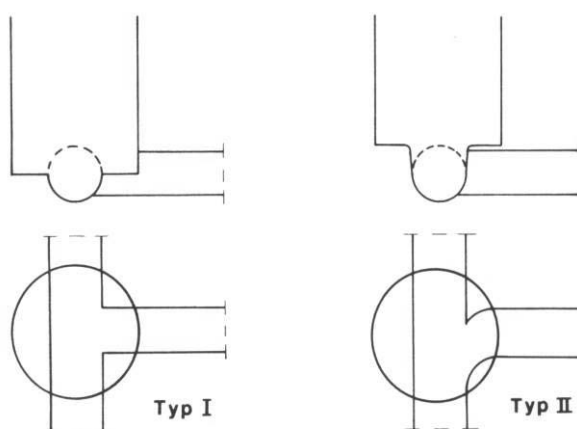
$f = 0,12$ hvis det ikke er noe renne for avløpsvannet i bunnen av kummen

$f = 0,07$ hvis rennen i bunn av kum har halv dybde i forhold i ledningen

$f = 0,025$ hvis rennen i bunn av kummen har hel dybde i forhold til ledningen

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.

$$\Delta H = (V_{ut}^2 - V_{inn}^2) / 2g$$



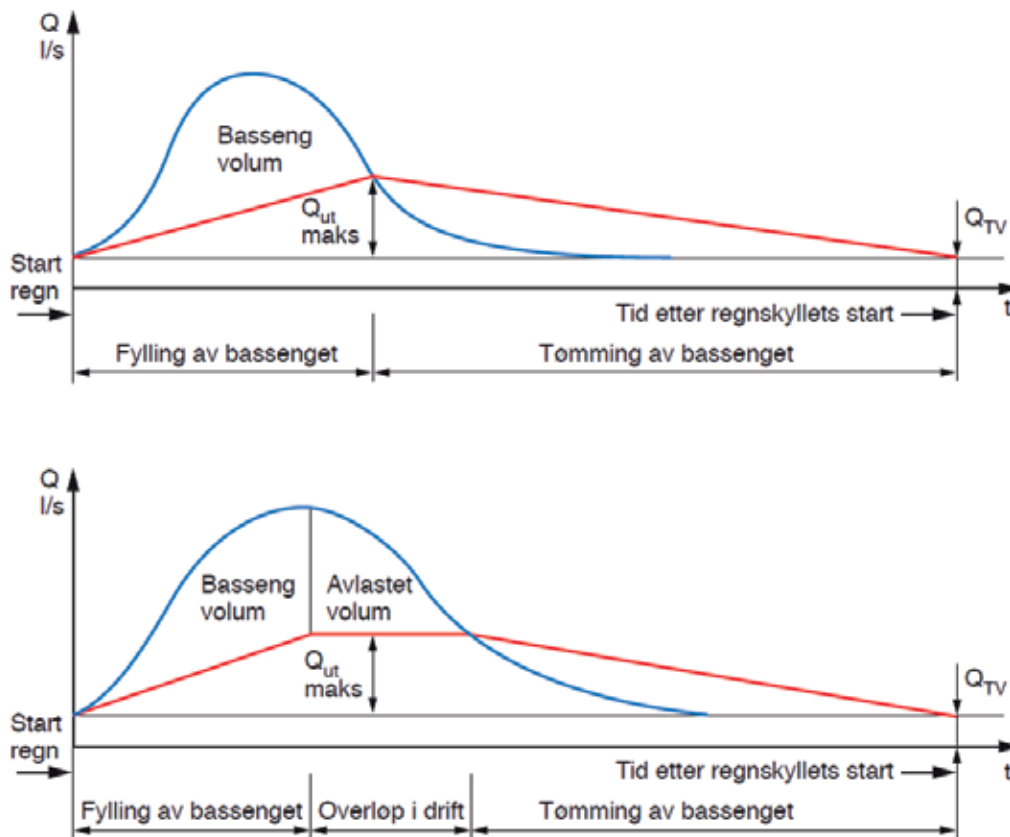
Figur 8.4.3. Kumtype I og II.

For nærmere fordypning om kumtap vises til Norsk vann rapport 172 (2009).

8.5. Beregning av fordrøyningsvolum og damvolum

8.5.1. Generelt

Figur 8.5.1 viser prinsippet for beregning av fordrøyningsvolum. Innløpshydrogrammet er utløpet fra avrenningsfeltet oppstrøms og utløpshydrogrammet er det som renner ut av fordrøyningsbassenget. Volumet som må fordrøyes kan beregnes som integralet mellom disse to kurvene. For et bestemt regn, hvor regnintensiteten er gitt som funksjon av tiden, kan innløpshydrogrammet beregnes med manuelle metoder eller dataprogrammer.



Figur 8.5.1. Innløps- og utløpshydrogram, uten og med overløp (Mosevoll, G. 1982)

Utløpshydrogrammet er mer komplisert å beregne da vannføringen Q_{ut} er avhengig av høyden av vannivået (h) inne i bassenget til en hver tid. Denne vannstanden er ukjent når Q_{ut} er ukjent. Vi kan si at vi har en kjent parameter Q_{inn} , og to ukjente som er Q_{ut} og vannstanden h i bassenget. For å kunne beregne dette må man anta bassengets utforming med areal som funksjon av dybden h , samt utløpsarrangement. Man må videre ha formler for utløpsarrangementets vannføring Q_{ut} som funksjon av h . Videre må man før man kan beregne Q_{inn} bestemme hvilket gjentakintervall man vil dimensjonere for. Når dette er bestemt vet man imidlertid ikke hvilken regnvarighet som er mest ugunstig og som gir størst behov fordrøyningsvolum.

For å finne en løsning på dette har man i prinsippet to valg:

- Bruke avanserte dataprogrammer som MIKE URBAN/MOUSE, SWMM, el. l. Man må i så fall prøve ulike bassengutforminger og fordrøyningsvolumer og se når resultatet blir tilfredsstillende. Dette er dermed en prøve-feilemetode.
- Bruke manuelle beregningsmetoder. I det etterfølgende er det vist tre forskjellige manuelle metoder med ulik nøyaktighetsgrad og kompleksitet.

8.5.2. Om ulike varianter av manuelle metoder

Regnenvelopmetoden er basert på beregning av massebalansen i magasinet for kasseregn med forskjellige regnvarigheter, tatt fra IVF-kurver (regnintensitetskurver). Den regnvarighet er dimensjonsgivende, hvor akkumulerte tilløpsmengder minus akkumulerte utløpsmengder er størst. Det er flere fremgangsmåter for å beregne magasinivolum med såkalte regnenveloper.

Alternativ A) Man antar et konstant utløp som er tilpasset det man vil ha som en omtrentlig maksimalverdi tilpasset nedstrøms forhold.

Alternativ B) Man antar utløpsvannføringen avhenger av dybden i fordrøyningsmagasinet.

Alternativ C) Man bruker Aron og Kiblers (1990) metode som forutsetter en lineært økende vannføring ut til maksimal fylling er nådd. Etter dette antas en synkende vannføring ut.

8.5.3. Regnenvelopmetode med konstant utløp

1. Velg gjentakintervall for dimensjoneringsregn, for eksempel 10 år.
2. Beregn tilløpsvolumer V_{inn} for et kasseregn med forskjellige regnvarigheter. Når man plottet alle valgte V_{inn} som funksjon av regnvarigheten får man en kurve som kalles omhylningskurven (envelopen) for tilrenningen. (Se den øvre kurven i figur 8.5.3).
 $V_{inn} = i_{z,tr} \cdot t_r \cdot A \cdot \phi$, der $i_{z,tr}$ er regnintensiteten for et kasseregn med et gjentakintervall z og varighet t_r , A er arealet av nedslagsfeltet og ϕ = avrenningskoeffisienten.
3. Velg et passende konstant utløp Q_{ut} . Man kan f.eks. ta utgangspunkt i en maksimalt tillatt verdi som kan være bestemt av nedstrøms betingelser i avløpsnett. For å få en mest mulig representative utløpsvannføring kan man for eksempel velge 70 % av den verdien. Beregn utløpsmengden V_{ut} for flere regnvarigheter: $V_{ut} = Q_{ut} \cdot t_r$
4. Beregn nødvendig volum for de forskjellige regnvarighetene t_r : $V_{fordrøyn} = V_{inn} - V_{ut}$
5. Bestem maksimalt nødvendig fordrøyningsvolum: $V_{magasin}$ er den største verdien av $V_{fordrøyn}$ man finner. Dette gjøres ved å se på alle de regnvarigheter man har beregnet.

8.5.4. Regnenvelopmetode med varierende utløp

1. Velg gjentakintervall for dimensjoneringsregn (for eksempel 10 år). Beregn tilløpsvolum V_{inn} for 10-års-kasseregn med forskjellige regnvarigheter. Alle beregnede V_{inn} plottet i et diagram som funksjon av regnvarigheten kalles omhylningskurven (envelopen) for tilrenningen:
 $V_{inn} = i_{z,tr} \cdot t_r \cdot A \cdot \phi$, der V_{inn} er tilrenningsvolumet fra feltet, ϕ er avrenningskoeffisienten for nedslagsfeltet, A er arealet til nedslags feltet (ha), t_r er regnvarigheten og i er regnintensiteten til kasseregnet fra IVF kurven ($l/s \cdot ha$).
2. Dersom man vil beregne med varierende utløp går man videre slik:
3. Velg utforming av magasinet, bl.a. overflate $A_{magasin}$ og utløpstverrsnitt A_{ut} (f.eks. et dykket rør på bunnen av magasinet med en ønsket diameter). Vannhøyden over røret må vurderes for hver regnvarighet. For eksempel kan man anta at vannføringen inn fyller helt opp før avrenning skjer, og man bruker halve vanndybden denne vannføringen inn ga.
4. Bestem utløpsvannføring Q_{ut} som funksjon av vannstand i magasinet. Q_{ut} er avhengig av vannstanden i magasinet $h_{magasin}$. Beregn utløpsmengde for forskjellige regnvarigheter: $V_{ut} = Q_{ut} \cdot t_r$

5. Beregn vannbalanse for forskjellige tilløpsvolum som en funksjon av regnvarighet t_r :

$$V_{\text{fordrøyn}} = V_{\text{inn}} - V_{\text{ut}}$$

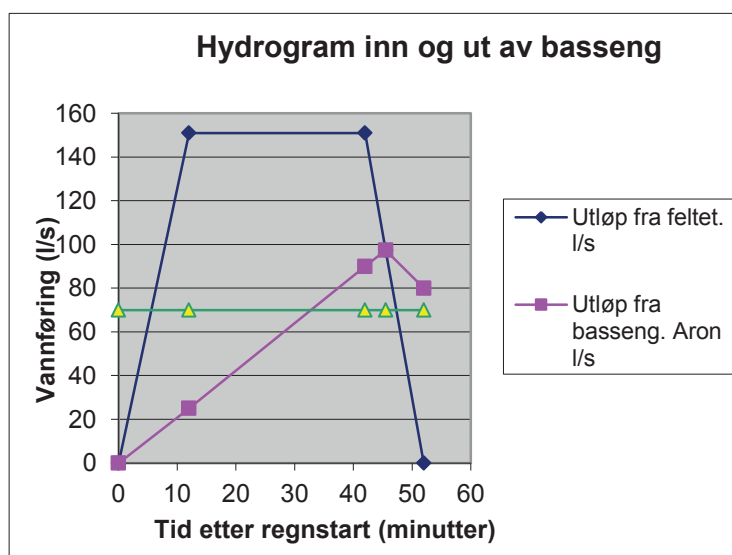
6. Bestem maksimalt nødvendig fordrøyningsvolum:

V_{magasin} er den største verdien av $V_{\text{fordrøyning}}$ man finner. Dette gjøres for alle de regnvarigheter man har beregnet.

8.5.5. Aron og Kiblers metode

Aron og Kibler (1990) har utviklet en metode som forutsetter at innløpet følger formen til et trapes. Videre at maksimumspunktet på utløpshydrogrammet ligger på den nedadgående delen av innløpshydrogrammet og at den tiltagende delen av utløpshydrogrammet kan tilnærmes til en rett linje som starter i origo, se figur 8.5.2.

Denne metoden forutsetter at man vet konsentrasjonstiden t_k for feltet. Figur 8.5.2 viser et eksempel med innløpshydrogrammet for et regn som varer i 40 minutter og hvor t_k er 12 minutter. Skrålinjen er utløpet og den skjærer avtagende del av innløpshydrogrammet ved maksimalt utløp på 97,4 l/s.



Figur 8.5.2. Eksempel på innløpshydrogram og utløpshydrogram. (VA/Miljø-blad nr. 69)

Denne verdien har en fått fordi man har antatt at maksimal høyde over utløpsrøret med diameter 0,2 m blir 1,0 m. Utløpshydrogrammet faller etter dette punktet og formen på denne delen av utløpskurven har ingen betydning for beregningen av maksimalt volum fordi maksimalt volum oppnås der utløpshydrogrammet skjærer innløpshydrogrammet. I figuren har man også lagt inn et alternativ med konstant utløp på 70 l/s, som er den vannføringen det etterfølgende eksempelet gir ved halvfyllt magasin med dybde lik 0,5 m over utløpsrøret. Arealet mellom innløpshydrogrammet og utløpshydrogrammene gir to alternativer for nødvendig magasinivolum.

Volumet i bassenget beregnes for hvert enkelt kasseregner man prøver fra IVF-kurven og er:

$$V = (Q_{\text{maks}} \cdot t_r) - Q_u \cdot \left[\frac{t_r + t_k}{2} \right]$$

Her er V = nødvendig magasinivolum (m^3),

Q_{maks} = høyeste vannføring på innløpshydrogrammet (m^3/s),

t_r = regnvarighet (sekunder),

Q_u = høyeste vannføring på utløpshydrogrammet (m^3/s), og

t_k = konsentrasjonstiden for nedslagsfeltet (sekunder).

Videre er: $Q_{\text{maks}} = \phi \cdot A \cdot I$

8.5.6. Begrensninger i regnvelopmetodene

- Dersom to eller flere regn kommer tett på hverandre, kan dette føre til at magasinet ikke rekker å tømmes mellom hvert regn.
- I følge Mays (2001 a) bør metodene ikke brukes på magasiner med et nedslagsfelt større enn ca. 12 ha. Dette fordi beregningene baserer seg på den rasjonelle formel som gjør en grov forenkling av avrenningsforløpet. I følge NS-EN 752 kan imidlertid den manuelle rasjonelle formel brukes opptil 200 ha. Vi anbefaler at man ikke bruker envelopmetoden for felt større enn 20 - 50 ha.
- Hvis ut-tapningen fra bassenget varierer med fyllingsgraden, kan man bruke en middelerverdi på ut-tapningen. Man kjenner ikke tidsmiddelerverdien, men man kan bruke fyllingsgradsmiddelerverdien, dvs. vannføringen ut av magasinet ved halvfullt magasin, dersom man kjenner omtrentlig maksimal dybde i magasinet. Dette kan føre til en undervurdering av avtapningen og dermed en overvurdering av nødvendig volum, og enkelte anbefaler derfor å bruke vannføringen ved 70 % fyllingsgrad.
- Dersom man vil ta hensyn til at vannføringen ut varierer med høyden over utløpet, må man anta et areal i bunnen av magasinet. Man kan anslå fyllingshøyden på flere måter, som for eksempel ved å anta at bassenget fylles først opp med all vannføring fra regnet, før noe renner ut, og så bruke halvparten av denne høyden i hvert regn for å beregne vannføringen ut av åpningen i bassenget. Dette gir også delvis unøyaktige verdier, spesielt ved meget lange regnvarigheter som gir store volumer og dermed høye fyllingsgrader.
- Det forutsettes i regnvelopmetodene at regnet faller direkte i magasinet, mens man i virkeligheten har en konsentrasjonstid som strekker vannføringen Q_{inn} ut i tid. Det bidrar til å overvurdere volumet. I metoden til Aron og Kibler gjøres imidlertid ikke denne feilen, da man tar hensyn til konsentrasjonstiden og dermed forsinkelsen i feltets avrenning.

Totalt sett kan man si at unøyaktigheter i noe grad utligner hverandre. Tabell 8.5.1, gir en oppsummering av etterfølgende beregningseksempler med de metoder som er beskrevet.

Tabell 8.5.1. Oppsummering av etterfølgende beregningseksempel

Beregningsmetode	Beregnet maksimalt volum i m ³
Regnvelop med konstant utløp på 70 l/s	195
Regnvelop med varierende utløp	177
Aron og Kiblers metode	217

Det anbefales å bruke en metode hvor man tar hensyn til at utløpsmengden varierer.

8.5.7. Beregningseksempel med fordrøyningsvolum

Vanlig regnvelopmetode med konstant utløp.

Vi antar et avløpsfelt på 20 ha med $\phi = 0.3$ og konsentrasjonstid på 12 minutter. Utløpsrørets diameter i bunnen på magasinet $D = 0,2$ meter.

Vi regner med et dykket fritt utløp med $Q_{ut} = 0,7 \cdot 3.14 \cdot D^2/4 \cdot (2 \cdot g \cdot h) \cdot 0.5$

h er vanddybden over utløpsrøret (m). Det antas at magasinet ligger i et område med lavt skadepotensiale, og Norsk Vanns veileder 162 (Lindholm m.fl. 2008) sier da at man bør velge en regnkurve med 5 års gjentakintervall. Regnintensiteten ($l/s \cdot ha$) antas å følge følgende formel:

$i = 244 / (t + 1.5) \cdot 0.61$ der t = regnvarighet i minutter.

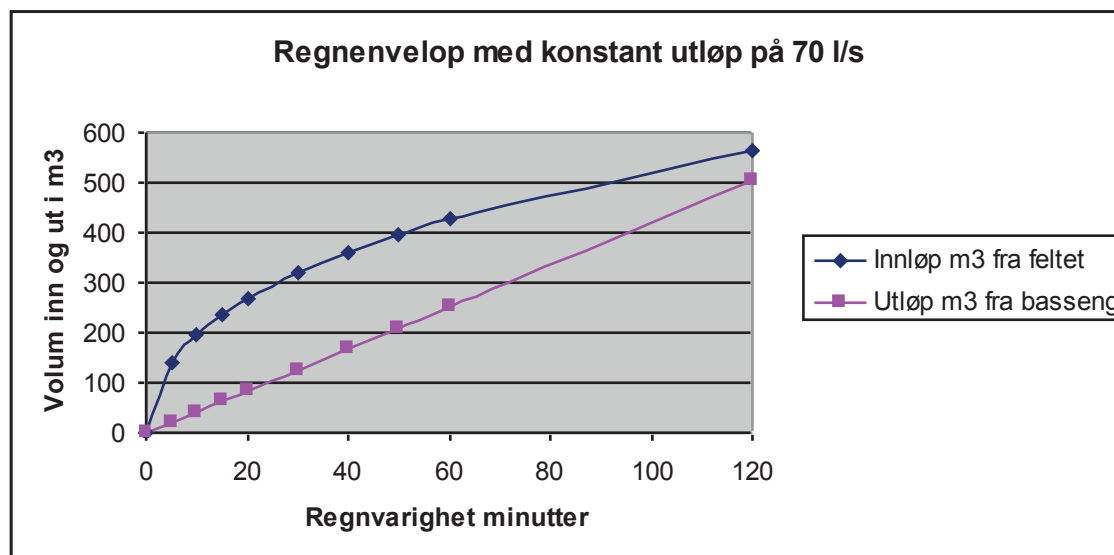
For å anslå et midlere konstant utløp kan man beregne tilløpsvolumene først. Man kan da danne seg et inntrykk av hva nødvendig magasinivolum kan bli. Det anslås her at det kan bli 210 m³.

Det velges da et magasin med 210 m² bunnareal og en antatt dybde på ca 1 meter. I henhold til Sjöberg og Mårtensen (1982) velger man den konstante utløpsvannføringen til vannføringen ved halvfyllt magasin, dvs. ved 0,5 meter. Q_{ut} blir da ca. 70 l/s.

Tabell 8.5.2. Regnenvelop med konstant utløp

Regnenvelop med konstant utløp = 70 l/s			
Regnvarighet	Innløp m ³	Utløp m ³	Maks volum
t = minutter	fra feltet	fra basseng	m ³
0	0	0	
5	140	21	119
10	198	42	156
15	238	63	175
20	270	84	186
30	321	126	195
40	362	168	194
50	397	210	187
60	427	252	175
120	564	504	60

Man ser av tabell 8.5.2 at maksimalt nødvendig volum blir 195 m³. Figur 8.5.3 viser tabell 8.5.2 i diagramform. Maksimal vertikal avstand mellom de to kurvene representerer nødvendig volum.

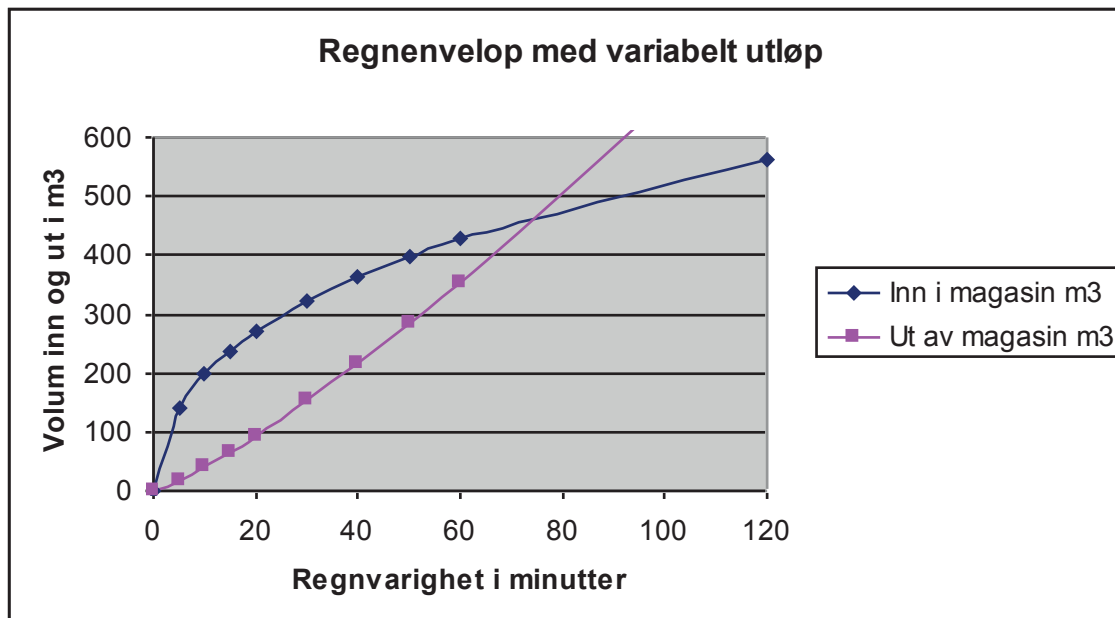


Figur 8.5.3. Regnenvelop med konstant utløp på 70 l/s.

Vanlig regnenvelopmetode med varierende utløp:

Det antas de samme basisforhold som i eksempelet ovenfor med konstant utløp. Man antar et areal i bunnen av magasinet. Som tidligere antas 210 m². Man kan tenke seg flere måter å få frem høyder over utløpsrøret (som bestemmer utløpsvannføringen).

I det følgende testes følgende metode. Man later som utløpsrøret er stengt inntil hele regnets vannmengde fra feltet har rent inn i bassenget. Man beregner hvilken dybde h i magasinet (med 210 m^2 her) man da får. Dette er en for stor dybde, siden utløpet starter lenge før alt har rent inn. Derfor brukes i dette eksempelet en høyde lik halve dybden h for det enkelte regn. For hvert kasseregner beregnes totalt tilløp, høyde $h/2$ og hvilken vannføring ut av utløpsrøret dette gir.



Figur 8.5.4. Regnenvelop med utløp økende med økende vanddybde

Tabell 8.5.3. Regnenvelop med varierende utløp

Regnvarighet	Regnintensitet	Overvann	Innløp m3	Halve h i magasinet	Qut m3/sek	Utløp (m3)	Nødv magasin m3
t = minutter	i = l/s ha	l/ha	m ³ fra feltet	m			
5	77.90	7011	140.2	0.33	0.056	16.80	123
10	55.00	9900	198.0	0.47	0.067	40.20	158
15	44.13	11915	238.3	0.57	0.0735	66.15	172
20	37.55	13518	270.4	0.64	0.078	93.60	177
30	29.75	16063	321.3	0.76	0.085	153.00	168
40	25.14	18101	362.0	0.86	0.0903	216.72	145
50	22.04	19835	396.7	0.94	0.0944	283.20	113
60	19.78	21360	427.2	1.02	0.0983	353.88	73
120	13.06	28200	564.0	1.34	0.1127	811.44	-247
180	10.22	33115	662.3	1.58	0.1224	1321.92	-660

Resultatene fra tabell 8.5.3 er fremstilt i figur 8.5.4. Maksimalt nødvendig volum blir 177 m^3 .

Volumberegning etter Aron og Kiblers metode:

Det antas de samme basisforhold som i eksemplene ovenfor. Det er antatt et maksimalt utløp på 97,4 l/s, noe som skjer når vannet står 1 meter over utløpsrøret.

Resultatet av denne beregningen for regnvarighet på 40 minutter er fremstilt i figur 8.5.2, og som man ser av tabell 8.5.4 får man et nødvendig volum på 216,8 m³ ved en regnvarighet på 60 minutter.

Tabell 8.5.4. Volumberegning etter Aron og Kiblers metode.

t = minutter	i = l/s ha	Qmaksinn	Volum m3
5	77.90	195	8.7
10	55.00	275	100.7
15	44.13	265	159.4
20	37.55	225	176.9
30	29.75	178	198.5
40	25.14	151	210.1
50	22.04	132	215.5
60	19.78	119	216.8
120	13.06	78	178.3
180	10.22	61	101.3

For nærmere studier om beregning fordrøyningsvolum vises til VA/Miljø-blad nr. 69; "Overvannsdammer. Beregning av volum".

8.6. Overløp og hydraulisk utløpskontroll

8.6.1. Overløp

Regnvannsoverløp er en viktig del av avløpssystemet der nettet, eller deler av nettet, er utført som fellessystem. Overløpets oppgave er å hindre overbelastning av nedstrøms ledningsnett og avløpsrenseanlegg under nedbør og snøsmelting. (Aaby og Lindholm 2008). Avløpsforskriften stiller lite konkrete krav til avløpsanlegg generelt, men forskriften sier at man skal bruke best tilgjengelig teknologi.

Eksempler på overløp med god partikkelavskilling er:

1. Høyt sideoverløp
2. Tverroverløp
3. Virveloverløp.

Virveloverløpene fjerner sedimenterbart stoff vesentlig bedre enn vanlige overløp.

Tabell 8.6.1. Kommentarer til noen overløpstyper med akseptabel kvalitet
(VA/Miljø-blad nr. 74)

Overløpstype	Kommentarer
Tverroverløp	Fast terskelhøyde, liten høydeforskjell mellom innløp og utløp. Prisgunstig.
Høyt sideoverløp	Variabel terskelhøyde, lang terskel, godt egnet for store vannmengder og områder med lavtliggende kjellere, liten høydeforskjell mellom innløp og utløp. Krever liten plass utover selve rørgrøften.
Virveloverløp med åpen virvel	Fast terskelhøyde, krever stor videreført vannmengde for å oppnå tilfredsstillende driftsstabilitet, stor høydeforskjell innløp/utløp. For dimensjonering henvises til Aaby, m.fl. (1993).
Virveloverløp med lukket virvel	Fast terskelhøyde, overløpets utløp for videreført vannmengde er ikke synlig/lett tilgjengelig fra bakkenivå. Stor høydeforskjell innløp/utløp. For dimensjonering henvises til Aaby, m.fl. (1993).

Overløpet skal tilfredsstillende følgende funksjonskrav:

1. Videreføre til avløpsrenseanlegg mest mulig av forurensningene
2. Gi tilfredsstillende hydraulisk kontroll
3. Kreve lite drift og vedlikehold og være selvrensende og dermed å unngå gjentetting
4. Være en trygg arbeidsplass ved inspeksjon og drift

For å redusere sannsynligheten for tilstopping bør helst minste strømningsstverrsnitt være større enn $D=150$ mm. (VA/Miljø-blad nr. 74). Driftsproblemer med overløp må tas hensyn til. Minimumsdimensjoner, gjentettingsproblemer og driftsvennlighet bør gis betydelig vekt ved anlegg av overløp.

Et regnvannsoverløp består i hovedsak av innløp, overløpskammer med skumskjerm og terskel, utløpskammer med utløp og vannføringsregulator.

Vannføring via overløpstterskel

Vannføringen over en horisontal overløpstterskel kan beregnes av formelen:

$$q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Formelen gjelder overløp hvor vanddybden over overløpstterskelen H er liten i forhold til vanddybden foran overløpet og hvor tilløpshastigheten er neglisjerbar. Overløpshøyden H måles et stykke ovenfor overløpet. Både overløpshøyden H og overløpets lengde L er i m. C er en konstant som ofte ligger i området 1,5 – 1,8.

Med et slikt overløp stiger utløpsmengden sterkt med økende overløpshøyde. Overløpstypen egner seg kanskje best ved større damanlegg med små vannstandsvariasjoner.

For detaljerte dimensjonerings- og utformingsanvisninger henvises det til VA/Miljø-blad nr. 74 og NORVAR-rapport nr. 29. (Aaby, m.fl. 1993).

8.6.2. Utløpskontroll

Mengderegulering er ofte nødvendig i tilknytning til:

1. Regnvannsoverløp i fellessystemet
2. Utjevningsvolum i fellessystemet
3. Utjevning av overvann før påslipp til overvannsanlegg, fellessystemet eller lokal resipient

De mest brukte vannføringsregulatorene er:

- Virvelkammer
- Kort utløpsledning med liten diameter (strupeledning)
- Strupet utløp

Virvelkammer

Virvelkammeret er sirkulært med tangentielt innløp. Figur 8.6.1 viser et eksempel på et virvelkammer.

Detaljert beregningsmetodikk for utløpskontrollberegninger er vist av Aaby og Lindholm (2007).

Nødvendig grad av utløpskontroll bestemmes av:

- Kommunale utslippskrav/påslippskrav
- Kapasiteten på etterfølgende ledningsanlegg
- Faren for oversvømmelser, erosjon og utrasing i nedstrøms bekker
- Kapasiteten til etterfølgende infiltrasjons- og våtmarksanlegg, etc.

Vannføringsregulatoren regulerer videreført vannmengde ved alle former for utjevning innen avløpsteknikken. Mengderegulering dekker den viktigste funksjonen hos et utjevningsmagasin og det er gjennom vannføringsregulatorens utforming og innstilling hele utjevningsforløpet bestemmes. Samtidig representerer regulatorens kostnad en liten andel av totalkostnadene.

Konkrete funksjonskrav bør knyttes til:

- Nøyaktighet
- Driftsstabilitet og tilstopningsrisiko
- Magasinutnyttelse

Dersom man ønsker en presis regulering bør man normalt vurdere å velge en regulator basert på virvelkammerprinsippet.

Ved liten tilrenning utøver virvelkammeret nesten ingen strømningsmotstand på det strømmende vannet. Øker tilrenningen, suges luft ut av virvelkammeret, og det etableres en virvel i de roterende vannmassene. Når virvelen er etablert, er strømningsmotstanden meget stor og videreført vannmengde liten. De mest effektive virvelkamre kan for samme trykkehøyde og videreført vannmengde utstyres med en utløpsåpning som er over 5 ganger større enn et strupet utløp. Pga. faren for tilstopping bør normalt alltid et så stort strømningsstverrsnitt som mulig tilstrebes. Dette er særdeles viktig ved små til middels store videreførte vannmengder.

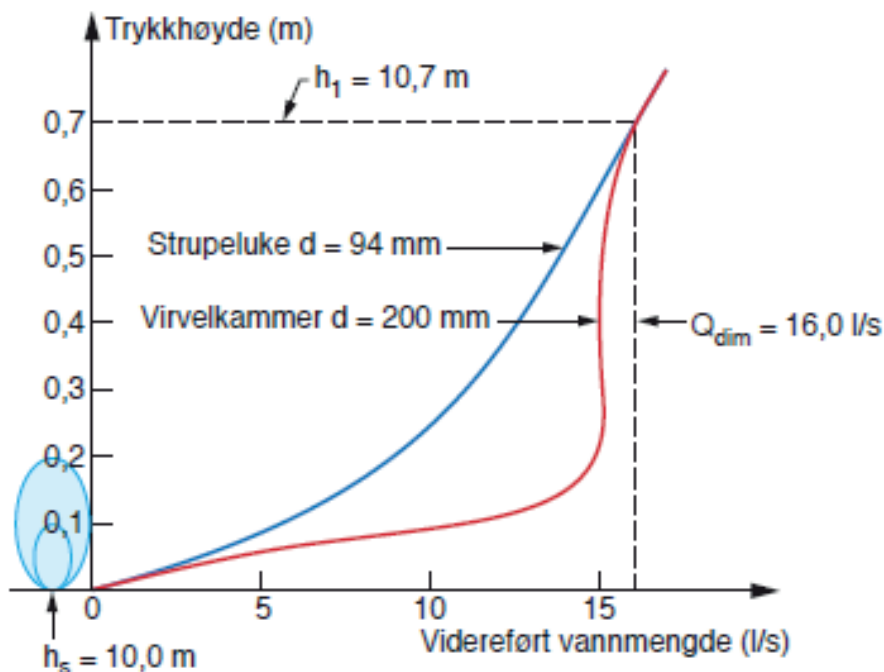


Figur 8.6.1. Virvelkammer montert i kum av GRP (Foto Miljø og fluidteknikk)

I hvilken grad fordrøyningsmagasinet oppstrøms virvelkammeret fylles opp, og i neste omgang tømmes under en gitt nedbørepisode, styres av tilrenningsforløpet og hvor mye vannføringsregulatoren til enhver tid slipper igjennom. Vannstrømmen gjennom regulatoren er gitt ved sammenhengen mellom trykkehøyden og videreført vannmengde, eller regulatorens hydrauliske karakteristikk. Karakteristikkens form er derfor helt avgjørende for hvor effektivt magasinivolumet utnyttes.

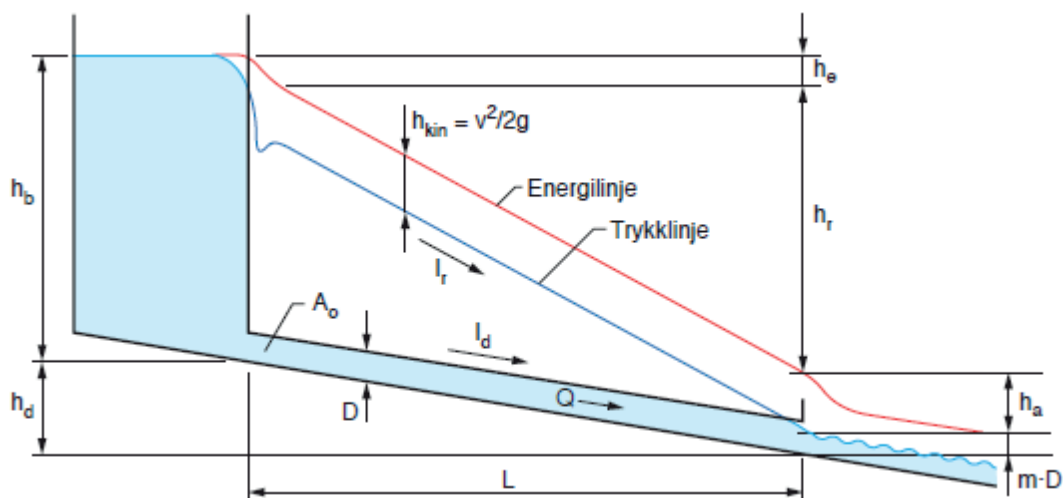
Dersom et magasinivolum utstyres med et strupet utløp, viser beregninger at man ofte vil måtte bygge med ca. 20 % større volum enn dersom et virvelkammer benyttes.

Figur 8.6.2. viser en hydraulisk karakteristikk på et virvelkammer kontra et enkelt strupet utløp. Det frie strømningsstverrsnitt i et virvelkammer kan være 4 -5 ganger større enn i et strupet utløp, og likevel gi samme vannføring.



Figur 8.6.2. Hydraulisk karakteristikk for strupeluke og virvelkammer (Aaby, L. og Lindholm, O. 2007).

Kort utløpsledning med liten diameter (Strupeledning)



Figur 8.6.3. Prinsippskisse av strupeledning. (Aaby og Lindholm 2007).

Utløpsledningen gir stort friksjonstap og i tillegg kommer singulærtap ved strupeledningens innløp og utløp. Dette kan benyttes som mengderegulator. Se prinsippskisse i figur 8.6.3.

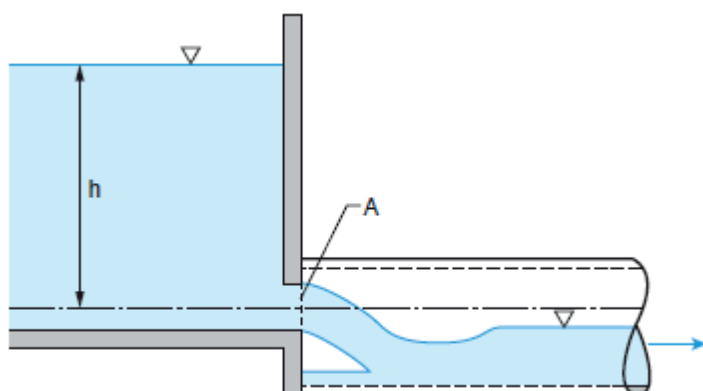
En prinsippskisse av strupet utløp er vist i figur 8.6.4.

De former for strupet utløp som er mest i bruk er:

- Struping ved hjelp av ventil eller luke
- Sirkulært hull i skarpkantet flens på utløpsledningen
- Utløpsrør med liten dimensjon
- Spesialkonstruerte utløpsåpninger

Disse metodene er utsatt for en viss fare for tilstopning.

Strupet utløp



Figur 8.6.4. Prinsippskisse av et strupet utløp (Aaby og Lindholm 2007)

Vannføringen gjennom et skarpkantet hull i flens kan beregnes av formelen:

$$q = C \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

C = Kontraksjonskoeffisient som er ca. 0,6 for et skarpkantet sirkulært utløp
 $g = 9,81 \text{ m s}^{-2}$
 A = arealet (m^2) av utløpsåpningen, og
 h = vanndybden (m) til senter utløpsåpning

For nærmere dimensjonerings- og utformingsanvisninger for utløpskontroll, henvises det til Aaby, L. og Lindholm, O. (2007).

Mange fraråder strupet utløp da de har erfart problemer med gjentetting.

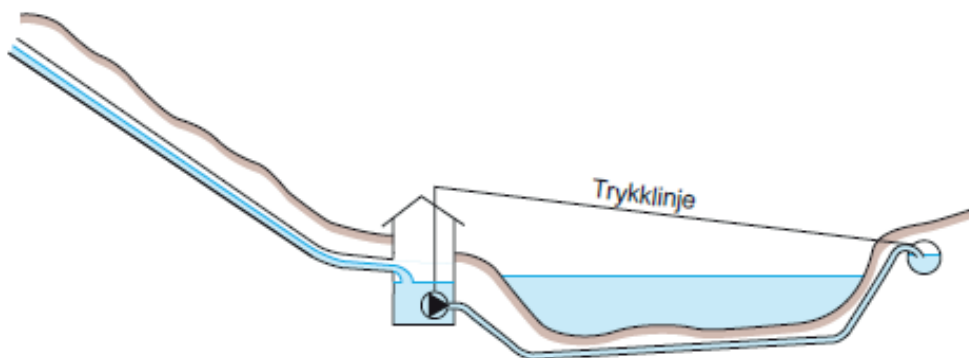
8.7. Hydraulisk dimensjonering av dykkerledninger

8.7.1. Generelt

Figurene 8.7.1 og 8.7.2 viser henholdsvis dykkerledning og pumpeledning som krysser vassdrag. Begge ledningstyper er i prinsipp trykkledninger, og de dimensjoneres stort sett på samme måte.



Figur 8.7.1. Eksempel på dykkerledning (NTNF 1985)



Figur 8.7.2 Eksempel på dykkerledning med pumpe (NTNF 1985).

Dykkerledninger er som regel korte. De benyttes gjerne ved kryssing av dalsenkninger og elver. Dykkerledninger og pumpeledninger kan kombineres. Da pumpes det avløpsvannet som ikke kan overføres ved gravitasjon inn på dykkerledningen.

Pumpeledninger kan være meget lange, ofte flere km. Det er for eksempel vanlig med undervannsledninger for overføring av spillvann på tvers av fjorder og langs elver.

Hydraulisk dimensjonering gjelder normalt følgende forhold:

- Falltap
- Selvrensing
- Luftinnsug (gjelder dykkerledninger)
- Gassdannelse
- Trykkstøt

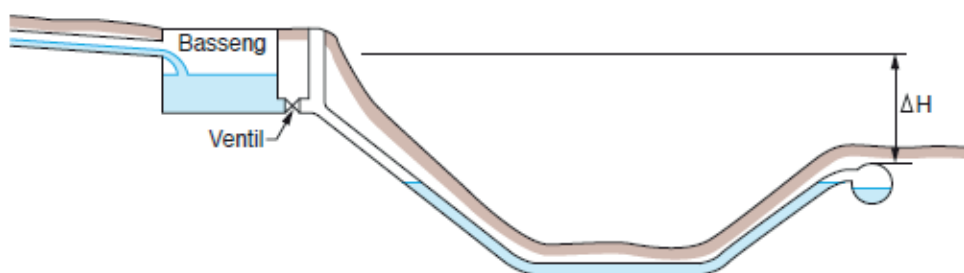
8.7.2. Falltap

Beregning av hydraulisk falltap er beskrevet i for eksempel Norsk Vanns lærebok "Vann- og avløpsteknikk". I dette avsnittet behandles bare forhold som er spesielle for dykker- og pumpeledninger.

I slike ledninger må man regne med en viss avleiring og begroing. Når tilløpet til dykkerledningen er lite, eller pumpene i pumpeanlegget står, vil ledningene fungere som sedimenteringsbasseng. Kravet til skjærspenning for å oppnå selvrensing er vanligvis 2 N/m^2 for spillvannsledninger og $3 - 4 \text{ N/m}^2$ for felles- og overvannsledninger. Under gunstige forhold kan $1,5 \text{ N/m}^2$ være tilstrekkelig i spillvannsledninger. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 8.3.

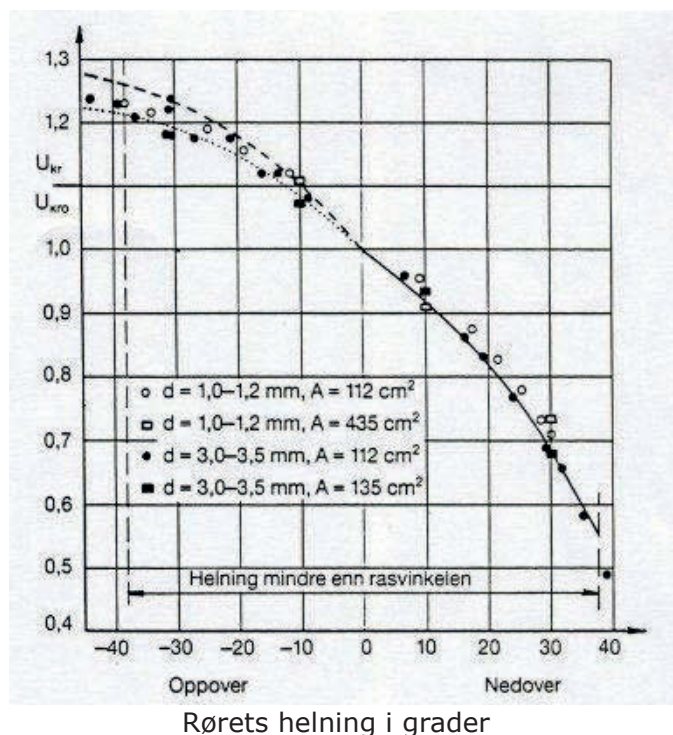
8.7.3. Tiltak for å oppnå selvrensing

Uten at det treffes spesielle tiltak vil det som regel være vanskelig å oppnå selvrensende vannføring i dykkerledninger. Ved store anlegg er det vanlig å benytte 2 eller 3 dykkerledninger i forskjellig nivå. Den underste ledningen er minst. Den tar "lavvannføringen". Når kapasiteten overskrides, trer neste ledning i funksjon. Den største ledningen er sjelden i drift. Ved dimensjonerende vannføring er samtlige ledninger i drift. Ved mindre dykkerledninger er det vanlig å samle opp tilløpet foran dykkerledningen. Selvrensing hastighet oppnås ved støtvis belastning av dykkerledningen. Figur 8.7.3 viser et eksempel på et anlegg hvor dykkeren spyles med avløpsvann. Tilløpet til dykkeren samles i et basseng. Når bassenget er fullt, åpnes ventilen på utløpet. Ventilen styres av nivået i bassenget. Utløpet fra bassenget må utformes slik at man unngår at luft rives med inn i dykkeren og blokkerer denne. Flyttes ventilen fra bassengsiden til påslippet på gravitasjonsledningen etter dykkeren, er faren for innsug betydelig mindre.



Figur 8.7.3. Dykker som spyles med avløpsvann (NTNF 1985)

Figur 8.7.4 på neste side viser forholdet mellom kritisk hastighet for å transportere sand i et skrått rør (U_{kr}) og i et horisontalt rør (U_{kro}). I forsøkene, som diagrammet er basert på, ble det benyttet firkantør. A betegner rørets tverrsnitt og d kornstørrelsen. Helningen er i grader.



Figur 8.7.4. Forholdet mellom kritisk hastighet (U_{kr}) for transport av sand langs bunnen av et skrått rør i forhold til kritisk vannhastighet (U_{kro}) i et horisontalt rør (NTNF 1988)

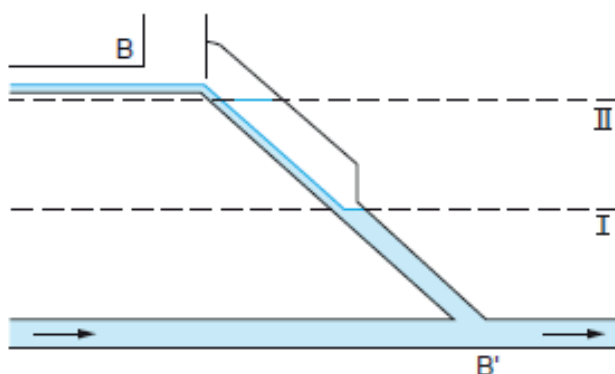
Ved horisontalt rør er forholdet $U_{kr} / U_{kro} = 1,0$. Figuren viser at dersom ledningen får et motfall på 10 grader (ca $170^{\circ}/_{00}$), stiger forholdet til ca 1,1. Det vil si at hastigheten må økes med 10 %.

Er helningen større enn rasvinkelen for sand, raser sanden tilbake eller nedover når vannstrømmen stopper.

8.7.4. Tiltak for å hindre luftinnsug i dykkerledninger

Er dykkeren utformet som på figuren over, er det sannsynlig at luftputen over vannstanden i dykkeren følger med når ventilen åpnes. For å redusere faren for innsug, kan dykkeren utformes som vist på figur 8.7.5. Dykkeren har betydelig større dimensjon ned til vannstanden (nivå 1) i dykkeren enn det som kreves kapasitetsmessig. Derved har luften mulighet for å avvike og ikke trekkes med.

Ved normal drift stiger vannstanden til nivå 2.

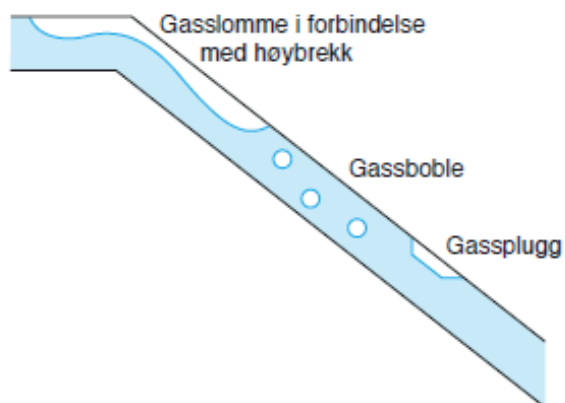


Figur 8.7.5. Eksempel på tiltak for å redusere faren for innsug av luft (NTNF 1985)

8.7.5. Gassdannelse i dykker- og pumpeledninger

Høybrekk på dykker- og pumpeledninger bør unngås. I høybrekk kan man få ansamling av luft fra innsug, og gass som utvikles i ledningene. Så lenge avløpsvannet inneholder fritt oksygen, skjer det en utvikling av gass, hovedsakelig karbondioksyd og nitrogen, som skyldes bakteriologisk nedbrytning av organisk materiale. Etter at avløpsvannet er oksygenfritt, starter utviklingen av hydrogensulfid.

Figur 8.7.6. viser eksempel på gassdannelse i forbindelse med høybrekk.



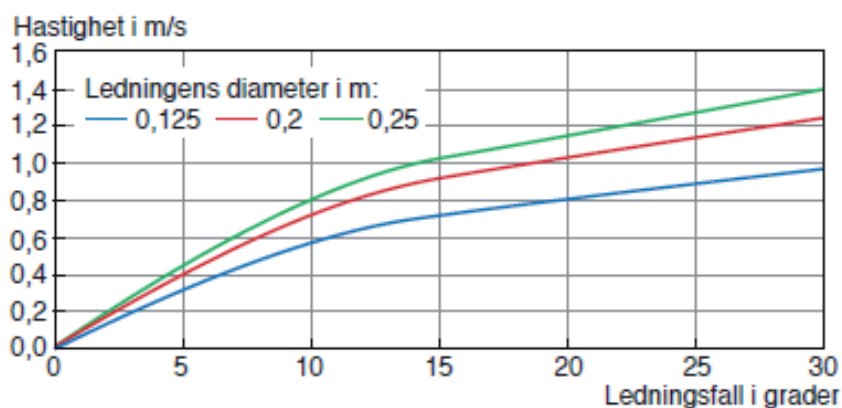
Figur 8.7.6. Gassdannelse i forbindelse med høybrekk

Mange forskere har studert hvor stor vannhastigheten må være for å unngå dannelse av luftlommer. I det etterfølgende er det referert en del forskningsresultater. Tallmaterialet må brukes med forsiktighet siden forskningsresultatene spriker.

Resultatet av J. C. Kent's forsøk (Kent 1952) er sammenstilt i formelen

$$v = 1,24 \cdot (g \cdot d \cdot \sin \phi)^{1/2}$$

Her er v nødvendig hastighet i m/s for at vannet skal rive med seg luftbobler, g er tyngdens akselerasjon m/s^2 , d er ledningsdiameteren i m og ϕ er helningsvinkelen

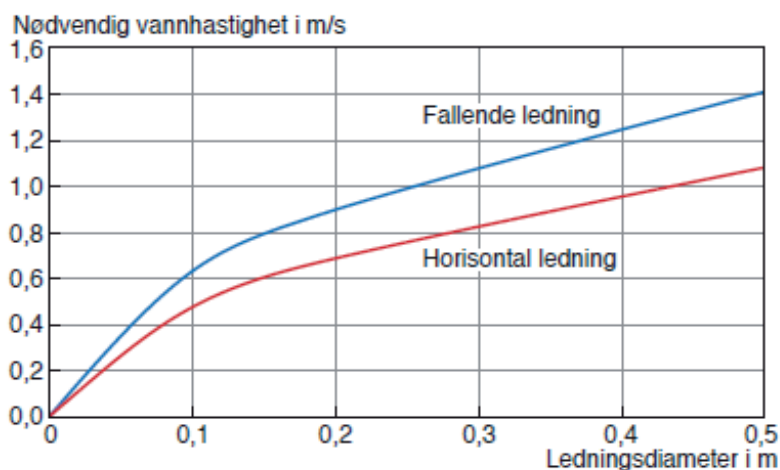


Figur 8.7.7. Nødvendig hastighet for å rive med luftbobler i ledning med fall (Kent 1952).

En annen forsker, (Corcos 2003), kom til at hastigheten for å unngå gasslommer måtte være:

$$v > 0,484 \cdot (g \cdot d)^{1/2} \text{ i horisontale ledninger, og} \\ v > 0,638 \cdot (g \cdot d)^{1/2} \text{ i fallende ledninger}$$

Se figur 8.7.8 på neste side.

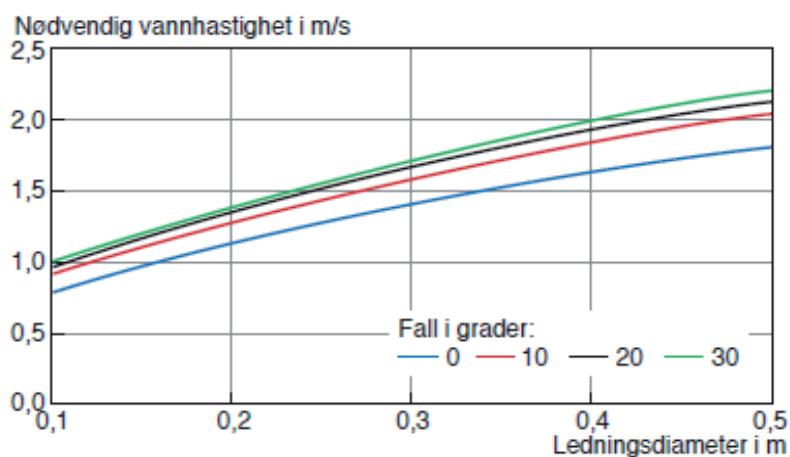


Figur 8.7.8. Nødvendig hastighet for medrivning av luftlommer (Corcos 2003).

Resultatene fra en annen forskningsgruppe er sammenstilt i formelen:

$$v = (0,25 \cdot \sin\phi^{1/2} + 0,825) \cdot (g \cdot d)^{1/2}$$

Figur 8.7.9. viser resultatene i diagramform.



Figur 8.7.9. Nødvendig hastighet for medrivning av luftlomme. (Wisner, P.E.med flere 1975)

8.7.6. Trykkstøt i dykker- og pumpeledninger.

I dykkerledninger uten spylebasseng skjer variasjonen i vannføring vanligvis så sakte at det ikke oppstår trykkstøt. I dykkerledninger med spylebasseng vil det skje en viss pendling etter spyleprosessen. Trykkvariasjonene vil være ubetydelige. Flyttes tømmeventilen til dykkerledningens utløp, må trykkvariasjonene ved ventilstengning kontrolleres (NTNF 1985).

For pumpeledninger må det alltid utføres trykkstøtberegninger.

Det er utarbeidet flere EDB-program for beregning av trykkstøt og trykkstøtreduserende tiltak i pumpeledninger. Programmene er beskrevet i en rekke publikasjoner.

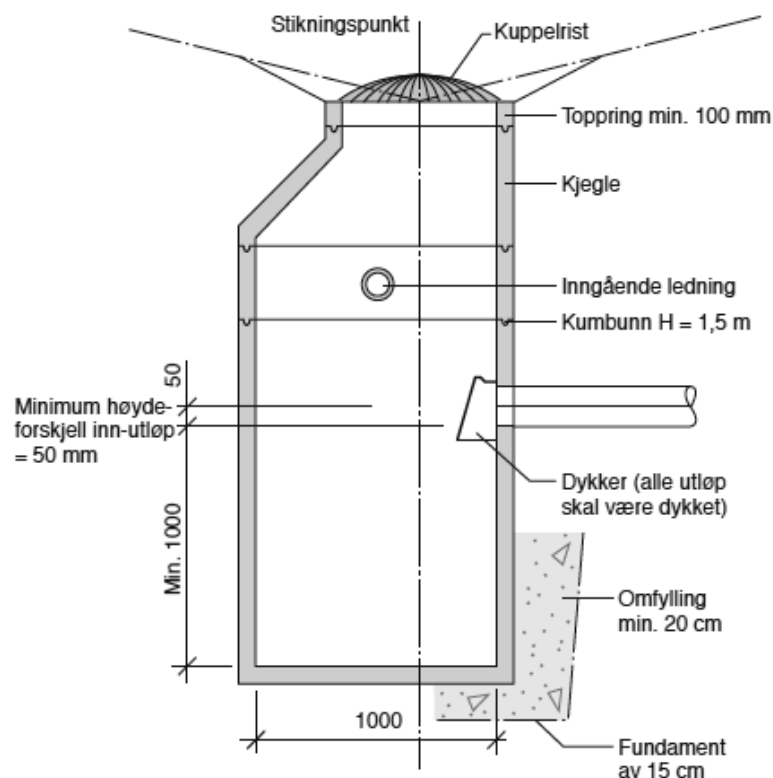
Blant annet inneholder NTNF-rapport 66/87: "Trykkstøt i pumpeledninger for avløpsvann" (NTNF 1987) og VAV-publikasjon P58: "Trykkslag i VA-anleggninger" (Svenskt vatten 1988) beskrivelser av trykkstøtsberegninger.

8.8. Hydraulisk dimensjonering av sandfang

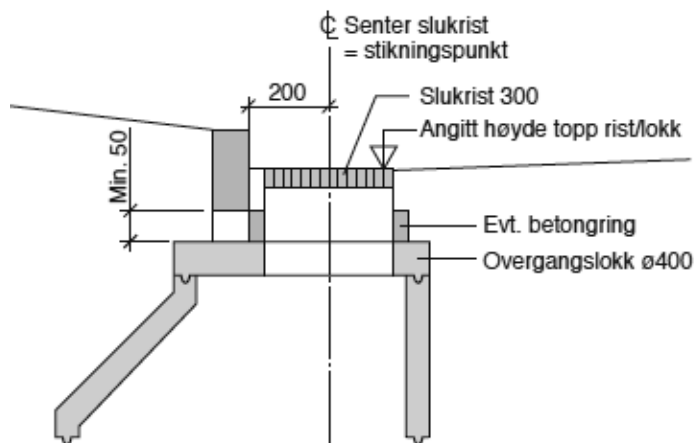
8.8.1. Generelt

Figurene 8.8.1. og 8.8.2. viser eksempler på utførelse av sandfang plassert i grøft og i vei. Eksempelene er hentet fra Asker kommunes retningslinjer for vann- og avløpsanlegg.

Sandfang er en enkel mekanisk renseprosess som har som formål å hindre at sand, grus og jord tilføres ledningssystemene. Er utløpet forsynt med dykker, vil også flytende gjenstander og oljesøl bli holdt tilbake i sandfanget. Hovedformålet med sandfangene er å hindre gjentetning av ledninger og infiltrasjonsanlegg og hindre forurensning. Standardkummer for sandfang utføres normalt med innvendig diameter 1,0 eller 1,2 m. På steder med svært lavt tilløp benyttes også mindre kummer.



Figur 8.8.1. Eksempel på sandfang med kuppelrist i grøft. (Asker kommune)



Figur 8.8.2. Eksempel på sandfang med slukrist i vei. (Asker kommune)

8.8.2. Sandfangenes kapasitet

Sandfangets evne til å holde tilbake sand synker ved økende vanntilførsel. Forsøk med sandfang med diameter 1,0 m og utløpsrør 150 mm ga følgende resultater (NTNF 1986):

- Ved vannføring mindre enn 10 l/s og tom slamlomme vil nesten all sand med kornstørrelse over 0,7 mm bli avsatt
- Økes vannføringen til 30 l/s, reduseres andelen avsatt sand i området 0,2 - 0,7 mm til 50 - 60 %
- Når 50 - 60 % av slamlomma (regnet til underkant utløpsrør) er fylt med slam, vil en med vannføring på 20 - 30 l/s hovedsakelig få bunnfelt sand med kornstørrelse over 2 mm.

Forsøkskummen hadde en slamlomme med dybde 1,0 m regnet til underkant utløpsrør.

En seinere rapport (NTNF 1988b) basert på forsøk med samme type sandfang konkluderer med følgende anbefaling:

"Sandfangkum med diameter 1,0 m og 150 mm utløp har kapasitet på opptil 20-25 l/s."

I Norge er det derfor vanlig å bruke 20 - 25 l/s i kapasitet for sandfang.

Statens Vegvesen (2011) angir i "Håndbok 018 Vegbygging" at avstanden mellom sluk kan være inntil 70 m. Sandfangkummenes innvendige diameter bør være minst 1,0 m. Dybden under underkant utløpsrør bør være minimum 1,0 m ved kummer med diameter 1,0 m og 0,75 m ved kummer med diameter 1,2 m. Ved avvanning av store arealer reduseres slukavstanden i samsvar med slukristens kapasitet. Denne oppgis til å være ca 15 l/s for vanlige gatesluk. Er vannmengdene moderate, kan 2 - 3 sandfang seriekoples. Sluk skal dimensjoneres for returperiode for nedbør på 50 og 100 år for henholdsvis veier med og uten omkjøringsmuligheter.

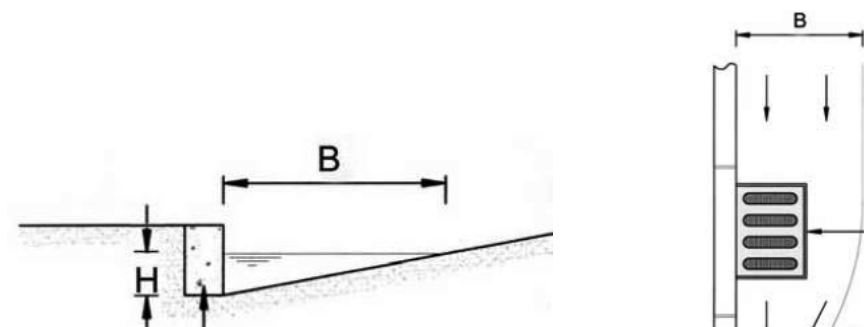
8.8.3. Beregning av maksimal slukavstand i veier med kantstein

I veier med kantstein er det ikke bare sandfangenes kapasitet som er bestemmende for hvor tett sandfangene må ligge. Størrelsen på vannstrømmen langs kantsteinen mot slukene kan i mange tilfeller være dimensjonerende. Se figur 8.8.3.

I den britiske "Design Manual for Roads and Bridges" (Highways Agency 2001) er kapasiteten for sandfang angitt til:

- 10 l/s for sandfang med 100 mm utløpsrør
- 15 l/s for sandfang med 150 mm utløpsrør

De etterfølgende tabeller er i hovedsak basert på data fra den britiske manualen. Tabell 8.8.1. viser størrelsen på vannstrømmen langs kantsteinen ved ulike tverrfall og lengdefall på veien. En del av vannstrømmen passerer over eller utenom slukene. Tabellen viser også hvor stor del av vannstrømmen som fanges opp av slukene. Det er forutsatt bruk av sluk type Q (engelsk betegnelse). Mannings tall er satt til 60.



Figur 8.8.3. Vannstrøm langs kantstein. (Endresen 2011)

Tabell 8.8.1. Vannstrøm langs kantstein ved nedbørintensitet (I) på 50 mm/h.

Tverrfall i %	Fall i lengde- retning i %	Vannstrømmens bredde B i m								
		0,75			1,0			1,5		
		A	E _{ff}	H	A	E _{ff}	H	A	E _{ff}	H
		m ²	%	m	m ²	%	m	m ²	%	m
1,7	1,0	64	97	0,01	136	95	0,02	378	89	0,03
	2,0	90	95	0,01	187	92	0,02	509	85	0,03
	5,0	138	93	0,01	282	88	0,02	722	76	0,03
2,0	1,0	87	96	0,02	182	94	0,02	504	88	0,03
	2,0	121	95	0,02	251	91	0,02	673	83	0,03
	5,0	185	92	0,02	375	86	0,02	938	73	0,03
2,5	1,0	125	96	0,02	261	93	0,03	713	86	0,04
	2,0	173	94	0,02	357	90	0,03	941	81	0,04
	5,0	263	90	0,02	529	84	0,03	1279	69	0,04

A er størrelsen på det arealet som avvannes ved denne nedbørintensiteten. Ved andre nedbørintensiteter (I_{dim}) multipliseres verdiene i tabellen med faktoren $f = 50 / I_{dim}$. E_{ff} er den andelen av vannstrømmen som fanges opp i sluket.

Maksimal slukavstand (S) blir: $S = A/W$ hvor W er bredden på arealet som avvannes.

Tabell 8.8.2. Vannføringen langs kantsteinen i l/s.

Tverrfall i %	Fall i lengde- retning i %	Vannstrømmens bredde B i m		
		0,75	1,0	1,5
1,7	1,0	0,93	1,99	5,87
	2,0	1,31	2,82	8,31
	5,0	2,07	4,46	13,14
2,0	1,0	1,25	2,69	7,94
	2,0	1,77	3,81	11,23
	5,0	2,80	6,02	17,76
2,5	1,0	1,81	3,89	11,48
	2,0	2,56	5,51	16,24
	5,0	4,04	8,71	25,68

8.8.4. Eksempel

Beregning av slukavstand for vei med tverrfall 2,5 % og lengdefall 2 %.

Tillatt bredde på vannstrøm langs kantstein : 1 m
 Dimensjonerende nedbørintensitet : 87 mm/h (ca 242 l/s ha)
 Avvannet veibredde W (kjørebane 7,3 m, veiskulder 2,75 m) : 10,05 m
 Vedlikeholdskoeffisient for veien M : 0,9

M varierer fra 1,0 (veien feies ofte) til 0,7 (dårlig vedlikehold)

Tilløpet til sluket er i henhold til tabell 8.8.2 ca. 5,5 l/s. Dette er betydelig mindre enn sandfangets kapasitet.

Beregning av avvannet veiareal A_{av} beregnes av formelen: $A_{av} = \frac{50 \cdot A}{I_{dim} \cdot M}$

A er hentet fra tabell 8.8.1. og gjelder ved nedbørintensitet 50 mm/h.

Størrelsen på avvannet areal blir etter denne formelen: $A_{av} = \frac{50 \cdot 357}{87 \cdot 0,9} = 185 \text{ m}^2$

Med en noe forenklet beregning blir maksimal avstand (L) mellom slukene (A_{av}/W)

ca 18,4 m ($L = 185/10,05$)

Ca 90 % av vannstrømmen fanges opp av slukene ifølge tabell 8.8.1, og vanndybden ved kantstein er ca. 3 cm.

8.9. Hydrogensulfiddannelse i avløpsledninger

8.9.1. Generelt

Hydrogensulfid (H_2S) er en av flere typer gasser kan forekomme i avløpsnett. Gassen er fargeløs og dannes i dårlig ventilerte avløpsledninger for spillvann. Gassen er noe tyngre enn luft. Den har en vekt på $1,539 \text{ kg/m}^3$ ved 0°C og trykk ca. 1 bar. Den lukter som råtne egg, er brannfarlig og meget giftig. Symptomer på gasspåvirkning er sammenstilt nedenfor.

Tabell 8.9.1. Virkning av ulike konsentrasjoner av hydrogensulfid. (Direktoratet for arbeidstilsynet 1996).

Konsentrasjon av H_2S i ppm	Symptomer
Under 0,15	Man kjenner lukten
5-	Begynnende øyeirritasjon
20-	Økende øyeirritasjon og irritasjon av luftveier mm
100-	Lammelse av luktesans og hjerneskaner
200-	Livsfarlig

I utlandet har man registrert dødsulykker på grunn av hydrogensulfidforgiftning.

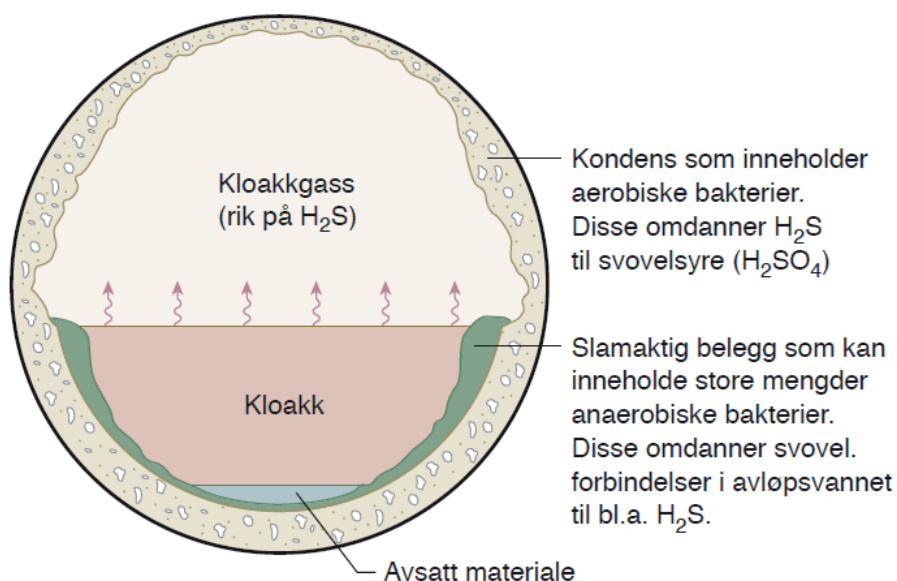
Produksjonen av hydrogensulfid er meget temperaturavhengig. Økes temperaturen på avløpsvannet fra $+20^\circ\text{C}$ til $+30^\circ\text{C}$, fordobles produksjonen. Ved $+40^\circ\text{C}$ er produksjonen 4 ganger så høy som ved $+20^\circ\text{C}$. Gassen er meget løselig i vann, opp til 4000 mg/l ved normal spillvannstemperatur.

Så lenge avløpsvannets innhold av oksygen er tilstrekkelig, skjer det en aerobisk nedbryting av organisk materiale i avløpsvannet. I ledninger med fritt vannspeil tilføres oksygen fra luften. Blir oksygeninnholdet for lavt, stopper den aerobe aktiviteten opp og anaerobiske bakteriene tar over nedbrytningen. Det utvikles da hydrogensulfid som over vannspeilet omdannes til svovelsyre. Figur 8.9.1 på neste side illustrerer prosessen.

Som figur 8.9.1 viser skjer syreangrepet på den delen av røret som ligger over væskeflaten. Det skjer derimot ikke angrep på den dykkede delen av røret. Dess større fyllingshøyden er, dess større blir hydrogensulfidproduksjonen. Det skyldes at forholdet mellom størrelsen på vannspeilet, hvor opptaket av oksygen skjer, og den dykkete delen blir mindre.

Det finnes i litteraturen flere modeller for beregning av hydrogensulfidproduksjonen i avløpsledninger. Modellene er beheftet med betydelig usikkerhet da det er mange forhold som påvirker resultatene.

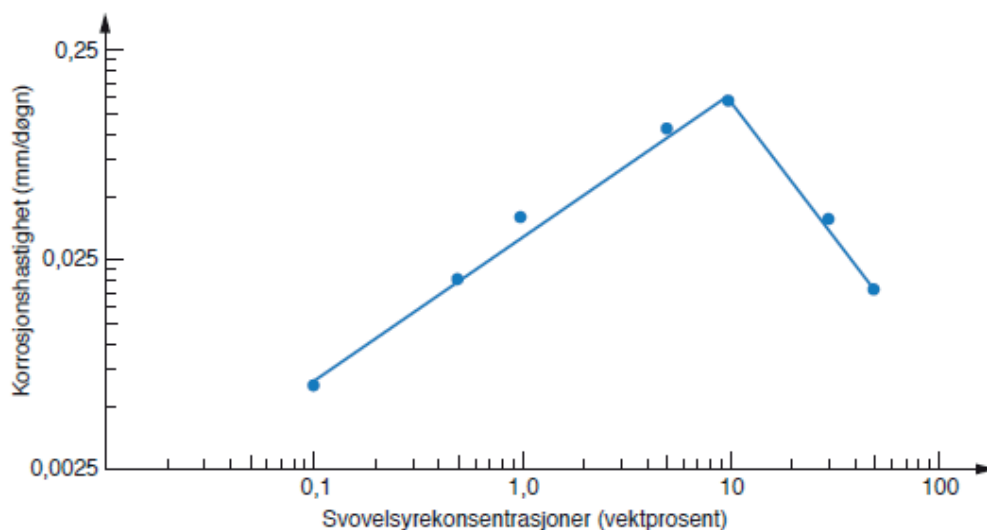
Syreangrep i rør av betong, stål, støpejern og asbest synes å være sjelden forekommende i Norge. Dykkede utløp fra septiktanker er imidlertid eksempel på steder hvor det er registrert syreangrep. I høybrekk etter septiktanker er det vanligvis ikke ventilasjon og følgelig er det heller ikke oksygentilførsel i dette området. Avløpet fra septiktanker er normalt anaerobt. Dette fremmer hydrogensulfidproduksjonen, og septiktanker bør også av denne grunn, om mulig, kortsluttes.



Figur 8.9.1. Korrosjonsforløpet i en betongledning (Direktoratet for Arbeidstilsynet 1996)

Lange overføringsledninger og trykkledninger kan gi store luktproblemer. Ved utløpet frigis hydrogensulfid, og dette kan både ødelegge arbeidsmiljøet og medføre nedbryting av betongkonstruksjoner. Dette kan gjøre at arbeidsforholdene i kummer og pumpestasjoner blir direkte helseskadelige.

Figur 8.9.2. viser korrosjonshastigheten for betong som funksjon av svovelsyre-konsentrasjonen. I hardt angrepne rør har man målt tap på inntil 12 mm betong per år. Som figuren viser er angrepene størst ved en syrekonsentrasjon på ca 10 %. Kalkrikt tilslagsmateriale reduserer betongtapet.



Figur 8.9.2. Korrosjonshastighet i betongrør som følge av svovelsyrekonsentrasjonen (Water quality office EPA 1971).

Trykkledning uten høybrekk angripes vanligvis ikke dersom oppholdstiden ikke er ekstrem lang. Oppstår det anaerobiske forhold i en trykkledning, kan utviklingen av H_2S bli meget sterk. Gassen kan samle seg i høybrekk hvor det da oppstår meget aggressivt miljø.

8.9.2. Tiltak for å hindre korrosjon på grunn av hydrogensulfid

Avløpsvann må tilføres oksygen for å unngå at det oppstår anaerobiske forhold. Behovet for oksygen er avhengig av temperatur, avløpsvannets innhold av organisk stoff (BOF), pH-verdien og fyllingsgraden. Vannspeilets størrelse og vannhastigheten er bestemmende for oksygenopptaket. Økt vannhastighet gir større turbulens, som gir større oksygenopptaket. Normalt vil ledningsnett bli tilstrekkelig ventilert via uttrekksledninger og hullene i kumlukkene. At fyllingshøyden varierer, bidrar til bedre ventilasjon.

Viktige forholdsregler for å unngå anaerobiske forhold er:

- Avløpsvannet må holdes "ferskt". Det vil si at oppholdstiden i kummer, pumpeledninger, pumpestasjoner etc. må være så kort som mulig.
- Sørg for god gjennomstrømning i gravitasjonsledninger. Kravet til hastighet ved halvfullt rør varierer fra 0,3 til 1,0 m/s avhengig av avløpsvannets temperatur og innhold av BOF. Med høyt BOF-innhold og temperatur rundt +30°C bør hastigheten være ca 1 m/s. Hos oss burde 0,6 m/s normalt være tilstrekkelig.
- I trykkledninger bør pumpesyklusene være så lange at det blir en fullstendig utskiftning av avløpsvannet i ledningene.
- Det må legges til rette for god tilførselen av oksygen via kumlukk, stikkledninger etc.
- Bruk av vifter kan være et tiltak for å bedre ventilasjonen.

Kan man ikke oppnå tilstrekkelig ventilasjon, kan det være nødvendig med tilsetningsstoffer for å dempe H₂S-produksjonen.

Klorering er effektivt mot H₂S-dannelse. En dosering på 10 - 12 ppm per ppm H₂S oppgis å være nødvendig.

Kalktilsetning bryter ned slimlaget hvor H₂S-produksjonen finner sted. Det anbefales en tilsetning på 5 - 10 g/l i 30 - 60 minutter, en til to ganger per uke.

Andre tilsetninger som kan være aktuelle er jernsalter, sinksalter og nitrater.

For betongrør er betongkvaliteten av stor betydning. Dette gjelder også rør utforet med sementmørtel. Tett betong angripes fra overflaten. Er betongen åpen, trenger syren inn i betongen, og angrepet får et vesentlig større omfang.

Plastbaserte utføringer er effektive mot syreangrep. Utføringene må være tette og uten oppsprekking.

Dette avsnittet gjelder bare tiltak som skal hindre dannelse av H₂S. HMS-aspektet i forbindelse med drift av anlegg, hvor det er fare for at H₂S kan forekomme, må behandles i sikkerhetsinstruksen.

8.10. Avløpsspumpestasjoner

8.10.1. Pumping av avløpsvann

Figur 8.10.1 viser et enkelt avløpsspumpesystem, dvs. en pumpestasjon som består av en pumpeump med pumpeutrustning og en pumpeledning. Pumpene må løfte den hydrauliske gradienten såpass mye at dimensjonerende vannmengde Q_p , blir transportert fra A til B, og at vannhastigheten blir såpass høy at selvreising oppnås i pumpeledningen. Det anbefales at $v_{selvrens} > 0,8 - 1,0$ m/s, eller at skjærspenningen langs bunnen blir større enn $\tau = 4,0$ N/m².

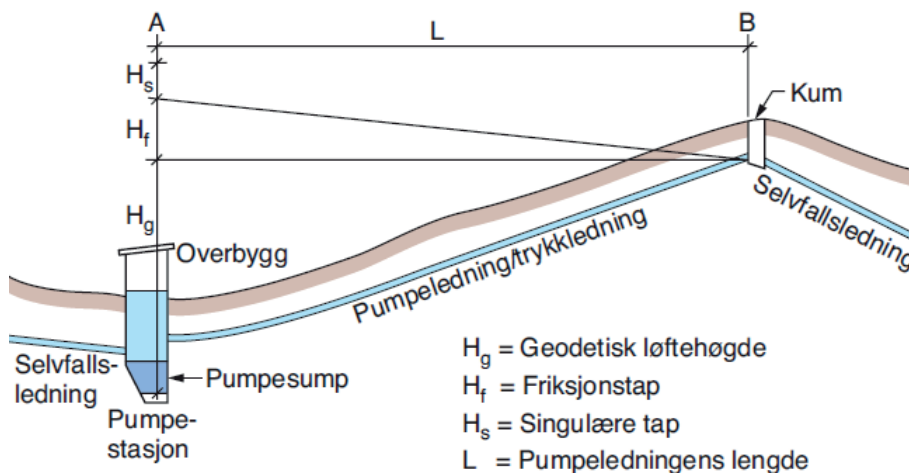


Fig 8.10.1. Pumpesystemets oppbygging og virkemåte, Thorolfsson (2002).

Pumpene må ha en total løftehøyde lik:

$$H_T = H_g + H_f + H_s$$

H_T = Total løftehøyde (m)

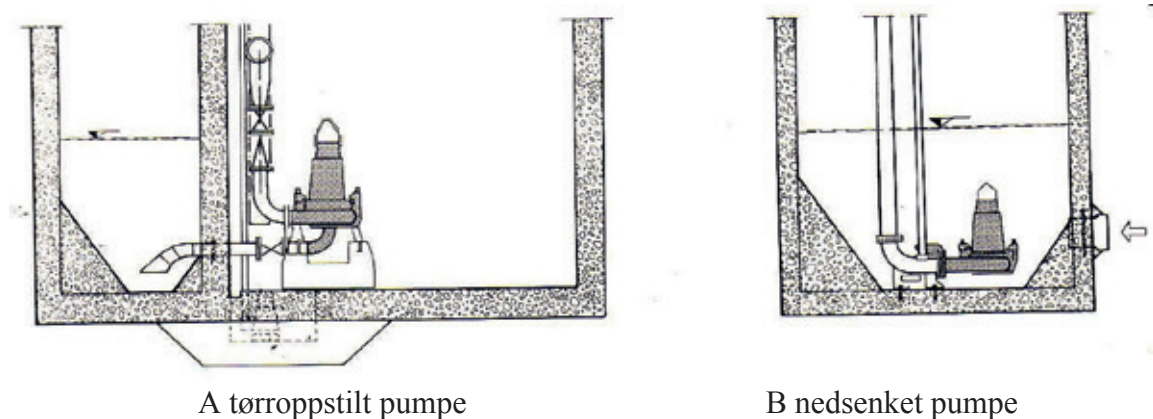
H_g = Geodetisk løftehøyde (m)

H_f = Friksjonstap i pumpeledningen (m)

H_s = Alle singulær tap (m)

I avløpsteknikken pumpes det normalt fra et fritt vannspeil i et kammer opp til en kum. Kammeret som det pumpes fra kalles for pumpesumpen.

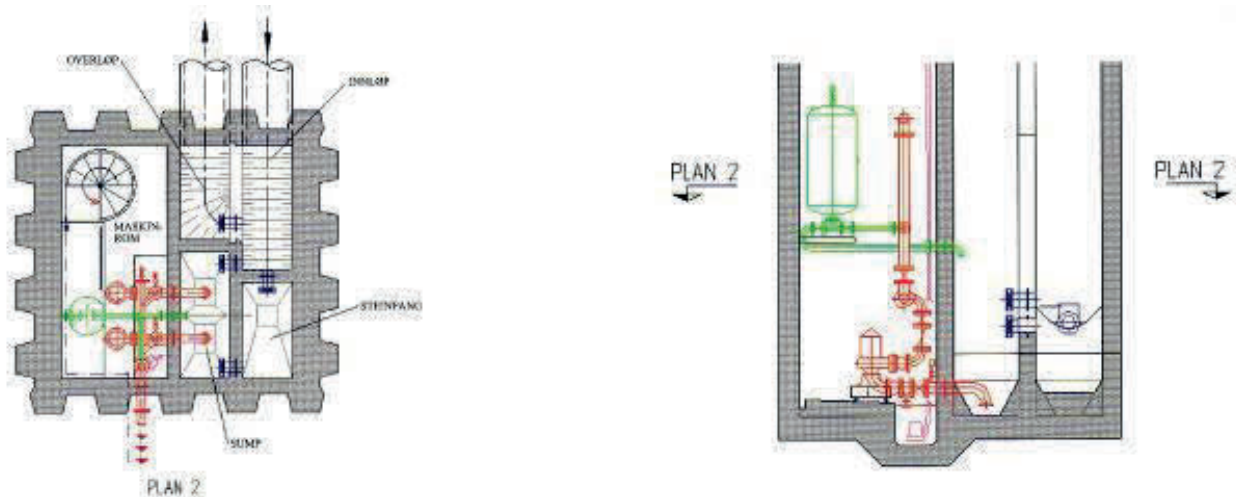
Pumpene kan plasseres på to prinsipielt forskjellige måter; tørroppstilt eller nedsenket. Se figur 8.10.2.



Figur 8.10.2. Tørroppstilt pumpe A og nedsenket pumpe B.

Erfaringer viser at gjenstander, og stein, grus og sand kommer inn på avløpsnettet. For å unngå at pumper blir skadet og ødelagt må sand- og steinfang etableres for oppsamling av stein, grus og sand.

Figur 8.10.3 viser en pumpestasjon med to tørroppstilte pumper i et maskinrom. På innløpet er det installert steinfang og overløp pga. fellessystemet oppstrøms som ofte fører sand og grus. Vannet går videre inn i pumpeumpen og pumpes derfra gjennom pumpeledningen, vist rød. Beholderen, vist grønn, er en trykktank for å dempe trykktstøt.



Figur 8.10.3. Eksempel på pumpestasjon med tørroppstilte pumper. Reinertsen AS.

8.10.2. Plassering og krav til pumpesystemer

Pumpesystemer bør plasseres slik at de er lett tilgjengelige for tilsyn, drift og vedlikehold. Pumpesystemer plassert i bygninger er underlagt plan- og bygningsloven. Følgende forhold bør undersøkes og overveies, når egnet plassering av pumpesystems foretas:

- Plassering i eller utenfor bygning
- Minimumsavstand til fundamenter, eksisterende ledninger, og andre anlegg
- Areal- og tomteforhold
- Grunnforhold og grunnvannstand
- Elektrisk strømforsyning og plassering av tavle
- Miljøhensyn (støy, lukt etc.)
- Muligheter for nødoverløp (nødutløp)

I forbindelse med plassering av elektrisk utrustning vil mange, på grunn av korrosjonsfaren, anbefale plassering i eget ventilert oppvarmet rom som gjerne er forskjøvet vekk fra pumpetopp.

Det er nødvendig å ha ventiler slik at en utrustning kan frakoples uten å måtte tømme pumpeledninger.

Prefabrikerte GRP/GUP stasjoner må forankres mot oppdrift. Ventilasjon, oppvarming og tørre el-anlegg bør vies spesiell oppmerksomhet.

I avløpppumpestasjoner bør det etableres permanente tømmeanordninger for stein og sand fra bunn kum.

Anordning for pluggkjøring med ventiler må etableres for å få tilbake kapasiteten på pumpeledningen når den gror igjen.

Funksjonskrav til pumpesystemer

Det er stor forskjell på å pumpe drensvann eller overvann og urensset spillvann. Men det må alltid forventes at det er forurensinger i alle disse typer vann. Det vil prege de funksjonskrav som settes til avløpsspumper og pumpesystemet. De viktigste funksjonskravene er:

- Pumpene skal være tilstoppsfrie, ha lang levetid, være økonomiske i drift, og enkle å montere og vedlikeholde.
- Pumpesystemet skal starte automatisk, og gjenoppta pumpingen uten sjenerende og skadelig pulsering eller rystelser i noen ledd av systemet.
- Pumpesystemet skal ikke være til fare for personer og omgivelser, eller føre til lukt og støy. Det skal sikres et godt, hygienisk og sikkert arbeidsmiljø og fremstå ved et tiltalende ytre miljø.
- Det bør installeres reservepumpe.

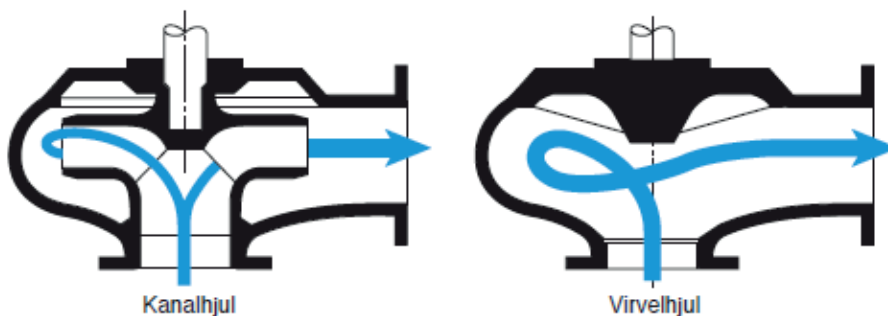
8.10.3. Pumpetyper

Innen avløpsteknikk brukes pumper basert på en rekke pumpeprinsipper. De mest aktuelle prinsippene er:

- Strømning fremkalt av sentrifugal påvirkning av roterende skovl (sentrifugal pumpe)
- Strømning fremkalt av aksial påvirkning fra roterende propell (propellpumpe)
- Volumfortrengning med bevegelig stempel (stempelpumpe)
- Volumfortrengning med roterende stempel (eksenterpumpe)
- Strømning fremkalt ved medrivning av et strømmende drivmiddel (mammut og ejektor pumper)

Sentrifugalpumper

For pumping av avløpsvann benyttes ofte sentrifugalpumper. Disse er utstyrt med et hurtig roterende pumpehjul, kanalhjul eller virvelhjul, som er plassert i et pumpehus.



Figur 8.10.4. De vanligste prinsippene for pumpehjul i sentrifugalpumper.

Ved bruk av kanalhjul går vannet sentralt inn mot løpehjulet og må passere gjennom løpehjulskanalene. Med tanke på mulighet for tilstopping ønsker man at pumpehjulet skal være så åpent som mulig for å hindre tilstopping. Den enkleste formen er en-kanalhjulet pumpe eller en virvelhjulspumpe. Kanalhjulpumper har som regel bedre virkningsgrad enn virvelhjulspumper.

I virvelhjulspumper ligger pumpehjulet tilbaketrukket i pumpehuset (figur 8.10.4) slik at vannet passerer gjennom pumpehuset uten å komme i direkte berøring med pumpehjulet.

Det oppnås en god passasje gjennom pumpehuset, og dermed redusert fare for tilstopning, men pumpen er likevel ømfintlig mot langfibrede gjenstander, som kan tvinne seg opp i pumpehuset og ødelegge virveldannelsen.

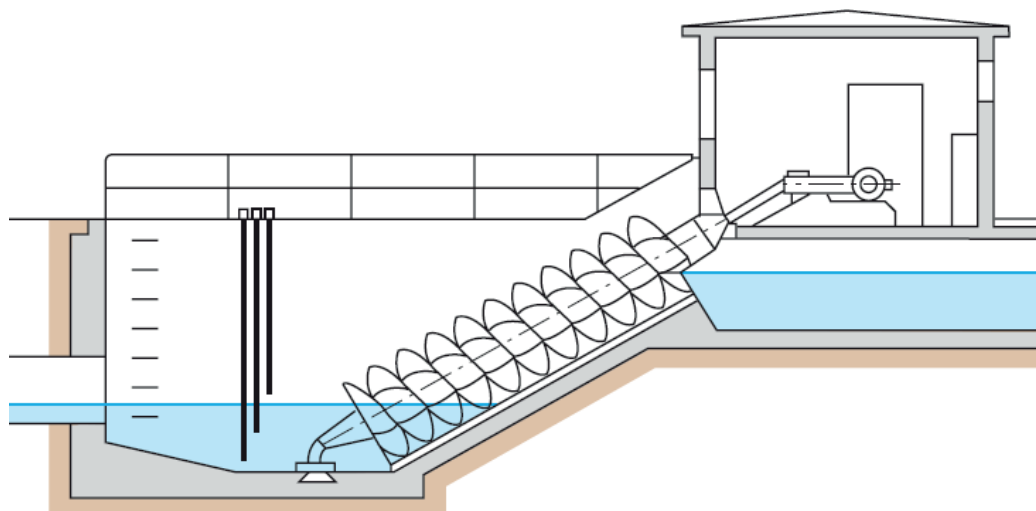
Sentrifugalpumper er relativt billige og har stor leveransemengde i forhold til pumpens størrelse. De er lite følsomme mot erosjon, sammenliknet med andre pumpetyper. En skruesentrifugalpumpe er en sentrifugalpumpe med spesielt løpehjul som består av en sentrifugaldel som utvider seg skrueformet ut i pumpens koniske sugestuss (innløpet). Skrudedelen virker som en snegl for pumpehjulets sentrifugaldel og motvirker opphopning av forurensinger i virveldelen. Tilstopningsproblemene er små og sugeevnen god. Skruesentrifugalpumpen er velegnet til pumping av urensset avløpsvann, slam og andre sterkt forurensede væsker.

Diagonalpumpen

Diagonalpumpen må ikke forveksles med skruesentrifugalpumpen. Pumpehjulet er et halvaksialhjul, der vannet ved innløpet strømmer aksialt med pumpehjulets akse, men bøyer så radially mot periferien. Pumpehjulet kan betraktes som en overgang mellom aksial- og radialhjulet. Diagonalpumpen egner seg best for store vannmengder ved liten løftehøyde og anvendes mest ved pumping av overvann.

Snekkepumpen

Snekkepumpen (også kalt Archimedes skrue) er enkel i sin utforming, se figur 8.10.5. På et stålrør, snekkeakselen) er det sveiset et antall spiralformede snekkeblader av stål, som tilpasses nøye i et sylindrisk trau av stål eller betong. Trauet er skråstilt fra pumpeumpen og opp til øvre kammer.



Figur 8.10.5. Snekkepumpe/skruepumpe (Archimedes pumpe).

Når snekken roterer vil vannet bli ført opp gjennom trauet. Løftehøyden er beskjeden, ca. 5 meter, men flere pumper kan plasseres i serie. Risiko for tilstopping er minimal. Der pumpenes store plassbehov kan imøtekommes oppnås et robust og driftssikkert pumpeanlegg, som kan benyttes både i avløpssystemet og på renseanlegg, der kontinuerlig tilstrømning kan være en fordel.

Mammutpumpen

Den enkleste pumpen er mammutpumpen som består av et loddrett rør som er neddykket i vannet. Nedre enden av røret har et munnstykke, der det blåses inn trykkluft gjennom et stort antall små hull. Blandingen av luft og vann er lettere enn vannet omkring. Og oppdriften setter i gang transport som er i stand til å dra med seg forurensingen, til og med sand og grus. Mammutpumpe benyttes for eksempel for pumping av slam fra slamlommene på små avløpsrenseanlegg og sand fra sandfang på renseanlegg, og også i mobile anlegg til å rense slam- og sandfang ute på nettet.

8.10.4. Pumpestasjoner

Det finnes en rekke typer av avløppspumpestasjoner. Ettersom tilrenningen til stasjonen varierer, har alle det felles at de må ha et utjevningsmagasin, eller en såkalt pumpeump.

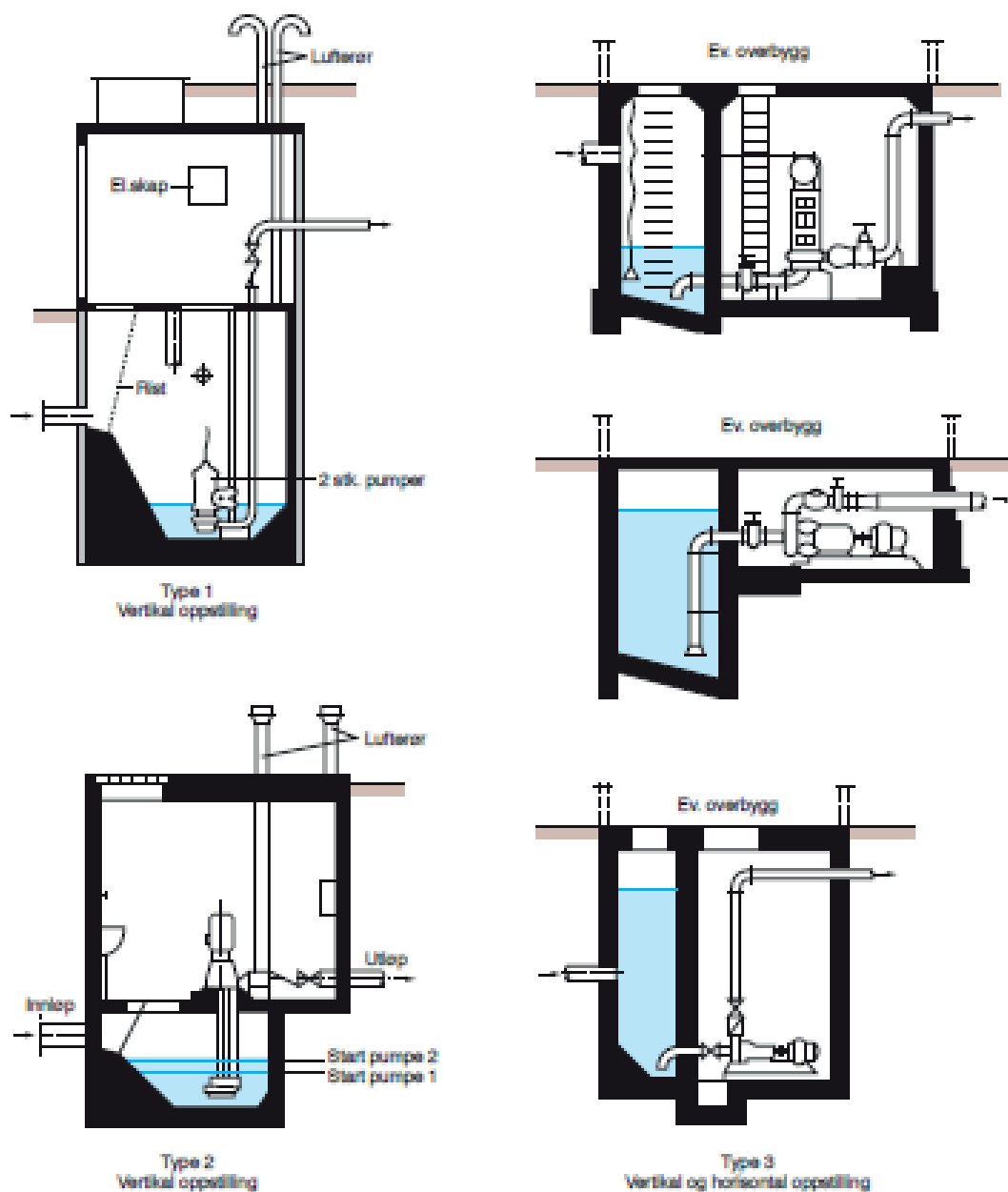
Utformingen av pumpestasjonen er ellers først og fremst avhengig av pumpetype. Ved bruk av sentrifugalpumpe er plasseringen av motor og pumpe i forhold til hverandre avgjørende for stasjonens størrelse. Det finnes pumpestasjoner med følgende kombinasjoner (figur 8.10.6).

Type 1: Nedsenkbare pumper - Motor og pumpe er sammenbygd og senket ned i vannet.

Type 2: Våtoppstilt pumpe og tørroppstilt motor.

Type 3: Tørroppstilt pumpe og motor.

I alle tilfellene kan pumpene både være horisontalt og vertikalt oppstilte.



Figur 8.10.6. Forskjellige typer av pumpestasjoner, Bøyum og Thorolfsson (2002)

Ved vertikaloppstilling er pumpeakselen mellom motor og pumpehus vertikal.

Større pumpestasjoner, $Q_p > 40 - 50$ l/s støpes gjerne i betong, og spesialdesignes i forhold til situasjonen. For mindre pumpestasjoner, $Q_p < 40$ l/s, dominerer prefabrikerte pumpestasjoner. Disse prefabrikkerte pumpestasjoner lages ofte i GRP/GUP (glassfiberarmert umettet polyester) med nedsenkede pumper.

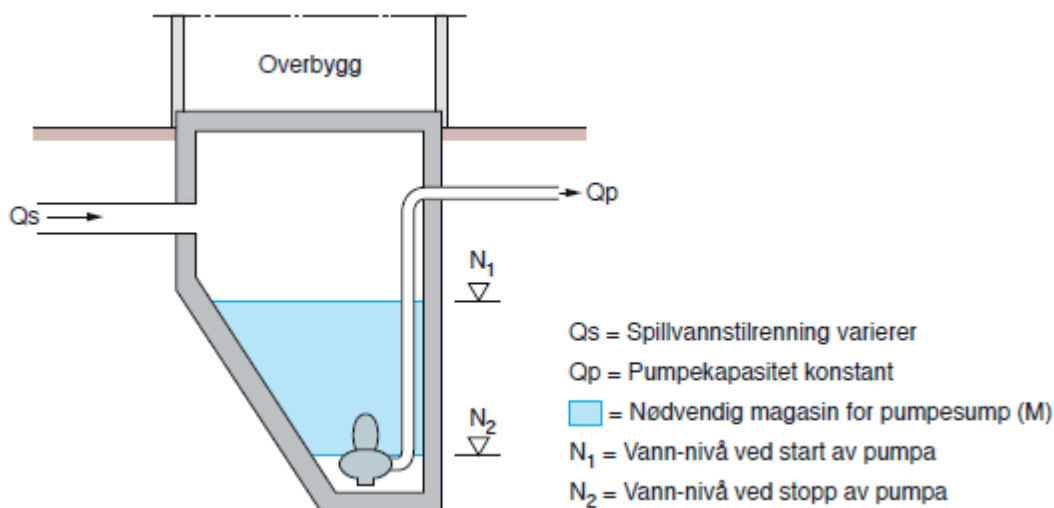
Alle frittstående pumpestasjoner bør ha et betjeningsrom i et isolert overbygg. Her monteres alt nødvendig elektrisk utstyr og det skal være muligheter for spyling og vask samt vedlikehold av pumpene. Det omfatter standard elektrisk installasjon med sprutsikker lysarmatur, varmforsinket kranbjelke, tørkerulldispenser, papirkurv, dispenser for såpe og desinfeksjonsmiddel, skrivehylle, slangeholder, spyleslange, rustfri servant, vannvarmer samt elektriske installasjoner, automatikk og styring for pumpene, ventilasjonsvifte og eventuelt kullfilter eller andre luktreducerende tiltak.

Det er viktig å sikre tilbakeslag fra avløpssiden til rentvannsledningen. (Konferer NS1717 om brutt vannspeil og annen tilbakeslagssikring).

Pumpesumpen virker som et utjevningsbasseng mellom den varierende innkommende vannmengden og den mer konstante pumpekapasiteten. Pumpekapasiteten dimensjoneres for maksimal dimensjonerende innkommende vannmengde. Pumpesumpen bør være minst mulig med hensyn til byggekostnader, men tillatt startfrekvens på pumpene må ikke overskrides.

Dimensjonering av pumpesumpen:

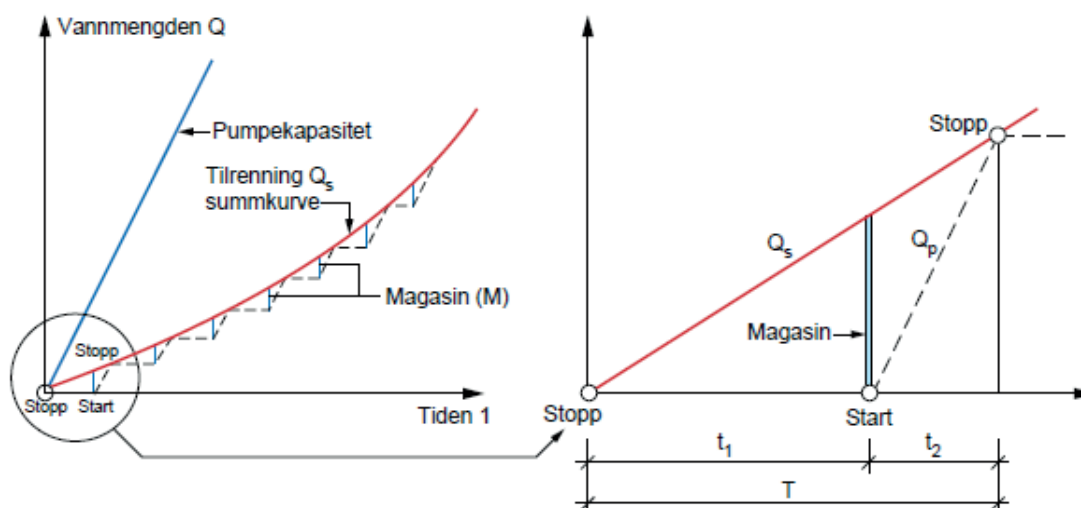
Figur 8.10.7 viser en pumpesump med en pumpe. Ved dimensjoneringen av pumpesumpen tar man utgangspunkt i at spillvannstilrenningen, Q_s , varierer over døgnet, mens pumpekapasiteten Q_p er konstant.



Figur 8.10.7 Prinsippskisse av pumpesump

Figuren viser en pumpesump, der vannstanden varierer mellom nivå N_1 og N_2 . Pumpen starter på nivå N_1 og da pumpekapasiteten er større enn innkommende vannmengde Q_s , vil vannstanden synke, og ved nivå N_2 stopper pumpen og pumpesumpen fylles opp igjen. Og slik fortsetter det.

For å finne pumpesumpens volum M, tegner vi opp summasjonskurven for tilrenningen over maksimaldøgnet, og tilsvarende for pumpekapasiteten, se figur 8.10.8.



Figur 8.10.8. Prinsippskisse av pumpeump med en pumpe og summasjonskurve for tilrenningen og pumpekapasiteten.

Ved beregningen av nødvendig magasinivolum settes:

- M = Nødvendig magasinivolum på sumpen (l)
- T = Tiden mellom to stopp av pumpen
- O_p = Pumpekapasiteten (l/h) (konstant)
- Q_s = Tilrenningen i l/h (varierer)
- T_1 = Tiden for fylling av pumpeumpen
- T_2 = Tiden for tømning av pumpeumpen
- N = Antall pumpestarter pr. time
- N_{maks} = Størst antall tillatte pumpestarter pr. time

Vi betrakter en vilkårlig periode fra pumpestopp til pumpestopp, se figuren til høyre. I denne perioden betraktes Q_s som konstant, men ellers varierer den med tiden. Q_p regnes likeså som konstant, dvs uavhengig av forskjeller i løftehøyden. Da kan tiden mellom to pumpestopp uttrykkes med:

$$T_1 = M/Q_s \quad (\text{fylling av pumpeumpen})$$

$$T_2 = M/(Q_p - Q_s) \quad (\text{tømning av pumpeumpen})$$

For hele perioden blir

$$T = T_1 + T_2 = M/Q_s + M/(Q_p - Q_s)$$

$$T = M \cdot Q_p / Q_s \cdot (Q_p - Q_s)$$

Da blir startfrekvensen n:

$$N = 1/T = Q_s \cdot (O_p - Q_s) / M \cdot Q_p$$

Maksimum for N finnes ved å derivere ligningen med hensyn på Q_s , og sette den deriverte = 0

$$dN/dQ_s = (Q_p - 2Q_s) / M \cdot Q_p = 0$$

Ligningen blir null for $Q_p = 2Q_s$ som innsatt i formelen for startfrekvensen gir:

$$N_{maks} = Q_p / 4M \quad \text{eller} \quad M = Q_p / 4 \cdot N_{maks}$$

Her fremgår det at antall starter, og dermed størst belastning på motorer og automatikk, forekommer når tilrenningen er halvparten så stor som pumpekapasiteten.

For små pumper tillater pumpeleverandøren normalt en maksimal startfrekvens på 10-15 starter per time. Pumpesumpens effektive volum bør derfor tilpasses dette kravet. Pumpesumpen bør utformes slik at stoffer ikke akkumuleres i sumpen og slik at den skal være selvrensende. Innløp må være utformet slik at det ikke blandes luft inn i vannmassene og at innløpsstrålen blir likelig fordelt til hele sumpen.

Pumpesumpens vegger bør være glatte og ha en bratt skråning, for at stoffer ikke skal bli hengende på vegger. Dødsoner med liten vannbevegelse bør unngås, slik at stoffer ikke akkumuleres i pumpesumpen, noe som kan føre til gassdannelse og lukt.

Pumpesumpens vegger kan også bli selvrensende hvis det skapes en rotasjon i vannstrømmen i pumpesumpen ved hjelp av pumpen.

Pumpeledningen

Pumpeledningen kan bli lang, ofte opp til noen kilometer, så trykktapet kan bli betydelig. Alle muligheter til selvfall bør derfor undersøkes først. Vannhastigheten i pumpeledningen bør ikke overstige 2 – 3 m/s. Pumpeledningen bør være selvrensende, dvs. at pumpen må ha kapasitet til å kunne gi Q_{selvrens} og kunne oppnå en skjærspenning i ledningen som er minst $4,0 \text{ N/m}^2$ minst 2 – 4 ganger i døgnet i hele ledningens lengde. Dimensjonen bør helst være minimum 150 mm (evt. 110 mm) for å unngå blokkering.

Luftlommer

Luft eller gass i trykkledninger er svært uønsket. De kan forårsake en rekke driftsproblemer. Den bør derfor utformes slik at luft ikke kommer inn på ledningen, eller gass utvikles i ledning. Luft fjernes ved å bli ført med vannet, som krever en viss hastighet på vannet, luftfjerningshastigheten (Mosevoll, 1976).

Forankring

Avløpspumpeledninger må forankres som andre trykkledninger, pga. kreftene fra det indre vanntrykket.

Trykkstøt i pumpesystemer

I pumpeledninger i avløpssystemer kan det oppstå trykkstøt. De samme tiltak som blir omtalt på vannforsyningssiden blir også benyttet på avløpssiden. Se for øvrig kapittel 5.5 om trykkstøt.

8.10.5. Planlegging og prosjektering av pumpesystemer

Innkommende vannmengde må bestemmes så nøyaktig som mulig, og spesielt variasjonen i tilrenningen. Man må også ta hensyn til fremtidig utvikling, som kan bety både økning og reduksjon i tilrenningen, avhengig av utviklingen i tilrenningsområdet. Pumpesystemets kapasitet skal være større enn den maksimale innkommende vannmengde. Overskuddskapasiteten skal velges ut fra den nøyaktighet, som det er mulig å bestemme innkommende vannmengde med. Det må også hensyn til uunngåelig slitasje og toleranser i pumpens volumstrøm.

Ved små anlegg er det vanlig å velge en pumpekapasitet som er 30-50 % større enn maksimal innkommende vannmengde.

Ved større anlegg, der variasjonene kan estimeres med større nøyaktighet, velges vanligvis en pumpekapasitet som er 10 – 30 % større enn den maksimale innkommende vannmengde.

I noen pumper kan pumpehjulet skiftes, for å øke eller minske pumpekapasitet, avhengig av om innkommende vannmengde øker eller avtar med tiden.

Reservepumpe og pumpeoppdeling

En pumpestasjon bør ikke anlegges uten en viss reserve. Vurderingen av reserven bør skje ut fra konsekvensene ved at en Pumpe er ute av drift, samt muligheten til rask reparasjon eller utskifting av pumpen.

Ved små anlegg, der det bare er en Pumpe, bør det velges 100 % reserve på en lik Pumpe. Pumpene kan da skifte på å Pumpe, så de går og slites like mye. Ved ekstrem innkommende vannmengde kan de tvinges til å kjøre samtidig.

Hvis pumpekapasiteten i et større anlegg deles på flere enn to pumper, vil det ikke være rimelig å ha 100 % reserve. Isteden velges en dublering av minst en eller flere pumper – i hvert fall av den største.

I pumpestasjoner med både spillvanns- og overvannstilrenning velges normalt et antall av like store pumper for å ta maksimal tilrenning i tørrvær, og et annet antall like store og ofte større pumper til å ta maksimal tilrenning i regnværsperioder. Reserven kan da velges som en ekstra pumpe av hver pumpestørrelse.

Ved bruk av alternerende drift av pumpene, kan lik start og lik slitasje av pumpene sikres, samtidig som en viss kontroll av alle pumper oppnås. Ved et rimelig valg av start- og stoppnivå av pumpene kan det oppnås en tilpasning til variasjonen i tilrenningen. I små pumpestasjoner, som er vanlige under norske forhold, kreves det normalt at stasjonen utstyres med 2 stk. identiske pumper, hver med kapasitet:

$$Q_{\text{pumpe}} = Q_{\text{maks}} \cdot 1,2$$

der Q_{maks} er dimensjonerende vannføring til stasjonen.

Sumpen bør ha reservevolum, som vurderes og dimensjoneres ut fra muligheter for overløp, resipientens kapasitet, beredskap osv. Krav til minst kulegjennomgang i løpehjulet er Ø 80 mm. Pumpetype skal godkjennes av kommunens VA-ansvarlig.

Prosedyre for prosjektering, utforming og driftinstruks av avløpspumpesystemer.

Prosjektering og dimensjonering av en pumpestasjon med pumpeledning, kan være en møysommelig prosess, med mange iterasjoner og "prøving og feiling". Det kan derfor være nyttig å sette opp en prosedyre for arbeidsgangen ved beregning og prosjektering av avløpspumpestasjoner.

1. Man begynner med å beregne og bestemme innkommende vannmengder og variasjoner.
2. Deretter dimensjoneres pumpeledningen, dvs. man gir den en midlertidig diameter, forutsatt at selvrenningskravene er oppfylt, og at tapene - friksjonstap og singulærtap - ligger innenfor en rimelig grense.
Pumpeledningen er en trykkledning og dimensjoneres på lignende måte som vannledninger, men med krav til selvrensing i ledningen, dvs. en minimumshastighet, for eksempler 2 – 4 ganger i døgnet med full utspyling av hele ledningsstrengen. Man sitter etter dette med en viss idé om hvilken løftehøyde det dreier seg om.
3. Deretter foretas et midlertidig valg av pumpe. Man kontakter pumpeleverandører og får oversikt over aktuelle pumper.
4. Så dimensjonerer man pumpesumpen og bestemmer start og stopp nivåer for pumpene. Her må hensyn til utformingen av sumpen tas med, da akkumulering av stoffer i sumpen må unngås. Her inngår også reservevolum, nødoverløp og reservestrøm i tilfelle strømstans.
5. Nå starter hovedarbeidet med å optimalisere pumpesystemet med hensyn til diameter på ledningen, antall pumper med mer.
6. Når diameter på pumpeledningen er valgt foretas endelig valg av pumper, blant annet med hensyn til antall pumper. Det bør alltid være en reservepumpe påkopledd.
7. Til slutt foretas kontroll av trykkstøt. Hvis det skulle vise seg å være problemer med trykkstøt i pumpesystemet, må eventuelt et helt nytt pumpesystem velges og prosjekteringen begynne på nytt.

Til slutt beskrives anlegget i detalj og tegninger lages og sendes ut på anbud.

Når pumpestasjonen og pumpesystemet er bygget, bør det utarbeides en driftsinstruks for pumpestasjonen og pumpesystemet.

9. Åpne flomveier i urbane områder

Med åpne flomveier menes klart definerte kanaler og/eller flomsone for bortledning av flomvann fra urbane områder på terreng. En flomsone omfatter alle områder som settes under vann i forbindelse med dimensjonerende flom. I tillegg til selve flomveien inkluderer flomsone sideområder som myrer, parkeringsplasser etc., som tillates satt under vann for en kortere periode. Flomveien skal tre i funksjon når avrenningen er større enn det overvannssystemet er dimensjonert for, og ved tilstoppinger. Flomveier kan berøre betydelige landarealer, og de må derfor planlegges på overordnet nivå.



Figur 9.1. Eksempel på flomsone (Stahre 2006).



Figur 9.2. Kanal som flomvei gjennom bybebyggelse. Bildet til venstre viser kanalen i blomstringsperioden. Foto Svein Endresen.



Figur 9.3. Eksempel på flomveier (Endresen 2011)

Flomsone, som omfatter så vel selve flomveien som sideområder som benyttes for fordrøyning, må vises på aktuelle planer som regulerings- og bebyggelsesplaner. For nye utbyggingsområder bør det utarbeides terrengmodeller som illustrerer overvannsavrenningen.

Man får derved kartlagt blant annet:

- hvilke områder som er flomsikre
- områder hvor det ikke kan tillates bebyggelse med kjellere
- behov for fordrøyning for å minske flomvannsavrenningen
- behov for avskjærende grøfter/kanaler

I flomsoner kan det vanligvis drives jordbruk dersom vannhastigheten ved flom ikke er så stor at jorden eroderes bort. Flomsoner kan også benyttes til rekreasjon, parkering, lekeplasser etc.

Kommunens oversiktsplaner bør vise hvorledes flomsoner kan utnyttes. Områder for parkanlegg, andre friområder, fordrøyningsdammer etc. bør fremgå av planene. Det bør ikke tillates bebyggelse i flomsoner. Heller ikke bør flomsoner beplantes på en slik måte at kapasiteten for bortledning av overvann reduseres. Tiltak som kan gi tilstopping må unngås.

Nye flomveier burde vært dimensjonert på bakgrunn av registrerte flomdata. Slike data som kan benyttes for den aktuelle flomveien finnes sannsynligvis ikke. Skulle det foreligge slike data, er de antakelig ikke representative. Dette kan skyldes at registreringene gjelder en annen utnyttelse av området enn den som nå er aktuell. Det er kanskje heller ikke tatt hensyn til klimaendringene som innebærer både større nedbørmengder og høyere nedbørsintensiteter.

I NVE's retningslinjer nr. 1/2008: "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag" er anbefalt sikkerhetsnivå for boliger og næringsvirksomhet med mer satt til 1/200 (dvs. gjentaksintervall 200 år). Det er rimelig at et tilsvarende krav vil bli stilt i forbindelse med flomveier. Det foreslås derfor at flomveier dimensjoneres for et gjentaksintervall på 200 år.

Følgende forhold bør klarlegges ved den hydrauliske beregning av flomveier:

- Dimensjonerende flomvannsføring
- Fallforhold
- Flomveiens hydrauliske profil
- Vanndybder ved flom
- Vannhastigheter på de ulike partier av flomveien
- Flomsonens utstrekning, dvs. hvilke sidearealer som også settes under vann ved flom

I amerikanske retningslinjer angis det ofte at flomveien skal ha et "fribord" på 0,1 - 0,3 m ved dimensjonerende flom. Med "fribord" menes høydeforskjellen mellom flomveiens sidekanter og vannstanden i flomveien ved dimensjonerende flom.

Ved utbygging av nye bydeler er det naturlig å bruke eksisterende bekker til flomveier. Utbyggingen fører til både vesentlig større og raskere avrenning. For å unngå å overbelaste bekken, anlegges store dammer og andre typer fordrøyningsanlegg. Når dette ikke er tilstrekkelig for å unngå ras og oversvømmelser, må det opprinnelige bekkeløpet utvides til en bredere flomvei.

I flomveier med fall mindre enn 5 % vil et gressdekke gi tilstrekkelig beskyttelse mot erosjon. Det forutsetter at gressdekket har rukket "å sette seg" før den første flommen kommer. Ved sterkere fall må flomveiene erosjonssikres.

Åpne flomveier er nærmere beskrevet i VA/Miljø-blad nr. 93-2009.

10. Litteratur

10.1. Litteraturhenvisninger i teksten

- American Society of Civil Engineers, 1982: "Gravity Sanitary Sewer Design and Construction", ASCE manual No. 60.
- Arnell, V., Strandner, H. og Svensson, G. 1980. "Dagvattnets mengd och beskaffenhet i stadsdelen Ryd". Meddelande nr. 48 Chalmers Tekniska Högskola. Göteborg. 1980.
- Aron, G. and Kibler, D.F. 1990. "Pond sizing for Rational Formula Hydrographs". Water Resources Bulletin AWRA, vol. 26, no.2, pp 255-258.
- Butler, D. and Davies, J. W. 2004. "Urban Drainage". Spon Press. Taylor & Francis.
- Bøyum, Å., Eidsmo, T., Lindholm, O., Nordeide, T., Semb, T., Skretteberg, R. og Markhus, E. 1997. "Anvendt urbanhydrologi". Publikasjon nr. 10-1997 NVE.
- Bøyum, Å. og Thorolfsson, S. 2001. "VA-teknikk Del 1" Tapir forlag.
- Corcos, G. 2003. "Air in water pipes". Agua Para La Vida, 2nd Edition, www.aplv.org.
- DANVA. 2007. "En kagebok for analyser af klimaændringers effekt på afløbs-systemer – med fokus på oversvømmelser". ISBN: 87-90455-74-6. København.
- Direktoratet for Arbeidstilsynet. 1996. "Kommentarer til forskrift om arbeid ved avløpsanlegg" Forskrift av 16. desember 1996 nr. 1315.
- Endresen, S. 2011. Interne arbeidsdokumenter.
- EngineeringToolBox. 2011. " www.EngineeringToolBox.com "
- Highways Agency, Design Manual for Roads and Bridges, Volume 3, BD 21, The assessment of highway bridges, HMSO, London, Aug 2001.+
- Kent, J.C. 1952. "The entrainment of air by water flowing in circular conduits with downgrades slop". Doctoral thesis, University of California, Berkley, California.
- Lindholm, O. 1985. VAR-rapport 24/85 "Arealfordeling og regnhastigheter ved korttidsnedbør".
- Lindholm, O. 1986. "Følsomhetsanalyse for parametre i avløpsledningsnett-beregninger". VA-rapport nr 11 – 86. NIVA.
- Lindholm, O., Endresen, S., Thorolfsson, S., Sægrov, S. og Jakobsen, G. og Aaby, L. 2008. "Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering". NORSK VANN-rapport 162.
- Lindvall, G., (1986). Energiförluster i ledningsbrunnar, laboratoriemätningar. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen. Meddelande nr. 81, Göteborg.
- Mattilsynet. 2006. "Økt beredskap i vannforsyningen".
- Mays, L. 2001. "Stormwater Collection Systems Design Handbook." McGraw Hill. ISBN 0-07-13571-9.
- Mosevoll, G. 1982. "Regnvannsoverløp og fordrøyningsbasseng". PRA-rapport nr 2.

- Mosevoll, G. (1976): Luft i utslippsledninger. PRA8. Prosjektkomitten for rensing av avløpsvann. Oslo. ISBN 82-90180-07-4.
- Norsk Vann. 2008. "Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering". Rapport 162 2008.
- Norsk Vann 2009. "Trykktap i avløpsnett" Rapport nr. 172 – 2009.
- Norsk Vann. 2009. "Veiledning for dimensjonering av avløpsrenseanlegg". Rapport nr. 168.
- Norsk Vann. 2011. "Vann- og avløpsteknikk". Lærebok med redaktør Hallvard Ødegaard.
- Norsk Vann 2011. "Norsk VA-norm". www.va-norm.no
- Northern Virginia. 1992. "BMP Handbook" (11/6/92).
- NTNf. 1985. "Dykkerledninger for avløpsvann". ISBN 82-7337-028-3.
- NTNf. 1986. "Sandfang i avløpsledninger fra gater og veier". ISBN 82-7337-056-9.
- NTNf. 1987. "Trykkstøt i pumpeledninger for avløpsvann". ISBN 82-7337-073-9.
- NTNf. 1988. "Pumpeledninger for avløpsvann". ISBN 82-7337-098-4.
- NTNf. 1988b. "Hydraulisk dimensjonering av sandfang". ISBN 82-7337-077-1.
- NVE. 2010. Vassdragshåndboka". Tapir akademisk forlag.
- Schilling, W., 1991. "Rainfall data for Urban hydrology: what do we need?" Atmospheric Research 27: p5- p21.
- SFT. 1979. TA-550. "Dimensjonering av avløpsledninger".
- Sjöberg, A. og Mårtensson, N. 1982. "Regnenveloppmetoden". Chalmers Tekniska Högskola. Meddelande nr. 64. Göteborg.
- SOU (2007:60) "Klimat og sårbarhetsutredningen. Sverige inför klimatförändringar – hot och möjligheter". Stockholm.
- Spildevandskomitten. 2005. "Skrift 27. Funktionspraksis for afløbssystemer under regn." København.
- Spildevandskomiteen. 2008. "Skrift 29 – Forventede ændringer i ekstremregn som følge af klimaændringer". København.
- Spillet, P, Wilkinson, B. Kellagher, R. and Balmforth, D. 2005. "Effects of Climate Change on Sewer System Performance". White Paper.
- Stahre, Peter. 2006. "En långsiktig hållbar dagvattenhandtering – Planering och exempel". Svenskt Vatten C 21103 – 2006.
- Svenskt vatten/VAV. 1976. Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar. VAV P28. Svenskt Vatten. Stockholm.
- Svenskt vatten/VAV. 1988. "Tryckslag i VA-ledninger". Rapport P 58.
- Svenskt vatten/VAV. 2001. "Dimensionering av vattenledningsnät" . P83, mars 2001.

- Svenskt Vatten. 2004. "Dimensionering av allmänna avloppsledningar". Publikasjon P90.
- Statens vegvesen. 2011. "Håndbok 018".
- Thorolfsson, S.T, Ystad, D. og G. Mosevoll (1984): Cost Reduction in Combined Sewers Systems. Proceedings of III ICUSD, International Conference on Urban Storm Drainage. Volume 3. Pp 1161 – 1170. Göteborg, Sweden. ISBN 91-7032-128-0.
- U.S. Environmental protection agency, 1974: "Process design manual for sulfide control in sanitary sewerage systems".
- VA/Miljø-blad nr. 69. "Overvannsdammer. Beregning av volum".
- VA/Miljø-blad nr 74. 2007. "Regnvannsoverløp. Valg av løsning og utforming".
- VA/Miljø-blad nr. 79. 2008. "Dimensjonering av avløpsledninger. Selvreising".
- VA/Miljø-blad nr.82. "Vatn til brannsløkking".
- VA/Miljø-blad nr. 86. "Fareidentifikasjon"
- VA/Miljø-blad nr. 87. "VannforsyningsROS".
- VA/Miljø-blad nr. 88. "Beredskapsanalyse og utvikling av beredskapsplan".
- VA/Miljø-blad nr. 89. "Drift av beredskap".
- VA/Miljø-blad nr. 93. 2009. "Åpne flomveier".
- VA/Miljø-blad nr. 94. "Trykksvingninger i VA-ledninger".
- VAV. 1979. "Allmänna vattenledningsnät". VAV P38. Stockholm.
- Water Quality Office EPA. 1971: "Impregnation of concrete pipe". U.S.A.
- Werrity, A., Black, A., Duck, R., Finlinson, W., Shackley, S., Crichton, D. 2002. "Climate change. Flood Occurrences review". Program research findings No. 19. www.scotland.gov.uk/cru/resfinds.
- Winther, L., Henze, M., Linde, J. J. og Jensen, H.T. 2009. "Spildevandsteknik". Udgiver: Polyteknisk Forlag.
- Wisner, P.E.med flere. 1975. "Removal of air from water lines by hydraulic means". ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 101, HY2, pp 243-257.
- Aaby, L., Tveit, O., Sægrov, S. 1993. " Regnvannsoverløp". NORVAR rapport nr. 29/1993. Hamar.
- Aaby, L. og Lindholm, O. 2007. "Mengderegulering i avløpsteknikken. Hva er best tilgjengelig teknologi». Vann nr 2, 2007.
- Aaby, L. og Lindholm, O. 2008. "Regnvannsoverløp i fokus. Dagens tilstand, vanndirektivets mål og klimaendringer gjør det nødvendig". VANN nr 4, 2008.

10.2. Annen nyttig litteratur

- DANVA. 2005. "Funktionspraksis for afløbssystemer under regn" Baggrundsrapport for Skrift Nr. 27. København.
- Larm, T. 2006. "StormTac". <http://www.stormtac.com>.
- Lindholm, O. 2008. "Klimaendringer – Veiledning om mulige tiltak i avløpsanlegg". Statens forurensningstilsyn. TA-nummer 2317 / 2007. Oslo.
- Lindholm, O., Engan, J. A., Rapp, Ø., Petersen-Øverleir, A. og Markhus, E. 2003, "Revurdering av beregningskriterier for avløpssystemer, flom i kommunale avløpssystem", NIVA rapport nr. 4652-2003, Oslo.
- Miljøstyrelsen. 2006. Katalog over tiltag til reduction af effekten fra klimaendringer på afløbssystemer - Tillægsrapport". Miljøprojekt 1124. København.
- Statens vegvesen. 1998. "Rensing av overvann fra veg". Rapport MISA 98/07.
- USEPA. 1986. "Methodology for analysis of detention basins for control of urban runoff quality." Report no. USEPA 440/5 – 87-001.

Noen øvrige Norsk Vann/NORVAR rapporter av interesse.

- Norsk Vann. VA-norm. (oppdateres jevnlig)
- Regnvannsoverløp. Rapport nr. 29, 1993.
- Veiledning i bygging og drift av drikkevannsbasseng. Rapport nr. 137 - 2004
- Trykkreduksjon – Håndbok veileder. Rapport nr. 57, 1995
- VA-hoved- og stikkledninger Sanitærinstallasjoner. Rapport nr. 80, 1997.

Noen øvrige VA/Miljø-blad av interesse.

- Blad 45 - Inntak under vann.
- Blad 46 - Utløp under vann.
- Blad 61 - Sikring mot tilbakestrømning av væske til drikkevannsledninger.
- Blad 66 - Trykkavløp. Dimensjonering og utforming.
- Blad 70 - Innløp- og utløpsarrangement ved overvannsdammer.
- Blad 75 - Utforming av overvannsdammer.
- Blad 84 - Klimaendringer og avløpssystemer.
- Blad 85 - Overvann. Valg av dimensjonerende gjentakintervall.
- Blad 92 Overflateinfiltrasjon.

Noen relevante PTV-rapporter, VAR-utvalgrrapporter og PRA-rapporter. Alle fra Norsk Teknisk Naturvitenskapelig Forskningsråds FoU-programmer (NTNF).

PRA-rapporter

- PRA 2. "Regnvannsoverløp og fordrøyningsbasseng"
- PRA 3. "Bygging og drift av dyputslipp"
- PRA 8. "Luft i utslippsledninger"
- PRA 9. "Selvrensing i avløpsrør"
- PRA 11. "Slitasje i avløpsrør"
- PRA 14. Dykket utslipp i resipient"

PTV-rapporter

- PTV 9. "Trykkstøt i VA-anlegg"
- PTV 11 "Avskjærende avløpssystemer"
- PTV 26. "Veiledning for VA-ledninger under vann"

VAR-rapporter. Prosjektrapporter

- VAR-rapport 10/88 "Overløp"
- VAR-rapport 12/84 "LOD i bratt terreng"
- VAR-rapport 20/84 "Vannforsyning til brannslukking. Behov for brannvann - Transport av brannvann i tankbiler"
- VAR-rapport 21/85 "Vannforsyning til brannslukking. Krav til og konsekvenser for vannforsyningsnettet"
- VAR-rapport 24/85 "Arealfordeling og regnhastigheter ved korttidsnedbør"
- VAR-rapport 25/85 "Hydrogensulfid i lange trykkledninger for avløpsvann"
- VAR-rapport 26/85 "Dykkerledninger for avløpsvann"
- VAR-rapport 47/86 "Naturleg sjølrensing i avløpsleidningar"
- VAR-rapport 50/86 "Sandfang i avløpsledninger fra gater og veier"
- VAR-rapport 66/87 "Trykkstøt i pumpeledninger for avløpsvann"
- VAR-rapport 69/88 "Hydraulisk dimensjonering av gatesandfang"
- VAR-rapport 72/88 "Betongavløpsledninger som fører septisk slam"
- VAR-rapport 85/88 "Bruk av permeabel asfalt ved lokal overvannshåndtering"
- VAR-rapport 87/88 "Falltap i pumpeledninger for avløpsvann – Innledende målinger"

Vedlegg 1. Definisjoner innen avløp

Forklaring på ord og uttrykk innen vannforsyning ligger i selve teksten.

Avløpsområde	Område som leder avløpsvann med selvfall eller pumping til samme punkt. De naturlige vannskiller danner som regel grensene for avrenningsområdet
Avløpsvann	Felles betegnelse for spillvann fra husholdninger, industri o.l. Omfatter også overvann som tilføres avløpsledningene. Se Forurensningsloven § 20
Avskjærende ledning	Avløpsledninger langs fjorder, vassdrag eller innsjøer i strandsonene som skal fange opp avløp fra mange tidligere direkte utslipp. Avskjærende ledninger fører som regel avløpsvannet til avløpsrensaneanlegg
Avrenningskoeffisient, maksimal (ϕ_{maks})	Forholdet mellom maksimal overvannsavrenning og midlere nedbørintensitet (omregnet til vannføring). Uttrykker hvor stor andel av nedbøren som ikke infiltrerer til undergrunnen eller fordamper
Den rasjonelle formel	Formel for beregning av overvannsavrenning. Formelen sier at vannføringen er lik regnintensiteten multiplisert med nedslagsfeltets areal og avrenningskoeffisient
Drensvann	Vann fra drensledninger som for eksempel ligger i underkant av husfundamenter
Fellesavløpssystem	Avløpsledningsnett som transporterer både spillvann fra husholdninger, næringsliv, offentlige institusjoner, drensvann fra bygningskonstruksjoner og overvann fra overflatene
Flomfrekvensanalyser	Beregninger som viser hvor ofte maksimale avrenninger og maksimale oppstuvningsnivåer oppstår i avløpssystemene
Flomsonekart	Kart som viser hvilke områder som oversvømmes ved ulike flomfrekvenser
Flomveg	Lavpunkt/-strekninger i terreng eller bebygde områder hvor vannet kan avledes på overflaten ved flom
Fordrøyning	Midlertidig lagring av overvann. Tilført vann holdes tilbake/mellomlagres i magasin e.l. ved stor avrenning for å redusere avrenningstoppene til nedenforliggende ledning, vassdrag eller område
Gjentaksintervall for regn/flom	Tidsintervall i antall år (i middel over en lengre tidsperiode) mellom regn- eller avrenningstilfeller for en gitt intensitet
Gropmagasinering	Deler av nedbøren som magasineres på overflaten og fordamper eller infiltrerer derfra

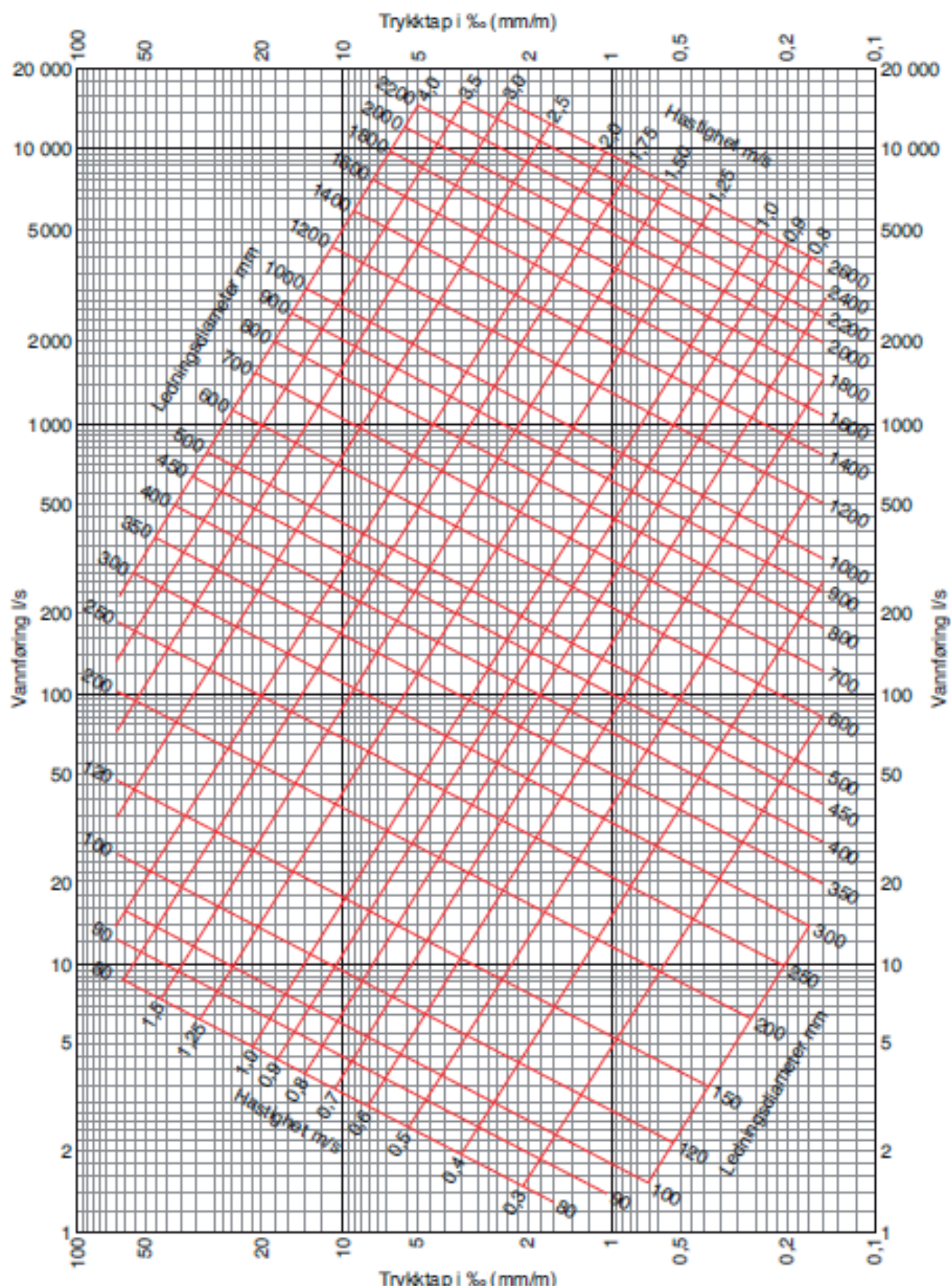
Hydraulisk kontroll	Evnen til et regnvannsoverløp til å ikke videreføre mer avløpsvann enn det som er innstilt/ønsket, og at det ikke slipper ut overløpsvann før innkommende vannføring har nådd innstilt kapasitet
Hydrogram	Vannføringen som funksjon av tiden
Hyetogram	Nedbørintensiteten som funksjon av tiden
Infiltrasjon av overvann	Nedbørvannets nedtrenging gjennom jordoverflaten
Infiltrasjonsmagasiner	Magasiner under marknivå bestående av et steinvolum, kassetter av plast eller lignende hvortil overvann ledes for så sakte å kunne infiltreres ut til grunnvannet under
IVF kurve (Intensitet-Varighet-Frekvens kurve)	Kurve som for en bestemt målestasjon viser sammenhengen mellom maksimal regnintensitet for en viss regnvarighet og et visst gjentakintervall
Kasseregn	Et tenkt regnskyll normalt utledet fra en IVF kurve med den regnvarighet og konstante regnintensitet som det valgte punktet på kurven indikerer
Kloakkstopp	Igjentetting av en spillvannsledning med partikler eller gjenstander. Skyldes normalt at ledningen ikke er selvrensende. Kloakk kan da stuve seg opp og renne inn i kjellere.
Konsentrasjonstid	Den tid det tar å konsentrere all nedbør fra de fjerneste deler av avrenningsområdet til det punkt som betraktes
Kulvert	Rør eller betongtunnel som fører overvann eller bekk under veger, jernbane eller en lignende hindring (også kalt stikkrenne)
Kumtap, hydraulisk	Energitap i vannstrømmen som oppstår ved passasje fra innløp til utløp av kummen. Kan medføre økt fare for oppstuvning i kjellere og lignende
LOD = LOH	Lokal overvannsdisponering/håndtering. Samlebetegnelse på teknikker som hindrer overvannet i å renne raskt og direkte til avløpsledninger eller vassdrag. Består i å infiltrere overvann, fordrøye i basseng/dammer eller å forsinke avrenningen på annen måte
Miljøgifter	Stoffer som i relativt lave konsentrasjoner skader miljø og helse. For eksempel tungmetaller, PAH, PCB, dioksiner, bromerte flammehemmere, m.m.]
Modellregn	Fiktivt regn som konstrueres på basis av tidligere regnstatistikk og som brukes for å analysere virkningene av et dimensjonerende regn
MOUSE	Matematisk datamaskinbasert program som kan beregne vannføringer, oppstuvninger og forurensningsutslipp fra kompliserte avløpsnett. Utviklet i Danmark. (Programmet kalles nå MIKE URBAN)

Nedbørfelt	Et avgrenset område hvorfra all nedbør renner ned til et bestemt punkt nederst i feltet. Også ofte kalt nedslagsfelt
Nedbørintensitet	Nedbørsmengde pr. tidsenhet
Nedbørsintensitetskurve	En kurve som viser nedbørens intensitet som funksjon av varigheten. Også kalt IVF-kurve
Oppstuvningsnivå, maksimal	Den maksimale høyde avløpsvannet stiger til i kummer, kjellere, etc. under sterke regn
Overløp	Utslippsarrangement i fellesavløpssystem som trer i kraft når vannføringen blir for stor som følge av for mye overvannstilførsel. Urenset avløp strømmer da direkte ut i tilstøtende vannforekomster
Oversvømmelsesfrekvens	Hyppighet for oversvømmelse/overbelastning i ledningssystemer eller andre vannveier. For ledningsanlegg oppstår oversvømmelse når vannstanden stiger til terrengoverflaten eller når tilbakestuvning i kjellere e.l. oppstår
Overvann	Nedbør og vann fra snøsmelting som renner av på overflatene
PBL	Plan- og bygningsloven
Permeable områder	Områder hvor overvannet/regnvannet kan trenge ned i grunnen. Dette kan være gressflater, grusveier, jorder og løkker uten asfalt og betong, etc.
Pluviograf	Et instrument for automatisk registrering av nedbøren som funksjon av tiden
Regnbed	Blomsterbed for infiltrasjon av overvann til grunnen. Normalt dimensjoneres regnbed slik at alt vann infiltreres innen 2 døgn
Resipient	Mottager av behandlet eller ubehandlet avløpsvann. For eksempel hav, innsjø, elv, eller jord
Rørsedimenter/røravlagringer	Partikler av mineralsk eller organisk sammensetning som bunnfeller i rør i tørrværsperioder når vannføringen er liten i rørene. Deler av dette spyles senere ut i våtværsperioder
Selvrensing	Et rørs evne til å transportere partikler. Viktig for å unngå gjentetting og rørsedimenter i tørrværsperioder
Separatavløpssystem	Avløpssystem som har to separate avledninger for spillvann og overvann. Dette skjer normalt i to separate avløpsledninger
Skjærspenning	Friksjonskraft per m ² som oppstår mellom vann og rørvegg når vann strømmer langs en ledning
Sluk	Installasjon i gater som leder vannet fra gateplan til avløpsledning. Betegnelsen sluk brukes også om utløpet fra våtrom og bad i bygninger

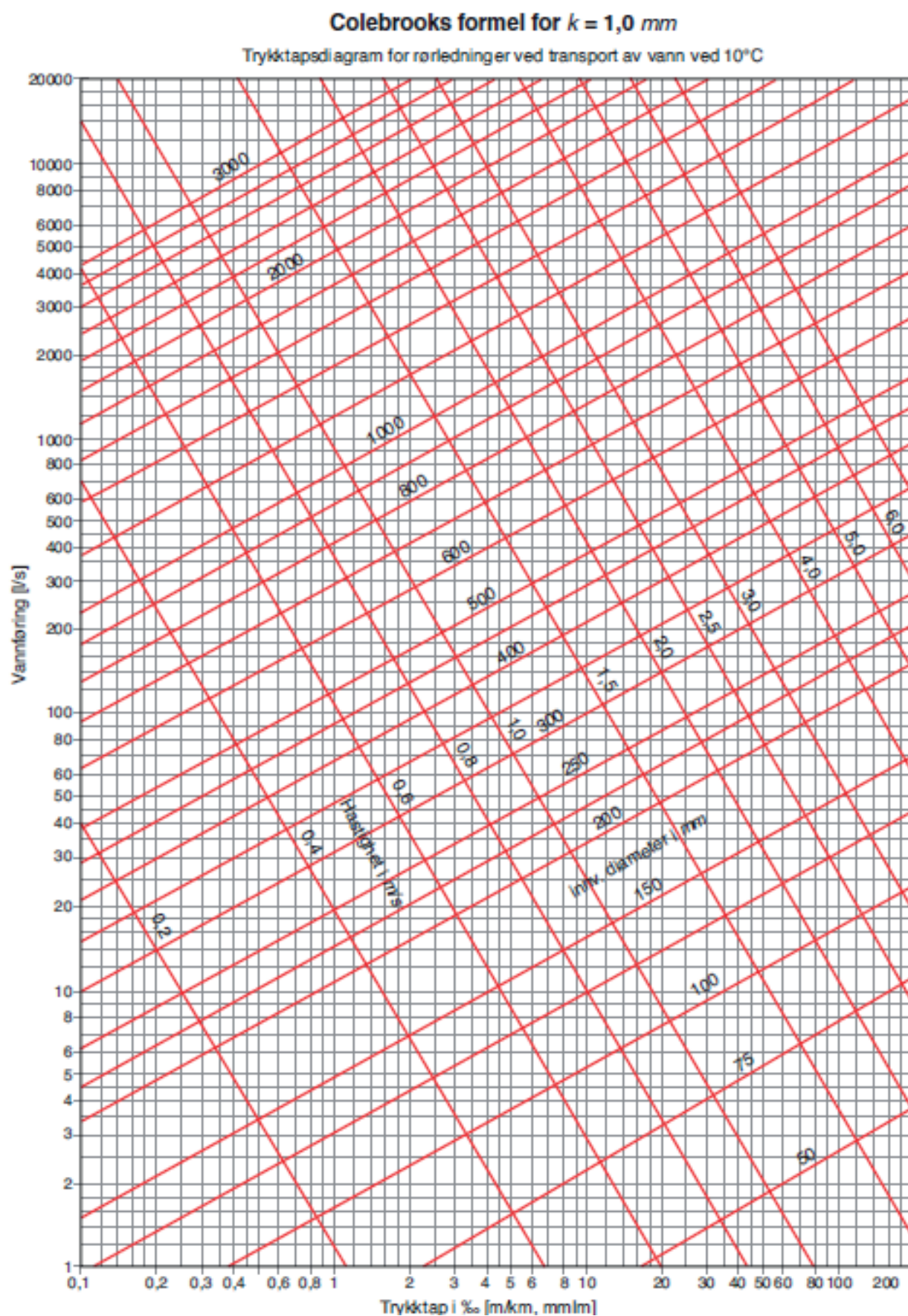
Spillvann	Avløpsvann fra husholdninger, næringsliv, offentlige institusjoner etc.
SWMM	Datamaskinbasert program som kan beregne vannføringer, oppstuvninger og forurensningsutslipp fra kompliserte avløpsnett. Utviklet i USA
Symmetriske hyetogram	Fiktivt regn som konstrueres på basis av en IVF-kurve. Regnet er som regel pyramideformet og symmetrisk om en midtakse. Ved å bruke dette får man dimensjonerende vannføringer alle steder i avløpssystemet med kun en beregning
Syntetisk modellregn	Et konstruert regn som brukes til å dimensjonere avløpsanlegg
Tette flater	Flater med tett dekke som asfalterte veier, parkeringsplasser, hustak etc.
Tilrenningstid	Den tiden det tar for en vandrdråpe å renne fra ytterste punkt i et felt til nærmeste ledningsinntak eller sluk i delfeltet
Trykkavløpssystem	Avløpssystem hvor pumper er nødvendig for å få frem avløpet. Ledningene står da under trykk inntil selvfølgelig ledninger igjen er mulig.
Trykklinje	Trykklinjen forbinder nivåer som en fri vannoverflate stiger til inne i tenkte påsatte stigerør på en vannledning
Våtværsperioder	Perioder med nedbør eller snøsmelting som gir avrenning
Åpne overvannsløsninger	Håndtering av overvann med LOD-løsninger eller med åpne vannveier og dammer

Vedlegg 2. Nomogrammer

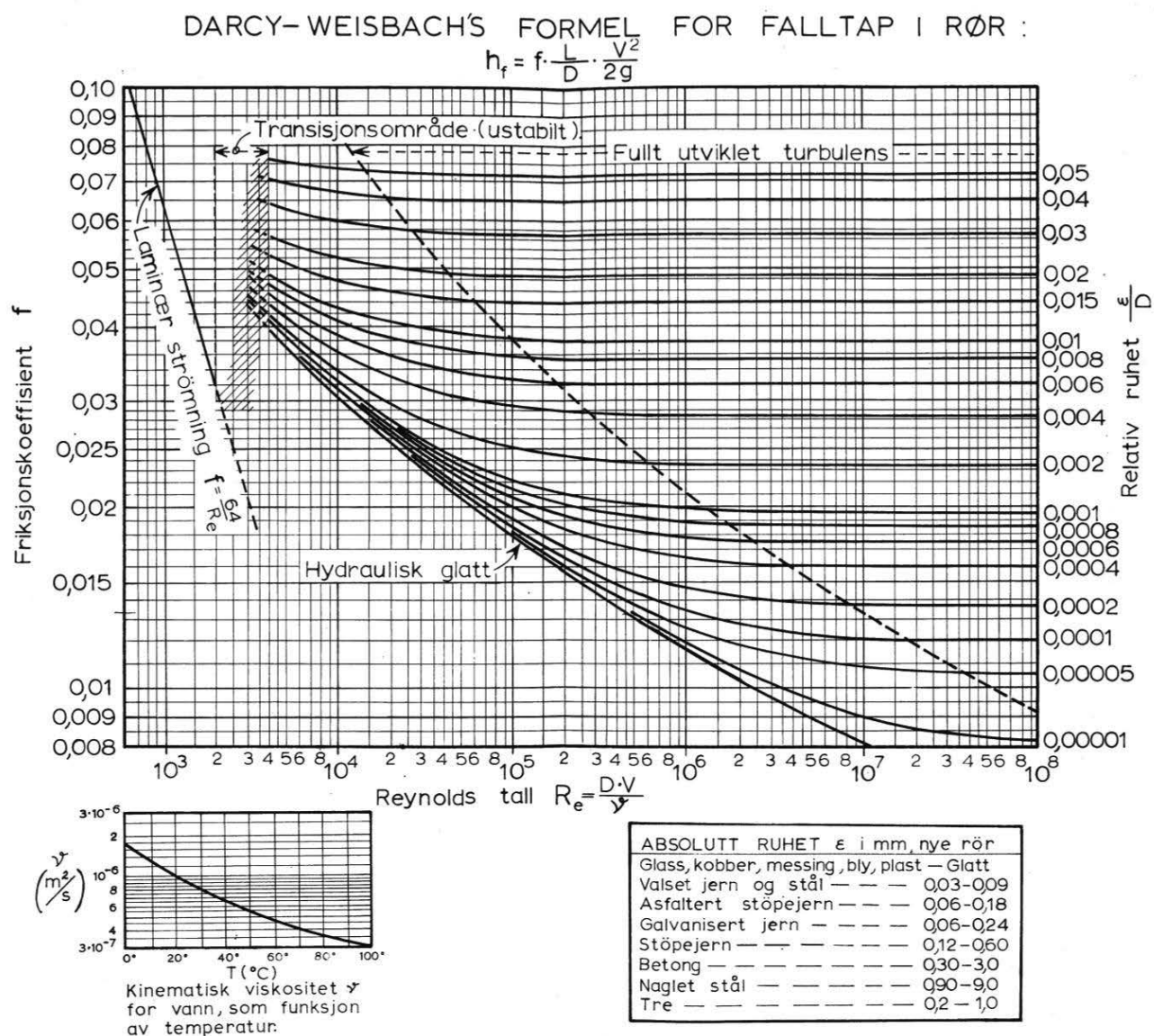
Kapasitet i ledninger med rørruhet $k = 0,5 \text{ mm}$



Kapasitet i ledninger med rørruhet $k = 1,0 \text{ mm}$



Moodys diagram

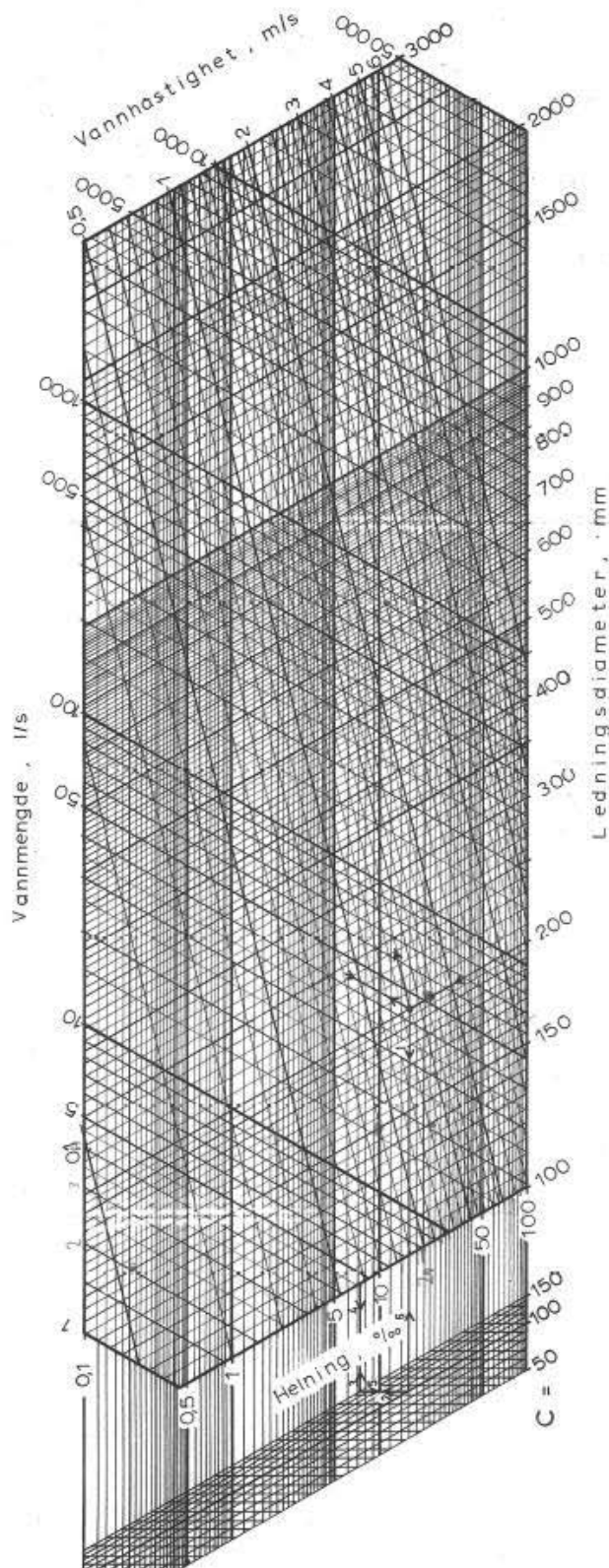


Eksempel på bruk av Darcy-Weisbachs formel og Moodys diagram er vist under 5.1.2 på side 28-29.

Diagram Hazen Williams formel

HAZEN-WILLIAMS FORMEL $Q(l/s) = 6,67 \cdot C \cdot D(m)^{2,63} \cdot J^{0,54}$

FRAMSTILT FOR C=100



RÖRMATERIELL

	C
Nye asfalterte støpejernrør	120 - 130
Støpejernrør etter 50 års bruk	80 - 90
günstige forhold	30 - 40
ugünstige forhold	130 - 140
Asbestementrør	100 - 110
Betongrør (Kloakkrør)	140 - 145
Borna- og Premorør	140 - 150
Glaserte leirrør, nye	100 - 110
gamle (kloakkrør)	120 - 130
Treerør (høvlet)	120 - 130
Plastikkrør	150

Eks.1: D=200mm og Q=44 1/s. Finn v.
): $v=1,4 m/s$ (direkte).

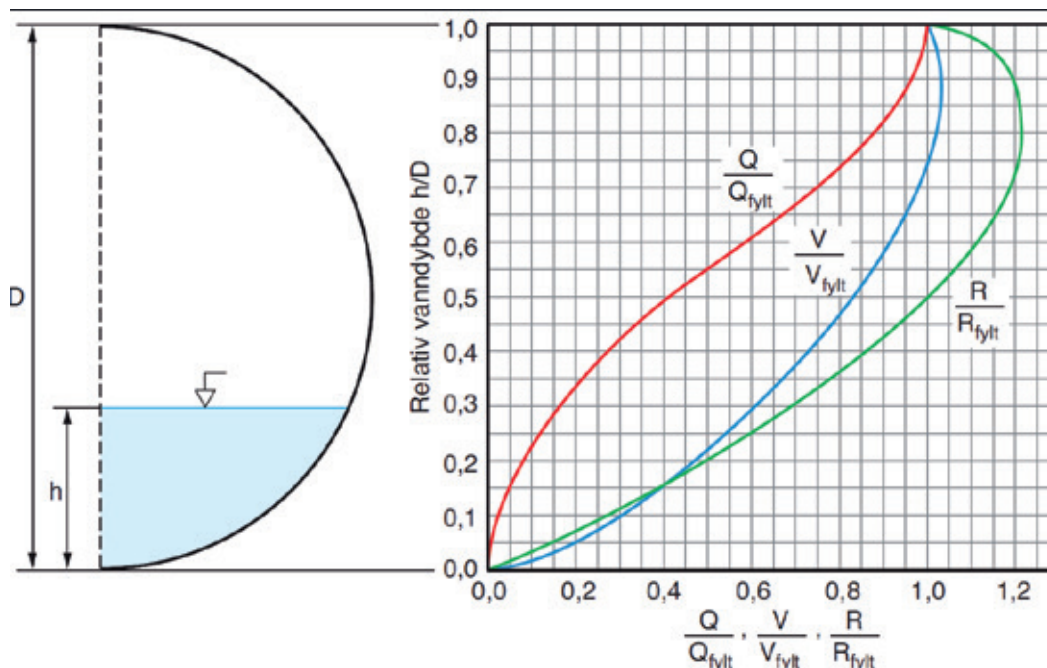
Eks.2: D=200mm, Q=44 1/s og C=150. Finn J.
): $J=72‰$ (pilene 1,2 og 3).

Eks.3: D=200mm, $J=72‰$ og C=150. Finn Q.
): $Q=44 1/s$ (pilene 4,5 og 6).

Det samme gjelder når Q og D bytter plass.

Eks.4: D=200mm, Q=44 1/s og $J=72‰$. Finn C.
): C=150 (pilene 1,2 og 4).

Delfyllingskurve for et sirkulært rørtverrsnitt.



Kurvene er tegnet opp etter formelen : Q/Q_{fylt}

Kurvene for Q og V angir de empiriske/effektive verdiene.

Eksempel på bruk:

Man ønsker å finne vannhøyden, h , i et tverrsnitt for en vannføring Q .

Man må da først finne hvor mye røret kan frakte ved helt fullt rør, Q_{fylt} .

Deretter beregnes Q/Q_{fylt} .

Med dette tallet går man inn på horisontalaksen i figuren og vertikalt opp til S -kurven som er merket Q/Q_{fylt} . Videre går man horisontalt til venstre og finner verdien for h/D på den vertikale aksene. Vannstanden over bunnen, h , blir da verdien for h/D multiplisert med diameter, D .

(Den viste vannføringen, $h/D = 0,3$, tilsvarer $Q/Q_{fylt} = 0,17$, eller $V/V_{fylt} = 0,61$.)

Utgitte Norsk Vann Rapporter

(Tidligere kalt NORVAR-rapporter)

20. Slambehandling og -disponering ved større kloakkrenseanlegg. Sluttrapport
- 20a. Slambehandling og -disponering ved større kloakkrenseanlegg. Aerob og anaerob behandling
- 20b. Slambehandling og -disponering ved større kloakkrenseanlegg. Kalking. Kompostering
- 20c. Slambehandling og -disponering ved større kloakkrenseanlegg. Slamavvanning
- 20d. Slambehandling og -disponering ved større kloakkrenseanlegg. Termisk behandling av kloakkslam
21. NORVAR's årsberetning 1991
22. EDB i VAR-teknikken. Fase 1 - kravspesifikasjoner m.m. Status-beskrivelse og forslag til videre arbeid (*Utgått*)
- 23a. Internkontroll for VA-anlegg. Mal for internkontroll-håndbok for VA-anlegg.
- 23b. Internkontroll for VA-anlegg. Internkontrollhåndbok for avløpsanlegg. Eksempel fra Fredrikstad og omegn avløpsanlegg
- 23c. Internkontroll for VA-anlegg. Internkontrollhåndbok for vannverk. Eksempel fra Vansjø vannverk
- 23d. Aktivitetsstyrende håndbok for VA-anlegg. Informasjon, avvik og tiltak, verne- og sikkerhetsarbeid, opplæring
- 23e. Aktivitetsstyrende håndbok for VA-anlegg. HMS ved vannbehandlingsanlegg
- 23f. Aktivitetsstyrende håndbok for VA-anlegg. HMS ved avløpsrenseanlegg
- 23g. Interkontroll for VA-anlegg. Eksempel på driftsinstruks Oltedalen kloakkrenseanlegg
- 23h. Internkontroll for VA-anlegg. Eksempel på driftsinstruks Smøla vannverk
- 23i. Internkontroll for VA-anlegg. Internkontroll for VA-transportsystemet. Eksempel fra Nedre Eiker kommune
24. NRV-prosjekt. Korrosjonskontroll ved vannbehandling med mikronisert marmor
25. Mal for prosessoppfølging av anlegg for stabilisering og hygienisering av slam
26. Installering av gassmotor for strømproduksjon ved renseanlegg
27. Mottak og behandling av avvannet råslam ved renseanlegg som hygieniserer og stabiliserer slam i væskeform
28. Slam på grøntarealer. Erfaringer fra et demonstrasjonsprosjekt
29. Regnvannsoverløp
30. Utvikling og uttesting av datasystem for informasjonsflyt i VA-sektoren (*Utgått*)
31. PRO-VA, Brukerklubb for prosess-styresystemer, drift- og fjernkontroll for VA-anlegg. Oversikt pr.1993. Leverandører, produkter, konsulenter (*Utgått*)
32. Bruk av statiske metoder (kjemometri) for å finne sammenhenger i analyseresultater for avløpsvann
33. Evaluering av enkle rensemetoder. Slamavskillere
34. Evaluering av enkle rensemetoder. Siler/finrister
35. Kravspesifikasjon og kontrollprogram for VA-kjemikalier (*Utgått*)
36. Filter som hygienisk barriere
37. EU/EØS, konsekvenser for Norges vannforsyning
38. NORVAR-prosjekter 1992/93 (*Utgått*)
39. Implementering av EDB-basert vedlikeholdssystem. Erfaringer fra referanseprosjekt knyttet til pilot-prosjekt ved Bekkelaget renseanlegg (*Utgått*)
40. Driftsassistanser for avløp. Utredning om rolle og funksjon fremover
41. Metri-tel. Kommunikasjonsmedium for VA-installasjoner. Erfaringer fra prøveprosjekt i Sandefjord kommune (*Utgått*)
42. Industriavløp til kommunalt nett. Evaluering av utførte industrikartleggingsprosjekt.
43. Korrosjonskontroll ved Hamar vannverk
44. Slam på grøntarealer. Erfaringer fra et demonstrasjonsprosjekt. Vekstsesongen 1994
45. Forsøk med forfelling og felling i 2 trinn med polyaluminium-klorid høsten 1993 Kartlegging av slam- slamvannsstrømmer med og uten forfelling 1993-94
46. Renovering av avløpsledninger. Retningslinjer for dokumentasjon og kvalitetskontroll
47. Strategidokument for industrikontroll
48. NORVAR og miljøteknologi. Forprosjekt
49. Grunnundersøkelser for infiltrasjon - små avløpsanlegg. Forundersøkelse, områdebefaring og detaljundersøkelse ved planlegging og separate avløpsanlegg (*Erstattet av 178/10*)
50. Rørinspeksjon i avløpsledninger. Rapporteringshåndbok (*Erstattet av 145/05*)
51. Slambehandling
52. Bruk av slam i jordbruket
53. Bruk av slam på grøntarealer
54. Rørinspeksjon av avløpsledninger. Veileder (*Erstattet av 145/05*)
55. Vannbehandling og innvendig korrosjonskontroll i vannledninger
56. Vannforsyning til næringsmiddelindustrien. Krav til kvalitet. Vannverkenes erstatningsansvar ved svikt i vannleveransen
57. Trykkreduksjon. Håndbok og veileder
58. Karbonatisering på alkaliske filter
59. Veileder ved utarbeidelse av prosessgarantier
60. Avløp fra bilvaskeanlegg til kommunalt renseanlegg
61. Veileder i planlegging av fornyelse av vannledningsnett
62. Veileder i planlegging av spyling og pluggkjøring av vannledningsnett
63. Mal for godkjenning av vannverk
64. Driftserfaringer fra anlegg for stabilisering og hygienisering av slam i Norge
65. Forslag til veileder for fettavskillere til kommunalt avløpsnett
66. EØS-regelverket brukt på anskaffelser i VA-sektoren
67. Filter som hygienisk barriere - fase 3
68. Korrosjonskontroll ved Stange vannverk
69. Evaluering av enkle rensemetoder, fase 2. Siler/finrister
70. Evaluering av enkle rensemetoder, fase 2. Store slamavskillere samt underlag for veileder
71. Evaluering av enkle rensemetoder, fase 3. Veileder for valg av rensemetode ved utslipp til gode sjøresipienter
72. Utviklingstrekk og utfordringer innen VA-teknikken. Sammenstilling av resultatet fra arbeidet i NORVARs gruppe for langtidsplanlegging i VA-sektoren
73. Etablering av NORVARs VA-infotorg. Bruk av internett som kommunikasjonsverktøy (*Utgått*)
74. Informasjon fra NORVARs faggruppe for EDB og IT. Spesialrapport - 5. Utgave Beskrivelse av 34 EDB-programmer/Moduler for bruk i VA-teknikken (*Erstattet av 133/03*)
75. NORVARs faggruppe for EDB og IT. IT-strategi i VA-sektoren. (*Erstattet av 133/03*)
76. Dataflyt-klassifisering av avløpsledninger. (*Erstattet av 150/07*)
77. Alternative områder for bruk av slam utenom jordbruket. Forprosjekt
78. Alternative behandlingsmetoder for fettslam fra fettavskillere
79. Informasjonssystem fordrikkevann, forprosjekt
80. Sjekkliste/veiledninger for prosjektering og utførelse av VA-hoved og stikkledninger - sanitærinstallasjoner
81. Veileder. Kontrahering av VA-tekniske prosessanlegg i totalentreprise
82. Veileder for prøvetaking av avløpsvann
83. Rørinspeksjon med videokamera. Veiledning/rapportering (*Erstattet av 145/05*)
84. Forfall og fornyelse av ledningsnett
85. Effektiv partikkelseparasjon innen avløpsteknikken
86. Behandling og disponering av vannverksslam. Forprosjekt
87. Kalsiumkarbonatfilter for korrosjonskontroll. Utprøving av forskjellige marmormasser
88. Vannglass som korrosjonsinhibitor. Resultater fra pilotforsøk i Orkdal kommune
89. VA-ledningsanlegg etter revidert plan- og bygningslov
90. Actiflo-prosjektet ved Flesland ra
91. Vurdering av "slamfabrikk" for Østfold
92. Informasjon om VA-sektoren - forprosjekt
93. Videreutvikling av NORVAR. Resultatet av strategisk prosess 1997/98
94. Nettverksamarbeid mellom NORVAR, driftsassistanser og kommuner
95. Veileder for valg av riktige sensorer og måleutstyr i VA-teknikken (*Erstattet av 192/12*)
96. Rist- og silgods - karakterisering, behandlings- og disponeringsløsninger
97. Slamforbrenning (VA-forsk 1999-11). (Samarbeidsprosjekt med VAV)
98. Kvalitetssystemer for VA-ledninger. Mal for prosessen for å komme fram til kvalitetssystem som tilfredsstiller kravene i revidert plan- og bygningslov
99. Veiledning i dokumentasjon av utslipp
100. Kvalitet, service og pris på kommunale vann- og avløpstjenester
101. Status og strategi for VA-opplæringen
102. Oppsummering av resultater og erfaringer fra forsøk og drift av nitrogenfjerning ved norske avløpsrenseanlegg
103. Returstrømmer i renseanlegg. Karakterisering og håndtering
104. Nordisk konferanse om nitrogenfjerning og biologisk fosforfjerning 1999
105. Sjekkliste plan- og byggeprosess for silanlegg

106. Effektiv bruk av driftsinformasjon på renseanlegg/mal for rapportering
 107. Utslipp fra mindre avløpsanlegg. Teknisk veiledning. Foreløpig utgave
 108. Data for dokumentasjon av VA-sektorens infrastruktur og resultater
 109. Resultatindikatorer som styringsverktøy for VA-ledelsen
 110. Veileder i konkurranseutsetting. Avtaler for drift og vedlikehold av VA-anlegg
 111. Eksempel på driftsinstruks for silanlegg. Cap Clara i Molde kommune
 112. Erfaringer med nye renseløsninger for mindre utslipp
 113. Nødvendig kompetanse for drift av avløpsrenseanlegg. Læreplan for driftsoperatør avløp
 114. Nødvendig kompetanse for drift av vannbehandlingsanlegg. Læreplan for driftsoperatør vann
 115. Pumping av avløpsslam. Pumpetyper, erfaringer og tikk
 116. Scenarier for VA-sektoren år 2010
 117. VA-juss. Etablering og drift av vann- og avløpsverk sett fra juridisk synsvinkel (*Erstattet av 134/03*)
 118. Veiledning for kontrahering av rådgivnings- og prosjekteringstjenester innen VAR- teknikk (*Erstattet av 138/04*)
 119. Omstruktureringer i VA-sektoren i Norge En kartlegging og sammenstilling
 120. Strategi for norske vann- og avløpsverk. Rapport fra strategiprosess 2000/2001
 121. Kjøkkenavfallskverner for håndtering av matavfall. Erfaringer og vurderinger
 122. Prosessen ved utarbeidelse av miljømål for vannforekomster. Erfaringer og råd fra noen kommuner
 123. Utslipp fra mindre avløpsanlegg. Veiledning for utarbeidelse av lokale forskrifter
 124. Nødvendig kompetanse for legging av VA-ledninger. Læreplan for ADK 1
 125. Mal for forenklet VA-norm
 126. Organisering og effektivisering av VA-sektoren. En mulighetsstudie
 127. Vassdragsforbund for Mjøsa og tilløpselvene - en samarbeidsmodell
 128. Bruk av resultatindikatorer og benchmarking i effektivitetsmåling av kommunale VA-virksomheter. Erfaringer og anbefalinger fra et prøveprosjekt
 129. Røriinspeksjon med videokamera. Veiledning/rapportering hovedledninger
 130. Gjenanskaffelseskostnadene for norske VA-anlegg
 131. Effektivisering av avløpssektoren
 132. Forslag til nytt system for prosjektvirksomheten i NORVAR
 133. IT-strategi for VA-sektoren. Veiledning
 134. VA-JUS. Etablering og drift av vann- og avløpsverk sett fra juridisk synsvinkel (*Oppdateres årlig på www.norskvann.no*)
 135. Vannledningsrør i Norge. Historisk utvikling. 26 dimensjonstabeller
 136. Hygienisk barrierer og kritiske punkter i vannforsyningen: Hva har gått galt?
 137. Veiledning i bygging og drift av drikkevannsbasseng (*erstattet av 181/2011*)
 138. Veiledning for kontrahering av rådgivnings- og prosjekteringstjenester innen VAR-teknikk. Revidert utgave
 139. Erfaringar med klorering og UV-stråling av drikkevann
 140. NORVARs videre arbeid med slam. Strategisk plan for prosjektvirksomhet, informasjon og kommunikasjon. Forprosjekt
 141. Trenger Norge en VA-lov? Drøfting av behovet for en egen sektorlov for vann og avløp
 142. NORVARs benchmarkingsprosjekt 2004 Presentasjon av målesystem og resultater for 2003 ed analyse av datamaterialet
 143. Kartlegging av mulig helserisiko for abonnenter berørt av trykkløs vannledning ved arbeid på ledningsnett
 144. Veiledning i overvannshåndtering (*Erstattet av 162/08*)
 145. Inspeksjonsmanual for avløpssystemer. Del 1 – Ledninger
 146. Bærekraftig vedlikehold. Betrakninger av utvalgte problemstillinger knyttet til langsiktig forvaltning av vannledningsnett
 147. Optimal desinfeksjonspraksis for drikkevann
 148. Veiledning i utarbeidelse av prøvetakingsprogrammer for drikkevann
 149. Tilførsel av industrielt avløpsvann til kommunalt nett. Veiledning
 150. Dataflyt – Klassifisering av avløpsledninger
 151. Veiledning for vedlikeholdssystemer (FDV)
 152. Veiledning for anskaffelse av driftskontrollsystemer i VA-sektoren
 153. Norm for symboler i driftskontrollsystemer for VA-sektoren
 154. Norm for tagkoding i VA-anlegg
 155. Norm for merking og FDV-dokumentasjon i VA-sektoren
 156. Veiledning for oljeutskilleranlegg
 157. Organiske miljøgifter i norsk avløpsslam. Resultater fra undersøkelsen i 2006/07
 158. Termoplastrør i Norge – før og nå
 159. Håndbok i kildeopsporing i avløpssystemet
 160. Driftserfaringer med membranfiltrering
 161. Helsemessig sikkert vannledningsnett
 162. Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering
 163. Veiledning for innhenting og evaluering av tilbud på analyseoppdrag
 164. Veiledning for UV-desinfeksjon av drikkevann
 165. Innsamlingsverktøy for vedlikeholdsdata
 166. Tiltak for å bedre fosforfjerningen på kjemiske renseanlegg
 167. Veiledning for kjøp av VA-kjemikalier
 168. Veiledning for dimensjonering av avløpsrenseanlegg
 169. Optimal desinfeksjonspraksis fase 2
 170. Veileder til god desinfeksjonspraksis
 171. Erfaringer med lekkasjekontroll
 172. Trykktap i avløpsnett
 173. Veiledning for bruk av støpejernsrør
 174. Hygienisering av avløpsslam. Langtidslagring og enkel rankekompostering. Resultater fra 3 års valideringstesting
 175. Vann og avløp for nye i bransjen – læreplan E-læring og samlinger
 176. Statlige gebyrer og avgifter på de kommunale VAR-tjenestene
 177. Drikkevannskvalitet og kommende utfordringer – problemoversikt og status
 178. Grunnundersøkelser for infiltrasjon – mindre avløpsanlegg
 179. Veiledning i utarbeidelse av kommunale gebyrforskrifter for vann og avløp
 180. Fjernavlesning av vannmålere
 181. Veiledning i bygging og drift av drikkevannsbasseng
 182. Prøvetaking av avløpsvann og slam
 183. Veiledning om regulering av VA-tjenester til næringsmiddelindustri
 184. Tilsyn med utslipp fra avløpsanlegg innen kommunens myndighetsområde
 185. Fett i avløpsnett. Kartlegging og tiltaksforslag
 186. Veiledning i omorganisering av andelsvannverk til samvirkeforetak
 187. Kommunal overtakelse av vannverk organisert som andelslag eller samvirkeforetak
 188. Veiledning for drift av koaguleringsanlegg
 189. Håndbok for driftsoptimalisering av koaguleringsanlegg
 190. Klimatilpasningstiltak innen vann og avløp i kommunale planer
 191. Rettigheter til uttak av vann til allmenn vannforsyning
 192. Veiledning for valg av riktige sensorer og måleutstyr i VA-teknikken
 193. Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem
- Rapportserie B:
- B1: Effektive VA-organisasjoner og tilfredse brukere. Forprosjekt
 - B2: PressurePuls for deteksjon av lekkasje på vannledninger.
 - B3: Kvalitetsheving av nye VA-ledningsanlegg. Kartlegging og tiltaksforslag
 - B4: Vannkvalitet i ledningsnett – Problemoversikt og status. Forprosjekt.
 - B5: Utslipp fra bilvaskehaller
 - B6: Kommunikasjonsstrategi for NORVAR og norske vann og avløpsverk
 - B7: Sandnesmodellen. Eksempel på system for kommunikasjon og virksomhetsstyring
 - B8: Forprosjekt energinettverk i VA-sektoren
 - B9: Utvikling av et system for spørreundersøkelser blant VA-kundene
 - B10: Vannkilden som hygienisk barriere
 - B11: Økonomiske forhold i interkommunalt VA-samarbeid – praksis og kjøreregler
 - B12: Drikkevann i media
 - B13: Silslam – mengder, behandlingsløsninger og bruksområder. Forprosjekt.
 - B14: Klimatilpasningstiltak i VA-sektoren - forprosjekt
 - B15: Vannforskriftens økonomiske konsekvenser for kommunesektoren og avløpsanleggene
 - B16: Veiledning for kartlegging av energibruk VA-sektoren
- Rapportserie C:
- C1: Sårbarhet i vannforsyningen
 - C2: Stoff for stoff – kilde for kilde. Kvikksølv i avløpsnett
 - C3: Samarbeid om økt bruk av avløpsslam på grøntarealer
 - C4: Effekter av bruk av matavfallskverner på ledningsnett, renseanlegg og avfallsbehandling
 - C5: Økt sikkerhet og beredskap i vannforsyningen - veiledning
 - C6: I veien for hverandre - Samordning av rør og kabler i veigrunnen
 - C7: Forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet
- De mest aktuelle rapportene ligger som PDF-filer på www.norskvann.no**



- Norsk Vann er en ikke-kommersiell interesseorganisasjon for vann- og avløpssektoren (VA-sektoren). Organisasjonen skal bidra til å oppfylle visjonen om rent vann ved å sikre VA-sektoren funksjonelle rammevilkår og legge til rette for kunnskapsutvikling og kunnskapsdeling.
- Norsk Vann eies av norske kommuner, kommunalt eide VA-selskaper, kommunenes driftsassistanser for VA og noen private andelsvannverk. Norsk Vann representerer ca 360 kommuner med over 95 % av landets innbyggere. Virksomheten finansieres i hovedsak gjennom kontingenter fra medlemmene.
- Norsk Vann styres av eierne gjennom årsmøtet og av et styre sammensatt av representanter fra eierne.

- I Norsk Vanns prosjektsystem gjennomføres hvert år prosjekter for ca. 6 mill. kroner
- Det er praktiske og aktuelle spørsmål innenfor vann- og avløp som utredes
- Deltakerne foreslår prosjekter, styrer gjennomføringen og får full tilgang til alle resultater

