

Vassdragshåndboka

— |

| —

— |

| —

Vassdragshåndboka

Håndbok i vassdragsteknikk

Redigert av

Tharan Fergus, Knut Aune Hoseth og Einar Sæterbø

 tapir akademisk forlag

© Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2010

ISBN 978-82-519-2425-2

1. utgave 1998

Det må ikke kopieres fra denne boka ut over det som er tillatt etter bestemmelser i lov om opphavsrett til åndsverk, og avtaler om kopiering inngått med Kopinor. Dette gjelder også filer, kode eller annen gjengivelse tilknyttet e-bok.

Grafisk formgivning: Bjørg Daugstad Wik, Tapir Akademisk Forlag

Omslag og illustrasjoner: Rune Stubrud, NVE

Papir: 90 G-print

Trykk og innbinding: 07 Gruppen AS

Forsidebilde: Jomar Bergheim, NVE

Utgivelsen er støttet av NVE

Tapir Akademisk Forlag har som målsetting å bidra til å utvikle gode læremidler og alle typer faglitteratur. Vi representerer et bredt fagspekter, og vi samarbeider med forfattere og fagmiljøer over hele landet. Våre viktigste produktområder er:

- *Fagbøker*
- *Vitenskapelige publikasjoner*
- *Sakprosa*

Vi bruker miljøsertifiserte trykkerier.

Tapir Akademisk Forlag

P.B. 2461 Sluppen

7005 TRONDHEIM

Tlf.: 73 59 32 10

E-post: post@tapirforlag.no

www.tapirforlag.no

Forlagsredaktør: Lasse Postmyr (lasse.postmyr@tapirforlag.no)

Forord

Første utgave av vassdragshåndboka kom ut i 1998. I forordet trakk daværende vassdrags- og energidirektør Erling Diesen opp NVEs historie fra opprettelsen av Canaldirectionen i København i 1804 fram til dagens norske vassdragsforvaltning med Norges vassdrags- og energidirektorat som sentralt organ. Bakgrunnen og forhistorien til Vassdragshåndboka finnes i fagmiljøet som arbeider med flomsikring og som alltid har vært en viktig del av NVEs ansvarsområde. Teknikk og miljø er framtrepende fagområder i boka.

Siden første utgave av vassdragshåndboka er ny vannressurslov, ny vannforskrift etter EUs vanndirektiv og ny planlov vedtatt. NVE har videre fått det nasjonale ansvaret for statlige oppgaver knyttet til forebygging av skredulykker. Også andre faktorer som har betydning for vassdragsforvaltningen er under utvikling. Fagstoff, retningslinjer og veiledere publiseres i økende grad på nettet. Allerede ved utgivelsen av første utgave så en for seg at det ville komme en revidert utgave av boka om noen år.

Sikkerhet og miljø er viktige arbeidsoppgaver for NVE. Mye av arbeidet utføres ved regionkontorene. Gjennom farekartlegging, arealplanoppfølging og sikringstiltak bruker samfunnet årlig store ressurser på å sikre bosetning, infrastruktur og miljø i flom- og skredutsatte områder. Boka skal bidra til at disse ressursene anvendes på en økonomisk, ressursmessig og miljømessig god måte, basert på den beste kunnskap som finnes.

Målgruppen for den reviderte utgaven av vassdragshåndboka er planleggere, saksbehandlere og anleggspersonale som er involvert i vassdragsfaglig virksomhet. I tillegg vil boka tjene som referanse og oppslagsverk for kommuner, statlige etater, konsulenter mv. I likhet med første utgave bør boka finne

anvendelse ved høyskoler og universitet. Vi ser med glede at det også finnes interesse for boka og stoffet ute i allmennheten.

Også revidert utgave av vassdragshåndboka bygger på mange fagfolks innsats, både ansatte i NVE og personer fra andre miljøer og institusjoner med aktuell kunnskap og erfaring. Mye stoff er tatt med fra den gamle utgaven, men viktige områder som klimaendringer og skred har naturlig fått noe større plass i den nye boka. FNs klimapanelers siste scenarioer for klimaendringer gir problemstillinger som framtidens vassdragsforvaltning må ta hensyn til. Bokas omtale av skred er tilpasset vassdragsstoffet med vekt på skred som er knyttet til flom, erosjon og massetransport i vassdrag. Arbeidet med koordinering og utforming av den reviderte boka er utført av en prosjektgruppe bestående av Tharan Fergus, Knut Aune Hoseth og Einar Sæterbø. Alle figurene i boka er revidert og gitt enhetlig og ny grafisk utforming av Rune Stubrud. Ansvaret for det endelige produkt deles med en styringsgruppe som har bestått av Haavard Østhagen og Steinar Schanche.



Agnar Aas

vassdrags- og energidirektør

Innhold

| | |
|--|----|
| 1. Vassdrag og vassdragsforvaltning | 15 |
| Innledning | 17 |
| 1.1 Vassdragsnatur | 19 |
| 1.2 Klima og klimaendringer | 20 |
| 1.3 Forebygging av skader fra flom, erosjon og skred | 23 |
| 1.4 Inngrep i vassdrag | 26 |
| 1.5 Vern av vassdrag | 27 |
| 1.6 Lover og regler for inngrep i og bruk av vassdrag | 28 |
| 2. Hydrologi | 31 |
| Innledning | 33 |
| 2.1 Nedbør og avløp | 33 |
| 2.1.1 Nedbør og nedbørsmåling | 33 |
| 2.1.2 Avløp og avløpsdata | 34 |
| 2.1.3 Måling av vannstand, beregning av vannføring | 38 |
| 2.2 Flomberegning | 40 |
| 2.2.1 Gjentakintervall | 40 |
| 2.2.2 Generelt om flom | 41 |
| 2.2.3 Generelt om flomberegninger | 43 |
| 2.2.4 Flomfrekvensanalyse | 45 |
| 2.2.5 Regionale flomformler, estimat av flomstørrelser i felt uten målinger | 48 |
| 2.2.6 Kulminasjonsverdier | 50 |
| 2.2.7 Nedbør/avløpsmodell (PQRUT) | 51 |
| 2.2.8 Den rasjonale formel | 52 |
| 2.3 Flomvarsling og flomberedskap | 53 |
| 2.3.1 Flomprognoser og flomscenarier | 55 |

| | | |
|----------|---|-----|
| 3 | Is i vassdrag | 59 |
| | Innledning | 61 |
| 3.1 | Tetthet og temperatur for vann og is | 62 |
| 3.2 | Is på innsjøer | 63 |
| 3.3 | Is på elver | 65 |
| 3.4 | Svellis | 73 |
| 3.5 | Endringer i isforholdene ved kraftutbygging | 74 |
| 3.5.1 | Varierende vannstand i magasiner | 74 |
| 3.5.2 | Endring i gjennomstrømming | 75 |
| 3.5.3 | Elvestrekninger med redusert vannføring | 76 |
| 3.5.4 | Elvestrekninger med økt vannføring | 77 |
| 3.5.5 | Småkraftverk | 77 |
| 3.6 | Tiltak mot isproblemer | 78 |
| 3.6.1 | Framskynde islegging | 78 |
| 3.6.2 | Hva kan gjøres for å løse sammenskjøvne ismasser | 78 |
| 3.6.3 | Kanalisering og opprensning | 81 |
| 3.6.4 | Terskler | 84 |
| 3.6.5 | Framskynde smelting ved å strø med sand og grus | 84 |
| 3.7 | Belastning fra is | 86 |
| 3.7.1 | Iskrefter på flom- og erosjonssikringsanlegg av stein | 87 |
| 3.7.2 | Dynamiske iskrefter på konstruksjoner | 89 |
| 3.7.3 | Sarr, bunnis og svellis på konstruksjoner | 90 |
| 3.7.4 | Fastfrysing og termiske iskrefter | 91 |
| 3.8 | Transport på is | 92 |
| 3.8.1 | Generelt om transport på snø- og isveier | 92 |
| 3.8.2 | Isbruer og isens bæreevne | 93 |
| 4 | Vassdragshydraulikk | 97 |
| | Innledning | 99 |
| 4.1 | Hovedtrekk ved frispeilstrømning | 100 |
| 4.1.1 | Betingelser for strømning | 100 |
| 4.1.2 | Strømning med varierende vannspeil | 101 |
| 4.2 | Kontinuitetsprinsippet | 102 |
| 4.3 | Forskjellige typer strømning | 103 |
| 4.3.1 | Stasjonær og ikke-stasjonær strømning | 103 |
| 4.3.2 | Uniform og ikke-uniform strømning | 104 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.3.3 | Rolig og strykende strømning | 105 |
| 4.3.4 | Turbulent og laminær strømning | 106 |
| 4.4 | Kraftbalansen | 106 |
| 4.4.1 | Kort oversikt | 106 |
| 4.4.2 | Beregning av skjærkraft mellom vannet og bunnen | 107 |
| 4.4.3 | Vannstandssprang | 108 |
| 4.5 | Energibalansen | 111 |
| 4.5.1 | Bernoullis formel | 111 |
| 4.5.2 | Spesifikk energi og kritisk strømning | 112 |
| 4.5.3 | Vertikal trykkfordeling | 112 |
| 4.5.4 | Friksjonsfri strømning | 114 |
| 4.5.5 | Energibalansen med friksjon | 116 |
| 4.5.6 | Beregning av friksjonstapet h_f | 117 |
| 4.5.7 | Lokale falltap | 119 |
| 4.5.8 | Tverrsnitt med sammensatt ruhet | 124 |
| 4.6 | Strømning under vekslende forhold | 127 |
| 4.6.1 | Kritisk strømning | 127 |
| 4.6.2 | Over- og underkritisk strømning | 128 |
| 4.6.3 | Virkning av lokale energitap | 133 |
| 4.6.4 | Hydraulisk kontroll | 133 |
| 4.7 | Overløp, terskler | 134 |
| 4.7.1 | Fritt overløp | 134 |
| 4.7.2 | Forskjellige overløp | 135 |
| 4.7.3 | Sidekontraksjon | 137 |
| 4.7.4 | Virkning av nedstrøms vannstand | 137 |
| 4.8 | Strømning og falltap rundt bruer | 138 |
| 4.8.1 | Strømkrefter på piler | 138 |
| 4.8.2 | Falltap på grunn av landkar og fyllinger | 139 |
| 4.8.3 | Falltap på grunn av piler | 139 |
| 4.8.4 | Yarnells likning for underkritisk strømning | 142 |
| 4.9 | Vannlinjeberegning med HEC-RAS | 144 |
| 5 | Erosjon, massetransport og skred | 149 |
| | Innledning | 151 |
| 5.1 | Erosjons- og sedimenttransportprosesser | 152 |
| 5.2 | Beskrivelse og klassifisering av sedimenter | 158 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.2.1 | Inndeling etter kornstørrelse, kornfordeling og opprinnelse | 158 |
| 5.2.2 | Kornstørrelse, kornfordelingskurver og gradering | 159 |
| 5.2.3 | Synkehastighet, tetthet og romvekt | 161 |
| 5.2.4 | Friksjon, kohesjon og glidefasthet | 162 |
| 5.3 | Strømkrefter | 163 |
| 5.3.1 | Drag- og løftekrefter | 163 |
| 5.3.2 | Stabilitet av enkeltblokker, plater o.l. | 164 |
| 5.3.3 | Stabilitet av bunn av løse masser | 166 |
| 5.3.4 | Skrånende bunn | 167 |
| 5.4 | Erosjon | 169 |
| 5.4.1 | Forutsetninger for erosjon | 169 |
| 5.4.2 | Grense for bevegelse av bunnpartikler | 170 |
| 5.4.3 | Grense for bevegelse ved jevn helning | 173 |
| 5.4.4 | Beregning av skjærspenning fra hastighetsmålinger | 175 |
| 5.4.5 | Grenselag og virvler | 179 |
| 5.4.6 | Sammenheng mellom ruhet og kritisk korndiameter | 180 |
| 5.4.7 | Erosjon av kohesive jordarter | 181 |
| 5.5 | Materialtransport | 182 |
| 5.5.1 | Betingelser for materialtransport | 182 |
| 5.5.2 | Empirisk diagram til vurdering av materialtransport | 183 |
| 5.5.3 | Tidsforløp for erosjon og sedimentasjon | 185 |
| 5.5.4 | Bunnlast, oversikt | 186 |
| 5.5.5 | Bunnformer | 186 |
| 5.5.6 | Formler for bunnlast | 189 |
| 5.5.7 | Suspendert last og total last | 192 |
| 5.5.8 | Formler for total last | 194 |
| 5.6 | Lokale strømforhold og lokal erosjon | 197 |
| 5.6.1 | Sekundære strømmer | 197 |
| 5.6.2 | Lokal erosjon | 198 |
| 5.6.3 | Erosjon i rette kanaler | 199 |
| 5.6.4 | Erosjon i kurver | 200 |
| 5.6.5 | Erosjon på grunn av endring i strømtverrsnitt | 201 |
| 5.6.6 | Erosjon rundt pilarer og brokar | 204 |
| 5.6.7 | Erosjon nedstrøms beskyttede bunnpartier | 209 |
| 5.7 | Naturlig begrensning av erosjonsutvikling | 210 |
| 5.7.1 | Strømfelt og geometri som grense for erosjonsutvikling | 210 |
| 5.7.2 | Utvikling av naturlig dekklag | 211 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.7.3 | Teori for utvikling av stabile dekklag ved naturlig utvasking | 214 |
| 5.7.4 | Praktisk beregning av naturlig utviklede dekklag | 215 |
| 5.7.5 | Stabile dekklag uten utvasking | 218 |
| 5.8 | Kvikkleire og kvikkleireskred | 220 |
| 5.8.1 | Innledning | 220 |
| 5.8.2 | Historikk | 220 |
| 5.8.3 | Hva er kvikkleire - dannelse og oppførsel | 221 |
| 5.8.4 | Kvikkleireskred - typer, utløsning og utstrekning | 223 |
| 5.8.5 | Kvikkleireskredfare - kartlegging og arealplanlegging | 224 |
| 5.8.6 | Sikkerhet mot kvikkleireskred – beregningsprinsipper | 225 |
| 5.9 | Skred i fast fjell, løsmasser og snø | 227 |
| 5.9.1 | Generelt om skred | 227 |
| 5.9.2 | Klassifisering av skred | 227 |
| 5.9.3 | Skred i fast fjell | 228 |
| 5.9.4 | Løsmasseskred | 230 |
| 5.9.5 | Snøskred | 234 |
| 6 | Sikringstiltak | 237 |
| | Innledning | 239 |
| 6.1 | Oversikt over typer av sikringstiltak | 242 |
| 6.2 | Erosjonssikring | 245 |
| 6.2.1 | Innledning | 245 |
| 6.2.2 | Erosjonssikring med dekklag av stein uten filterlag | 247 |
| 6.2.3 | Erosjonssikring med dekklag av stein og filterlag | 249 |
| 6.2.4 | Erosjonssikring med tørrmur | 250 |
| 6.2.5 | Dimensjonering av erosjonssikring med stein | 253 |
| 6.2.6 | Erosjonssikring av bruer | 264 |
| 6.3 | Flomsikring | 273 |
| 6.3.1 | Flomskader og flomsikring | 273 |
| 6.3.2 | Flomvoller/ flomverk | 274 |
| 6.3.3 | Tekniske krav til flomverk | 275 |
| 6.3.4 | Drenering av flomsikret område | 279 |
| 6.4 | Sikring mot flom, erosjon og flomskred i bratte, masseførende vassdrag | 282 |
| 6.5 | Sikring mot kvikkleireskred | 284 |
| 6.6 | Hensyn til landskap og miljø ved planlegging og gjennomføring av sikringstiltak | 288 |

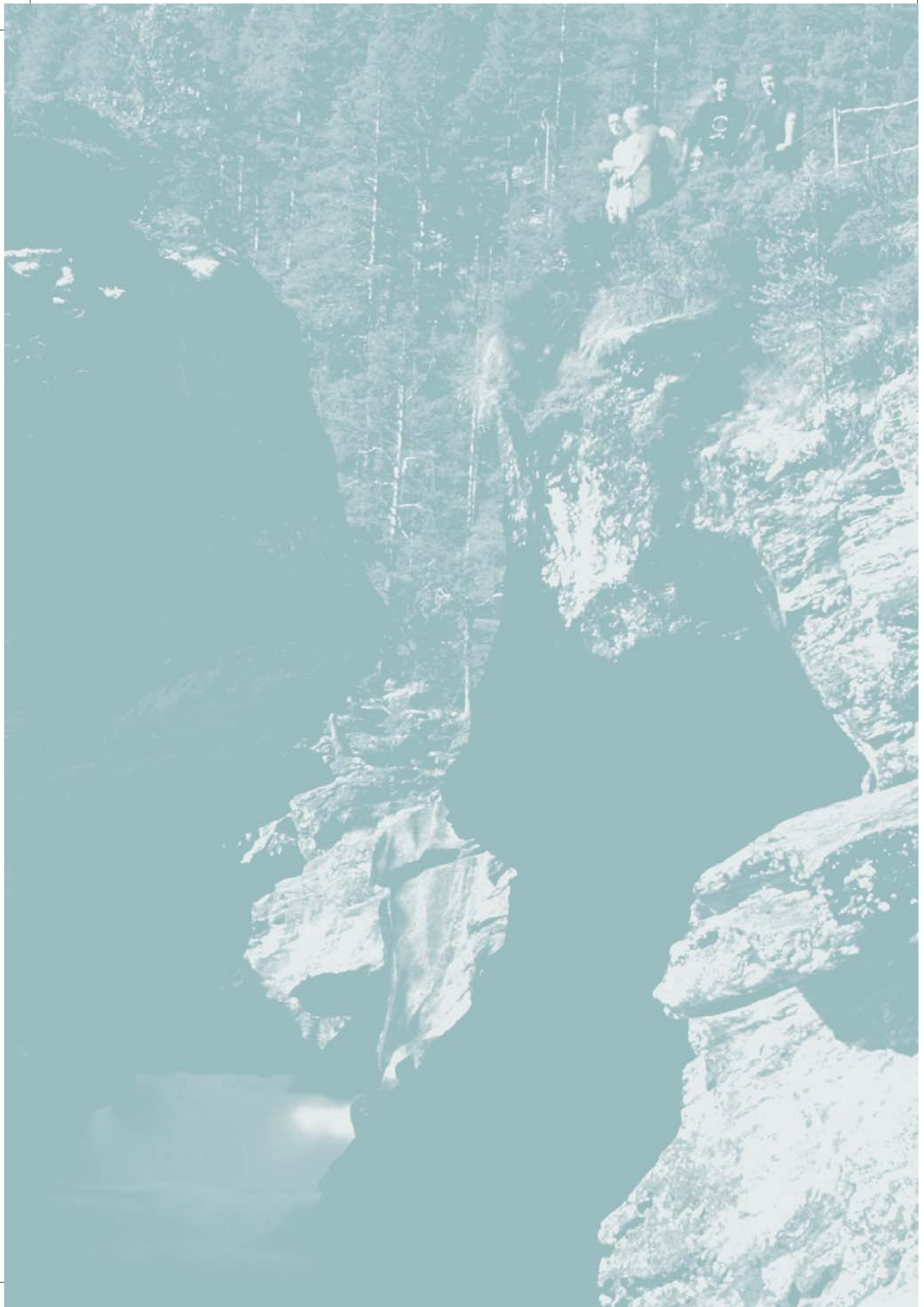
| | | |
|----------|---|-----|
| 7 | Biotoptiltak og vegetasjon | 291 |
| | Innledning | 293 |
| 7.1 | Vegetasjon | 293 |
| 7.1.1 | Vegetasjonens betydning | 293 |
| 7.1.2 | Landskapsmessig betydning | 296 |
| 7.1.3 | Kantvegetasjon som lebelte | 297 |
| 7.1.4 | Kantvegetasjon som sedimentfelle og «rensefilter» | 297 |
| 7.1.5 | Vegetasjonshensyn i anleggsområdet | 297 |
| 7.1.6 | Oppbevaring av vegetasjon | 299 |
| 7.1.7 | Naturlig innvandring av vegetasjon | 299 |
| 7.1.8 | Flytting av vegetasjon | 300 |
| 7.1.9 | Etablering av ny vegetasjon | 301 |
| 7.1.10 | Andre viktige forhold | 304 |
| 7.1.11 | Skjøtsel | 306 |
| 7.1.12 | Bruk av geotekstiler | 307 |
| 7.2 | Biotoptiltak | 309 |
| 8 | Terskler og buner | 319 |
| | Innledning | 321 |
| 8.1 | Definisjoner | 321 |
| 8.2 | Ulike konstruksjoner | 324 |
| 8.3 | Dimensjonering og utforming | 327 |
| 8.3.1 | Bygging | 327 |
| 8.3.2 | Plassering | 328 |
| 8.3.3 | Hensyn til ferdsel og fisk | 337 |
| 8.3.4 | Materialvalg og utforming | 338 |
| 8.3.5 | Dimensjonering | 343 |
| 8.3.6 | Erosjonssikring | 355 |
| 8.4 | Virkninger | 358 |
| 9 | Materialer og utførelse | 361 |
| | Innledning | 363 |
| 9.1 | Materialer til sikrings- og miljøtiltak | 363 |
| 9.1.1 | Stein og grus til erosjonssikring | 363 |
| 9.1.2 | Fyllmasser og vekstmasser | 365 |
| 9.1.3 | Betong | 366 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 9.1.4 | Tre | 366 |
| 9.1.5 | Matter, duk og nett | 367 |
| 9.1.6 | Geotekstiler og plast i filter- og tetningslag | 369 |
| 9.2 | Anleggsutførelse | 372 |
| 9.2.1 | Tidsrom for utføring av arbeider i og langs vassdrag | 372 |
| 9.2.2 | Rekkefølge i arbeidsoperasjonene | 373 |
| 9.2.3 | Arbeider i ustabile leirskråninger | 376 |
| 9.2.4 | Transport og midlertidige transportveier | 377 |
| 9.2.5 | Masseuttak i vassdrag | 378 |
| 9.2.6 | Sikkerhet og opplæring | 379 |
| 10 | Kulverter | 381 |
| | Innledning | 383 |
| 10.1 | Anlegg og bruk av kulverter | 383 |
| 10.2 | Hva bestemmer kapasiteten? | 384 |
| 10.2.1 | Inn- eller utløpskontroll | 384 |
| 10.2.2 | Strømningsforhold i rette kulverter | 385 |
| 10.3 | Kapasitetsberegning av kulverter | 387 |
| 10.3.1 | Oversikt | 387 |
| 10.3.2 | Frispeilstrømning | 387 |
| 10.3.3 | Kriterier for inn- eller utløpskontroll | 388 |
| 10.3.4 | Lengdens betydning | 389 |
| 10.3.5 | Selvrensing og teknisk utførelse | 390 |
| 10.4 | Kulverter med fritt vannspeil og innløpskontroll | 391 |
| 10.4.1 | Overkritisk strømning og innløpskontroll | 391 |
| 10.4.2 | Reservekapasitet ved forhøyet vannstand | 392 |
| 10.4.3 | Kulverter med konisk innløp | 393 |
| 10.4.4 | Kulverter med bratt innløpsdel | 395 |
| 10.5 | Kulverter med fritt vannspeil og utløpskontroll (type 2 og 3) | 397 |
| 10.5.1 | Strømningstype 2 | 397 |
| 10.5.2 | Strømningstype 3 | 398 |
| 10.5.3 | Innløpets betydning for kapasiteten ved utløpskontroll | 398 |
| 10.6 | Kulverter lagt i svinger | 398 |
| 10.7 | Beregning av reservekapasitet ved fylte kulverter med innløpskontroll | 399 |
| 10.7.1 | Hydraulisk «lange» og «korte» kulverter | 399 |
| 10.7.2 | Kapasitetsberegning for hydraulisk kort kulvert | 401 |
| 10.7.3 | Innløpets betydning for kapasiteten | 402 |

| | | |
|---------|--|------------|
| 10.8 | Beregning av fylte kulverter med utløpskontroll | 403 |
| 10.8.1 | Kulverter med helt dykket utløp (type 6) | 403 |
| 10.8.2 | Kulverter med undervann likt med eller under rørtopp (type 5) .. | 407 |
| 10.9 | Sikring av inntak | 408 |
| 10.9.1 | Generelle krav til en kulvert | 408 |
| 10.9.2 | Utforming av kulvertåpning og rister | 409 |
| 10.9.3 | Nødvendig ristareal. | 409 |
| 10.10 | Erosjonssikring ved utløp av kulvert | 411 |
| 10.10.1 | Utløpshastigheter og erosjonsfare | 411 |
| 10.10.2 | Erosjonssikring ved utløp | 413 |
| 10.11 | Kulverter og fiskeoppgang | 417 |
| 10.11.1 | Vandringshinder for fisk | 417 |
| 10.11.2 | Utbedring av eksisterende kulverter | 417 |
| 10.11.3 | Kulverter som opprettholder naturlig elvebunn. | 419 |
| 10.11.4 | Terskelkonstruksjoner i kulverter. | 421 |
| | Referanser | 423 |
| | Forfatterliste | 427 |
| | Bidragstyttere | 428 |

Vassdrag og vassdrags- forvaltning







Innledning

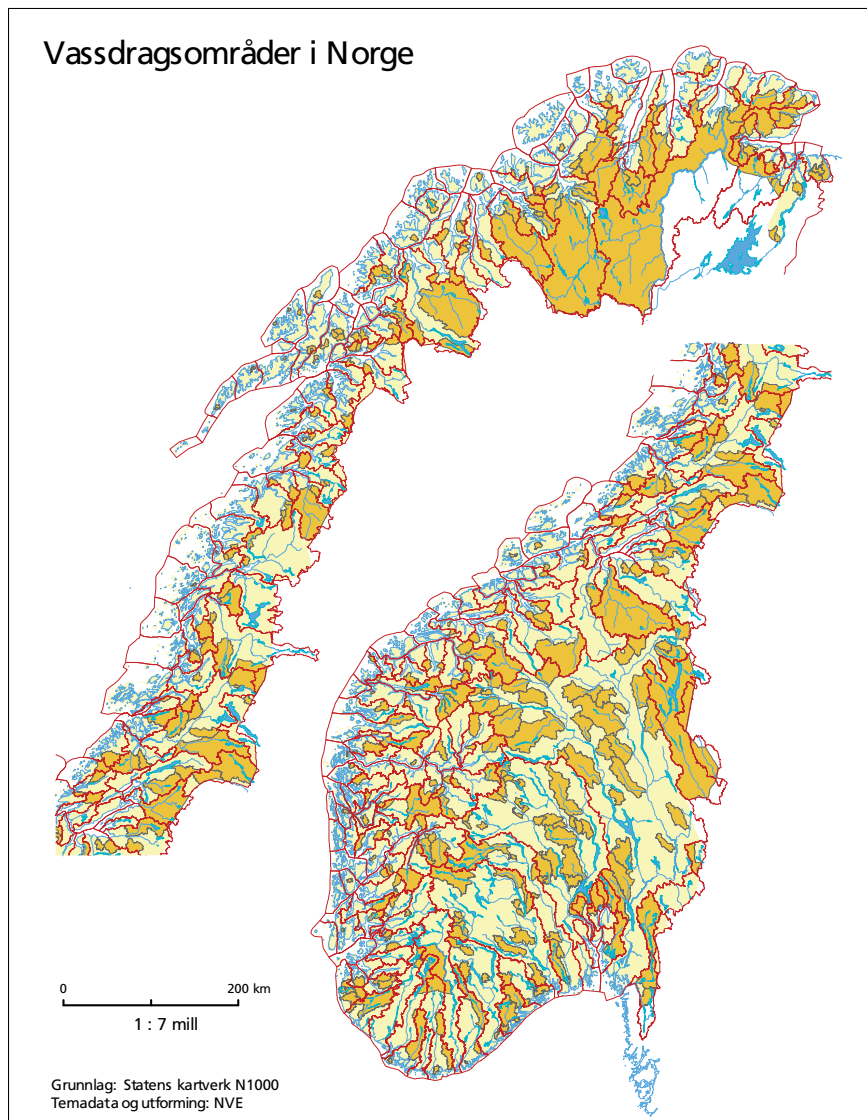
Norge har en variert og rik vassdragsnatur. Isbreer, fossefall og skummende stryk veksler med rolige, brede elvestrekninger, innsjøer, vann og tjern. Vassdrag og isbreer har i stor grad formet landet. Innlandsisen med sine botnbreer og dalbreer har i flere istider de siste 2,5 millioner år gjort grovarbeidet. Etter at siste istid tok slutt for ca. 10 000 år siden har elver og bekker gravd, transportert og sedimentert løsmasser. Flom, erosjon og skred har satt sitt preg på landskapet.

Vassdragene har stor verdi. Fra gammelt av har de vært viktige for næring og bosetting. Lett tilgjengelige fiskeforekomster bidro til sikre matforsyninger, og vassdragene var transportårer både for personer, gods og ikke minst for tømmer. Vannkrafta ble tidlig tatt i bruk til møller og sager, og senere til elektrisitetsproduksjonen. Langs mange elver, særlig ved utløpsoser, vokste det fram samfunn basert på vannkraft og industri. I våre dager har vassdragsnaturen stor betydning som kilde til naturopplevelse, rekreasjon og turisme. Vassdragene er også svært viktige for det biologiske og geologiske mangfoldet. Kantsoner langs vassdrag har størst artsmangfold av alle naturtyper, og en rekke spesialiserte og dels sårbare arter er knyttet til disse sonene.

Utviklingen har medført at vassdragene i stadig større grad er blitt berørt av tekniske inngrep. Samtidig er det økt interesse for vern av vassdragene og deres biologiske mangfold. Utfordringen er å finne en forsvarlig bruk av vassdragene som samtidig sikrer verdiene knyttet til vassdragsmiljøet.

Vassdragene har gitt grunnlag for næring og bosetting, men de har også skapt problemer. Vassdragsnære arealer kan være utsatt for fare for flom, erosjon og skred. Flommer har alltid har påvirket livsvilkårene til folk som lever og bor langs vassdragene. Store flommer er mange steder markert med flomsteiner og flommerker som viser kjente flomnivåer. Flomproblemet

varierer i størrelse og kompleksitet. I etterkant av store flommer, f.eks. Vesleofsen som rammet Østlandet i 1995, er samfunnet blitt mer opptatt av sikkerhet for boligområder og infrastruktur.



Figur 1.1. Kart over vassdragsområder i Norge. Nedbørfelter til verna vassdrag har oransje farge.

1.1 Vassdragsnatur

Store variasjoner i topografi og klima gir stor variasjon blant norske vassdrag. På Vestlandet, i Nordland og i ytre deler av Troms er de fleste elvene relativt korte og bratte. På Østlandet, i Trøndelag og i Finnmark er de gjerne lengre og slakere. Områder med størst nedbør finner vi langs kysten i Vest- og Nord-Norge. I øvre deler av Gudbrandsdalen, i Ottadalen, i indre strøk langs riksgrensen i Nordland, og i Troms og Finnmark finner vi de områdene som har minst nedbør. Norske vassdrag kan deles inn i fem typer hydrologiske regimer; bre-, fjell-, innlands-, overgangs- og kystregimer. Denne inndelingen baserer seg på variasjonen i avrenninga over året og har sammenheng med nedbør- og temperaturforhold.

I mange av nedbørfeltene øvre deler finnes snaufjell, noen steder dekket av isbreer. Elvbunn og bredder formes av store steiner og andre løsmasser av varierende tykkelse på blankt fjell. Vannet finner vegen langs større og mindre svakhetssoner i fjellgrunnen, utskåret og utvasket av is og vann gjennom tusener av år. Figur 1.2 viser et eksempel på dette. Videre nedover mot havet formes elveløpene av materiale som er transportert med isen og vannet.



Figur 1.2. Ved Ridderspranget har Sjoa utnyttet en svakhetsone i fjellgrunnen til å forme en spesiell kløft i dalbotnen. Foto: Arne Hamarsland.

I låglandet er de vassdragsnære områdene for det meste dekket av løsmasser, og landskapet er dominert av skog, myrer og dyrka mark. Nedbør og avsmelting kombinert med vassdragenes selvregulering eller kunstig regulering påvirker avløpet. I tillegg spiller markfuktighet og grunnvannsmagasiner en viktig rolle.

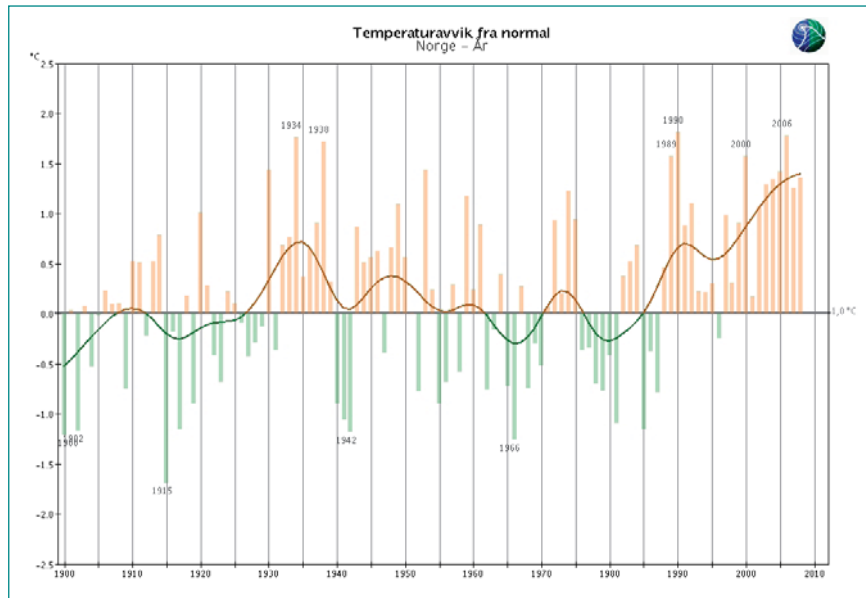
I Norge er det vanlig med to flomperioder, vårflom og høstflom. Vårflommene kommer fra snøsmeltingen, av og til i tillegg påvirket av nedbør og av tele i grunnen. I mange regulerte vassdrag blir flomvann om våren samlet opp i kraftmagasiner og innsjøer, fordi vårflommen kommer på en tid da magasinene er nedtappet. Dette reduserer virkningen av flommen. Høstflommene forårsakes av kraftig nedbør, noen ganger kombinert med smelting av nysnø. Denne flomtypen er mest vanlig i kystnære områder. Da er kraftmagasinene som regel oppfylt og har dermed liten regulerende virkning.

De vanligste naturskadene i og langs vassdrag i Norge skyldes oversvømmelse, erosjon og skred. Se kapittel 5 Erosjon, massetransport, og skred. Også isgang kan gjøre skade. Mer om dette i kapittel 3 Is i vassdrag.

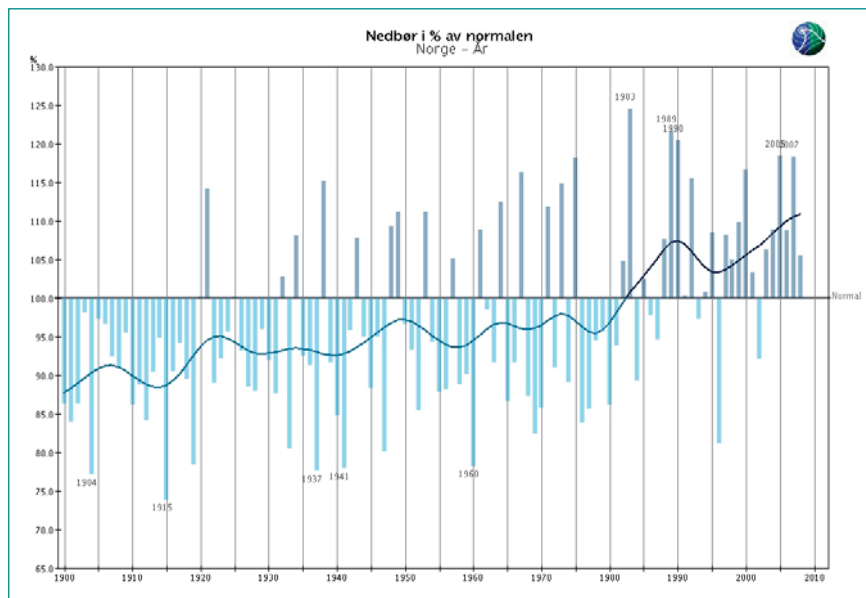
1.2 Klima og klimaendringer

Klima defineres som gjennomsnittsværet på et sted eller område, slik det framkommer når enkeltobservasjoner bearbeides statistisk etter internasjonale retningslinjer. Scenarier for framtidige endringer i klima er basert dels på kunnskap om historisk klima, dels på klimamodellering. Regionale og lokale klimascenarier utarbeides ved nedskalering fra globale klimamodeller. Dette materialet gjøres tilgjengelig gjennom FNs klimapanel, www.ipcc.ch/

I de siste tiår har det funnet sted en viss økning i globaltemperaturen. Endringer i temperatur og nedbør får direkte virkninger på avløp og flommer i norske vassdrag. Fra år 1900 har Meteorologisk institutt et tilstrekkelig antall måleserier til å lage kurver av temperatur og nedbør, for Norge relativt til normalen (1961–1990). Se figur 1.3 og 1.4. Kilde www.met.no



Figur 1.3. Temperaturavvik fra normalen.



Figur 1.4. Nedbør i prosent av normalen.

Diagrammet i figur 1.3 viser at fra 1988 og fram til i dag har temperaturen vært jevnt over høyere enn normalen, og med en stigende trend. Klimarekonstruksjoner for de siste 1000 år viser at det siste hundreåret har vært det varmeste i denne perioden på den nordlige halvkule. Historiske kilder viser at også tidlig mellomalder, omkring 1000–1200-tallet, var en spesielt varm periode i Norge og ellers i Nord-Europa. De første tiårene av 1800-tallet var en spesielt kald periode.

Flommer i vassdrag er i hovedsak avhengig av nedbør. Nedbøren i Norge har økt de siste 100 år. Økningen har vært størst de siste 20 årene. Diagrammet i figur 1.4 viser nedbørutviklingen i forhold til normalen (1961–1990).

Med basis i scenarier for framtidige utslipp av klimagasser og ut fra beregninger av klima med globale klimamodeller, forventer Meteorologisk institutt et varmere og våtere klima i Norge. Det er særlig vinteren og høsten som blir våtere. Innen 2100 kan gjennomsnittstemperaturen over året ha økt med 2–6 grader.

Nedbørmålinger viser store regionale forskjeller, fra årnormaler på ca. 280 mm i Skjåk til 3600 mm i Sogn. Nedbøren vil i følge scenarioene minske i tørre områder på lavere breddegrader, særlig om sommeren, mens den vil øke på høye breddegrader, særlig om vinteren. Dette betyr økning i årsnedbøren i hele Norge, mens den avtar i Sør-Europa. I Norge gir en del modeller størst prosentvis økning i nedbør langs vestkysten, men både høst og vinter vil nedbøren trolig øke i hele landet. Om sommeren kan det bli noe mindre nedbør på Øst- og Sørlandet. Økning i nedbør vil medføre økt fare for flom, erosjon og skred om høsten og vinteren, mens økt temperatur og mindre nedbør på Østlandet om sommeren vil gi problemer med tørke i landbruket. Klimascenarioene viser gjennomsnittsverdier. Ofte vil imidlertid ekstremhendelser, f.eks. kortvarig styrtregn, sterke vindkast, ekstrem kulde eller varme, ha størst konsekvenser. Kunnskap om ekstremverdier gir grunnlag for bedre planlegging og utforming av ny bebyggelse og infrastruktur, herunder dimensjonering av bruer, kulverter, overvannsledninger og sikringstiltak.

NVEs vassføringsstatistikk fra starten av forrige århundre gir grunnlag for flomsonekartlegging, som igjen kan brukes til planlegging av vassdragsnære arealer og flomsikringstiltak. Data kan hentes direkte fra målestasjoner i vassdraget, eller omregnet fra målestasjoner i sammenlignbare og nærliggende vassdrag. Noen steder er det hensiktsmessig å ta utgangspunkt i flommerker

fra historiske flommer. I Norge benyttes kjent flomstatistikk, uten eget påslag for mulige endringer som følge av klimautviklingen. Vanligvis legges det inn en ekstra sikkerhetsfaktor for usikre anslag som også vil dekke endrete flomforhold som følge av klimaendringer.

Havnivået vil stige som følge av klimaendringene. Også nedre deler av elvene blir berørt. I mange land er storbyer og store befolkningskonsentrasjoner svært sårbare for slike endringer. Særlig stor usikkerhet knytter seg til avsmelting av innlandsis på Grønland og i Antarktis. Havnivået har steget 1,5–3 mm pr. år de siste 100 år, mest de siste 15 år. FNs klimapanel anslår en havstigning på 20–60 cm fram til 2100 som følge av termisk utvidelse av havet pluss nedsmelting av isbreer. Noen forskere mener at dette er altfor lite. Drange et al. (se Cicerone 2007) antyder en havstigning langs norskekysten på opp til en meter innen 2100.

1.3 Forebygging av skader fra flom, erosjon og skred

Flom, erosjon, isgang og skred langs vassdrag er naturlige prosesser og en del av vassdragsmiljøet. Arealbruken langs vassdragene må ta hensyn til dette. Samtidig er elveslettene viktige arealer for landbruk og bosetting. Der en ikke kan unngå utbygging i fareutsatte områder, kan sikringstiltak og andre typer tiltak redusere faren.

Tiltak for forebygging mot skader langs vassdragene kan deles inn i:

- Overvåkning og varsling av flomfare
- Kartlegging av fareområder
- Arealplanlegging og arealbruk som tar hensyn til farene
- Gjennomføring av sikringstiltak
- Beredskapsplanlegging og beredskapstiltak

I tillegg kan vassdragsreguleringer redusere flomvannføringen nedstrøms reguleringsmagasinene. Her i landet er det ikke bygd magasiner utelukkende

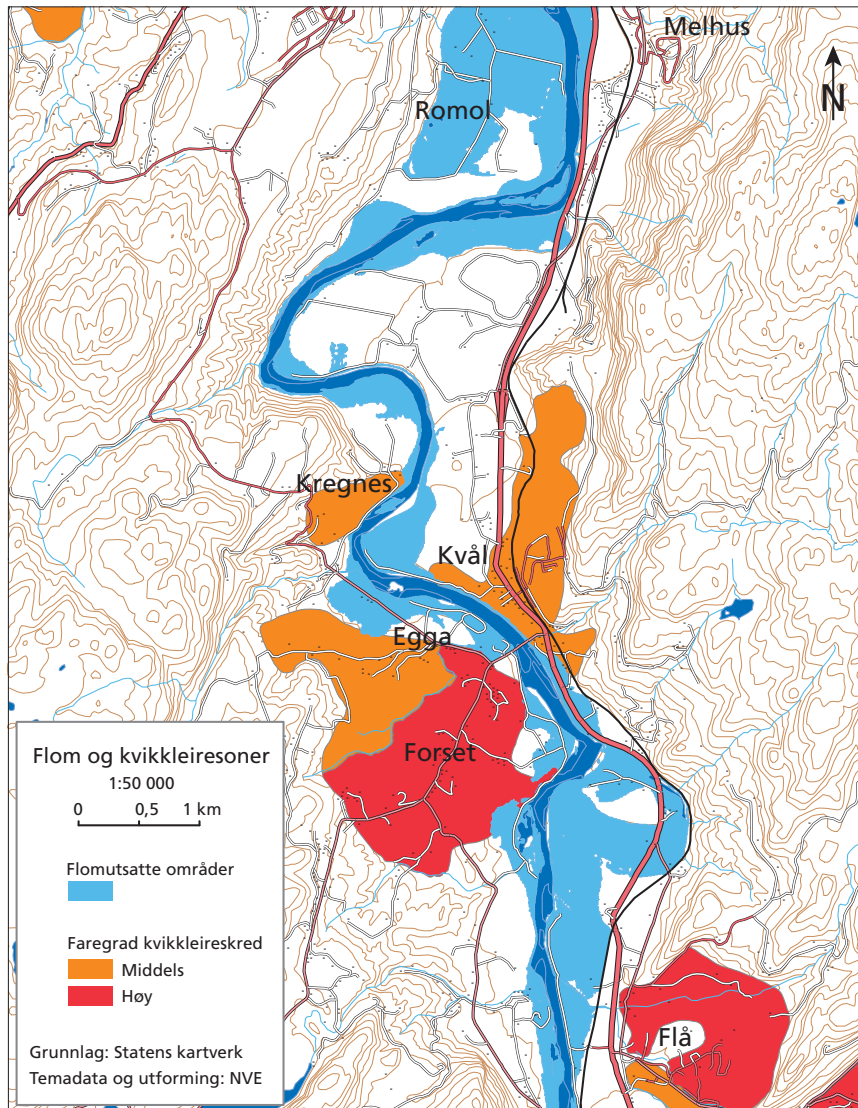
for flomdemping. Kraftverkseiere kan pålegges å regulere enkelte magasiner med innlagt flomreserve når det forventes ekstra stor flom.

I Norge er NVE tillagt oppgaven med å lage vannføringsprognoser og varsle flommer. Arbeidet gjøres av NVEs flomvarslingstjeneste i samarbeid med Meteorologisk institutt. Flomvarsler og flommeldinger blir distribuert til beredskapsansvarlige sentralt, regionalt og lokalt, og publiseres på NVEs nettsider og på NRK tekst-tv.

Etter Vesleofsen i 1995 ble det vedtatt å gjennomføre en nasjonal kartlegging av flomutsatte vassdragsstrekninger med stort skadepotensial. For de prioriterte strekningene utarbeider NVE digitale kart som viser hvilke områder som oversvømmes ved flommer av ulik størrelse (gjentaksintervall). De nyeste kartene viser også vandybden i de oversvømte områdene. Tilsvarende nasjonalt kartleggingsprogram er under gjennomføring for skredutsatte områder. For deler av landet er det utarbeidet og fare- og risikokart for områder med skredfarlig kvikkleire, og oversiktskart for stein- og snøskred. Dette arbeidet er under stadig utvikling etter hvert som nye GIS-baserte metoder blir utviklet. Flomsonekartene og skredfarekart gir kommunene bedre grunnlag for arealplanlegging som tar hensyn til farene, for prioritering av sikringstiltak og for beredskapsplanlegging.



Figur 1.5. Flomstein ved Flisa viser nivå for store flommer i Glomma, som Storofsen i 1789 og Vesleofsen i 1995.
Foto: Arne Hamarland.



Figur 1.6. Flom- og kvikkleiresoner ved Gaula, Melhus, Sør-Trøndelag. Kartet viser flomsone (200 årsflom) og faregrad (sannsynlighet) for kvikkleireskred. Faregrad for kvikkleireskred bygger på kriterier som topografi, erosjonsfare og egenskapene til leira.

St.meld. nr. 42 (1996-97) etter storflommen i 1995 slår fast at en fornuftig bruk av flomutsatte arealer er det viktigste forebyggende tiltaket mot flomskader. NVE har utarbeidet retningslinjer for utbygging i fareområder langs vassdrag som viser hvilke sikkerhetsnivåer mot flom som bør gjelde ulike typer bebyggelse, og hvilke prosedyrer kommunen bør følge ved arealplanlegging i områder som kan være flomutsatte. Retningslinjene utfyller teknisk forskrift til plan- og bygningsloven.

Å ta vare på en naturlig kantsone og et ubebygde belte langs vassdrag vil være positivt både for sikkerheten og for vassdragsmiljøet og andre allmenne interesser langs vassdrag.

Forebygging av flomskader kan enten skje ved å unngå utbygging på flomutsatte arealer, å heve terrenget over høyden for flomnivået som bebyggelsen skal tåle, å sørge for at bygget konstrueres slik at det tåler oversvømmelse, eller ved å gjennomføre sikringstiltak. Eksempler på sikringstiltak er flomvoller som skal holde vannet bort fra bebyggelse, og steinsetting av elvebunn og elvekant som skal hindre at elva graver seg inn mot bebyggelse. Ulike typer sikringstiltak er omtalt senere i boka.

1.4 Inngrep i vassdrag

Vassdragene er utsatt for mange typer inngrep, som kraftutbygging, flom- og erosjonssikring, uttak av vann til vannforsyning, vanning og fiskeoppdrett, masseuttak med mer. Fysiske inngrep endrer elveløp og vannføring og påvirker erosjon, massetransport og vassdragets økologi. Konsekvensene er avhengig av inngrepenes art og omfang. Vannkvaliteten og de biologiske forholdene er i tillegg påvirket av utslipp fra landbruk, bosetting, industri og veger, og i tillegg langtransportert forurensning. I underkapittel 1.6 omtales lover som regulerer inngrep i og bruk av vassdrag. Hovedkapitlene 6–10 i denne boka tar spesielt opp tekniske og miljømessige sider ved sikringstiltak og andre typer inngrep.

Mange vassdrag er preget av kraftutbygging, og særlig eldre reguleringer ble ofte utført på en lite skånsom måte. Tørre elveleier og vegetasjonsløse reguleringssoner setter mange steder sitt tydelige preg på vassdragsnaturen.

Overføringer og vassdragsreguleringer reduserer vanligvis flomfaren, men med fulle magasiner kan den unntaksvis øke.

Fra rundt 1950 har store endringer i landbruket ført til at mindre elver og bekker er lagt i rør. Samtidig er kantvegetasjonen fjernet for å bedre arronderingen av jordene. I jordbruksområdene er det blitt mindre fisk i bekkene på grunn av bekkelukkinger, kulverter, dreneringstiltak o.l. Vanntemperaturen kan også ha blitt endret. Tettbebyggelse i dalfører og på elvesletter har ført til at avløpsforholdene ved snøsmelting og regn er blitt påvirket. Den naturlige fordrøyningen i terrenget er redusert, og urbaniseringen med økt andel tette flater fører til raskere avrenning og større flomtopper i mange småvassdrag.

1.5 Vern av vassdrag

Etter at vern av vassdrag kom på dagsordenen i 1960-åra, har Stortinget i fem omganger i perioden 1973–2005 vedtatt *Verneplan for vassdrag*. Verneplanen omfatter i alt 389 vassdragsobjekter. Se kart over vassdragsområder i Norge, figur 1.1. Vernet gjelder primært mot kraftutbygging, men skal også beskytte verneverdiene mot andre inngrep. *Rikspolitiske retningslinjer for vernede vassdrag* er hjemlet i plan- og bygningsloven og pålegger kommunene og andre forvaltningsmyndigheter å ta særskilt hensyn til verneverdien ved planlegging og vedtak som berører vernede vassdrag.

EUs rammedirektiv for vann gir føringer for en helhetlig vannforvaltning i hele Europa. Gjennom EØS-avtalen er vanndirektivet også gjort gjeldende for Norge. Direktivet er forankret i norsk regelverk ved vannforskriften. Hovedmålet med forskriften er å sikre en mest mulig helhetlig beskyttelse og bærekraftig bruk av vannressursene. Miljøtilstanden i vannforekomstene skal karakteriseres etter en fast standard, det skal fastsettes miljømål og lages tiltaksprogram for å nå målene. Dette skal gi grunnlag for å utarbeide regionale vannforvaltningsplaner. Mer om dette i www.vannportalen.no.

Ved vedtak februar 2003 og mai 2007 har Stortinget opprettet til sammen 52 nasjonale laksevassdrag og 29 nasjonale laksefjorder for å gi villaksen i viktige vassdrag og fjordsystemer vern og utviklingsmuligheter. Vedtakene

om nasjonale laksevassdrag og laksefjorder skal gi villaksen ekstra vern gjennom restriksjoner på fiskeoppdrett og fysiske tiltak (kraftutbygging o.l.), bekjempelse av *Gyrodactylus salaris*, kalking, genbankvirksomhet, FoU, lakseovervåking og reguleringer i laksefisket.

1.6 Lover og regler for inngrep i og bruk av vassdrag

Det er flere lover som har betydning for inngrep i og bruk av vassdragene:

Vannressursloven pålegger alle å opptre aktsomt for å unngå skade eller ulempe i vassdraget for allmenne eller private interesser. Tiltak i vassdrag som kan være til nevneverdig ulempe for allmenne interesser må ha tillatelse (konsesjon) fra vassdragsmyndigheten. Kraftutbygginger større enn 10 MW må behandles av Olje- og energidepartementet og regjeringen. Kraftverk som er mindre enn dette og andre inngrep som trenger konsesjon behandles av NVE.

NVE kan avgjøre om et tiltak krever konsesjon dersom tiltakshaver eller andre med rettslig interesse i saken ber om det. Når det gis konsesjon kan vassdragsmyndigheten gi vilkår som skal redusere ulempene, herunder gi vilkår om minstevannføring (ved bortledning av vann), biotopjusterende tiltak o.l.

Loven krever at det skal opprettholdes et naturlig vegetasjonsbelte langs bredden av vassdrag. Kommunen kan i reguleringsplaner bestemme bredden på beltet, mens fylkesmannen kan frita fra bestemmelsen i særlige tilfeller. Loven har også egne bestemmelser for de verna vassdragene.

Vannressursloven har også krav til sikkerhet ved vassdragstiltak. Vassdragstiltak skal sikres slik at de ikke utgjør fare for mennesker, miljø og eiendom. Det innebærer bl.a. at allmennheten må kunne ferdes trygt rundt vassdragsanlegg og at anleggene må holdes i forsvarlig stand. Eiere av vassdragsanlegg er ansvarlig for eventuelle skader som oppstår på grunn av feil eller mangler, selv om det ikke foreligger forsett eller uaktsomhet fra eierens

side. Reglene om sikkerhet gjelder alle alle vassdragsanlegg, også de anleggene som har ubetydelige bruddkonsekvenser. Øvrige anlegg, dvs. anlegg som ved brudd, svikt eller feilfunksjon kan medføre fare for skade på mennesker, miljø eller eiendom, skal klassifiseres i en av fire konsekvensklasser. Disse anleggene er underlagt *Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg*.

NVE fører tilsyn med at kraftselskaper og andre eiere av vassdragsanlegg følger regelverkets bestemmelser slik at samfunnet er sikret mot dambrudd og andre uønskede hendelser ved vassdragsanleggene. Dersom anlegg på grunn av manglende vedlikehold eller av andre grunner er i en slik forfatning at NVE mener det innebærer slik fare, kan NVE gi pålegg om at det settes i stand eller fjernes. Blir ikke pålegget etterkommet, kan NVE la arbeidet utføres for anleggseiers regning.

Vannressursloven inneholder videre bestemmelser for hvordan en eier av et vassdragsanlegg skal gå fram når han ønsker å nedlegge anlegget. Dersom nedleggingen kan føre til skade eller ulemper, kreves det konsesjon. NVE kan stille krav til hvordan nedleggingen skal foregå.

Etter at tømmerfløtinga tok slutt, har det i det enkelte vassdrag vært stort behov for å rydde opp i innretninger som representerer fare eller ulempe for andre interesser. Det gjelder i stor grad der fløtningsforeningene ikke har hatt økonomi til å foreta pliktig oppryddingsarbeid etter lovverket. Oppryddingsarbeidet utføres vanligvis etter anmodning fra kommunen, og planene vurderes av fylkesmannen og NVE. Det kan ha like store miljømessige konsekvenser å fjerne en vassdragsinnretning som å bygge en ny.

Vassdragsreguleringsloven gjelder for kraftutbygginger som omfatter større reguleringer eller overføringer.

Plan- og bygningsloven har stor betydning for arealbruken langs vassdrag. Gjennom kommuneplaner og reguleringsplaner kan kommunene regulere arealene langs vassdragene. Kommunene må i sin arealplanlegging ta hensyn til både vassdragsmiljøet, friluftsliv og ferdsel langs vassdragene, og fare for flom, erosjon og skred. NVE har gitt retningslinjer for arealplanlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag.

Lov om laksefisk og innlandsfisk har som formål å sikre naturlige bestander av laks- og innlandsfisk og andre ferskvannsorganismer, og deres leveområder. Loven regulerer fiske, kultiveringstiltak og andre fysiske tiltak i vassdrag. Forskrift om fysiske tiltak i vassdrag gir i utgangspunktet forbud

mot alle tiltak som har til hensikt å endre en eller flere arters produksjon, bestandsstørrelse eller utbredelse. Tiltak som konsesjonsbehandles etter vannressursloven er unntatt.

Kulturminneloven gjelder også vassdrag. De fleste faste kulturminner eldre enn reformasjonen (1537) og samiske kulturminner eldre enn 100 år, er automatisk fredet. Noen kulturminner kan også være fredet ved egen forskrift. Ved planlegging av større offentlige og private tiltak plikter tiltakshaver å undersøke om tiltaket vil berøre faste kulturminner. Dersom en støter på eldre innretninger under anleggsprosessen, må en straks melde fra til kulturminnemyndighetene.

Hydrologi





Innledning

Hydrologi er læren om forekomsten, sirkulasjonen og fordelingen av ferskvannet på jorda. I Norge faller det årlig i gjennomsnitt snaut 1500 mm nedbør. Av dette fordampes omkring 350 mm. Det gir en gjennomsnittlig årlig avrenning til havet fra den norske landjorda (Beldring m.fl. 2002) på 1140 mm.

Norge er et land med store hydrologiske gradienter. Dette skyldes både store variasjoner i klima og nedbørfeltegenskaper (myr, skog, bart fjell, innsjøer, topografi osv.). Det betyr at to nærliggende nedbørfelt kan reagere svært forskjellig på samme mengde nedbør. Både ved vurdering av økonomiske og økologiske interesser i et vassdrag er et godt hydrologisk grunnlag viktig. Det vil ofte være nødvendig å benytte hydrologisk fagekspertise for å fremskaffe et slikt grunnlag.

I dette kapitlet er flomhydrologi viet størst oppmerksomhet, men det er også gitt enkelte kommentarer om beregninger av årsavløp og lavvannføringer. Det er en rekke henvisninger til annen litteratur som behandler de ulike temaene mer inngående.

2.1 Nedbør og avløp

2.1.1 Nedbør og nedbørmåling

Nedbør måles ved hjelp av en beholder med kjent horisontalt tverrsnitt. Måleren er utformet slik at ikke noe av nedbøren skal fordunste eller renne bort. Vanligvis måles nedbøren hver 12. eller 24. time. Nedbør i form av snø, sludd og hagl smeltes, slik at det alltid er mm vann som måles.

I Norge blir nedbøren målt ved drøyt 500 stasjoner som i hovedsak drives av Meteorologisk Institutt (met.no). I tillegg finnes det en rekke private målestasjoner. 1 mm nedbør over et areal på 1000 m² tilsvarer en vannmengde på 1 m³ eller 1000 l.

De mest nedbørrike områdene i Norge finner en i fjellpartiene litt inn fra kysten på Vestlandet. Her er normal årsnedbør flere steder over 4000 mm. I de mest nedbørfattige delene av landet, som indre deler av Finnmark og enkelte områder nord på Østlandet, er normal årsnedbør mindre enn 400 mm. I Norge er det offisielt målt nedbørintensitet på opp mot 50–70 mm i løpet av en time (met.no).

2.1.2 Avløp og avløpsdata

Nedbøren som faller på jordoverflata, finner vi igjen som grunnvann, markvann, snø, breer eller som vann i sjøer, elver og bekker. Alle tverrsnitt i en elv eller bekk korresponderer med et tilhørende nedbørfelt. Nedbørfeltet er begrenset av det topografiske vannskillet. Vannet søker alltid enkleste vei, slik at vannskillet er vinkelrett på høydekurvene på et kart.



Figur 1. Målestasjonen 20.2 Austenå i Tovdalsvassdraget. Stasjonen er styrt med bl.a. et solcelleanlegg for å skaffe strøm til både vannstandslogger og fjernoverføring av data. Bildet er fra 1. mai 2008, da det var flom i vassdraget. En wire med måleinstrument er spent opp noen meter nedstrøms stasjonen for å gjennomføre vannføringsmålinger under flom (se også figur 3). Foto: Vibeke Svenne, NVE.

Størrelsen på avrenningen på et bestemt tidspunkt er avhengig av en rekke forhold, som nedbørfeltets størrelse, feltets form, topografi og andel sjøer og plasseringen av dem i nedbørfeltet. Det er også mange andre faktorer som innvirker på avrenningen, som vegetasjonsforhold, eventuell frost i bakken, løsmassemektighet, markfuktighet, grunnvannsnivå og fordampning. Og ikke minst har de klimatiske forholdene betydning, om nedbøren har kommet som regn eller snø, bidrar snøsmelting til avrenning og hvilken intensitet og varighet har nedbøren hatt?

Vannføring i norske vassdrag måles indirekte gjennom vannstandsregistreringer i et nettverk av målestasjoner (figur 1).

Nå er alle målestasjoner utstyrt med elektroniske loggere, tidligere ble også enkle vannstandsskalaer og skrivende limnigrafer benyttet. NVE har det nasjonale hovedansvaret for å samle inn, registrere og behandle data om vannstand og vannføring. De lengste kontinuerlige dataseriene våre går tilbake til slutten av 1800-tallet.

I dag blir vannstand og vannføring målt ved ca 600 målestasjoner. Pr. mars 2009 overføres det daglig data til NVE fra drøyt 350 av disse stasjonene, dette antallet er stadig økende. I tillegg måles vannstanden i omkring 620 vannkraftmagasiner over hele landet.

NVEs historiske database, Hydra II, inneholder dessuten data fra et stort antall avsluttede måleserier. De eldre dataseriene bygger på én vannstandsavlesning pr dag utført av lokale observatører. Denne verdien blir oppfattet som representativ for døgnmiddelet. Etter hvert som stasjonene er utstyrt med instrumenter som limnigrafer og dataloggere, er data blitt observert langt hyppigere. Dette gir grunnlag for å beregne ekte døgnmidler, og samtidig gir det bedre mulighet for bestemmelse av kulminasjonsverdiene. Dette er særlig viktig for små felt, hvor det kan være stor forskjell mellom for eksempel beregnet flomverdi midlet over et døgn og maksimalverdien. Det finnes dataserier basert på limnigrammer som går mer enn 50 år tilbake, men de fleste seriene med høy tidsoppløsning er vesentlig kortere. Det pågår et arbeid med å digitalisere og bearbeide gamle limnigrammer, men dette er ennå ikke fullført (2009). Døgnverdier fra limnigrafstasjonene er tidligere beregnet manuelt.

Opplysninger om alle vannføringsstasjoner som eksisterer eller har eksistert i hele Norge er samlet i tre rapporter:

- Vannføringsstasjoner i Midt- og Nord-Norge, (Pettersson 2005)
- Vassføringsstasjonar på Vestlandet, (Kleivane, 2006)
- Vannføringsstasjoner på Østlandet og Sørlandet, (Pettersson og Astrup, 2007)

I disse rapportene er det blant annet gitt en samlet oversikt over alle vannføringsstasjoner med nedbørfelt mindre enn 20 km², og stasjoner med dataserier som er lengre enn 50 år. Rapportene kan bestilles fra biblioteket på NVE eller lastes ned fra NVEs nettsider (www.nve.no).

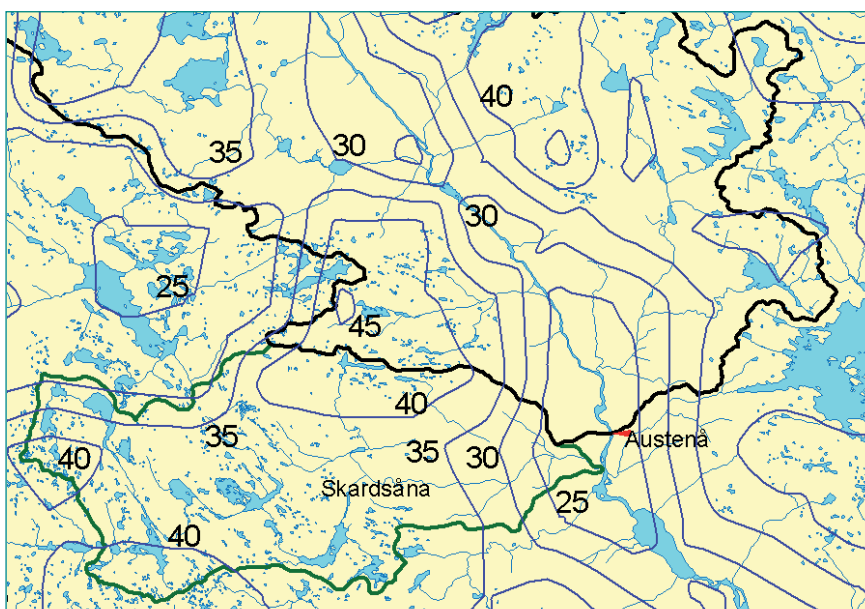
Det er også samlet en rekke nyttige opplysninger i rapporten «Aktive vannføringsstasjoner i Norge» (Pettersson 2004). I rapporten er det gitt en rekke merknader, disse er i hovedsak knyttet til overføringer til eller fra de ulike målestasjonenes nedbørfelt. Her finner en også oversiktskart som viser stasjonenes beliggenhet.

Historiske data i form av vannføringsstatistikk danner grunnlag for en rekke forskjellige typer hydrologiske beregninger. Det kan for eksempel være beregninger av flomstørrelser, lavvannføringer, årsmiddel- eller månedsmiddelvannføringer. I mange tilfeller mangler data fra det vassdraget eller det punktet i et vassdrag som er av interesse. Da må en ta utgangspunkt i vannføringsstatistikk fra målestasjoner i nærheten eller i nedbørfelt med liknende karakter. Eventuelt kan en benytte regionale formler som er basert på sammenhengen mellom ulike hydrologiske karakteristika og nedbørfeltparametere. Ofte vil en kombinasjon av flere metoder være å foretrekke.

Vannføringsstatistikk er viktig både ved vurderinger av økologiske forhold i et vassdrag og for å vurdere virkningen av ulike inngrep i et vassdrag. Vannføringsstatistikk er også helt nødvendig for å dimensjonere ulike konstruksjoner knyttet til vassdragene som bruer, kulverter, dammer og flomoverløp, eller ved vurdering av uttak av vann til kraftproduksjon, drikkevann eller settefiskanlegg. Til klimastudier og flomanalyser er det spesielt viktig å ha lange historiske serier som ikke har vært påvirket av inngrep som oppdemming og fraføring av vann.

NVE har beregnet midlere årsavrenning for normalperioden 1961–90 for hele Norge. Arbeidet er utført med en metode som kombinerer observerte klima- og vannføringsdata med beregninger med en hydrologisk modell med kvadratiske landskapselementer (rutenett) på 1 km². Beregningene er basert

på observasjoner fra ca. 450 vannføringsstasjoner, ca. 400 nedbørserier og snaut 100 temperaturserier (Beldring m.fl. 2002). Resultatene er tilgjengelige via internett på NVEs karttjeneste, eventuelt som trykte kart. Ved avlesing av «isohydatere» (avrenningskoter) finner vi årlig middelvannføring for perioden 1961–90 hvor som helst i landet i l/s km². Figur 2 viser et utsnitt av ett slikt kart. Årlig middelavrenning varierer i Norge fra under 10 l/s km² (300 mm/ år) til over 130 l/s km² (ca. 4000 mm/ år).



Figur 2. Utsnitt av avrenningskart for normalperioden 1961–90 for øvre del av Tovdalsvassdraget. Isohydatere (avrenningskoter) er markert med blå linjer og er gitt i enheten l/s km². På kartutsnittet er det en variasjon i avrenning fra 25 til 45 l/s km² med de laveste verdiene nær dalbunnen i hovedvassdraget.

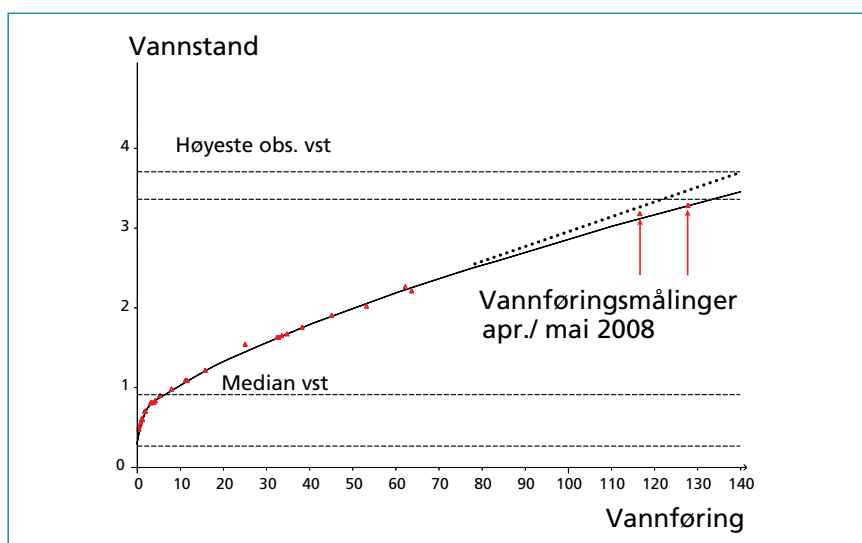
Den sørlige delen av nedbørfeltet til målestasjonen Austenå er avgrenset med en svart strek, og Skardsåna, som er en liten sideelv, er markert med grønn strek. Basert på verdiene i kartet er det beregnet en årlig middelavrenning på 37 l/s km² for nedbørfeltet til Skardsåna. Middelavrenningen for et nedbørfelt beregnes ved å foreta en vekting av arealene som ligger mellom de ulike isohydatene. For Skardsåna, som har et nedbørfelt på 17,3 km², blir årlig middelvannføring ca. 0,64 m³/s (37 l/s km² · 17,3 km²).

Den prosentvise usikkerheten knyttet til slike beregninger øker med avtagende feltstørrelse. Generelt må en anta en usikkerhet på minst 20 % for felt hvor det ikke er direkte målinger av vannføring.

Det er i NVE også under utvikling et nytt kartprodukt for beregning av lavvannføringer for felt uten målinger (Engeland, Hisdal m.fl. 2008). Videre er det utarbeidet empiriske ligninger som beskriver forholdet mellom ulike lavvannskaraktistika og feltparametre (Skaugen, Astrup m.fl., 2002). I tillegg til bruk av metoder basert på feltparametre, anbefales også å gjennomføre lavvannsanalyser på data fra en eller flere representative målestasjoner.

2.1.3 Måling av vannstand, beregning av vannføring

For å finne sammenhengen mellom observert vannstand og vannføring er det nødvendig å foreta samhoørende målinger av vannstander og vannføringer ute i elva ved de hydrometriske målestasjonene. På grunnlag av slike vannføringsmålinger lages en vannføringskurve (figur 3). Ofte er vannføringskurver ekstrapolert utover det område hvor en har foretatt vannføringsmålinger. Det medfører at

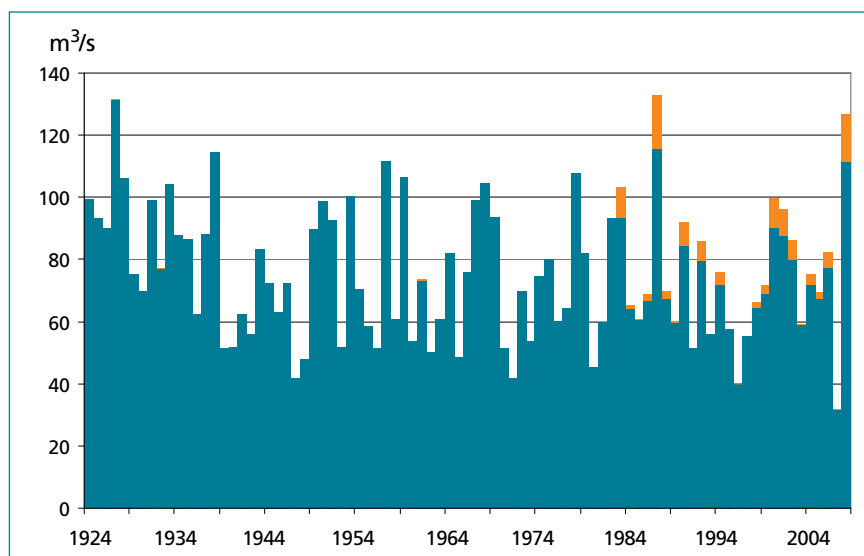


Figur 3. Vannføringskurve for målestasjonen 20.2 Austenå i Tovdalsvassdraget. Kurven gir sammenhengen mellom målt vannstand og vannføring. Samhoørende feltmålinger av vannstand og vannføring er markert med røde punkter. Flommålinger utført i april/ mai 2008 medførte at kurven måtte revideres, tidligere kurve er antydnet med stiplet strek. Den reviderte kurven gir større vannføring ved samme vannstand enn tidligere.

flomverdier som regel har større usikkerhet enn vannføringer ved mer normale forhold. Vannføringsmålinger under flom kan være svært krevende å utføre.

Nye vannføringsmålinger kan medføre at det er behov for å endre gjeldende vannføringskurve. Dette kan igjen føre til endringer av vannføringsdata langt tilbake i tid. Det er eksempler på målestasjoner hvor flomverdier tilbake til tidlig på 1900-tallet har blitt endret som følge av slike nye flommålinger (figur 4).

For en del målestasjoner er det vinterstid vanskelig å finne en entydig sammenheng mellom vannstand og vannføring. Dette kan for eksempel skyldes bunns, som endrer elveløpets tverrprofil eller isganger som kan føre til isoppstuvning/ økt vannstand. Isforholdene varierer også fra vinter til vinter. Mange målestasjoner er lagt i/ nær utløpet av innsjøer hvor det vanligvis er en åpen råk på vinteren, dette reduserer slike problemer.



Figur 4. Største vannføring hvert år ved målestasjonen 20.2 Austenå. Nye vannføringsmålinger under vårflommen i 2008, medførte at vannføringskurven ble endret med virkning tilbake til 1983. Flomvannføringer beregnet etter den nye kurven er markert med rødt.

2.2 Flomberegning

2.2.1 Gjentakintervall

Flommer er årvisse i alle vassdrag. De riktig store flommene forekommer heldigvis svært sjelden. På Østlandet og i Trøndelag fortelles det enda historier om «Storofsen» i 1789. Glomma, Lågen, Driva, Orkla og de andre store vassdraga med utspring i de sentrale fjellområdene i Sør-Norge opplevde da en flom som statistisk kanskje vil skje bare én gang i løpet av mange hundre år.

Gjentaksintervallet er et mål for hvor mange år det i gjennomsnitt er mellom hver gang en bestemt flomvannføring overskrides. Vi finner det ved å telle alle år da flomvannføringen har vært høyere enn et gitt nivå og dele dette på antall år som inngår i tellingen. Dette gir en sannsynlighet, p . Vi kan gjenta prosessen for andre flomnivåer. Dermed får vi en sannsynlighetsfordeling for at et gitt nivå skal bli overskredet på det aktuelle stedet. Det er vanlig å uttrykke sannsynligheten ved gjentakintervallet T , som er definert som:

$$T = 1/p$$

En flom med sannsynlighet 0,002 vil altså ha et gjentakintervall på 500 år. Dette bygger på visse grunnleggende forutsetninger, som at vi har en:

- lang dataserie
- homogen dataserie
- statistisk uavhengig flomstørrelse i ulike år

At serien er homogen betyr at de underliggende flomgenererende prosessene må være stabile over tid. Det vil si at det ikke har vært klimaendringer eller endringer i nedbørfeltet, som for eksempel magasinering av vann til vannkraftproduksjon, som har ført til vesentlige endringer av flomforholdene.

Det er ofte behov for å bestemme flomverdier for flommer som er større enn de største observerte flommene. Dette beregner en ved å sammenlikne fordelingen av de observerte flommene med en eller flere matematiske fordelingsfunksjoner (se kap. 1.2.4 – Flomfrekvensanalyse).

Sannsynligheten S for at en bestemt flomstørrelse overskrides i løpet av en gitt periode, for eksempel levetiden til et byggverk, er:

$$S = (1 - (1 - 1/T)^L) \cdot 100 \%$$

der L er byggverkets levetid i år.

Eksempel på beregnet sannsynlighet for å overskride flomstørrelser med gjentakintervall fra 10 til 500 år i løpet av 100 år (antatt levetid for et byggverket).

| Sannsynlighet (S) | Gjentaksintervall (T) | Levetid (L) |
|---------------------|-------------------------|---------------|
| 100 % | 10 år | 100 år |
| 99 % | 20 år | 100 år |
| 87 % | 50 år | 100 år |
| 63 % | 100 år | 100 år |
| 39 % | 200 år | 100 år |
| 18 % | 500 år | 100 år |

For et byggverk med en levetid på 100 år, er altså sannsynligheten for å overskride en 200-årsflom i løpet av levetiden 39 %.

Det er viktig å huske på at for eksempel en 100-årsflom har samme sannsynlighet for å opptre et hvilket som helst år uavhengig av hvilke flommer en har hatt tidligere. I løpet av en 100-årsperiode er det en sannsynlighet på 37 % (100 % – 63%) for at alle flommer er mindre enn 100-årsflommen. Videre er det en sannsynlighet på 40 % (63 % · 63 %) for å få to flommer med gjentakintervall på 100 år eller mer i løpet av 100 år. Selv om det ikke er svært sannsynlig, kan to 100-års flommer forekomme i to etterfølgende år.

2.2.2 Generelt om flom

Kunnskap om flommer er viktig både når vi skal dimensjonere grøfter og kulverter, erosjons- og flomsikringsanlegg, veger og bruer, sluk og avløpssystemer, dammer og kraftverk eller andre anlegg i og langs vassdrag. Ved planlegging av tiltak i vassdrag vil det i tillegg til vannføring ofte være behov for å beregne også vannstander og strømningsforhold.

Kravene til dimensjonerende flomstørrelser refererer gjerne til forventet gjentakintervall, for eksempel den flommen som statistisk opptre i gjennomsnitt én gang på 100 år (100-årsflom).

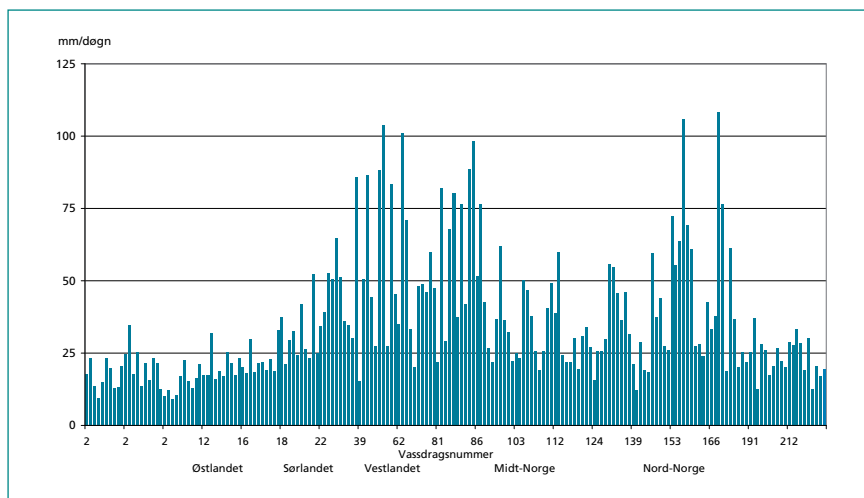
Flomstørrelse oppgis som regel i m^3/s eller som vannføring per arealenhet i l/s km^2 . For å sammenligne flomstørrelser mellom ulike felt er enheten l/s km^2 å foretrekke. Ved sammenligning mot nedbørdata kan omregning til mm/døgn være hensiktsmessig. For et felt på 10 km^2 som har en døgnmiddelflom på $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ tilsvarer dette en avrenning på 300 l/s km^2 eller ca. 26 mm/døgn . Omregningen er som følger, i løpet av et døgn ($24 \cdot 60 \cdot 60 \text{ s} = 86\,400 \text{ s}$) gir $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ et volum på $259\,200 \text{ m}^3$ ($3,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 86\,400 \text{ s}$), fordelt utover 10 km^2 eller $10\,000\,000 \text{ m}^2$ tilsvarer dette en vannhøyde på $0,02592 \text{ m}$ eller ca. 26 mm .

Hvor stor en flom blir, er avhengig av en rekke forhold knyttet til både egenskaper ved nedbørfeltet og klimatiske forhold. Generelt vil flommer være mer intense (større avrenning per arealenhet) i små enn store nedbørfelt. Avrenningen er også raskere i bratte enn i slake felt. Felt med mye løsmasser og mye vegetasjon har bedre flomdempende effekt enn felt som er dominert av bart fjell eller urbane områder med mange tette flater. Også størrelsen på vann og innsjøer og plasseringen av dem i feltet har stor betydning. En innsjø langt ned i et vassdrag virker mer utjevnende på vannføringen enn en like stor innsjø nær vannskillet. Videre er tilstanden i feltet av stor betydning. For eksempel vil 30 mm regn på Østlandet eller indre deler av Trøndelag etter en periode med varmt og tørt vær på sommeren gi liten avrenning, nesten all nedbør går til oppfukning av markvannsmagasinet, mens samme mengde regn i kombinasjon med et gjennomvått snødekke kan gi flom. Når feltet blir større, får langtidsregn og kombinasjonen regn/snøsmelting økende innvirkning på flomforholdene.

Det er stor variasjon i Norge med tanke på hvilken årstid de fleste flommer vanligvis opptrer og når de største flommene kan ventes. Generelt vil kystområdene være mest utsatt for flommer på høsten og vinteren. På indre strøk og i høyereliggende vassdrag vil ofte vårflokker dominere, men høstflokker forekommer også her. I rapportene «Flomforhold i Sør-Norge» og «Flomforhold i Nord-Norge» (begge; Pettersson 2009) er flommenes fordeling i tid gjennom året og deres relative størrelse presentert for en rekke vannføringsstasjoner i hele landet.

I figur 5 er beregnet døgnmiddelflom uttrykt i mm/døgn vist for nærmere 200 målestasjoner spredd over hele Norge. Målestasjonene ligger i vassdrag som er uregulerte eller lite påvirket av regulering. Nedbørfeltene varierer fra ca. 1 til 1000 km^2 . Figuren illustrerer at middelflom varierer fra under 25 mm/døgn

for mange elver på Østlandet til omkring 100 mm/døgn i enkelte vassdrag på Vestlandet og i Nord-Norge. Selv for målestasjoner som geografisk ligger nær hverandre er det stor variasjon i flomverdiene. Det skyldes først og fremst ulike feltegenskaper. I figuren er stasjonene plassert etter vassdragsnummer, hvor for eksempel vassdragsnummer 2 viser til Glommavassdraget og vassdragsnummer 212 til Altavassdraget. Fullstendig oversikt over ulike vassdragsnummer er blant annet gitt i NVEAtlas på NVEs nettsider eller i rapporten «Nedbørfelt i vassdragsregisteret» (Homstvedt, 1989).



Figur 5. Middelflom i enhet mm/ døgn for nesten 200 målestasjoner spredd over hele Norge. Stasjonene er plassert geografisk etter stigende vassdragsnummer. Det er minimum 10 år med observasjoner ved målestasjonene, og de tilhørende nedbørfeltene er enten upåvirket eller i liten grad berørt av reguleringer. Målestasjonenes nedbørfelt varierer fra ca. 1 til 1000 km².

2.2.3 Generelt om flomberegninger

Beregning av flommer og gjentakintervall for flommer er et omfattende tema. NVE gir opplysninger og råd til de som trenger assistanse, og kan også utføre både enkle og mer kompliserte flomberegninger. Det anbefales å benytte fagfolk med hydrologisk kompetanse til beregning av flommer med ulike gjentakintervall, og å benytte meteorologisk ekspertise for å beregne nedbørintensiteter med ulike gjentakintervall.

Flomberegninger for dammer som er underlagt «Damsikkerhetsforskriften», skal utføres av godkjente fagpersoner innen flomhydrologi. Videre er det et krav at nedbørekstremer skal utarbeides av Meteorologisk Institutt (met.no). Slike flomberegninger skal også sendes NVE for kontroll og godkjenning.

Mye av stoffet i avsnitt 1.2.3–1.2.7 er tatt fra «Retningslinjer for flomberegninger til § 4-5 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg» som ble utgitt av NVE i 2002. En revidert utgave av denne vil være klar i løpet av 2010. I retningslinjen vil en finne flere detaljer og blant annet komplette ligningssett etc. for å kunne utføre flomberegninger.

Det skiller ofte mellom flomberegninger i svært små nedbørfelt (< 0,5 km²), små nedbørfelt (< 20 km²) og store nedbørfelt som kan bli flere tusen kvadratkilometer. Flomberegningen skjer i hovedsak etter følgende metoder:

- Flomberegning på grunnlag av frekvensanalyse av vannføringsdata fra representative målestasjoner.
- Flomberegning på grunnlag av regionale flomformler.
- Flomberegning på grunnlag av en hydrologisk modell som ut fra et gitt nedbørforløp simulerer et flomforløp.
- Flomberegning på grunnlag av avrenningskoeffisienter (den rasjonale formel) og regnintensitet

De ulike metodene er kort omtalt nedenfor, med henvisning til litteratur for mer detaljert informasjon. Generelt anbefales å benytte flomfrekvensmetoden. Ofte vil en kombinasjon av flere metoder være å foretrekke. For eksempel er det i små vassdrag og i områder med dårlig datagrunnlag vanlig å benytte nedbør-avløpsmetoden.

Resultatene bør alltid vurderes mot observerte flomdata eller erfaringstall for flomstørrelser. Det kan også være nyttig å intervjuer kjentfolk med kunnskap om tidligere flommer, undersøke opplysninger om historiske flommer etc. for å vurdere rimeligheten av beregnede flomverdier.

For alle felt uansett størrelse vil frekvensanalyse av observerte vannføringsdata fra representative stasjoner være en god støtte ved vurdering/ bestemmelse av flomstørrelser. For store nedbørfelt (flere hundre km²) der langtidsregn og kombinasjonen regn/snøsmelting er dominerende, bør flomberegningene baseres på frekvensanalyse av observerte vannføringsdata.

Det er utarbeidet regionale flomformler som både gir middelflom og flom med ulike gjentaksintervall basert på en sammenheng mellom feltparametrer og flomstørrelser (Sælthun, 1997). Disse formlene gjelder for felt større enn ca. 20 km².

En annen metode, som er basert på bruk av nedbørdata, er å benytte en nedbør-/avløpsmodell. Dette kan for eksempel være en HBV-modell, eller en forenklet flommodell (PQRUT) som er utviklet ved Hydrologisk avdeling i NVE (Andersen, 1983). I begge tilfelle trengs det kalibrerte eller beregnede modellparametre for det aktuelle feltet. Deretter simuleres et flomforløp ved hjelp av modellen ut fra et nedbør-/snøsmelteforløp som antas å ha samme gjentaksintervall som det vi ønsker å beregne flommen for. PQRUT-modellen egner seg best for felt hvor regnflommer er kritiske, dvs. relativt små felt (ca. 1 – 200 km²) eller felt med lite naturlig dempning, fordi det er vanskelig å fastslå hvilken kombinasjon av snøsmelting og regn som gir flom med ønsket gjentaksintervall.

For avrenning i tettbygde (urbane) strøk benyttes i tillegg en metode som bygger på nedbørdata og avrenningskoeffisienter (den rasjonale formel). Denne metoden anbefales ikke benyttet for felt større enn 0,2 – 0,5 km² (20 – 50 ha) (Lindholm, 2008).

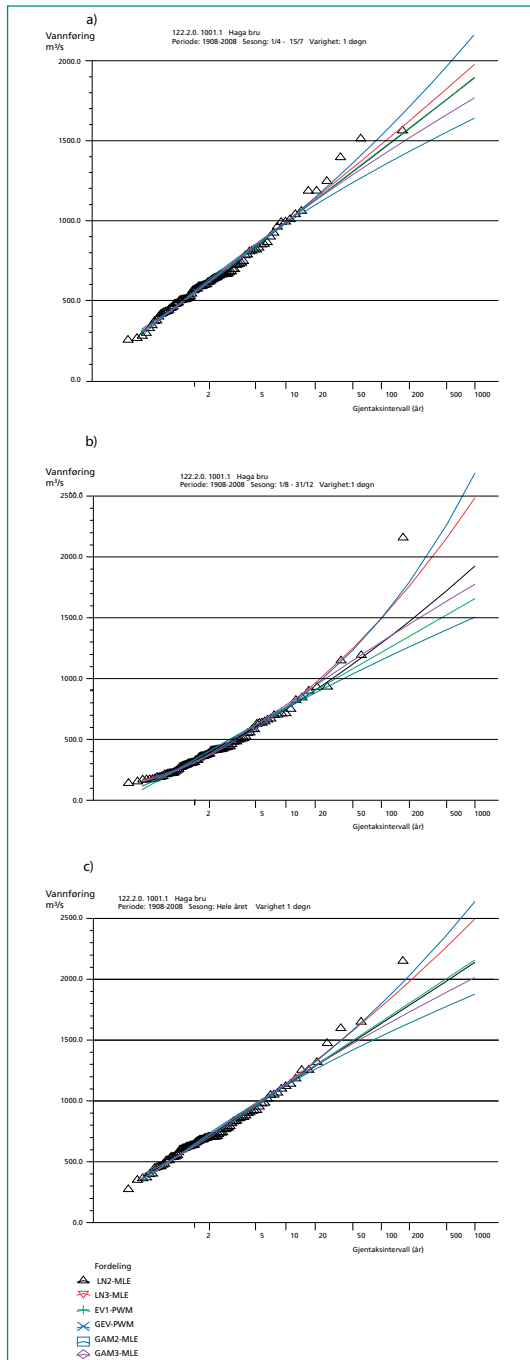
2.2.4 Flomfrekvensanalyse

Flomfrekvensanalyse består i at vi bestemmer frekvensfordelingen ut fra én eller flere flomserier. Vanligvis utføres flomanalyser på data med tidsopløsning 1 døgn. Kulminasjonsverdiene kan være vesentlig høyere (se kapittel 1.2.6).

For å estimere sannsynligheten av større flommer enn de som er observert, tilpasser vi de observerte dataene til en eller flere statistiske fordelingsfunksjoner. Det er to metoder for flomfrekvensanalyse: årsflommetoden og POT-metoden («Peak Over Threshold»).

En korrekt flomfrekvensanalyse forutsetter at de enkelte flommene er uavhengige av hverandre og at vannføringsserien er homogen. Det betyr for eksempel at flommene i vassdraget ikke skal være påvirket av menneskelige inngrep som dammer eller større arealbruksendringer.

Årsflommetoden, som er den som har vært i mest bruk i Norge, går ut på at en bestemmer største vannføringsverdi hvert år, enten basert på alle vannføringene i året eller i en avgrenset sesong. Sannsynligheten for en gitt



års- eller sesongflom estimeres ved hjelp av en plotteposisjonsformel. Bruker en tidsavgrensede årlige sesongverdier, kan en få sterkt misvisende resultater dersom flommer enkelte år uteblir i den sesongen som er valgt. Dette kan være tilfelle for eksempel ved høstflommer i høyfjellsfelt eller i Finnmark.

Ved bruk av sesongverdier må en også være oppmerksom på at det kan ha forekommet store flommer til andre tider av året enn når flommer normalt opptrer. Et klassisk eksempel er fra Gaula i Sør-Trøndelag, hvor den klart største registrerte flommen i Gaula er en regnflom i august 1940, mens mer enn 8 av 10 flommer de

Figur 6. Eksempel på flomfrekvensanalyser av data fra målestasjonen 122.2 Haga bru. Stasjonen ligger i Gaula i Sør-Trøndelag og har bortimot 100 år med observasjoner.

Figurene viser flomanalyser for henholdsvis sesongene: vår (a), seinsommer/ høst (b) og hele året (c). Observerte flommer er markert med trekanter. De fleste store flommene forekommer om våren, men den største er fra august 1940.

Legges «General Extreme Value-fordelingen» (GEV, mørke blå kurver) til grunn, gir analysene en 200-års vår- og høstflom på ca. 1800 m³/s. Mens analysen basert på data fra hele året gir en 200-års flom på drøyt 2000 m³/s. I dette tilfelle ville det være å anbefale å benytte årsflomanalyser, da en ellers risikerer å «miste» store flommer ved analysen.

Skulle en i nær fremtid få en flom av samme størrelsesorden eller litt større enn den man hadde i 1940, vil en ny årsflomanalyse gi en 200-års flom på omkring 2400 m³/s, mens en flom på 2000 m³/s vil få et gjentaksintervall på ca. 100 år.

siste 100 år har vært i forbindelse med snøsmelting og regn på våren og forsommeren (figur 6 a-c).

Ved bruk av POT-metoden legges alle flommer som overskrider en gitt verdi til grunn for analysen. Utvalget kan omfatte hele året eller en avgrenset sesong, men en må være sikker på at de enkelte flomepisodene er uavhengige. I praksis gjør en dette ved å definere en minste tidsavstand mellom to påfølgende flomepisoder, samtidig som vannføringen mellom to påfølgende flomtopper skal underskride en viss verdi. Det kan være vanskeligere å bestemme gjentaksintervallet for flommer etter denne metoden. Den gir imidlertid et godt anslag på flomrisiko dersom de tilgjengelige dataseriene er korte, noe som ofte er tilfelle i små felt.

Resultatet av analysen framstilles både grafisk og i tabellform. Det er vanlig å framstille flomverdiene ved ulike gjentaksintervall skalert ved forholdstallet mellom flomverdien og middelflommen. Dette forholdstallet kalles flomfrekvensfaktor, og i grafisk form kalles dette flomfrekvenskurver. Eksempler på dette er vist i figur 6.

Ved flomfrekvensanalyser velges vanligvis den fordelingen som gir best tilpasning til observerte data, særlig de store flommene, ut fra en vurdering av tilpasning for flere fordelinger. Ofte faller valget på Gumbel-fordelingen (EV1), som er en toparameterfordeling, eller General Extreme Value-fordelingen (GEV), som er en treparameterfordeling.

Middelflom beregnes som gjennomsnittet av største vannføring hvert år eller innen en gitt sesong og betegnes ofte med Q_M . En flom med gjentaksintervall T år betegnes med Q_T . Generelt anbefales for dataserier med lengde («Retningslinjer for flomberegninger, NVE 2002»):

- > 50 år: Q_M beregnes fra observert serie og Q_T/Q_M fra to- eller treparameterfordelinger.
- 30-50 år: Q_M beregnes fra observert serie og Q_T/Q_M fra toparameterfordelinger.
- 10-30 år: Q_M beregnes fra observert serie og Q_T/Q_M ved analyse av andre lengre serier i området, eventuelt ved utvidelse av serien ved modellsimuleringer.
- < 10 år: Q_M beregnes ved korrelasjon mot andre serier og/eller fra flomformler. Q_T/Q_M beregnes ved analyse av andre lengre serier i området, eventuelt ved utvidelse av serien ved modellsimuleringer.

Ved tolkning av resultatene, må en være klar over at det hefter stor usikkerhet ved dem, særlig for sjeldne flommer. Usikkerheten skyldes delvis omregningen fra vannstand til vannføring, som ofte bygger på vannføringskurver som er ekstrapolert langt utover området som er dekket av vannføringsmålinger. En annen kilde til usikkerhet er at de eldste dataene i NVEs database er basert på en daglig observasjon av vannstand inntil utstyr som registrerer vannstanden kontinuerlig ble tatt i bruk. Disse daglige avlesningene betraktes å representere et døgnmiddel, men kan avvike i større eller mindre grad fra det reelle døgnmidlet.

Dessuten er seriene ofte så korte at en enkelt storflom kan påvirke resultatet betydelig. Vesleofsen i 1995 er den største observerte flommen i en rekke flomdataserier i Glomma og Lågen. Da denne flommen ble inkludert i flomanalyser, ble gjentaksintervallet for en gitt flomstørrelse ved flere målestasjoner halvert sammenliknet med tidligere analyser utført uten denne hendelsen. Eller sagt på en annen måte, det som tidligere ble vurdert som en 100-års flom, vil etter en storflom kunne bli vurdert å ha vært en 50-års flom (se også figur 6, eksempel fra Gaula). Også det motsatte kan skje: For en relativt kort serie som inneholder en sjelden flom vil gjentaksintervallet for en gitt flomstørrelse øke etter hvert som det kommer til nye år med mer moderate flommer.

Det anbefales alltid å utføre flomfrekvensanalyser for flere stasjoner i et område, både for å kontrollere at enkeltserier ikke gir ekstreme fordelinger, og for å få et bilde av det regionale mønsteret når det gjelder frekvensfordelinger. Ofte velger man et middel av beste fordeling for flere målestasjoner med lange serier i området som mest representativt.

2.2.5 Regionale flomformler, estimat av flomstørrelser i felt uten målinger

Hvis en ikke har data for det feltet hvor en ønsker flomverdier kan døgnmiddelflommen beregnes ved hjelp av regionale flomformler. Dette er empiriske ligninger som er basert på at det er en sammenheng mellom middelflom og klima- og feltkarakteristika. Formlene gjelder som nevnt tidligere for felt større enn ca. 20 km².

I tillegg er det utarbeidet regionale flomfrekvenskurver med utgangspunkt i lange flomserier som er gruppert i geografisk sammenhengende regioner.

For hver region er det utført en regional frekvensanalyse som har resultert i regionale frekvenskurver. Alle enkeltseriene er skalert på sin middelflom. For eksempel varierer de regionale forholdstallene mellom 200-årsflom og middelflom fra omkring 2,3 – 2,4 for årsflommer, 2,0 – 2,6 for vårflokker og 2,8 – 3,4 for høstflokker.

Formelsettet for beregning av døgnmiddelflom og de regionale frekvenskurvene er publisert i Sælthun et al (1997). Disse er også gjengitt i «Retningslinjer for flomberegninger til § 4–5 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg» som en finner på www.nve.no under fanene «Sikkerhet og tilsyn, Damsikkerhet, Regelverk, Retningslinjer».

For å bruke slike regionale formelverk, må først feltparametre bestemmes fra et godt kartgrunnlag. På NVEs nettsider finner en NVE Atlas som er et geografisk oppslagsverktøy med NVE sine fagtema. Dette vil kunne være til hjelp for å bestemme flere av parametrene som er angitt under. Funksjonaliteten i NVE Atlas er i stadig utvikling, slik at her vil det stadig komme flere muligheter. Alternativt kan feltparametre bestilles fra en kartkonsulent. Aktuelle feltparametre er:

- A: nedbørfeltets areal (km²).
- Q_N : midlere spesifikt årsavløp (l/s•km²). Bestemmes som regel ut fra NVEs avrenningskart for normalperioden 1961–90 (jmf. figur 2).
- P_N : midlere årsnedbør (mm) i normalperioden 1961–90.
- A_{SE} : effektiv sjøprosent (%). Definert som $100 \cdot \Sigma(A_i \cdot a_i) / A^2$, der a_i er innsjø i's overflateareal, A_i er det totale tilsigsarealet til samme innsjø og A er hele nedbørfeltets areal. Alle arealer i samme enhet, for eksempel km².
- A_{SF} : snaufjellprosent (%). Areal av snaufjell i % av feltarealet.
- L_F : feltaksens lengde (km). En rett linje lagt fra utløpet/målestedet til det mest fjerne punktet på vannskillet.
- S_T : hovedelvas gradient (m/km). Definert som $\Delta h' / L_e$, der L_e er hovedelvas lengde i km forlenget til vannskillet, og $\Delta h'$ er total høydeforskjell i meter langs L_e .
- H_L : relieff-forhold (m/km). Definert som H_{50} / L_F , der H_{50} er høydeforskjell i meter mellom 25- og 75-% passasjen på feltets hypsografiske kurve og L_F er feltaksens lengde i km. Feltets hypsografiske kurve angir hvor stor andel av feltet som ligger over visse høydenivåer.

For nærmere definisjon av parametrene og metodikk for beregning av dem henvises til «Retningslinjer for flomberegninger» nevnt over. Når parametrene er bestemt, kan vi beregne døgnmiddelflommen. Deretter kan vi estimere flomstørrelsene ved å multiplisere middelflommen med flomfrekvensfaktorene for de aktuelle gjentakintervallene.

Det er knyttet relativt stor usikkerhet til de regionale formelverkene. Det skyldes både usikre inngangsverdier og fordi feltparametrene bare til en viss grad beskriver de flomgenererende faktorene i de forskjellige nedbørfeltene. Vi bør derfor sammenholde resultatet med observerte flomdata og frekvensanalyser fra nærliggende, representative målestasjoner og annen tilgjengelig kunnskap.

2.2.6 Kulminasjonsverdier

I små nedbørfelt er kulminasjonsverdien ofte betydelig høyere enn døgnmiddelverdien i samme døgn. Dette er undersøkt for et utvalg av mindre og mellomstore felt. I Sælthun et al (1997) er det presentert formler for å beregne skaleringsfaktorer og kulminasjonsverdier i serier der døgnmiddelet er kjent. Også disse er gjengitt i «Retningslinjer for flomberegninger». Inngangsdata til formlene er nedbørfeltets areal (A) og effektiv sjøprosent (A_{SE}) – for definisjoner av disse, se forrige avsnitt.

Som for andre regionale formelverk er det en betydelig usikkerhet, og metoden bør derfor brukes med varsomhet. Generelt vil regnflommer ha høyere forholdstall mellom kulminasjonsverdi og døgnmiddel enn flommer der også snøsmelting gir et vesentlig bidrag. Forholdet mellom kulminasjonsverdi og døgnmiddel varierer fra ned mot 1,0 i felt med stor naturlig dempning til over 2,0 i relativt små felt med liten naturlig dempning. I urbane områder vil dette forholdstallet kunne være vesentlig større, og nedbør i løpet av noen minutter kan være dimensjonerende for eksempel for avløpsnett.

For en rekke målestasjoner finnes det også data med fin tidsoppløsning, slik at flomanalyser kan utføres direkte på kulminasjonsverdiene. Slike analyser kan utføres med programmet FINUT på NVEs programbibliotek. En må imidlertid være oppmerksom på at data med fin tidsoppløsning ikke har vært gjennom den samme kvalitetskontroll og komplettering som

døgndataene. For eksempel vil isoppstuede vannstander kunne gi «kunstig» høye flomverdier. Ved observasjonsbrudd, som ikke er helt uvanlig ved store flommer, er ikke kulminasjonsverdiene komplettert.

2.2.7 Nedbør/avløpsmodell (PQRUT)

En alternativ metode for å beregne en tilløpsfloms størrelse og forløp, er å bruke en nedbør-avløpsmodell. HBV-modellen er eksempel på en slik modell, hvor hele den hydrologiske vannbalansen blir modellert. I HBV-modellen tar en blant annet hensyn til forhold i mark- og grunnvannssonen og endringer i snømagasin. Selv om dette er en relativt komplisert modell med mange parametre som må kalibreres, beskriver også denne naturen på en forenklet metode.

En forenklet utgave av HBV-modellen, er blitt utviklet ved NVE, og inngår i dataprogrammet PQRUT. Denne modellen er benyttet ved en rekke flomberegninger for dimensjonering av dammer over hele Norge. Modellen gir en rimelig god beskrivelse av et flomforløp uten at antall modellparametre blir altfor stort. Det er laget formelsett som gir de tre viktigste parametrene som funksjon av feltparametre (Andersen, 1983). Det er feltparametrene normalavløp (Q_N), effektiv sjøprosent (A_{SE}) og relieff-forholdet (H_L) som inngår i disse formlene (se tidligere avsnitt for definisjoner). Ved hjelp av dette kan en estimere dimensjonerende flom for nedbørfelt uten målinger. Uansett valg av nedbør-avløpsmodell bør modellparametrene fastsettes ved kalibrering mot store flomepisoder når dette er mulig.

Hensikten med en nedbør-avløpsmodell er at et fastlagt nedbørforløp, og eventuelt snøsmelteforløp, skal omregnes til vannføring, dvs. flom i et gitt felt. I prinsippet simuleres en flom, Q_T , på grunnlag av et nedbørforløp med T års gjentaksintervall, P_T . Et problem ved slike beregninger er imidlertid at sannsynligheten til flommen ofte endres. Det er nemlig ikke sikkert at f.eks. nedbør med 200 års gjentaksintervall (P_{200}) gir 200-årsflom (Q_{200}). Nedbøren kan f.eks. komme som snø, eller den kan komme på et sterkt uttørket felt, som gir redusert avløp. På den andre siden kan den også tenkes å være kombinert med snøsmelting. Det er vanskelig å veie disse sannsynlighetene mot hverandre. Tidsoppløsningen i programmet PQRUT kan varieres. For små felt ($< 20 \text{ km}^2$) vil en ofte velge en oppløsning på 1 time eller mindre.

Metoden egner seg best for felt hvor regnflommer er kritiske, dvs. relativt små felt (ca. 1 – 200 km²) eller felt med lite naturlig dempning. Man antar ofte at feltet er mettet ved nedbørens start og at snøsmelting har liten betydning. For felt hvor andre faktorer også påvirker avrenningen er metoden mer usikker. I litt større felt er det ikke rimelig å anta at hele feltet er mettet ved nedbørens start, markvannsunderskuddet kan være betydelig. I felt der snøsmelting gir et betydelig bidrag ved store flommer, er det vanskelig å kombinere regn og snøsmelting slik at det resulterer i riktig gjentakintervall for den simulerte flommen.

Ved bruk av nedbør-avløpsmetoden for beregning av tilløpsflommer med gitte gjentakintervall, må resultatet alltid vurderes mot flomstørrelser beregnet ut fra flomfrekvensmetoden, observerte flomdata eller erfaringstall for flomstørrelser. Det kan være nødvendig å justere inngangsdata eller initialtilstander i nedbør-avløpsmodellen for å oppnå en rimelig overensstemmelse.

2.2.8 Den rasjonale formel

Den rasjonale formel benyttes ofte til enkle overslag for dimensjonering av avløpsledninger i tettsteder (Tollan, 2002). Avrenning Q i m³/s er gitt ved:

$Q = C \cdot i \cdot A$ (den rasjonale formel) der

C = avrenningsfaktor (dimensjonsløs)

i = dimensjonerende nedbørintensitet, (l/s km²) (hvor 2800 l/s km² tilsvarer ca. 10 mm/time)

A = feltareal i km² (noen kurver/formler bruker hektar; 100 ha = 1 km²)

Dimensjonerende nedbørintensitet må bestemmes for et gitt gjentakintervall og med en varighet lik feltets konsentrasjonstid. Konsentrasjonstiden er tiden vannet bruker fra ytterst i feltet til utløpet/ målestedet. Denne tiden varierer mye mellom ulike felt avhengig av både feltstørrelse og feltegenskaper (sjøareal, urbaniseringsgrad, høydeforskjell i feltet osv.)

Alle andre kompliserte og variable tilstander i nedbørfeltet som har betydning for avrenningen er klumpet sammen i avrenningskoeffisienten C . Denne koeffisienten varierer erfaringsmessig fra opp mot 0,9 i urbane områder og områder med bart fjell, til ned mot 0,1 i parker og områder med dyrka mark. Som nevnt tidligere anbefales ikke metoden benyttet for felt større enn 0,2–0,5 km² (Lindholm 2008).

Metoden er nærmere beskrevet i blant annet Bøyum m.fl. (1997).

2.3 Flomvarsling og flomberedskap

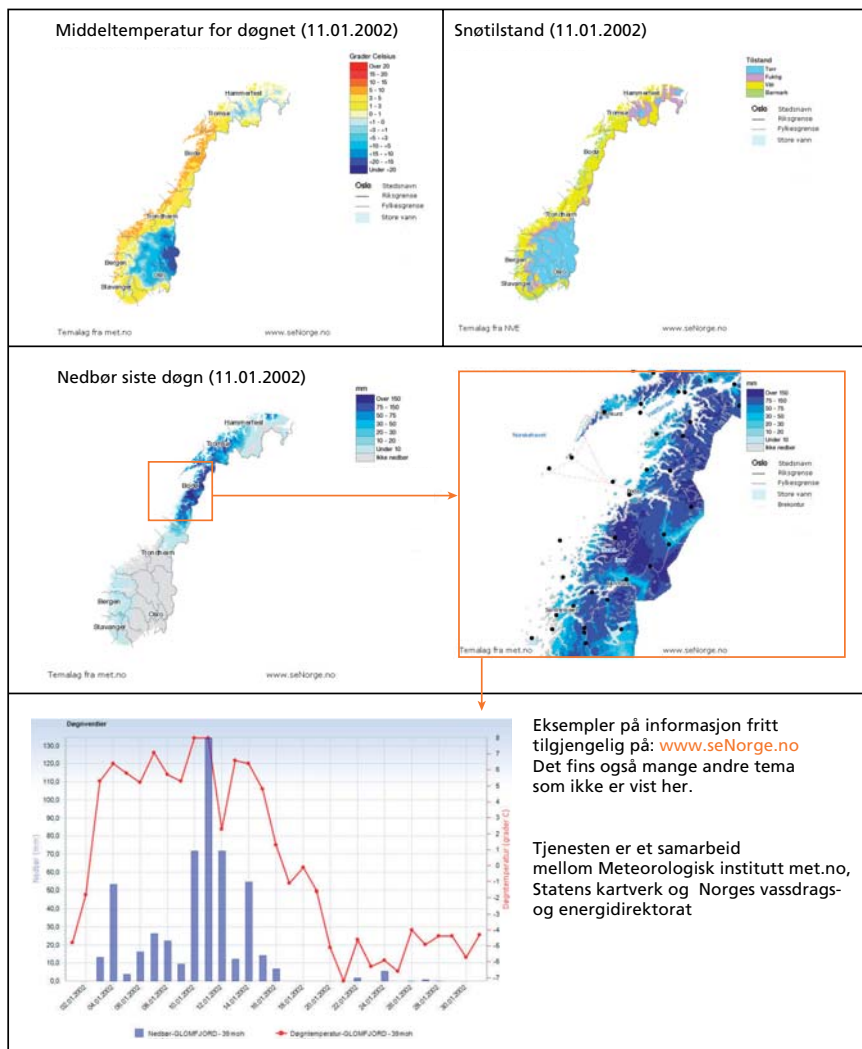
Siden 1989 har NVE hatt en nasjonal flomvarslingstjeneste, og fra 1. januar 2009 fikk NVE ansvar for å ivareta statlige forvaltningsoppgaver innen forebygging av skredulykker. Et av flere foreslåtte tiltak er overvåking og varsling av skredfare, dette er under behandling i NVE (2010).

Flomvarslingstjenesten er operativ døgnet rundt alle dager i året. Vaktstående hydrolog kan alltid nås på telefon 22 95 93 60. Dette er også NVEs beredskapstelefon for beredskapssituasjoner innen alle NVEs ansvarsområder. Hovedhensikten med flomvarslingstjenesten er å:

- formidle flomvarsler, slik at det kan bli utført tiltak for å redusere eventuelle skader.
- informere om situasjoner som øker sannsynligheten for oversvømmelser, spesielt i tilknytning til vassdrag.
- bidra med informasjon til samfunnet under en flomsituasjon, slik at situasjonen kan håndteres best mulig.

For å overvåke situasjonen i vassdragene har flomvarslinga tilgang til sanntidsdata fra omkring 350 målestasjoner for vannstand og vannføring over hele landet. Antallet øker stadig noe. I tillegg kommer det inn temperatur- og nedbørdata fra en rekke meteorologiske stasjoner drevet av met.no. Også informasjon i sanntid om andre hydrologiske variable, som snø (mengde og utbredelse), tele, mark- og grunnvannsforhold er av stor verdi.

Mye av denne informasjonen oppdateres daglig og er tilgjengelig for enhver som er tilknyttet internett. Nettstedet www.seNorge.no inneholder tusenvis av kart som beskriver både meteorologiske og hydrologiske forhold i Norge fra 1957 frem til og med i morgen. Eksempler på noe av det en kan finne er lagt ved i figur 7. Nettstedet utvikles stadig med nye produkter, for eksempel planlegges det i løpet av 2010 å tilgjengeliggjøre satellittbilder som viser snødekningsgrad. I tillegg til kartinformasjon kan en via denne portalen også plote tidsserier med hydrologiske og meteorologiske observasjoner. Også innen behandling av tidsserier vil det stadig komme flere muligheter.



Eksempler på informasjon fritt tilgjengelig på: www.seNorge.no
 Det fins også mange andre tema som ikke er vist her.

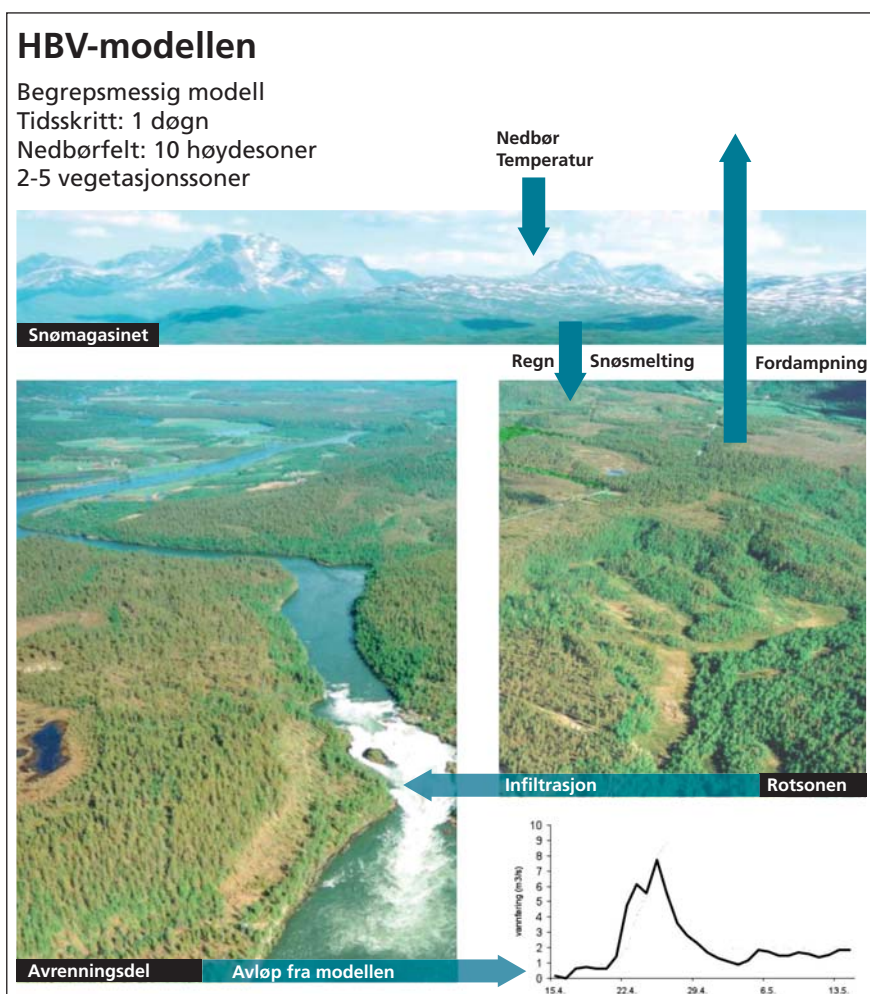
Tjenesten er et samarbeid mellom Meteorologisk institutt met.no, Statens kartverk og Norges vassdrags- og energidirektorat

Figur 7. De tre øverste kartene viser temperatur, snøtilstand og nedbør 11. januar 2002. Til høyre i midten er Nordland fokusert. Her kom det svært mye nedbør denne dagen. Nederst til venstre vises observert temperatur og nedbør i Glomfjord i januar 2002. Fra 10. til 12. januar kom det drøyt 270 mm regn i Glomfjord. Mye regn, sammen med snøsmelting, ga den største flommen på flere tiår i flere vassdrag i Nordland.

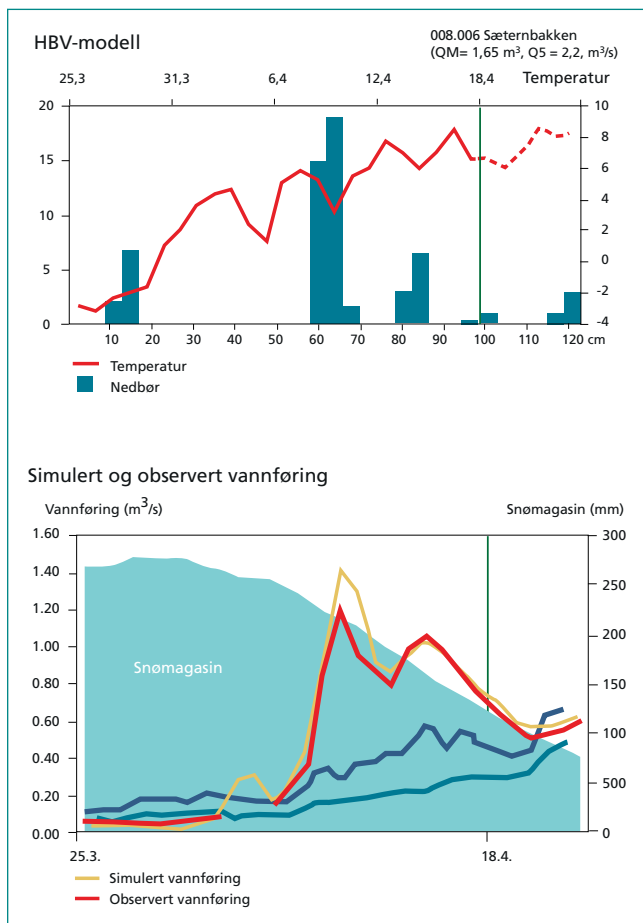
www.seNorge.no er utviklet i et samarbeid mellom Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens Kartverk og Meteorologisk Institutt.

2.3.1 Flomprognoser og flomscenarier

NVE har ansvar for at det til enhver tid finnes en korttidsprognose for vannføringer. Denne oppdateres jevnlig og gjelder for 3–4 dager framover. Vannføringsprognosene er kvalitative og klassifiseres i forhold til det normale for årstiden. Korttidsprognosene er tilgjengelig på NVEs nettsider og på NRKs tekst-TV.



Figur 8a. Øverst, prinsippkisse av HBV-modellen. Inngangsdata er temperatur og nedbør. Snømagasin, fordampning, infiltrasjon og fuktighetsinnhold i rotsonen beregnes i tillegg til vannføring (avrenning). Illustrasjon etter Elin Langsholt, NVE.



Figur 8b. Den nederste figuren viser et eksempel på observert (svart heltrukken strek) og simulert (svart stiplet strek) vannføring fra slutten av mars til slutten av april for målestasjonen 8.6 Sæternbekken. Målestasjonen har et nedbørfelt på drøyt 6 km² og ligger i nærheten av Oslo.

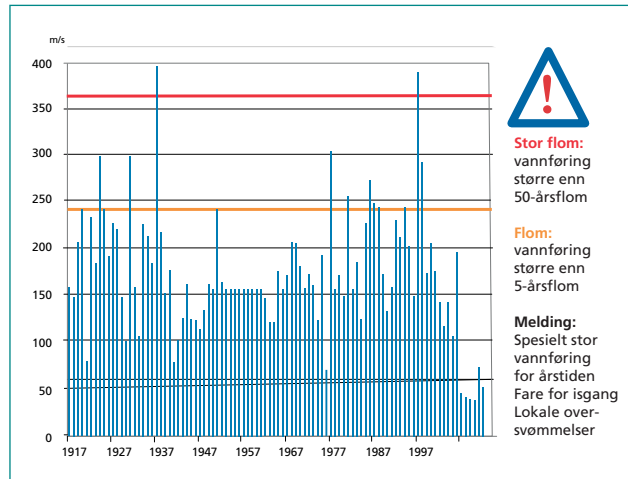
I den nederste figuren er grensen for stor vannføring for årstiden angitt med blå strek, mens grensene for normal og liten vannføring har henholdsvis grønn og gul strek. I eksempelet over økte vannføringen fra liten til stor vannføring for årstiden fra slutten av mars til midt i april. Økningen var forårsaket av mildvær med regn og snøsmelting.

Vannføring klassifiseres som *stor*, *normal* eller *liten* for årstiden ut fra vannføringsstatistikk, eller som *flomvannføring* dersom den er tilstrekkelig stor. Historiske data er brukt for å kalibrere HBV-modeller (figur 8 a–b) for en rekke målestasjoner. Disse modellene benyttes sammen med prognosert nedbør og temperatur til å lage vannføringsprognoser for de nærmeste dagene. På grunnlag av prognosene og en faglig vurdering av disse utarbeides det eventuelt flomvarsler.

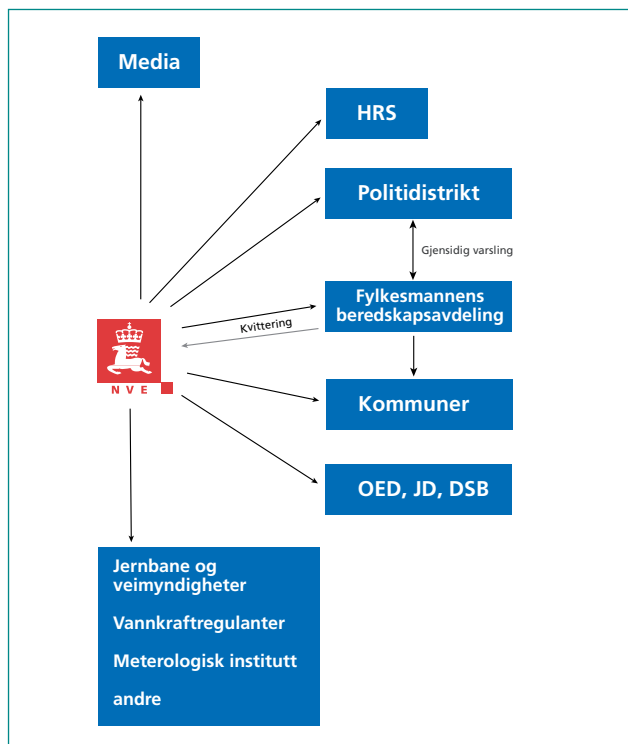
Varsel om flom eller stor flom gis når vannføringa ventes å overstige henholdsvis 5- eller 50-årsflom i ett eller flere vassdrag. Middelflom har et statistisk gjentaksintervall på 2,33 år. Flomvarsler distribueres til blant annet beredskapsansvarlige hos aktuelle fylkesmenn, disse har så ansvaret for å

sende varslene videre til berørte kommuner. Også en rekke andre etater og media mottar flomvarsler (figur 9 a–b).

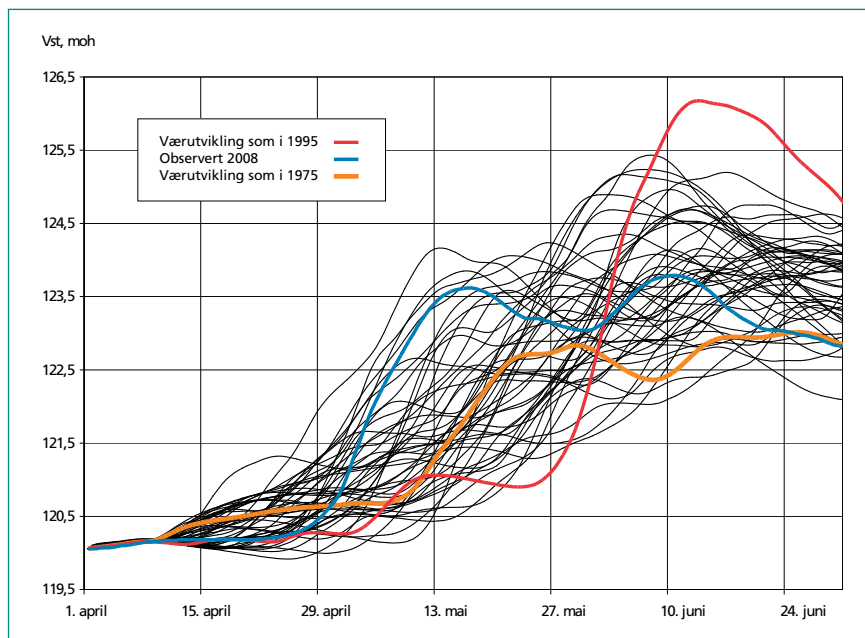
Ved NVEs flomvarsling utarbeides det også scenarier for forventet vannføring de kommende ukene/ månedene. Dette gjøres spesielt for å vurdere sannsynligheten for å få større vårflommer enn normalt. For eksempel vil en ved å kjøre et slikt scenario pr. 31. mars, anta at HBV-modellen beskriver «nåtilstanden» i naturen med hensyn til snømagasin, jordfuktighet osv. Deretter fores modellene med nedbør- og temperaturdata for månedene april – juli for de siste 50 år. En vil da få 50 mulige vannføringsutviklinger videre, og et bilde av sannsynligheten for å få større flommer enn normalt. I figur 10 er det vist et eksempel på slike scenarier for Mjøsa som ble utarbeidet våren 2008. For Mjøsa er det i tillegg til HBV-modeller, som beregner scenarier for tilslaget til innsjøen, benyttet en hydraulisk modell for å beregne vannstandsutviklingen. Dette er nødvendig da vannføringen ut av Mjøsa både påvirkes av lukestillingen ved Svanfoss kraftverk, som ligger ved utløpet av Mjøsa, og av vannstanden i Glomma.



Figur 9 a. Kriterier for utsendelse av flomvarsel.



Figur 9 b. Distribusjon av flomvarsler.



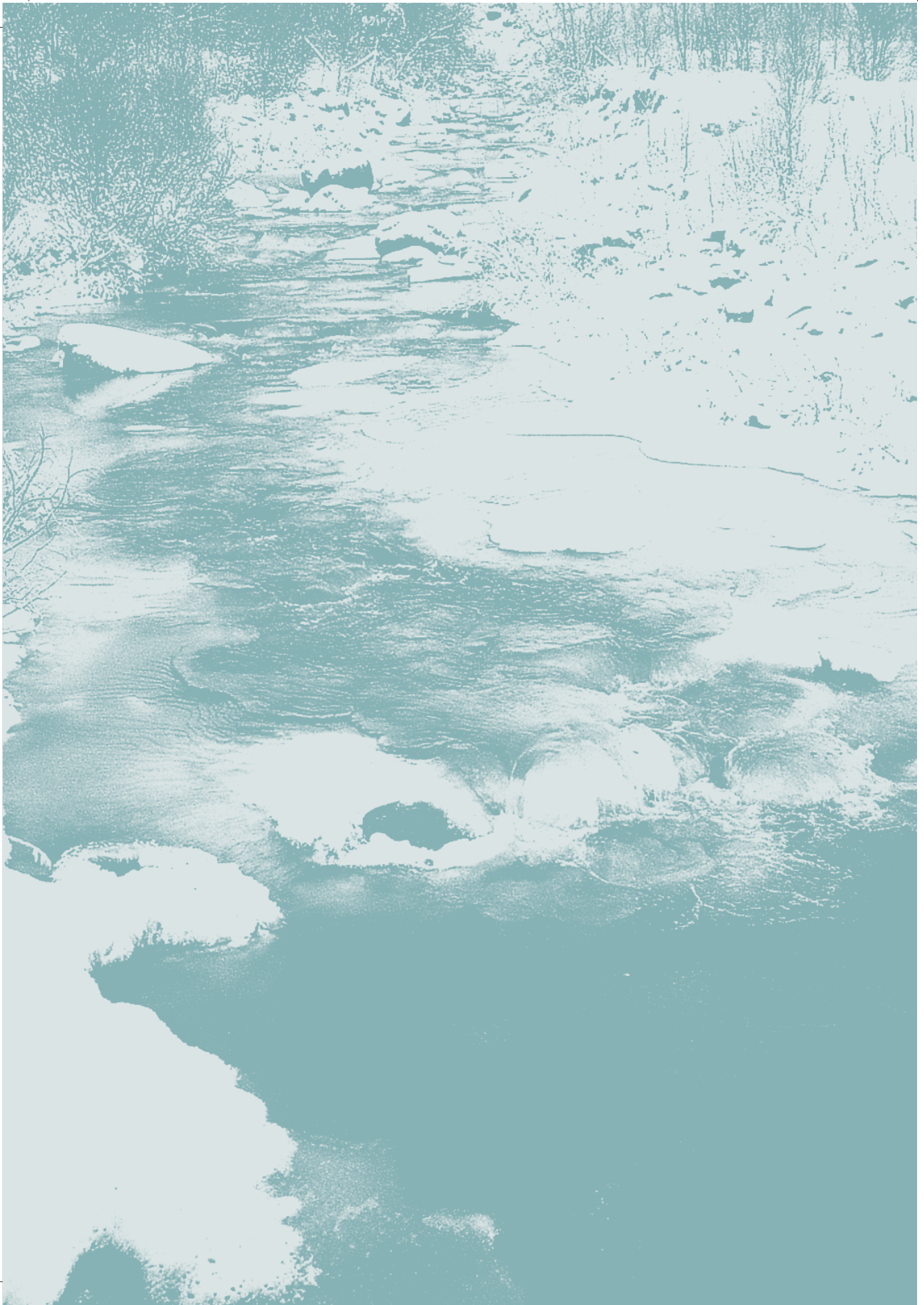
Figur 10. Vannstandsscenarioer for Mjøsa våren og sommeren 2008. Beregningene er basert på scenarioer for tilsig til Mjøsa. Tilsigscenarioene er beregnet fra hydrologisk tilstand (snømengde, mark- og grunnvannsforhold) i hele Mjøsas nedbørfelt per 1. april 2008. Deretter er de hydrologiske modellene foret med værdata (nedbør og temperatur) fra de siste 50 år, som gir 50 ulike tilsigscenarioer. Til slutt er dette lest inn i en hydraulisk modell for å beregne vannstandsutviklingen i Mjøsa.

I 2008 kulminerte vannstanden i Mjøsa den 10. juni på ca. 123,8 moh. Med en værutvikling som i 1995 ville vannstanden blitt drøyt 2 m høyere, mens en værutvikling som i 1975 ville gitt en vannstand som var en 0,5 – 1 m lavere. De øvrige alternativene gir kulminasjons-vannstander mellom disse, med en median kulminasjon på ca. 124,2 moh.

For alle alternativene er det antatt at lukene ved Svanfoss kraftverk, ved utløpet av Mjøsa, er helt åpne.

Is i vassdrag





Innledning

Is i vassdrag er et viktig element i norsk natur. Islagte elver og vann var særlig tidligere, når veinettet var dårlig utbygd, vanlige ferdselsveier også for biltransport. Fortsatt er det noen steder der isen er det beste alternativet som transportvei. Det er utarbeidet flere veiledere for isveier. Ved anleggsarbeid i vassdrag kan det være en fordel å benytte isdekket for å få gjennomført tiltak som ellers ville krevd flåtetransport eller bygging av adkomstveier. Det er i denne sammenheng svært viktig å planlegge arbeidsoperasjonene godt i forhold til isforholdene.

Is utnyttes også i forbindelse med friluftaktiviteter. I den sammenheng utarbeider NVE rådgivende ismeldinger gjennom vinteren. Meldingene er regionale og gjelder isens farbarhet for persontrafikk, se www.nve.no. Annen type ferdsel vurderes altså ikke i disse ismeldingene.

I vassdrag med store isproblemer i form av isganger og istrykk på byggverk og konstruksjoner kan det i noen tilfeller gjennomføres tiltak for å hindre eller minske skadeomfanget. Når skadesituasjoner oppstår er det også viktig å håndtere disse på en riktig måte. Iskrefte kan bli store på konstruksjoner og sikringsanlegg langs vassdrag. Det er derfor viktig å oppnå en best mulig dimensjonering, utforming og plassering av konstruksjoner/anlegg som utsettes for iskrefte.

Isforholdene avhenger av vassdragets utforming, «geografi», og meteorologiske og hydrologiske forhold. De meteorologiske og hydrologiske forhold varierer regionalt og over tid, det samme gjelder derfor for isforholdene. Ved inngrep i vassdrag vil de hydrologiske forhold endres. For virkninger på isforholdene er det spesielt endringer i vannføring og vanntemperatur som er viktig. Det er vesentlig forskjell på isdannelsen i innsjøer og elver. Isforhold i Norge og virkninger av vassdragsreguleringer er nærmere beskrevet i rapporten «Isdannelse og virkning av vassdragsreguleringer på isforhold» (Asvall, 2010).

3.1 Tetthet og temperatur for vann og is

Rent vann har størst tetthet, $1,000 \text{ g/cm}^3$, ved 1 atm. trykk når temperaturen er litt under $4 \text{ }^\circ\text{C}$. Tetthetsvariasjonene er små, men likevel avgjørende for de termiske forhold i både elver og innsjøer. Frysepunktet er $0 \text{ }^\circ\text{C}$ og tettheten avtar til $0,918 \text{ g/cm}^3$ ved frysingen. Ved ytterligere avkjøling øker isens tetthet og er ved $-30 \text{ }^\circ\text{C}$ $0,923 \text{ g/cm}^3$. Fig. 1 viser hvordan vannets tetthet varierer med temperaturen.

Temperaturen i elver og innsjøer varierer med tid og geografisk beliggenhet. Det er både døgn- og årssykluser som hovedsakelig skyldes tilsvarende variasjoner i de meteorologiske forhold. Det foregår alltid en varmeutveksling mellom vannet og omgivelsene.

I praktisk talt alle norske innsjøer vil overflatetemperaturen være over $4 \text{ }^\circ\text{C}$ om sommeren og under $4 \text{ }^\circ\text{C}$ om vinteren. Fordi vannet er tyngst ved $4 \text{ }^\circ\text{C}$ vil vannet i innsjøer være varmere i overflaten enn i dypet om sommeren, og omvendt, altså kaldere i overflaten enn i dypet, om vinteren. En gang i løpet av våren eller forsommeren vil vannet ha samme temperatur, nær $4 \text{ }^\circ\text{C}$, i alle dyp. Dette kalles vårsirkulasjonen. Tilsvarende vil det være om høsten, og da har vi høstsirkulasjonen. Disse omveltningene drives av varmeutvekslingen med omgivelsene, med varmetilførsel om sommeren når lufttemperaturen er høyere enn vanntemperaturen, og omvendt med varmetap fra vannet når vanntemperaturen er lavest. I tillegg er vinden en meget viktig faktor for blanding av vannmassene.

Etter høstsirkulasjonen foregår den videre avkjølingen av vannet ved varmeutveksling i vannmassene, og ofte i vesentlig grad, blanding av vannmassene på grunn av vind. I de aller fleste innsjøer i Norge blandes vannmassene helt til bunnen slik at hele vannmassen vil være avkjølt til $2\text{-}3 \text{ }^\circ\text{C}$ i dypet før isdannelsen kan begynne. Bare i meget dype innsjøer i Norge er vanntemperaturen i dypet nær $4 \text{ }^\circ\text{C}$ året rundt.

3.2 Is på innsjøer

For at vann skal fryse må vannoverflaten være noe underkjølt. Veksten av iskrystaller forutsetter en krystallasjonskjerne av fast stoff. Den første isen dannes ikke som en ensartet hinne, men skyter ut fra punkter i strandkanten eller urenheter i overflaten og danner et nettverk av isnåler. Etter hvert islegges områdene mellom dette nettverket. Dette kalles kraving. Et snøfall gir livlig isdannelse på en underkjølt vannflate.

Så snart et sammenhengende isdekke er dannet vil temperaturen på undersiden av isen være 0 °C. På oversiden av isen synker temperaturen til under 0 når det er kaldere i luften, og isen vokser på undersiden. Etter hvert som isen vokser avtar varmetapet og isveksten går saktere. Et snødekke på isen isolerer enda bedre og isveksten kan bortimot stoppe opp. Dette kalles *statisk isdannelse*, og is dannet på denne måten er stålis, se figur 3.1.

Isen legger seg først i grunne områder mens på dypere partier tar avkjølingen av vannet lenger tid, se figur 3.2. Sterk vind før hele sjøen er islagt vil kunne føre til at deler av isdekket brytes opp, at det blir uregelmessigheter i isdekket, og at isleggingen generelt forsinkes. Isen beskytter vannet under mot videre avkjøling, og det er små endringer i vanntemperaturen etter islegging.



Figur 3.1. Nydannet stålis. Foto: Knut Aune Hoseth.

Tetthetsforskjeller i isdekket på grunn av forskjellig temperatur fører til spenninger som gjør at det blir sprekker i isen. Dersom snøbelastningen blir større enn isens oppdrift vil vann trenge opp gjennom sprekker i isen og føre til overvann. I kulde vil snøsørpe fryse til sørpeis oppå stålisen. Ved vekslende vær vil det kunne bli flere is og sørpelag, ofte adskilt av vannlag.

I os og sund vil vannhastigheten øke og varmere vann fra dypere lag vil kunne trenge opp mot overflaten og forårsake åpne partier og områder med tynnere is. Denne effekten er sterkere jo større gjennomstrømningen i innsjøen er.

Temperaturen på vannet som renner ut av innsjøen vil i de fleste tilfeller være noe over 0 °C. Dersom avstanden til ovenforliggende innsjø er tilstrekkelig vil innløpsvannet til de fleste innsjøer som ikke er påvirket av regulering være nær 0 °C. Det er altså vannhastigheten ved innløpet sammen med tilgang på varmere vann i innsjøen som forårsaker svekket is ved osene. Innløpsosen er vanligvis noe større enn utløpsosen, videre vil osene vokse når vannføringen øker.

Utover våren, når innstrålingen gjør seg mer gjeldende, vil først snøen og så isen begynne å smelte. Når tilsiget øker og vannstanden stiger vil isen etter hver bli landløs. Isen påvirkes svært lite før det meste av snøen er borte. Noe av strålingen trenger da også gjennom isen, og gradvis vil varmetilførselen



Figur 3.2. Nydannet is med åpent vann i dypområde. Foto: Randi Pytte Asvall.

til vannet nærmest under isen øke og temperaturen stige. Bindingen mellom iskrystallene svekkes av strålingen slik at fastheten i isen avtar. Så lenge innsjøen er islagt er varmeutvekslingen nedover i dypet et resultat av varmeledning og vertikal konveksjon på grunn av tetthetsvariasjoner for vann av ulik temperatur. Videre vil gjennomstrømningen også påvirke forholdene.

Så snart det blir isfrie områder vil vindomrøring bidra til å øke varmeutvekslingen i sjøen og vanntemperaturen vil igjen stige til 4 °C. Dette er vårsirkulasjonen, og deretter blir det varmeste og letteste vannet liggende øverst.

3.3 Is på elver

Islegging

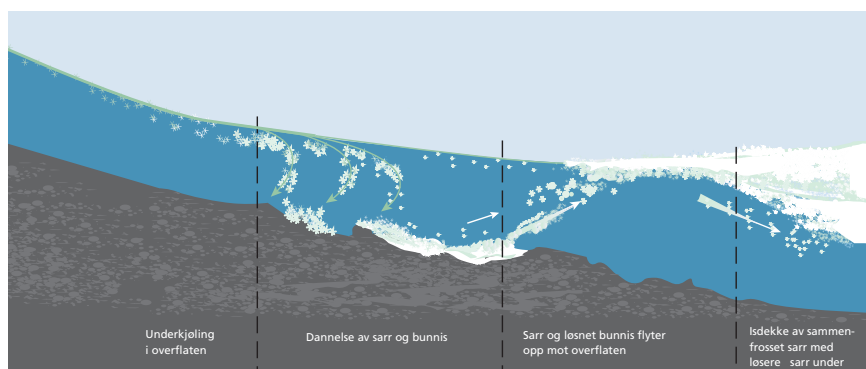
I turbulent strømmende vann er det tilnærmet fullstendig blanding av vannmassene, og ved vedvarende kulde vil hele vannmassen etter hvert avkjøles til meget nær 0 °C. Ytterligere varmetap fra vannet vil resultere i at et meget tynt overflatelag underkjøles. Denne underkjølte vannfilmen beveger seg gjennom vannet ved virvlingen, og når den kommer i kontakt med frittstående krystallisasjonskjerner, med andre faste gjenstander eller med bunnen, dannes det is i form av sarr eller bunnis. Dette er *dynamisk isdannelse*, og prosessen betegnes som kjøving, se figur 3.3.

Figur 3.3. Dynamisk isdannelse med kjøving og bunnis. Foto: Randi Pytte Asvall.



Sarr og bunnis, som ofte kalles undervannsis, skiller seg sterkt fra krystallinsk stålís. Undervannsisen er kornet og svampaktig, den er helt gjennomtrukket av vann, og virker som et meget tregt filter. Sarr blandet med underkjølt vann betegnes som aktivt sarr. Dette kleber meget lett til bunnen, steiner, og faste gjenstander i vannet.

I dype og meget langsomtflytende elvestrekninger begynner isleggingen omtrent som på innsjøer med dannelse av stålís. Isleggingen vil forstyrres av variasjoner i vannføringen. Generelt vil isdannelsen i elver begynne med at det mange steder dannes strandis og isen vokser utover. Ved vannhastigheter under ca. 0,4 m/s vil flytende sarr feste seg på langsgående iskanter. Flytende sarr vil stanse mot tverrgående isfronter ved vannhastigheter opp mot ca. 0,6 m/s. Blir hastigheten større vil sarr og flytende isklumper dykke under isen og akkumuleres under isen som «hengende dammer» på roligere partier. Det effektive tverrsnittet for strømmende vann vil innsnevres og dette kan forårsake overvann på isen og oversvømmelser på land. Isdannelse og islegging ved moderat fall er skissert i figur 3.4 og 3.5.



Figur 3.4. Isdannelse og islegging i elv med moderat fall. Kilde: Edvigs V. Kanavin.

I elver med større fall vil det i sterk kulde kunne bygges opp bunnisdammer som demmer opp vannet oppstrøms dammene, se figur 3.6. Etter hvert som isdammene vokser blir vannhastigheten oppstrøms dammene mindre og vannmagasinet bak vil kunne islegges med overflateis. På lengre strykstrekninger vil det ofte bygges opp flere bunnisdammer etter hverandre



Figur 3.5. Islegging i Tanaelva, Finnmark. Foto: Randi Pytte Asvall.

slik at elva får et trappeliknende profil. Når det meste av strykpartiene er islagt reduseres avkjølingen og faloppvarmingen får overtaket. Faloppvarmingen for vann er $0,01\text{ °C}$ pr. $4,27\text{ m}$ fall. Dette er tilstrekkelig til at isdammer kan gjennomskjæres og vannmagasinet vil da tømmes ut, se figur 3.7. Når det er omtrent likevekt mellom faloppvarming og avkjøling er isforholdene stabilisert.

Økning i vannføringen eller bare stigende temperatur kan imidlertid føre til at isdammer løsner før isforholdene er blitt stabilisert og dette kan utløse en isgang.



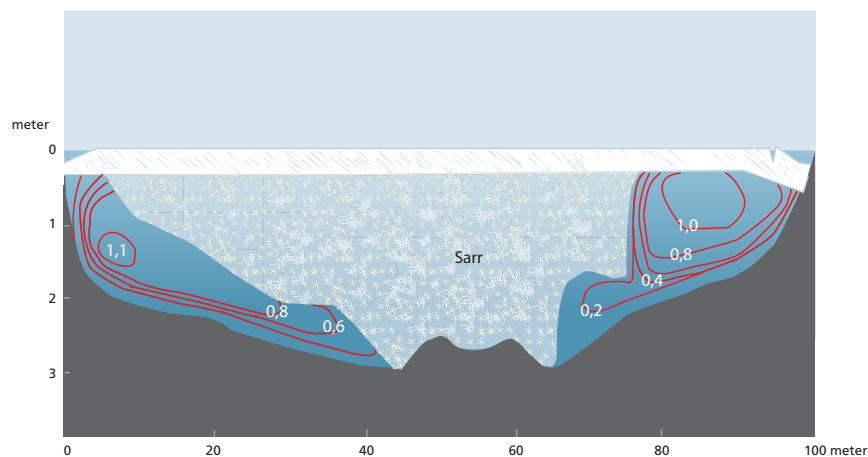
Figur 3.6. Bunnisdam i Begna, Oppland. Foto: Syver Roen.



Figur 3.7. Vannmassene har skjært igjennom Bunnisdammen i Begna. Foto: Syver Roen.

Isoppstuving

Den vannstanden som observeres om vinteren vil gjerne ha et meget varierende forløp selv om det virkelige vintertilsiget er svakt synkende og varierer svært lite. I en islagt elv er det friksjon mot istaket, og sarr og bunnis i elva vil heve vannstanden, se figur 3.8. Videre kan det være økt vannstand på grunn av oppstuvning fra nedenforliggende isdammer, eller synkende vannstand som følge av oppdemming bak isdammer lenger opp i elva.



Figur 3.8. Strømforskjell og fordeling av sarr og vann i en islagt elv. Kilde: Edvigs V. Kanavin.

Forskjellen mellom vannstanden i elv med og uten is ved samme vannføring kalles isoppstuving. Det er i mange sammenhenger viktig å vite den virkelige vintervannføringen redusert for isoppstuving. Dette kalles isreduksjon.

Det krever stor erfaring og lokalkunnskap for å kunne gjøre en god isreduksjon. Direkte målinger av vintervannføringen, sammenlikning av tilsiget med ikke isoppstuede nærliggende målestasjoner og kunnskap om de meteorologiske forhold er viktig i dette arbeidet. Hydrologiske tilsigsmodeller er stadig i utvikling, og nyere modeller ser ut til å bli et godt grunnlag for å forbedre isreduksjon og etter hvert også i noen grad kunne erstatte vintermålinger.

Ved vurderinger av tiltak, f. eks. i forbindelse med oversvømmelser og isskader, er både den isreduerte og den observerte vannstanden viktig.

Isganger

Når ismasser løsner og kommer på flyt nedover vassdraget sier vi at det går en isgang. Ismassene vil fortsette inntil isen stopper mot et fast nedenforliggende isdekke, en grunne eller sving i elveleiet, eller andre ting som gjør at motstanden mot videre bevegelse blir for stor. Det vil da stå igjen en strekning med sammenskjøvne ismasser som vi kaller en iskork. Dette omtales ofte som isgangen selv om bevegelsen har stanset opp. Ovenfor iskorken vil elva være isfri opp til det stedet isgangen ble utløst. Vi skjelner mellom vinterisganger og vårisganger.

Under isleggingen kan det bli brudd på en isdam, og vannføringen videre nedover øker plutselig. Er det flere nedenforliggende bunnisdammer vil disse også ofte løsne, en etter en, og isgangen vokser i omfang. Dette



Figur 3.9. Oppskjövne isflak etter vinterisgang i Beiarelva, Nordland. Foto: Kjell Pedersen.



Figur 3.10. Vårisgang i Tanaelva, Finnmark. Foto: Randi Pytte Asvall.

kalles *vinterisgang*. Ismassene skyves sammen og danner en iskork, som vil hindre avløpet i elva, og vannet kan ta nye veier utenom elveleiet og føre til oversvømmelser. Selve ismassene kan ødelegge bruer og andre ting som måtte være i veien. Elva blir da rensert for is der hvor isgangen har gått, og isdannelsen må begynne på nytt. Siden dette skjer om vinteren vil iskorken kunne fryse sammen og eventuelle senere isganger vil stoppe mot denne første iskorken og forårsake mere skader. Det er ikke uvanlig at det enkelte år kan gå flere vinterisganger før isforholdene blir stabilisert. Figur 3.9 illustrerer situasjonen etter en stor vinterisgang i Beiarelva.

Bunnisdammene løsner gjerne i forbindelse med værromslag med økning i vannføring og stigende lufttemperatur. Vinterisganger kan imidlertid utløses ved at lufttemperaturen stiger selv om det hele tiden er kuldegrader.

Vårisgang skjer som navnet sier om våren, se figur 3.10. Vårisgangen utløses alltid av sterk og rask stigning i vannføringen. Isdekket har ofte allerede til dels løsnet fra land.

Isen brekker opp i store flak, store ismasser på lange strekninger, ofte med lite fall, kommer på flyt, og brekker mer og mer opp. Ismassene vil fortsette inntil isen stopper og danner en iskork. Iskorken demmer vannet oppstrøms og forårsaker ofte oversvømmelser. Etter hvert som vanntrykket bak iskorken øker vil hele eller deler av iskorken bevege seg videre, ofte rykkvis.

Ved alle isganger er det store krefter i gang, og det er lite å gjøre når isgangen først har startet.

Isløsning

På de fleste elver er det hele vinteren åpninger i isen i strykpartiene, en del årvisse strømråker, og det kan være grunnvannsråker langs land noen steder. Om våren når avkjølingen minker og innstrålingen øker vil alle råker vokse i størrelse. Økende vannføring vil tære på isen nedenfra samtidig som råkene vokser, se figur 3.11. I strykpartiene vil isen kunne brette litt opp og isklumper bevege seg i strømmen uten at dette kan karakteriseres som isgang. Dette er *termisk isløsning*, men isløsningen kan også være *dynamisk* ved at det går en vårisgang.



Figur 3.11. Termisk isløsning i strykparti. Foto: Knut Aune Hoseth.

I de fleste tilfeller vil isløsningen være en kombinasjon av termisk og dynamisk isløsning. På noen strekninger vil det gå isgang, mens isløsningen på andre strekninger er termisk. Isganger kan gå i sideelver slik at ismassene går videre ut i hovedelva. For den videre isløsningen er det da avgjørende om isen fortsatt ligger i hovedelva eller allerede har gått.

3.4 Svellis

Når vann i sakte bevegelse fryser kompakt med underlaget blir det svellis. Dette skjer særlig når det er lite snø og i sterk kulde, og oftest i bekker og mindre elver når vannføringene generelt er lave. Etter hvert som det naturlige elveleiet fylles opp med kompakt svellis vil svellisen kunne bre seg langt utover elvekantene. Svellisen kan dannes på bar bakke, men også på underlag av is, spesielt ved utløp av mindre bekkeløp i islagte elver og vann. Svellis kan også tette stikkrenner, kulverter og grøfter, se figur 3.12. Svellisen kan vokse til flere meters tykkelse og ise ned bl.a. veier, hus og jorder.



Figur 3.12. Svellis i stikkrenne. Foto: Knut Aune Hoseth.

3.5 Endringer i isforholdene ved vannkraftutbygging

Når et vassdrag reguleres for kraftutbygging endres to faktorer som er viktige for isforholdene, nemlig vintervassføringen og vanntemperaturen. Vintervassføringen blir oftest redusert på elvestrekninger som ligger ovenfor, mens vintervassføringen øker nedenfor utløpet av kraftstasjonen.

Endringer i vintervassføring og vanntemperaturforhold som en regulering medfører vil under ellers like meteorologiske forhold kunne føre til vesentlige endringer i isforholdene. Hvilke endringer og hvor store endringer en kan vente i det enkelte tilfellet avhenger foruten av meteorologiske og fysisk-geografiske forhold i vassdraget først og fremst av utforming og drift av kraftverkene og reguleringen av magasinene.

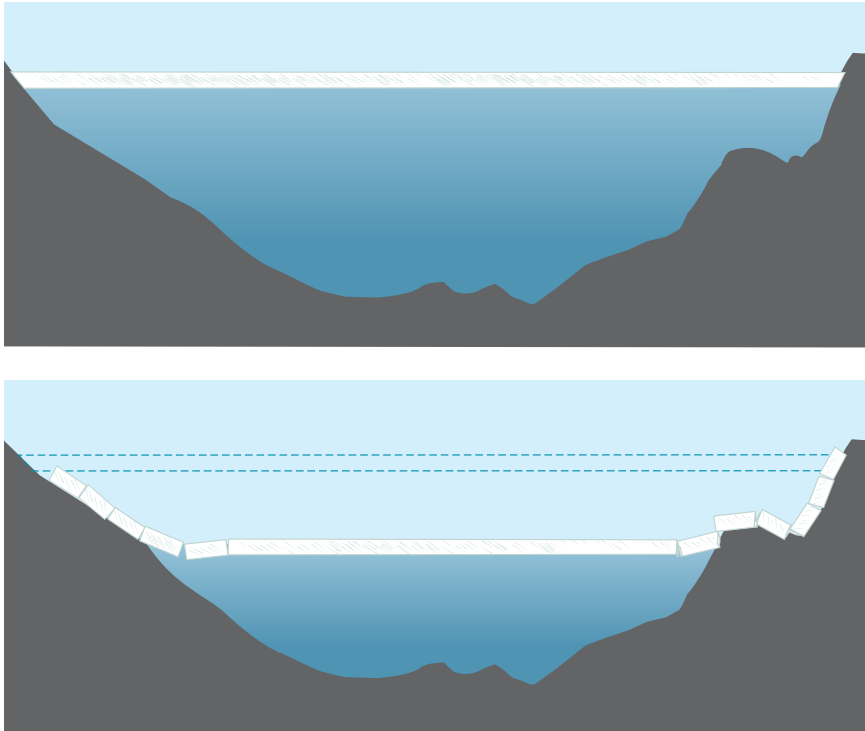
3.5.1 Varierende vannstand i magasiner

I magasinene vil vannstanden kunne endres innenfor manøvreringsreglementet. Noen steder vil vannstanden være stadig synkende, mens vannstanden andre steder kan variere opp og ned på grunn av varierende drift, særlig døgn- og ukeregulering, ved kraftstasjonene.

Ved oppdemning vil innsjøen islegges noe senere. Forsinkelsen avhenger av graden av oppdemning. I forbindelse med nedtapping vil det oppstå strømninger, spesielt i trange sund og på steder med ujevne bunnforhold, som kan føre varmere vann opp mot isen og svekke denne. Dette forekommer særlig ved rask nedtapping.

Etter hvert som magasinet nedtappes og vannstanden synker blir isen liggende delvis på land. Dette vil ofte føre til at isen sprekker langs strandkanten, og kan forårsake overvann langs land, se figur 3.13.

På steder hvor stranden er bratt kan iskantene og sprekkene dessuten skape vansker for trafikken til og fra isen. Dette gjelder de fleste magasiner med regulerings høyde av noen betydning. Varierende drift vil forverre forholdene ytterligere, spesielt med landløs is lange perioder om vinteren.



Figur 3.13. Oppsprekking av isdekke ved nedtapping av magasiner. Kilde: Syver Roen.

3.5.2 Endring i gjennomstrømning

I magasiner uten vesentlig endringer i gjennomstrømning vil isforholdene ikke være vesentlig forskjellige fra sammenliknbare uregulerte sjøer. I enkelte tilfeller kan gjennomstrømningen reduseres ved utbygging. I slike tilfeller blir isforholdene mere stabile enn før.

Isforholdene på innsjøer med økt gjennomstrømming og magasiner med stor gjennomstrømning er spesielt avhengig av mengde og temperatur av det gjennomstrømmende vannet. Økt gjennomstrømning skyldes overføringer fra andre magasiner eller vassdrag, og ofte direkte utløp av kraftstasjoner. Der kraftstasjonene har inntak på noe dyp vil driftsvannet om vinteren få høyere temperatur enn de øvrige naturlige tilsig har. Vi skiller her mellom *kaldt* og *varmt* vann. Kaldt vann har i denne sammenheng temperatur fra 0 til 0,2 °C, og varmt vann fra 0,2 til ca. 3 °C, vanligvis 1-2 °C.

Ved økt gjennomstrømning av *varmt* vann vil det åpne området ved innløpsosen bli større, men ellers er virkningen av økt gjennomstrømning på isforholdene i dype innsjøer forbausende liten. I utløp, trange sund og grunne partier der strømhastigheten øker, og varmere vann fra dypere lag presses opp mot isen, vil isen svekkes og det kan bli nye råker, og eksisterende råker vil øke i størrelse. I grunne innsjøer er virkningene større og kan føre til åpen strømråk gjennom hele innsjøen.

I nærheten av tunnelinntak og utløp vil det bli svekket is og oftest råker. Virkningen avhenger av lokale forhold og temperatur og mengde av tunnelvann. Tunnelinntak og utløp vil gjerne ligge på steder det ikke er naturlig å finne elveosser, og der det dermed ikke naturlig er svekket is. Når disse er dykket kan det, særlig på høy vannstand, bli fast is mellom land og det område der isen svekkes, og slike forhold er derfor ekstra farlige.

Effektkjøring med varierende drift ved kraftverkene vil gjøre isforholdene mer ustabile og uforutsigbare.

Ved økt gjennomstrømning av *kaldt* vann blir virkningene små, men kan føre til litt tidligere islegging og iblant tykkere is.

NVE har under utarbeidelse en kartografisk fremstilling av svekket is på magasiner (se www.nve.no).

3.5.3 Elvestrekninger med redusert vannføring

Der vassføringen reduseres vil vannhastigheten avta og vanntemperaturen vil synke raskere om høsten når lufttemperaturen synker, fordi det er en mindre vannmengde som skal avkjøles. Dette kan føre til noe tidligere islegging, men normalt blir den totale isproduksjon i løpet av vinteren mindre enn før. Der elveleiet er bredt og vannet i lavvannsperioder renner som et tynt sjikt over elvebunnen kan elva bunnfryse i kuldeperioder. Dette kan i enkelte tilfeller skape problemer i form av svellis, oversvømmelser og nedising av lavtliggende områder o. a. En innsnevring av overflaten av det vannførende elveløp ved lavvann eller bygging av terskler, kan redusere avkjølingen og svellisproduksjonen.

Normalt vil ikke reduksjon i vintervannføringen føre til forverring av isforholdene.

Ved uvanlig stort tilsig av grunnvann, som om vinteren ofte kan ha en temperatur på 2-3 °C, kan elva gå åpen hele vinteren på lange strekninger dersom vannføringen reduseres tilstrekkelig.

3.5.4 Elvestrekninger med økt vannføring

Nedenfor avløpet fra en kraftstasjon vil vanligvis vintervannføringen og derved vannhastigheten øke. Som nevnt foran er både vannets hastighet og temperatur viktig for isforholdene. Dersom driftsvannet går i tunnel fra magasinet til kraftstasjonen vil avløpsvannets temperatur være tilnærmet den samme som vanntemperaturen ved inntaket.

Vanntemperaturen vil så synke utover vinteren etter hvert som magasinet tappes ned. Når driftsvannet kommer fra gjennomstrømningsmagasiner vil det generelt være lavere temperatur på driftsvannet.

Ved utløpet av en kraftstasjon vil det på grunn av stor vannhastighet alltid være et område med åpent vann. Da driftsvannet dessuten har temperatur høyere enn 0 °C må vannet avkjøles før det kan bli noen form for isproduksjon. Under ellers like forhold vil en stor vannføring føre til at det blir et større område som går åpent enn når vannføringen er mindre, og isfronten vil flyttes nedover elva. Når vannet er avkjølt til 0 °C vil elvas fall og vassføring, altså vannhastigheten, bestemme om det skal bli dynamisk eller statisk isdannelse i elva. Dynamisk isdannelse er den form for isdannelse som oftest skaper isproblemer i våre vassdrag. Der det er isdannelse blir isproduksjonen større jo større vannføringen er.

Etter at vanntemperaturen har sunket til 0 °C, vil det derfor ved en regulering som fører til økt vintervannføring i elveleiet være større fare for isvansker enn tidligere dersom de meteorologiske forhold ligger til rette for isdannelse.

Dersom driftsvannets temperatur er så høy at elvevannet ikke avkjøles til frysepunktet før det kommer til en innsjø eller renner ut i havet, blir det ingen isproduksjon, og elvestrekninger som før regulering hadde isvansker kan derfor etter regulering bli fri for disse.

3.5.5 Småkraftverk

Småkraftverk har oftest et lite inntaksmagasin hvorfra vannet ledes til kraftstasjonen lenger ned i elva. Det kan oppstå store problemer dersom elva oppstrøms inntaket er sarrførende. På elvestrekningen som bygges ut vil vannføringen reduseres tilsvarende slukeevnen i kraftstasjonen, elva kan tidvis gå tørr eller det kan være en pålagt minstevannføring. Uten minstevannføring

kan elveleiet være utsatt for svellisdannelse som ved skiftende værforhold kan løsne og skape problemer.

Det er særlig viktig å vurdere forholdene omkring inntaket slik at ikke vanntilførselen stoppes til av is.

3.6 Tiltak mot isproblemer

3.6.1 Framskynde islegging

De fleste isproblemene forekommer i isleggingsperioden om høsten og forvinteren og under isløsningen om våren. Problemene i isleggingsperioden er minst ved tidlig og rask islegging. I mange tilfeller vil det være en god investering å finne fram til tiltak som kan framskynde islegginga på strykstrekninger der elva ellers vil produsere store ismengder. Før isforholdene stabiliserer seg, er risikoen for isganger ofte stor. Tiltak som lokalt reduserer strømhastigheten og dermed øker istilveksten, har god virkning.

I mindre elver har lenser og terskler i noen tilfeller vist seg å være effektive tiltak for å framskynde islegging. I større vassdrag er dette vanskeligere. I regulerte vassdrag har det gitt gode resultater å redusere samt holde en jevn vannføring (jevn kjøring av kraftverk i motsetning til effektkjøring) i den første skikkelige kuldeperioden. Når vannføringa økes igjen, bør det skje gradvis over flere dager. Det må imidlertid understrekes at dette er kompliserte sammenhenger, og at det i praksis er vanskelig å gardere seg mot isproblemer.

3.6.2 Hva kan gjøres for å løsne sammenskjøvne ismasser

Når isgangen først er startet, er det ofte lite vi kan gjøre for å hindre ismassene i å stoppe opp og sette seg fast. Iskorker kan føre til skader, oversvømmelser og at vann- og ismasser tar seg nye løp utenom elveleiet, se figur 3.14.

Vanligvis løsner ismassene av seg selv etter at det har bygd seg opp tilstrekkelig vanntrykk ovenfor. Det er i mange tilfeller både risikofyllt og nytteløst å gjennomføre tiltak for å løsne iskorker, men i enkelte tilfeller kan



Figur 3.14. Vårisgang i Repparfjordelva, Finnmark. Foto: Anders Bjordal.

dette være hensiktsmessig. Det er svært viktig å ivareta sikkerheten ved slike operasjoner. Det som må ivaretas ved alle tiltak for å løsne iskorker er at personell og utstyr som utfører operasjonene må lokaliseres til steder i forhold til ismassene og bakenforliggende oppdemt vann som ikke utsettes for fare om/når iskorken løsner. Tiltak må også konsentreres til, eller starte på nedstrøms side av iskorken slik at ismasser som løsnes suksessivt forflyttes nedstrøms. Vi skal imidlertid alltid være oppmerksom på at ismasser som løsner, vil kunne skape isproblemer lenger nedover i vassdraget. Det er derfor meget viktig å vurdere konsekvensene av tiltakene i hvert enkelt tilfelle.

Å løsne iskorker ved gravemaskin er, om dette lar seg gjøre, ofte den mest effektive og hensiktsmessige metoden, se figur 3.15. Dette kan være et vanskelig og til dels farefylt arbeid som må planlegges nøye. Arbeidet bør bare utføres av erfarne og lokalkjente maskinførere med tilstrekkelig stor gravemaskin (stor rekkevidde). Tiltak for å løsne/åpne iskorker må ikke gjennomføres før iskorken har satt seg, og som for øvrige tiltak for å løsne isdammer må gravingen starte fra nedstrømsiden i en del av elva der det er stor nok dybde og vannføring til at løsnede ismasser blir transport ut fra iskorken. Gravearbeidet må utføres fra land eller grunne områder langs en av elvebreddene. Det anses

for risikofylt å ha en gravemaskin ute på den del av iskorken der det er, eller vil bli, høyere vannstand når iskorken løsner.

I Verdalselva har det flere ganger vært gjennomført tiltak for å løsne iskorker ved hjelp av kran og kule, et utstyr som normalt benyttes til riving av bygninger. Dette utstyret har stor rekkevidde, og anleggsmaskin samt personell vil være plassert på sikker grunn ved elvebredden, se figur 3.16. Tiltakene har hatt en viss effekt.

Sprenging for å løsne iskorker var en metode som ble benyttet en del tidligere, men som nå bare unntaksvis anbefales. Sprengningsarbeidet er risikofylt, gir som regel liten virkning og det vil også kunne ha negative miljømessige virkninger ved at det genereres trykkbølger som kan gå ut over bunndyr og fisk. Mulighetene for å lykkes ved sprenging er størst dersom sprengningen konsentreres til nedre del av iskorken og ved djupålen i elva, slik at ismasser som løsner av sprengingsoperasjonen blir ført nedover i vassdraget. Fra utlandet har men erfaring med at det ikke bør benyttes for raskt sprengstoff ved sprenging i is, da dette bare kan lede til knusing og ikke oppløsning av ismassene. Ladninger bør plasseres under isen eller så dypt som mulig, og disse må utløses samtidig.



Figur 3.15. Gravemaskin løsner isdam i Helgåa, Nord Trøndelag. Foto: Torger Wisth.



Figur 3.16. Mobilkran med kule løsner isdam i Helgåa, Nord Trøndelag. Foto: Torger Wisth.

Isganger og iskorker skal behandles med respekt og forsiktighet. Det er store krefter i sving. Eventuelle tiltak må utføres med den aller største omtanke der det tas hensyn både til vassdragsmiljøet, de personene som utfører det farefulle arbeidet, og til byggverk, boliger og kommunikasjonsanlegg. Det er spesielt risikofyllt om det er stor oppstuvning av vann og is oppstrøms iskorken kombinert med at denne er ustabil. I de fleste tilfeller ligger gjerne isen sikrest der den er.

3.6.3 Kanalisering og opprensning

Mindre elver og bekker kan tettes igjen av kjøving og svelling. Dette kan igjen gi problemer ved at vann ledes ut av elveleiet og inn mot eksempelvis boligområder og veger. For å redusere skader av dette kan vi grave grøfter i isen for å konsentrere dreneringa og hindre at det sveller utover i uønskede retninger, se figur 3.17. Det er viktig å få samlet all avrenningen i grøfta. En gravemaskin med smal grøfteskuffe og skarpe tenner egner seg godt til dette arbeidet. Graving av isgrøfter vil ha størst effekt på ettervinteren eller utenom sterke kuldeperioder tidligere på vinteren.



Figur 3.17. Graving av grøft i svellis konsentrerer vannstrømmen og kan gi rask nedskjæring i ismassene. Tysla i Rendalen, Hedmark. Foto: Are Mobæk.

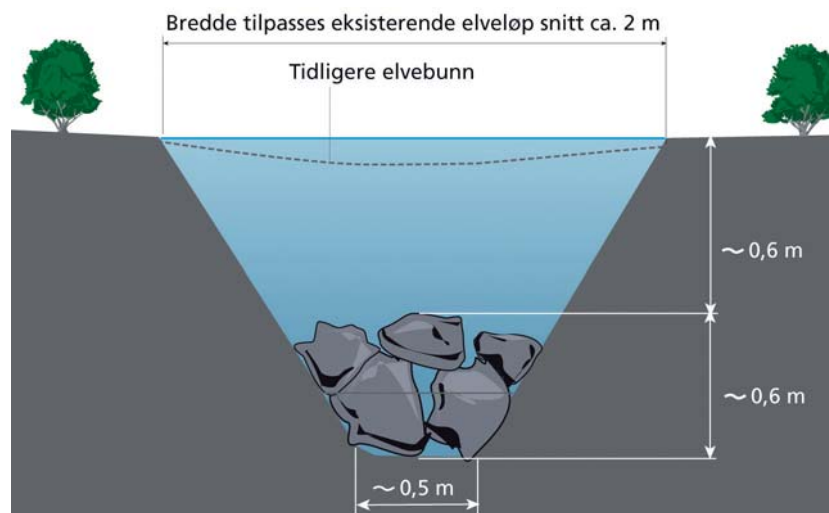
Kanaliserings og utretting av elvestrekninger med vidt og grunt elveleie der det forekommer bunnfrysing, overvanning og oppsvelling, vil vanligvis ha positiv virkning på isforholdene uansett fallforhold. Dette gjelder spesielt dersom kanalen tilpasses både flommer og normale vinteravløp. Figur 3.18 viser elveløpet i ei regulert elv uten minstevannføring der det er bygget et dobbeltprofil der lav- og vintervannføring samles i en smal dyppenne mens flomvannføringen fra lokalt tilsig og ev. overløp fra kraftanlegget samles i et større sikret elveprofil.

På elvestrekninger der fallet er stort, vil resultatet ofte bli best dersom kanalstrekningen avtrappes med terskler. Kanaliserings og utretting av bekker og mindre sideelver som kjøver og sveller opp, vil kunne bedre isforholdene radikalt. Bekkefarene bør være forholdsvis smale og dype. På strekninger med stort fall bør løpet avtrappes med terskler.

I mindre og bratte bekker kan det være aktuelt å utdype og senere gjenfylle med større stein i bunnen av bekkeløpet. Denne type tiltak vil lede til at lavvannføringen renner langs bunnen av steinfyllinga, mellom steinene, der faren for tilfrysing er mindre enn på overflaten, se figur 3.19.



Figur 3.18. Elveprofil for å redusere isproblem i regulert vassdrag med redusert vannføring. Niemenenaikojohka i Kvænangen, Troms. Foto: Knut Aune Hoseth.



Figur 3.19. Utvidet bekkeprofil som er delvis gjenfylt med stein for å redusere isproblem.

Kanalisering og utretting av bekker og elver har som regel uheldige virkninger for vassdragsmiljøet, og det må i hvert enkelt tilfelle vurderes om og evt hvordan disse negative virkningene kan reduseres.

3.6.4 Terskler

Virkningen av terskler avhenger både av terskeldammens størrelse, gjennomstrømningen og av forholdene oppstrøms og nedstrøms terskelen. Er terskelen tilstrekkelig stor, vil vannhastigheten kunne reduseres så mye at terskelbassenget islegges. Dette på grunn av at en slik terskel fører til oppstuvning og rolige strømforhold oppstrøms terskelstedet. Dette gir tidlig og rask gjenfrysing og dermed stabile isforhold. Under isdekket bør vannstrømmen kunne gå rolig og uhindret. Ved stor sarrproduksjon oppstrøms terskelen vil det kunne dannes en bunnisdam på terskelkrona som høyner vannstanden i terskelbassenget. Terskelbassenget kan i tillegg fylles med sarr. Små terskelbasseng er spesielt utsatt for slike prosesser, og disse kan derfor forverre og ikke bedre isproblemene.

3.6.5 Framskynde smelting ved å strø med sand og grus

I mange elver vil det i løpet av vinteren kunne danne seg et tykt og massivt isdekke som representerer en trussel ved en eventuell vårisgang. Da kan det være fornuftig å hjelpe naturen ved å framskynde smeltinga utover våren. Ved å gjennomføre tiltak for å svekke isen langs djupålen kan senere problem under isgangen reduseres/unngås. Slike tiltak er spesielt aktuelle langs strekninger der det erfaringsmessig har vist seg å kunne oppstå betydelige isproblemer. Ofte gjelder dette langs stilleflytende strekninger av vassdrag nedenfor strekninger med større fall. De naturlige isprosessene vil her innebære at isen ligger mer stabil og løsner senere enn for strekningen oppstrøms, og når ismassene herfra løsner vil de kunne bygge seg opp mot det stabile isdekket lenger ned.

Utenlands er det eksempel på at det iverksettes store og omfattende tiltak for å svekke isen langs slike strekninger. Denne type tiltak kan bestå i oppsaging av isen med spesialbygde issagefartøyer (metoden benyttes bl.a. årlig i Nord-Finland), oppbryting av isen med isbryterer, pløying, oppboring eller sprenging av isdekket.

En enklere metode, som også benyttes i Norge, er å svekke isen ved å strø på isoverflaten med et materiale som absorberer solenergi og penetrerer isdekket. Det er viktig at materialet som benyttes har riktig densitet, ikke er giftig eller gir uheldige virkninger for miljøet, ikke tynnes ut i vann og har rimelige kostnader ved innkjøp og utlegging. Det er som regel hensiktsmessig å benytte en sand-grusblanding, og det bør da velges et velgradert materiale med kornfordeling mellom ca. 0,1 og 3 mm. Den grove fraksjonen er viktig for å gi høy absorpsjon av solenergi, mens den finere fraksjonen reduserer nødvendig mengde av materialet samtidig som den penetrerer isdekket raskt. Sandlaget må være så tynt at også bunnsjiktet mot isen blir oppvarmet av solenergien. Tidspunktet for sandstrøing bør være ca. 1 mnd før isløsningen, og det bør ikke strøs i forkant av sterkt snøfall. Erfaring viser at snøfall på over 20 cm etter strøing gjør at det ikke blir effekt av denne type tiltak. I praksis har vi sjelden anledning til å strø store arealer. Det anbefales derfor å konsentrere seg om å strø en stripe langs djupålen/strømdraget slik at smeltevannet på isoverflaten etter hvert samles og gradvis bidrar til å åpne en råk. Denne metoden er blant annet brukt med god virkning i Neidenelva i Finnmark, se figurene 3.20 og 3.21.



Figur 3.20. Sandstrøing for å åpne råk i Neidenelva, Finnmark. Foto: Knut Aune Hoseth.



Figur 3.21. Etter en tid har det åpnet seg en åpen råk langs traséen som er strødd.

Foto: Knut Aune Hoseth.

3.7 Belastning fra is

Selv med lave istemperaturer er materialet is nær smeltepunktet sammenlignet med øvrige materialer.

Isens mekaniske egenskaper kan variere mye, og viktige forhold som innvirker på isens egenskaper er bl.a. istemperatur, porevolum samt belastningshastighet og belastningsretning i forhold til isstrukturen. Is kan reagere både som et sprøtt og et plastisk materiale. Kreftene fra is kan bli store og det er i tillegg komplisert å beregne disse. Ispåkjenninger mot konstruksjoner vil enten begrenses av de drivende kreftene på ismassene eller av isens bruddkapasitet. Ettersom volumet øker når vann fryser til is, oppstår det i trange rom svært store ekspansjonstrykk. Tabell 3.1 gir en oversikt over noen vanlige islaster med eksempel på maksverdier for store konstruksjoner:

Tabell 3.1. Islaster

| | |
|-------------------------------------|---------------------|
| Frostsprenghing | ~ 200 Mpa |
| Krefter fra is i bevegelse | > 1.000 kN |
| Termisk ekspansjon av fast is | 300 kN/m |
| Dynamisk last når isdekket sprekker | 100 kN/m |
| Løftekrefter fra flytende is | 1.000 kN |
| Påhengskrefter av isdekke | 1.000 kN |
| Nedising fra bølgeslag | 5 kN/m ² |
| Nedising fra snø | 2 kN/m ² |
| Nedising fra atmosfæren | 1 kN/m ² |

3.7.1 Iskrefter på flom- og erosjonssikringsanlegg av stein

Det eksisterer lite informasjon om dimensjonering av flom- og erosjonssikringsanlegg av stein i forhold til iskrefter. Retningslinjer for iskrefter beskriver i stor grad bare påkjenninger på konstruksjoner som pillarer, fyr, offshoreinstallasjoner med mer. I retningslinjer for konstruksjoner av stein fra flere land beskrives det som regel bare at denne type påkjenning må ivaretas, uten at det beskrives hvordan.

I en veileder for staten Minnesota i USA fra 1989 beskrives at dimensjonerende steinstørrelse beregnet i forhold til hydrauliske krefter multipliseres med en sikkerhetsfaktor på mellom 1,2 og 1,5 når sikringsanlegg av stein langs elver utsettes for iskrefter. I en kanadisk retningslinje for fyllingsdammer henvises det til erfaringer som tilsier at fyllingsdammer som ivaretar dimensjoneringskriterier i forhold til bølgepåkjenning også ivaretar nødvendig sikkerhet i forhold til iskrefter.

Amerikanske forsøk viser at det er viktig å dimensjonere flom- og erosjonssikringsanlegg med god gradering av steinmassene når anleggene utsettes for isbelastning. Dette samt viktigheten av å anlegge en slakest mulig skråningsvinkel på sikringsanlegget samsvarer godt med norske erfaringer.

Figur 3.22 viser skade på et erosjonssikringsanlegg langs Tanaelva som er bygget av naturstein.



Figur 3.22. Erosjonssikringsanlegg kan vanskelig dimensjoneres mot så store krefter som under denne isgangen i Tanaelva. Foto: Knut Aune Hoseth.

Av amerikanske forsøk fremkommer anbefalinger om steinstørrelse D_{100} på 2 ganger opptredende istykkelse når sidehelningen er slakere enn 1 : 3, mens det anbefales steinstørrelse D_{100} på 3 ganger opptredende istykkelse når sidehelningen er 1 : 1,5.

Det bør anlegges slake skråninger (ikke brattere enn 1 : 2), en godt plastret sikring som også har velgraderte masser og et veletablert vegetasjonssjikt for å redusere skadepotensialet. For å unngå skader av iskrefter er det viktig at det er god innbyrdes låsing av steinen i erosjonssikringen. Det er også fordelaktig med en liten tilfrysningsflate mellom is og stein.

Ved dimensjonering av flom- og erosjonssikringsanlegg i forhold til dimensjonerende hydrauliske krefter legges det til grunn at sikringsanlegget

må ha spesielt god styrke og utforming i foten (mot elvebunnen). Iskrefte vil imidlertid som regel gi påkjenninger på et høyere nivå av sikringsanlegget. Det eksisterer som regel erfaringer fra på hvilket nivå i en elveskråning iskrefte vanligvis opptrer (vannstands nivået ved isgang).

3.7.2 Dynamiske iskrefter på konstruksjoner

Isganger representerer store krefter som kan ødelegge eller skade til og med de mest solide konstruksjoner. Bruer er bl.a. utsatt for isgangsskader, vanligvis i form av erosjon ved pilarer og landkar. Drivende isflak under isganger påfører utsatte bygningskonstruksjoner betydelige påkjenninger, se figur 3.23.



Figur 3.23. Ispåkjening mot hytte under isgang i Tanaelva. Foto: Randi Pytte Asvall.

I faglitteraturen er teorien om vannets bevegelsesmengde brukt til å beregne dynamiske kraftpåkjenninger mot pilarer og brukar. Sammenliknet med andre krefter som påvirker brupilarer, er den direkte strømkraften av rent vann forholdsvis liten, men den må ikke neglisjeres. Istrykk ved isganger gir som oftest mye større påkjenninger. Dette er avgjørende for bl.a. fundamentdyp og

forankringsbolter i fjell, og for armering og dimensjoner på fundamenter og piler.

Når krefter fra flytende isflak fører til påkjenning vinkelrett mot en fast konstruksjon kan det foretas en forenklet beregning under forutsetning av bruddmekanismen enaksiell knusing. En formell for slik iskraft er gitt i American Petroleum Bulletin 2N, 1982:

$$F_h = I * K * \sigma_c * D * h$$

F_h = horisontal iskraft (MN)

I = formfaktor

K = kontaktfaktor

σ_c = enaksiell trykkfasthet (MPa)

D = diameter eller bredde til konstruksjonen i området med iskontakt (m)

h = istykkelse (m)

Formfaktoren er avhengig av forholdet mellom D og h, og I kan settes til 1,2 for $D/h > 15$ mens faktoren settes til 4,5 for D/h tilnærmet lik null. Kontaktfaktoren kan variere mellom 0,4 og 1,0 og den kan settes til 0,45 for ismasser som beveger seg med jevn hastighet og som ikke er fastfrosset til elvebreddene.

Brupilarer som er utsatt for drivende is, kan utstyres med isbryter, dvs. en skråstilt og spisset eller avrundet pilarkant mot strømretningen. Isflakene vil da kunne «ri» opp på denne pilarkanten og brytes i stykker, samtidig som de utøver en horisontal og vertikal (stabiliserende) kraftkomponent mot pilaren. Formelen over gjelder ikke for skråstilte konstruksjoner.

Ved brubygging er det viktig at piler og landkar ikke innsnevrer elveløpet unødig. Særlig uheldig kan dette være på steder hvor elveløpet skifter retning.

3.7.3 Sarr, bunnis og svellis på konstruksjoner

Sarr og bunnis kan skape store problemer f.eks. for inntak til kraftstasjoner, vannverk og fiskeanlegg. Aktivt sarr kleber seg til varegrinder og luker og hindrer vanngjennomgangen. Passivt sarr sammen med store mengder løsnet bunnis kan også sperre inntaka og fylle små inntaksmagasiner med tilnærmet vanntett ismasse. Det vil i de fleste tilfeller være en fordel å plassere inntak på

at lavest mulig nivå i forhold til vannivået i inntaksmagasinet for å redusere slike problemer. Ulike overflatebehandlinger har vært utprøvd for å redusere isens heftegenskaper til varegrinder, luker med mer.

Et vanlig problem er at det i isleggingstiden bygger seg opp is (bunnis eller svellis) på terskelkroner. Dette fører til at terskelhøyden øker, og dermed blir erosjonspåkjeningen større ved terskelfoten nedstrøms.

Isen på toppen av terskelen vil også øke påkjeningen på terskelkrona både på grunn av isens oppdrift og strømmens vippeeffekt. Dette kan også påvirke isgangsforholdene. For å redusere slike problemer viser erfaring at det er gunstig å bygge en markert dyprenne i terskelen, slik at vintervannføringen samles i et begrenset løp. Dyprennen bør i de fleste tilfeller utformes på en slik måte at den også tilrettelegger for fiskeoppgang.

3.7.4 Fastfrysing og termiske iskrefter

Isdekker som er frosset fast til strendene vil kunne bryte ned elvekantene når vannstanden senere varierer. Dette er en vanlig årsak til erosjonsskader langs innsjøer, i reguleringsmagasin og langs stilleflytende elvestrekninger med vannstandsvariasjoner. Slike skader oppstår eksempelvis der vintervannføringen etter regulering er blitt større enn før, og isen legger seg på et høyt nivå. Dersom kraftverket senere reduserer eller stopper driften, vil isdekket kunne bryte ned elvebreddene. Det samme gjelder ofte ved islegging på høy vannstand i reguleringsmagasin som tappes ned i løpet av vinteren, og langs elvestrekninger som er påvirket av tidevannsvariasjoner eller hyppige vannstandsvariasjoner som følge av kraftverkskjøring.

Termiske krefter oppstår i sammenhengende isdekker ved temperaturøkning i isen og kreftene er avhengige av innspenningsforholdene. Lignende iskrefter kan også oppstå fra store isflater som utsettes for langvarig vind eller bølger. Isen deformeres vanligvis plastisk ved denne type påkjenning. Denne type ispåkjenning er mest fremtredende i innsjøer eller langs stilleflytende elvestrekninger.

3.8 Transport på is

3.8.1 Generelt om transport på snø- og isveier

Vi har lange tradisjoner for å bruke is som transportvei vinterstid. Dette gjaldt særlig tidligere da ikke veinettet var like utbygd som i dag. Enkelte entreprenører og etater som driver anleggsdrift med transportbehov om vinteren, har erfaring i å utnytte snø, is og tele som solid underlag for transportveier, f.eks til å transportere byggematerialer og tungt anleggsutstyr til veiløse arbeidsplasser. I mange tilfeller vil betydelig dyrere helikoptertransport, eller permanent veibygging, være alternativet.

Enkelte anleggsoppgaver som arbeid ved bruer, utlegging av steingrupper og buner mm. kan med fordel utføres fra et isdekke når det er tilstrekkelig gode isforhold. I andre tilfeller kan det være aktuelt å gjennomføre rene gravearbeider fra et isdekke, eksempelvis opprenskingsarbeider langs en strekning der man ikke har adkomst sommerstid, se figur 3.24.

Figur 3.24. Opprenskingsarbeid fra is langs gjengrodd strekning ved Lakselva i Beisfjord, Nordland. Foto: Knut Aune Hoseth.



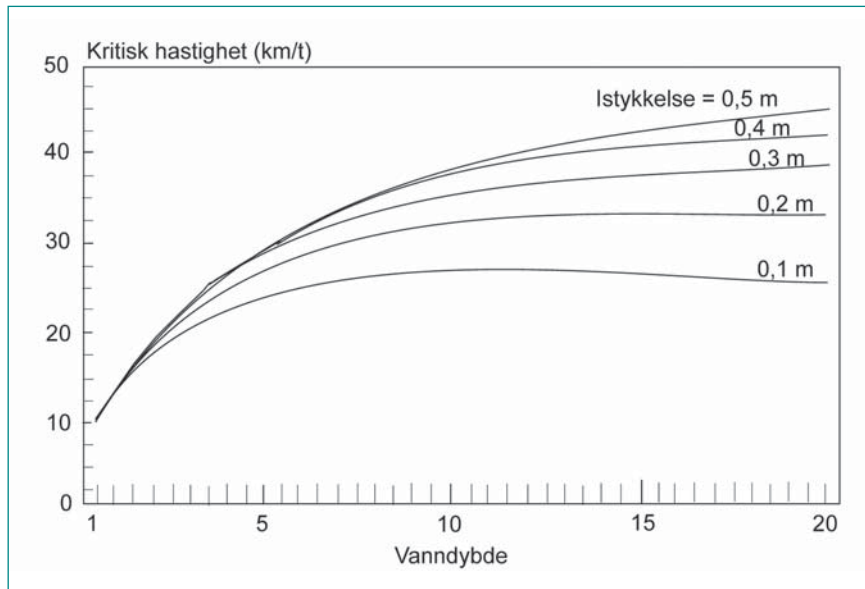
3.8.2 Isbruer og isens bæreevne

Det var tidligere ikke tilgjengelig en nasjonal veileder for transport, og arbeidsoppgaver på is. NVE har gjennom et prosjektarbeid samlet inn informasjon om regler og rutiner både nasjonalt og internasjonalt, og dette er videre bearbeidet i en veileder utgitt av Skogbrukets kursinstitutt i 2007. Veilederen med utgivelsesnr ISBN 978-82-7333-158-8 kan lastes ned fra hjemmesiden <http://www.skogkurs.no/>.

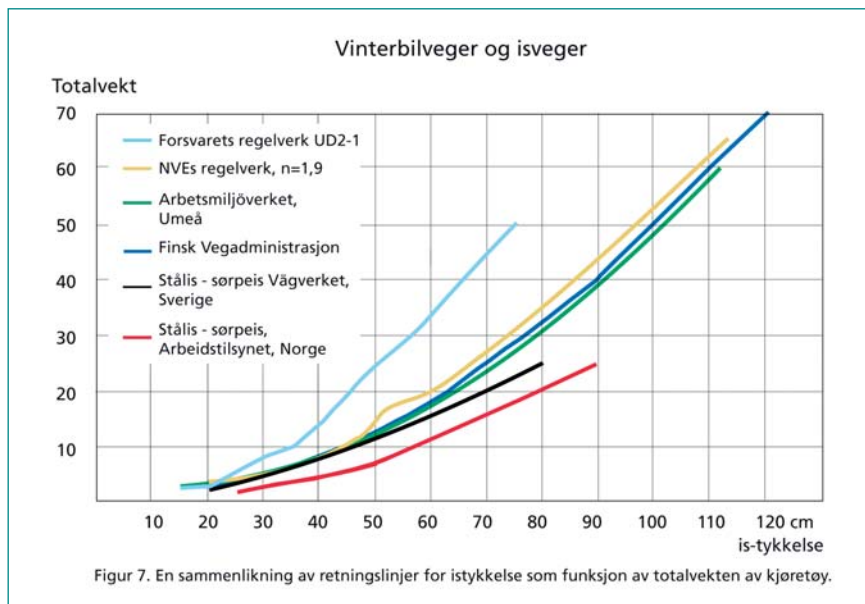
Et isdekke vil delvis bære last gjennom sin oppdrift i vannet, men først og fremst ved at det er en plate på et elastisk underlag. Tøyninger i isen vil dermed være en funksjon av istykkelse, elastisitet, last og lastfordeling. Maksimal tillatt kjøretøyvekt på et isdekke bestemmes hovedsakelig av tykkelsen på og strekkstyrken i isen. Is har også såkalte tidsavhengige egenskaper, slik at isdekkets nedbøyning også er en funksjon av last og tid.

For flytende isdekker kan vi skille mellom tre typiske tilfeller av last:

- *Korttidslast*, f.eks. fra et kjøretøy som beveger seg over isen. Ved hurtig belastning og lave istemperaturer kan vi anta at isen oppfører seg som et rent elastisk og sprøtt materiale. Maks strekkspenning er da avgjørende for hva som er nødvendig istykkelse.
- *Bevegelig last*, f.eks. fra kjøretøy i fart, hvor det dannes en bølge foran kjøretøyet (under isen). Ved en viss kritisk hastighet vil det skapes resonans som medfører sterkt økende deformasjoner. Den kritiske hastigheten er avhengig av vannndybde, istykkelse og dempingsforhold. Ved en hastighet fra 25 til 30 km/t kan bølgen foran kjøretøyet føre til store påkjenninger på og brudd i isen. For tyngre transportere på is bør derfor hastigheten være mellom 5 og 25 km/t (se figur 3.25).
- *Langtidslast*, f.eks. fra parkerte kjøretøy eller materiell. Langtidslast fører til plastisk flytning eller krypningsutvikling og rekrystallisering i isen. Det er komplisert å beregne bæreevne for langtidslaster. Man må unngå å parkere anleggsmaskiner eller kjøretøy på isen.



Figur 3.25. Kritisk hastighet ved ulike vanndybder for transport på is.



Figur 3.26. Anbefalinger til nødvendig istykkelse i forhold til belastning.

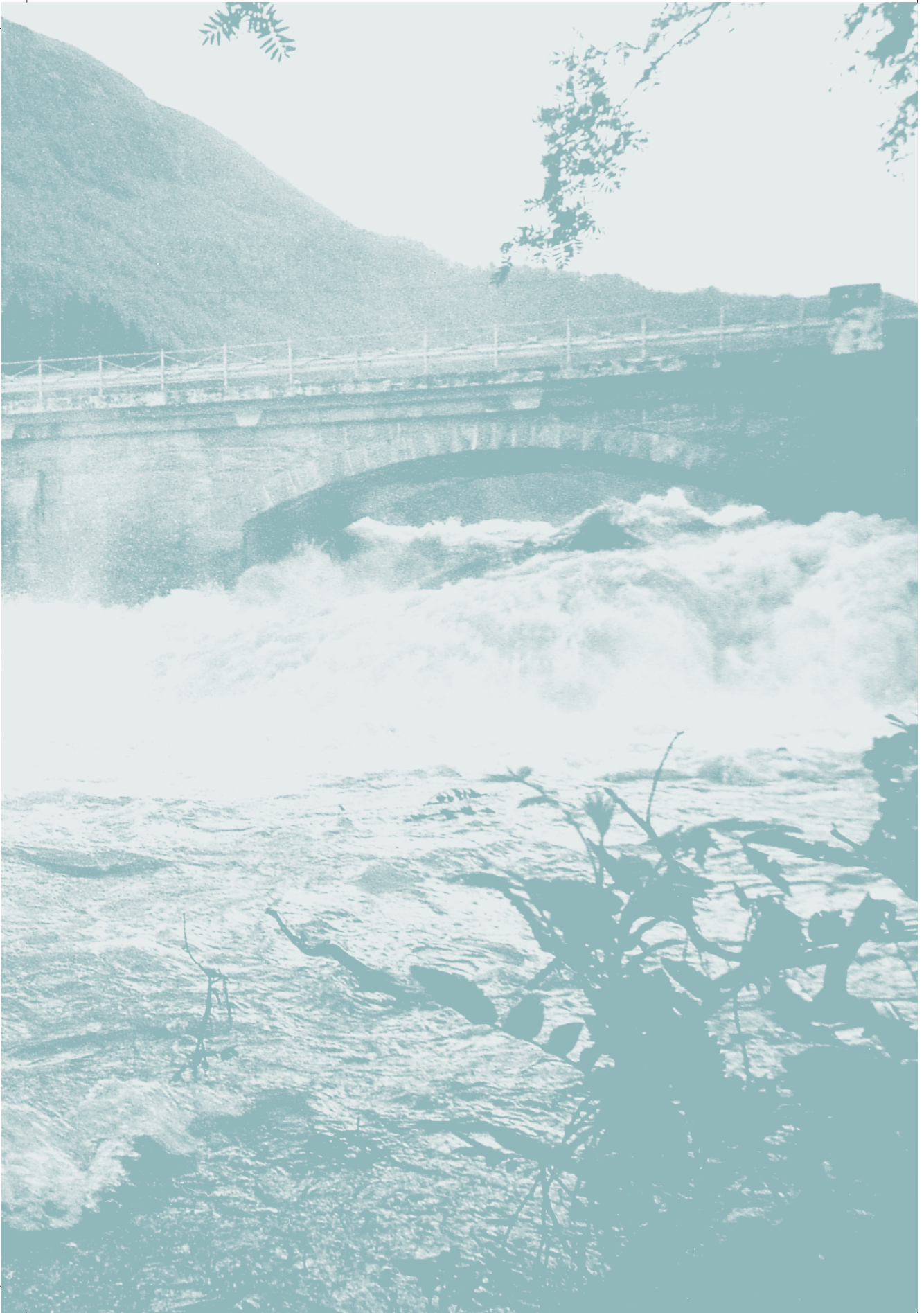
Figur 3.26 gjengir nødvendig istykkelse for ulike belastninger utfra anbefalinger/krav gitt av ulike nasjonale og internasjonale institusjoner. Det er store forskjeller i kravene, spesielt for store laster. Det er viktig å gjennomføre undersøkelser og prosedyrer som anbefalt i den siste nasjonale veilederen utgitt av Skogbrukets kursinstitutt. Is av ulik egenskap, men med lik tykkelse kan ha vidt forskjellig bæreevne. Anbefalingene gitt i figuren kan derfor ikke anvendes uten ytterligere undersøkelser.

Istilveksten er mye større på isoverflaten enn på undersiden. Dette kan man utnytte ved å sprøyte på vann for å øke istykkelsen. Vannet må da påføres i flere tynne lag med tilfrysing mellom hvert lag i perioder med lave temperaturer. Effekten er størst ved forsterking av tynn is. Den «kunstige» isen har i utgangspunktet ikke samme styrke som «naturlig» is.

Armering kan forsterke en isbru ytterligere. Dette kan en gjøre bruk av på steder med store påkjenninger, atkomstveger o.l. Bark og trestokker egner seg godt som armeringsmateriale.

Vassdrags-
hydraulikk





Innledning

Faget vassdragshydraulikk omfatter det teoretiske og empiriske grunnlaget for å beregne strømning og falltap i vannløp med fritt vannspeil (frispeilstømning). Det er et fagområde med lang historisk tradisjon. Det omfatter derfor både empiriske metoder som er tilpasset gjennom praktisk bruk over lang tid, og metoder basert på nyere forskning og teoretisk utvikling.

I frispeilstømning er vannføringen produktet av vannhastighet og strømtverrsnitt, som derfor er innbyrdes avhengige størrelser, men ingen av dem kan velges fritt for en gitt vannføring. Strømhastigheten, vanddybden og helningen på vannspeilet i strømetningen avhenger av bunnens helning, av hvor ru eller glatte bunn og sider er og av om topografien i vannløpet er regelmessig eller har kurver, innsnevninger eller utvidelser av tverrsnittet som gir ekstra energitap.

Som en ekstra komplikasjon har frispeilstømning to forskjellige strømningstilstander, «underkritisk» (rolig strømmende) og «overkritisk» (strykende). Det kan medføre at vannstanden endres brått flere ganger langs en strekning med varierende bunnhelning.

Hensikten med dette kapitlet er å gi en innføring i vassdragshydraulikk og praktisk veiledning i bruk av hydrauliske metoder og formler til løsning av vanlige strømningproblemer og samtidig å peke på de begrensinger de enkelte formler og metoder måtte ha.

Kapitlet behandler løsninger for enkle strømforhold med faste strømtverrsnitt der hastigheten er tilnærmet jevnt fordelt over tverrsnittet. Uregelmessigheter i bunn og sider og virkninger av kurver og innsnevninger korrigeres med forskjellige empiriske faktorer som finnes i tabeller og diagrammer. Tverrsnitt som endres med tiden på grunn av erosjon og sedimentasjon er behandlet i kapittel 5.

Ved mer kompliserte terrengforhold må en dele opp problemet eller ty til tillempinger eller spesielløsninger, slik det for eksempel er beskrevet for brukonstruksjoner i 4.8 og for kulverter i kapittel 10.

Det finnes i dag flere numeriske programmer for beregning av frispeilstrømning. Endimensjonale programmer, f.eks. HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System fra US Army Corps of Engineers), baserer seg for en stor del på tilsvarende metodikk og formelverk som beskrevet i dette kapitlet. Fremstillingen i kapitlet er likevel nyttig både til foreløpige overslag og til etterkontroll av numeriske beregninger. Bruk av HEC-RAS er beskrevet i kapittel 4.9.

Flerdimensjonale numeriske programmer kan belyse strømforhold som er for kompliserte for den tradisjonelle hydraulikk, f.eks. strømning i brede og forgrenede vannløp, i flomsoner eller omkring utslipp eller vanninntak. Slike beregninger vil kreve strømmålinger langs alle grenselinjene og detaljerte topografiske data. Også i slike tilfeller vil det ofte være nyttig å foreta forhånds-vurderinger med tradisjonelle metoder.

4.1 Hovedtrekk ved frispeilstrømning

4.1.1 Betingelser for strømning

Fritt vannspeil skiller strømning i vassdrag og kanaler fra strømning i fylte rør eller tunneler, der vannets bevegelse begrenses av faste overflater. Ved fritt vannspeil er det normalt tilnærmet konstant atmosfærisk trykk. Dermed vil vannspeilet innstille seg slik at det følger naturlovene.

Strømning i vassdrag og kanaler styres av følgende naturlover:

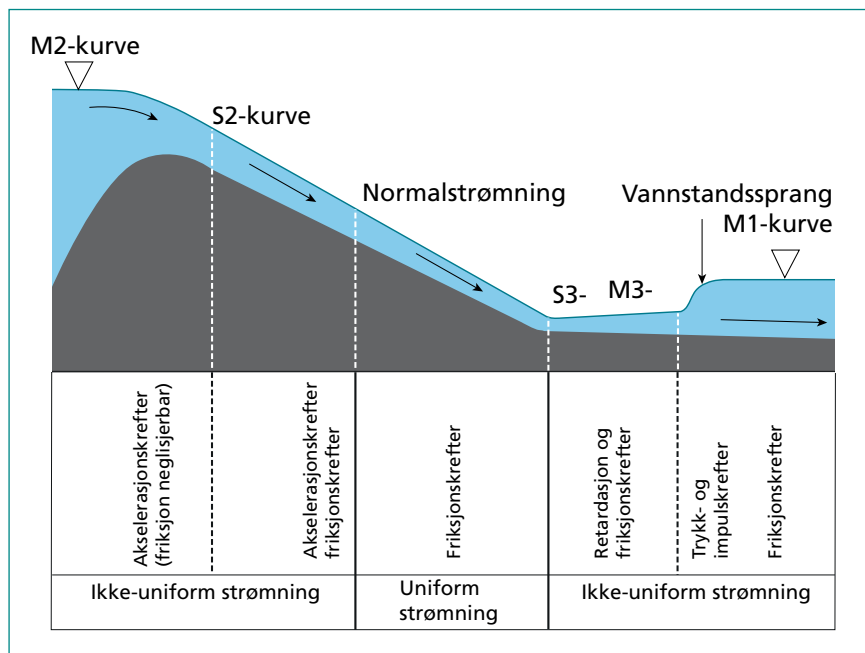
- kontinuitetsprinsippet, se avsnitt 4.2
- loven om kraftbalanse, se avsnitt 4.4
- loven om energibalanse, se avsnitt 4.5

4.1.2 Strømning med varierende vannspeil

Figur 4.1 viser et eksempel på strømning med varierende vannspeil og vanddyb. Begrepene i figuren blir forklart nedenfor eller i senere avsnitt.

Når vann strømmer over en terskel, bestemmes strømningsbildet til å begynne med av vannets akselerasjon, dvs. av treghets- og tyngdekraftene. For relativt korte utløpspartier er friksjonskraftene som regel så små at de har liten betydning.

Fortsetter vannet over i et hellende løp, får friksjonen større betydning. I en overgangssone blir strømningsbildet bestemt både av akselerasjons- og friksjonskraftene. Vannhastigheten vil øke inntil friksjonen er så stor at den energien som går tapt, tilsvarer innvunnet potensiell energi. På en tilstrekkelig lang strekning med jevn helning vil bunn og vannspeil bli parallelle. Denne situasjonen er derfor ofte kalt parallellstrømning. Nå er *normalstrømning* mest brukt, og dette begrepet kommer vi til å bruke videre, se 4.3.2.



Figur 4.1. Oversikt over strømnings situasjoner.

Ved overgang fra bratt til slakere kanal vil vannmassene bremses opp eller bli retardert, og det dannes en ny overgangssone. Er helningsforskjellen stor nok, blir det diskontinuitet i vannspeilet, det vi kaller et *vannstandssprang*. Her er det trykk og impuls kreftene som bestemmer. Over det korte partiet er friksjonskreftene igjen så små i forhold til de øvrige kreftene at friksjonen kan neglisjeres. Vannstandssprang kan også oppstå når vannløpet innsnevres, selv om helningen er uforandret.

Vannspeilet nedenfor vannstandsspranget bestemmes blant annet av avstanden til utløpet og forholdene der. Er kanalen lang nok, kan den få ny normalstrømning.

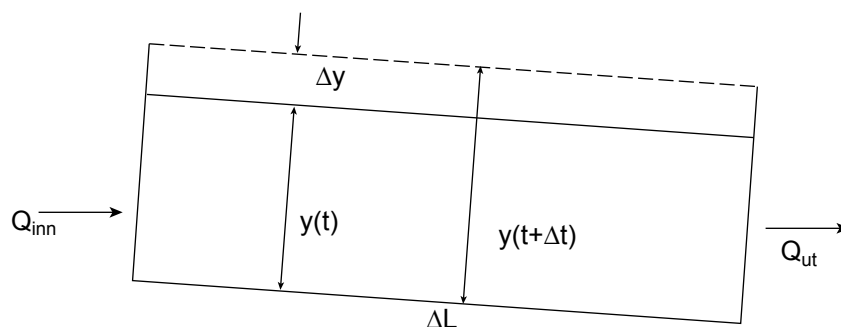
4.2 Kontinuitetsprinsippet

Kontinuitetsprinsippet sier at samme vannmengde som strømmer inn i et område, enten må strømme ut igjen eller lagres i området.

Det enkleste eksemplet er en horisontal vannflate (innsjø, demning) med forskjellige vannføringer, Q_{inn} og Q_{ut} , og overflate A_o . Vannivået vil endre seg Δy i løpet av tidsrommet Δt , som illustrert i figur 4.2:

$$(Q_{inn} - Q_{ut}) \cdot \Delta t = A_o \cdot \Delta y \quad (4.1)$$

Denne formelen kan også brukes for en tilnærmet horisontal kanalstrekning. Denne enkle beregningsmåten kalles «hydrologisk ruting».



Figur 4.2. Kontinuitetsprinsippet

Ofte varierer Δy så mye langs et vannløp at det blir nødvendig å bruke «dynamisk ruting», som tar hensyn til at tverrsnittsarealet varierer langs kanalen. Dette beskrives ved St. Venants likninger, se siste del av 4.3.1.

4.3 Forskjellige typer strømning

4.3.1 Stasjonær og ikke-stasjonær strømning

Stasjonær strømning vil si at vannstanden på et sted er konstant, og strømbildet fra tid til annen er uforandret. Stasjonær strømning kan omfatte både uniform og ikke-uniform strømning, se kapittel 4.3.2.

I likning (4.1) er da $(Q_{inn} = Q_{ut})$ og $\Delta y = 0$

Ikke-stasjonær strømning betegner situasjoner der:

- vannstanden stiger: $(Q_{ut} < Q_{inn})$
- vannstanden synker: $(Q_{ut} > Q_{inn})$
- strømbildet fluktuerer: bølger, virvler

Ikke-stasjonær strømning opptrer i vassdrag blant annet ved rask forandring av vannføringa, enten naturlig eller ved regulering. Ofte er slike endringer så langsomme at vi kan benytte formler for stasjonær strømning uten store feil. Men det er en del viktige unntak:

- isganger og store flomforløp
- dambrudd
- situasjoner like nedstrøms kraftstasjoner ved hurtige på- og avslag (effektkjøring)
- luker som kan åpnes så raskt at det dannes bølgefronter

Nøyaktig beregning av ikke-stasjonær strømning krever likninger med akselerasjonsledd, f.eks. (4.3–4.4).

Eulers likning gjelder for todimensjonal kanalstrømning, dvs. strømning i brede og jevndype tverrsnitt:

$$\frac{\partial}{\partial s}(p + \gamma z) + \rho a_s = 0; \quad a_s = (v \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\partial v_s}{\partial t}) \quad (4.2)$$

hvor s = veilengde langs en valgt akse, p = trykk, z = høyde over nullnivå, γ = spesifikk vekt av vann = (ρg), ρ = tetthet av vann, v = hastighet, t = tid
Ved stasjonær strømning forenkles likning (4.2) til

$$\frac{\partial}{\partial s}(p + \gamma z) + \rho v \frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad (4.3)$$

St. Venants likninger kan brukes for beregning av de vanligste endringer av vannføring i vassdrag

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} - gAI_o + gAI_e = 0 \quad (4.4)$$

hvor Q = vannføring, A = strømtverrsnitt, t = tid, y = vanndybde, I_o = bunnhelning, I_e = energihelning.

I dag brukes nesten alltid numeriske programmer til å beregne ikke-stasjonær strømning.

4.3.2 Uniform og ikke-uniform strømning

Uniform strømning opptrer når strømningstverrsnittet er uforandret i strømretningen, dvs. at både dybde og bredde er konstant.

Ikke-uniform strømning er karakterisert ved at dybden y og/eller bredden B endrer seg i strømretningen. Eksempel på dette er gitt i avsnitt 4.8.

Normalstrømning er en likevektssituasjon som all strømning i åpne kanaler med konstant tverrsnitt vil tilnærme seg asymptotisk. Teoretisk må en kanal være uendelig lang før normalstrømning inntreer. I praksis tillates visse tilnærminger. Normalstrømning er uniform strømning.

Normalstrømning kan beregnes med kjente formler som Darcy-Weisbachs formel og Mannings formel, se 4.5.6 formel (4.19) og (4.20). Skjærspenning kan beregnes med formel (4.8).

4.3.3 Rolig og strykende strømning

Samme vannmengde kan strømme enten *rolig* eller *strykende*, med to forskjellige vandyp avhengig av bunnhelning og forholdene oppstrøms og nedstrøms. Dette henger sammen med energiforholdene, se avsnitt 4.5.

Rolig strømning kalles også *underkritisk*, mens strykende strømning kalles *overkritisk*. Begrepet *kritisk strømning*, som markerer overgangen mellom de to strømningsforholdene, er definert ved formelen:

$$\frac{Q^2 B}{g A_c^3} = 1 \quad (4.5)$$

For en rektangulær kanal kan vi omskrive formelen slik at den gir *kritisk dybde*:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.6)$$

Her er Q = vannføring, q = vannføring pr. breddeenheter, B = bredde av vannflata, A = strømtverrsnitt, g = tyngdeakselerasjon, y_c = kritisk dybde.

Froudes tall kan også brukes til å vurdere overgang mellom de to strømningstypene. Froudes tall er definert slik:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (4.7)$$

$Fr < 1$ for underkritisk strømning

$Fr = 1$ for kritisk strømning

$Fr > 1$ ved overkritisk strømning

Ved overgang fra rolig til strykende strømning, f.eks. over en terskel eller under et smalt bruløp, får vannspeilet glatt overflate som faller bratt i strømretningen uten å tape nevneverdig energi. Vi sier gjerne at «dybden går gjennom kritisk».

Ved overgang fra strykende til rolig strømning stiger vannspeilet i strømretningen inntil helningen blir for bratt til å være stabil. Dermed blir det dannet et lokalt vannstandssprang med sterk turbulens og stort energitap.

4.3.4 Turbulent og laminær strømning

I turbulent strøm beveger vannpartiklene seg i uregelmessige baner omkring hovedretningen. I laminær strøm glir partiklene i parallelle sjikt som ikke blandes. Strømmen er turbulent når Reynolds tall $Re = V \cdot L / \nu$ er større enn en grenseverdi som varierer med geometrien.

V = hastighet

L = lengde, f.eks. dybden

ν = vannets viskositet (ca. 10^{-6} m²/s)

Brukes vanndybden som lengden L , er strømmen helt turbulent når $Re > 12\,500$.

I praktisk hydraulikk er nesten all strømning turbulent. Laminær strømning opptrer bare i svært tynne sjikt med liten hastighet, f.eks. i grenselaget nær en flat bunn.

4.4 Kraftbalansen

4.4.1 Kort oversikt

Kraftbalansen omfatter summen av:

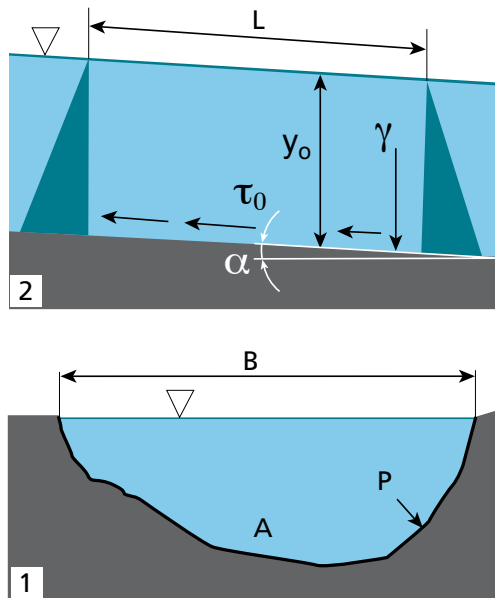
- bevegelsesmengde ($\rho \cdot q \cdot v$)
- trykk
- gravitasjonskrefter (vekt)
- akselerasjonskrefter (f.eks. i kurver og tverrsnittsendringer)
- friksjonskrefter

4.4.2 Beregning av skjærkraft mellom vannet og bunnen

Kraftbalansen mellom to tverrsnitt 1 og 2 er vist i figur 4.3. Det må være en kraft mellom bunnen og det strømmende vannet. Det er naturlig å se på den som en skjærkraft.

I figuren betegner τ_0 gjennomsnittlig skjærspenning langs P, lengden av den våte del av omkretsen. A er strømtverrsnittarealet, mens γ er vannets spesifikke vekt, og α er bunnens vinkel med horisontalen.

Bunnhelningen betegnes med I og $R = A/P$ kalles hydraulisk radius.



Figur 4.3. Kraftbalanse

Uniform strøm: Så lenge bunn og vannspeil er parallelle og strømtverrsnittet konstant, vil trykk og bevegelsesmengde i de to snittene være like store og motsatt rettet. Følgelig må skjærkraften alene balansere vektcomponenten av væskeelementet langssetter kanalen. Figur 4.3 viser at

$$\tau_0 \cdot P \cdot L = \gamma \cdot A \cdot L \cdot \sin \alpha$$

Ved små helninger gjelder $\sin \alpha = I$, som sammen med $R = A/P$ gir skjærspenningen:

$$\tau_0 = \gamma \cdot (A/P) \cdot \sin \alpha = \gamma \cdot R \cdot I \quad (4.8)$$

Eksempel 4.1

En kanalstrekning har helning $I = 1:1000$, konstant tverrsnittsareal $A = 200 \text{ m}^2$ og våt periferi $P = 50 \text{ m}$. Det gir hydraulisk radius $R = A/P = 200/50 = 4 \text{ m}$. Vannets spesifikke vekt $\gamma = g \cdot \rho = 9,81 \cdot 1000 = 9810 \text{ N/m}^3$.

Innsatt i (4.8) gir det:

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \gamma \cdot R \cdot I = 9810 \cdot 4 \cdot 0,001 \\ &= \underline{39,24 \text{ N/m}^2} \end{aligned}$$

Denne τ_0 vil bevege grus på opptil 40 mm, se kapittel 5.

Ikke-uniform strøm: Dersom $I_e = \text{helning av energilinjen}$ settes inn i likning (4.8) i stedet for bunnhelningen I , blir formelen generelt gyldig også for stasjonær, ikke-uniform strøm, det vil si steder hvor bunn og overflate ikke er parallelle.

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot I_e \quad (4.9)$$

Bred kanal: Når bredden B øker i forhold til dybden, vil hydraulisk radius $R \rightarrow y_0$. For å innføre $R = y_0$ forutsettes det gjerne at $B/y_0 > 15$.

4.4.3 Vannstandssprang

Ved overgang fra overkritisk til underkritisk strømning stiger vannspeilet i strømretningen inntil helningen blir for bratt og det oppstår et vannstandssprang, figur 4.4. Når følgende antakelser gjelder:

- friksjonen mot bunnen kan neglisjeres (kort strekning)
- helningen på bunnen er liten

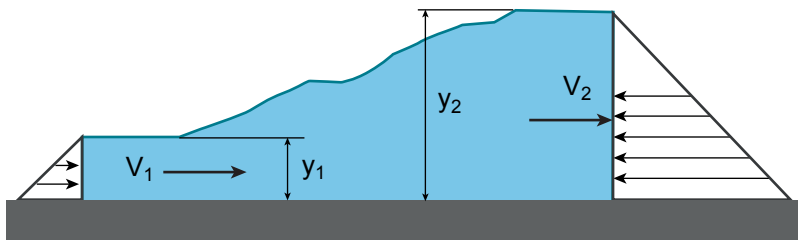
gir kraftbalansen (trykk + bevegelsesmengde) i lengderetningen:

$$\gamma \frac{y_1^2}{2} + \rho q v_1 = \gamma \frac{y_2^2}{2} + \rho q v_2 \quad (4.10)$$

For rektangulære strømtverrsnitt og horisontal bunn kan likningen (4.10) løses ved å innføre $q = v \cdot y$ og $Fr^2 = v^2/(g \cdot y)$ fra likning (4.7). Det gir:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \quad (4.10b)$$

De to dybdene y_1 og y_2 kalles gjerne korresponderende dyp. Forholdet y_1/y_2 er entydig bestemt av Froudes tall ovenfor vannstandsspranget. Når $q =$ konstant, øker y_2 når y_1 avtar.



Figur 4.4. Vannstandssprang

Energitapet i et vannstandssprang

Vannstandsspranget kan sies å være naturens måte å bli kvitt overflødig energi på. Vi kan vise at energitapet ΔH er lik:

$$\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (4.11)$$

Eksempel 4.2

Etter en bratt strekning strømmer vann ut i en kanal med horisontal bunn med hastighet $v_1 = 4$ m/s og vanndybde $y_1 = 0,5$ m.

Likning (4.7) gir $Fr_1^2 = v_1^2/gy_1 = 4^2/(9,81 \cdot 0,5) = 3,26$

Siden $Fr > 1$ har vi overkritisk strømning.

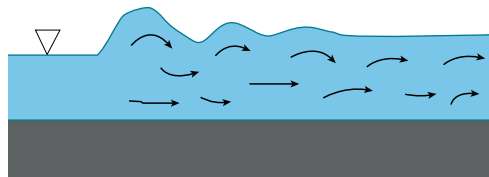
Likning (4.10b) gir nå: $y_2 = \frac{0,5}{2} (\sqrt{1 - 8 \cdot 3,26} - 1) = 1,05m$

Vannstanden nedstrøms blir 1,05 m.

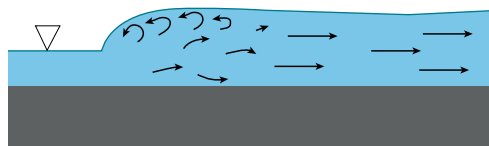
Likning (4.11) gir $\Delta H = (1,05 - 0,5)^3 / (4 \cdot 0,5 \cdot 1,05) = 0,31m$

Det oppstår et konsentrert energitap som tilsvarer en vannhøyde på 0,31 m

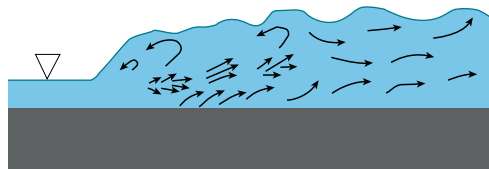
Utseendet av vannstandsspranget varierer med størrelsen av Froudes tall (likning 4.7). For lave verdier av Froudes tall oppstår det vesentlig bølger som er virksomme over en større lengde av kanalen. Etter som Froudes tall øker (kraftig overkritisk strømning), blir energidissipasjonen mer intens, men den foregår relativt sett over en kortere lengde, se figur 4.5.



Fr= 1.0 – 1.7 Bølgende sprang

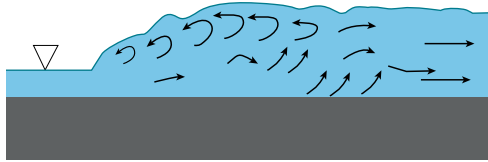


Fr= 1.7 – 2.5 Svakt sprang

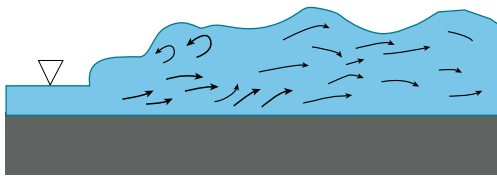


Fr= 2.5 – 4.5 Svingende sprang

Figur 4.5. Forskjellige typer vannstandssprang.



Fr = 4.5 – 9.0 Stasjonært sprang



Fr > 9.0 Kraftig sprang

Figur 4.5. Forskjellige typer vannstandssprang.

Nedenfor terskler og bratte strekninger hvor det dannes vannstandssprang, anlegges det gjerne en grop (energigreper) for å stabilisere spranget, dvs. sikre mot at vannstandsspranget «vandrer» langs kanalen. Groper av denne typen må vanligvis erosjonssikres, og de blir derfor dyrere jo lengre vannstandsspranget er, se figur 4.5.

4.5 Energibalansen

4.5.1 Bernoullis formel

Integrasjon av Eulers likning (4.2) gir Bernoullis formel. Den gir energibalansen til en væskepartikkel uttrykt som «høyder» av vannsøyler:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (4.12)$$

- H kalles *energi høyden* eller *Bernoullihøyden* og refereres til et valgt nullnivå.
- z kalles *stedshøyden* for partikkelen og måles fra samme nullnivå som H.
- p/γ kalles *trykk høyden* og er trykket omregnet til væskesøyle. Vanligvis ser vi bort fra atmosfæretrykket og setter $p = 0$ ved vannspeilet.
- $v^2/2g$ kalles *hastighetshøyden* og representerer vannpartikkelens kinetiske energi.

4.5.2 Spesifikk energi og kritisk strømning

Spesifikk energi for en kanalstrøm defineres som energihøyden over kanalbunnen, dvs. med bunnen som referansenivå. Kaller vi vann dybden y , får vi av (4.12):

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (4.13)$$

For et *vilkårlig tverrsnitt* med vannføring Q og tverrsnitt A :

$$E = y + \frac{(Q/A)^2}{2g} \quad (4.14)$$

Kritisk strømning for en gitt vannføring Q defineres som den situasjon som gir minst spesifikk energi. Se formler i avsnitt 4.3.3 og ellers avsnitt 4.6.

4.5.3 Vertikal trykkfordeling

Vanligvis er det godt nok å anta at hastighetshøyden er konstant fra overflate til bunn i et vertikalt profil. De to andre leddene i Bernoullis formel vil alltid variere fra overflate til bunn:

Dersom både bunn og vannspeil har moderat helning, som i figur 4.6a, vil trykkhøyden p/γ i et punkt A være lik dybden under vannflata. Dette kalles *hydrostatisk trykkfordeling*. Vannspeilet tilsvarer da trykklinjen for alle punkter i vannstrømmen.

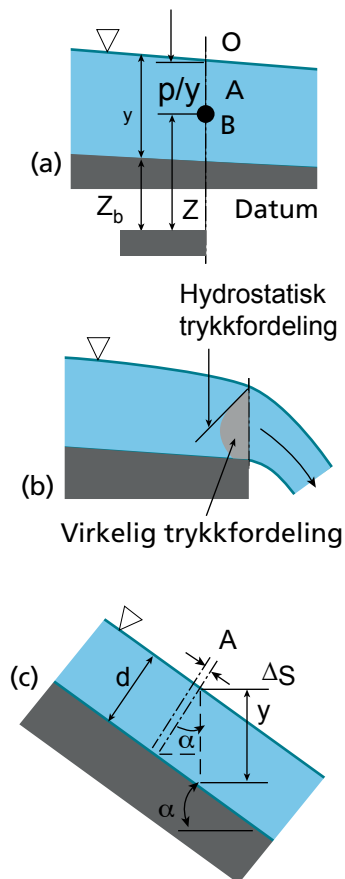
I *vanlige kanaler med liten helning*, se figur 4.6a, er det nøyaktig nok å sette $z + p/\gamma = z_b + y$, som innsatt i (4.12) gir den enklere formelen:

$$H = z_b + y + v^2/2g \quad (4.15)$$

I svært bratte skråninger, se figur 4.6c, vil det komme inn en korreksjon av leddet p/γ . Vi får da:

$$H = z_b + y \cdot \cos^2 \alpha + v^2/2g \quad (4.16)$$

Ved helning 1:10 blir denne korreksjonen på 1 % av y . I de fleste praktiske situasjoner kan vi sløyfe korreksjonen. Unntak er nedstrømssiden av terskler og overløp og svært bratte renner.



Figur 4.6. Trykkforhold i åpne kanaler.

På steder der strømlinjene krummer sterkt vertikalt, for eksempel:

- over terskelkanter, se figur 4.6b
- i bunnen av skråninger som flater ut

kan vi ikke alltid regne med hydrostatisk trykkfordeling, men må benytte likning (4.3).

4.5.4 Friksjonsfri strømning

Over korte strekninger langs en strømlinje med liten turbulens kan vi i praksis regne at energihøyden H er konstant. I virkeligheten vil det alltid være energitap på grunn av turbulens og friksjon. Betydningen av hastighetshøyden i Bernoullis formel kommer fram når en vannstrøm passerer en kort terskel eller innsnevring, f.eks. en bruåpning. Hastigheten øker lokalt, mens energihøyden H kan regnes uforandret over en så kort strekning.

Eksempel 4.3

Strømning over terskel

Vi ser på en 40 m bred elv med jevnt hellende bunn og rektangulært tverrsnitt. Ved flomvannføring 400 m³/s er elva 4 m dyp og har normalstrømning. På grunn av regulering kan vannføringen bli svært liten, og det er ønskelig å bygge en 0,5 m høy terskel.

- Hvordan blir vannflata endret over terskelen?
- Hvor høy kan terskelen være uten at vi får kritisk strømning over den under flom?

Spørsmål a:

Vi ser først på situasjonen *uten terskel*:

Likning (4.15) gir:

$$H = z_b + y + v^2/2g = \text{konstant}$$

$$q = 400/40 = 10 \text{ m}^3/\text{s pr m}$$

$$v = q/y = 10/4 = 2,5 \text{ m/s}$$

Med bunnen som referansenivå ($z_b = 0$) blir energihøyden:

$$H = 0 + 4,0 + 2,5^2 / (2 \cdot 9,81) = 4 + 0,32 = 4,32 \text{ m}$$

Med terskel øker hastigheten lokalt over terskelen, og da øker også hastighetshøyden $v^2/2g$. Siden H er konstant, må vannflata derfor synke over terskelen og så eventuelt stige igjen dersom hastigheten går tilbake til opprinnelig verdi, se figur 4.7.

Vi kaller dybde og hastighet over terskelen for y_t og v_t og setter $v_t = q/y_t$. På -terskelen er $z_{bt} = 0,5$ m i forhold til bunnen uten terskel. Ved å omforme (4.15) og sette inn tall gir det:

$$\begin{aligned} y_t &= H - z_{bt} - q^2 / (2gy_t^2) \\ y_t^3 &= (H - z_{bt}) y_t^2 - q^2 / (2g) \\ y_t^3 &= (4,32 - 0,5) y_t^2 - 10^2 / (2g) = 3,82 y_t^2 - 5,10 \\ (3,82 - y_t) y_t^2 &= 5,10 \end{aligned}$$

Ved å prøve oss fram finner vi $y_t = 3,37$ m

$$4,0 - (3,37 + 0,5) = 0,13 \text{ m}$$

Vannflata over terskelen ligger *0,13 m lavere enn uten terskel*.

Spørsmål b:

Vi får oppstuvning dersom strømmingen «går gjennom kritisk» over terskelen, fordi det da ikke lenger er mulig å senke vannstanden over terskelen så mye som Bernoullis formel tilsier.

Vi kontrollerer kritisk dybde, likning (4.6):

$$= (10^2/9,81)^{1/3} = 2,16 \text{ m} < 3,37 \text{ m}$$

Vanndybden over terskelen er altså større enn kritisk dybde med 0,5 m terskel. Det betyr at vi ikke får oppstuvning for denne terskelen.

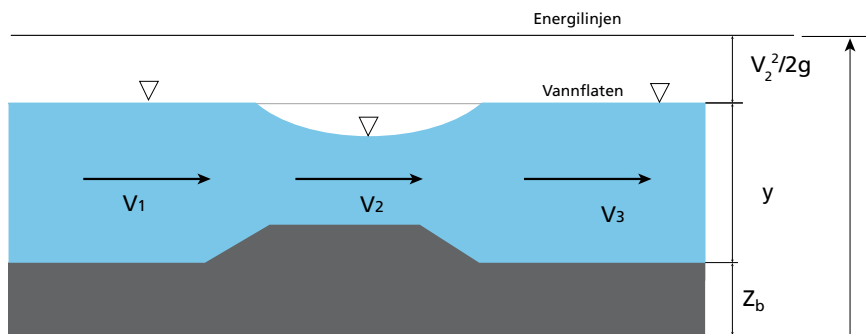
Kritisk strømning oppstår når vanndybden over terskelen er $y_c = 2,16$ m. Det tilsvarer hastighet:

$$v_c = q/\gamma_c = 10/2,16 = 4,63 \text{ m/s}$$

$$v_c^2/2g = 4,63^2/2g = 1,09 \text{ m}$$

$$z_{bt} = H - v_c^2/2g - \gamma_c = 4,32 - 1,09 - 2,16 = 1,07 \text{ m}$$

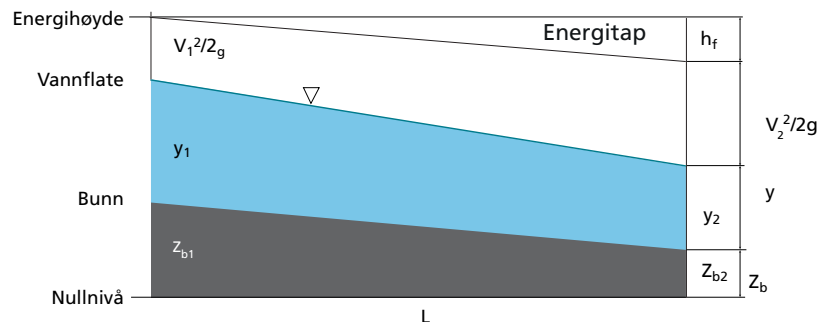
Maksimal terskelhøyde er 1,07 m



Figur 4.7. Energifordeling over dykket terskel.

4.5.5 Energibalansen med friksjon

Tapt energi på grunn av turbulens og friksjon over terskelen ble neglisjert i figur 4.7. I virkeligheten vil det være et *energitap* h_f slik at energihøyden synker i strømretningen, se figur 4.8.



Figur 4.8. Kanalstrømning med friksjon.

Bernoullis formel (4.12) brukt på to tverrsnitt merket med 1 og 2 gir:

Bernoullis likning:

$$z_{b1} + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_{b2} + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (4.17)$$

I kanaler med jevn helning gjelder $h_f = I_e \cdot L$ og $(z_{b1} - z_{b2}) = I_b \cdot L$.
 I_e = helning på energilinjen, og I_b = helning på bunnen. Innsatt i (4.17) gir det:

Bernoullis likning for åpne kanaler:

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + L(I_e - I_b) \quad (4.18)$$

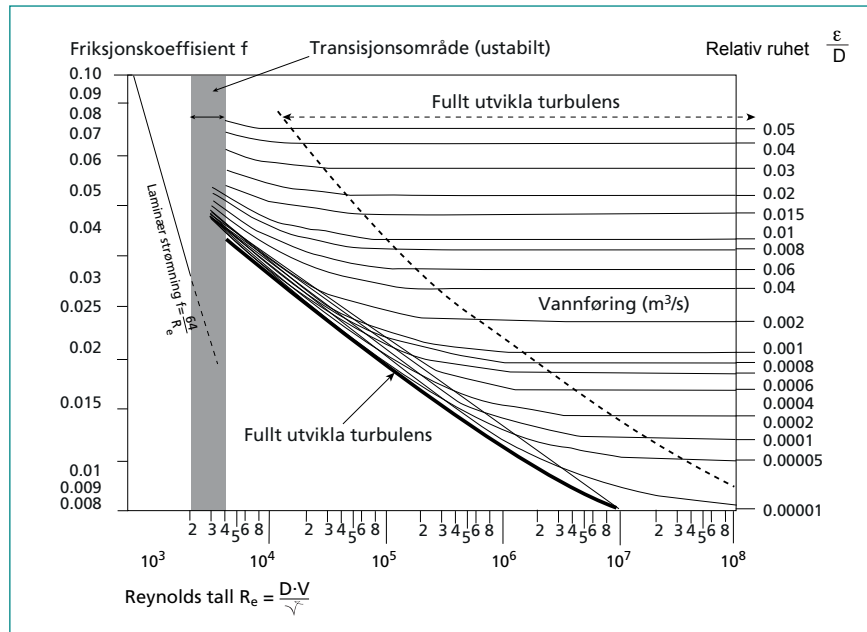
4.5.6 Beregning av friksjonstapet h_f

Friksjonsleddet h_f i Bernoullis likning (4.17) tenkes ideelt å bestå av et jevnt fordelt tap langs strekningen mellom de to tverrsnitt 1 og 2.

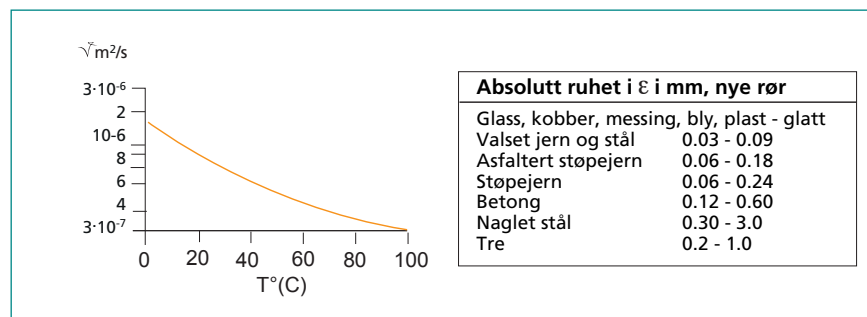
Over strekninger med tilnærmet konstant tverrsnitt og uniform strømning gjelder *Darcy-Weisbachs formel*:

$$h_f = f \frac{L}{4R} \frac{v^2}{2g} \quad (4.19)$$

Friksjonsfaktoren f finner vi av Moodys diagram, se figur 4.9a og 4.9b.



Figur 4.9 a. Moodys diagram for ruhetfaktor k i Darcy-Weisbachs formel (4.19).



Figur 4.9 b. Kinematisk viskositet og absolutt ruhet.

Diagrammet er utarbeidet for rørstrømning og er derfor basert på rørdiameteren D . For kanaler brukes i stedet hydraulisk radius R , og siden $D = 4R$ for rør, settes $D = 4R$ inn i diagrammet. For å bruke diagrammet trenger vi også verdier for kinematisk viskositet ν og absolutt ruhet ϵ , se figur 4.9b, som gir ruhetstall

for rør. For kanalbunn bruker vi i stedet størrelsen på bunnruheten, $\varepsilon = k$, som tilnærmet kan settes lik $k = d_{90}$.

En annen måte å finne h_f på er å bruke *Mannings formel*:

$$v = MR^{2/3} I^{1/2} \quad (4.20)$$

Ved å innføre $I = h_f/L$ kan den omskrives til:

$$h_f = \frac{L}{M^2 R^{4/3}} V^2 \quad (4.21)$$

Empiriske verdier for M finnes i tabell 4.1, gjengitt etter Ven Te Chow (1959). Merk at i engelsk litteratur brukes n i stedet for M , der $n = 1/M$.

På kompliserte strekninger kan h_f være sammensatt av:

- *jevnt friksjonstap på noen delstrekninger*, som kan beregnes med (4.20) og (4.21)
- *lokale energitap* ved innsnevring, utvidelser, terskler, kurver, forgreninger, sammenløp og brå endringer av helning eller friksjon, se likningene (4.22) og (4.23)

4.5.7 Lokale falltap

I kanaler med konstant tverrsnitt vil friksjonstapene være proporsjonale med lengden. Ved en gradvis endring av strømtverrsnittet vil friksjonstapene også endre seg gradvis, og samlet falltap vil kunne integreres eller summeres for passe delstrekninger med formlene i avsnitt 4.5.7. Ved plutselige endringer av strømtverrsnitt eller strømretning oppstår i tillegg lokale (singulære) falltap, som må beregnes spesielt. Lokale falltap vil f.eks. oppstå ved breddeendringer og i skarpe kurver.

Samlet falltap er summen av alle lokale tap og friksjonstap på strekningene mellom dem.

Tabell 4.1. Verdier av Mannings ruhetstall *M* for kanaler og vassdrag.

| Kanaler med sider og bunn av: | | Vanlige M-verdier | Naturlige vassdrag Små bekker, bredde <30 m | Vanlige M-verdier |
|---------------------------------|--|--|--|---|
| Metall | malt korrugert | 60-77-83 33-40-48 | Rette, rene, uten kulper, med full vannføring | 30-33-40 |
| Tre | høvlet, umalt uhøvlet planker | 70-83-90 66-77-90 55-67-83 | Samme, men mer stein og planter Rene, svinget, noen kulper Samme, men noe planter og stein | 25-29-33 22-25-30 20-22-29 |
| Betong | glatt puss på grus delvis sprøytet samme på råfjell | 63-70-90 50-59-66 40-50-60 37-45-58 | Samme, men mer stein Samme, lav vannstand, delvis tørrlagt Uryddige, kulpet plantebevokst Svært tilvokst, kulpet. Flomløp | 17-20-22 18-21-25 12-14-20 7-10-13 |
| Støpt bunn med sider av: | glatt steinmur stein i mørtel betongblokker steinplastring | 50-59-66 40-50-60 33-40-50 28-33-50 | Fjellbekker uten vegetasjon i løpet, men bevokst på sidene: Bunn av grus, stein og blokker Bunn av store steiner og blokker | 20-25-33 14-20-25 |
| Grusbunn med sider av: | betong stein i mørtel steinplastring | 40-50-59 38-43-50 28-30-43 | Flom over åpent landskap | Vanlige M-verdier |
| Murstein | glasert vanlig i mørtel | 66-77-90 55-67-83 | Flomsletter, eng Kort gras Langt gras | 29-33-40 20-29-33 |
| Steinmur | i mørtel tørrmur | 33-40-59 28-31-43 | Flomsletter, åkerland Uten vekster Radvekster Moden grøde | 25-33-50 22-29-40 20-25-33 |
| Asfalt | glatt ru | 75-80 60-65 | Busklandskap, lett med planter Busker og trær, sommer Busker og trær, vinter | 14-20-29 6-13-25 9-16-29 |
| Vegetasjon | planerte sider beskyttet med grasvekst | 20-33 | Skog, tett lauskog, sommer Nyhogd land med stubber Tømmerskog, flom under greiner Samme, men greiner under flomnivå | 5-7-9 20-25-29 8-10-12 6-8-10 |
| Maskingravde og mudrede kanaler | | Vanlige M-verdier | Naturlige vassdrag Større elver, bredde > 30 m M større for tilsv. småelver | Vanlige M-verdier |
| Rette og jevne jordkanaler | ren, nygravd ren, erodert grus, jevn, ren med kort gras | 50-56-63 40-45-56 33-40-45 30-37-45 | Regulær strekning uten store steiner eller kantvegetasjon Ujevne løp og grove bunn- og sideforhold | 17-40 10-29 |

| Mudret | uten veg. uregelmessig | 25-29-40 17-25-29 | Lukkede ledninger og kulverter, fri overflate | | Vanlige M-verdier |
|--------------------------------------|------------------------------|----------------------|---|-----------------------------|----------------------|
| Ujevne og uryddige jordkanaler | uten veg. gras og planter | 33-40-43 | Ikke metall | Betongkulvert, rett | 76-91-100 |
| | tett vekst, | 30-33-40 | | Samme, m/kurv og skjøter | 71-83-91 |
| | dyp jordb. | 25-29-33 | | Samme, pusset | 59-67-77 |
| | steinside | 29-33-36 | | Kloakkrør, rett | 71-77-83 |
| | steinb., planter | 25-29-33 | | Samme, upusset, stålform | 50-59-67 |
| | grov b., ren | 20-25-33 | | Samme, upusset, ru | 63-77-83 33-40-56 |

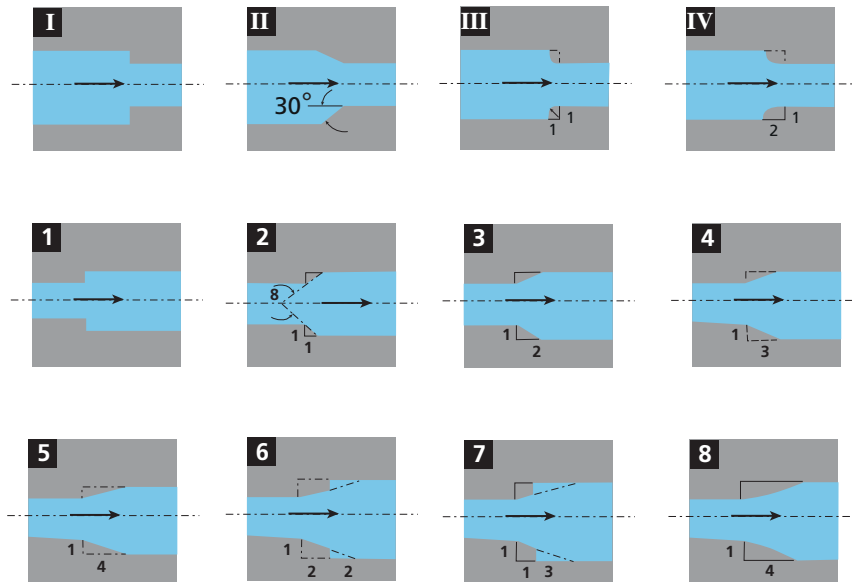
a) *Breddeendringer:*

Falltap ved innsnevring eller utvidelse avhenger av hastighetshøyde før/etter endringen og av geometrien i overgangen. Ved utvidelser er falltapene spesielt følsomme for små detaljer i overgangen. Det finnes mange tilnærmede måter å anslå disse på. Nedenfor er gjengitt noen formler og verdier fra Chow (1959), basert på forsøk av Formica (1955).

Når strømmingen er underkritisk både før og etter endringen, kan følgende forenklede formler brukes:

$$h_i = K_i \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{og} \quad h_u = K_u \left(\frac{V_1 - V_2}{2g} \right)^2 \quad (4.22)$$

der h_i og h_u er tap ved innsnevring og utvidelse, V_i og V_u er hastighet oppstrøms og nedstrøms endringen og K_i og K_u er konstanter som finnes i håndbøker, f.eks. Chow (1959). Noen verdier er samlet i tabell 43.2a med referanse til figur 4.10.



Figur 4.10. Utforming av innsnevring og utvidelser undersøkt av Formica (1955).

b) Tap i kurver:

Gjennom kurver er det ekstra falltap h_k som varierer med retningsendringen θ° , forholdet mellom bredde og kurveradius B/r , dybde-breddeforholdet y/B og størrelsen $Re = RV/\nu$

$$h_k = K_k \cdot \frac{V^2}{2g} \tag{4.23}$$

ν = kinematisk viskositet = 10^{-6} m²/s for vann 20 °C

V = gjennomsnittshastighet

θ = retningsendring i grader

Noen typiske verdier for K_k er samlet i tabell 4.2b.

Er det mange kurver etter hverandre kan summen av kurvefalltapene anslås ved å legge sammen alle retningsendringene og bruke tilnæringsformelen

$$h_k = 0.001 \cdot \sum \theta^\circ \cdot \frac{V^2}{2g} \tag{4.23b}$$

Er hele strekningen uregelmessig, som i mange naturlige elveløp, må vi ofte slå det hele sammen til en *gjennomsnittlig friksjonsfaktor*. I slike tilfeller er Mannings formel mest brukt, fordi det finnes en del empiriske formler og tabeller for å bestemme Mannings M i naturlige vannløp, se tabell 4.1.

Tabell 4.2. Lokale energitap ved breddeendringer og kurver i kanaler.

| a) ENDRING AV BREDDEN | | Verdier for K_i og K_u etter Formica (1955): | | | | | |
|------------------------------------|---------------------|--|----------------------|-------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| Utforming | Ref til figur 34.10 | Utvidelser K_u | | Innsnevring K_i | | | |
| Skarpe hjørner | (1) og (I) | 0,82 | | 0,10 | | | |
| Skrå overgang 1:1 | (2) | 0,87 | | | | | |
| Skrå overgang 1:2 | (3) og (II) | 0,68 | | 0,06 | | | |
| Skrå overgang 1:3 | (4) | 0,41 | | | | | |
| Skrå overgang 1:4 | (5) og (6) | 0,27 | | | | | |
| Avtrappet 1:4, to trinn | (7) | 0,45 | | | | | |
| Avrundet, 1:4 | (8) | 0,44 | | | | | |
| Avrundet 1:1 | (III) og (IV) | | | 0,06 | | | |
| b) TAP I KURVER Eksempler på K_k | | | | | | | |
| Re = 31000, $\theta = 90^\circ$ | | | r/B = 1,0, y/b = 1,0 | | | | |
| r/B | K_k | | | Re | K_k | | |
| | y/b = 0,6 | y/b = 1,0 | y/b = 1,3 | | $\theta = 90^\circ$ | $\theta = 135^\circ$ | $\theta = 180^\circ$ |
| 3,0 | 0,01 | 0,01 | 0,00 | 10000 | 0,52 | 0,59 | 0,70 |
| 2,0 | 0,09 | 0,07 | 0,07 | 20000 | 0,40 | 0,44 | 0,46 |
| 1,5 | 0,15 | 0,13 | 0,12 | 30000 | 0,23 | 0,27 | 0,30 |
| 1,0 | 0,30 | 0,23 | 0,20 | 50000 | 0,20 | 0,25 | 0,28 |
| 0,5 | 1,08 | 0,85 | 0,75 | 70000 | 0,30 | 0,35 | 0,40 |

Tabellen gjelder når endringen strekker seg langt nok nedstrøms til at det etableres ny stabil strømning. For korte innsnevring vises til avsnitt 4.8 avsnitt 10.3 om bruer.

For situasjoner der endringen medfører at strømmen «går gjennom kritisk» henvises til avsnitt 4.6.

4.5.8 Tverrsnitt med sammensatt ruhet

I en kanal kan ruheten langs den våte periferien variere. Ofte er bunnruheten forskjellig fra ruheten i sideskråningene.

Dersom vi skal bruke Mannings formel på en slik kanal, må vi ofte beregne en ekvivalent verdi for ruheten. Vi deler da inn den våte periferien i N deler, $P_1, P_2, \dots, P_1, \dots, P_N$, hver med ruhetsparameter M_i , delareal A_i og hydrauliske radius $R_i = A_i / P_i$. Se figur 4.11.

Flere hydraulikere har utarbeidet formler for å beregne en felles ruhetsfaktor for slike tverrsnitt. Mange, blant andre Horton og Einstein, antar som utgangspunkt at hastighetene i de forskjellige seksjonene i tverrsnittet er like. Dette er i utgangspunktet feil og kan gi stor unøyaktighet, særlig dersom det er brede og grunne partier langs sidene av et vanlig elveløp, eller dersom vannstand og vannføring varierer mye.

En riktigere formel er utviklet av Lotter, som tar utgangspunkt i at den totale vannføringen er summen av vannføringene i de ulike seksjonene.

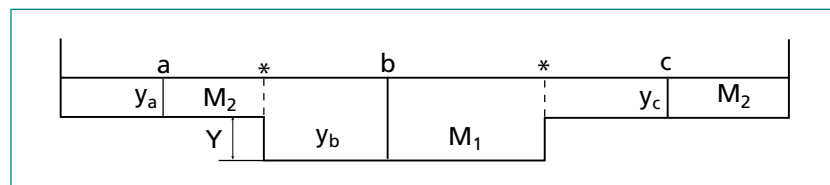
Lotters formel:

$$\frac{1}{M} = \frac{R^{5/3}}{\sum_1^N P_i R_i^{5/3} M_i} = \frac{R^{5/3}}{P_1 R_1^{5/3} M_1 + P_2 R_2^{5/3} M_2 + \dots + P_N R_N^{5/3} M_N} \quad (4.24)$$

Eksempel 4.5

Sammensatt kanaltverrsnitt med varierende ruhet

En elv med jevn bunnhelning har en sentral kanal med bredde b og to grunnere sideområder med breddene a og c , se figur 4.11. Beregn vanndybdene når vannføring Q og bunnhelning I er kjent. Ruhetsparameteren antas etter Mannings formel til M_1 i hovedkanalen og M_2 i sidekanalene.



Figur 4.11. Eksempel på sammensatt tverrsnitt.

Løsning:

Lotters formel brukes for å beregne ruhetskoeffisient for hele tverrsnittet.

For å få et enkelt eksempel velger vi lik dybde på de to sidefeltene: $y_a = y_c = y$ og $y_b = y + Y$. Først finner vi den våte periferien og den hydrauliske radien i de forskjellige kanalseksjonene:

$$\begin{array}{lll} P_1 = a + y & P_2 = b + 2Y & P_3 = c + y \\ R_1 = \frac{a \cdot y}{a + y} & R_2 = \frac{b \cdot (y + Y)}{b + 2Y} & R_3 = \frac{c \cdot y}{c + y} \end{array}$$

Samlet tverrsnitt for alle tre delene er $A = y \cdot (a + b + c) + Y \cdot b$

Den våte periferien P og hydrauliske radien R for dette tverrsnittet er:

$$P = 2y + 2Y + a + b + c \quad R = \frac{y(a + b + c) + (Yb)}{2y + 2Y + a + b + c}$$

For å komme videre *antas* en verdi for y . Verdier for P_1 , P_2 , P_3 , R_1 , R_2 og R_3 beregnes av uttrykkene ovenfor og settes inn i Lotters formel (4.24).

Den beregnede M -verdien settes nå inn i Mannings formel: $Q = AMR^{2/3} I^{1/2}$ sammen med I som er gitt, og A og R som finnes av uttrykkene ovenfor med antatt y innsatt. Dette gir en verdi for Q som sammenliknes med gitt Q . Dersom denne beregnede Q -verdien er svært nær den gitte Q -verdien, er den antatte y -verdien riktig.

Dersom det er markert forskjell på de to verdiene, må vi velge ny y -verdi og gjennomføre beregningen på nytt. Dette gjentas til forskjellen mellom beregnet og gitt verdi er tilfredsstillende liten.

Talleksempel:

$$a = 20 \text{ m}, b = 50 \text{ m}, c = 50 \text{ m}, Y = 5 \text{ m}$$

$$Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}, I = 1:900, M_1 = 30, M_2 = 25$$

For å få et grunnlag for å anta y , beregner vi først kapasiteten i midtløpet når det er akkurat *fullt*, dvs. $y = 0$:

$$P_2 = 50 + 5 + 5 = 60 \text{ m}, A_2 = 50 \cdot 5 = 250 \text{ m}^2, R_2 = 250/60 = 4,16 \text{ m}$$

$Q_1 = A_2 \cdot M_2 \cdot R_2^{2/3} \cdot I^{1/2} = 250 \cdot 30 \cdot 4,16^{2/3} / 900^{1/2} = 647 \text{ m}^3/\text{s}$. Det er noe under halvparten av virkelig Q . Når vannstanden stiger, og sideløpene tas i bruk, blir hastigheten i midtløpet noe større. Arealet må derfor omtrent dobles.

Velger å forsøke $y = 2 \text{ m}$, som gir tilleggsareal $2 \cdot 120 \text{ m} = 240 \text{ m}^2$. Totalt blir nå:

$$A = 490 \text{ m}^2, P = 14 + 120 = 134 \text{ m}, R = 490/134 = 3,65 \text{ m}$$

Videre blir:

$$P_1 = 20 + 2 = 22 \text{ m}, P_2 = 60 \text{ m}, P_3 = 50 + 2 = 52 \text{ m}$$

$$A_1 = 20 \cdot 2 = 40 \text{ m}^2, A_2 = 50 \cdot 7 = 350 \text{ m}^2, A_3 = 50 \cdot 2 = 100 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 40/22 = 1,82 \text{ m}, R_2 = 350/60 = 5,83 \text{ m}, R_3 = 100/52 = 1,92 \text{ m}$$

Innsatt i (4.24) får vi:

$$\frac{1}{M} = \frac{134 \cdot 3,65^{5/3}}{22 \cdot 1,82^{5/3} \cdot 25 + 60 \cdot 5,83^{5/3} \cdot 30 + 52 \cdot 1,92^{5/3} \cdot 25} = \frac{1159}{1492 + 33993 + 3856} = 0,0295$$

$$M = 33,90$$

$$Q = A \cdot M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = 490 \cdot 33,90 \cdot 3,65^{2/3} / 900^{1/2} = 1312277 \text{ m}^3/\text{s} < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dybden y blir litt større enn 2 m . Ønsker vi nøyaktigere resultat, må vi beregne på nytt med noe større y .

Merk at $M = 33,9$ er en felles teoretisk verdi som bare gjelder når $y = 2 \text{ m}$. Den er så høy (glatt) fordi den skal passe til den tilsvarende lave verdien av R som gjelder for det sammensatte tverrsnittet.

4.6 Strømning under vekslende forhold

4.6.1 Kritisk strømning

Kritisk strømning er en overgangssituasjon mellom rolig og strykende strømning, se avsnitt 4.3.3.

I avsnitt 4.5.2 ble spesifikk energi definert som energihøyden når vi bruker bunnen som referansenivå (formel 4.13). Kritisk strømning for en gitt vannføring Q defineres som den situasjon som gir *minst* spesifikk energi, E_c .

For et *vilkårlig tverrsnitt* gir (4.14) spesifikk energi:

$$E = y + \frac{(Q/A)^2}{2g} \quad (4.14)$$

Ved å innføre $dA = B \cdot dy$ og derivere, finner vi betingelsen for kritisk strømning c:

$$\frac{Q^2 B}{gA_c^3} = 1 \quad (4.5)$$

For *rektangulært tverrsnitt* ($A = B \cdot y$) forenkles dette til:

$$\frac{q^2}{gy_c^3} = 1 \quad (4.25)$$

Av dette kan avledes:

- kritisk dybde $y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (4.6)

- kritisk hastighet $V_c = \sqrt{gy_c}$ (4.26)

- kritisk spesifikk energihøyde $E_c = \frac{3}{2}y_c = \frac{3}{2}\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (4.27)

Noter også at kritisk hastighet er lik *hastigheten for bølger på grunt vann*. Når $V > V_c$ kan bølger ikke forplante seg oppstrøms.

4.6.2 Over- og underkritisk strømning

Siden spesifikk energi $E = y + v^2/2g$ har et minimum E_c ved en bestemt vanndybde y_c , vil en gitt vannføring kunne ha *høyere E-verdier* enn E_c for både større og mindre dyp enn y_c . Sagt på en annen måte vil en vannstrøm med opprinnelig større dybde enn kritisk dybde kunne øke hastigheten og gå over i en dybde mindre enn kritisk og omvendt.

Figur 4.12 viser spesifikk energi E som funksjon av vanndybden y for en gitt vannføring q . Til enhver verdi av E større enn E_c finnes to korresponderende stabile dyp definert som:

- overkritisk (strykende) strømning: $y < y_c$
- underkritisk (rolig) strømning: $y > y_c$

Likning (4.26) gir $\frac{V_c}{\sqrt{gy_c}} = 1$

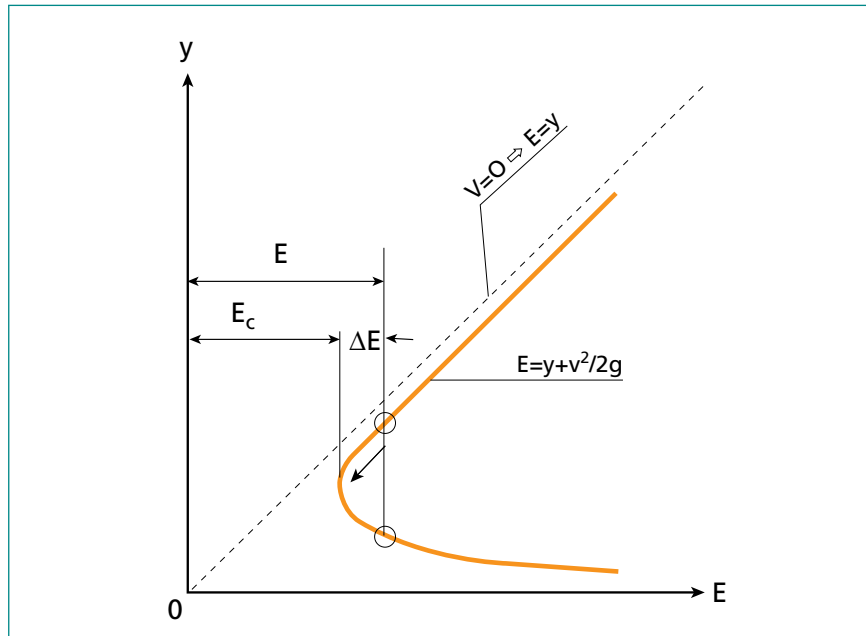
Det er grunnen til at Froudes tall $Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}}$ kan brukes som kriterium, se 4.3.3:

- overkritisk strømning: $Fr > 1$
- underkritisk strømning: $Fr < 1$

Hvilken av disse tilstandene som opptrer, avhenger av forholdene.

Ved *normalstrømning* vil y bli bestemt av helning og friksjon og kan beregnes av formlene i 4.5.6.

Forandringer i strøm-tverrsnitt, ruhet eller helning kan ikke bare gi endret spesifikk energi, men også omslag mellom under- og overkritisk strømning.



Figur 4.12. Spesifikk energi som funksjon av dybde for konstant vannføring.

Eksempel 4.6

Vannlinjer ved lokale innsnevring

En kanal med normalstrømning får en lokal innsnevring fra bredde B_1 til B_2 , som vist øverst i figur 4.13. Gjennom innsnevringen øker q fra $q_1 = Q/B_1$ til $q_2 = Q/B_2$. Det gir en ny E - y -kurve for innsnevringen. De to E - y -kurvene er merket q_1 og q_2 på diagrammene til høyre i figuren.

Dette kan skje tilnærmet uten lokalt energitap ved godt utformede innsnevring (sammenlign avsnitt 43.5.7). Avhengig av størrelsen på q_1 og q_2 er det likevel mange muligheter, illustrert i figur 4.13:

Figuren viser til venstre de forskjellige typene vannlinjer som kan forekomme gjennom innsnevringen. Disse avhenger av to forhold:

- om strømmingen i kanalen før innsnevringen er underkritisk eller overkritisk. Dette kontrolleres med formel (4.6)
- om spesifikk energi før innsnevringen er større eller mindre enn kritisk spesifikk energi i innsnevringen. Dette finner vi med formlene (4.14) og (4.27)

Linjene I–III angir tre situasjoner. Tilsvarende vannlinjer er tegnet til venstre i figuren

Linje I: Spesifikk energi (E_1) større enn kritisk spesifikk energi (E_{c2}) i innsnevringa

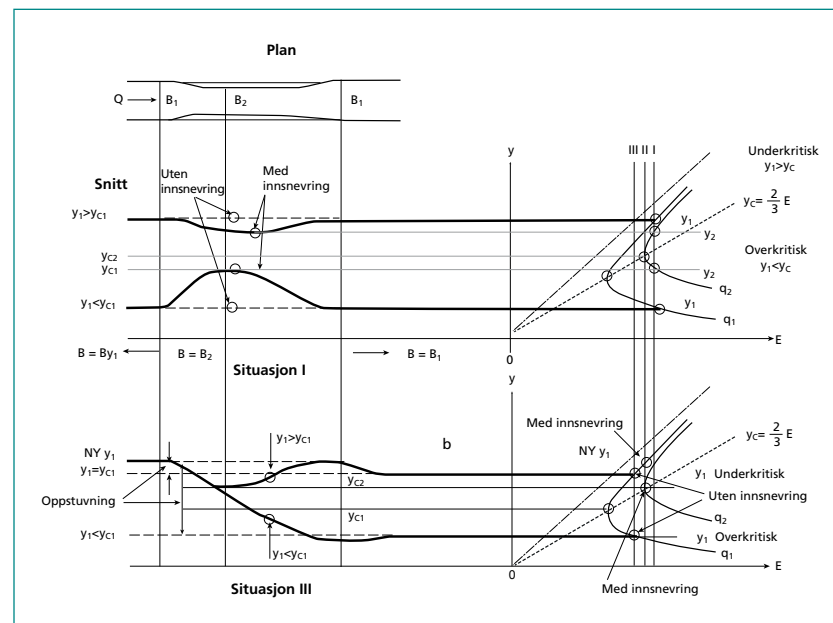
Linje II: Spesifikk energi (E_1) lik kritisk spesifikk energi (E_{c2}) i innsnevringen

Linje III: Spesifikk energi (E_1) mindre enn kritisk spesifikk energi (E_{c2}) i innsnevringen

Situasjon I:

Linje I krysser både q_1 og q_2 -kurvene. Strømningen vil aldri bli kritisk. Typiske vannlinjer er vist i figur 4.13a.

Er strømningen *underkritisk* før innsnevringen, vil vannstanden først synke fra y_1 til y_2 gjennom innsnevringen og stige igjen til y_1 nedenfor. *Overkritisk* strømning vil gi *høyere* vannflate gjennom innsnevringen, men fortsatt overkritisk strømning hele tiden. Spesifikk energi E blir hele tiden konstant, så vannstanden blir ikke forandret ovenfor innsnevringen.



Figur 4.13. Strømførhold ved lokal innsnevring.

Situasjon II:

Linje II krysser q_1 -kurven og berører q_2 -kurven. Dette er et grensetilfelle. Strømningen vil heve eller senke seg til kritisk dybde oppstår i innsnevringen og gå tilbake til opprinnelig nivå nedenfor. Også her blir spesifikk energi uforandret gjennom innsnevringen.

Situasjon III:

Linje III krysser q_1 -kurven, men ikke q_2 -kurven. Det betyr at spesifikk energi er *for liten* til at den kan eksistere i innsnevringen. Spesifikk energi må derfor øke til den (minst) tilsvarer kritisk strømning i innsnevringen, dvs. til linje II. Typiske vannlinjer er vist i figur 4.13b.

Dersom strømningen ville vært *underkritisk* uten innsnevring, vil vannstanden ovenfor innsnevringen måtte *stige*, mens energitilstanden beveger seg langs den øvre delen av q_1 -kurven fra linje III til linje II som vist ved ringer i figur 4.13b.

Dersom strømningen ville vært *overkritisk* også uten innsnevring, kan ikke vannstanden ovenfor innsnevringen på tilsvarende måte *synke*. Det betyr at vannstanden også nå må *stige til øverste delen* av q_1 -kurven der den krysser linje II, altså *til samme nivå* som om vi startet fra underkritisk strømning. Strømningen vil bli tvunget til å bli underkritisk like ovenfor innsnevringen.

Innsnevringen blir i begge tilfeller et *hydraulisk kontrollpunkt* der strømmen «går gjennom kritisk», se 4.6.4.

Nedenfor innsnevringen ville strømningen først stige eller synke mot de nivåene som tilsvarer linje II. I praksis ville den etter en kort strekning igjen tilpasse seg den opprinnelige situasjon med normalstrømning, dvs. gå tilbake til linje III. Se vannlinjene i figur 4.13a. Den ekstra energien som ble oppsamlet, ville gå tapt, se 4.5.7.

Eksempel 4.7**Talleksempel f.eks. 4.6**

En kanal med vannføring $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ og normalstrømning får en lokal innsnevring fra bredde $B_1 = 5 \text{ m}$ til $B_2 = 4 \text{ m}$.

Gjennom innsnevringen øker q fra $q_1 = Q/B_1 = 10/5 = 2,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ til $q_2 = Q/B_2 = 10/4 = 2,5 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$

Kritiske dyp: likning (4.6): $y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$

$$y_{c1} = (2^2/g)^{1/3} = 0,74 \text{ m}$$

$$y_{c2} = (2,5^2/g)^{1/3} = 0,86 \text{ m}$$

Kritisk spesifikk energihøyde: likning (4.27): $E_c = 1,5 y_c$

$$E_{c2} = 1,5 \cdot y_{c2} = 1,29 \text{ m}$$

Vi undersøker situasjonen for noen utvalgte vanddyp uten at innsnevringen er på plass (disse vil tilsvare forskjellige helninger og ruhetsverdier i kanalen):

Valg A: $y_1 = 2,0 \text{ m}$: $y_1 > y_{c1}$, dvs. underkritisk strømning

$$v_1 = 2,0/2,0 = 1,0 \text{ m/s}$$

$$E_1 = 2,0 + 1^2/2g = 2,05 \text{ m}$$

$E_1 > E_{c2}$, dvs. vi har *Situasjon I*: Innsnevringen påvirker ikke vannstanden oppstrøms eller nedstrøms. Nøyaktig hvor mye vannstanden synker gjennom innsnevringen, kan beregnes som i eksempel 4.3, spørsmål a (avsnitt 43.5.4).

Valg B: $y_1 = 1,15 \text{ m}$: $y_1 > y_{c1}$, dvs. underkritisk strømning

$$v_1 = 2,0/1,15 = 1,74 \text{ m/s}$$

$$E_1 = 1,15 + 1,74^2/2g = 1,30 \text{ m}$$

$E_1 > E_{c2}$, dvs. vi har fortsatt *Situasjon I*, men nå meget nær kritisk i innsnevringen.

Valg C: $y_1 = 1,0 \text{ m}$: $y_1 > y_{c1}$, dvs. fortsatt underkritisk strømning uten innsnevringen.

$$v_1 = 2,0/1,0 = 2,0 \text{ m/s}$$

$$E_1 = 1,0 + 2^2/2g = 1,20 \text{ m}$$

$E_1 < E_{c2}$, dvs. vi har *Situasjon III*. Vannstanden vil stige oppstrøms til spesifikk energihøyde blir (minst) lik kritisk spesifikk energihøyde i innsnevringen. Den er funnet ovenfor: $E_{c2} = 1,29 \text{ m}$.

Valg B ovenfor gav $E_1 = 1,30$ m for dybde 1,15 m. Vanndybden vil altså øke oppstrøms til ca. 1,15 m.

Strømningen vil nå kritisk dybde 0,86 m i innsnevringen. Nedstrøms innsnevringen vil vannstanden kortvarig kunne synke videre mot den dybden som tilsvarer overkritisk strømning med $E = 1,29$ m, men raskt stige igjen og på nytt tilpasse seg normalstrømning uten innsnevring med dybde 1,0 m.

4.6.3 Virkning av lokale energitap

Som nevnt i 4.5.6 kan brå endringer av et vannløp gi konsentrerte lokale energitap på grunn av økt turbulens og virveldannelse. Naturen tilpasser seg dette på to måter:

- høyere vannstand oppstrøms
- lavere avløpskapasitet

I det første tilfellet øker vanndybden, og hastigheten minker, på en strekning ovenfor hindringen. Dette gir mindre friksjonstap, som spares opp til å kompensere det lokale tapet.

I det siste tilfellet tilpasses vannføringen slik at den etter innsnevringen tilsvarer tilgjengelig energinivå ovenfor minus det lokale tapet. Det siste er aktuelt dersom nivået ovenfor er bestemt av en fast horisontal vannflate, slik at den første metoden ikke virker.

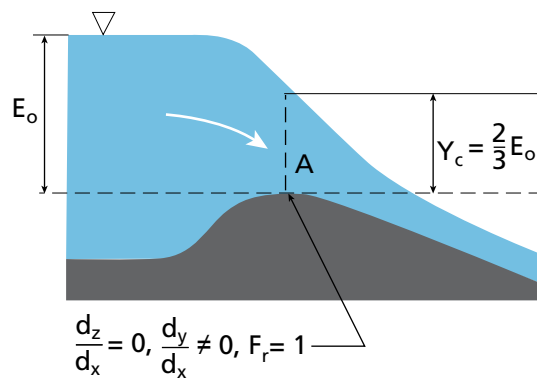
4.6.4 Hydraulisk kontroll

For hvert punkt i en elv eller et system av kanaler hvor strømmen *går gjennom kritisk*, vet vi med sikkerhet at strømningsbildet oppstrøms er uavhengig av strømningsforholdene nedstrøms. Disse punktene kalles derfor gjerne hydrauliske kontrollpunkter. Eksempel på slike er luker, innsnevringer, brå dybdeforandringer, overgang til overkritisk helning (overgang til stryk i elver), terskler osv.

4.7 Overløp, terskler

4.7.1 Fritt overløp

Et eksempel på bruk av likningene ovenfor er ved utløp fra et basseng i en relativt bratt kanal, figur 4.14. «Relativt bratt» vil si at normaldybden for kanalen nedenfor må være mindre enn y_c , slik at strømmingen «går gjennom kritisk» på terskelen.



Figur 4.14. Fritt overløp

Skal en bestemt vannmengde $q = Q/B$ strømme ut fra bassenget, må vannspeilet i bassenget stige så høyt at energihøyden E_o ved utløpet blir stor nok til å få den ønskede vannmengden over terskelen, dvs. lik kritisk spesifikk energihøyde E_c over terskelen. Siden hastigheten i bassenget er tilnærmet null, blir $E_o = H$ vannstandshøyden i bassenget. Likning (4.27) gir derfor:

$$H = E_c = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

som kan omskrives til følgende formel for et ideelt fritt overløp:

$$q = \left(\frac{2H}{3}\right)^{1,5} \cdot g^{0,5} \quad (4.28)$$

Et *fritt* overløp er et kontrollpunkt. Det blir derfor et entydig forhold mellom vannføring og vannstand ovenfor overløpet.

4.7.2 Forskjellige overløp

Formel (4.28) gjelder under ideelle forhold der det ikke er energitap eller uryddige strøm- og trykkforhold. For å karakterisere forskjellige overløp kan vi i praksis omskrive (4.28) på to måter. Den enkleste bruker den såkalte overløpsfaktoren C , som gir:

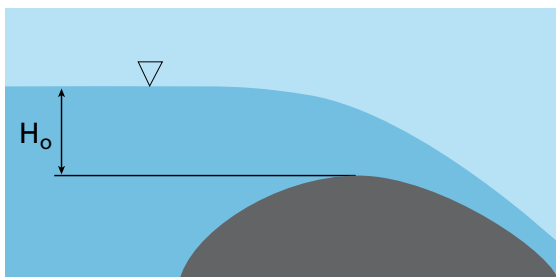
$$q = CH^{1,5} \quad (4.29)$$

der H er stille vannsnivå over terskel. Faktoren C er ikke dimensjonsløs, og formelen forutsetter derfor at q og H angis i meter. Figur 4.15 viser noen eksempler. Denne formelen er mest vanlig i praktisk bruk. En dimensjonsløs variant av formelen med overløpskoeffisient μ , finnes i en del lærebøker, men er lite brukt i praksis:

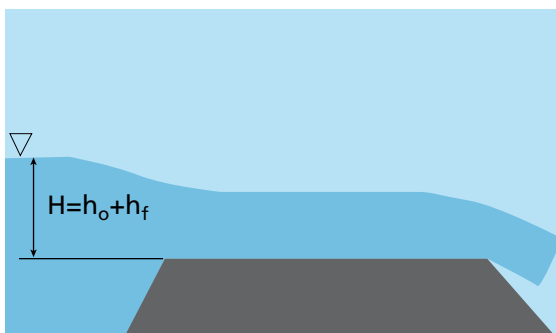
$$q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot \mu \cdot H^{2/3}$$

Når q og H er angitt i meter, er $\mu = 0,34 C$.

Formlene ovenfor forutsetter egentlig *stille vann* oppstrøms tersklene, slik at vi kan se bort fra hastighetshøyden $v^2/2g$. Ved *stor tilløpshastighet* må hastighetshøyden inkluderes i H . Dette vil ofte være aktuelt når vi skal beregne *elveterskler* for høy vannføring.



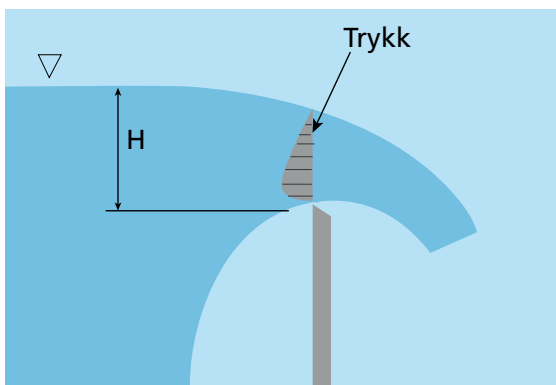
Vanlig overløp $C=1,71$
Tilsvare likning 4.28



Bredt overløp
Vi får friksjonstap og eventuelle lokale tap pga. geometrien ved innløpet h_f . Vi kan tilnærmet skrive

$$q = 1,71(H - h_f)^{1,5}$$

For bredt overløp blir $C < 1,71$



Skarpkantet overløp
Det er så vidt stor krumning på strømlinjene at betingelsene for Bernoullis likning ikke er oppfylt. Trykkfordelingen er heller ikke lenger hydrostatisk. Dette medfører en økning i C.

Forsøk har gitt $C=1,84$

Ved å fylle tomrommet under strålen på et skarpt overløp får vi en høyere terskel med samme kapasitet.

Regnes nå fra toppen ($H=H_{id}$) blir $C=2,15$

Dette knepet medfører høyere vannstand ovenfor terskelen når vannføringa er liten, noe som er ønskelig både ved inntaksdammer og ved tiltaksterskler.

Figur 4.15.
Forskjellige overløp

4.7.3 Sidekontraksjon

Samlet vannføring over en terskel med lengde B er:

$$Q = q B' \quad (4.30)$$

der B' er mindre enn virkelig bredde B på grunn av sidekantene (sidekontraksjon). For skarpkantet overløp med $B > 3H$ kan vi med god tilnærming sette:

$$B' = B - 0,2H$$

Ved kompliserte terskler bør det kjøres forsøk for å bestemme C og eventuelt B' .

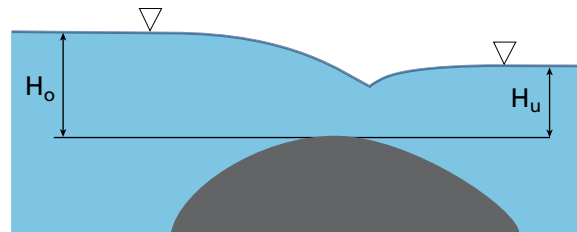
4.7.4 Virkning av nedstrøms vannstand

Et vanlig problem i praksis er at vannspeilet nedstrøms står så høyt at det kan innvirke på vannstanden ovenfor overløpet, dvs. at vi ikke lenger har et fritt overløp, se figur 4.16. Ved avrundede overløp, terskler osv. kan vi som generell regel regne at kapasiteten vil være uforandret så lenge:

$$H_u \leq \frac{2}{3} H_o \quad (4.31)$$

Målinger viser at undervannet i noen tilfeller kan stige enda høyere før det har noen særlig merkbar innvirkning på vannstanden oppstrøms.

Et spesielt problem med undervannet kan oppstå dersom det bygges flere terskler i kaskade. Da vil hver terskel danne sitt eget overvannsnivå. Dersom tersklene har forskjellig lengde, vil det under flom ikke alltid være den nærmeste terskelen nedstrøms som danner bestemmende undervannsnivå. Dette må vurderes i hvert tilfelle.



Figur 4.16. Grensen for fritt overløp.

4.8 Strømning og falltap rundt bruer

4.8.1 Strømkrefter på pilarer

Strømkraften mot en pilar kan vi anslå ved hjelp av «dragkraftformelen» (5.1), med $\rho = \gamma / g$ og $V = Q/A$ innsatt:

$$F = \frac{C_D}{2} \gamma A_p \frac{Q^2}{gA^2} \quad (5.1)$$

A = Strømtverrsnitt i elva uten pilar

A_p = eksponert areal av pilaren på tvers av strømretningen

C_D varierer med formen og forholdet mellom lengde og bredde (L/B) på pilartverrsnittet. Til enkle overslag på den sikre siden kan en benytte

$C_D = 2$ for rektangulære pilartverrsnitt med skarpe hjørner og $L/B < 2$

$C_D = 1$ for rektangulære pilartverrsnitt med skarpe hjørner og $L/B > 4$

$C_D = 1,3$ for kvadratiske pilarer med avrundede hjørner

$C_D = 1,2$ for sirkulære pilartverrsnitt når $Re < 200000$;

$C_D = 0,4$ for $Re > 400000$ ($Re = VL/\nu$)

$C_D = 0,1$ for strømlinjeformede pilarer

C_D minker raskt når forholdet lengde/bredde øker og når pilaren smalner bakover mot strømlinjeform.

For spesielle pilarformer og skråttstilte pilarer henvises til håndbøker, f.eks. Naudascher (1991), Hörner (1965), Neil (1987).

Strømkraft på pilarer kan vi også beregne ut fra teorien om bevegelsesmengde, se avsnitt 4.8.3.

4.8.2 Falltap på grunn av landkar og fyllinger

En bru fører ofte til at strømtverrsnittet blir innsnevret, noe som kan gi ekstra falltap og hevet vannstand oppstrøms brua. Skjer det en overgang fra underkritisk til overkritisk strømning, kan det bli særlig stor oppstuvning. Falltap som bare skyldes kontraksjon og påfølgende ekspansjon på grunn av landkar eller fyllinger, kan vi beregne direkte ut fra hovedprinsippene for beregning av frispeilstrømning ved innsnevring og utvidelser, slik de er beskrevet i 4.5.7 og 4.6.3

4.8.3 Falltap på grunn av pilarer

Pilarer ute i elva eller kanalen kan forårsake oppstuvning av vannstanden oppstrøms brua. Figur 4.19 viser seks forskjellige strømningssituasjoner som kan opptre. Hvor stor oppstuvninga blir, avhenger av antall, form og størrelse på pilarene og av strømningssituasjonen.

Strømkraft og singulære falltap som skyldes pilarer, kan vi beregne ut fra teorien om bevegelsesmengde.

Figur 4.18 viser plan og oppriss av en vannstrøm som passerer mellom brupilar. Snitt 1 og snitt A er plassert like ovenfor og nedenfor nesene av pilarene. Trykkfordelingen i de to snittene antas å være hydrostatisk.

Strømkraften mot fronten av brupilarene i figur 4.19 er lik forskjellen mellom bevegelsesmengden for snittene 1 og A.

$$F = \beta_1 Q \rho V_1 + \gamma A_1 y_{p1} - \beta_A Q \rho V_A - \gamma A_A y_{pA} \quad (4.32)$$

- F = kraft opptatt av brupilar
- Q = vannføring
- ρ = vannets tetthet
- γ = vannets egenvekt



Figur 4.17. Ålvundfossen i flom, Surnadal i Møre og Romsdal. Brua har trange åpninger.

- V_1, V_A = gjennomsnittshastighet i snitt 1 og A
- β_1, β_A = dimensjonsløse koeffisienter for bevegelsesmengde
- A_1, A_A = strømningsareal i snitt 1 og A
- y_{P1}, y_{PA} = avstand fra vannspeilet til geometrisk tyngdepunkt for trykket i snitt 1 og A

Ved uniform strømming kan vi anta $\beta = 1$. Dette er ofte nøyaktig nok når strømforholdene i de to snittene ikke er svært forskjellige. Sidefriksjonen langs pilaren og ev. «sug» i bakkant er neglisjert i (4.32).

Uten å gå i detalj gir den videre utledningen følgende tre ulike uttrykk for bevegelsesmengden, M_2 , i snitt 2 mellom pilarene i figur 4.18

$$M_2 = A_1 y_1 - A_{P1} y_{P1} + \frac{Q^2}{g A_1^2} \left[A_1 - \frac{C_D}{2} A_{P1} \right] \quad (4.33a)$$

$$M_2 = \frac{Q^2}{g A_2} + A_2 y_2 \quad (4.33b)$$

$$M_2 = A_3 y_3 - A_{p3} y_{p3} + \frac{Q^2}{g A_3} \quad (4.33c)$$

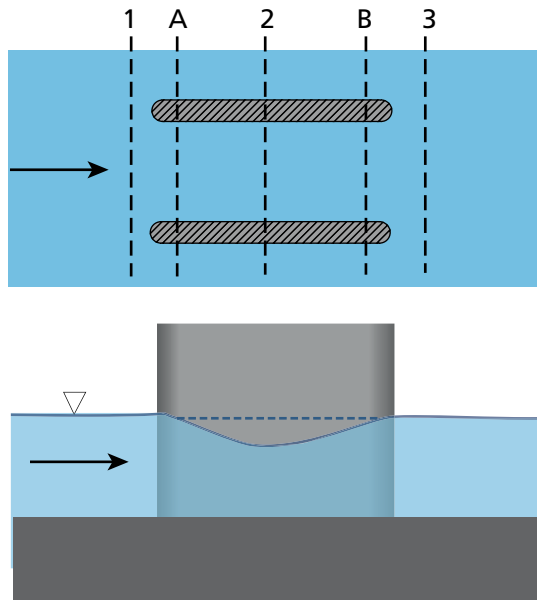
y_p = avstand fra vannspeil til geometrisk tyngdepunkt for trykket på A_p
 y_1 , y_2 og y_3 = vanndybden oppstrøms, mellom pilarene og nedstrøms

Når strømmingen er *underkritisk før brua bygges*, gjelder figur 4.19 a, b eller c. Dersom vannstanden og dybden y_3 i snitt 3 er kjent, bruker vi (4.33c) til å beregne bevegelsesmengden M_2 . Kritisk bevegelsesmengde M_{krit} finner vi ved å beregne y_c fra formel (4.6) og sette $y_2 = y_c$ inn i (4.33b). Dersom $M_2 > M_{krit}$, vil det oppstå en strømmingssituasjon som vist i figur 4.19 a. Dersom $M_2 = M_{krit}$, får vi en situasjon som vist i figur 4.19 b. Dersom $M_2 < M_{krit}$, får vi et vannstandssprang som vist i figur 4.19 c.

For situasjoner som i figur 4.19 b og c er det kritisk strømming mellom pilarene. Vi kan dermed beregne ukjente dyp oppstrøms og nedstrøms ved å bruke likningene (4.33 a og c) og kritisk minimum bevegelsesmengde. For strømsituasjoner som vist i figur 4.19 a kan vi beregne bevegelsesmengden mellom pilarene fra y_3 , som antas å være kjent, med likning (4.33 c). Vannstander og dyp oppstrøms og mellom pilarene kan nå beregnes fra (4.33 a) og (4.33 b).

Når hastigheten er *overkritisk før brua bygges*, gjelder figur 4.19 d, e og f. Ved overkritisk hastighet er det mer hensiktsmessig å benytte vanndybden i snitt 1 som utgangspunkt framfor vanndybden i snitt 3.

Dersom bevegelsesmengden mellom pilarene, beregnet ut fra vanndybden y_1 i snitt 1 med likning (4.33 a), er større enn den kritiske verdien (M_{krit}), får vi situasjonen vist i figur 4.19 d. Dersom bevegelsesmengdene er like, får vi situasjonen som vist i figur 4.19 c. Dersom M_{krit} er størst, får vi vannstandssprang som vist i figur 4.19 f.



Figur 4.18. Strøm forbi brupilar.

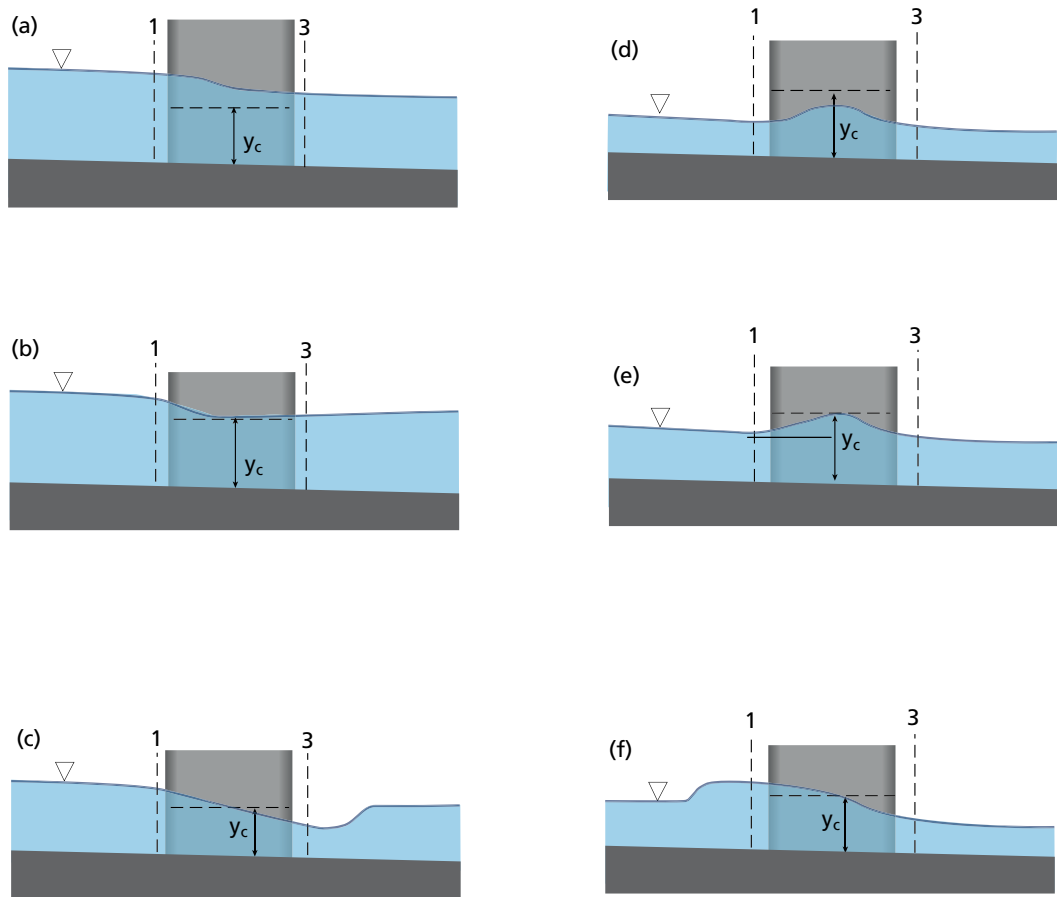
4.8.4 Yarnells likning for underkritisk strømning

Yarnells halvempiriske likning (4.34) gir et godt estimat for den lokale vannstandsstigningen Δy ved situasjoner som vist i figur 4.19 a:

$$\Delta y = 2K \left(K + \frac{10V_3^2}{2gy_3} - 0,6 \right) \cdot \left[\frac{A_{P3}}{A_3} + 15 \left(\frac{A_{P3}}{A_3} \right)^4 \right] \cdot \frac{V_3^2}{2g} \quad (4.34)$$

$\Delta y = (y_1 - y_3)$ = forskjell mellom opp- og nedstrøms vannstand ved tilnærmet flat bunn

K = eksperimentelt bestemt koeffisient for forskjellige typer pilarer, se figur 4.20



Figur 4.19. Aktuelle strømnings situasjoner mellom pilarer.

| Pilartype | K |
|-----------|------|
| 1 | 0,90 |
| 2 | 0,95 |
| 3 | 1,05 |
| 4 | 1,15 |
| 5 | 1,25 |

Figur 4.20.
Koeffisienter i Yarnells
likning.

4.9 Vannlinjeberegning med HEC-RAS

Vannlinjen er lengdeprofilen av vannstanden, for eksempel langs en elv, gjennom en kulvert eller i en kanal. Vannlinjeberegning gjøres ved å dele elva i seksjoner og løse energilikningen, eller bruke Bernoullis likning (avsnitt 4.5.5 likning 4.18) og kontinuitetslikningen (avsnitt 4.2 ligning 4.1). Endringen i energihøyden H langsseter kanalen kan vi uttrykke som summen av endringer i bunnivå, vanndybde og hastighetshøyde. En matematisk analyse gir følgende uttrykk for variasjon av vanndybden y langs kanalen (x -retningen):

$$\frac{d_x}{d_y} = \frac{I_b - I_e}{1 - F^2} \quad (4.35)$$

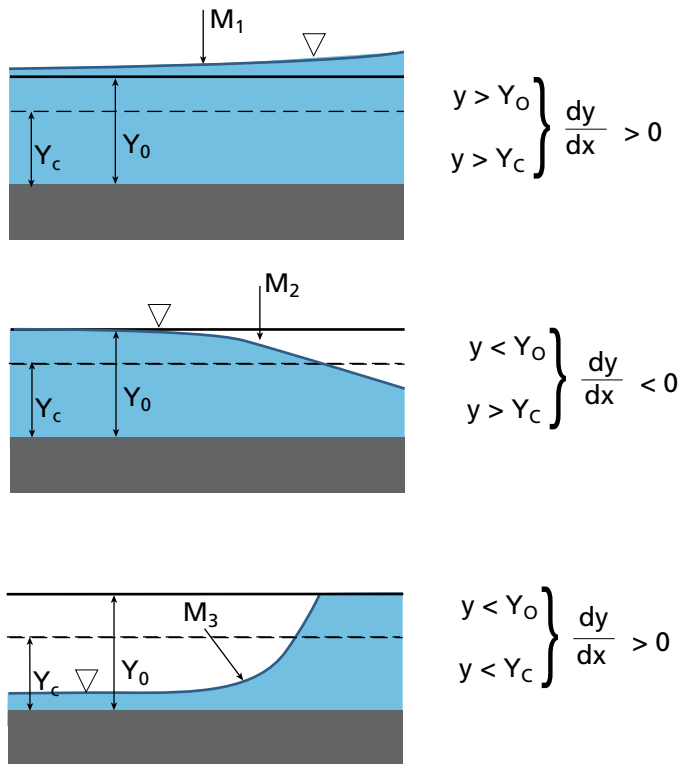
I_b = bunnhelning, I_e = energilinjen helning = dh_f/dx , Fr = Froudes tall (likning 4.7).

dy = forandring av vanndybden over lengden dx .

Dybden y øker i strømretningen når $(I_b - I_e)$ og $(1 - Fr^2)$ har samme fortegn. Dybden minker i strømretningen når $(I_b - I_e)$ og $(1 - Fr^2)$ har motsatt fortegn.

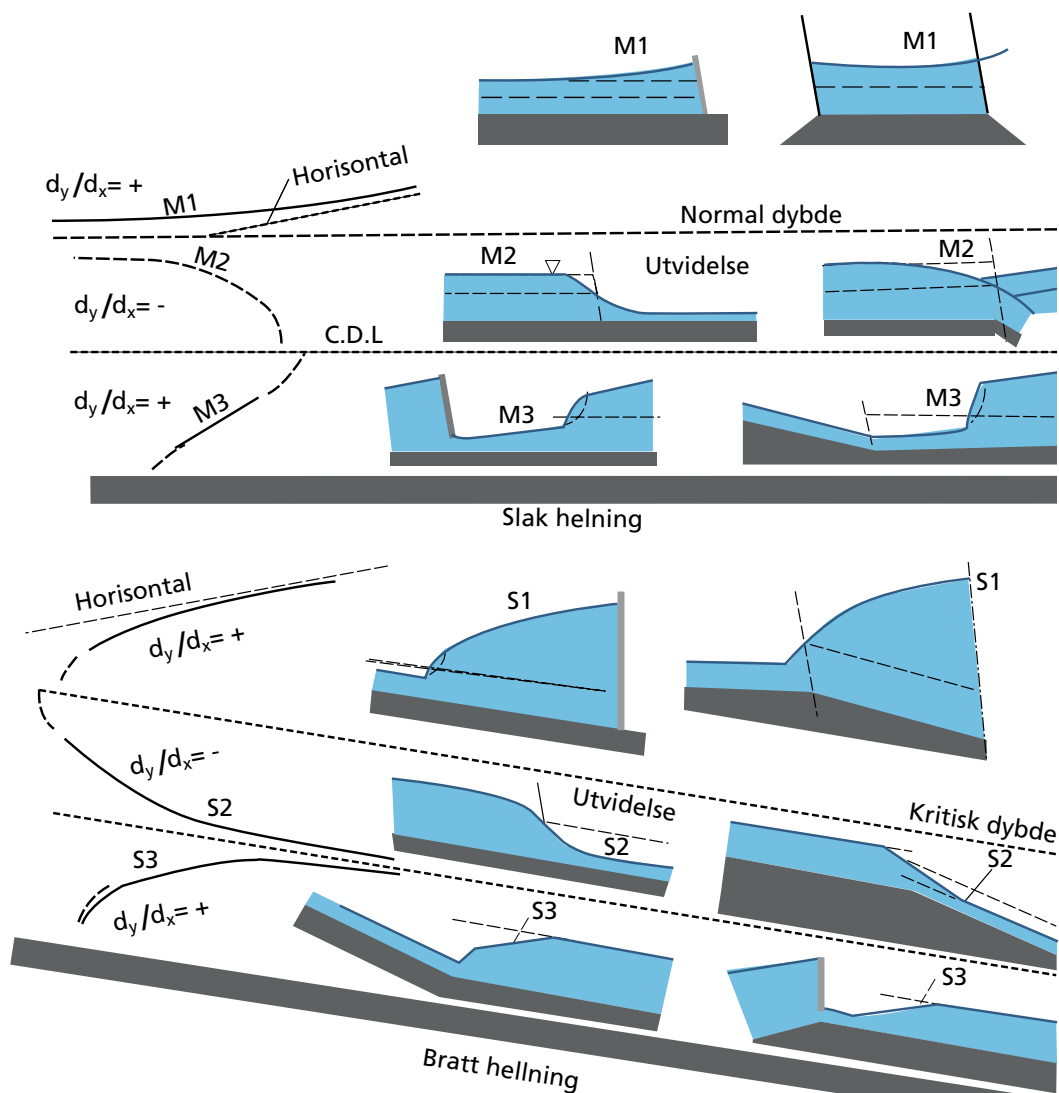
Avhengig av normaldybden y_o og kritisk dybde y_c har vi:

For «slake helninger» $y_o > y_c$ får vi tre hovedsituasjoner vist i figur 4.21.



Figur 4.21. Vannlinjer for $y_0 > y_c$

Figur 4.22 viser noen andre eksempler og forhold ved brattere helning.



Figur 4.22. Vanlige vannlinjeformer

S_1 og M_1 opptrer ved overgang til stillere vann, f.eks. utløp i sjø.
 S_2 og M_2 opptrer ved utvidelser og overgang til brattere helning.
 S_3 og M_3 opptrer ved utløp fra luke og overgang til flattere helning.

Formel 4.35 egner seg for beregning med regneark når vi kjenner bunn- og strømforholdene. Det er i dag en rekke beregningsprogrammer for vannlinjer. Mest brukt er HEC-RAS, og dette avsnittet gir en introduksjon til programmet HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) fra US Army Corps of Engineers. Det er valgt fordi det er et godt program med omfattende muligheter, samtidig er det gratis og lett tilgjengelig. Program og dokumentasjon kan lastes ned fra <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras>. Hydrologic Engineering Center tilbyr ikke brukerstøtte.

HEC-RAS har fire beregningsmoduler:

- Vannlinjeberegning for stasjonær strømning.
- Vannlinjeberegning for ikke-stasjonær strømning.
- Beregning av sedimenttransport.
- Beregning av vannkvalitet og temperatur.

Programmet er godt egnet til vannlinjeberegning i elver og kanaler, kapasitetsberegning for kulverter og broer, ruting (vandringsberegning) av naturlige flommer og beregning av dambruddsbølger. Beregning av sedimenttransport og vannkvalitet vha. HEC-RAS har vi foreløpig liten erfaring med.

HEC-RAS håndterer både stasjonær og ikke-stasjonær strømning (strømning der vannføringen varierer med tiden), og over- og underkritisk strømning. Det kan brukes på enkle strekninger, men også for elver som deler seg og løper sammen igjen.

For å gjøre en beregning er det nødvendig å legge inn elvens geometri vha. tverrprofiler, bruåpning, kulvert diameter etc. Strømningsmotstanden beskrives med Mannings tall (4.20) for tverrprofilene og tapskoeffisienter (se avsnitt 4.5.7) for bruer og kulverter. Vannføringen kan legges inn som en fast (stasjonær) verdi eller som et hydrogram (flomforløp).

HEC-RAS-beregning gir en rekke resultater for hvert tverrprofil, blant annet vannstand, vannføring, hastighet og skjærspenning.

Den viktigste begrensning for HEC-RAS er at programmet gjør en endimensjonal beregning. Det forutsetter lik hastighet og vannstand over hele bredden av hvert tverrprofil. Endimensjonal beregning gir gode resultater

der vannet strømmer parallelt. Der vannet spres ut, strømmer sammen eller sirkulerer, er programmet mindre egnet. Det kan gjelde på vide flomsletter, over meandre, i deltaområder og i innsjøer. For slike situasjoner fins programmer som beregner strømmingen i to eller tre dimensjoner, men de beskrives ikke her.

Erosjon,
massetransport
og skred





Innledning

Erosjon, sedimenttransport og sedimentasjon er naturlige og mer eller mindre kontinuerlig pågående prosesser i alle vassdrag. Det er disse prosessene som er med på å forme elveløpet og som tilfører og former bunn- og sidematerialet i elva. Disse prosessene danner også grunnlag for mye av den biologiske produksjonen og skaper en rekke forskjellige habitater i og langs vassdrag. Mange norske vassdrag er særpreget ved at de starter i et høfjellsområde for så å renne ned i dalbunnen med mer eller mindre velutviklede elvesletter der elva har lav gradient. Elvesletter er lavtliggende flate områder i tilknytning til elva og er dannet ved avsetning av sedimenter som elva har fraktet med seg. Det er på elveslettene en finner de beste jordbruksarealene og det er her man finner mye av bebyggelsen og infrastrukturen som kan være utsatt for flom og erosjon.

Der sideløp renner bratt ned i dalbunnen eller der elva renner bratt ned i vann eller i havet, dannes det vifteavsetninger. Disse er og bygget opp av elvebårne sedimenter på samme måte som elvesletter, men på grunn av høyere gradient og dermed høyere energi får flommene og sedimenttransporten et skredlignende forløp. Flomhendelser på slike vifter med stor massetransport kalles gjerne flomskred i Norge.

Kvikkleireskred kan utløses av erosjon i vassdrag og dette kapitlet inneholder et avsnitt om kvikkleire og kvikkleireskred samt et kort avsnitt om andre typer skred.

Norske vassdrag er sterkt varierende og løpsformene og utviklingen av disse er i stor grad preget av Norges glasiiale historie. Det er god tilgang til sedimenter i alle kornstørrelser, relativt stor bunntransport og mange naturlige terskler eller lokale erosjonsbasis.

Kjennskap til erosjons- og massetransportprosesser i vassdrag er en forutsetning for å kunne planlegge holdbare sikringstiltak som har minst mulig negative innvirkninger på naturmiljøet.

5.1 Erosjons- og sedimenttransportprosesser

Erosjon innebærer at partikler rives løs og føres fra et sted til et annet ved vannets påvirkning. Der elva renner gjennom løsmasser vil den grave eller erodere både vertikalt i bunnen av elva og sideveis i kantene. Massene som rives løs av vannets krefter transporteres videre, avsettes og kan eroderes og rives løs igjen. Erosjon oppstår når det fjernes mer materiale enn det tilføres. Det er hovedsakelig to typer prosesser som svært ofte virker sammen ved erosjon i elveløpet:

- Løpserosjon (side- og bunnerosjon)
- Massebevegelse i sideskråninger

Det er størst erosjon i yttersvinger og der vannstrømmen har størst hastighet mot elvekanten og en nedadgående strøm mot kanten som river med seg partikler. Det er størst erosjon rett nedstrøms midten av yttersvingen. Motsatt legges det opp sedimenter i innersvinger, se figur 5.2. I vassdrag der elveløpet går i løsmasser som elva kan erodere i vil dette, over tid, føre til en sideveis forflytning av elveløpet i nedstrøms retning, meandering. I tillegg til sideveis erosjon i elveløp foregår det også bunnerosjon. Elvas lengdeprofil og løpsmaterialets motstandsdyktighet mot erosjon er viktige kontrollerende faktorer for utviklingen av bunnerosjon.

Erosjon kan også oppstå på steder som tidligere ikke har vært utsatt som følge av at elvestrømmen styres mot elvekanten eller elvebunnen. Dette kan enten skje ved menneskelige inngrep i elveløpet eller under naturlige forhold, for eksempel ved flom eller ved at vegetasjon faller ut i elveløpet og styrer strømretningen.

Erosjon i bunnen av elva og i yttersvinger vil ofte være årsak til at skråninger langs elveløpet undergraves. Ved undergraving av skråninger blir disse ustabile og kan begynne å skli eller rase ut i elva, avhengig av type løsmasser og høyde på skråningen.

Erosjon og transport av løsmasser er størst i en flomsituasjon. Hvor stor og hurtig erosjon et område er utsatt for kan variere svært mye avhengig av type løsmasser (leire, sand, grus) og vannets krefter mot det utsatte området.

Generell erosjon har vi ved samtidig erosjon av store flater eller lange strekninger og som følge av at det tilføres mindre sedimenter til strekningen enn det som fjernes. Dette kan skje for eksempel nedstrøms områder med grusuttak eller dammer som holder igjen sedimenttilførselen.

Lokal erosjon oppstår ved spesielle strømforhold, ofte i tilknytning til tekniske anlegg, f.eks. rundt brukar, nedstrøms terskler, ved kulvertutløp og i kurver.

Skråningsprosesser virker ofte sammen med løpserosjon ved at massene som tilføres elva fra skråningen fjernes ved erosjon og prosessen forsetter med undergraving, oppsprekking, utglidning og erosjon. Skråningsprosesser opptrer også uavhengig av løpserosjon for eksempel som en følge av overmetning av vann i jordmassene, fryse-/tineprosesser eller overflateerosjon i skråningene.

Vegetasjon i elveskråninger medvirker til å øke skråningenes stabilitet ved at røttene binder jorda og ved å redusere poretrykket på grunn av forbruk av vann. Vegetasjonsdekte skråninger er også mindre sårbare for overflateerosjon. Store trær i elveskråninger er mer utsatt for rotvelt som følge av erosjon enn mindre vegetasjon. Rotvelt ut i elva kan bidra til å styre strømmen i nye retninger og det åpne såret ved rota kan gi elva et nytt angrepspunkt for erosjon.

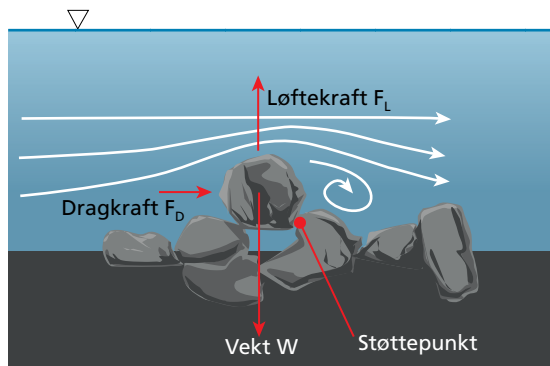
Sedimenttransport i elver foregår uavhengig av erosjon og vi skiller mellom *bunntransport* der partiklene glir og hopper langs bunnen av elva, *suspensjonstransport* der partiklene holder seg svevende i vannmassene og *oppløst transport*. Det er ingen klar grense mellom bunn- og suspensjons-transport, men materiale større enn 0,2 mm regnes til det bunntransporterte materiale. Det er det bunntransporterte materiale som utgjør elvas bunn og sider og bunntransporten som skaper bunnformene (banker, holer, etc.) i elva. Det suspenderte materiale avsettes i stillestående vann og på elvesletter i forbindelse med flom og oversvømmelser.

Vi skiller også mellom transportkompetanse som er vannets evne til å flytte en enkel partikkel av en gitt størrelse, og transportkapasitet som er vannets evne

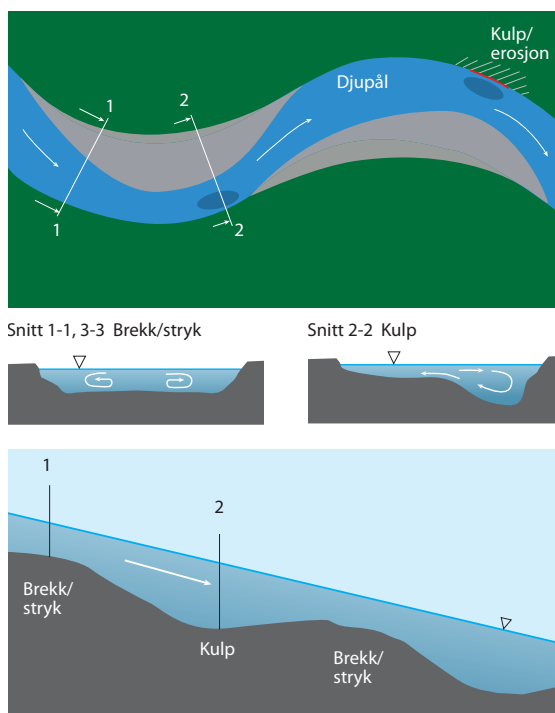
til å frakte en gitt mengde sediment. Transportkompetansen til vannet henger først og fremst sammen med vannets hastighet, mens transportkapasitet henger sammen med vannets hastighet og mengde vann, det vil si vannføringen.

Sedimentasjon skjer der vannets evne til å frakte partiklene som er i transport i vannmassene avtar, det vil si der vannets hastighet og mengde avtar. Dette kan skje der gradienten endrer seg, enten lokalt på elvebunnen, over en elvebanke for eksempel, eller i større skala i overgangen fra bratte deler av vassdraget til flatere partier. Sedimentasjon skjer også der elva møter stillestående vann, i innsjøer og i sjøen og på elvesletter der vannet som har oversvømt sletta, blir stående igjen. Det er de groveste partiklene som blir avsatt først, mens det fineste suspenderte materialet ikke sedimenteres før det møter stillestående vann. Sorteringen av sedimenter som skjer under transport og sedimentasjon er med på å skape de mange forskjellige habitat som forskjellige vannlevende organismer i vassdrag er avhengige av.

Figur 5.1 viser kreftene som virker på en partikkel og figur 5.2 viser erosjon og sedimentasjon i en meandersving og fordelingen av krefter i elveløpet.

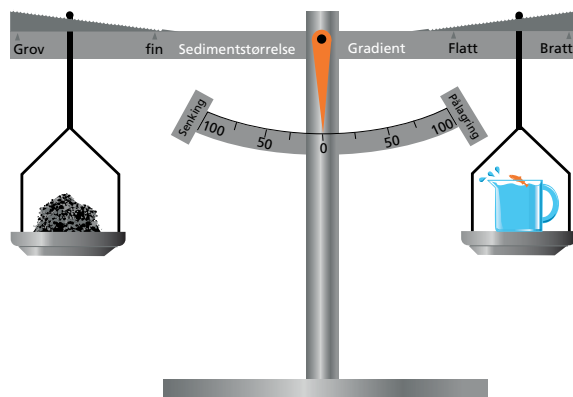


Figur 5.1 Krefter som virker på en partikkel på bunnen.



Figur 5.2 Meandersving med kulper, brekk og stryk, sideveis erosjon og innersvingsbanker. Det er størst erosjon og pålagring rett nedstrøms midten av yttersvingen.

Størrelsen og formen på en elv som renner gjennom løsmasser er tilpasset vannføringen og tilførselen av sedimenter (størrelse og mengde) og de sedimentene eller løsmassene som elva renner gjennom. Elvas form og utvikling er i tillegg bestemt av naturgitte begrensninger for erosjon der løpet går i fjell eller der det finnes andre naturlige terskler for erosjon (erosjonsbasis). De fleste naturlige elveløp som går i løsmasser er mer eller mindre stabile, det vil si det er en *tilnærmet* likevekt mellom vannføringen, sedimenttilførselen og løpets form innenfor et visst tidsrom. Denne likevekten er såkalt «kvasi-stabil», eller dynamisk, det vil si at elva varierer i form og gradient rundt en slags middeltilstand over et gitt tidsrom. Det er allment akseptert at denne likevekten representerer en tilpasning til middelflommen, eller såkalt breddfull vannføring, det vil si en flom med gjentaksintervall mellom 1,2 og 2 år. Denne likevekten kan forstyrres enten ved naturlige hendelser slik som en ekstrem flom, eller ved menneskelige inngrep som påvirker sedimenttilførselen,



Figur 5.3 En forenklet modell av sammenhengen mellom vannføring og gradient på den ene siden, og løpets mulige utvikling ved en endring i vannføring og/eller sedimenttilførsel (modifisert etter Lane, 1955).

vannføringen, vannhastigheten og motstanden mot erosjon. Figur 5.3 viser en modell av denne likevekten.

Elveløp som er utviklet i løsmateriale kan være mer eller mindre rette, buktende eller meandrerende eller forgrenet. Det er sjelden en finner helt rette elveløp i naturen. Bare små uregelmessigheter vil få vannet til å endre strømretning og skape forskjell i hastigheten. I kunstige rette elveløp vil det ofte raskt oppstå en begynnende buktning eller meandring av løpet. Avhengig av bredden på kanalen, hastigheten på vannet og tilførselen av sediment vil det enten oppstå erosjon av bunnen og undergraving av kanalbredden med påfølgende utrasing og styring av vannet mot motsatt elvebredd eller sedimentasjon og styring av vannet mot motsatt bredd, erosjon og så videre. Figur 5.4 viser en slik utvikling i Kråkstadelva i Østfold. Her er elva blitt kanalisert for å innvinne areal til jordbruksformål.

Regelmessige meandrerende løp utvikles der en har lav gradient, liten bunntransport med fine sedimenter og der sidematerialet er relativt fast. Erosjonen er størst i yttersvingene og det avsettes erodert materiale i innersvingbanker i innersvingen på elva. Elveløp med velutviklede meandre er relativt stabile og selv om løpet forflytter seg over elvesletta, så beholder elva sin form og forflytningen går relativt sakte.

Forgrenede elveløp er preget av at løpet er delt i flere mindre elveløp med mer eller mindre stabile grus- eller sandbanker imellom. Forgrenede elveløp utvikles der det er en stor tilførsel av sedimenter i forhold til vannføringen, der vannets evne til å transportere bunntilførselen avtar og der det også er lett eroderbare elvekanter. Slike elveløp utvikles der det er stor bunntilførsel og ofte grove bunnsedimenter. Forgrenede elveløp er også mer eller mindre stabile innenfor et gitt område og over et visst tidsrom med en vekslende likevektsforhold mellom erosjon og sedimentasjon.

En erosjonssikring kan påvirke løpet både ved at motstanden lokalt mot erosjon endres og ved at tilførselen av sedimenter til vassdraget reduseres. Der motstanden mot erosjon endres ved sikring av sidene, kan elva begynne å erodere lokalt i bunnen av elva eller på motsatt side av elva. Der hvor store deler av elvekantene er sikret mot erosjon vil tilførselen av sedimenter til løpet reduseres og det kan oppstå en senking av bunnen over lengre strekninger.



Figur 5.4 Kanalisert strekning i Kråkstadelva med sideveis erosjon, undergraving, utrasing og begynnende meandering. Foto: Ahmed Naserzadeh, NVE.

Erosjonssikringens virkninger avhenger av utforming og plassering, type løsmasser på stedet og sedimenttransport i vassdraget.

5.2 Beskrivelse og klassifisering av sedimenter

5.2.1 Inndeling etter kornstørrelse, kornfordeling og opprinnelse

Bunn- og sidematerialene i et vassdrag betegnes *sedimenter*. Et sediment består av mange enkeltpartikler. Et sediment kan bestå av partikler i hovedsak av samme størrelse eller av mange ulike størrelser sammen. Vi deler inn de enkelte partiklene etter *kornstørrelse* og skiller mellom leire, silt, sand, grus og blokker. Tabell 5.1 viser hvilke størrelse i millimeter de ulike partiklene har. Blandingen av forskjellige partikler, sedimentet, karakteriseres av fordelingen av de ulike kornstørrelser i blandingen. Dette betegnes *kornfordelingen*.

Både kornstørrelse og kornfordelingen er viktige egenskaper å kjenne til. Disse egenskaper er med og bestemmer motstanden mot erosjon, sedimenttransport i vassdraget og sedimentasjon. Kornstørrelsen og kornfordelinger inngår i mange av de beregningene som presenteres senere i dette kapittelet.

Prøvetaking av sedimenter i elva og sedimenter som transporteres i elva er ikke omtalt i denne boka. For en grundigere omtale av dette se for eksempel Fergus og Bogen 1997, Bunte og Abt 2001, Bogen og Bønsnes 2003, Bogen mfl. 2003 og Bogen 2009.

Sedimentene i et vassdrag kan også inndeles etter opprinnelse. Bunn- og sidematerialene i et vassdrag kan bestå av materiale som er fraktet og avsatt av elva, såkalte *fluviale sedimenter* eller av sedimenter med en annen opprinnelse, for eksempel der elva renner gjennom masser fraktet av elver under isen under siste istid, *glasifluviale og glasiiale sedimenter*. Mye av de løse bunnmaterialene i norske vassdrag kommer opprinnelig fra morener og andre avsetninger som har glasial opprinnelse. Der elva renner gjennom sedimenter som ikke

er fraktet og avsatt av elva selv er gjerne de fineste partiklene vasket ut av det opprinnelige sedimentet.

Bunnmaterialene i et vassdrag kan være organiske eller mineralske, gjerne i blanding. Organisk materiale kalles gytje og finnes gjerne i stillere deler av vassdraget. Materialet er planterester fra skog og eng, erodert myrortorv og vannavsatte vekst- og dyrerester. Innholdet av organiske materialer i en bunnprøve bestemmes ved å gløde prøven og veie vektetapet. Er det mer enn 30 % glødetap, kalles sedimentet organisk.

Også kornformen har betydning for transport og erosjon. Kornet er sjelden helt kuleformet, men kan være rundt, avrundet eller kantet. Kantet stein er gjerne noe mer stabil mot erosjon enn rund stein med samme siktediameter. Vi bruker betegnelsen kubisk om korn som er like lange, brede og tykke. Er det stor forskjell i lengde, bredde og tykkelse, kan korna betegnes flate eller stenglige. Flate materialer kan danne dekklag med taksteinsmønster på bunnen. De gir større stabilitet enn runde eller kubiske materialer.

5.2.2 Kornstørrelse, kornfordelingskurver og gradering

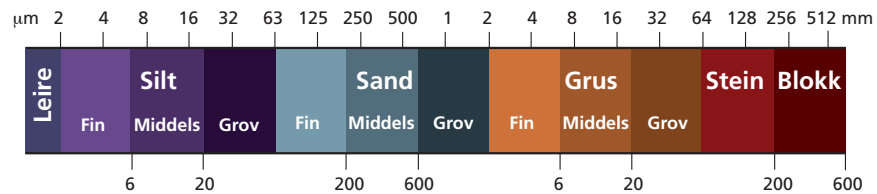
Korndiameteren bestemmes ved sikting gjennom standard siktesatser for alle kornstørrelser over ca. 0,06 mm. Silt og leire kan vanskelig siktes, og kornstørrelsen kan bestemmes på forskjellige måter. Det var tidligere vanlig å måle synkehastigheten i vann, men de siste tiår er det utviklet en rekke nye metoder for måling av kornstørrelsen til fine partikler (McCave og Syvitski 1991, Beuselinck mfl. 1998). En mye brukt metode og en metode som brukes på sedimentlaboratorier i Norge er såkalt laser diffraksjon – se referansene oppgitt over.

Leire er så avgjørende for erosjonsegenskapene at alt materiale med over 15 % leire betegnes leire, eventuelt inndelt i siltig leire eller sandig, siltig leire. Er det mer enn 30 % leire, bruker vi bare leire som betegnelse. Er det 5–15 % leire, snakker vi om leirig materiale, for eksempel leirig silt.

Det finnes flere forskjellige skalaer for inndeling av sedimenter i forskjellige størrelser. Skalaen i tabell 5.1 er mye brukt i Norge. En annen vanlig brukt skala er Wentworth-skalaen (se for eksempel Bunte og Abt 2001).

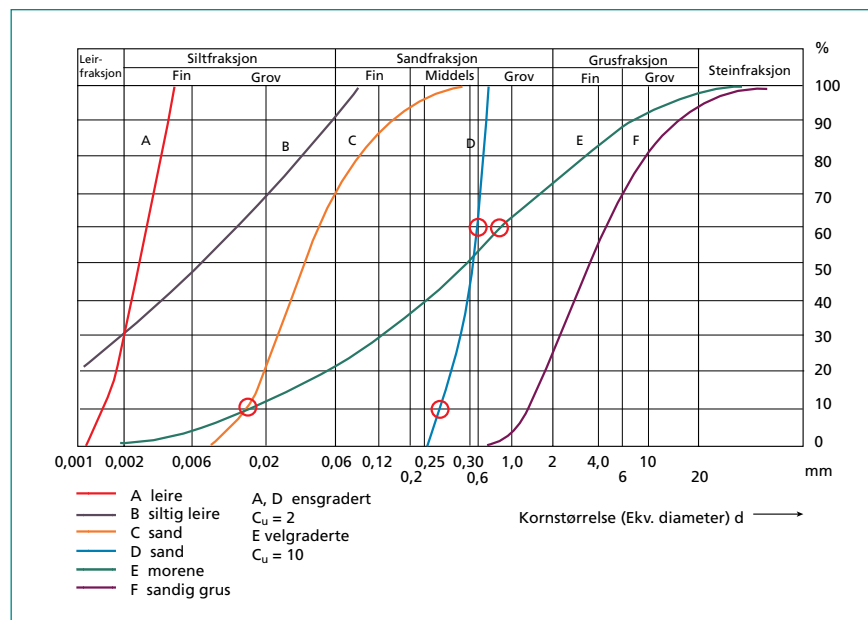
Ved å sortere en sedimentprøve i forskjellige fraksjoner og veie dem kan vi lage en kornfordelingskurve som vist i figur 5.5. Kurven angir i prosent etter

Tabell 5.1 Klassifisering av mineralske bunnmaterialer etter kornstørrelse.



vekt hvor mye av hele prøven som er finere enn de angitte korndiameterne. Av praktiske grunner bruker vi vanligvis en logaritmisk skala for kornstørrelsen, slik figuren viser. På den måten får hver grovinndeling i tabell 5.1 like brede felt i diagrammet.

Av kornfordelingsdiagrammet kan vi ta ut karakteristiske kornstørrelser som vi bruker i forskjellige sammenhenger. Betegnelsen d_n angir at n % av prøven består av korn finere enn d_n . Kornstørrelsen d_{50} skiller to like store vektandeler. Den kalles ofte feilaktig for «middelstørrelsen». Andre vanlig brukte kornstørrelser i erosjon og sedimenttransport er d_{65} og d_{90} .

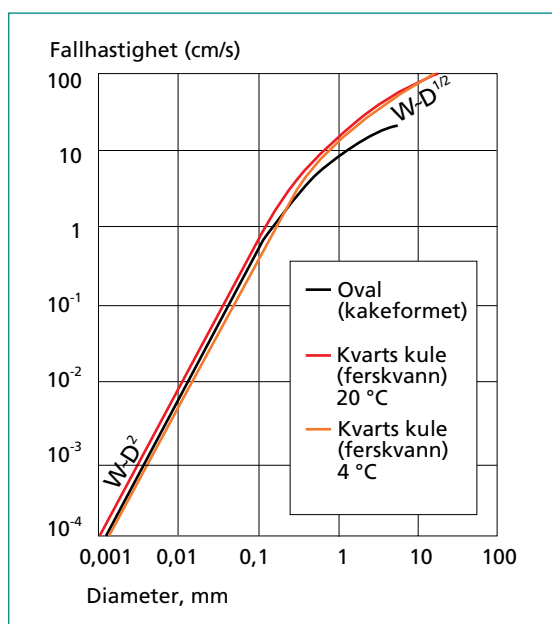


Figur 5.5 Kornfordelingskurver

Til å betegne spredningen av kornstørrelser i en prøve bruker vi ofte graderingstallet $C_u = d_{60} / d_{10}$ (eller d_{75} / d_{25}). Er graderingstallet lite, kaller vi prøven ensgradert, er det stort, kalles den velgradert. Eksempel på dette er vist i figur 5.5.

5.2.3 Synkehastighet, tetthet og romvekt

Synkehastigheten for partikler i stille vann har betydning for transport og avleiring, og for hvordan svevende partikler fordeler seg i vannstrømmen. Diagrammet figur 5.6 gjelder for partikler som er kuleformede eller litt flattrykte, og som består av vanlige steinmaterialer med tetthet 2650 kg/m^3 . Legg merke til at fallhastigheten er noe større i varmt enn i kaldt vann.



Figur 5.6
Synkehastighet for steinpartikler i vann (tetthet 2650 kg/m^3).

Tetthet eller romvekt av partiklene har betydning for transport og synkehastighet. Tetthet angis med ρ og måles i kg/m^3 . Romvekt angis med γ og måles i N/m^2 . Forholdet mellom dem er gitt ved uttrykket:

$$\gamma = g \cdot \rho,$$

der g er tyngdens akselerasjon ($9,81 \text{ m/s}^2$). Ved sedimentbevegelse er det neddykket tetthet, $\rho - \rho_v$ som gjelder, der v står for vann.

Partikler av vanlig stein har som regel massetetthet svært nær 2650 kg/m^3 , dvs. romvekt $2650 \cdot 9,81 = 25\,997 \text{ N/m}^3$. Derfor er mange diagrammer for praktisk bruk laget for denne tettheten. Ett eksempel på dette er vist i figur 5.6.

Det er viktig å være klar over at mange kunstige materialer som betong, murstein, leca og sagflis har annen tetthet. For slike materialer må vi korrigere diagrammer og formler laget for vanlig stein. Utgangspunktet blir da neddykket verdi, f.eks. neddykket tetthet ($\rho_s - \rho_v$) der s og v står for sediment og vann.

Eksempel på korreksjoner for neddykket tetthet ($\rho_s - \rho_v$) angitt i kg/m^3 :

- Synkehastighet, se figur 5.6

multipliseres med $\sqrt{\frac{\rho_s - \rho_v}{1650}}$ for partikler $> 0,2 \text{ mm}$

multipliseres med $\frac{\rho_s - \rho_v}{1650}$ for partikler $< 0,2 \text{ mm}$

- Kritisk hastighet, se figur 5.10:

multipliseres med $\sqrt{\frac{\rho_s - \rho_v}{1650}}$

- Kritisk skjærspenning, se figur 5.12

multipliseres med $\frac{\rho_s - \rho_v}{1650}$

5.2.4 Friksjon, kohesjon og glidefasthet

Bunnpartikler kan påvirke hverandre gjensidig på grunn av:

- vektrefter, som under vann er mindre enn i luft
- strømrefter, ved at partiklene er forskjellig eksponert mot strømmen

- friksjonskrefter, som på grunn av ujevne kontaktflater gjør at partiklene ikke uten videre glir mot hverandre
- interne bindinger mellom partiklene

Friksjon gjør at en bunn av grove løsmasser kan stå i en viss helning uten å skli. Maksimal helningsvinkel for et materiale som bare er påvirket av tyngdekraften, kalles friksjonsvinkel og avhenger av sammensetning og kornform. Noen materialer har forskjellig friksjonsvinkel i vann og luft. I strømmende vann er friksjonsvinkelen mindre enn i stille vann.

Kohesjon brukes ofte som fellesbetegnelse på intern glidemotstand som skyldes interne bindinger mellom finkornige jordarter. Kohesjon forsterker friksjonskreftene og gjør at erosjonen starter ved høyere vannhastighet og utvikles langsommere enn om partiklene ikke hadde hatt interne bindinger. Skråninger med kohesjon kan stå i brattere helning enn tilsvarende skråninger av friksjonsmaterialer, ofte vertikalt opptil en viss grensehøyde. Blir høyden for stor, oppstår det glidning inne i skråningen.

Kilevirkning er en annen form for interne bindinger. En skråning beskyttet med steinlag tåler mer når steinen er lagt ut og ordnet kant i kant. Den tåler enda mer dersom det er brukt lange steiner som er satt normalt på skråningen. Glidefasthet er den samlede effekten av friksjon og kohesjon. Overskrider glidefastheten langs en indre flate på grunn av vekt og strømkrefter vil det oppstå ras. Erosjon som angriper foten av en skråning, fører ofte til ras ved at stabile glideflater blir redusert til ustabile.

5.3 Strømkrefter

5.3.1 Drag- og løftekrefter

Figur 5.1 viser de viktigste ytre kreftene som virker på løsmaterialer som sandkorn, stein og blokker på bunnen av et vannløp.

Løsmaterialene vil rives med når de ytre kreftene er sterke nok til å skyve, velte eller løfte dem. Mot strømkreftene virker gjenstandens vekt, friksjonen mot bunnen og eventuelle bindinger mellom korna (kohesjon, kilevirkninger, forskjellige kjemiske bindinger osv.).

Dragkraften F_D er vannets trykk og sug parallelt med bunnen på den delen av materialet som stikker opp over resten av bunnen:

$$F_D = C_D \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2} \quad (5.1)$$

Løftkraften F_L skyldes trykkforskjeller på grunn av lokale hastighetsvariasjoner over kornet (samme prinsipp som i en flyvinge):

$$F_L = C_L \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2} \quad (5.2)$$

A = oppstikkende areal (for F_D) eller horisontalt areal (for F_L)

v = representativ hastighet foran kornet

C_D = dragkoeffisient

C_L = løftekoeffisient

I håndbøker som S.F. Hoerner: Fluid-Dynamic Drag (1965) finner vi verdier for C_D og C_L for forskjellige geometriske former.

5.3.2 Stabilitet av enkeltblokker, plater o.l.

Formlene (5.1) og (5.2) kan brukes direkte til å beregne strømkrefter mot steiner o.l. som ligger for seg selv på bunnen. Både påvirkningskraften og stabiliteten vil avhenge av kornformen. Ved flate partikler kan løftkraften være avgjørende for stabiliteten. Det er spesielt viktig å kontrollere løftkraft for flate blokker, plater og matter som brukes som beskyttelse mot erosjon. Det er komplisert å beregne løftkraft i slike tilfeller. Ofte kreves det spesielle undersøkelser i modell eller ved feltforsøk.

Eksempel 5.1 Stabilitet av en prismatisk blokk

En prismatisk blokk med lengde L , bredde b , høyde h og romvekt γ_s har neddykket vekt:

$$W = (\gamma_s - \gamma_v) \cdot L \cdot b \cdot h$$

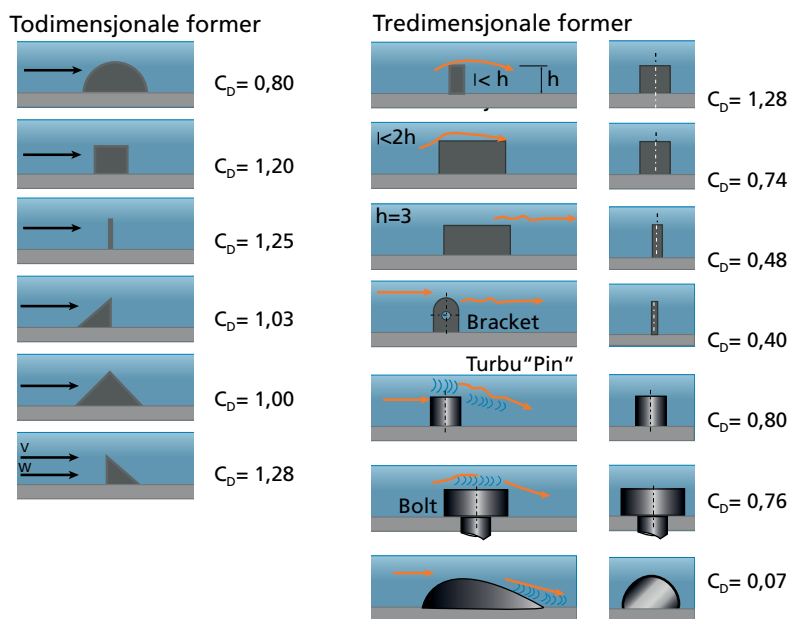
På horisontal bunn med friksjonsvinkel φ blir friksjonen:

$$F_F = (W - F_L) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Blokka vil bli løfta fra bunnen dersom $F_L > W$

Blokka vil velte dersom $(W - F_L) \cdot L/2 < F_D \cdot h/2$

Dersom blokka ikke velter, vil den forskyve seg dersom $F_D > F_F$



Figur 5.7 Eksempel på drag-koeffisienter (etter Hoerner, 1965).

Talleksempel 1:

En betongblokk med lengde 1,0 m, bredde 2,0 m og høyde 1,5 m plassert på bunnen i strømmende vann vil ifølge figur 5.5 ha $C_D = 1.2$. Løftekoeffisienten kan antas til ca. $C_L = 1.0$. Betongen har romvekt ca. 23500 N/m^3 . Antas typisk vannhastighet til 4,0 m/s og grusbunn med friksjonsvinkel til $\phi = 45^\circ$, gir formlene ovenfor:

$$F_D = 1,2 \cdot 2,0 \cdot 1,5 \cdot 1000 \cdot 4,0^2 / 2 = 28800 \text{ N}$$

$$F_L = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1000 \cdot 4,0^2 / 2 = 16000 \text{ N}$$

$$W = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot (23500 - 9810) = 41070 \text{ N}$$

$$F_F = (41070 - 16000) \cdot \text{tg } 45^\circ = 25070 \text{ N}$$

$F_D > F_F$, blokka kan følgelig skli på bunnen.

$$(W - F_L) \cdot L/2 = (41070 - 16000) \cdot 1,0/2 = 12535 \text{ Nm}$$

$$F_D \cdot h/2 = 28800 \cdot 1,5/2 = 21600 \text{ Nm}$$

$(W - F_L) \cdot L/2 < F_D \cdot h/2$, det vil si at blokka vil også velte.

Blokka er ustabil og vil velte i strømmen. Samtidig som den velter, vil den kunne flytte seg noe med strømmen.

Talleksempel 2:

Samme betongblokk vil etter velting ha lengde 1,5 m, bredde 2,0 m og høyde 1,0 m. Ifølge figur 5.7 er C_D nå $< 1,0$, vi bruker 1,0. Løftekoeffisienten antas fortsatt til $C_L = 1,0$. Med betongvekt, typisk vannhastighet og friksjonsvinkel som før blir resultatet nå:

$$F_D = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1000 \cdot 4,0^2 / 2 = 16000 \text{ N}$$

$$F_L = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 1,5 \cdot 1000 \cdot 4,0^2 / 2 = 24000 \text{ N}$$

$$W = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot (23500 - 9810) = 41070 \text{ N}$$

$$F_F = (41070 - 24000) \cdot \text{tg } 45^\circ = 17070 \text{ N}$$

$$F_D < F_F \text{ dvs. blokka vil ikke gli på bunnen.}$$

$$(W - F_L) \cdot L/2 = (41070 - 24000) \cdot 1,5/2 = 12802 \text{ Nm}$$

$$F_D \cdot h/2 = 16000 \cdot 1,0/2 = 8000 \text{ Nm}$$

$$(W - F_L) \cdot L/2 > F_D \cdot h/2, \text{ som vil si at blokka ikke vil velte.}$$

Blokka er nå blitt stabil etter å ha veltet fra opprinnelig stilling.

5.3.3 Stabilitet av bunn av løse masser

I praksis er det ikke mulig å analysere enkeltkorn i et naturlig vannløp. Verken strømmen eller bunnen er jevn, og korna er heller ikke ens i størrelse og form. I stedet bruker vi strømmens *skjærkraft* til å karakterisere forholdene som gjennomsnitt for bunnen.

Med skjærkraft τ_0 kan dragkrafta på et korn med diameter d skrives:

$$F_D = \tau_0 \cdot d^2 \cdot k_1$$

Undersøkelser har vist at løftekrafta kan uttrykkes på tilsvarende måte:

$$F_L = \tau_0 \cdot d^2 \cdot k_2$$

Neddykket vekt W av et korn kan skrives:

$$W = (\gamma_s - \gamma_v) \cdot d^3 \cdot k_3$$

k_1 , k_2 og k_3 er konstanter bestemt av kornformen.

Det er umulig i praksis å bestemme k_1 , k_2 og k_3 for hvert enkelt korn.

På horisontal bunn med friksjonsvinkel ϕ er friksjonen:

$$F_F = (W - F_L) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (5.3)$$

Grense for bevegelse i horisontalretningen er da:

$$F_D = F_F = (W - F_L) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (5.4)$$

Vinkelen φ blir vanligvis kalt friksjonsvinkel, selv om det her ikke er vanlig glidende friksjon. Her angir $\operatorname{tg} \varphi$ motstanden mot enhver form for bevegelse; glidende, rullende eller «hoppende». For bunnhelning mindre enn 1:10 har forsøk vist at $\varphi = 45^\circ \pm 3^\circ$ dvs. $0.9 < \operatorname{tg} \varphi < 1.1$.

Ved å kombinere og ordne likningene ovenfor og samle alle konstantene og $\operatorname{tg} \varphi$ i en størrelse C_s , oppstår Shields tall:

$$\frac{\tau_0}{\gamma_s - \gamma_v \cdot d} = C_s \quad (5.5)$$

Shields undersøkte hvordan hele uttrykket varierer med korndiameter, skjærspenning og vannets viskositet (Shields 1936). Hans berømte diagram og den praktiske bruken av diagrammet er beskrevet i 5.4.

5.3.4 Skrånende bunn

Stein i skråning eroderes lettere enn tilsvarende stein på horisontal bunn.

For sideskråninger har dette stor betydning siden det i praksis oftest er sideskråningene som skal sikres mot erosjon. Dette kan vi ta hensyn til ved å benytte en korreksjonsfaktor K .

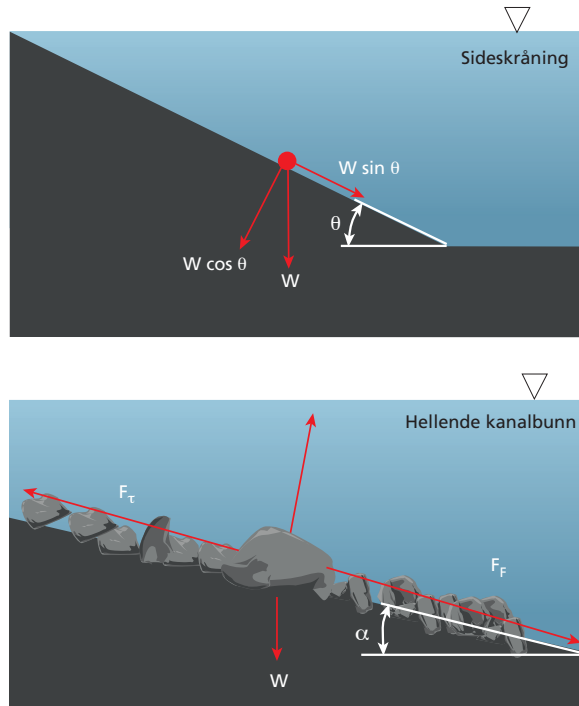
Kornstørrelsene i skråninga må multipliseres med K før vi vurderer om den er stabil mot erosjon. Eller omvendt: Kritisk steinstørrelse for horisontal bunn må divideres med K før den anvendes i en skråning med samme skjærspenning. Med utgangspunkt i figur 5.8 har de fleste lærebøker følgende formel for K :

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (5.6)$$

Der

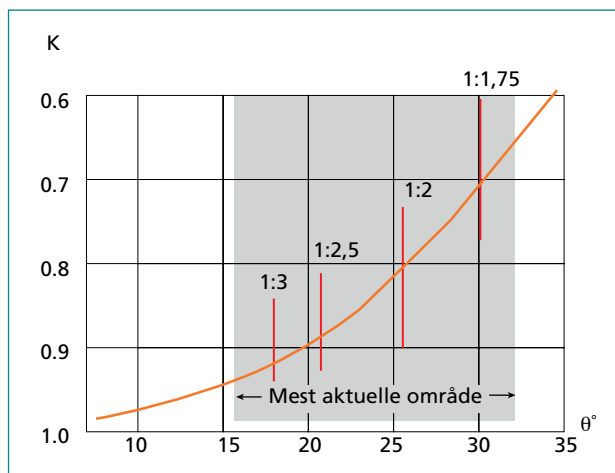
θ = skråningshelning (grader)

φ = massens rasvinkel (grader)



Figur 5.8
Krefter på korn
i sideskråning og
på hellende bunn.
Definisjonsskisser.

Figur 5.9 gir K-verdier for $\theta = 45^\circ$, som erfaring viser gir tilnærmet riktig verdi.



Figur 5.9
Korreksjonsfaktor
K for erosjon langs
sideskråning med
helning θ .

Ved fall i lengderetningen, se figur 5.8, blir likningene (5.3) og (5.4) endret til:

$$F_F = (W \cdot \cos \alpha - F_L) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (5.7)$$

$$F_D + W \cdot \sin \alpha = (W \cdot \cos \alpha - F_L) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (5.8)$$

Problemet er at vi mangler gode måter å bestemme løftekraften på, men det har nevneverdig betydning bare for brattere helninger enn ca. 1:10. Terskler er omtalt i kapittel 8.

5.4 Erosjon

5.4.1 Forutsetninger for erosjon

For at det skal oppstå erosjon, er det ikke nok at strømkreftene er store nok til å bevege bunnmaterialet. Det må samtidig bli fjernet mer materiale enn det tilføres. Det kan skje når:

- a) strømmens transportevne er økende mens tilført sedimentmengde ikke øker tilsvarende
- b) strømmens transportkapasitet ikke er fullt utnyttet

Eksempel på a) er:

- innsnevring og strømkonsentrasjoner slik at skjærspenningen øker i strømretningen
- økende vannføring, f.eks. ved reguleringer
- blottlegging av finere bunnmaterialer ved gravearbeid som fjerner naturlig dekklag

Eksempel på b) er:

- elv som går over fra et område som ikke er eroderbart, til et eroderbart område
- lokalt parti nedenfor erosjonsbeskyttet område

5.4.2 Grense for bevegelse av bunnpartikler

Følgende tre parametre kan danne utgangspunkt når vi skal undersøke erosjonsproblemer:

- vannhastigheten nær bunnen, det vil si i grensesjiktet hvor det skjer erosjon
- gjennomsnittshastigheten i vannstrømmen
- skjærspenningen langs bunnen

Vannhastigheten nær bunnen er vanskelig å måle. Årsaken er at hastigheten øker raskt med avstanden fra bunnen, og det er svært vanskelig å bestemme hastighetsfordelingen i grensesjiktet, spesielt når vannet fører med seg materiale. Hvilken avstand fra bunnen skal vi velge? Det finnes ingen enkel regel som gir erosjonsgrense eller transport direkte ut fra en målt vannhastighet nær bunnen.

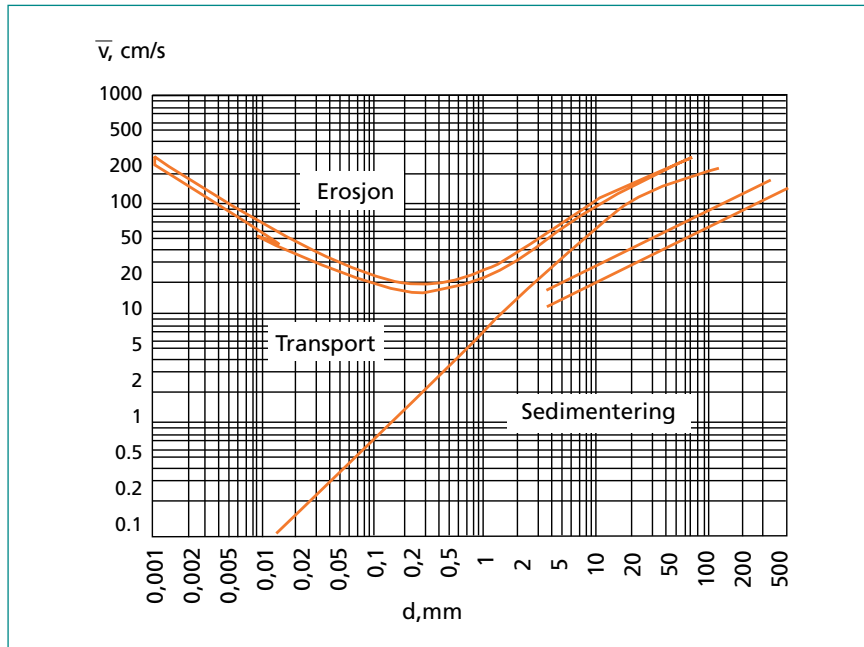
Gjennomsnittshastigheten er praktisk sett en grei parameter å bestemme. Det er imidlertid ikke en entydig parameter, ettersom hastighetsfordelingen i en kanal vil være avhengig av tverrsnittsform, varierende ruhet, vannedybde osv. Hjulstrøms diagram er det mest kjente i denne forbindelse, se figur 5.10. Det er fra 1935 og er basert på forsøk med relativt ensgradert sand og relativt konstant vannedybde. Verdiene fra diagrammet kalles gjerne «kritisk hastighet».

Diagrammet gir en nyttig oversikt over hvordan partikkelstørrelser og hastighet avgjør om det oppstår:

- vedvarende erosjon
- relativt konstant sedimenttransport
- avleiring av masse

Det smale området i figuren viser en overgangstilstand med begynnende erosjon eller løsrivelse av partikler når hastigheten er *økende*. Når kornstørrelsen kommer ned i leireområdet, til venstre i diagrammet, øker grensehastigheten på grunn av kohesive krefter mellom kornene. Dersom hastigheten i stedet *minker* forbi dette området, vil partiklene som alt *er* i bevegelse, likevel kunne fortsette å bevege seg helt ned til den nederste linjen i diagrammet.

Det er også kommet nyere diagrammer for praktisk bruk, se kapittel 5.7.



Figur 5.10 Hjulstrøms diagram for grense mellom erosjon og avleiring.

Skjærspenningen blir mye benyttet i nyere teori og praksis. En gjennomsnittsverdi for hele bunnsprofilen er ofte enkel å beregne. Det kan være vanskeligere å bestemme hvordan skjærspenningen er fordelt på bunn og sider. I mange tilfeller vil en skjønsmessig fordeling være tilstrekkelig nøyaktig til å foreta praktiske beregninger. Kjenner vi hastighetsfordelingen nær bunnen, kan vi beregne skjærspenningen på lokale steder, se neste avsnitt.

Shields kjente diagram for kritisk skjærspenning er vist i figur 5.11 (Shields 1936). Det er generelt gyldig for alle typer sedimenter og væsker. Diagrammet gir forholdet mellom to viktige uttrykk:

- Shields tall for kritisk bunntilstand:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_v) \cdot d_s} = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_v) \cdot g \cdot d_s} \quad (5.5)$$

- Reynolds' tall i grenselaget:

$$Re_* = \frac{v_* d_s}{\nu} \quad (5.9)$$

τ_c = kritisk skjærspenning

d_s = partikkelstørrelse

g = tyngdens akselerasjon = 9,81 m/s²

ρ_v = vannets tetthet = 1000 kg/m³

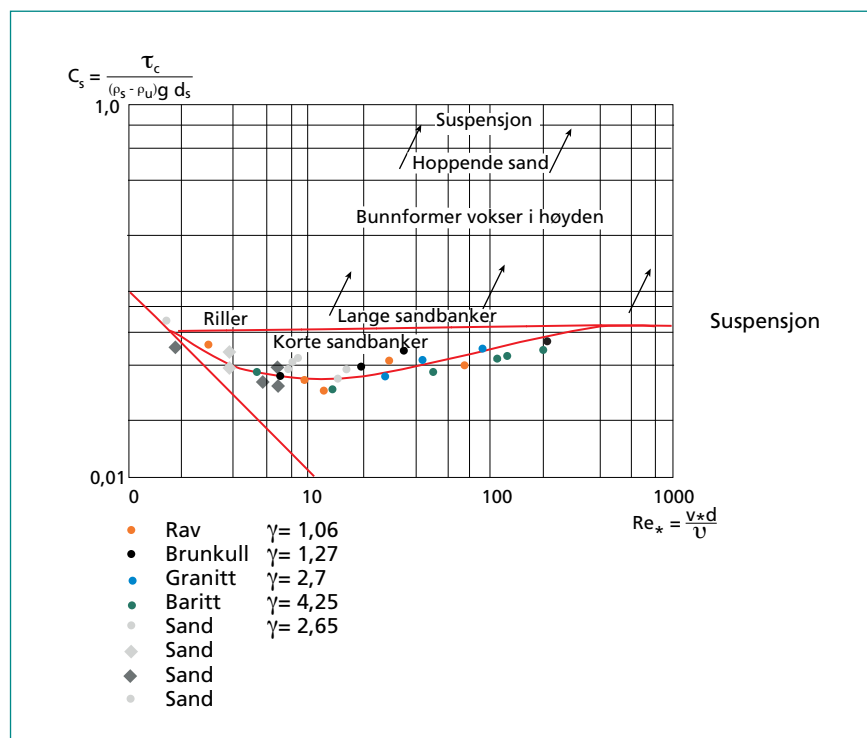
ρ_s = partiklenes tetthet (vanligvis 2650 kg/m³)

γ_v = vannets romvekt = $g\rho_v$

γ_s = partiklenes romvekt = $g\rho_s$

v_* = skjærhastighet, se 5.4.4

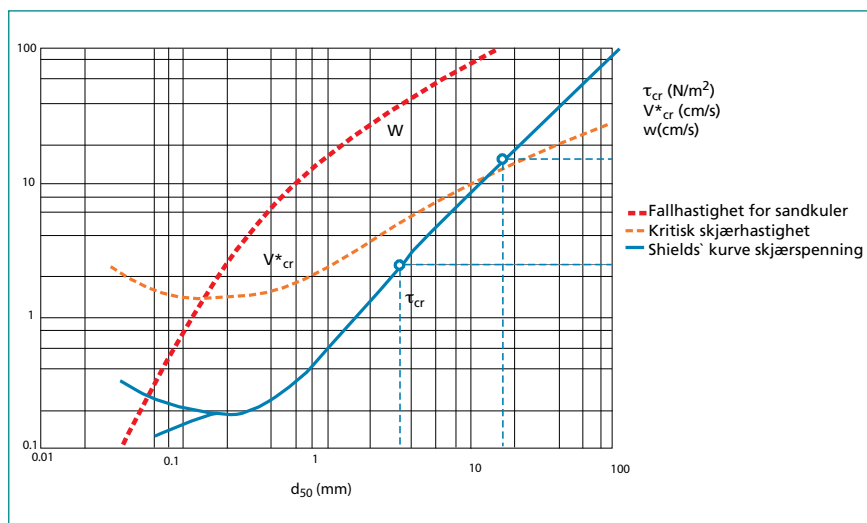
ν = kinematisk viskositet



Figur 5.11 Shields' diagram for bevegelse av bunnpartikler.

Shields diagram bygger på forsøk med ensgraderte masser. Ved varierende kornstørrelse eller såkalt *samfengt masse* viser undersøkelser at $d = d_{60}$ (dvs. at 60 % av massen etter vekt er finere enn d_{60}) gir tilnærmet samsvar mellom ensgraderte og samfengte masser. Ofte bruker vi likevel «middelverdien» d_{50} , da den gir en viss sikkerhetsmargin.

En forenklet utgave av det samme diagrammet er vist i figur 5.12, men dette er bare gyldig for vanlige sandpartikler ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$) i vann med temperatur 12°C .



Figur 5.12 Kritisk skjærspenning for vanlig sand som funksjon av kornstørrelse ($\nu = 1,25 \cdot 10^{-6}$, 12°C , $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$).

5.4.3 Grense for bevegelse ved jevn helning

Figur 5.13 viser prinsippet for skjærspenning ved jevn helning i et bredt vannløp der skjærspenning langs sidene kan neglisjeres. Skjærspenningen må balansere vekten av det skraverte vannelementet. Av figuren utledes

$$\tau_0 = g\rho_v Hl$$

For stasjonær strøm blir skjærspenningen generelt:

$$\tau_0 = g\rho_v Rl_e \quad (5.10)$$

hvor

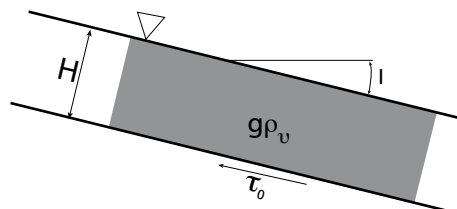
R = hydraulisk radius = A/P

A = tverrsnittsareal

P = lengde av våt periferi

I_e = helning av energilinjen

Ved normalstrømning er energihelningen I_e lik bunnhelningen I_b



Figur 5.13
Skjærspenning langs bunnen ved normalstrømning.

Ved å koble sammen (5.10) og Shields tall (5.5) oppstår et uttrykk for stabil steinstørrelse ved jevn helning og dybde:

$$d_c = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_v} \cdot \frac{R \cdot I_e}{C_s} \quad (5.11)$$

der C_s finnes på kurven i figur 5.11.

Lengst til høyre på diagrammet er C_s ca. 0,06. Dette gjelder for partikler av vanlig stein større enn ca. 10 mm diameter. Tilsvarende verdi for ca. 1 mm diameter er $C_s = 0,05$.

I praksis kan $C_s = 0,05$ brukes for vanlige strømtilfeller i vassdrag med grus eller grovere bunn. Ved finere bunnmaterialer og nøyaktige beregninger bør vi bruke diagrammet.

Ved å sette inn $C_s = 0,05$ og de vanlige verdiene for ρ_s og ρ_v i (5.11) blir resultatet en enkel overslagsformel som kan brukes for sand og stein i de fleste vanlige vassdrag.

$$d_c = 12 \cdot R \cdot I_e \quad (5.12)$$

Eksempel 5.2

Se eksempel 4.1 i kapittel 4

5.4.4 Beregning av skjærspenning fra hastighetsmålinger

Der helningen er svært liten eller varierende og derfor vanskelig å måle, f.eks. ved elveoser eller på oversvømte strekninger under flom, er det ikke sikkert vi kan bruke formel (5.10).

Skjærspenningen kan likevel beregnes dersom:

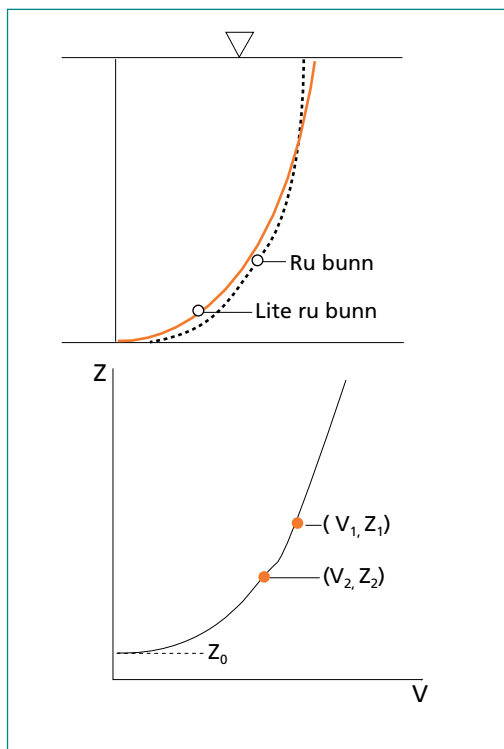
- hastigheten nær bunnen er kjent på ett nivå, og bunnruheten er kjent
- hastigheten nær bunnen er kjent på to nivåer

Figur 5.14 viser vertikale hastighetsfordelinger i en elv med jevn strøm over flat bunn med forskjellig ruhet. Forskjellen i vertikal fordeling kommer av at ru bunn lager sterkere turbulens enn glatt bunn, og turbulens bidrar til å jevne ut strømmen.

I et område nær bunnen kan hastigheten regnes som logaritmisk fordelt. Nær bunnen i turbulent strøm gjelder Keulegans formel for hastighetsfordeling:

$$\frac{v(z)}{v_*} = 5,75 \cdot \log_{10} \left(\frac{30,2 \cdot z}{k} \right) \quad (5.13)$$

hvor k = høyde av bunnruheten og v_* = «skjærhastighet».



Figur 5.14
Hastighetsfordeling nær bunnen.

«Skjærhastighet» er en hjelpestørrelse uten konkret fysisk mening, definert slik at skjærspenningen blir:

$$\tau_0 = v_*^2 \cdot \rho_v \quad (5.14)$$

Merk at skjærhastigheten er vesentlig mindre enn virkelig hastighet, ofte bare noen cm/s.

Dersom både ruhetshøyden k og hastigheten $v(z)$ på *ett punkt* i avstand z rimelig nær bunnen er kjent, kan vi finne skjærhastigheten v_* av (5.13) og skjærspenningen av (5.14).

For jevnt gradert løst bunnmateriale er det vanlig å velge:

$$k = d_{65} \quad (5.15)$$

Ruheten k er likevel ofte ukjent, men den kan elimineres dersom det er målt hastigheter på *to punkt* nær bunnen, se figur 5.14. Det gir:

$$v_* = 0,17 \cdot \frac{v_1 - v_2}{\log\left(\frac{z_1}{z_2}\right)} \quad (5.16)$$

Eksempel 5.3

Beregning av skjærspenning fra målt hastighet i to punkter

I en stilleflytende elv med 8 m djupål langs en side og et grunnere parti på motsatt side er det målt følgende vannhastigheter 1,0 m og 0,5 m over bunnen:

| | | |
|--------------------|-----------------|-----------------|
| Avstand fra bunnen | 1,0 m (z_1) | 0,5 m (z_2) |
| Hastigheter | (v_1) | (v_2) |
| Djupål | 1,03 m/s | 0,80 m/s |
| Grunt parti | 0,61 m/s | 0,52 m/s |

Hva er skjærspenningen på de to stedene?

Hvor store partikler kan strømmen bevege på de to stedene?

Løsning:

Formel (5.16) gir skjærhastighet som innsatt i formel (5.14) gir skjærspenningen. Figur 5.12 gir deretter grenseverdien for partikkelbevegelse, såkalt «kritisk korndiameter».

For djupålen:

$$v_* = 0,17 \cdot (1,03 - 0,80) / \log(1,0 / 0,5) = 0,17 \cdot 0,23 / \log 2 = 0,13 \text{ m/s}$$

$$\tau = 0,13^2 \cdot 1000 = 16,9 \text{ N/m}^2$$

For det grunne partiet:

$$v_* = 0,17 \cdot (0,61 - 0,52) / \log(1,0 / 0,5) = 0,17 \cdot 0,09 / \log 2 = 0,051 \text{ m/s}$$

$$\tau = 0,051^2 \cdot 1000 = 2,6 \text{ N/m}^2$$

Med stiplet strek er det vist i figur 5.12 at de to verdiene tilsvare kritisk korndiameter 17 mm for djupålen og 2,5 mm for det grunne partiet.

I praksis betyr det at partikler finere enn 17 mm vil kunne bevege seg langs bunnen i djupålen, mens den tilsvarende grensestørrelsen på det grunne partiet er 2,5 mm.

Eksempel 5.4

Beregning av skjærspenning når bunnruhet og en hastighet er kjent

En elv har et naturlig dekklag av stein der 65 % er mindre enn 10 cm i diameter, dvs. $d_{65} = 0,1$ m.

På et sted 1,2 m over bunnen er det målt hastighet 1,7 m/s under en vanlig vannføring. Hva er skjærspenningen på bunnen?

Løsning:

Likning (5.15) gir $k = 0,1$ m. De kjente verdiene innsettes nå i likning (5.13):

$$\frac{v(z)}{v_*} = 5,75 \cdot \log_{10} \left(\frac{30,2 \cdot z}{k} \right) = \frac{v(z)}{v_*} = 5,75 \cdot \log_{10} \left(\frac{30,2 \cdot 1,2}{0,1} \right) = 14,7$$

dvs. at $v_* = v(z) / 14,7 = 1,7 / 14,7 = 0,116$ m

Formel (5.14) gir $\tau_0 = 0,116^2 \cdot 1000 = 13,4$ N/m²

Kommentar:

Skjærspenningen tilsvarende bevegelse av korn med diameter ca. 13 mm ifølge figur 5.12. Det mye grovere dekklaget på bunnen må derfor være dannet under vesentlig større vannføringer enn den som nå var under målingen. Dette er som forventet, da dekklaget dannes over lang tid, slik at det er tilpasset høye flomvannføringer.

Eksempel 5.5

Beregning av hastighet utenom målepunkter

Spørsmål: Hva er sannsynlig hastighet 3,0 m over bunnen i eksempel 5.4?

Løsning:

Skjærhastigheten $v_* = 0,116$ m/s og bunnruheten $k = 0,1$ m er funnet i eksempel 5.4.

Innsatt i formel (5.13): $v(3,0) = 0,116 \cdot 5,75 \cdot \log(30,2 \cdot 3,0 / 0,1) = 1,97$ m/s

5.4.5 Grenselag og virvler

Nærmest en glatt flate vil det være et laminært grenselag som har tykkelsen

$$\sigma = 11,6 \cdot \frac{\nu}{v_*} \quad (5.17)$$

der ν = kinematisk viskositet. Over dette laget er strømmen turbulent. Det gir hastigheter som veksler raskt omkring en middelvei. Grenselaget er vanligvis tynt, men ikke helt permanent. Av og til trenger det virvler ned i det, se figur 5.15.

Partikler som utsettes for virvler, vil ha størst sannsynlighet for å flyttes når en hastighetstopp passerer. Partikler mindre enn grenselagets tykkelse vil derfor ha mye mindre sannsynlighet for å flyttes enn litt større partikler.

Eksempel 5.6

Skjærhastighet, skjærspenning og grenselag

$v_1 = 1,2$ m/s i avstand $z_1 = 1,0$ m over bunnen

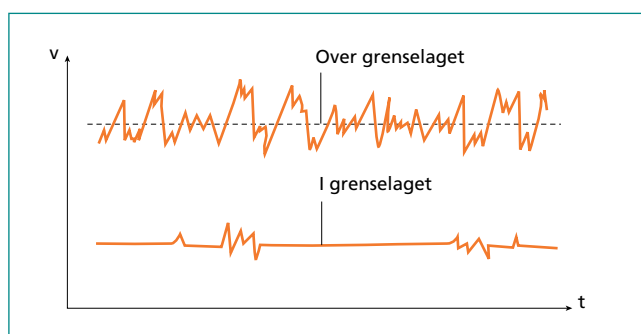
$v_2 = 1,0$ m/s i avstand $z_2 = 0,5$ m over bunnen

Av (5.16): Skjærhastighet: 0.11 m/s

Av (5.14): Skjærspenning: $\tau = 0,112 \cdot 1000 = 12,1$ N/m²

Av (5.17): Grenselag: $\sigma = 11,6 \cdot 10^{-6} / 0,11 = 0,0001$ m = 0,1 mm

Her er det brukt $N = 10^{-6}$ m²/s, kinematisk viskositet, som passer for vann ved ca. 20 °C.



Figur 5.15
Typiske hastighetsvariasjoner med tida.

5.4.6 Sammenheng mellom ruhet og kritisk korndiameter

Formelen for stabil steinstørrelse ved jevn helning:

$$d_c = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_v} \cdot \frac{R \cdot I_e}{C_s} \quad (5.11)$$

viser at det er en direkte sammenheng mellom kritisk diameter og falltap.

Innfører vi I_e fra Mannings formel, likning (4.20), blir uttrykket slik:

$$d_c = \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_v) \cdot C_s} \cdot \frac{V^2}{M^2 \cdot R^{1/3}} \quad (5.18)$$

Merk at i formel (5.18) må alle lengder, også d_c , oppgis i meter.

Mannings tall M for ruhet er avhengig av bunnens beskaffenhet, både geometrisk form og bunnmaterialet. Ved å endre kornstørrelsen d vil også M endres. Dette får betydning når vi skal legge ut beskyttelseslag mot erosjon.

På flat bunn kan M bestemmes tilnærmet av følgende formel:

$$M = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad (5.19)$$

der d_{90} innsettes i meter.

$d_{90} = 1,75 d_{60}$ kan brukes for overslag.

Det kan virke inkonsekvent at vi her refererer til d_{90} . M er imidlertid et uttrykk for friksjonsmotstanden mellom bunn og det strømmende vannet, og det er de største steinene på bunnen som er bestemmende for M .

Eksempel 5.7

Kontroll av stabilitet av elvebunn

En jevndyp elvestrekning har bredde $B = 200$ m og er dekket av et gruslag med $d_{60} = 0,1$ m. Hvilken kombinasjon av vanddyb og vannføring tåler bunnen før den vil begynne å erodere?

$d_{60} = 0,1$ m tilsvarer ca. $d_{90} = 0,1 \cdot 1,75 = 0,175$ m

Formel (5.19) gir $M = 26/0,175^{1/6} = 35$

Stabil bunn forutsetter at $d_{60} = d_c$ dvs $d_c = d_{60} = 0,1$ m

M beregnet ovenfor av d_{90} og innsatt i formel (5.18) gir nå:

$$d_c = \frac{1}{1,65 \cdot 0,05} \cdot \frac{V^2}{35^2 \cdot R^{1/3}}$$

som kan omregnes til $R^{1/6} = 0,31 \cdot V$

I en bred elv er $R \approx H = \text{vanndybden}$.

Med vannføring Q kan V skrives $V = Q/(B \cdot H)$, som sammen med $B = 200$ m gir:

$$H^{1/6} = 0,31 \cdot Q/(200 \cdot H)$$

$$H^{7/6} = 0,00155 \cdot Q$$

Det gir f.eks. følgende for den 200 m brede elvestrekningen:

Med vannføring 1000 m³/s må vanndybden ikke være mindre enn $1,55^{6/7} = 1,45$ m

Med vannføring 2000 m³/s må vanndybden ikke være mindre enn $3,10^{6/7} = 2,63$ m

Med 1 m vanndybde kan vannføringa ikke overstige $1/0,00155 = 645$ m³/s

5.4.7 Erosjon av kohesive jordarter

Kohesjon er betegnelse på elektrokjemiske krefter som virker mellom enkeltkorn i en jordart. Leire og fin silt er jordarter der kohesjon er viktig, se 5.2.1. Prosentinnholdet av leire er viktig for jordartens erosjonsegenskaper. Ca. 10 % leire er nok til å kontrollere hele jordartens egenskaper.

For kohesive materialer spiller vekten av enkeltkornet en helt ubetydelig rolle for stabiliteten. Shields diagram, se figur 5.11, viser økende verdi av konstanten C_s ved kornstørrelser mindre enn ca. 0,1 mm. Årsaken er både at partiklene er mindre enn grenselagets tykkelse, og at små partikler får kohesive interne bindinger som gjør at de ikke lenger opptrer som enkeltpartikler.

5.5 Materialtransport

5.5.1 Betingelser for materialtransport

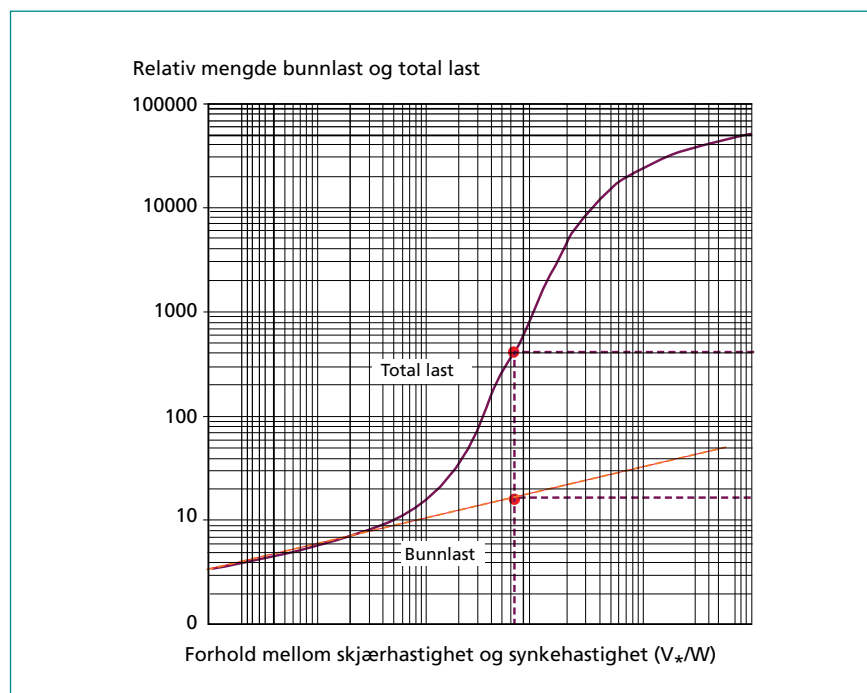
Det er vanlig å skjelne mellom tre former for materialtransport:

- A. Alle partikler i ro på bunnen – ingen transport
- B. Bevegelse med hyppig bunnkontakt – bunntransport
- C. Bevegelse uten bunnkontakt – suspendert transport

Overgangene er ikke skarpe. Det henger sammen med at strømmen er turbulent av natur. Mest nøyaktig bestemmes overgangen mellom A og B. Dette ble behandlet i 5.3.

Overgang til *suspendert transport* er mer diffus. En vanlig praktisk grense for suspensjon er $v_* > w$, det vil si når skjærhastigheten er større enn partiklens synkehastighet.

Figur 5.16
Bunntransport og total transport.
Forholdstall (etter Laursen, 1958).



Transportkapasiteten er relativt liten så lenge det bare er *bunnlast*, det vil si tilstand B. Den er da tilnærmet proporsjonal med differansen $\tau_0 - \tau_c$.

Transportkapasiteten øker raskt når det også blir suspendert last. Bunntransport og suspendert transport antas å være omtrent like store når $v_* = 1,7 \cdot w$. Et diagram av Laursen (1958), se figur 5.16, illustrerer hvordan suspendert last utgjør en økende andel av *total last* når v_*/w øker, og etter hvert blir helt dominerende.

Det er laget dusinvis av formler for sedimenttransport. Noen eldre, men godt kjente formler gir bare bunnlast, mens nyere formler gir total last. I dag er de siste mest brukt. De mest anvendelige er omtalt i 5.5.6 og 5.5.8.

Eksempel 5.8

Bunnlast som andel av total last

Elv med helning $I = 1:3000$, hydraulisk radius $R = 3$ m og ensgradert bunn med: $d = 0,2$ mm:

Av (5.10) og (5.14): $\tau_0 = 1000 \cdot 9,81 \cdot 3/3000 = 9,81$ N/m² og $v_* = (9,81/1000)^{1/2} = 0,099$ m/s. Figur 5.6 gir fallhastighet $w = 0,015$ m/s. Det gir $v_*/w = 6,6$. Figur 5.16 gir forholdstall 400 for total last og 16 for bunnlast. Av total last er derfor $16/400 = 4$ % bunnlast og resten, 96 %, suspendert last. Eksemplet er tegnet inn i figur 5.16.

5.5.2 Empirisk diagram til vurdering av materialtransport

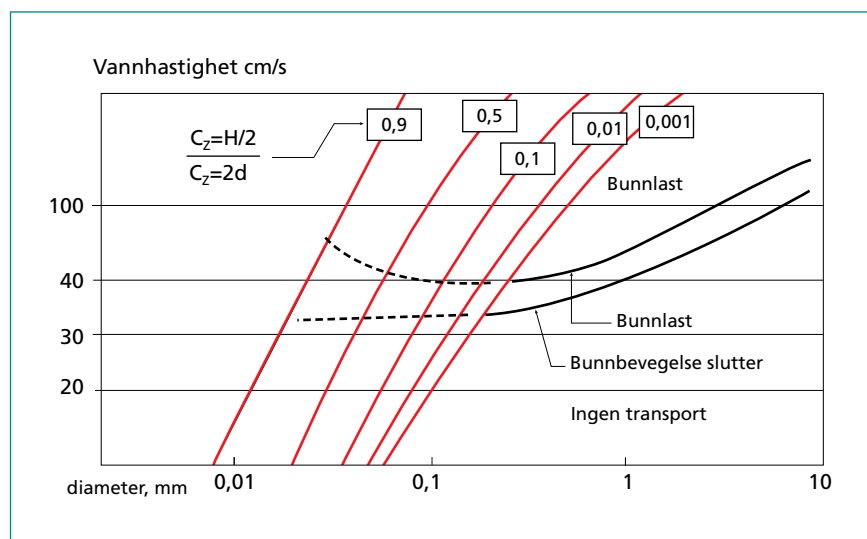
I praksis brukes fortsatt vannhastigheten mye for å anslå stabilitet mot erosjon, selv om skjærspenningen som nevnt er en teoretisk bedre parameter. Figur 5.17 viser et diagram av Sundborg, 1956. Det bygger på det berømte diagrammet av Hjulström, se figur 5.10.

Figur 5.17 gir grensehastighet for bevegelse av bunnmateriale i vanlige elver, målt *1 m over bunnen*. En slik forenkling er oftest god nok for praktiske forhold.

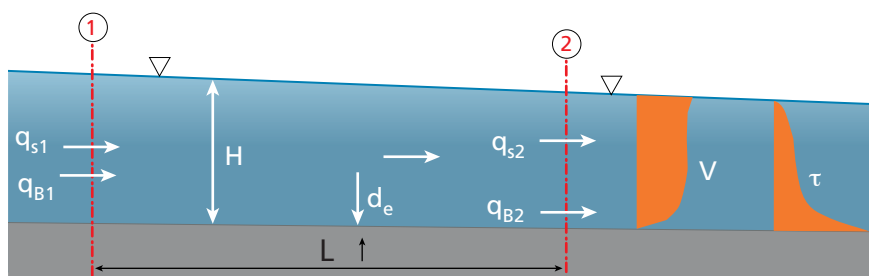
Diagrammet gir samtidig en antydning om hvordan suspendert last fordeler seg over dybden. Kurvene gir forholdet mellom konsentrasjonen av suspenderte partikler ved halv dybde, $c_{H/2}$, i forhold til konsentrasjonen to korndiametre over bunnen, c_{2d} . Kurven merket 0.001 angir altså at konsentrasjonen i halv dybde er 0,1 % av konsentrasjonen ved bunnen. Dette kan betraktes som en praktisk grense for suspendert last.

Kurvene i figur 5.17 illustrerer følgende punkter:

- Kritisk hastighet for erosjon er større enn for avleiring. Det vil si at partikler som er falt til ro, ikke blir brakt i bevegelse igjen uten at hastigheten øker. Dette er særlig markert for fine partikler, mindre enn ca. 0,1 mm.
- Kritisk hastighet for bunnløst minker med minkende diameter for partikler større enn ca. 0,2 mm. For finere partikler øker kritisk hastighet igjen for erosjon, mens den er omtrent konstant for avleiring. Dette har sammenheng med grenselagets tykkelse.
- For partikler over ca. 0,2 mm er kritisk hastighet for suspendert transport høyere enn for bunntilførsel. Vi kan altså ha bunntilførsel uten suspendert transport dersom bunnen ikke inneholder finere partikler.
- For partikler finere enn 0,1 mm er det omvendt. Det henger sammen med at disse små partiklene blir omsluttet av det laminære sjiktet nærmest bunnen og kommer ikke så lett i kontakt med den turbulente strømminga ovenfor. Denne er imidlertid i stand til å bære partikler i suspensjon når de først av en eller annen grunn er kommet i bevegelse.



Figur 5.17 Kritiske hastigheter for bunntilførsel og suspendert transport. Vanddybde 1 m (etter Sundborg, 1956).



Figur 5.18 Definisjon av størrelser i sedimenttransport og erosjon.

5.5.3 Tidsforløp for erosjon og sedimentasjon

Det er ofte viktig å vite hvor hurtig erosjon eller sedimentasjon kan foregå, f.eks. når det er spørsmål om å vente med plastring eller utbedring til det er lav vannføring.

Figur 5.18 viser hvordan et erosjonsvolum oppstår som summen av *tilført* materiale (bunnlast + suspendert last) minus summen av *borttransportert* materiale (bunnlast + suspendert last). Det må altså både være transport av betydning og forskjellige transportforhold i de to profilene.

Med betegnelser brukt i figur 5.22 blir erosjonsdybde (eller avleiring) mellom profil 1 og 2:

$$d_e = (q_{s2} - q_{s1} + q_{B2} - q_{B1}) \cdot t / L \quad (t = \text{tid}) \quad (5.20)$$

For å kunne beregne erosjonsraten må vi kjenne de fire verdiene i parentesen.

Bunnlasten kan beregnes omtrentlig av empiriske formler dersom vi kjenner f.eks. middelhastigheten. Den suspenderte lasten kan lettest beregnes ut fra målte verdier av konsentrasjon og hastighet i de to snittene. Moderne formler for total last gir summen av bunnlast og suspendert last, se 5.5.4–5.5.6. For å få pålitelige resultater må beregningene dekke et lengre tidsrom med varierende vannføring. Særlig flomperioder gir stort bidrag, mens det er relativt svært liten transport ved lave vannføringer.

Utviklingen går langsomt så lenge det bare er bunnlast, men den øker raskt med skjærspenningen dersom det foreligger betingelse for suspensjon, og forholdene er forskjellige i de to snittene.

Erosjon på grunn av *en ny hydraulisk situasjon* i elva, f.eks. innsnevring på grunn av brukar eller forbygninger, vil oftest avta med tiden. Det skyldes flere forhold:

- Vanndybden blir etter hvert større, slik at hastighet og skjærspenning minker.
- Det kan etableres naturlig dekklag av utsorterte grovere materialer, se 5.7.
- Erosjonsområdet danner en form (grop) som skjermer for videre erosjon.

5.5.4 Bunnlast, oversikt

Bunnlast betegner den delen av sedimentbevegelsen som foregår med hyppig bunnkontakt, som rullende eller hoppende bevegelse.

Den holdes i gang dels av vannets friksjon mot det enkelte korn, dels på grunn av hydrodynamiske trykkforskjeller som følge av at vannhastigheten øker med avstand fra bunnen, og dels av samme typen turbulensvirkler som gjør at partikler holdes suspendert høyere oppe i vannstrømmen.

Når det forekommer både bunnlast og suspendert last, er det ikke noen klar grense mellom de to transportformene. I praksis velger vi ofte et nivå 0,05 ganger vanndybden som grense.

Det er vanskelig å måle bunnlasten fordi alle måleinstrumenter som senkes ned på bunnen, vil påvirke bevegelsen.

5.5.5 Bunnformer

Så snart en kritisk skjærspenning nås, vil bunnen på grunn av partiklenes bevegelse anta former som gradvis endrer seg etter hvert som skjærspenningen øker, se figur 5.19. Vi skjelner mellom tre hovedtyper av bunnformer eller regimer:

Nedre regime

Bunnen består av trekantliknende sandbølger som beveger seg i strømretningen. I nedre regime foregår sedimentbevegelsen sprangvis, hoppende eller rullende. Vannoverflata er i nedre regime enten nesten plan eller svakt bølgeformet i mottakt med bølgetoppene. Det kommer av at hastigheten og dermed

hastighetshøyden $v^2/2g$ er størst over toppene, se eksempel 3 i 4.5.4. Samtidig observeres det ofte «koking» på overflata, dvs. virvler som bryter overflata, se figur 5.19 b og c.

Ved de minste skjærspenningene dannes det små, nærmest trekantformede riller (engelsk: «ripples»). Ved økende skjærspenninger oppstår større bølgeformer – sandbanker (engelsk: «dunes»), som i et mellomstadium kan ha riller på ryggen.

Sandbølgene beveger seg fordi sedimentkorna ruller opp den svake helningen oppstrøms og faller ned i bakevja etter den skarpe toppen. Gropa nedstrøms rillen fylles etter hvert, mens oppstrømssiden eroderes, og rillen flyttes i strømretningen, se figur 5.20.

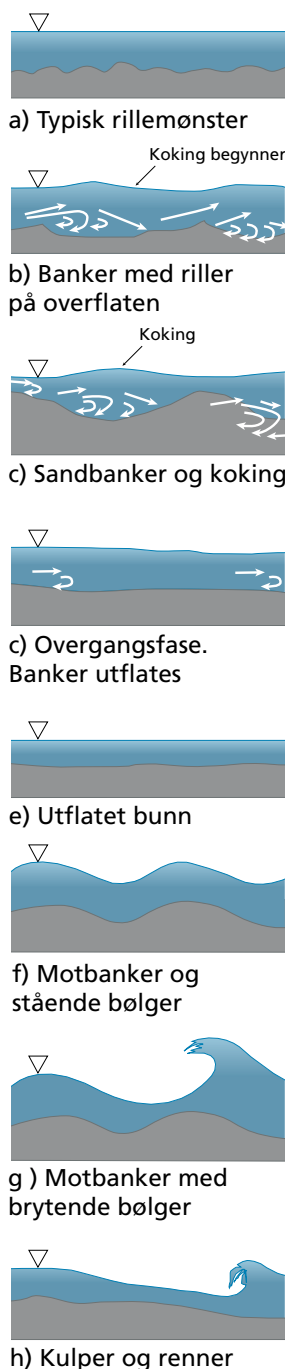
Overgangsregimet

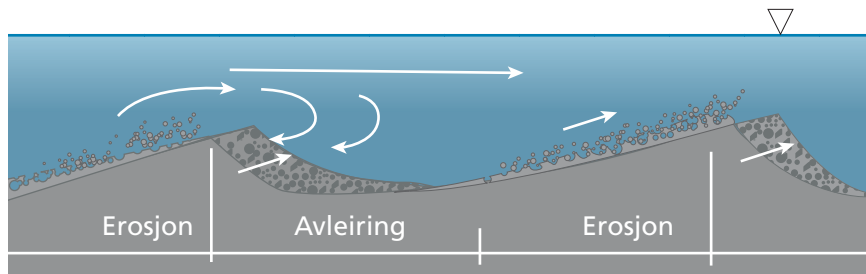
Økes hastigheten over en bunn med sandbanker, vil bunnformene etter hvert gå i oppløsning. Deler av sandbankene vil løse kollektivt og føres med strømmen slik at bunnen jevnes ut. Etter hvert blir bunnen tilnærmet flat der sedimentene strømmer kontinuerlig, figur 5.19, d og e.

Øvre regime

Øker hastigheten videre, blir vannflata ustabil og danner *stående bølger*. Bunnen formes i sandbølger parallelt med vannflata, se figur 5.19 f. På engelsk kalles dette «antidunes»; som vi på norsk kan kalle motbanker. Disse kan stå relativt i ro eller bevege seg oppover. I det siste tilfellet foregår erosjon på nedstrømssiden med tilsvarende avleiring på oppstrøms side.

Figur 5.19 Bunnformer i vassdrag med løs bunn (etter Simons m. fl. 1966).



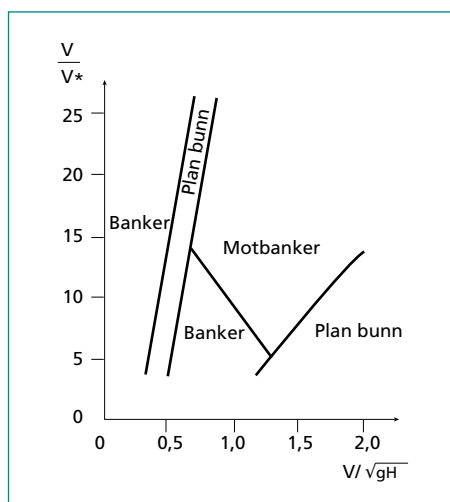


Figur 5.20 Sedimentbevegelse over riller og sandbanker.

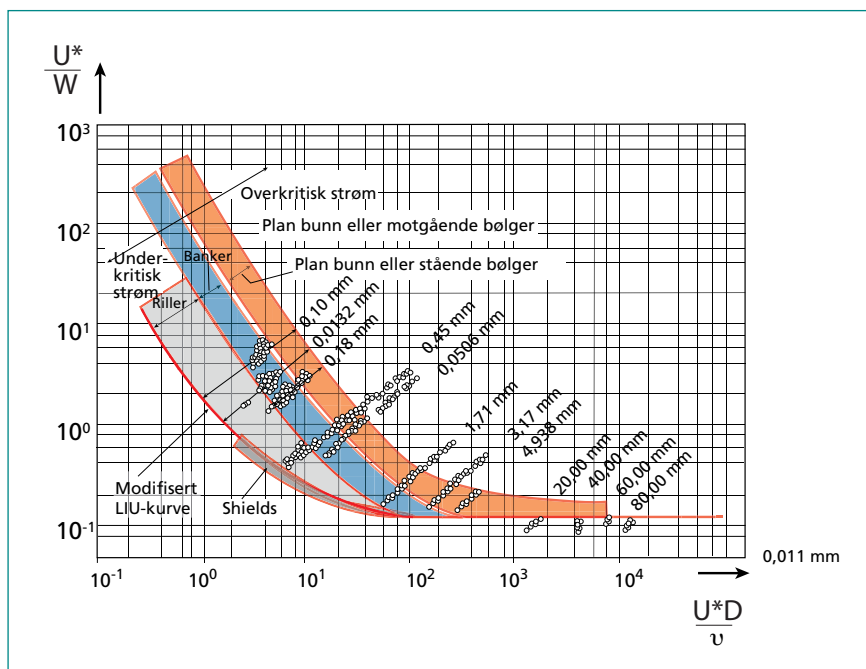
Overflatebølgene kan bli så krappe at de *bryter oppover*. I så fall vil bunnen bli opprotet, med huller og renner som stadig skifter form og plass, se figur 5.19 g og h. Det kan være motbølger midt i et stryk og vanlige sandbanker eller flat bunn nærmere breddene.

Bunnruheten påvirkes av bunnformene. Vi kan oppleve at vannstanden i en elv med løs bunn synker selv om vannføringa stiger, dersom endringen medfører at bunntilstanden skifter fra sandbølger til øvre regime med flat bunn. På samme måten kan vannstanden være forskjellig for samme vannføring avhengig av om vannføringa er økende eller minkende.

Mange har forsøkt å finne system i bunnformene. Her er det vist to diagrammer, som begge krever at vi kjenner skjærhastigheten, se 5.4.4:



Figur 5.21 Stabilitet av bunnformer, etter Engelund mfl. (1966).



Figur 5.22 Betingelser for bunnformer, etter Simons & Richardson (1966).

- Engelunds diagram, figur 5.21, basert på vannhastighet og vanddybde
- Simons & Richardsons diagram, figur 5.22, basert på synkehastighet og korndiameter

5.5.6 Formler for bunnlast

Den kompliserte mekanikken ved bunntransport har ført til et utall av bunnlastformler. Alle forutsetter at det er rikelig tilgang på sedimenter, det vil i praksis si at bunnen må bestå av samme type sedimenter som det som transporteres. Formlene angir med andre ord maksimal transportevne. Typisk for bunnlastformlene er at de forutsetter en nedre kritisk grense for transport, f.eks. τ_c .

Bunnlastformlene kan være nyttige når det er liten transport, eller når bunnmaterialene er svært grove slik at det blir lite eller ingen suspensjon. I dag bruker vi som nevnt mest formler for total last, og vi tar bare med tradisjonsrike bunnlastformler:

a. Shields formel

$$g_b = 10 \cdot q \cdot I \cdot \frac{\tau_0 - \tau_c}{(s-1)^2 \cdot d_{50}} \quad (5.21)$$

g_b = bunnlast målt som *vekt* pr. enhet av tid og bredde

q = vannføring pr. enhetsbredde

I = bunnhelning

s = spesifikk vekt av partikler = γ_s / γ_v

γ_v = romvekt av vann

γ_s = romvekt av partikler

d_{50} = «midlere» kornstørrelse

τ_0 = faktisk skjærspenning ved bunnen

τ_c = kritisk skjærspenning, se figur 5.12

Formelen er halvempirisk, men har den fordel at den er dimensjonsriktig slik at den passer for alle målesystemer.

b. Meyer-Peter og Müllers formel

Den siste utgaven av denne formelen regnes for å være den beste *empiriske* bunnlastformelen (Meyer-Peter & Müller, 1948). Den er samtidig et godt eksempel på hvor komplisert bunnlastbevegelsen er:

$$g_b = \sqrt{\left(\frac{\gamma \cdot I \cdot R \cdot \left(\frac{k}{k'}\right)^{3/2} - 0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma_v) \cdot d_{50}}{0,25 \cdot \rho^{1/3} \cdot (s-1)^{2/3}} \right)^3} \quad (5.22)$$

Forholdet (k/k') har sammenheng med at friksjonen langs bunnen dels skyldes selve sedimentkorna, dels bunnformene. I praksis varierer k/k' mellom 1,0 for flat bunn og 0,5 for sterkt ujevn bunn og må anslås på skjønn.

Selv om Meyer-Peter og Müllers formel ser innviklet ut, er den likevel mye brukt til beregning av bunnlast fordi den med rimelig arbeid gir ganske pålitelige resultater.

Figur 5.23 viser diagram av en konsentrert utgave av Meyer-Peters og Müllers formel:

$$\Phi = \left(\frac{4}{\psi} - 0,188 \right)^{3/2} \quad (5.23)$$

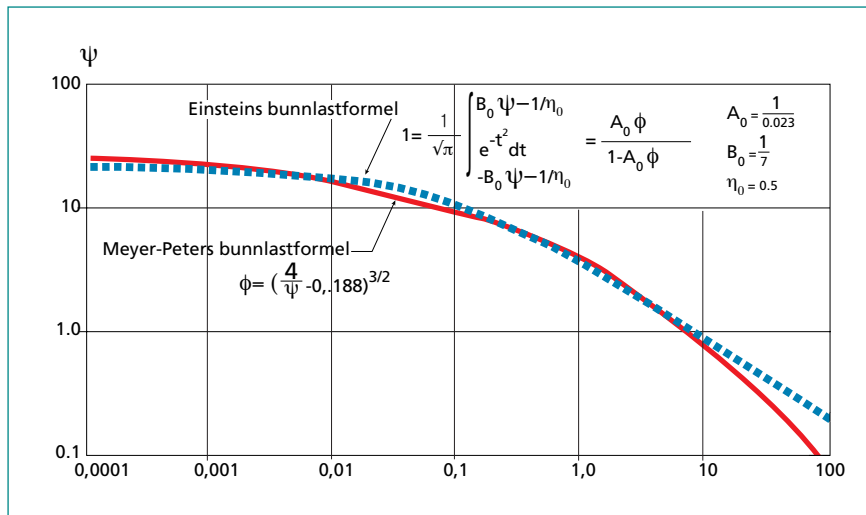
De to størrelsene:

$$\Phi = \frac{g_b}{w \cdot \gamma_s \cdot d} \quad \text{og} \quad \frac{1}{\psi} = \frac{\gamma_v \cdot R \cdot I}{(\gamma_s - \gamma_v) \cdot d} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_v) \cdot d} \quad (5.24)$$

ble innført av Hans Einstein (1950) da han laget sin egen formel. Denne er også tegnet inn i figur 5.23, slik at de to formlene kan sammenliknes direkte.

Einstein unngikk begrepet «kritisk størrelse» ved å regne med løftekrefter som varierer omkring en middelvei. Sannsynligheten p for at løftekraften på et visst sted og tidspunkt overstiger vekten av et sedimentkorn, kan uttrykkes statistisk.

Einstein fant at korna beveger seg i sprang som har omtrent konstant lengde, ca. $100 \cdot d$. Etter hvert sprang er det en sannsynlighet p for at kornet straks skal rives med i nytt sprang, og $(1-p)$ for at kornet skal legge seg til ro. Ved en ren bunnlasttransport må det være likevekt mellom erodert og avsatt materiale. Einstein foreslo å bruke d_{35} som bestemmende diameter for blandede masser når spredningen i kornstørrelser ikke er for stor.



Figur 5.23 Einsteins og Meyer-Peters og Müllers formler.

5.5.7 Suspendert last og total last

Suspendert last omfatter alt materiale som ikke har stadig kontakt med bunnen. Det kan bestå dels av partikler fra det lokale bunnmaterialet som er revet med av strømmen, dels av partikler som kommer langveisfra, der bunnforhold og strømforhold er annerledes.

Svevende materiale som har ingen eller liten sammenheng med de lokale forholdene, kalles på engelsk «wash load».

Suspendert last fordeler seg ujevnt i dybden, se figur 5.24. Den teoretiske fordelingen i en normalstrøm er:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{H-y}{y} \cdot \frac{a}{H-a} \right)^z \quad (5.25)$$

der c_a = konsentrasjonen på kjent nivå a over bunnen, c = konsentrasjonen i nivå y , H = vanndybden og $z = 2,5 w/v$.

Diagrammet viser hvor avgjørende størrelsen z er for fordelingen. Når $z > 1$ vil ikke suspenderte partikler nå overflata. Stor z -verdi skyldes stor synkehastighet eller lav vannhastighet. Beregninger på grunnlag av konsentrasjonen på bare én dybde er vanligvis for unøyaktige.

Formelen gir ingen opplysning om konsentrasjonen under målepunktet, dvs. for $y < a$. Det gjelder derfor å ha en måling så nær bunnen som mulig. Men målinger nær bunnen blir lett unøyaktige. I figur 5.24 er c_a målt 0,05 H fra bunnen. Til praktisk bruk bør vi ta prøver i flere nivåer:

Eksempel 5.9

Fordeling av suspendert last

I en elv med $H = 3$ m dyp er det tatt en prøve $a = 20$ cm over bunnen med sedimentkonsentrasjon ca. = 100 mg/l. Helningen er 1:2000. Kornfordelingen er temmelig ensgradert, med middel størrelse 0,3 mm. Hvor stor er konsentrasjonen 1 m under vannflata?

Figur 5.6 gir synkehastighet for 0,3 mm partikler ca. $w = 3$ cm/s

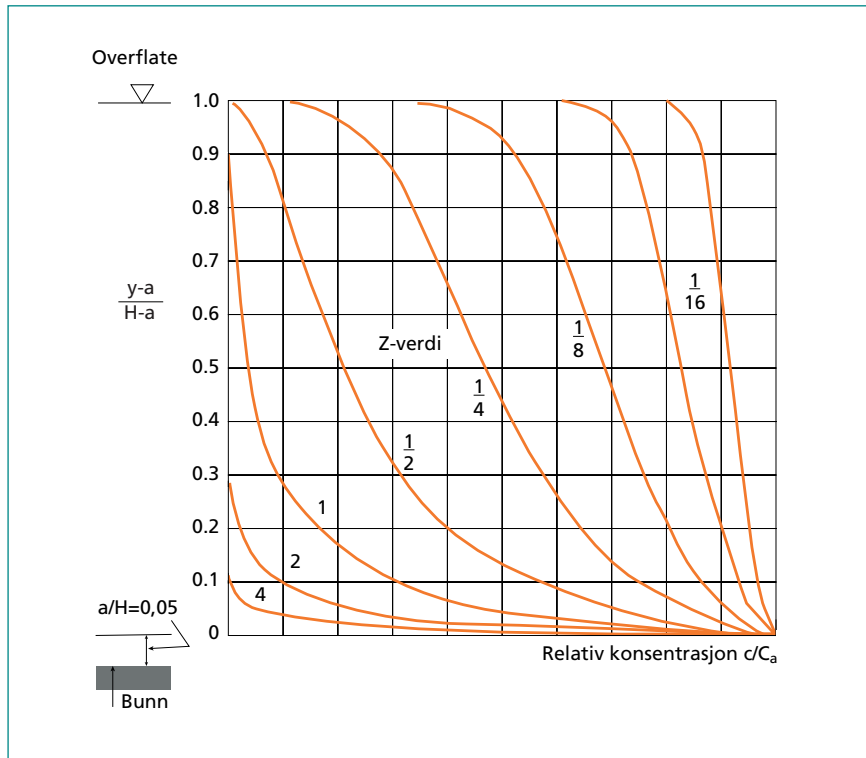
Formel (5.10) gir $\tau_0 = g\rho_v H I = 9,81 \cdot 1000 \cdot 3 \cdot 0,0005 = 14,7$ N/m²

Av formel (5.14): $v^* = (14,7/1000)^{1/2} = 0,12$ m/s

Det gir $z = 2,5 \cdot w/v^* = 2,5 \cdot 0,03/0,12 = 0,625$

Ordinaten blir $(y - a)/(H - a) = 1,8/2,8 = 0,64$. Figur 5.24 gir $c/c_a = 0,13$

Sannsynlig konsentrasjon 1 m under vannflata er $0,13 \cdot 100 = 13$ mg/l



Figur 5.24 Fordeling av suspendert last over dybden.

Suspendert transport kan beregnes på grunnlag av målte verdier av konsentrasjonen c og hastigheten v . Det er nødvendig med data som representerer både forskjellige dyp z og forskjellige vannføringer. Suspendert transport over hele tverrsnittsarealet A på et gitt tidspunkt finner vi ved integrasjon av formelen:

$$Q_s = \int_0^A c \cdot v \cdot dz \cdot dy \quad (5.26)$$

Samlet transport over et tidsrom T , f.eks. ett år, finner vi så ved en ny integrasjon:

$$Q_{ST} = \int_0^T Q_s \cdot dt \quad (5.27)$$

Beregning ut fra målte konsentrasjoner i flere nivåer og flere vertikalprofil i bredden gir oftest gode resultater, men dette krever mye data fordi konsentrasjon og vannføring varierer sterkt både fra sted til sted i tverrsnittet og fra sesong til sesong. Det blir også svært unøyaktig å overføre erfaringer fra vassdrag til vassdrag.

Suspendert last sammen med bunnlasten utgjør det vi kaller *total last*. I den grad «wash load» er av samme type og har samme egenskaper som den egentlige suspenderte lasten, utfyller de hverandre.

Figur 5.16 viser at suspendert last er uten betydning så lenge $u_* / w < 0,4$, som tilsvarende $z = 6,25$ i formel 5.25. Så lenge vi er under denne grensen, kan vi benytte bunnlastformler uten korreksjon.

I prinsippet skulle vi også kunne bruke figur 5.16 til å beregne total last når vi kjenner bunnlasten. Når u_* / w øker, blir imidlertid forholdet mellom total last og bunnlast fort så stort at slik beregning blir svært unøyaktig.

Diagrammet figur 5.16 er derimot hendig dersom vi kjenner suspendert last fra målinger, og vil anslå hvor mye tillegg vi må regne for bunnlast.

5.5.8 Formler for total last

De fleste nyere undersøkelser av sedimenttransport går på total last. Mange metoder deler bunnmaterialet inn i fraksjoner som behandles for seg. Til slutt summeres resultatene med vektall. Laursens formel (1958), der figur 5.16 inngår som en del, er et typisk eksempel.

En viktig formel er publisert av Toffaleti (1968). Den tar hensyn til vertikal fordeling av hastighet og konsentrasjon og brukes blant annet i programmet HEC-6, som er utviklet av Hydraulic Engineering Center i USA.

En formel som er enkel å bruke, og som i dag trolig også er den mest pålitelige for håndregning, er Engelund – Hansens (1972) formel:

$$g_s = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot V^2 \cdot \sqrt{\frac{d_{50}}{g \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_v} - 1 \right)}} \cdot \left(\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_v) \cdot d_{50}} \right)^3 \quad (5.28)$$

g_s = Suspendert last målt som vekt pr. enhet av tid og bredde.

En konsentrert form er: $f \cdot \Phi = 0,1 \cdot \Theta^{5/2}$ (5.29)

hvor $\Phi = \frac{g_b}{w \cdot \gamma_s \cdot d}$ = Einsteins konstant, se formel (5.24)

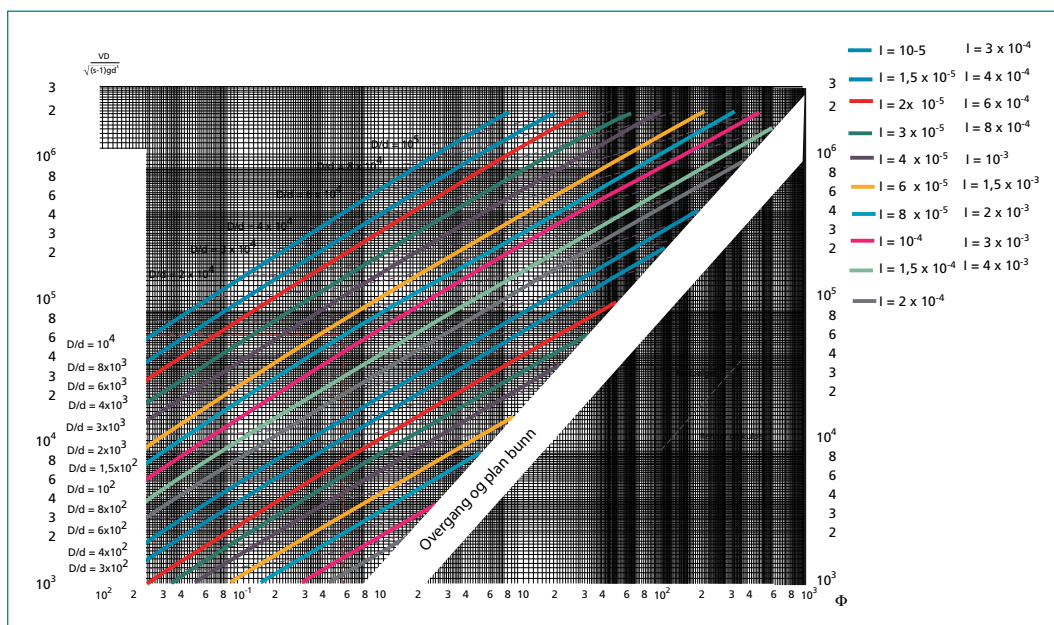
og $\Theta = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_v) \cdot g \cdot d_s} = C_s$ = Shields' konstant, se figur 5.11 (5.5)

Formelen kan brukes når d_{50} er større enn 0,15 mm, og elvebunnen er relativt ensgradert (standardavvik på kornfordelingskurven mindre enn 2).

Figur 5.25 viser et diagram av Engelund og Hansen (1972), som viser sammenhengen mellom dybde, helning og transport i kanaler med fin sandbunn.

Diagrammet gjelder for de samme sedimentforholdene som formel 5.29, men i praksis gjelder det bare for situasjoner hvor det oppstår sandbanker («dunes») på elvebunnen. Det er derfor ikke brukbart når $u_* \cdot d / v < 12$, som gir riller på bunnen.

Ved bruk av diagrammet er det nyttig å huske at $V \cdot H = Q / B$, der B = kanalbredde.



Figur 5.25 Diagram for hastighet og sandtransport (Engelund og Hansen, 1972).

Eksempel 5.10

Bruk av Engelund-Hansens formel og diagram

En elvestrekning har følgende kjente data:

| | |
|-------------------------|---|
| helning | $I = 0,0003$ |
| dybde | $H = 2,5$ m (kalt D i diagrammet) |
| bredde | $B = 100$ m |
| vannhastighet | $V = 1$ m/s |
| bunnsedimenter d_{50} | $= 0,5$ mm, $\gamma_s = 2650 \cdot 9,81$ N/m ³ |

a) Hvor stor er sandtransporten totalt?

b) Bruk diagrammet i figur 5.25 til å finne sandtransporten

Spørsmål a):

Formel (5.10) gir: $\tau_0 = g \cdot 1000 \cdot 100 \cdot 2,5/(100+5) \cdot 0,0003 = 7,0$ N/m²

Formel (5.28) gir nå

$$g_s = 0,05 \cdot g \cdot 2650 \cdot V^2 \cdot \sqrt{\frac{0,0005}{g \cdot (2,65 - 1)} \cdot \left(\frac{7}{(g \cdot 2650) \cdot 0,0005} \right)^3} = 5,81 \text{ N / sm}$$

For hele elva: $G_s = 5,81 \cdot 100 = 581$ N/s

Omregnet til masse: 581 N/s = 59 kg/s = 5100 tonn/døgn

Omregnet til volum fast stein: $5100/2,65 = 1924$ m³/døgn

Som sand med 40 % porer utgjør det $1924/0,6 = 3200$ m³/døgn

Spørsmål b):

I diagrammet figur 5.25 setter vi inn:

$$V \cdot D = 1,0 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ m}^3/\text{s pr m}$$

$$\left(\frac{g_s}{g_v - 1} \cdot g \cdot d_{50}^3 \right)^{1/2} = (1,65 \cdot g \cdot 0,0005^3)^{1/2} = 0,000045$$

$$\text{Verdien for vertikal akse blir } 2,5/0,000045 = 55600$$

Denne verdien følger vi horisontalt til den skjærer linjen for $I = 0,0003$

På horisontal akse leser vi verdien $5,5$.

Innsatt i uttrykket $\Phi = g_s/(w \cdot \gamma_s \cdot d)$ på horisontal akse finner vi:

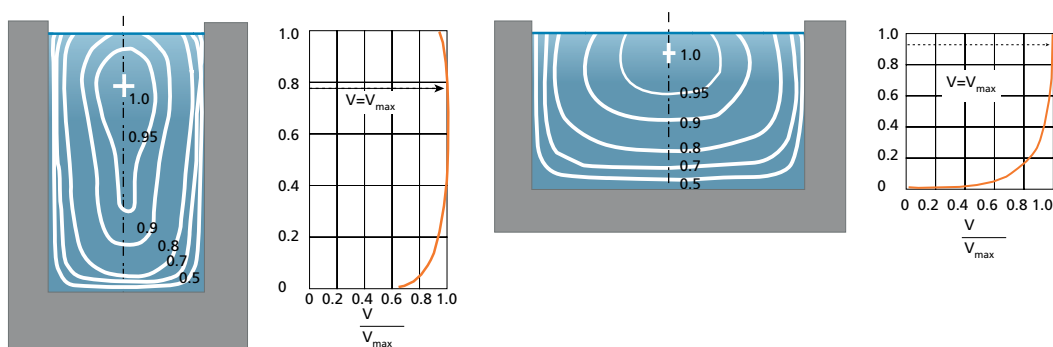
$g_s = 5,5 \cdot g \cdot 2650 \cdot 0,000045 = 6,43$ N/sm, som stemmer rimelig bra med formelen.

5.6 Lokale strømforhold og lokal erosjon

5.6.1 Sekundære strømmer

Ved strømning over flat bunn med stor utstrekning i bredden er den vertikale strømfordelingen tilnærmet lik over hele bredden. I smalere kanaler virker sidene inn og forstyrrer bildet. Figur 5.26 viser hvordan det oppstår grenselag ikke bare mot bunnen, men også mot sidene, slik at hastigheten blir størst midt i kanalen.

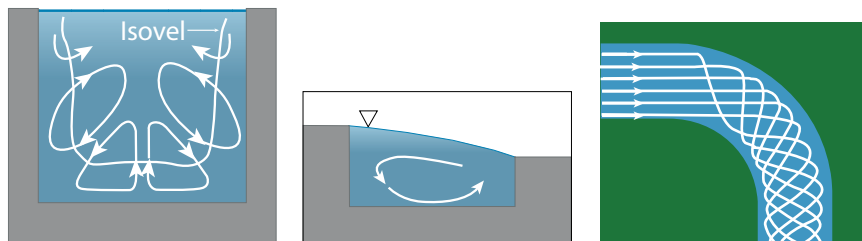
For å bevare kontinuiteten må det opptre tverrgående sekundære strømmer, som har stor betydning for sandbevegelsen ved at den ikke lenger foregår bare i hovedstrømretningen. Tverrstrømmene fordeler transporten ulikt over bredden, og det kan føre til lokal sedimentasjon eller graving.



Figur 5.26 Strømfordeling i smal og litt bredere kanal.

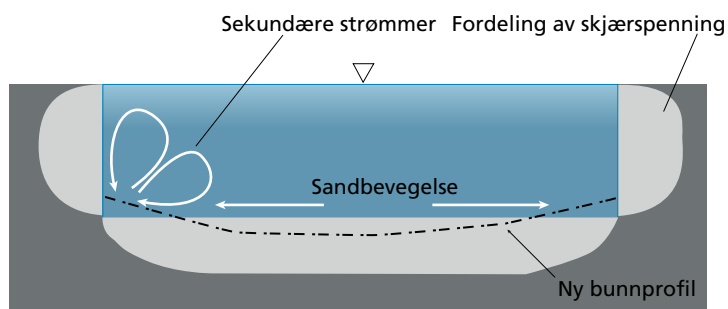
Figur 5.27 viser til venstre hvordan det i en rett kanal oppstår tverrgående strømceller. Sammen med hovedstrømmen dannes det spiralformede strømrør som kan veksle i form og plassering. På steder der tverrstrømmene møtes eller tvinges oppover, blir det tendens til avleiring, mens det kan bli erosjon der strømmene divergerer og er nedadgående.

En smal kanal som kan erodere i sidene, vil utvide seg i bredden. Etter hvert som kanalen blir bredere, oppstår det nye mønstre av sekundære strømmer som gir sedimentasjon i hjørnene, og kanalbunnen får ofte et traufornet tverrsnitt, se figur 5.28.



Figur 5.27 Sekundære strømmer i hjørner og i en sving.

I en kurve, som vist til høyre i figur 5.27, oppstår det skrå bunnstrømmer fra yttersving mot innersving. Det er årsaken til at det blir avleiring i innersving og erosjon i yttersving. Dette er nærmere beskrevet i neste avsnitt.



Figur 5.28 Skjærspenning og sandbevegelse i rektangulær kanal.

5.6.2 Lokal erosjon

Lokal erosjon oppstår der sekundære strømmer eller plutselige endringer i strømtverrsnitt eller bunnforhold fører til ujevn fordeling av skjærspenning, slik at den ligger dels over og dels under kritisk skjærspenning for bunnmaterialet.

Vanlige årsaker til, og steder for lokal erosjon er:

Tabell 5.2 Lokal erosjon

| Sted | Årsak |
|------------------------|---|
| I rette kanaler | Sekundære tverrstrømmer |
| Kurver | Sekundære tverrstrømmer og spiralformede strømmer pga. sentrifugalkrefter |
| Innsnevrede tverrsnitt | Øket strømhastighet, turbulens og krumme strømlinjer |
| Pilarer | Øket strømhastighet, virvler, nedadgående strømmer |
| Nedstrøms plastringer | Grov bunn gir større skjærspenning enn fin bunn, erosjon i overgangssonen fra grov til fin bunn |
| Nedstrøms terskler | Tilsvarende årsak som nedstrøms plastringer, dessuten krumme strømlinjer i vertikalplanet og eventuelt sterk turbulens ved vannstandssprang |

5.6.3 Erosjon i rette kanaler

I en smal kanal som vist i figur 5.27, blir det nedadgående strøm i hjørnene og bunnstrøm inn mot midten av kanalen. Sedimenter føres ned og inn i hjørnet og delvis videre mot midten av kanalen. Har kanalen støpte vegger, blir det lett erosjon nær foten av veggene, samtidig som det blir noe høyere bunn i midten.

Figur 5.28 viser hvordan sekundære strømmer fører til liten eller ingen erosjon i hjørnene på et relativt bredt tverrsnitt, selv om det kan erodere i midten. Støpte vegger i en slik bred kanal vil være mindre utsatt for erosjon ved foten enn i en smal kanal.

En rett kanal som kan erodere, vil før eller siden få uregelmessigheter som ikke lenger gjør den symmetrisk. Vi får ujevn avleiring og erosjon slik at det oppstår ytter- og innersvinger som forsterker kurveutviklingen. I slakke landskap oppstår det etter hvert meandrer, i brattere landskap forgrenede, uregelmessige løp.

5.6.4 Erosjon i kurver

Erosjon i kurver kommer av at det oppstår en overhøyde i yttersving på grunn av sentrifugalkraften. Vannet strømmer ned mot bunnen og deretter på skrå mot innersving, der det igjen stiger til overflata, som vist i figurene 5.27 og 5.29.

Nedadgående strøm eroderer lettere enn oppadgående strøm, derfor får vi erosjon i yttersving og avleiring i innersving, se figur 5.29. Sedimentene som eroderes, beveger seg på skrå over elva langs bunnen fra yttersving mot innersving.

Det finnes ingen lett tilgjengelige metoder for å beregne skjærspenning i kurver. I praksis blir det ofte gjort ved modellforsøk.

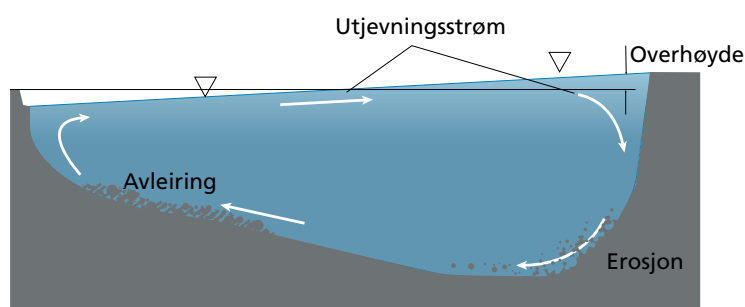
Figur 5.30 viser en tommelfingerregel for hvor vi kan forvente sterkest erosjon i en sirkulær kurve, ca. 2 kanalbredder nedstrøms punktet der midtlinjen krysser elvebredden.

Refleksjon av strømgangrep fra den ene til den andre siden er en effekt vi må være oppmerksomme på ved sikringsarbeider. En erosjonssikring vil nemlig ofte endre strømretningen nedstrøms.

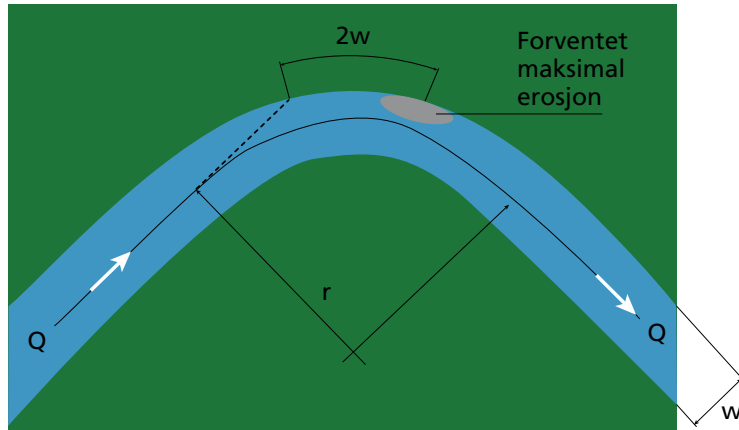
Figur 5.31 viser mer detaljert soner for forventet erosjon og avleiring i 30° og 60° kurve, vurdert ut fra refleksjon av strømlinjer.

På steder der linjene trengs sammen, oppstår det erosjonsangrep, og på steder med spredning av strømlinjer kan det oppstå avleiring. Utgraving og avleiring vil i sin tur forstyrre strømlinjene ytterligere.

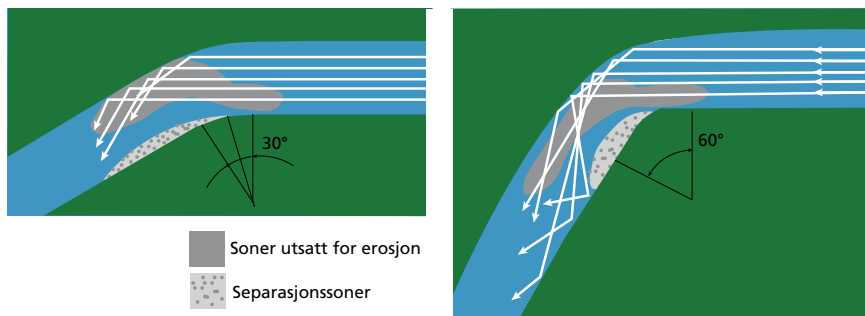
NHL utførte i 1989 generelle forsøk for NVE av erosjon og beskyttelse i kurver. Resultatene er gjengitt i «Bruk av buner som erosjonsbeskyttelse i elver», STF60 F89084.



Figur 5.29 Erosjon i kurver.



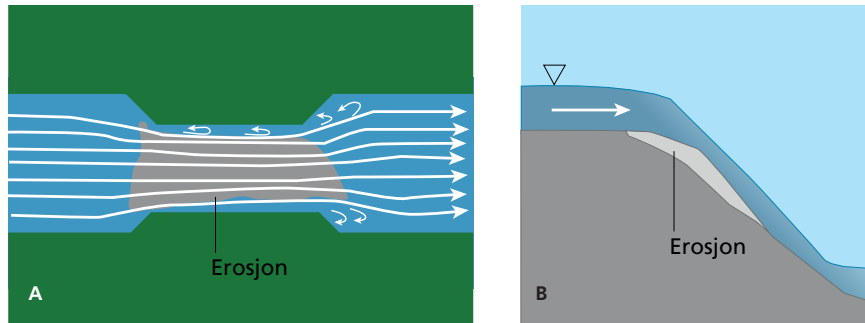
Figur 5.30 Angrepspunkt for erosjon i kurver



Figur 5.31 Soner for forventet erosjon.

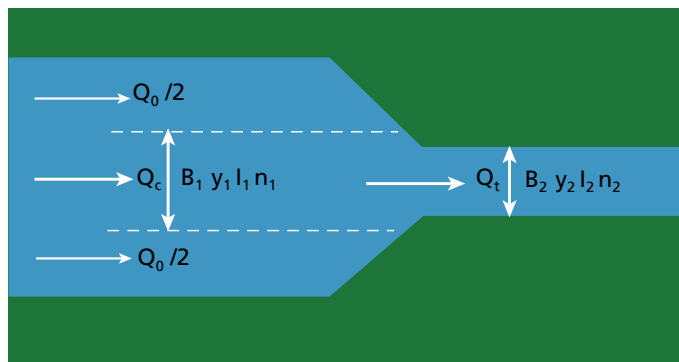
5.6.5 Erosjon på grunn av endring i strømtverrsnitt

Innsnevring gir tettere strømlinjer, det vil si økende hastighet og skjærspenning. Det samme gir overgang fra underkritisk til overkritisk strømning. Fossen rykker bakover, se figur 5.32.



Figur 5.32 Erosjon ved endring av tverrsnitt i A) horisontal- og B) vertikalplanet.

Det finnes en del formler for spesielle tilfeller. Figur 5.33 viser situasjonen ved en innsnevring fra en flomfylt kanal med flomverk på siden til bare en smal kanal.



Figur 5.33 Innsnevring fra slette med flomverk til lang kanal, definisjoner til formel (5.30).

Laursen (1958) antok at det var sedimenttransport bare i hovedkanalen ovenfor innsnevringa og kom fram til følgende formel for tilfeller med samme bunnforhold før og etter innsnevringa:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left[\frac{Q_t}{Q_c} \right]^{6/7} \cdot \left[\frac{B_1}{B_2} \right]^{6/7 \cdot \left(\frac{2+a}{3+a} \right)} \cdot \left[\frac{M_2}{M_1} \right]^{6/7 \cdot \left(\frac{a}{3+a} \right)} \quad (5.30)$$

- der $a = 0,25$ for $u^*/w < 0,5$
 $a = 1,00$ for $u^*/w = 1$
 $a = 2,25$ for $u^*/w > 2$
 $M = 1/n =$ Mannings ruhetsfaktor
 $Q_c =$ vannføring i hovedløp
 $Q_o =$ vannføring mellom hovedløp og flomverk
 $Q_t =$ samlet vannføring

Vanligvis kan det siste leddet i (5.30) sløyfes fordi $M_1/M_2 = 1$
 Likningene (5.31 og 5.32) gir to andre spesialtilfeller:

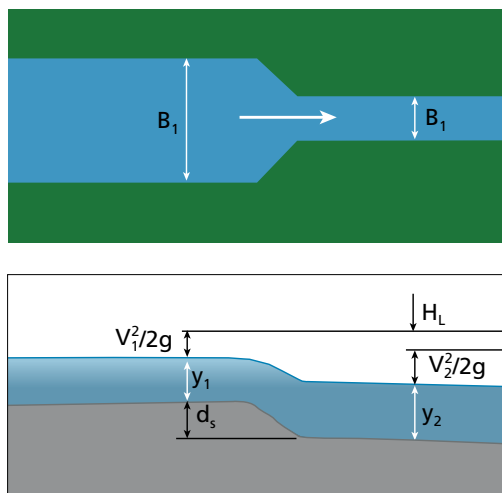
- $B_1 = B_2$, dvs. at innsnevringa gjelder flomverkene

$$\frac{y_2}{y_1} = \left[\frac{Q_t}{Q_c} \right]^{6/7} \tag{5.31}$$

- $Q_c = Q_t$ når det ikke er flomverk.

$$\frac{y_2}{y_1} = \left[\frac{B_1}{B_2} \right]^m \tag{5.32}$$

der $m = 0,59, 0,64,$ og $0,69$ for $u^*/w < 1/2, 1$ og > 2



Figur 5.34
 Erosjon ved endring lang innsnevring.

Det siste tilfellet er vist i figur 5.34.

I figur 5.34 er det også vist effekt av hastighetshøyden $v^2/2g$ og lokalt falltap H_L . Dersom bunnhelningen skal være uforandret ($I_1 = I_2$), blir bunnen senket:

$$d_s = (y_2 - y_1) + (1 + K) \cdot \left[\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right] \quad (5.33)$$

der K er en falltapsfaktor, vanligvis $K = 1$

Den idealiserte likevektsdybden y_2 vil først opptre ca. $1,5 \cdot B_1$ nedenfor innsnevringa. Ved selve innsnevringa vil det dannes et noe dypere hull, avhengig av formen på overgangen. Dybden vil bli ca. $1,5 \cdot y_2$ ved strømlinjeformet og $2,6 \cdot y_2$ ved skarp overgang.

Midlertidige innsnevringar på grunn av is kan føre til erosjon både under og på siden av isansamlingene. Der det er vanlig med isganger og store isansamlinger, bør det tas kontakt både med lokalkjente personer og med spesielt iskyndige fagfolk, dersom slik erosjon kan ha betydning for et prosjekt, se også kapittel 3.

5.6.6 Erosjon rundt pilarer og brukar

Skader på grunn av undergraving kan oppstå f.eks. ved pilarer og landkar. Byggearbeider og forbygninger kan endre strømretningen og i uheldige tilfeller forsterke normale erosjonseffekter rundt pilarer o.l.

Viktige faktorer som avgjør omfanget av erosjon ved brukar er:

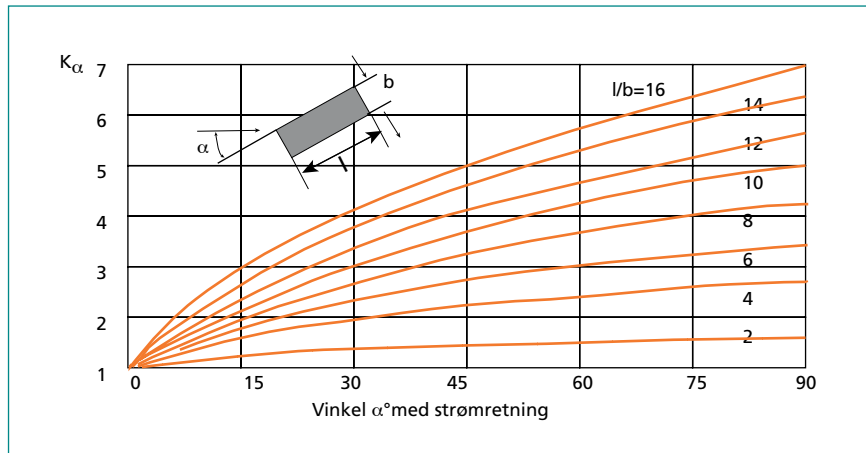
- *Form:* Oval/langstrakt form er bedre enn sirkulær. Avrundede hjørner er bedre enn skarpkantet. Se figur 5.35 for pilarer parallelt med strømretningen.
- *Retning:* Den eksponerte bredden på tvers av strømretningen er utslagsgivende. Retning parallelt med strømlinjene er best. Figur 5.36 gir korreksjon for andre retninger. Sammenliknet med figur 5.35 er $(d_e)_a = K_a \cdot d_e$.
- *Innsnevring, tetthet av peler:* Samlet reduksjon av strømtverrsnittet avgjør økningen i strømhastighet. Spesielt må det unngås at underkritisk strømning endres til overkritisk, se 4.5.

- *Bunntilstand og kornstørrelse uten søyle:* Størst erosjon f.eks. ved sylindriske søyler oppstår ved enskornet bunn når elvebunnen så vidt er stabil før konstruksjonen plasseres, $V/V_c = 1$. se figur 5.37.
- *Sedimentføring:* Erosjonsdybden øker gjerne med V/V_c når $V/V_c > 1$ se figur 5.37.
- *Dybde/bredde:* Erosjonsdybden minker ved grunt vann. For $y/b < 3$ kan settes $K_y = 0,77 \cdot (y/b)^{0,21}$ for sylindriske peler, der K_y er forholdet mellom erosjon på grunt vann og erosjon på dypt vann.

| Pilarplan | Pilarprofil | |
|-----------|-------------|--------------|
| | | $d_e = 1,5b$ |
| | Samme | $d_e = 1,5b$ |
| | Samme | $d_e = 2,0b$ |
| | Samme | $d_e = 1,2b$ |
| | | $d_e = 1,0b$ |
| Samme | | $d_e = 2,0b$ |

Merknad: Hvis $y_0 > 5b$ bør d_e økes med 50 %

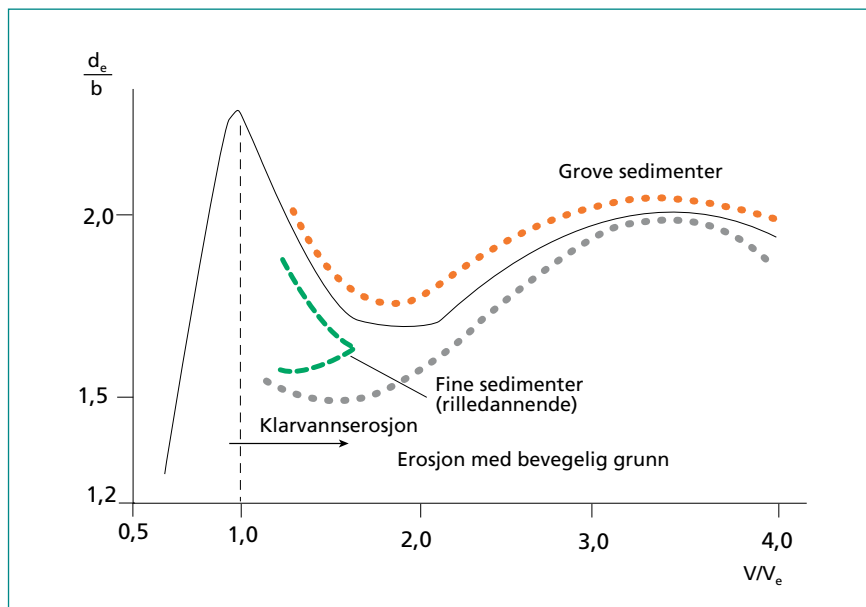
Figur 5.35 Overslagsregler for erosjonsdybde ved konstruksjoner parallelt med strømmen.

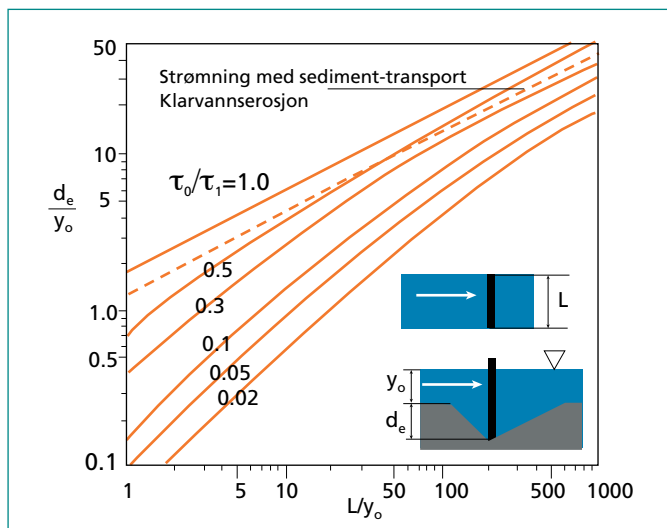


Figur 5.36 Forsterkningsfaktor ved konstruksjoner på skrå i forhold til strømretningen.

Figur 5.38 viser skjematisk erosjon ved utstikkere fra elvebredden for forskjellige forhold mellom skjærspenningen τ_o før anlegg og kritisk skjærspenning τ_c . Heltrukne linjer gjelder klarvannerosjon, $\tau_d / \tau_c = 1$. Den stiplede linjen viser erosjon når $\tau_o / \tau_c > 1$, det vil si når det er sandtransport i elva også før utbyggingen.

Figur 5.37
Erosjonsdybde ved
sylindrisk pilar for
enskornig bunn og
 $y_o / b \gg 1$.



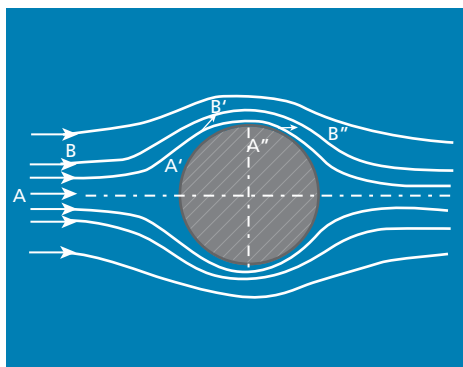


Figur 5.38
Erosjon omkring
utstikker fra
elvbredden.

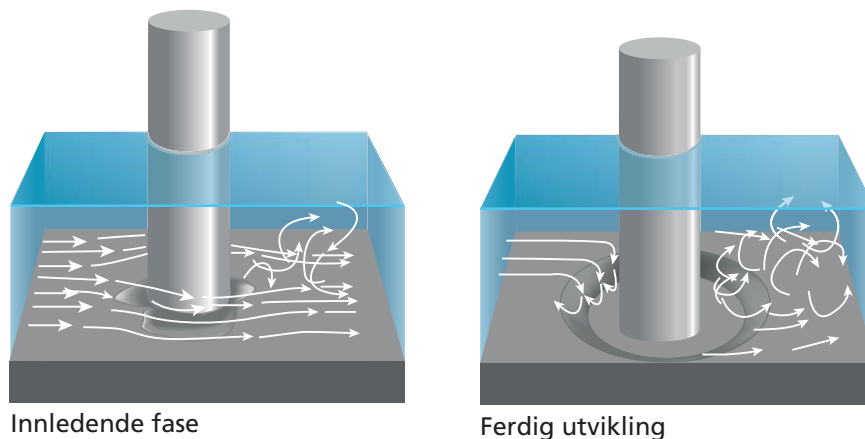
Lokalerosjon rundt pilarer

Når vi plasserer brupilarer i strømmen, blir hastighetsfordelingen i tverrsnittet forandret. Det kan føre til lokalerosjon. Erosjonsskadene kan oppstå hvor som helst i tverrsnittet, men først og fremst rundt brupilarene.

Figur 5.39 viser strømlinjene rundt en sylindrisk pilar. Hastighetene øker vesentlig, og skjærspenningene mot bunnen følger kvadratet av hastighetene. Eksperimentelt er det registrert at skjærspenningene mot bunnen ved en sylinder kan bli opptil ti ganger større enn mot urørt elvebunn. Dette har betydning ved valg av erosjonssikring. Dersom ikke mer nøyaktige analyser



Figur 5.39 Strømlinjer rundt en sylinder.



Figur 5.40 Strømmønsteret rundt en sylindrisk pilar og utvikling av erosjonsgrop.

eller modellforsøk viser mindre verdier, anbefales det vanligvis å sikre for åtte ganger beregnet skjærspenning på urørt bunn. Figur 5.40 viser strømmønsteret rundt en sylindrisk pilar mer detaljert, og hvordan erosjonsgropa utvikles dersom bunnen ikke sikres.

Pilardiameteren har mest å si for hvor dyp erosjonsgropa blir, hastigheten og bunnmaterialet betyr mindre. Figur 5.37 viser sammenhengen mellom pilardiameter D og maksimum erosjonsdybde når forholdet V/V_c varierer, der V er hastigheten foran pilaren (D tilsvarer b i figur 5.37).

Figur 5.37 viser en maksimumverdi når $V/V_c = 1$. Når $V/V_c < 1$ er bunnen stabil i en viss avstand fra pilaren. Når $V/V_c > 1$ er det generell erosjon i hele tverrsnittet.

Sammenhengen mellom d_e og D er ikke som vist i figuren når D blir stor i forhold til vanndybden. Dersom diameteren $D > 1$ m kan vi bruke uttrykket:

$$\text{der } d_e \leq 2 \cdot D \quad (5.34)$$

Spesielt dersom vanndybden $y < D$ kan vi vente mindre erosjonsdyp enn figur 5.37 viser.

Når det bare er erosjon inne ved pilaren, mens bunnen for øvrig er stabil, kalles det klarvannserosjon. Området for klarvannserosjon er også vist i figur 5.37.

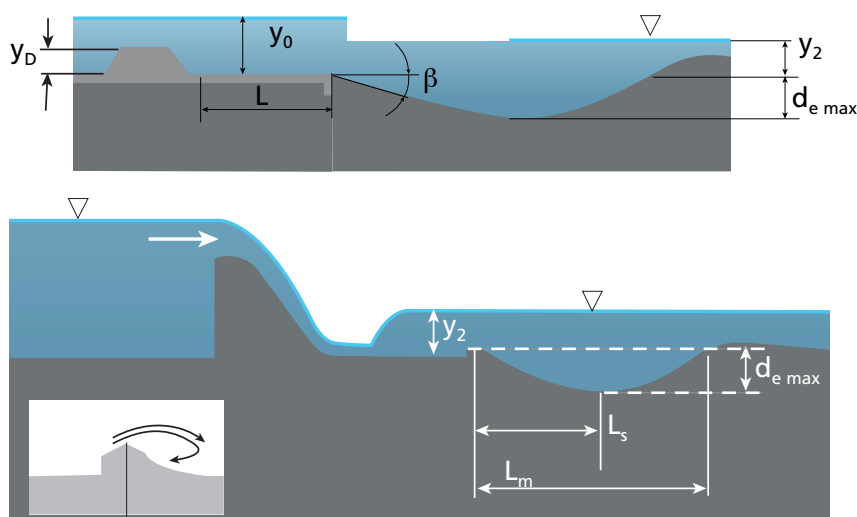
5.6.7 Erosjon nedstrøms beskyttede bunnpartier

Når en vannstrøm passerer fra ikke-eroderbar til eroderbar bunn, vil det dannes en erosjonsgrop så sant hastighet/skjærspenning er større enn kritisk grense for bevegelse.

Slik utvikling er typisk ved:

- nedstrøms avslutning av beskyttet område
- nedstrøms terskler/luker med energidreper o.l.

Eksempel på dette er vist i figur 5.41



Figur 5.41 Erosjon nedstrøms energidreper.

Gropas form vil avhenge noe av geometri og strømfordeling i overgangen, men vil ellers være nesten uavhengig av strømhastighet og bunnmateriale. Gropa vil likevel bli noe dypere i enskornige materialer uten kohesjon enn i mer sammensatte materialer.

Utviklingen nedstrøms terskler er behandlet i kapittel 8 og for kulverter i kapittel 10. For detaljer viser vi til spesiallitteratur, f.eks. Jensen og Tesaker (2009) eller Raudkivi (1976).

5.7 Naturlig begrensning av erosjonsutvikling

5.7.1 Strømfelt og geometri som grense for erosjonsutvikling

Lokal erosjon går først hurtig, men oftest vil den så gå gradvis langsommere og nærme seg en tilnærmet stabil tilstand som ofte er bestemt av geometrien til det som er årsaken til at erosjonen starter.

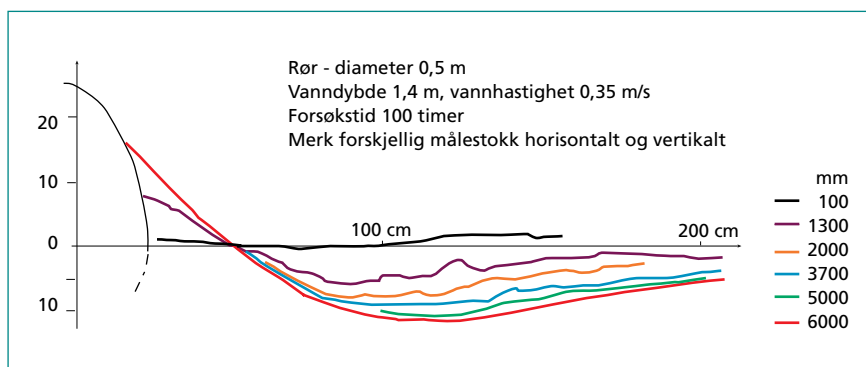
Som eksempel viser figur 5.42 utviklingen i et laboratorieforsøk med erosjon bak en delvis nedgravd rørledning. Det ble brukt fin sand ($d_{50} = 0,15$ mm) med liten gradering til forsøket. Det var ingen vesentlig tilførsel av sand foran rørledningen, slik at forsøket viser en tilnærmet klarvannserosjon.

Vi kan beskrive situasjonen på figur 5.42 slik: Rørledningen forstyrrer den regelmessige strømmen over stabil naturlig bunn. Det oppstår virvler som gir lokale, kortvarige påkjenninger ut over den kritiske tilstanden for naturlig bunnmateriale, slik at partikler rives løs og transporteres vekk fra området nær røret. Bunnen av erosjonsgropa vil til slutt komme under et grensenivå hvor forstyrrelsene ikke er store nok til å bevirke videre erosjon.

Strømfeltet er geometrisk bestemt av dimensjonen på røret. Dybden og utstrekningen av den endelige gropa vil variere litt med kornstørrelsen, men er først og fremst en funksjon av rørdiameter og vannhastighet.

Tilsvarende tidsutvikling kan opptre ved all lokal erosjonsutvikling der erosjonsgropa etter hvert skjermer for seg selv: nedenfor kulvertutløp, damluker og terskler, nedstrøms plastringer av grov stein og omkring brupilarer, peler og plattformer.

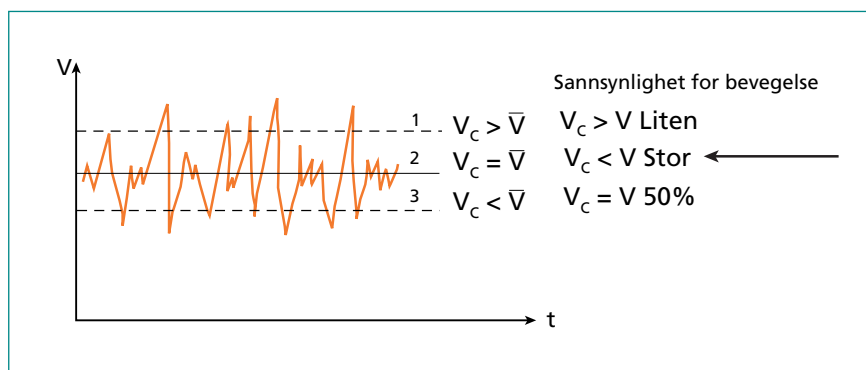
En annen type utviklingsforløp er representert ved kunstige innsnevring i et elveløp, f.eks. fyllinger og landkar, figur 5.38. Er elveprofilen stabilt før innsnevringa blir gjort, vil den konsentrerte strømmen forbi innsnevringa forsøke å utvide det gjenstående elvetverrsnittet til den tidligere skjærspenningstilstanden er gjenopprettet. I praksis betyr det at det tidligere tverrsnittsarealet søkes tilnærmet gjenopprettet ved erosjon av ubeskyttede deler av bunn og elvebredder.



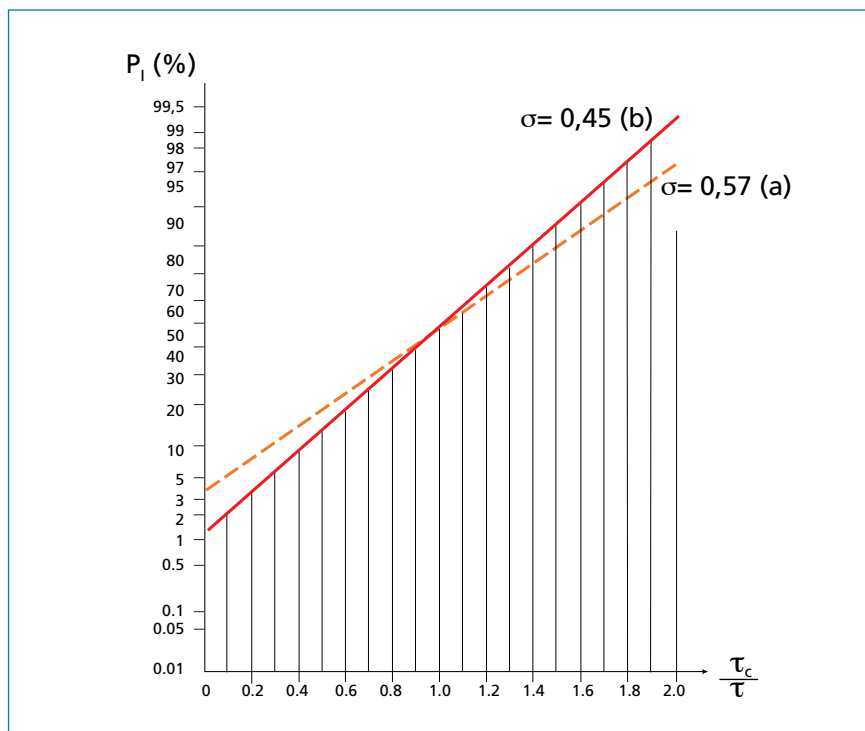
Figur 5.42 Erosjon bak halvt nedgravd rørledning.

5.7.2 Utvikling av naturlig dekklag

Hastighetsvariasjonene i turbulent strøm gjør at til og med grove partikler kan bli flyttet, selv om de egentlig har større kritisk hastighet enn middelhastigheten ($v_c > V$). Fine partikler ($v_c < V$) vil med meget stor sannsynlighet bli flyttet. Figur 5.43 illustrerer dette direkte, mens figur 5.44 viser sannsynligheten som funksjon av forholdet τ_c / τ for at en partikkel på bunnen blir i ro.



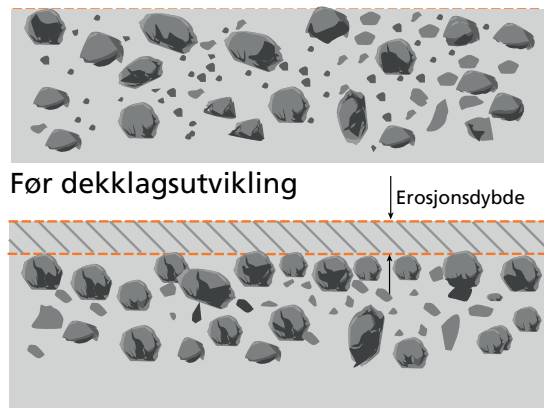
Figur 5.43 Kritisk hastighet og turbulent strøm.



Figur 5.44 Sannsynlighet P for at en partikkel blir i ro, som funksjon av τ_c/τ .
(a) Etter Gessler (1971) (b) Forsøk SINTEF.

Dersom graderingen av bunnmaterialet er tilstrekkelig stor, vil det oppstå en sortert erosjon av topplaget. Fine partikler har større sannsynlighet enn grove for å bli flyttet, og grove partikler vil anrikes i topplaget. Bunnmaterialet kan på denne måten få økt sin karakteristiske kornstørrelse i et tynt lag nær overflata. Dersom den skjærspenningen som opptrer, ligger mellom kritisk skjærspenning for den opprinnelige massen og for det nye bunnlaget, vil bunnen kunne beskytte seg selv med et stabilt dekklag etter en ofte moderat erosjonsutvikling. Figur 5.45 illustrerer dette i prinsipp.

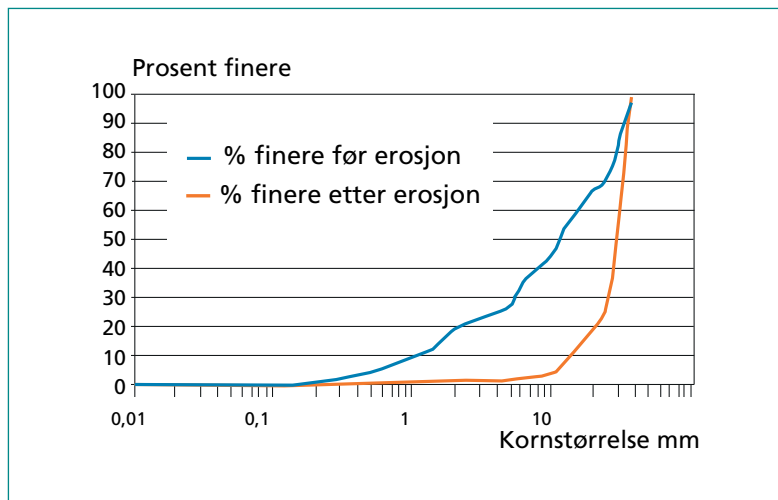
Slik dannelse av dekklag er en naturlig del av bunnutviklingen i elver med løsmassebunn. I norske elver vil vi ofte finne et ganske stabilt dekklag, som holder for de fleste vannføringer som opptrer, men som kan skades ved uvanlig store vannføringer. Hver gang en slik skade oppstår kan det medføre intens erosjon av bunnen omkring skadestedet, til et nytt dekklag er dannet.



Figur 5.45
Dannelse av naturlig dekklag.

Ferdig dekklag

Teorien for utvikling av dekklag ble utviklet av Gessler (1971) og senere bearbejdet av Nielsen (1976). Det ble utviklet et regnearkprogram DEKKLAG, som først ble anvendt i praksis på overdekning av rørledninger i Nordsjøen. Det er senere brukt til å anslå nødvendig ekstra tykkelse for dekklag av sams masser i vassdrag og sannsynlig senking av bunnen etter graving som fjerner naturlig dekklag, bl.a. ved innkorting av en elveslyng i Orkla.



Figur 5.46 Beregnet utvikling av dekklag, fra regneeksempel i tabell 5.3.

Figur 5.46 viser resultater av en beregning utført med en ny versjon av DEKKLAG. Den opprinnelige kornfordelingskurven av en steinprøve er vist sammen med kornfordelingen for det mest stabile dekklaget som kan utvikles av dette materialet. Utsettes bunnen for enda større skjærspenning, vil det ikke dannes stabilt dekklag. DEKKLAG beregner også hvor mye som vil bli erodert bort før et stabilt lag er dannet. Teori og beregningsgang er beskrevet i neste avsnitt.

5.7.3 Teori for utvikling av stabile dekklag ved naturlig utvasking

Gesslers arbeid bygger på et uttrykk av Einstein og el Samni (1949),

$$P\left(\frac{\tau}{\tau_c} < 1\right) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\tau_c}{\tau_m}} e^{\frac{-x^2}{2\sigma^2}} dx \quad (5.35)$$

$P(\tau < \tau_c)$ = sannsynligheten for at en partikkel med kritisk skjærspenning τ_c skal bli liggende i ro i turbulent strøm med midlere skjærspenning τ_m (figur 5.44)

σ = standardavvik for en Gaussisk fordeling.

Formelen er vist som diagram i figur 5.44, for $\sigma = 0,57$ og $\sigma = 0,45$. Den siste verdien er resultat av forsøk ved SINTEF (Nielsen 1976) og er brukt i praksis i Norge.

En blandet løsmasse kan deles inn i fraksjoner, i , hver med

opprinnelig masse O_i
 middeldiameter d_i
 kritisk skjærspenning τ_{ci}
 sannsynlighet P_i for å bli liggende i ro.

Betegner vi den gjenværende andelen av denne fraksjonen i dekklaget med Δ_i blir

$$\Delta_i = (P_i \cdot O_i) / \sum (P_i \cdot O_i) \quad (5.36)$$

Tilsvarende vil sannsynligheten for å bevege seg være $(1-P_i)$ og andelen fra hver fraksjon i den samlede utvaskede mengde blir:

$$\Delta e_i = (1 - P_i) \cdot O_i / \sum (1 - P_i) \cdot O_i \quad (5.37)$$

Samlet erosjonsdybde kan nå uttrykkes som

$$d_e = \sigma \cdot d_{50} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_0} \cdot \left(\frac{1}{\sum (P_i \cdot O_i)} - 1 \right) \quad (5.38)$$

der

γ_s = romvekt av enkeltkorn

γ_0 = romvekt av dekklaget med porer

d_{50} regnes av hele prøven

Vi definerer nå «effektiv diameter» av det ferdige dekklaget

$$d_{eff} = \sum \Delta_i \cdot d_i \quad (5.39)$$

5.7.4 Praktisk beregning av naturlig utviklede dekklag

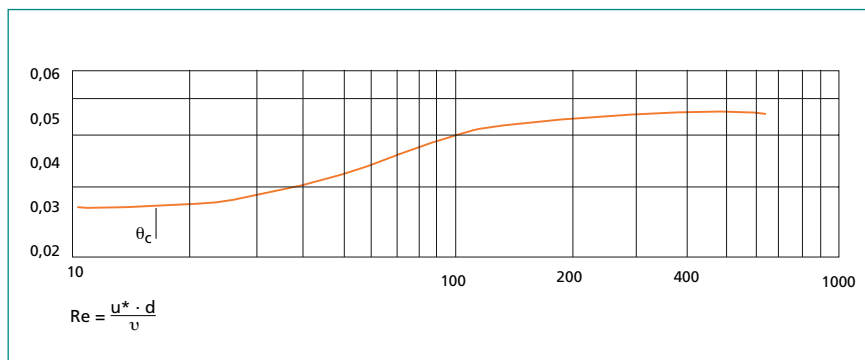
Basert på formlene 5.35 til 5.39 kan beregningen utføres som vist i tabell 5.3 a:

1. Vi går ut fra en sikteprøve av opprinnelig masse og regner ut O_i som brøk av hele prøven slik at $\sum O_i = 1$. (Kolonne A, B og C).
2. I hver fraksjon velges en representativ diameter d_i (f.eks. gjennomsnitt av siktstørrelse over og under prøven).
3. Regn ut fordelingen av O_i som «prosent finere» for hver fraksjon. (Kolonne D).
4. Bestem d_{50} i hele prøven ut fra fordelingen i kolonne D og anslå en foreløpig verdi av τ_b . Fø verdier inn i beregnings skjemaet.
5. Regn ut Reynolds tall $Re = u \cdot d / \nu$ for hver fraksjon (kolonne E).
6. Verdier for θ_{ci} tas ut av figur 5.43 (kolonne F). Figuren gir ca. 5 % mindre verdier enn Shields' originale kurve, men stemmer med konstanten i (5.22) for store d .
7. θ_i og $\theta_{ci}/\theta_i (= \tau_{ci}/\tau_i)$ beregnes for hver d_i og settes inn i figur 5.43 som gir P_i (kolonne G, H og I).

8. $P_i O_i$ og Δ_i beregnes for hver fraksjon (kolonne J og K).
9. Regn ut fordelingen av Δ_i som prosent finere for hver fraksjon i ferdigdannet dekklag (kolonne L).
10. Regn ut $\Delta_i \cdot d_i$ for hver fraksjon og summer for å få d_{eff} (kolonne M).
11. Gjenta beregningen for nye verdier av τ_b som er høyere eller lavere enn først valgt, til en finner den verdi som gir størst d_{eff} se venstre del av tabell 5.3a).
12. Fortsett med den verdi av τ_b som tilsvarer størst d_{eff} .
13. Bruk summen av $P_i O_i$ (kolonne J) og regn ut erosjonsdybden d_e med (5.38).

Figur 5.46 viser fordeling før og etter utvaskingen, trinn 3) og 9).

Beregningsprosedyren ovenfor er lagt inn i et regneark kalt DEKKLAG 2. Et beregningseksempel er vist i tabell 5.3 b.



Figur 5.47 Modifisert versjon av Shields diagram for θ_c som funksjon av $Re = u^* d / \nu$. For store verdier av Re gir diagrammet $\theta_c = 0,047$, som er konstanten i formel (5.22).

Tabell 5.3a Eksempel på bruk av DEKKLAGE 2 til beregning av naturlig dekklagsutvikling.

| A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M |
|----|-------------------|----------------|--------------------------|--|-----------------------|---|--------------------------|---------------|-----------|------------|------------------------|----------------------------|
| | | | Summering, eks D3+C2*100 | $(\tau_b / \rho w)^{0.5} * (A1+A2) / 2 / 1000 / v$ | | | | | | | | |
| | Rest på sikt gram | Rest/sum O_i | % finere før erosjon | Re = $u * d / v$ | θ_{ci} diagram | Shields $\theta_i = \tau_b / (\gamma_s - \gamma_w) / d_i$ | θ_{ci} / θ_i | P_i diagram | $P_i O_i$ | Δ_i | % finere etter erosjon | eff diam $\Delta_i d_i$ mm |
| 1 | 50.00 | 0.0 | | | | | | | | | | |
| 2 | 37.50 | 728.5 | 100.0 | 7615.52 | 0.047 | 0.04 | 1.10 | 0.579 | 0.151 | 0.717 | 100.0 | 31.352 |
| 3 | 25.00 | 195.0 | 73.9 | 5439.65 | 0.047 | 0.06 | 0.78 | 0.291 | 0.020 | 0.096 | 28.3 | 3.012 |
| 4 | 19.00 | 386.0 | 66.9 | 3829.52 | 0.047 | 0.09 | 0.55 | 0.159 | 0.022 | 0.104 | 18.7 | 2.289 |
| 5 | 12.50 | 260.0 | 53.0 | 2741.59 | 0.047 | 0.12 | 0.40 | 0.089 | 0.008 | 0.039 | 8.3 | 0.618 |
| 6 | 9.50 | 195.0 | 43.7 | 1914.76 | 0.047 | 0.17 | 0.28 | 0.056 | 0.004 | 0.019 | 4.4 | 0.204 |
| 7 | 6.35 | 282.8 | 36.7 | 1379.50 | 0.047 | 0.24 | 0.20 | 0.017 | 0.002 | 0.008 | 2.5 | 0.063 |
| 8 | 4.75 | 145.2 | 26.6 | 966.08 | 0.047 | 0.34 | 0.14 | 0.015 | 0.001 | 0.004 | 1.7 | 0.021 |
| 9 | 2.36 | 292.8 | 21.4 | 618.82 | 0.047 | 0.53 | 0.09 | 0.014 | 0.001 | 0.007 | 1.3 | 0.025 |
| 10 | 1.18 | 137.5 | 10.9 | 308.10 | 0.046 | 1.06 | 0.04 | 0.013 | 0.001 | 0.003 | 0.6 | 0.005 |
| 11 | 0.60 | 88.0 | 5.9 | 154.92 | 0.043 | 2.10 | 0.02 | 0.012 | 0.000 | 0.002 | 0.3 | 0.002 |
| 12 | 0.30 | 57.0 | 2.8 | 78.33 | 0.038 | 4.16 | 0.01 | 0.012 | 0.000 | 0.001 | 0.2 | 0.001 |
| 13 | 0.15 | 18.0 | 0.7 | 39.17 | 0.035 | 8.32 | 0.00 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.0 | 0.000 |
| 14 | 0.08 | 2.5 | 0.1 | 19.58 | 0.031 | 16.64 | 0.00 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.0 | 0.000 |
| 15 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 6.61 | 0.028 | 49.26 | 0.00 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.0 | 0.000 |
| 16 | Sum | 2788.3 | 1.00 | | | | | | 0.211 | 1.000 | | 37.591 |

Tabell 5.3b. Inngangsverdier og resultater ved bruk av DEKKLAG 2 (tabell 5.3a).

| Resultat for valgt τ_b | | | | | |
|-------------------------------|------------------|-----------------|----------------------------|--------------|------------------------|
| d50 = 10.5 mm | | Erosjon | d_e = | 0.026 | m |
| | | eff diam | d_{eff} = | 37.59 | mm |
| Iterasjon av d _{eff} | | | | | |
| τ_b | d _{eff} | d _e | Valgte størrelser | | |
| 32 | 37.51 | 0.029 | τ_b | 30.3 | N/m² |
| 31 | 37.56 | 0.027 | ρ_s | 2650 | kg/m ³ |
| 30.4 | 37.59 | 0.026 | ρ_w | 1000 | kg/m ³ |
| 30.3 | 37.59 | 0.026 | N = | 1E-06 | m ² /s |
| 30 | 37.34 | 0.025 | | | |

5.7.5 Stabile dekklag uten utvasking

Dersom en relativt flat bunn skal forsterkes i sin helhet på grunn av endrede strømforhold eller økt vannføring, og en ønsker å bruke et dekklag som er stabilt med en gang uten utvasking, kan en bestemme nødvendig steinstørrelse på følgende måte:

- En sannsynlig verdi for I_c eller M velges, enten ut fra kjente data før endringen, eller ved overslagsberegninger eller modellforsøk med dekklag innlagt.
- En foreløpig verdi for d_c beregnes med (5.11) eller (5.18), se 5.4.6.
- Et forslag til dekklagsmasse velges, enten en virkelig masse der d_{60} og d_{90} er kjent, eller en kunstig sammensatt masse.
- Ny M -verdi beregnes av (5.19) med data fra dekklagsmassen.
- Korrigert verdi for d_c beregnes med (5.18), og det kontrolleres om $d_{60} > d_c$. Hvis ikke må det velges masse med høyere d_{60} og foretas ny kontrollregning til $d_{60} > d_c$.

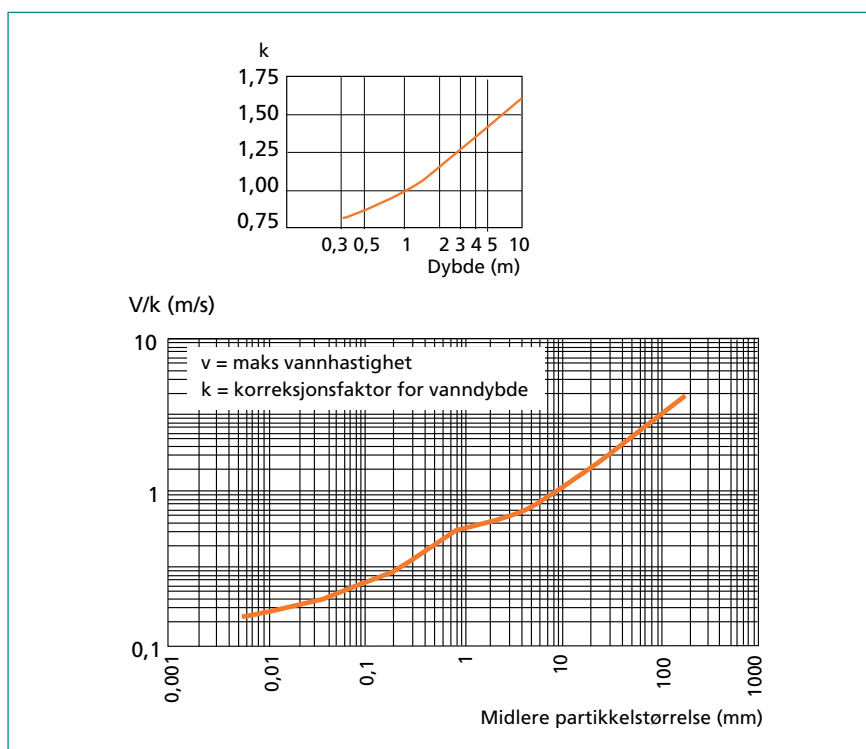
Med kompliserte tverrsnitt og bunnforhold eller beskyttelse av bare en del av bunnen gir beregningen ovenfor for stor verdi på d_c . Nøyaktigere beregninger for å minimere d_c kan bli kompliserte.

Vanligvis ønsker vi en sikkerhetsmargin. Det oppnår vi på én av følgende måter:

- ved å velge større d_c enn formel (5.11) eller (5.18) gir, f.eks.:
velge $d_{50} = d_c$
velge $d_{60} = d_c \cdot F_s$ der F_s er sikkerhetsfaktor.
- ved å bruke erfaringsverdier

Figur 5.48 viser et diagram sammensatt av dimensjoneringsregler fra USA og USSR. Det bygger på erfaring og har innbakt en rimelig sikkerhetsmargin. Som vi ser, baserer det seg på vannhastighet korrigert for vanddybde. En dybdefaktor k tas fra det lille diagrammet, der $k = 1$ for 1 m vanddybde. Vannhastigheten reduseres til v/k , som vi setter inn i hoveddiagrammet. Merk at samme vannhastighet krever større stabil stein jo mindre vanddybden er.

Ved bruk av kunstige plater eller særlig flate steinblokker må vi ta hensyn til løftekraft, som nevnt i 5.3.2.



Figur 5.48
Praktisk dimensjonering av dekklag av vanlig stein, $\rho_s = 2560 \text{ kg/m}^3$, på flat bunn. Bygger på forskrifter fra USA og tidl. USSR.

5.8 Kvikkleire og kvikkleireskred

5.8.1 Innledning

Dette kapitlet gir en sammenfattet orientering om hva kvikkleire og kvikkleireskred er, hvordan fareområder kartlegges, og hvilke spesielle analyser og vurderinger som kreves i forbindelse med planarbeid og byggesaksbehandling for tiltak i kvikkleireområder. Fagområdet er omfattende, og den etterfølgende framstillingen er derfor forenklet og begrenset.

*Figur 5.49
Kvikkleireskred
13. mars 2009 i
Kattmarka ved
Namsos. 300000-
500000 m³ masse
og 7 boliger/hytter
raste ut. Ingen
menneskeliv gikk
tapt. Foto: Kari
Sletten, NGU.*

5.8.2 Historikk

Kvikkleireskred hører med til de største og mest dramatiske skredhendelser i Norge. De opptrer uten særlig forvarsel, og har ofte potensial til å etterlate store tap av menneskeliv og materielle verdier. Av historisk store kvikkleireskred (i Trøndelag) nevnes Verdalskredet (1893) med tap av 116 menneskeliv, Rissaskredet i nyere tid (1978), med tap av ett menneskeliv, og sist Kattmarkskredet (2009) uten tap av menneskeliv.

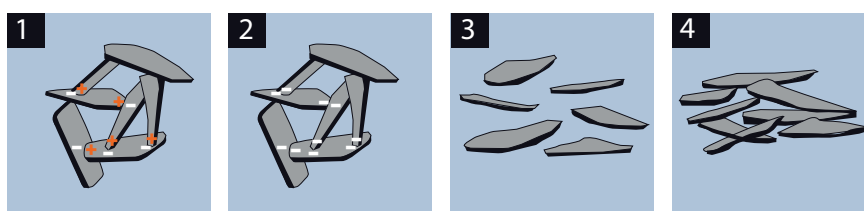


Kvikkleireskred inntreffer med ujevne mellomrom, men statistisk går det et leirskred i kontakt med kvikkleire så ofte som hvert 4.–5. år. De aller fleste skred utvikler seg altså ikke til katastrofalt omfang, men dette er ofte likevel en mulighet. Det legges derfor stor innsats i å kartlegge og forebygge slik skredfare.

5.8.3 Hva er kvikkleire – dannelse og oppførsel

Kvikkleire er i utgangspunktet en vanlig marin leire, dvs. leire avsatt i salt havvann under isens tilbaketrekning etter siste istid. Leiravsetningen bygges da opp ved at de flakformige leirpartiklene danner en korthusstruktur, fastholdt i kontaktpunktene ved hjelp av elektrostatiske bindingskrefter. Disse sterke bindingskreftene oppstår på grunn av det salte porevannet (elektrolytt) og leirpartiklenes dipolstruktur.

Landhevingen har medført at ferskt vann fra nedbør og smeltet is og snø, samt grunnvann sakte strømmer gjennom leiravsetningene. Stedvis har dette medført at saltet i porevannet er helt vasket ut, og gradvis har dermed også grunnlaget for de stabiliserende bindingskreftene bortfalt. Korthusstrukturen står da igjen nærmest av gammel vane, men kan likevel ha like høy styrke som øvrig leire. Det er først når man påfører leira en overbelastning eller ved at leira «punkteres» ved erosjon eller mindre skred at strukturen kollapser, og leirpartiklene blir liggende og flyte i eget ferskt porevann. Denne egenskapen er opphav til begrepet kvikkleire.



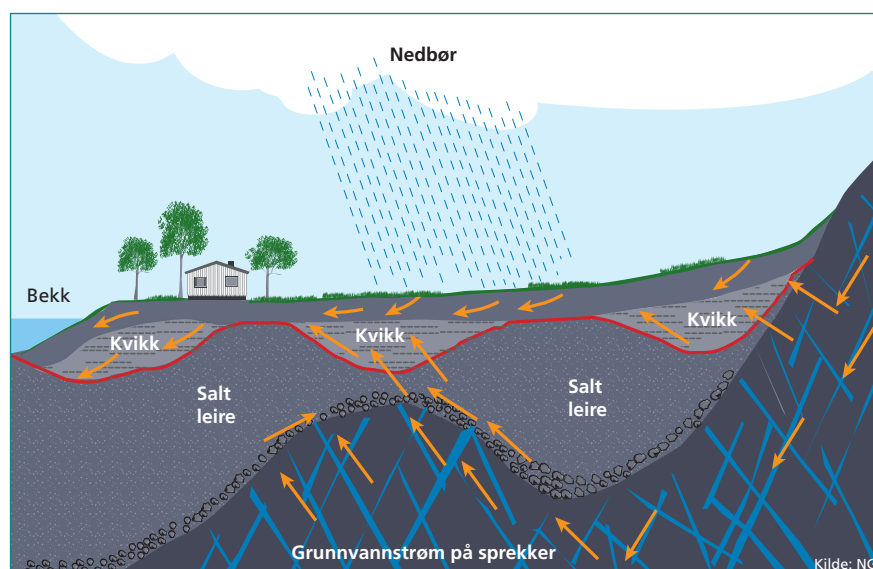
Figur 5.50 Struktur i kvikkleire 1) Leire med saltholdig porevann. Åpen, men stabil kornstruktur og saltet binder partiklene sammen. 2) Kvikkleire før kollaps. Åpen og ustabil kornstruktur og saltet er vasket ut, og bindingskreftene svekket. 3) Kvikkleire under kollaps. Kornstrukturen kollapser og det er overskudd av vann. 4) Omrørt leire etter kollaps med tettere og mer stabil kornstruktur.

Kvikkleire er altså dannet ved utskifting av det salte porevannet med ferskt porevann. Slik dannelse vil gjerne oppstå i og omkring mer permeable lag i leira, eller i soner i leira der gjennomstrømningsgradientene er forsterket. For eksempel ut mot raviner, eller i leirsoner som grenser inn mot grovere og mer permeable avsetninger. Ofte finnes også kvikkleire i leiravsetninger avsatt over eller inn mot sprekkesystemer i fjell, der det foregår utstrømning av grunnvann.

På land er det normalt at kvikkleire er dannet i usammenhengende linser, eller i kontinuerlige og varierende lag, som regel med flere meters overdekning av fastere vanlig leire og tørrskorpe av silt eller leire. Det er ikke uvanlig å finne kvikkleire under myrområder eller elveavsetninger under øvre marin grense. Kvikkleire finnes i lagtykkelser fra noen desimeter opp til flere titalls meter.

Hvor flytende kvikkleira kan bli etter å ha kollapset, vil variere med vanninnhold, andel leirpartikler og grad av omrøring. Der kvikkleira får utløp, dvs. kan flyte «fritt» av sted på fallende underlag (ca. 1:10-15), er det observert strømningshastighet opp mot 40 km/t, og konsistens som tynn motorolje (Rissa-skredet).

Når kollapset kvikkleire rekonsoliderer, vil fastheten øke betydelig. Årsaken er at leirpartiklene nå «avsettes» i ferskvann, og de flate leirpartiklene legger seg



Figur 5.51 Utvasking av salt og dannelse av kvikkleire i marin leire. Figur:NGI.

da tett, side mot side (god friksjon), uten korthusstruktur fylt med porevann. Rekonsolideringsprosessen tar imidlertid lang tid pga. at overskuddsvannet dreneres veldig sakte ut av den tette leira.

Pågående forskning gir indikasjoner på at kvikkleire på lengre sikt kan restabiliseres, ved at nye bestanddeler (forurenset nedbør/grunnvann) tilført porevannet pånytt kan gi dette elektrolyttiske egenskaper, og dermed gjenopprette de stabiliserende elektrostatiske bindingskreftene i korthusstrukturen.

5.8.4 Kvikkleireskred – typer, utløsning og utstrekning

De vanligste årsaker til utløsning av kvikkleireskred er:

- Naturlig årsak, ved at naturprosesser som erosjon eller grunnvannstrykk igangsetter en mindre initial utglidning i en skråning eller i foten av en skråning, hvor det er liten dybde/avstand inn til kvikkleire.
- Menneskelig aktivitet, ved gravearbeid som destabiliserer terrenget på samme måte som ovenfor, eller fyllingsarbeid eller annen påvirkning som overbelaster den underliggende kvikkleira, gjerne nær ut mot leirskråninger.

Kvikkleire kan også kollapse som følge av kraftige vibrasjoner eller sprengningsrystelser. Erfaring viser at dette kan skje hvis det sprenges i direkte kontakt mot kvikkleirelag. Ved slike sprengningsarbeider er det viktig at grunnforholdene er godt kartlagt. Ellers utgjør normalt ikke sprengning noen skredutløsningsrisiko, såfremt ikke nedfall av sprengningsmasser ikke utgjør mulig overbelastning.

Jordskjelv må også regnes som en potensiell skredutløsningsårsak. Det er imidlertid ikke sett slike sammenhenger ved tidligere kvikkleireskred i Norge.

Kvikkleireskred har enkelte karakteristiske opptredener. De vanligste er:

- «Flaskehals-skred»: Kvikkleire strømmer ut av en «port», åpnet ved et initialscred. Bak porten utvider skredet seg retrogressivt (bakovergripende) i en progressiv bruddutvikling, inntil kvikkleira er «tømt» ut, eller sidekrefter eller andre geometriske faktorer stabiliserer mot videre bruddutvikling.

Porten kan ellers være mindre tydelig, med en bred skredutvikling som griper bakover inntil de samme faktorer som nevnt ovenfor begrenser videre skredutvikling.

- «Flak-skred»: Et større areal glir tilnærmet monolittisk ut, etter at et underliggende kvikkleirelag har kollapset progressivt og mistet styrke. Flaket kommer i bevegelse når de gjenværende sidekreftene ikke lenger greier å «holde» på flaket.

Utstrekningen av et kvikkleireskred deles som regel i 2:

Løsneområdet. Her ligger «kildematerialet», kvikkleira, som regel som en linse eller et lag inne i en leirskrånning. Utstrekning av løsneområdet, regnet bakover fra skråningsfoten, er vanlig å anslå etter en begrensninglinje med helning 1:15 opp til overkant av kvikkleirelaget. Spesiell topografi eller utstrekning av kvikkleire vil imidlertid i hvert enkelt tilfelle kunne gi betydelig avvikende skredavgrensning.

Utløpsområdet. Her «avsettes» skredmaterialet, bestående i en blanding av flytende kvikkleire, intakte klumper av fast tørrskorpe og vanlig leire, samt andre objekter (trær, bygninger etc.) som måtte bli tatt av skredmassene. Hvor langt skredmassene vil kunne «flyte» ut er avhengig av mange faktorer, både av skredvolum og høydeforskjell mellom løsneområdet og utløpsområdet, men ikke minst også av terrenggeometri og andre hindringer i utløpsområdet. Statistikk fra tidligere skred gir indikasjon på en utløpsdistanse av størrelse 30–50 ganger høydeforskjellen.

5.8.5 Kvikkleireskredfare – kartlegging og arealplanlegging

Etter Rissa-skredet i 1978 ble det som nasjonal oppgave igangsatt systematisk kartlegging av kvikkleireskredfare i Norge, i første omgang prioritert til de største forekomstene innenfor de store marine leiravsetningene på Østlandet og i Trøndelag. Senere er kartlegging i Nord-Norge også igangsatt. Det er også økt oppmerksomhet på kartlegging av kvikkleireskredfare i strandsoner, hvor flere betydelige skred har oppstått.

I startfasen ble kartleggingsarbeidet ledet av Statens Naturskadefond. En periode deretter overtok Statens Kartverk, etterfulgt av NGU (Norges Geologiske Undersøkelser). I 2001 satte NVE i gang et program for å

risikoklassifisere kartlagte kvikkleiresoner, og følge opp de mest skredfarlige sonene med nøyere undersøkelser og sikringstiltak. Norges Geotekniske Institutt (NGI) har spilt en sentral rolle i utførelse av arbeidet med selve skredfarekartleggingen, ved utarbeidelse av metodikk og vurderingskriterier. Etter hvert har også andre rådgivende ingeniørfirmaer tatt del i dette arbeidet.

Kvartærgeologiske kart, hvor marine avsetninger er markert, brukes som grunnlag for å påvise mulige faresoner. Også andre typer avsetninger under marin grense vurderes, fordi kvikkleire kan være dekket av for eksempel elveavsetninger. Følgende kriterier er lagt til grunn for å identifisere mulig skredfarlig kvikkleire:

1. Jevnt hellende terreng brattere enn 1:15
2. Terreng høydeforskjell på 10 meter eller mer
3. Skred vil maksimalt få en lengde på 15 x skråningshøyden

I hver sone er det foretatt minst én grunnboring, vanligvis utført som dreietrykksondering.

De potensielt skredfarlige kvikkleiresonene er klassifisert etter faregrad, konsekvens og risiko. Skadekonsekvens og faregrad evalueres på grunnlag av beregning av poeng for hver sone etter utarbeidede klassifiseringskriterier. Et eksempel på et kart som viser risikoklasser for kvikkleireskred i Melhus kommune i Sør-Trøndelag er vist i figur 1.6 i kapittel 1.

NVE har gitt retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. I samarbeid med den geotekniske bransjen er det utviklet en veileder for utredning av skredfare ved bygging på kvikkleire (NVE, Retningslinje 1-2008).

5.8.6 Sikkerhet mot kvikkleireskred – beregningsprinsipper

Kvikkleire kjennetegnes ved sin sensitivitet ved omrøring, dvs. sitt dramatiske fall i styrke, benevnt som sprøbrudd. Denne egenskapen blir fremdeles utforsket for å kunne modellere riktigst mulig oppførsel og styrke i en stabilitetsberegning.

Stabilitetsberegninger av skråningsprofiler i leirterreng er nødvendig å utføre for å kunne vurdere sikkerheten mot brudd (skred).

Sikkerheten defineres prinsipielt som forholdet mellom de stabiliserende og drivende krefter som virker på en antatt kritisk bruddfigur. Sikkerhet $\gamma_m \geq 1,4$ kan være et tilfredsstillende sikkerhetsnivå, forutsatt at karakteristiske parametre for jordas (kvikkleire + andre medvirkende jordarters) styrke, spenningstilstand, jordvekt og poretrykk er riktig fastlagt, og en representativ jordoppførselsmodell benyttes i stabilitetsberegningen.

Fastlegging av de karakteristiske parametre krever grunn- og laboratorieundersøkelser av høy kvalitet. Nødvendige undersøkelser og kvalitet er spesifisert nærmere i NVEs veileder for «Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» (vedlegg til NVE Retningslinjer 1-2008). Her stilles det også en rekke andre krav til grunnlaget for stabilitetsberegninger, og aktuelle vurderingskriterier vedrørende sikkerhet for øvrig.

Stabilitetsberegninger utføres som nevnt av antatt kritiske bruddfigurer i terrenget. Slike bruddfigurer modelleres ved hjelp av spesialutviklede dataprogrammer, som for et gitt terrengprofil med tilhørende karakteristiske fysiske parametre raskt beregner geometri og sikkerhet av de mest kritiske bruddfigurer.

Aktuelle beregningsprogrammer som på en god måte modellerer jordoppførsel i kvikkleire, kan være FEM-programmet (Finite Elements Method) PLAXIS, eller basert på grenselikevektsmetode, f.eks. GeoSlope eller GeoSuite Stabilitet/BEAST. Sistnevnte metode kan modellere anisotrop styrke, som anses å gi mest riktig uttrykk for jords styrke.

Av enklere overslagsmessige beregningsmetoder må nevnes Janbus direkte metode, utviklet i 1954.

Arbeid med analyse og vurdering av stabilitet i kvikkleireterreng må betegnes som et fagområde som krever spesialkunnskap i geoteknikk og god innsikt i kvikkleireproblematikk. Kravene til utførelse er omfattende, og tredje parts (uavhengig) kontroll av en stabilitetsutredning kreves utført der konsekvensene av skred er alvorlige.

5.9 Skred i fast fjell, løsmasser og snø

5.9.1 Generelt om skred

Begrepet skred er en fellesbetegnelse på geologiske prosesser der fjellpartier eller materialer som løsmasser, jord, vegetasjon og snø beveger seg raskt nedover skråninger. Bevegelsene kan skje gjennom fall, glidning eller som en mer eller mindre rask strøm av masse (Bargel mfl. 2008). Vann i en eller annen form er involvert i de fleste skredprosesser.

Et skredområde kan deles inn i løsneområde, transportsone og avsetningssone. Nedbør som regn eller snø og vann i form av snøsmelting vil ofte være en vesentlig skredutløsende faktor. Dessuten må det være bratt nok, vanligvis mer enn ca. 25–30°. Menneskelig aktivitet som graving i skråning, fylling på ustabil område, utbygging av veger og dammer samt avskoging (tømmerhogst) kan forårsake ustabilitet og bidra til utløsning av skred.

Alle typer skred kan under spesielle omstendigheter fylle opp elvefar og trange dalfører og føre til oppdemming og senere gjennombruddsflom/flodbølge, jf. Gauldalsulykken i 1345.

Begrepet ras benyttes ofte synonymt med skred i dagligtale. Vi vil i det følgende konsekvent benytte betegnelsen skred som substantiv, noe som er i samsvar med den rådende oppfatning i norske fagmiljøer. Ras benyttes imidlertid som verb (det raser).

5.9.2 Klassifisering av skred

I litteraturen vil en finne ulike måter å beskrive og skille ulike skredtyper på. Det finnes klassifikasjoner basert på bl.a. massetype, partikkelstørrelser, bevegelsehastighet og skråningsvikler, avhengig av formålet med klassifikasjonen. I Norge er det vanlig å dele skred inn i steinskred, løsmasseskred og snøskred som igjen deles inn i underkategorier (Høst 2006). Med bakgrunn i bl.a. nettportalen til Nasjonal skreddatabase www.skrednett.no er følgende inndeling av hurtige skred benyttet i denne boka:

| | |
|--------------------|-----------------|
| Skred i fast fjell | Fjellskred |
| | Steinsprang |
| Løsmasseskred | Jordskred |
| | Flomskred |
| | Kvikkleireskred |
| Snøskred | Løssnøskred |
| | Flakskred |
| | Sørpeskred |

Langsomme skråningsbevegelser (solifluksjon, kryp) nevnes også her for å komplettere omtalen av massetransport i skråninger.

5.9.3 Skred i fast fjell

Fjellskred er utfall av store bergstykker (mer enn 1000 m³ skredmasse). Fjellskred med volum på over 100000 m³ betegnes som store fjellskred (Høst 2006). Noen ganger kan fjellskred ned mot 10000 m³ dra med seg store mengder ur som ligger nedenfor. I slike tilfeller må definisjonen av store fjellskred også omfatte mindre fjellskred som kan ta med seg løsmasser som kan gi et samlet volum på over 100000 m³.

Fjellskred kan oppstå på steder der fjellsider er brattere enn fjellets friksjonsvinkel (oftest brattere enn 45°). Forvitring (frostsprengning), vanntrykk og geologiske faktorer er avgjørende. Fjellskred med utfall i fjorder og innsjøer (også utfall under vannflaten!) kan føre til flodbølger (tsunamier) som skyller opp over bosatte områder. I 1905 mistet 61 mennesker livet, og i 1936 omkom 74 mennesker da store fjellskredmasser fra Ramnefjell havnet i Loenvatnet. I 1934 omkom 40 mennesker i flodbølgen da Langhammeren falt ut i Tafjord.

Erfaringer viser at fjellskred ofte begynner som langsomme bevegelser og utfall av fjellstykker. Dette kan foregå over lang tid, flere år. I dager eller uker før selve skredet øker ofte bevegelseshastigheten betydelig samtidig med at hyppigheten av mindre utfall (steinsprang) øker. Ved hjelp av overvåkning med ulike måleinstrumenter kan en derfor med rimelig sikkerhet forutsi når et stort fjellskred vil gå. Dette gir mulighet for varsling og evakuering av befolkningen i utsatte områder. Fjellskred mot dalfører med finkornige



sedimenter som marin leire, kan forårsake oppdemming av elver med påfølgende dambrudd. Eksempel på dette finner vi i Romsdalen.

Steinsprang er stein eller blokk som løsner i en bratt fjellside, oftest brattere enn 45° . Forvitring, vanntrykk, frostsprengning og geologiske faktorer som bergartstype, strøkretning (laging), oppsprekningsgrad og retning på sprekkene er avgjørende for om steinsprang skal utløses. Oftest er det enkeltstein som faller ut, men disse kan trekke med seg andre stein- eller jordmasser som i noen tilfeller kan resultere i store skred (figur 5.52). Steinsprang som treffer bygninger, veger og jernbane er et problem i det meste av landet. Steinsprang forekommer svært hyppig mange steder og store skredurer (talus) etter steinsprang er vanlig under mange bratte fjellsider.

Figur 5.52 Steinsprang fra bergskreanter fører ofte til urdannelse. Langs denne forkastningen er det spesielt den høyre forkastningsveggen, med overhengende fjellvegg, der blokkene løsner. Fra Fosenhalvøya, Sør-Trøndelag. Foto: Terje H. Bargel 2007.



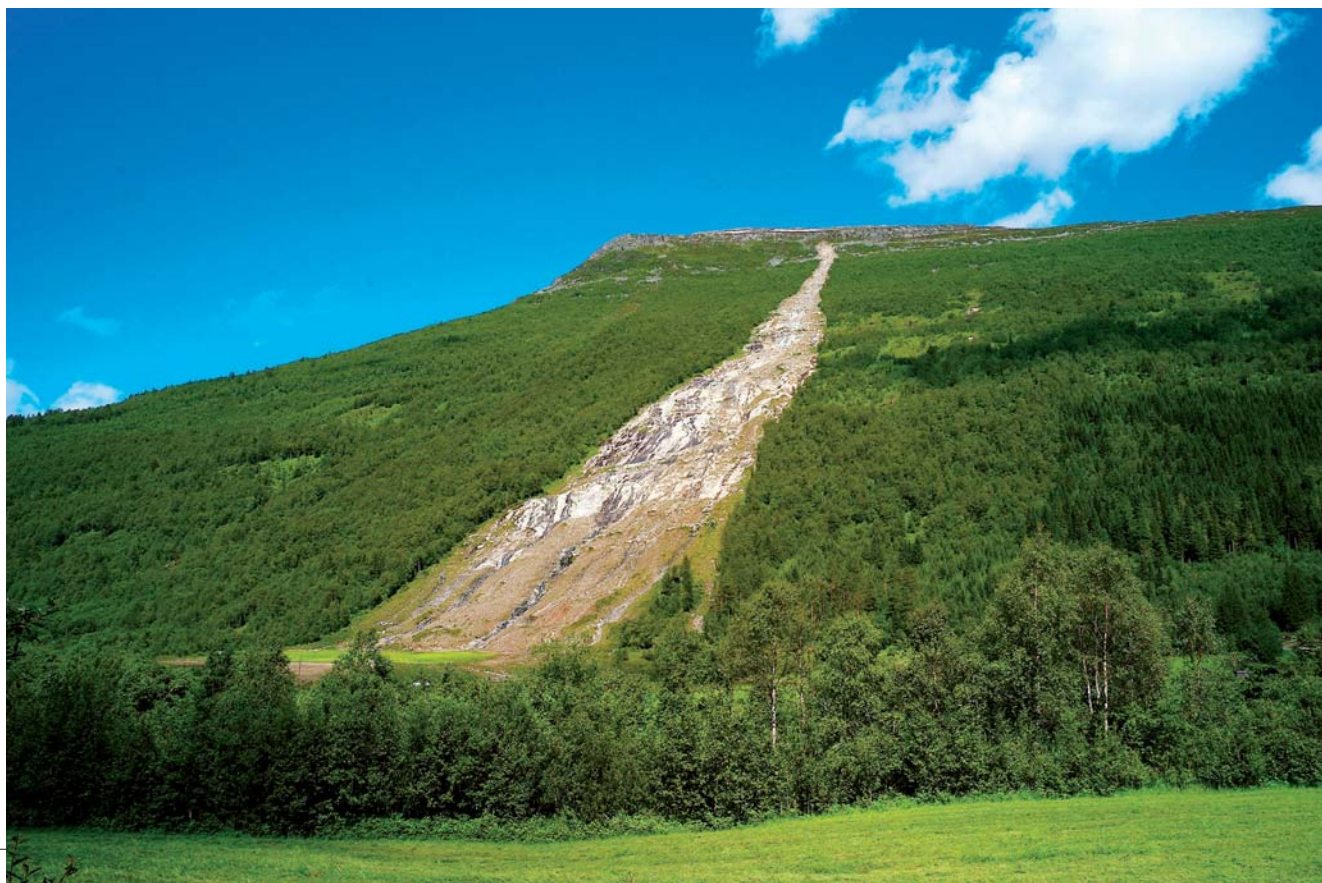
5.9.4 Løsmasseskred

Jordskred er masser av stein, grus, sand, silt, leire og jord med varierende innhold av vann som er i rask bevegelse. Jordskred blir ofte utløst i forbindelse med store nedbørsmengder som kommer over kort tid, gjerne også i kombinasjon med rask snøsmelting. Løsmasser som er overmettet med vann pga. langvarig nedbør kan komme i bevegelse i slike situasjoner. Også enkeltstein (steinsprang) har vist seg å kunne utløse jordskred. Jordskred utløses normalt i skråninger med helning større enn 27–30°. I områder uten skog kan det utløses jordskred i skråninger som er ned mot 25°. Jordskred opptrer ofte i dalsider med løsmasser i form av morene, forvittringsjord eller tidligere utglidde skredmasser.

Det finnes flere varianter av jordskred:

Grunne skred (overflateskred, utglidninger) eller massestrømmer forekommer i de fleste løsmasseskråninger mellom 25° og 40°, også i leirskråninger. De forekommer særlig i skogløse områder i teleløsningstida om våren, men også

Figur 5.53 Jordskred i Virumdalen, Sunndal. Skredet kan være utløst av steinsprang fra bratthenget øverst som har falt på vannmettet morene i dalsiden. Foto: Terje H. Bargel.





Figur 5.54 Grunt jordskred i finstoffrikt morenemateriale. Skredet ble sannsynligvis utløst i forbindelse med langvarig nedbør som førte til overmettet overflatelag i den glisne småbjørkeskogen. Dette skredet sperret E6 i flere timer med jord, stein og trær. Fra Bardu i Troms. Foto: Terje H. Bargel.

etter langvarig regnvær der løsmassene er blitt vannmettet. Massene kan da skli oppå gruntliggende teleg, på underliggende, fastere masser eller på fjelloverflaten (figur 5.53 og 5.54). Det er det aktive laget (laget som fryser om

vinteren og smelter om sommeren) som glir ut. Skredtypen kan beskrives som en rask massebevegelse av blokker, steiner og grus blandet med finere jordarter som flyter i en våt tungeformet masse – en *grov massestrøm* (Blikra mfl. 1989). Et overflateskred med lavere innhold av grove partikler kan kalles en *fin massestrøm*.





Figur 5.55 a og b. Flomskredvifte i Liadalen i Ørsta og masser etter flomskred høsten 2003. Flere hus og to bruer ble skadet. Foto: NVE.

Skred og utglidninger langs elver og bekker oppstår som følge av erosjon i foten av løsmasseskråninger, som oftest i forbindelse med flom. I høye sand- og grusskråninger (friksjonsmateriale) vil utglidning som oftest skje langs grunne, terrengparallele bruddflater. I silt- og leiravsetninger (kohesjonsmateriale) kan undergraving føre til dypere skred med sirkelformet bruddflate.

Også raskt synkende vannstand etter flom i vassdrag kan føre til slike skred/utglidninger. I terrenget står da grunnvannsstanden etter flommen fortsatt høyt i forhold til den reduserte vannstanden i vassdraget. Dette gir poreovertrykk i løsmassene. Poreovertrykket medfører en midlertidig redusert styrke i løsmassene og økt fare for brudd (skred/utglidning) ut mot vassdraget, inntil overtrykket er utlignet ved naturlig drenering. Dette kan også skje dersom oppdemte vannmasser, f.eks. i regulerte vannmagasiner, tappes for raskt ned. Dersom kvikkleiresoner punkteres ved slike utglidninger, kan kvikkleireskred utløses (se kapittel 5.8).

Flomskred er vannrike løsmasseskred, gjerne med vanninnhold $> 50\%$. Flomskred forekommer i forbindelse med flomsituasjoner og intense nedbørsepisoder, av og til i kombinasjon med snøsmelting. Flomskred er kanaliserte, det vil si at de forekommer langs definerte løp i terrenget slik som langs mindre elver og bekker og mindre gjel, skar i fjell eller raviner i løsmasser, der det relativt sjelden er stor vannføring. Massene som transporteres i løpet kan komme fra større og mindre jordskred ned i løpet, skred som følge av undergraving av skrån timer langs løpet og massebevegelse/erosjon i elve-/bekkeløpet. Løpet kan blokkeres av sedimenter, våt snø og vegetasjon og midlertidig demme opp løpet. Når dammen bryter kan man få en dambruddslignende flom nedover i løpet som eroderer i massene. For et typisk flomskred preges utløsningsområdet ofte av bratt terreng ($25\text{--}45^\circ$), men mindre bratte utløsningsområder forekommer også. Skredløpets form og ruhet, materialets sammensetning og vanninnhold bestemmer hastigheten til skredmassene. Avsetningssonen er ofte en flomskredvifte med grovt materiale øverst og stadig finere kornstørrelser utover i vifta. På grunn av det store vanninnholdet er flomskredvifter ofte mindre bratt ($5\text{--}25^\circ$) enn talusvifter dannet ved steinsprang. Skredmasser kan også avsettes som langsgående rygger (levéer) på sidene av skredløpet.

Andre steder i verden kan spesielle hendelser i forbindelse med jøkullaup, jordskjelv og vulkanutbrudd være årsak til flomskred.

5.9.5 Snøskred

Snøskred er en hurtig massebevegelse av snø som enten glir over grunnen eller faller fritt i luften (Rapp 1960). Det skilles vanligvis mellom tre forskjellige typer snøskred, løssnøskred og flakskred som går i tørre snømasser, og sørpeskred der vanninnholdet er stort.

Løssnøskred opptrer som en kjedereaksjon der et mindre parti korn løsner og river med seg ustabile snøkorn som renner som sukker nedover skrån timer mellom $45\text{--}60^\circ$. Skredene opptrer i løs nysnø eller i kornsnø på ettervinteren. Skredmassene beveger seg nedover skrån timer i pæreform, sjelden mer enn noen hundretalls kubikkmeter, og stanser som oftest i eller ved foten av bratthenget. På grunn av konsistensen og de vanligvis beskjedne dimensjonene fører løssnøskred sjelden til noen skade.

Flakskred er den farligste skredtypen. Det kan løsne spontant og gli ut som et flak som består av ett eller flere snølag og som sklir oppå et svakt lag i snødekket. Flakene finnes i snødekker (skaresnø) der snøkrystallene har dannet mellomkornbindinger pga. vindpakking eller kortvarige mildværsperioder. De fleste skred utløses under eller like etter perioder med sterkt snøfall, vind eller temperaturstigning. Bruddet brer seg brått i det svake laget slik at et større område av snødekket kan løsne samtidig, vanligvis i skråninger mellom 30° og 55°. De største skredene opptrer vanligvis i terreng mellom 30° og 35°. Etter utløsningen brytes flakene opp i mindre blokker. Et flakskred kan komme opp i hastigheter på 200 km/t og er den skredtypen som beveger seg raskest. Skredene følges ofte av sterke lufttrykk- og vindeffekter. Snøen river med seg og blandes med luft slik at det dannes en snøsuspensjon som kan fortsette horisontalt ut fra foten av skråningen over lange strekninger. Trykk og vind kan gjøre stor skade foran og til side for skredet.

Sørpeskred skjer der snødekket er mettet med vann i f.eks. et bekkeleie eller en terrengforsenkning. Snøpartiklene svømmer i sitt eget porevann omtrent som et kvikkleireskred. Sørpeskred kan løsne i slake lier eller nesten flat innmark, men søker seg ofte til bekke- og elveleier. Hastigheten er sjelden høyere enn ca. 140 km/t. Skredene kan erodere betydelig i underliggende materiale og fører ofte med seg trær, stein og blokkmateriale.

Snøskred mot boliger har vært årsaken til mange ulykker med tap av menneskeliv i Norge (Furseth, 2006). Anleggsarbeid i fjellet i forbindelse med veganlegg og kraftutbygging har ofte vært utsatt for skredulykker. Norges verste snøskredulykke skjedde i snøskredåret 1868 da et enormt snøskred tok Klevgården i Oppdal kommune. Gården huset anleggsarbeidere som da bygget den spektakulære vegen opp Gråura, mellom Sunndal og Oppdal kommuner. Ved dette og flere snøskred på samme tid i dette området mistet til sammen 45 mennesker livet. I Vassdals-ulykken i Narvik kommune 5. mars 1986, mistet 16 vernepliktige soldater livet under en øvelse.



Sikringstiltak



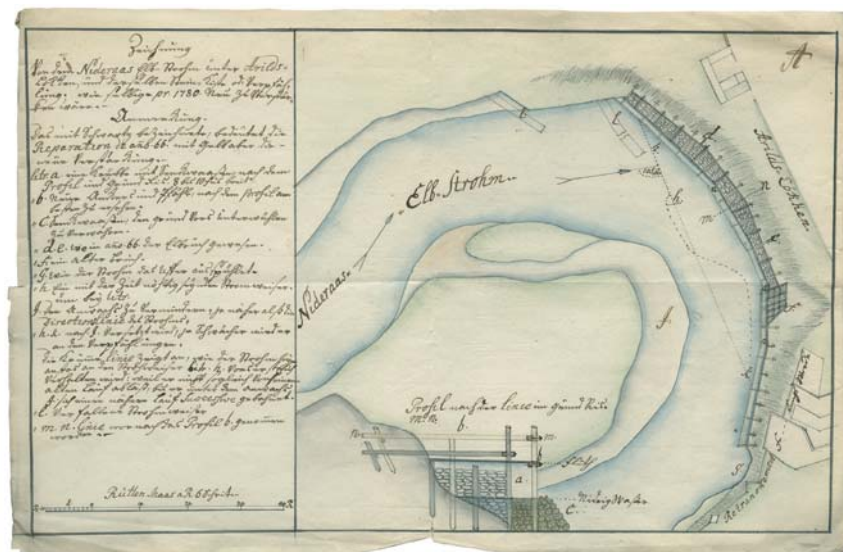
Innledning

Flom, erosjon og skred er naturlige prosesser som former landskapet. Disse prosessene kan samtidig føre til skader på bebyggelse, infrastruktur og landbruk, og i verste tilfelle tap av menneskeliv. Faren for slike hendelser kan være psykisk belastende for de som bor utsatt, og traumatisk for de som blir rammet.

Folk som bor langs vassdrag har til alle tider søkt å holde seg unna eller beskytte seg mot disse naturfarene. Når bebyggelse og andre verdier blir utsatt for fare og det ikke er ønskelig eller praktisk mulig å flytte dem unna de utsatte områdene, kan sikringstiltak være en løsning. Med sikringstiltak forstår vi i denne sammenhengen fysiske tiltak for å redusere skader på bebyggelse, dyrka mark, infrastruktur og andre verdier. Ofte brukes begrepet «forbygninger» «eller forbygningsanlegg » for flom- og erosjonssikringsanlegg. Planlegging av sikringstiltak baseres på kunnskap om tidligere hendelser, faresonekartlegging, målte og beregnede flomstørrelser og gjentaksintervall. Sammen med kunnskap om bosetning, infrastruktur og kommunale arealplaner vil dette gi grunnlag for prioritering, utforming og dimensjonering av tiltak.

I Kanalvæsenets Historie og i NVEs arkiver finnes mye stoff om tidligere tiders flommer og flom- og erosjonssikring. Blant de eldste ingeniørmessig planlagte erosjonssikringsanlegg er de som ble utført i Nidelva i Trondheim i 1730-åra. Da truet elva med å ta snarvegen ut i Trondheimsfjorden i yttersvingen ved Ila kirke og den gamle festningsvollen Ilevollen. Det var daværende ingeniørkaptein Gedde som «... hadde det Hværv at sette denne voldsomme Flod Grændser». Planene fra 1730 omfattet sikringsverk i form

av tømmerpeler, skrått utstående «serpentiner» og «pakverk med faskiner». I dag finner vi spor etter disse arbeidene i form av flere pelerekker i elvekanten. Disse sikringstiltakene, forsterket etter store flommer i 1830-årene, har frem til i dag sikret yttersvingen ved Ilevollen mot erosjon.



Figur 6.1 Plankart og skisse for sikring mot Nidelva ved Arildsløkken i Trondheim 1730.

De eldste kulturminner knyttet til vassdrag finnes nettopp som spor etter støttemurer og andre former for sikringstiltak mot erosjon og flommer. De store elvene ble viktige transportåre mens elver og bekker med et visst fall skapte grunnlag for sagbruk og mølledrift. I vårt land finnes mange steder kulturminner knyttet til vasskverner, gruvedrift, sagbruk, tømmerfløting og samferdsel. Et praktisk eksempel på å bevare noen av disse kulturminnene er de omfattende restaureringsarbeidene som på 1990-tallet ble gjennomført i Hitterelva i Røros by, ved Slagghaugene og Smeltheytta. Opprinnelsen til disse anleggene går helt tilbake på slutten av 1600-tallet. Den tids sikringsmetoder var steinfylte tømmerkister og tørmurer. Også i våre dager kan gamle sikringsmetoder by på konkurransedyktige alternativer, både økonomisk og miljømessig.

Erosjon- og skredsikring var mange steder en nødvendig del av bygging av vei og jernbaner som tok fart fra midten av 1800-tallet. Vei- og jernbaneingeniørene tok tidlig i bruk tilhogne steinblokker og tørrmuringsteknikk, både til erosjonssikring og til støttemurer mot ustabile og skredutsatte skråninger. Tørrmuringsteknikken utviklet seg til fagarbeid, og resultatene ser vi i dag enkelte steder som de rene kunstverk. Avanserte anleggsmaskiner har gitt tørrmuringsteknikken en renessanse.

Figur 6.2 Restaurerte tømmerkister og murer sikrer slagghauger og elvebredder mot Hitterelva i Roros. Foto: Einar Sæterbø, NVE.



Sikringsanlegg er blitt bygget på ulike måter, avhengig av de anleggstekniske hjelpemidler en har hatt tilgang til. Fram til 1960-tallet ble sikringsanlegg bygget vesentlig manuelt. Disse anleggene ble ofte bygget opp av mindre stein som ble godt tilrettelagt, eller ved tørrmuring. I perioden fra 1960- til 1980-tallet ble mange sikringsanlegg bygget av forholdsvis stor stein lagt i røysfylling uten god tilrettelegging og med dårlig miljømessig tilpasning. I dag legges det vekt på at både sikkerhet og miljø skal ivaretas på en god måte.



Figur 6.3 Gammel skådam, Dokka. Forseggjort flomverk kledd utvendig med flate steinheller. Foto: Arne Hamarsland NVE.

6.1 Oversikt over typer av sikringstiltak

I dette kapitlet gis en kortfattet oversikt over ulike typer fysiske sikringstiltak fordelt på de ulike faretyper. Nærmere beskrivelse av utforming og dimensjonering for erosjonssikring er gitt i kapittel 6.3, for flomsikring i

kapittel 6.4 og for sikring mot kvikkleireskred i kapittel 6.6. Sikring av bratte, masseførende vassdrag er omtalt særskilt i kapittel 6.5.

Det er ikke gitt en nærmere beskrivelse av sikring mot skredtyper som ikke har direkte sammenheng med vassdrag, slik som fjellskred, steinsprang, snøskred og jordskred.

Erosjon

- Den vanligste metoden er å kle erosjonsutsatte elvesider, elvebunnen eller hele løpet med stein slik at bredden og bunnen av elva beskyttes mot graving. Andre metoder og materialer benyttes i spesielle tilfeller, se kapittel 9.
- Terskler av stein, tre eller betong skal hindre bunnerosjon, mens buner (utstikkere) skal styre strømmen unna erosjonsutsatte partier. Terskler og buner er beskrevet i kapittel 8.
- Vegetasjon kan enkelte steder stabilisere elvebreddene og sikre mot erosjon.

Flomsikring

- Tette flomvoller (flomverk) skal hindre flomvann å oversvømme arealer der vannet kan gjøre skade. Midlertidige flombarrierer kan bygges av sandsekker, vannfylte pølser av plastmaterialer eller av stål- eller aluminiumsvegger.
- Oppfylling av flomutsatte arealer som skal tilrettelegges for utbygging til over et bestemt flomnivå er et alternativ til flomverk.
- Enklere, utette flomverk kan anlegges der en ønsker å lede flomvannsstrømmen slik at strømmen ikke forårsaker erosjon eller masseavlagring. Slike flomverk hindrer ikke oversvømmelse.
- Isgangverk er utette flomverk som under isgang skal hindre isen å nå områder der den kan gjøre skade. Heller ikke isgangverk hindrer oversvømmelse.
- Utvidelse og forsterking av bekkeløp og kulverter slik at løpet får tilstrekkelig kapasitet til å lede vannet sikkert er særlig aktuelt der bebyggelse og inngrep har medført innsnevring i det naturlige løpet.
- Masseavlagringsbasseng skal hindre erosjonsmasser å bygge opp elvebunnen og øke flommen på steder der flommen kan gjøre skader.
- Flomdempingsmagasiner holder tilbake flomvann og reduserer flomtoppen i elva nedenfor. Kraftmagasiner kan benyttes til flomdemping.

Flomskred

- Ledevoller eller endring/forsterking av bekkeløp skal lede skredmassene unna områder der de kan gjøre skade.
- Masseavlagringsbasseng skal stoppe eller redusere massetransporten nedover bekkeløpet.
- Erosjonssikring kan redusere erosjonen og dermed faren for utløsning av skred.

Kvikkleireskred

- Erosjonssikring for å hindre at elver og bekker skal grave seg inn til kvikkleira forhindrer forverring av stabiliteten.
- Endring av terreng ved nedskjæring og avlastning av topper og oppfylling av daler gir stabilisering.
- Grunnforsterkning ved kalksementpeling, saltdiffusjon (fra saltbrønner) og elektro-osmose skal forsterke grunnens styrke. Kalksementpeling er vanligst.

Snøskred

- Snøskjermer på toppen av skredutsatte fjellsider kan redusere transporten av fokksnø ut i løseområder for snøskred.
- Støtteforbygninger (som oftest solide gjerder av stål eller tre) i løseområder kan forankre snødekket slik at snøskred ikke løsner.
- I utløpsområdet kan en bygge bremse-, lede- eller fangvoller som leder skredmassene unna bebyggelse eller stopper/reduserer skredet.

Jordskred

- Dreneringstiltak (kanalisering av overvannet) skal hindre at det bygger seg opp vanntrykk i løsmassene
- For å stabilisere skråningene kan en bruke armering eller geotekstiler, gjerne kombinert med beplantning
- Motfylling i skråningsfoten kan også stabilisere skråningen slik at skred ikke oppstår
- Sikringstiltak i utløpsområdet vil vanligvis bestå i voller og andre terrengtiltak som skal lede skredmasser unna områder der de kan gjøre skade.

Steinsprang og steinskred

- Ustabile bergpartier kan sikres med bolter, nett eller understøpning for å hindre at skred utløses.
- I noen tilfeller kan det nyttes fanggjerder (wirenett) for å stoppe skred før det når bebyggelse.
- Der skrentpartiet er stort og uoversiktlig er det vanlig å bygge en fangvoll i utløpsområdet, eventuelt med et gjerde på toppen. Sikring av steinsprangområder krever ofte kombinasjon av alle de tre nevnte sikringsmetoder.
- Sikring av store fjellskred kan i noen tilfeller gå ut på å drenere ut vannet fra sprekkesystemer, siden vann og is ofte har negativ innvirkning på stabiliteten. I mange tilfeller er imidlertid overvåkning og varsling det eneste mulige forebyggende tiltaket der det ikke er mulig eller ønskelig å flytte bebyggelsen.

Det finnes også andre typer av sikringstiltak mot skred, f.eks. konstruksjoner som skal drepe eller redusere energien i skred før det når områder der det kan gjøre skade. Skredoverbygg brukes først og fremst for å lede enten snøskred, flomskred eller steinsprang over skredutsatte veg- og jernbanestrekninger.

I noen tilfeller er det praktisk umulig eller for kostbart å gjennomføre fysisk sikring for å beskytte bebyggelse. Da kan overvåkning og varsling av skred ved hjelp av ulike instrumenter og beredskapssystemer være det eneste alternativet.

6.2 Erosjonssikring

6.2.1 Innledning

I elver og bekker med løsmasser vil vannstrømmen erodere (grave) i bunn og elvesider og transportere partiklene nedover i vassdraget. Dette skjer særlig under store flommer. Løsmassene avsettes enten i selve elveløpet, i utløpsområdet i innsjøer eller sjøen. Erosjonsprosesser og betingelsene for at elvesider og elvebunn skal utvikle naturlige, stabile dekklag er nærmere omtalt i kapittel 5. Stabilitet opptrer naturlig når *grunnmaterialene* er så grove at det



Figur 6.4 Det er størst erosjon under store flommer. Bildet viser flom, erosjon og utrasing av løsmasser ved Lauvsnes i Flatanger, Nord Trøndelag i 2006. Foto: NVE.

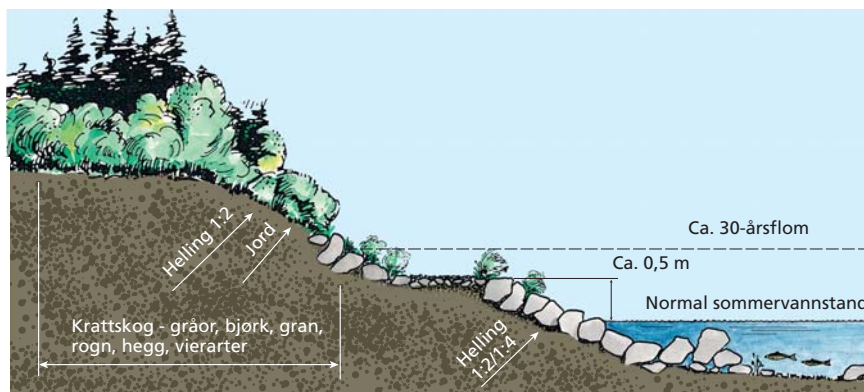
dannes en beskyttende erosjonshud eller dekklag etter at finere partikler er vasket bort.

I noen tilfeller kan sterk erosjon føre til elva tar seg nye løp. Dette gjelder særlig på elvevifter dannet av masseførende flom i bratte vassdrag. Erosjon og massetransport i bratte elver kan i enkelte tilfeller få karakter av massestrømmer, også kalt flomskred.

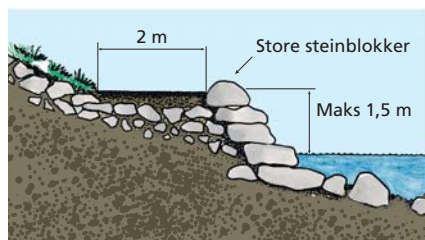
Valg av løsning og type erosjonssikring er avhengig av mange faktorer, herunder verdiene av det som skal sikres, kostnader, årsakene til erosjonsproblemene, fysiske forhold i vassdraget (elvas størrelse, helning og vannhastighet og sedimenttype), miljøhensyn og arealet som er til rådighet. Bruddstein eller utsprengt stein er det mest aktuelle byggematerialet til erosjonssikring. Fordelen med dette materialet er at steinen er solid, kantet, tung og slitesterk. Stein er i utgangspunktet også et miljøvennlig byggemateriale.

6.2.2 Erosjonssikring med dekklag av stein uten filterlag

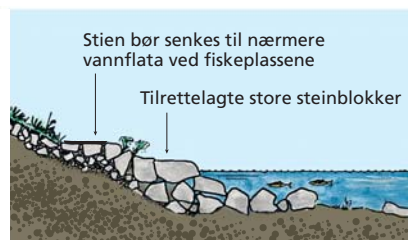
Erosjonssikring av skråninger og elvebunn kan utføres som en utjevnet steinplastring med tilstrekkelig stor stein dimensjonert etter prinsippene i 6.3.5. I skråninger og elvesider blir steinlaget lagt vanligvis ut med helling mellom 1:1,5 og 1:3. Steinplastringen føres som regel ned i elvebunnen i en 1–2 m dyp fotgrøft for å hindre undergraving ved senkning av elvebunnen. Fotgrøft er særlig viktig i strie elver. Et alternativ til fotgrøft er å føre steinfyllingen utover elvebunnen i en forsterket fot eller steinranke med store steiner. Ved bunngraving/erosjon inn mot steinplastringen vil steinmassene i skråningsfoten da kompensere for masser som blir borte uten at det går på bekostning av stabiliteten av skråningsplastringen. Se prinsippsskisser i figur 6.5, 6.7 og 6.10.



For rullestolbrukere



Vanlig fiskeplass



Figur 6.5 Erosjonssikret elvebredde med tekniske og miljømessige detaljer og tegning av fotgrøft og fiskeplass.

Samfengt (usortert), sprengt stein inneholder mye finstoff og har en vid gradering (det vil si at den inneholder stein i alle størrelser). Det gjør at samfengt stein kan fungere som dekklag og som filter i ett, slik at det ikke er nødvendig med eget filterlag mot undergrunnen. Gjennom slitasje og erosjon vil finmasser i dekklaget slites bort og de gjenværende grove steinfraksjoner vil kunne få tilstrekkelig stabilitet. Grunnvann og overflatevann vil vaske ut de fineste fraksjoner av grunnmaterialene og gjenværende overgangsmasser vil etter hvert fungere som et filterlag. I denne prosessen vil dekklaget kunne få ujevne setninger, men likevel oppnå tilstrekkelig stabilitet. Der grunnmaterialet ikke utvikler tilstrekkelige filteregenskaper kan det oppstå skader i form av utrasinger og blottlegging av erosjonsutsatte grunnmaterialer. Slike skader bør utbedres så raskt som mulig for at de ikke skal utvikle seg videre.

Figur 6.6 Sikring mot erosjon og skred i Lauvsneselva, Flatanger. Foto: Vebjørn Opdahl, NVE.



Valg av steinstørrelser i plastringslag sett i sammenheng med vannhastighet, skråningshelning og lagtykkelse, kan gjøres på grunnlag av erfaring, skjønn eller teoretisk beregningsgrunnlag, se 6.3.5. Det kan også være nødvendig med stabilitetsvurderinger av omliggende terreng. I mange tilfeller må sikringsanlegget dimensjoneres ut fra den steintype som er tilgjengelig for det aktuelle anlegg.

Erosjonskreftene på elveskrånninger og faren for bunnsenkning avtar med slakere skråningshelning. Det er derfor ønskelig med slak skråningsvinkel på sikringsanlegg. Arealhensyn inntil vassdrag eller andre forhold kan medføre at anlegg må bygges med brattere skråningsvinkel og dermed dimensjoneres kraftigere enn om skråningsvinkelen er slak. Også tørrmur kan brukes for å redusere arealbruken, eller for å tilpasse sikringsanlegget til et urbant landskap.

Det er nedstrøms ende av anlegget som vil være mest utsatt for erosjon. Sikringen må forankres mot naturlige terreng i begge ender, og overgang mellom sikringen og naturlig elvekant bør være jevnest mulig.

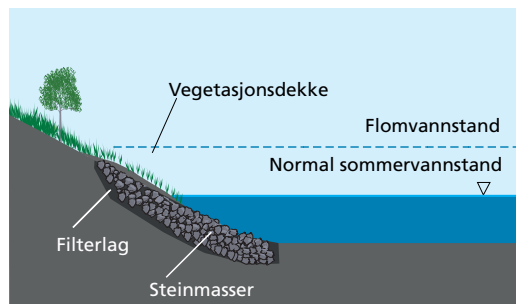
Erfaring tilsier at det nederst i fotgrøfta, som gjerne er ca. 1 meter dyp, bør plasseres godt kantet, stor stein med kubisk fasong. Steinstørrelsen kan så avta oppover skråningen. Det frarådes sterkt å bruke flate, hellelignende steinblokker med flatsida mot vannstrømmen.

Steinlaget blir mer stabilt og solid om steinblokkene plasseres i «forband» med hverandre og med smalsida ut mot vannstrømmen. Det finnes mange gode eksempler på erosjonsikring der utsorterte steinblokker blir lagt i direkte sideveis kontakt med hverandre og med tilstrekkelig dyp forankring.

6.2.3 Erosjonssikring med dekklag av stein og filterlag

Dersom steinstørrelsen i plastringslaget er for ensartet og grov i forhold til kornstørrelsen i grunnmaterialet er det nødvendig å legge inn skillelag eller filterlag av grus eller pukk, eventuelt skille lagene med filterduk, se 6.3.5.

Filterlaget skal hindre at finstoff fra underlaget vaskes ut mellom steinene i sikringslaget. Det er særlig viktig med filter når underlaget består av finkornet masse (silt og finsand) og sikringen består av grov, ensgradert masse. Filteret må være stabilt mot indre erosjon (selvfiltrerende), det må hindre utvasking av partikler fra underlaget og det må være så permeabelt at det ikke bygger seg



Figur 6.7 Prinsippkisse for erosjonssikring med filterlag og dekklag, se også figur 6.10 og 6.16.

opp vanntrykk bak filteret. Dette gjelder både når en bruker grus og når en bruker filterduk. Tykkelse på dekklaget er behandlet i kapittel 6.3.5. Se også tabell 6.1.

Ellers gjelder de samme prinsippene som for erosjonssikring med dekklag uten filter.

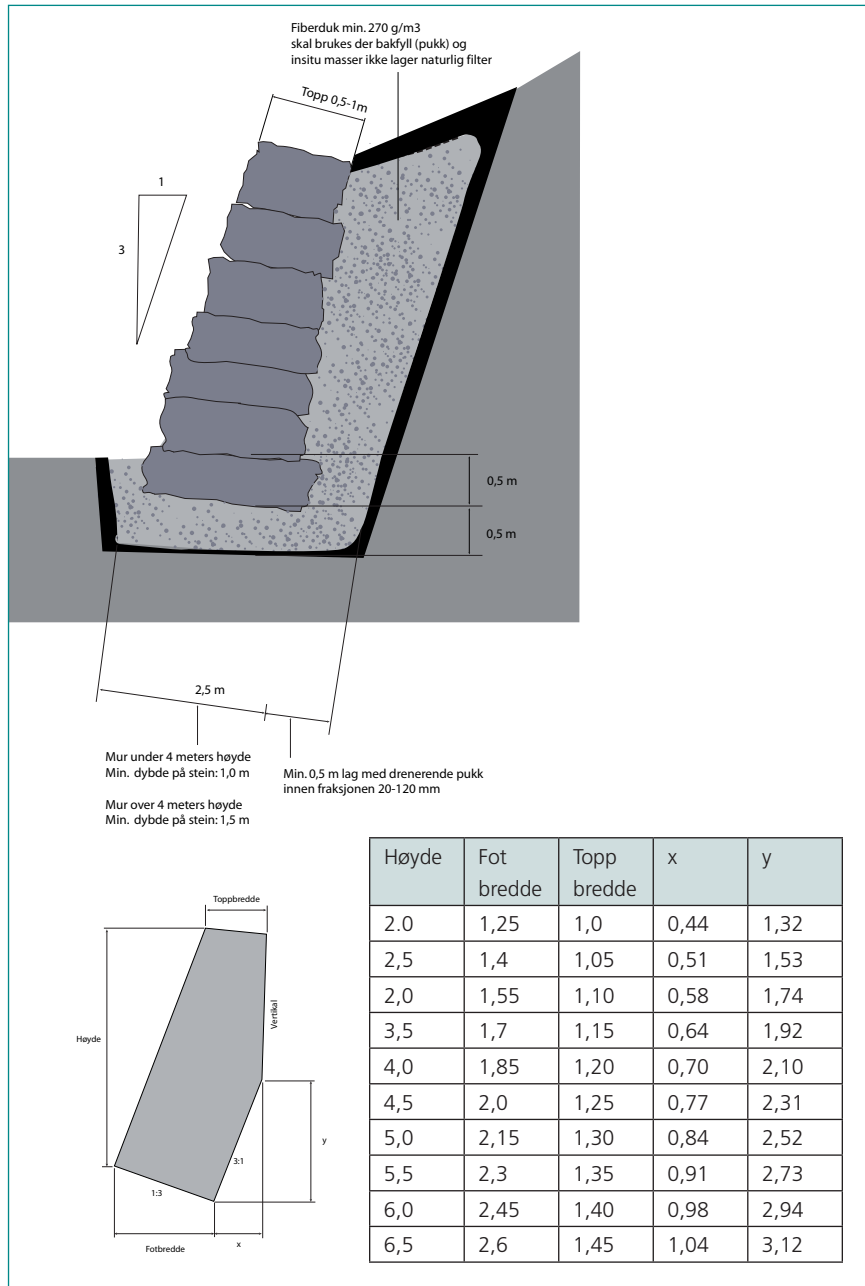
6.2.4 Erosjonssikring med tørrmur

Erosjonssikringstiltak med slake steinskråninger er plasskrevende, og de kan være uegnet i tettbygde strøk der veier, gater og bebyggelse er etablert helt ut på elvekanten. Da kan tørrmur være et godt alternativ. Med tørrmur mener vi en jevn, svakt innoverhellende mur, bygd opp av regelmessige steinblokker uten bruk av bindemiddel i fugene. Tørrmuring, kjent som byggemetode helt fra oldtiden, har utmerket seg i både kvalitet og holdbarhet. Moderne gravemaskiner utstyrt med plastringsskuffe eller gripeklo gir i dag gode muligheter for bruk av tørrmuringsteknikken. Metoden brukes både til sikringstiltak og som støttekonstruksjoner i vei- og jernbanebygging. Den konkurrerer både økonomisk og miljømessig i mange tilfeller godt med betongmur. Stein til tørrmuring får vi helst ved utsprenning i lagdelte, harde bergarter. Det er nødvendig å sortere ut brukbare steinblokker i massetaket.

Det er ikke faste regler for hvilke helninger som skal brukes. Helninger mellom 3:1 og 5:1 er gode og stabile. Figur 6.9 viser prinsippkisse og dimensjoneringskjema for tørrmur med helning 3:1. Dette er nærmere omtalt i for eksempel vegvesenets håndbøker.



Figur 6.8 Restaurert tørrmur ved Bakklandet i Trondheim sikrer elvekant og bebyggelse mot erosjon og skred. Foto: NVE.



Figur 6.9 Prinsippskisse og dimensjoneringskjema for tørrmur som sikringstiltak.

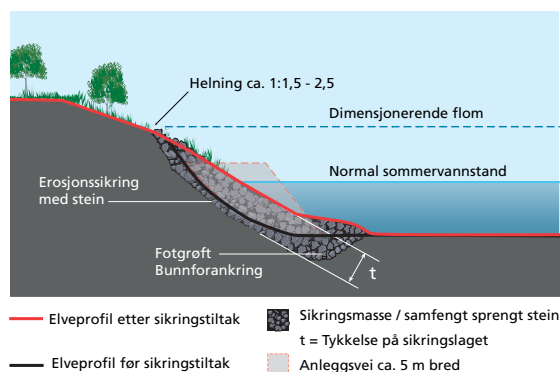
Som alternativ til tørrmuring med steinblokker kan en pakke steinmasser inn i matter av kasser av netting (gabioner). Gabionene legges i forband med litt innoverskråning som ved en tradisjonell tørrmur. Gabioner er mye brukt der en har mindre tilgang på steinmasser enn i Norge. Fra gammelt av er også trepåler, tømmerkister og forskjellige typer murverk benyttet som erosjonssikring i byer og tettbygde områder

6.2.5 Dimensjonering av erosjonssikring med stein

I dette kapitlet beskrives kortfattet dimensjonering av erosjonssikring med stein. Det omfatter beregning av hvor stor steinen må være og sikringens tykkelse og korngradering. For grundigere beskrivelse henvises til *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein* (Jenssen og Tesaker, 2009). Teori om erosjon og massetransport gjennomgås i kapittel 5.

Beregningene må ta utgangspunkt i dimensjonerende flom, vannhastighet og vanndybde. I tillegg må elvas kurvatur være kjent, hvor bratte breddene er og steinens egenskaper. Da kan steinstørrelse, fordeling i siktekurve og sikringslagets tykkelse beregnes. Hvis det er nødvendig med filterlag mellom sikringsstein og grunnmasser, må dette også dimensjoneres.

For å oppnå god sikkerhet bør dimensjonerende flomstørrelse være minst 200-årsflom. Dessuten vil det i de fleste tilfeller være liten forskjell i dimensjonen på erosjonssikring mot f.eks. 100- og 200-årsflom. Flomberegning er beskrevet i kapittel 2 Hydrologi.



Figur 6.10
Prinsippskisse for
erosjonssikring.

Deretter beregnes vassføringen (m^3/s) ved dimensjonerende Når en kjenner vassføringen, kan en beregne de to viktigste hydrauliske inngangsverdiene, vannhastigheten, V , og vanddybden, y . Hydraulisk beregning er beskrevet i kapittel 4 Vassdragshydraulikk.

Sikkerhetsfaktoren er forholdet mellom de stabiliserende og de drivende kreftene. Dersom sikkerhetsfaktoren er under 1 vil de eroderende kreftene være størst. Vanligvis benyttes sikkerhetsfaktor 1,1 i beregningene, fordi andre faktorer har større betydning for valg av steinstørrelse.

Beregning av steinstørrelse

Det finnes mange metoder for å beregne stabil steinstørrelse. Her benyttes Maynords formel (USACE, 1991). Den kan brukes til dimensjonering av bunn- og sidesikring for elver med fall opp til to prosent (1:50) og sideskråning slakere enn 1:1,5.

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_t y_0 \left[\left(\frac{1}{s-1} \right)^{0,5} \frac{U}{\sqrt{K_1 g y_0}} \right]^{2,5} \quad (6.1)$$

Her er:

D_{30} = stabil steinstørrelse, se under (m)

S_f = sikkerhetsfaktor (-)

C_s = stabilitetskoeffisient (-)

C_v = koeffisient for vertikal hastighetsfordeling (-)

C_t = koeffisient for plastringstykkelse (-)

y_0 = vanddybde (m)

s = steinens spesifikke tetthet (-)

U = lokal hastighet midlet over dybden (m/s)

K_1 = koeffisient for skråningshelling (-)

g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s^2)

D_{30} er den steinstørrelsen som 30 % av steinen i massen er mindre enn, se også figur 6.14 og avsnittet om korngradering. I *Veileder for dimensjonering av stein* (Jenssen og Tesaker, 2009) eller *Hydraulic Design of Flood Control Channels* (USACE 1991) er formelen og variablene som inngår, nærmere beskrevet.

Formelen kan regnes ut, men det er laget en grafisk løsning som passer for enkle beregninger. Grafisk løsning forutsetter at sikringen består av sprengt stein med tetthet er $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$, at sikringen har minstetykkelse $t > 1,5 D_{50}$ og $t > D_{\text{maks}}$, at elvas fall er mindre enn 2 % og at sikkerhetsfaktoren $S_f = 1,1$. Da kan D_{30} bestemmes fra figur 6.11, som gjelder for rette strekninger med sideskråning slakere enn 1:4.

Hvis sideskråningen er brattere enn 1:4, eller sikringen ligger på utsiden av en kurve, må D_{30} korrigeres på følgende måte:

$$D_{30} = C_{\theta} C_{R/W} D_{30_figur}$$

Her er:

C_{θ} = korreksjonsfaktor for sideskråning brattere enn 1:4, se figur 6.13

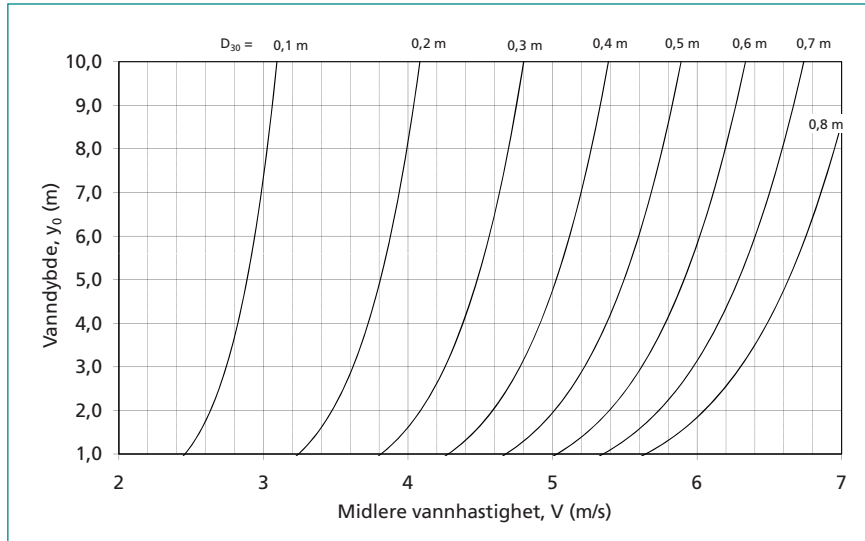
$C_{R/W}$ = korreksjonsfaktor for hastighetsøkning i kurve, se figur 6.12

$D_{30_figur} = D_{30}$ bestemt fra figur 6.11 (m)

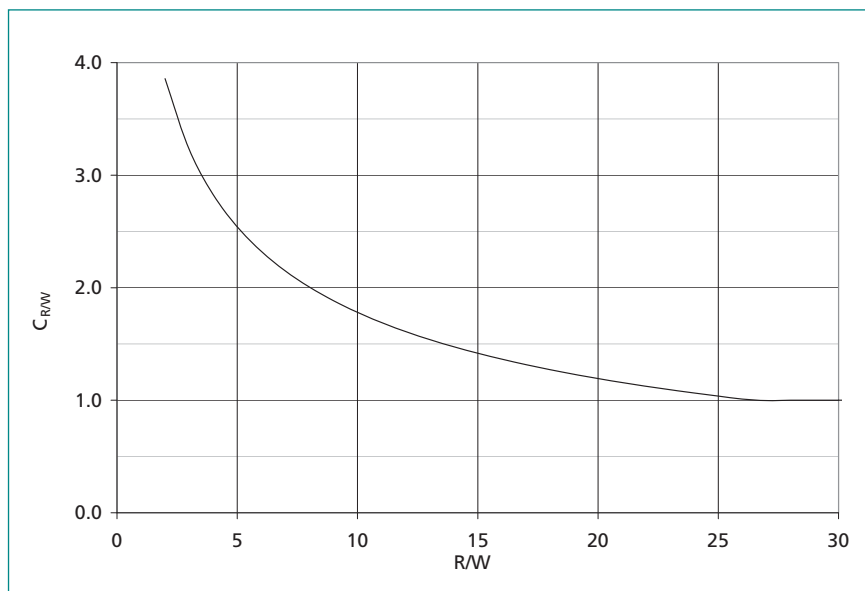
For beregning av sidesikring brukes gjennomsnittshastigheten, $V = Q/A$. Hastighetsøkningen langs yttersiden av en kurve blir ivaretatt av $C_{R/W}$. For innsiden av en kurve settes $C_{R/W} = 1$. I figur 6.12 er R kurveradius til midt i hovedløpet, og W bredden av hovedløpet. Forholdstallet R/W , er relativ radius. På rette strekninger er vannhastigheten midt i elven større enn ved breddene. For bunnsikring bør derfor vannhastigheten settes til 1,25 V . (Bruk den økte hastigheten når du skal finne steinstørrelsen med figur 6.11.)

For bunnsikring i kurve kan en bruke V for å finne D_{30} fra figur 6.11 og deretter korrigere med $C_{R/W}$. Steinen bør ikke være mindre enn for bunnsikring på en rett strekning.

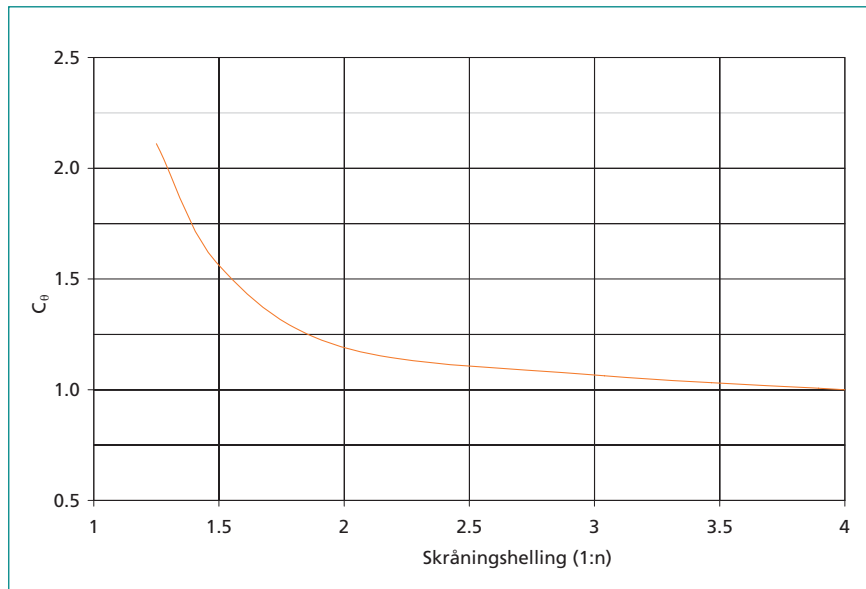
For sidesikring regnes vanndybden y_0 , fra overflaten ned til et punkt på sikringen som ligger 20 % opp fra sikringsfoten. For bunnsikring er y_0 dybden over sikringen.



Figur 6.11 Kurve for stabil steinstørrelse for sidesikring.



Figur 6.12 Korreksjonsfaktor for kurve, $C_{R/W}$



Figur 6.13 Korreksjonsfaktor for sideskråning, C_θ

Tykkelsen på sikringslaget

Tykkelsen, t , på sikringslaget bør oppfylle tre krav:

$$t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$$

$$t_{\min} \geq D_{\max}$$

$$t_{\min} \geq 1,5D_{50}$$

Minstetykkelsen på 300 mm er nødvendig for praktisk plassering av massene. For å unngå utstikkende stein må sikringslaget minst være like tykk som største stein ($t_{\min} \geq D_{\max}$). Stor stein, særlig i grupper, bør unngås. De gir store hulrom mellom steinene og dårlig beskyttelse av underlaget. Det er vanlig å gjøre sikringen tykkere i foten av skråningen der belastningen er størst, og tynnere videre oppover.

Ved bruk av samfengt masse med mye finstoff, må en vurdere faren for utvasking og øke tykkelsen ut over minstekravet. Hvis sikringen bygges i vann bør tykkelsen økes med 50 % for å ta hensyn til utvasking når massen plasseres.

Drivgods og is kan skade sikringen. For moderat drivgodsbelastning er det vanligvis tilstrekkelig at sikringen er tykkere enn 400 mm. Hvis sikringen får stor belastning fra drivis, drivgods eller bølger bør tykkelsen økes med 150 - 300 mm, og steinstørrelsen økes tilsvarende (USACE 1991). I kapittel 3 står det mer om belastning fra is.

Korngradering

Korngraderingen kan bestemmes ved å sikte massen og måle andelen som passerer ulike siktåpninger (kvadratisk). Figur 6.14 viser eksempel på en graderingskurve. x-aksen gir åpningen på sikten og y-aksen gir andelen, etter vekt, som passerte åpningen.

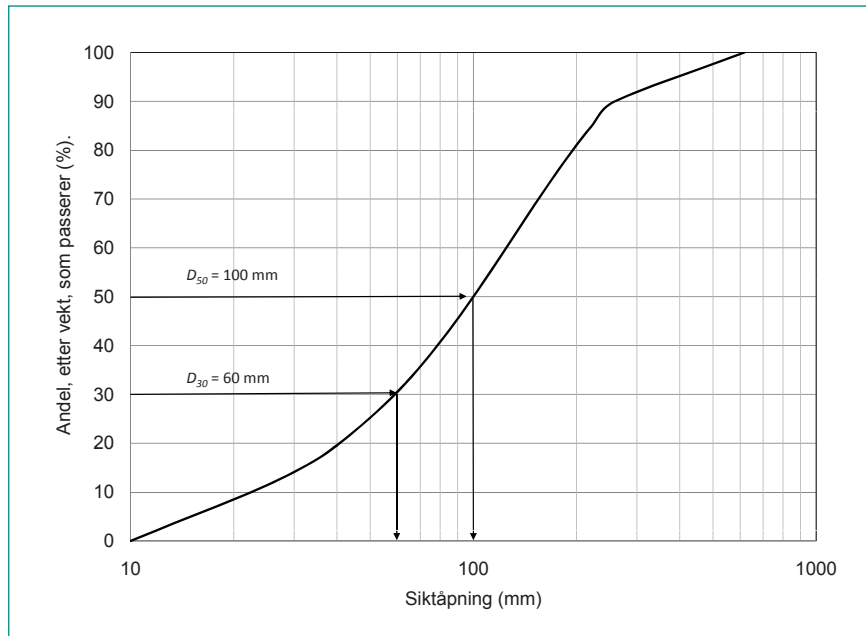
Steinsikring bør ha korngradering slik at: $1,5 < D_{85}/D_{15} < 7$ (USACE 1991). Det bør ikke være sprang i graderingskurven.

I Norge er det vanlig å bruke samfengt (usortert) eller grovsortert masse fra steinbrudd. Samfengt masse er enkel å produsere fordi den ikke blir siktet, enkel sortering i bruddet er tilstrekkelig. Massen inneholder mye finstoff og har en vid gradering. Det gjør at samfengt masse kan fungere som sikring og som filter i ett, slik at det ikke er nødvendig med eget filterlag.

Samfengt masse gir ofte en rimelig og robust sikring, men faren for utvasking av finstoff bør vurderes. Utvasking kan kompenseres ved å legge ut ekstra tykk sikring, f.eks. $t_{\min} > 2 D_{50}$.

Samfengt masse kan ikke alltid erstatte filter. Det gjelder særlig hvis underlaget består av silt eller finsand, som lett vaskes ut. Behovet for filter må vurderes i hvert tilfelle.

For å beskrive graderingen kan en angi en nedre og en øvre graderingskurve som sikringen skal ligge mellom. En trepunkts graderingskurve som gir et intervall for D_{15} , D_{50} og D_{85} , og øvre grense for D_{\max} , er vanligvis tilstrekkelig. Grensene bør ikke være så snevre at massen blir vanskelig å produsere.



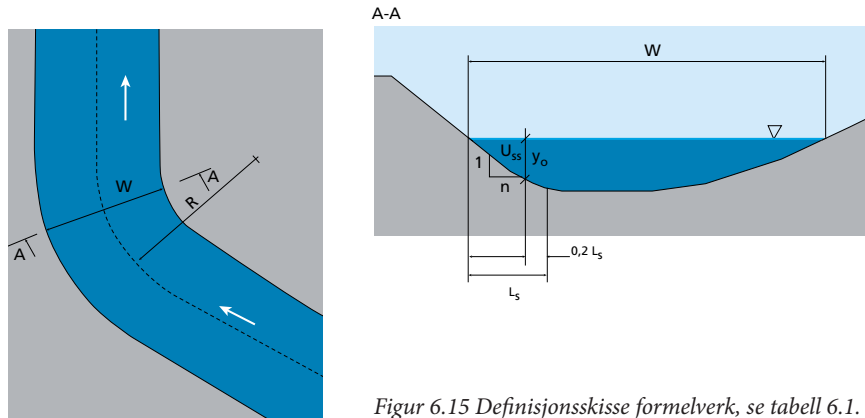
Figur 6.14 Eksempel på siktekurve.

Sammendrag av beregningsgangen

Under er et stikkordsmessig sammendrag av beregningsgangen. Først nevnes punktvis hva forberedelsene bør omfatte. Deretter er det et skjema for beregning av steinstørrelse, basert på grafisk løsning av Maynords formel. Til slutt nevnes forhold som bør vurderes før man velger løsning og steinstørrelse.

Forberedelse

- Vurdering av det som skal sikres, bruddkonsekvens og risiko.
- Forholdene i elva, bunnforhold, erosjonsskader, bunnsenking.
- Innmåling av tverrprofil, vurdering av grunnforhold.
- Valg av dimensjonerende flom, flomberegning og hydraulisk beregning.
- Valg av sikkerhetsfaktor



Figur 6.15 Definisjonsskisse formelverk, se tabell 6.1.

Tabell 6.1 Beregning

| Parameter | Symbol | Verdi | Enhet | Kommentar |
|-------------------------------------|-----------------|-------|-------|--|
| Vannhastighet | V | | m/s | Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$) |
| Vanndybde | y_o | | m | Dybde 20 % over foten av sidesikring Dybde over bunnsikring |
| Bredde av hovedløp | W | | m | Se figur 6.15 |
| Radius | R | | m | Radius for kurve, se figur 6.15 |
| Sideskråning (1:n) | n | | - | Bør ikke være brattere enn 1:1,5 |
| Finn C_θ | C | | - | Korreksjonsfaktor for sideskråning fra figur 6.13 $C_\theta = 1,0$ for skråning slakere enn 1:4. |
| Beregn R/W | R/W | | - | Radius delt på bredde av hovedløp (relativ radius). |
| Finn $C_{R/W}$ | $C_{R/W}$ | | - | Faktor for hastighetsøkning i kurve fra figur 6.12. Hvis $R/W > 26$ så er $C_{R/W} = 1,0$ |
| Beregn karakteristisk vannhastighet | V_{kar} | | m/s | For sidesikring er $V_{kar} = V$ For bunnsikring på rett strekning er $V_{kar} = 1,25 V$ |
| Finn D_{30} -figur | D_{30} -figur | | m | Fra 6.11 vha. V_{kar} og y_o |

| | | | | |
|--------------------------------|------------|--|---|--|
| Finn D_{30} | D_{30} | | m | $D_{30} = C_{\theta} C_{R/W} D_{30 \text{ figur}}$ |
| ¹ Bestem D_{50} | D_{50} | | m | $D_{50} = 1,2 D_{30}$ |
| ¹ Bestem D_{15} | D_{15} | | m | $D_{15} = 0,6 \text{ til } 0,9 D_{50}$ |
| ¹ Bestem D_{85} | D_{85} | | m | $D_{85} = 1,3 \text{ til } 1,5 D_{50}$ |
| ¹ Bestem D_{maks} | D_{maks} | | m | $D_{maks} < 2 D_{50}$ |
| Bestem t | t | | m | $t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\min} \geq D_{maks}$ og $t_{\min} \geq 1,5 D_{50}$. Vurder faren for utvasking av finstoff fra samfengt. Legg til 50 % ved plassering under vann. |

¹Basert på gradering der $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$, som er ensgradert i forhold til norsk praksis. En kan velge en videre korngradering, men det anbefales at $D_{85}/D_{15} < 7$.

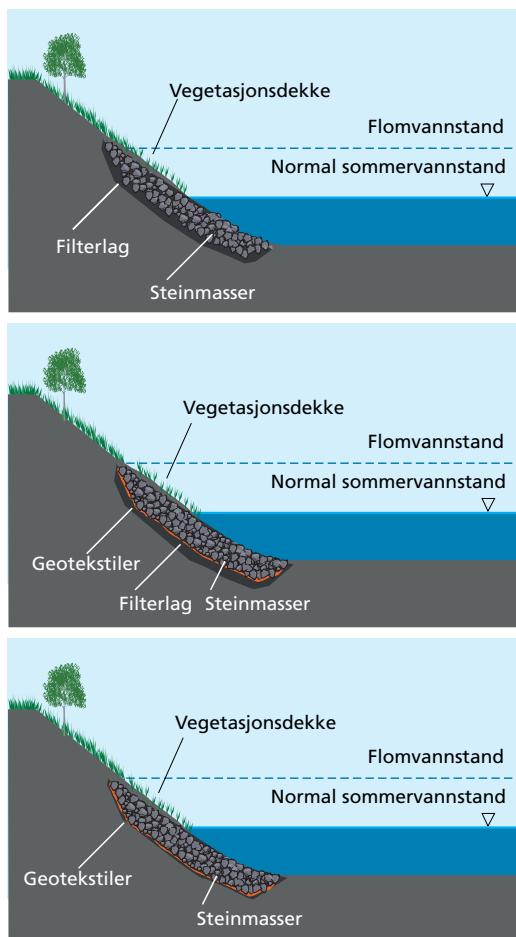
Vurdering og justering

- Is, drivgods, strømkonsentrasjon og bølger som gir ekstra belastning.
- Tilgang på stein, størrelse, kvalitet og gradering.
- Vurdering av underlaget, stabilitet mot glidning, fare for utvasking, utforming av filter.
- Fare for erosjon og bunnsenkning, utforming av fot og avslutninger.

Filter

Filteret er et lag overgangsmaterial mellom sikring og underlag. Det skal hindre at finstoff fra underlaget vaskes ut mellom steinene i sikringslaget. Det er særlig viktig med filter når underlaget består av finkornet masse (silt og finsand) og sikringen består av grov, ensgradert masse.

Det finnes to typer filter. Filter av løsmasse (grusfilter) og filter av syntetisk material (geotekstil).



Figur 6.16
Ulike typer filter (etter Lagasse 2006).

Grusfilter

Filteret skal hindre utvasking av fine partikler og må oppfylle følgende krav:

- Filteret skal være stabilt mot indre erosjon (selvfiltrerende).
- Filteret skal hindre utvasking av partikler fra underlaget.
- Filteret skal være så permeabelt at det ikke bygger seg opp vanntrykk bak filteret.

Riktig utforming av filteret er viktig for stabiliteten til sikringen og elvebredden bak. Hvis filteret er for åpent kan det føre til utvasking av underlaget, hvis filteret er for tett kan det bygge seg opp poretrykk som gjør underlaget ustabil.

Ulike håndbøker gir ulike anbefalinger for utforming av filter. Her presenterer vi et utvalg enkle kriterier.

I påfølgende avsnitt brukes subskript b om underlaget (base) og f om filterlaget. For eksempel er D_{15f} siktstørrelsen som 15 % av filtermaterialet passerer.

Permeabilitet for grusfilter

Filteret må være mer permeabelt enn underlaget. Permeabiliteten er knyttet til de fineste partiklene og et vanlig krav er:

$$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 5$$

For en erosjonssikring der det ikke forventes problem med utstrømmende grunnvann er det tilstrekkelig at filteret har noe større permeabilitet enn underlaget:

$$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 1,5$$

Filterkriterier for grusfilter

Filteret skal hindre utvasking av finstoff. Det krever at porene i filteret er mindre enn de fine partiklene i underlaget. Hvis både underlag og filter er relativt ensgradert, $D_{60}/D_{10} < 10$, så gir følgende en stabil grenseflate:

$$\frac{D_{15f}}{D_{85b}} < 5 \quad (\text{CIRIA, CUR et al. 2007}).$$

Indre stabilitet betyr at fine partikler i filterlaget er stabile og ikke vaskes ut av filteret. Massen er selvfiltrerende hvis $D_{60f}/D_{10f} < 10$ og graderingen er uten gap (CIRIA, CUR et al. 2007).

På samme måte som filteret skal hindre utvasking av undergrunnen, må sikringslaget hindre utvasking av filteret. Det betyr at filterkriteriene også må være oppfylt mellom filtermasse og sikringsmasse. Da betraktes filteret som underlag (base) og sikringen som filter. Det kan være umulig å oppfylle filterkriteriene med ett enkelt filterlag, da må filteret bygges opp med flere lag.

Hvis filteret består av ett lag, bør det være 150 til 400 mm tykt, men ikke mindre enn 4 D_{50f} . Stor plastringstein krever tykkeste filter. Hvis filteret er bygget opp av flere lag, bør hvert lag være 100 til 200 mm tykt. Hvis filteret plasseres under vann bør tykkelsen økes med 50 %, for å kompensere utvasking under utlegging.

Filter av geotekstil

Geosyntet er material laget spesielt for bruk i jord, og som kan brukes som filter. Fordeler med filter av geotekstil er (Brown 1989):

- Raskere å plassere enn et grusfilter.
- Ofte billigere løsning enn et grusfilter.
- Jevn og forutsigelig kvalitet.
- Stor strekkstyrke.

Ulemper med tekstilfilter kan være (Brown 1989):

- Vanskelig å plassere i vann.
- Geotekstil brytes ned av sollyset.
- Biologisk vekst kan tette tekstilet.

Filter av geotekstil skal oppfylle tre hovedkrav: det skal hindre utvasking av fine partikler (filtrere), det skal være permeabelt for å hindre oppbygging av poretrykk og det skal tåle belastningen når sikringen legges ut (May 2002). For særlig stor sikringsstein kan det være nødvendig å legge et grusfilter mellom tekstil og sikring. Det vil både fungere som filter og beskytte duken mot skader. Tekstilet må være motstandsdyktig mot gjentetting og nedbryting.

For filterkriterier for tekstilfilter vises til kapittel 9.

6.2.6 Erosjonssikring av bruer

Bruer vil i mange tilfeller snevre inn elveløpet, slik at vannet presses sammen når det passerer. Hastigheten i gjennomløpet øker, særlig rundt utstikkende landkar. Nedstrøms brua utvides strømningsarealet brått, slik at det kan oppstå kraftig turbulens. Figur 6.17, 6.18 og 6.19 viser typiske strømningsforhold rundt bruer. Hastighetsøkning og turbulens gir ekstra erosjonsbelastning.

Brufundament på løsmasse kan bli undergravd av erosjon, og mange bruer har sviktet under storflom. Bruer blir utsatt for ulike typer lokalerosjon:

- Innsnevringserosjon (kontraksjonserosjon). Fordi brua reduserer strømningsarealet vil vannhastigheten øke, særlig under flom. Det kan føre til bunnsenkning i hele gjennomløpet.

- Pilarerosjon. Rundt brupilarene øker hastigheten og vann presses ned mot bunnen, slik at det dannes en grop rundt pilaren, se figur 6.19.
- Landkarerosjon. Graving som følge av strømkonsentrasjon og hastighetsøking ved enden av landkar.

I tillegg kan langsiktig bunnsenkning i vassdraget føre til at både landkar og brupilarer undergraves. Sikring av hele elveløpet nedstrøms bruene, f.eks. med flatterskel, kan være nødvendig for å stoppe bunnsenkning, se figur 6.20.

Bruer er kostbare og brudd kan ha store konsekvenser. Bunnen i de fleste norske elver består av grus og stein, og er relativt motstandsdyktige mot erosjon, men en bør alltid vurdere erosjonsfaren når en planlegger en bru.

Erosjonsfare kan håndteres på ulike måter:

- Brua kan utformes slik at den blir mindre erosjonsutsatt, f.eks. ved å øke bredden på gjennomløpet eller ved å plassere fundamentene på fjell.
- Brufundamentene kan føres så dypt ned at de ikke blir skadet av erosjon.
- Bunnen kan sikres mot erosjon, f.eks. med stein, gabioner eller betongblokker.

Når en planlegger erosjonssikring for en ny bru, bør alle metodene vurderes, men her beskrives bare steinsikring rundt brupilar og landkar.

Mer om beregning av erosjonsdyp finnes i kapittel 5 og i *Bridge scour and stream instability countermeasures* (Lagasse 2001) og *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures* (May 2002). Mer om erosjonssikring av brufundament finnes i for eksempel *Veileder for dimensjonering av erosjonssikring av stein* (Jenssen og Tesaker, 2009), *Countermeasures to protect bridge abutments from scour* (Barkdoll 2007) og *Countermeasures to protect bridge piers from scour* (Lagasse 2007).

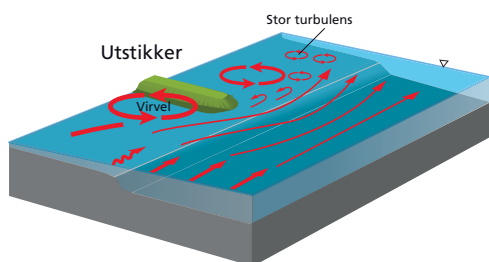
I områder med sandbunn kan det raskt dannes store erosjonsgroper. Her bør en være spesielt oppmerksom hvis brua forandrer strømforholdene mye, f.eks. fordi gjennomløpet blir trangt eller fordi det snevres inn i anleggsperioden.

Under flom kan deler av gjennomløpet bli blokkert av drivgods eller is. Høyere vannhastighet i den frie delen av gjennomløpet gir ekstra belastning og erosjonsfare.

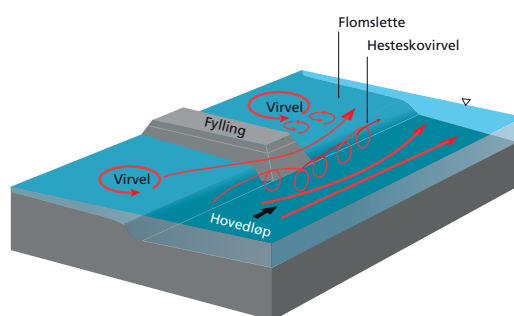
Kostnaden ved å sikre ekstra er som oftest liten i forhold til verdien av brua. Ved beregning av vannhastigheten bør en være på den sikre siden, fordi den er så viktig for steinstørrelsen. En må vurdere om strømmen kan bli konsentrert til deler av gjennomløpet. En må også vurdere om sikringen kan bli utsatt for annen belastning, f eks fra isgang.

Sikring av brupilar og landkar beskrevet i de neste avsnittene, gir bare minimumsbeskyttelse rundt konstruksjonen. Utenfor området som sikres kan det, særlig i finkornet masse, oppstå store erosjonsgroper. Hvis det ikke er akseptabelt, må man sikre et større område. Sikringen som beskrives er heller ikke tilstrekkelig til å beskytte mot vesentlig bunnsenking. Faren for bunnsenking må vurderes separat.

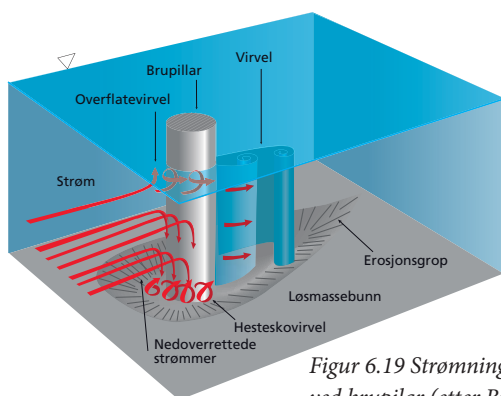
Størst flom gir ikke alltid størst belastning på sikringen. Oppstuvning på nedstrømsiden kan heve vannstanden under stor flom så mye at vannhastigheten går ned i forhold til mindre flommer.



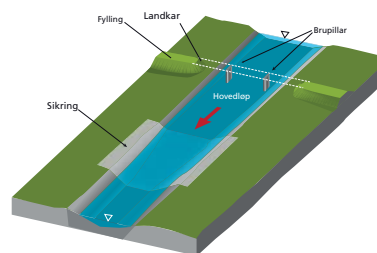
Figur 6.17 Strømning ved et kjegleformet landkar (etter Barkdoll 2007).



Figur 6.18 Strømning ved et landkar med vingemurer (etter Barkdoll 2007).



Figur 6.19 Strømning og erosjon ved brupilar (etter Breusers and Raudkivi 1991).



Figur 6.20 Sikring (flatterskel) som hindrer bunnsenking å nå brua (etter Barkdoll 2007).

Sikring rundt brupilar

Stein er godt egnet til å hindre lokalerosjon rundt brupilarer. Sikringen må planlegges og utføres omhyggelig.

De vanligste årsakene til skade på steinsikring rundt brupilarer er:

- Steinen er for liten og flyttes av strømmen.
- Finkornet bunnmateriale vaskes ut, slik at steinen synker ned og spres utover.
- Erosjon langs ytterkant av sikringen fører til at stein sklir ut og transporteres vekk.

I elver med finkornet bunnmateriale (sand, silt) er sikringen utsatt for skade pga. endringer i elvebunnen under flom, f.eks. passering av sanddyner.

Beregning av steinstørrelse

Til å beregne stabil steinstørrelse rundt brupilarer anbefales følgende formel (Lagasse 2007):

$$D_{50} = K_f \frac{0,692V_{\text{lokal}}^2}{2g(s-1)} \quad (6.2)$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)

K_f = formfaktor

s = steinens spesifikke tetthet = ρ_s / ρ (-)

g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s²)

V_{lokal} = hastigheten rett oppstrøms bropilaren (m/s)

ρ_s = steinens tetthet (kg/m³)

ρ = vannets tetthet, ca 1000 kg/m³

Formfaktoren, K_f , er 2,3 for brupilar med rund eller spisset nese og 2,9 for brupilar med butt nese.

Vannhastigheten rett oppstrøms bropilaren er dimensjonerende. Den kan ansås ved å multiplisere gjennomsnittshastigheten i hovedløpet, V , med en korreksjonsfaktor:

$$V_{\text{lokal}} = K_v V$$

Hastighetskoeffisienten, K_v , er forholdet mellom gjennomsnittshastigheten i hovedløpet og lokal hastighet rett oppstrøms pilaren, og avhenger av hvor pilaren er plassert. For brupilar i innersving eller nær bredden på en rett strekning er $K_v = 1,0$. For brupilar plassert i hovedstrømmen nær en yttersving anbefales $K_v = 1,7$.

Tykkelse og utstrekning

Topp sikring plasseres i nivå med eksisterende elvebunn. Tykkelsen skal minst være $3 D_{50}$. Største stein bør ikke være større enn $2 D_{50}$. Figur 6.21 viser sikring rundt bSikringen plasseres i en grop i elvebunnen. Ved å plassere topp sikring i flukt med bunnen blir den enklere å inspisere for skader.

Hvis det forventes at bunnen vil senke seg, f.eks. på grunn av innsnevringserosjon eller generell bunnsenkning, skal sikringens tykkelse være lik forventet erosjonsdyp og sikringens utstrekning økes slik at skråningen ned til endelig bunn ikke blir brattere enn 1:2 (Lagasse 2007).

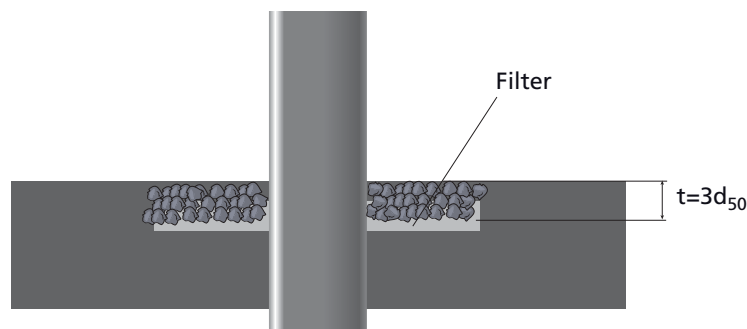
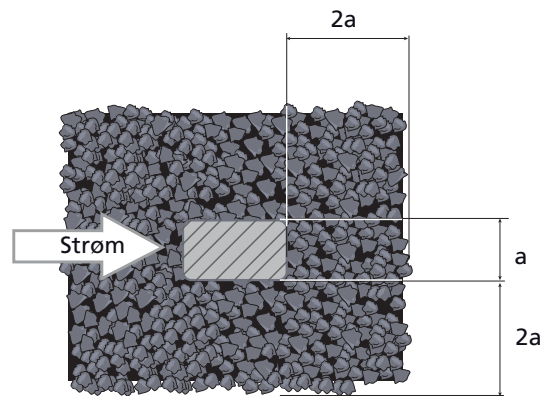
Skjer plasseringen under vann, bør tykkelsen økes med 50 %.

Sikringen må dekke et område som er minst 2 ganger brupilarens bredde, a , i alle retninger, men minst 2 m til hver side.

Hvis brupilaren er vridd i forhold til strømretningen, så må et større område beskyttes. Bredden av pilaren settes da lik projisert bredde normalt på strømretningen. Vinkelen mellom brupilarens lengderetning og strømretning bør ikke overskride 10 grader.

Filter

Filteret skal ikke føres helt ut til kanten av sikringen, men avsluttes $2/3$ av avstanden mellom bropilaren og kanten av sikringen, som vist på Figur 6.21(Lagasse 2007).



Figur 6.21 Sikring rundt brupilar (etter Lagasse 2006).

Sikring rundt landkar

For froudetall $Fr < 0,8$, kan stabil steinstørrelse for sikring av landkar beregnes med følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \frac{V_{kar}^2}{gy} \quad (6.3)$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)

$K = 0,89$ for kjegleformet landkar (-)

$K = 1,02$ for landkar med vertikal frontvegg (-)

s = steinens relative tetthet (-)
 g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s²)
 y = vanddybde ved foten av landkaret (m)
 V_{kar} = karakteristisk hastigheten, se under (m/s)

For froudetall $Fr > 0,8$ anbefales følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \left[\frac{V_{kar}^2}{gy} \right]^{0,14} \quad (6.4)$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)
 $K = 0,61$ for kjegleformet landkar (-)
 $K = 0,69$ for landkar med vertikal frontvegg (-)
 s = steinens relative tetthet (-)
 g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s²)
 y = vanddybde ved foten av landkaret (m)
 V_{kar} = karakteristisk hastighet, se under (m/s)

Hvis steinen plasseres i skråning må størrelsen økes, på samme måte som for vanlig sidesikring.

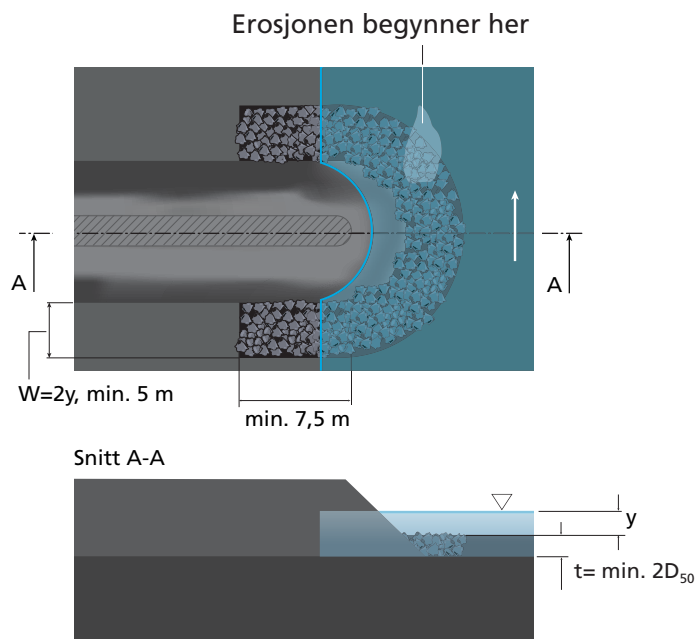
Karakteristisk hastighet, V_{kar} , er hastigheten nær foten av landkaret, og avhenger av hvor langt det er trukket tilbake fra hovedløpet. Står landkaret i eller nær hovedløpet, brukes gjennomsnittshastigheten i gjennomløpet $V_{kar} = Q/A_{gjennomløp}$. Er landkaret trukket tilbake fra hovedløpet kan hastigheten reduseres, se Jenssen og Tesaker (2009) eller Barkdoll (2007) for mer informasjon. Hvis landkaret er trukket tilbake og du bruker gjennomsnittshastigheten som V_{kar} , så blir resultatet vanligvis på den sikre siden. For landkar i hovedløpet i yttersving bør en vurdere om karakteristisk hastighet bør settes høyere enn gjennomsnittshastigheten.

Tykkelse og utstrekning

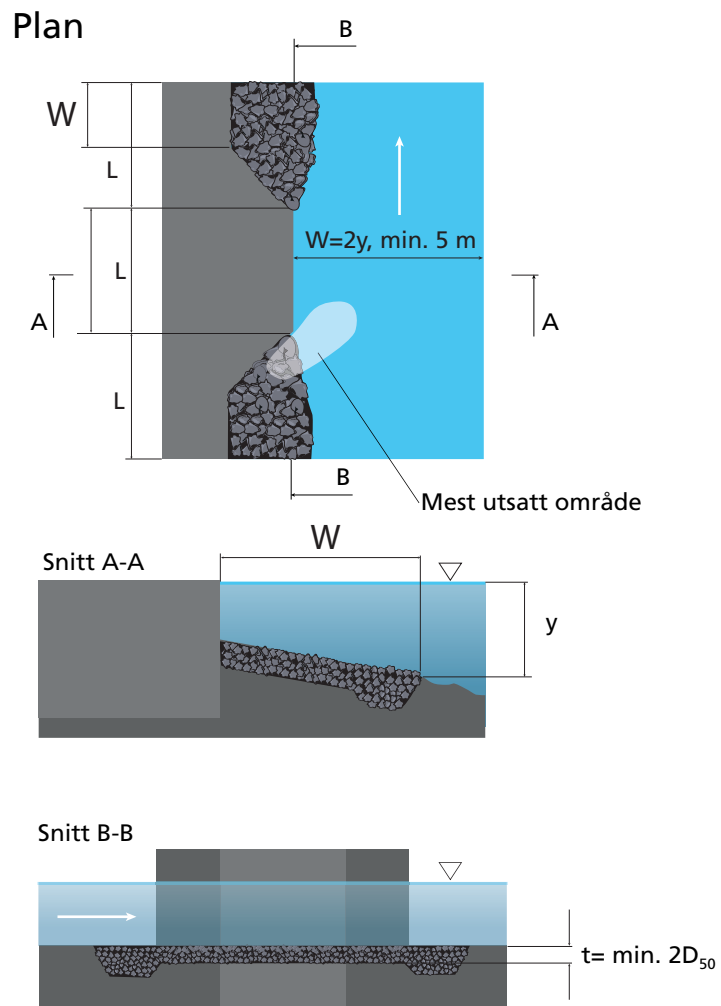
Tykkelsen på sikringen må minst være den største av $2 D_{50}$ eller D_{maks} . Ved plassering i vann bør tykkelsen økes med 50 %.

For kjegleformede landkar plassert på flomsletten må det sikres i en bredde $W = 2y$, der y er vanddybden ved landkaret (Figur 6.23). W må ikke være mindre enn 5 m.

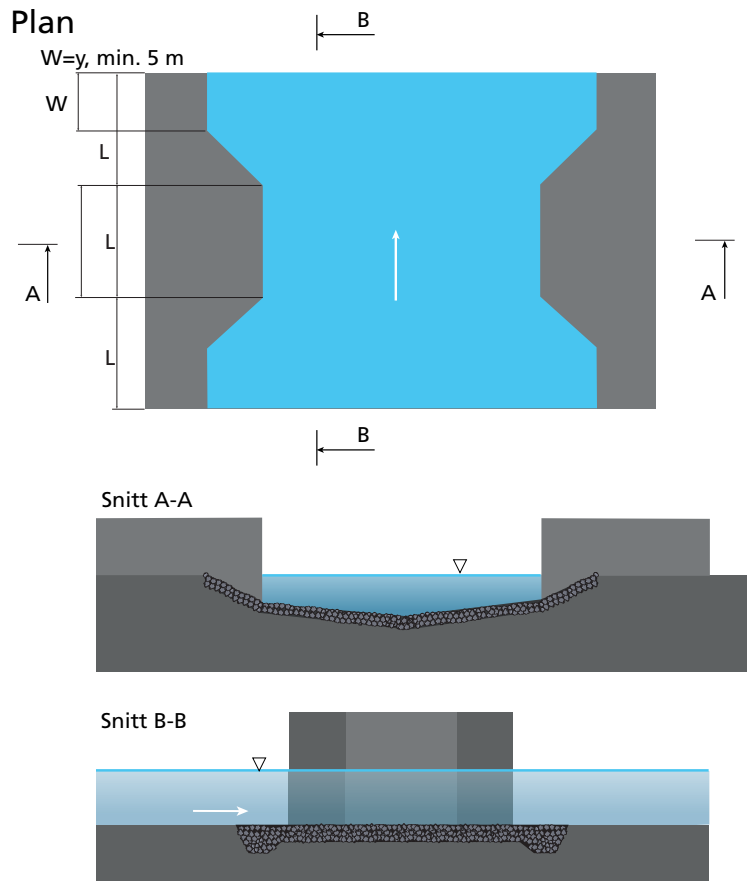
Rundt landkar med vertikal front sikres det som vist på figur 6.23. For små bruer kan det være hensiktsmessig å sikre hele gjennomløpet, som vist på figur 6.24.



Figur 6.22 Sikring rundt kjegleformet landkar.



Figur 6.23 Sikring rundt landkar med vertikal front.



Figur 6.24 Bru, sikring av hele gjennomløpet.

6.3 Flomsikring

6.3.1 Flomskader og flomsikring

Elveløp er ikke utviklet for å lede de aller største vassmengdene som sjeldne ganger skal transporteres nedover. Vannet finner da veier utenfor løpet. Forholdene kan endres i ugunstig retning ved at det på utsatte steder oppstår erosjon og massetransport. Lenger nedover i vassdraget avsettes massene med

oppdemming, strømendringer og ny erosjon som resultat. I noen tilfeller vil vann og skredmasser kunne ta andre løp enn det normale elveleiet og ramme områder som tidligere har vært flomfrie. Isganger og isdammer kan også føre til store oversvømmelser.

6.3.2 Flomvoller/flomverk

Dersom en ikke oppnår tilstrekkelig sikkerhet mot flomskader med en godt planlagt arealutnyttelse kan sikringstiltak som flomvoller (også kalt flomverk) komme på tale. Før planlegging igangsettes må nytten (nåtidsverdien av verdier som beskyttes og andre positive effekter) i forhold til kostnadene (herunder også miljøulempen) vurderes. En må også vurdere hvilket sikkerhetsnivå (dimensjonerende flom) som er nødvendig og tilstrekkelig. Disse vurdering-ene har betydning for beslutning om tiltaket skal gjennomføres, og for dimensjonering av tiltaket. Ved planer om ny bebyggelse bør en vurdere om bygging i det hele tatt bør tillates. En kan også vurdere om det er mulig å fylle opp terrenget til sikker flomhøyde. Dette gir en bedre sikkerhet enn flomverk. En må være oppmerksom på at flomverk ikke uten videre friskmelder arealene bak for ny utbygging, fordi det kan oppstå overtopping og brudd i flomverk. Sikkerhetsnivå og konsekvenser ved overtopping av eller brudd i flomvollen må alltid vurderes.

Planlegging av flomsikringsanlegg krever god kjennskap til vassdragets hydrologi og nøyaktige data om topografiske forhold (elveprofiler) og grunnforhold (permeabilitet, stabilitet m.m.).

Flomverk kan deles i følgende kategorier:

Tradisjonelle flomvoller bygges som voller av løsmasser langs elva. Vollene hindrer flomvann i å trenge inn i områder der det kan gjøre skade. På vannsiden må vollen sikres mot erosjon. Der flomvollen står på permeable masser må også grunnen tettes, f.eks. med svanntett spuntvegg. Langs Glomma og andre store elver på Østlandet der flommen kan være langvarig, er det vanlig å bygge tette flomvoller og pumpe det innenforliggende dreneringsvannet ut gjennom egne pumpestasjoner. På strekninger der det er for trangt til å få plass til flomvoll med løsmasser kan bruk av betong eller tørrmur være aktuelt på innersida av vollen.

Midlertidige flombarrierer bygges opp av sandsekker, vannfylte pølser av plastmateriale eller av aluminium- eller stålvegger ofte i kombinasjon med vanntette folier. Aluminium- og stålvegger som krever permanent

fundamentering kalles ofte «semi-permanente flombarrierer». Det finnes også andre materialer og metoder for midlertidig flomsikring.

Isgangswerk skal hindre tunge ismasser i å strømme ut fra elvefaret og ramme veier og bebygde områder under isganger. Verket bygges ikke tett, det skal slippe igjennom vann. Når isgangswerket legges et stykke unna elva, vil is kunne lagres langs elvekanten, og en unngår isdammer og unødig stor oppsamling av is lenger nedover i elva.

Ledevoller bygges langs bratte masseførende vassdrag for å hindre flomvann og flomskredmasser å gjøre skade på bakenforliggende områder. Disse må sikres med tilstrekkelig grove steinmasser for å hindre erosjon.

6.3.3 Tekniske krav til flomverk

På grunnlag av kart og supplerende oppmåling blir alternative flomsikringsmetoder vurdert. Ulike metoder og flomverkstraseer bør skisseres og kostnadsberegnes. Valg av prosjekt og metode kan gjøres på grunnlag av forholdsvis grove estimater for kostnader og nytteverdi.

Flomverket må fylle følgende vilkår:

1. Det må ha tilstrekkelig høyde og utstrekning i forhold til valgt dimensjonerende flom.
2. Det må ta opp laster fra vannet og overføre disse lastene til grunnen, og det må tåle påkjenning fra strøm, is og rek som kommer med vannet.
3. Det må ikke slippe for mye lekkasjevann gjennom fyllingen og/eller undergrunnen.
4. Vann fra eventuelle bekker og overvann (dreneringsvann) fra nedbør må slippe ut fra områdene bakenfor, og om nødvendig pumpes ut under flom. De samme vilkår gjelder for bruk av midlertidige flombarrierer.

Viktige dimensjoneringskriterier er flom og flomfrekvens, overhøyde/fribord, lokaltilsig, magasin og pumpekapasitet. De to siste punktene gjelder mest for de store flomverkene på Østlandet, for eksempel Kirkenær og Innbygda i Trysil. De hydrologiske forholdene må utredes. For mange flomutsatte områder er det i dag utarbeidet flomsonekart. I de fleste tilfeller vil det finnes vannstands- og vannføringsmålinger i rimelig nærhet av anlegget. Dersom det hydrologiske



Figur 6.25 Oversiktsbilde av flomverk ved Glomma (Kirkenær). Foto Arne Hamarsland, NVE.

grunnlaget mangler, må vi bruke flomstatistikk ved å sammenlikne med nærliggende vassdrag og ved hydrauliske beregninger finne flomvannstander i elva, se kapitlene 2 og 4.

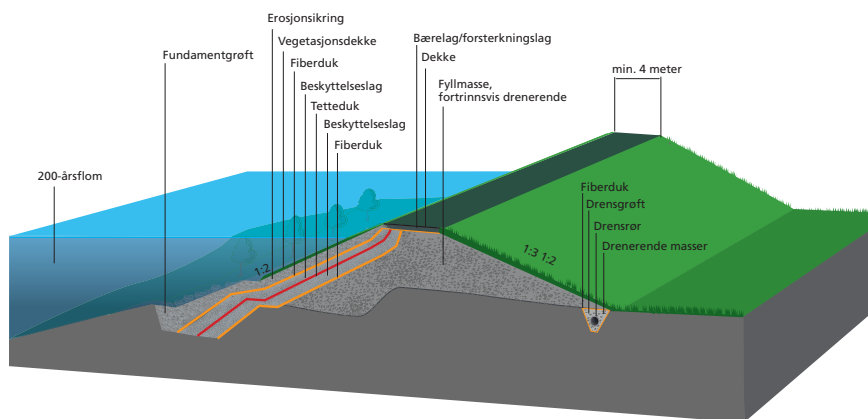
En gjennomgående vannlinjeberegning over flere utvalgte og innmålte profiler med utgangspunkt i kjent eller beregnet vannstand ved et bestemmende profil i elva vil gi grunnlag for valg av dimensjonerende flomvannstander langs den aktuelle elvestrekningen. Et alternativ til vannlinjeberegninger vil mange steder være observerte og avmerkede vannstander for kjente flommer i fortiden. Ved mange vassdrag kan slike store flommer dokumenteres med flomlinjer inntegnet på gamle kart, f.eks. 1932-flommen i Driva og 1940-flommen i Gaula. Slike observasjoner vil være nyttige både som grunnlag for valg av dimensjonerende flomvannstander, og som kalibreringsgrunnlag for vannlinjeberegningen. Metoden forutsetter imidlertid normalstrømning og vil ikke egne seg ved oppstuvninger nedstrøms.

For ny boligbebyggelse er det krav om sikkerhet mot minimum 200-årsflom. Også ved flomsikring av eksisterende bebyggelse av større omfang er det vanlig å dimensjonere for en 200-årsflom eller større, fordi dette som oftest gir god nytte i forhold til kostnadene. Ved sikring av landbruksarealer kan mindre dimensjon gi høgest nytte/kost. Ekstra sikkerhet mot overtopping av flomvoller

(fribord) som sikrer bebyggelse bør være minst 40–50 cm. Overtopping vil svært ofte vil påføre flomfyllingen og bakenforliggende områder store skader fordi vannet får stor hastighet der overtoppingen skjer. For å redusere faren for skader blir det noen steder lagt inn planlagte overløpspartier der overløpet kan skje kontrollert uten å påføre alvorlige skader.

I tillegg til flomhøyde ved dimensjonerende gjentakintervall er det viktig å kjennevarigheten av normale flomepisoder. Geoteknisk sett er flomverkene sjelden bygd for å stå imot vann særlig lenge. Erfaringer fra Østlandet i 1995 og Mellom-Europa i 1997 viser at flomverkene er for permeable (vanngjennomtrengelige), og at de etter en viss tid blir gjennombløte og i verste fall ustabile.

Flomverket bygges opp av masser som enten finnes på stedet eller blir tilkjørt. Store flomverk konstrueres gjerne etter de samme prinsippene som fyllingsdammer. Tetting kan utføres med foliebelagt fiberduk. I noen tilfeller benyttes leire- og siltholdige tettematerialer. Figur 6.26 viser et typisk tverrsnitt konstruert etter vanlige ingeniørmessige kriterier. Det er grunn til å presisere at de fleste flomverk langs norske vassdrag konstrueres og bygges på langt enklere måter, vanligvis med en flomfylling oppbygd av stedlige masser, f.eks. silt eller elvegrus, og med erosjonssikring av stein på elvesiden. Filtermasser/filterduk og tetningsmasser/tetningsduk legges inn etter massenes kornfordeling (se 6.3.3 og 6.3.5) og en vurdering av hvor stort og viktig flomverket er.



Figur 6.26 Tverrsnitt av flomverk, prinsippskisse.

Flomverket sikres mot erosjon med steinsetting på vannsiden i samsvar med prinsipper beskrevet i 6.3, og med vegetasjon på landsiden. Vegetasjonen, med unntak av planter med større rotsystemer som kan skade flomverket, kan med fordel strekke seg over til elvesiden og ned mot middelflornivå.

Under steinkledningen må massene være velgraderte eller bygges opp med gradvis økende korndiameter mot overflaten. Flom og grunnvann kan medføre at underliggende finmasser vaskes ut. I flomvoller som bare skal lede og ikke demme opp vann, kan det være et alternativ å benytte filterduk med tilstrekkelig permeabilitet til å skille fine og grove masser, se kapittel 9. Filterduken må være av en kvalitet som gjør at leire og finsilt ikke tetter igjen porene og hindrer vanngjennomstrømning. Det er viktig å hindre at poretrykket bygges opp inne i flomverket.

Det er blitt vanlig å benytte fiberduk som tetning i flomverk. Etter flommen på Østlandet 1995 ble det flere steder oppdaget at masser hadde forskjøvet seg og forårsaket revner i duken, enten som følge av setninger under og like etter byggingen eller som følge av av setninger på grunn av poretrykkvariasjoner under flom og telehiv (siltige masser). Folieduk har trolig begrenset levetid i forhold til målet for flomverkets levetid. Det er viktig å være oppmerksom på at folieduk er en potensiell glideflate for overliggende grusmasser. Så langt som mulig bør flomverket derfor konstrueres slik at det ikke er avhengig av en membran for å fungere. Morenemasser kan være det beste tetningsmaterialet. Asphalt er også et alternativ, som det er ved dambygging.

Stabiliteten i et flomverk må undersøkes både fra vann- og landsiden. Stabiliteten er gjerne lavest på vannsiden når flomvannet er på veg ned. Da kan poretrykket inne i vollen fremdeles svare til høg vannstand, og den effektive skjærspenningen vil fremdeles være lav. Først en stund etter at flommen er over synker rasfaren. Anleggsvirksomhet og kjøring på flomverk under flom må unngås dersom ikke verket er dimensjonert for det.

Stabilitet i løsmasser og massenes evne til å oppta og overføre laster svekkes ved økende vannmetning. Et gjennomfuktet flomverk er betydelig mindre stabilt enn et tørt flomverk. Et flomverk bygd opp av løsmasser vil som regel oppfylle vilkår om stabilitet dersom støttefyllingsmassene bak tettingen kan holdes tilnærmet tørre under en flomperiode. Porevannstrykket er derfor av stor betydning.

Grunnforhold og permeabilitet

På elvesletter har elva skiftet løp gjennom tidene. Gamle gjengrodde løp og grovere elveør kan være dekket av yngre elveavsetninger. Elveavsetninger er generelt så permeable (vanngjennomtrengelige) at vi må undersøke strømningsgradienten der flomverk skal anlegges. Dersom gradienten er for høy kan det dannes kanaler, som senere kan forårsake hydraulisk grunnbrudd («sandkoking») på innsiden. En for høy gradient kan reduseres ved å forlenge strømningsvegen, f.eks. ved spunting. Alternativt kan bredden på flomverket økes eller det kan tettes i forkant. Dette er nærmere omtalt hos Janbu (1970).

For anlegg som beskytter boliger eller tett befolka områder, må det gjennomføres grunnvannsmålinger samtidig som vannstanden i elva registreres. Måleresultatene vil gi en pekepinn om permeabiliteten i massene og vise om det er påkrevd med tetting av fundamentet under flomverket.

Kanaldannelser i grunnen er sterkt påvirket av uregelmessigheter i permeabiliteten. Ut fra empiriske formler stilles det krav til minimum lengde på lekkasjevegen. Indirekte vil dette stille krav til fyllingstverrsnittet og til tetting av flomfyllingen og fundamentet under fyllingen.

Fundamentering

Flomverk skal fundamenteres på mineralisk jord eller berg. Organisk jord, matjord, torv og myrjord må fjernes før bygging av fyllingen starter.

Der hvor det er et tynt lag med løsmasser over berggrunnen kan disse fjernes og byggingen foretas rett på berggrunnen. Der hvor flomverket skal bygges på løsmasser er det nødvendig å undersøke grunnforholdene på forhånd. Grunnundersøkelsene bør gå til minimum lik høyden på flomverket.

Lønnsomheten (nytte-/ kostfaktoren) ved flomverk er avhengig av at byggekostnadene holdes så lave som mulig. Vanskelige grunnforhold vil ofte gi for høye kostnader i forhold til nytten.

6.3.4 Drenering av flomsikret område.

Flomverk kan bygges med åpen avslutning mot elva i nedstrøms ende av det flomsikra området. Lekkasjevann fra elva og tilsig fra landsiden vil da ha avløp ut i hovedelva. I bratte elver vil denne typen flomverk gi god beskyttelse mot oversvømmelse, og særlig mot erosjonskraften i overstrømmende vann.



Figur 6.27 Drenasjerør med klappeventiler ved flomverk i Heradsbygd, Hedmark. Foto NVE.

Når vannstanden blir tilstrekkelig høy, vil åpningen lede nedstrøms bakvann oppover bak flomverket og inn i det beskytta området. Dette vannet vil være stilleflytende og vil ikke ha stor gravende kraft.

Områder bak flomverk langs slake elvestrekninger må ofte dreneres ut i gjennomløpsrør ved nedre enden av flomverket. For å hindre flomvann fra elva i å trenge inn utstyres rørene med to tetningskrager og klappeluke/tilbakeslagsventil. Da unngår en i prinsippet innstrømming av vann nedenfra. Se figur 6.27.

Ved dimensjonering av gjennomløpsrøret er det to hovedhensyn å ta:

- Kapasiteten må være tilstrekkelig til å kunne avlede en moderat lokal avrenning ved beskjeden trykkehøgde under stor flom i elva, f.eks. 200 l/sek/km² ved 0,3 m trykkehøgde.
- Røret må kunne avlede en stor lokal avrenning ved en noe større trykkehøgde på moderat vannstand i elva, f.eks. 1000 l/sek/km² ved 1,0 m trykkehøgde. Kulverter er nærmere omtalt i kapittel 10.

Pumpestasjoner

I enkelte store vassdrag med lite fall vil gjennomløpsrør med tilbakeslagsventil ikke god nok drenering av områdene bak flomverket. Langs Glomma er det bygd flere flomverk med lukket nedstrøms avslutning, der lekkasjevann og tilsig under store flommer må pumpes ut i hovedelva når vannstanden innenfor flomvollene overstiger et visst nivå

I sin enkleste form er pumpestasjonen en transportabel neddykkbar pumpe tilkoplett sikker strømforsyning og med avløpsledning mot elva. Slike transportable anlegg er en del av enhver kommunes beredskapsopplegg. Vi behandler dem derfor ikke her.

Den største av pumpestasjonene langs Glomma er en del av flomverket ved Kirkenær i Solør. Den er dimensjonert for et nedbørfelt på ca 100 km². Inndemmet område utgjør ca 12,5 millioner m³. Normalt renner lokalt tilsig ut gjennom tre klappluker. Når Glomma stiger i flomperioder, vil vanntrykket gjøre at klapplukene tetter for inntrenging av vann fra Glomma. For at ikke lokalt tilsig på innsiden av flomverket skal forårsake oversvømmelse av tiliggende arealer, er det installert tre propellpumper som pumper vannet ut i Glomma. Selve pumpestasjonen er bygd i armert betong med treoverbygning.

Flomvollers virkning på elveslettene magasinerer

Etter flomkatastrofer blant annet i Tyskland og i Nederland er det blitt økt oppmerksomhet på virkningen av den magasinreduksjonen som finner sted når flomvannet demmes ute fra elveslettene. Økt avrenningshastighet må nødvendigvis føre til raskere oppsamling av flomvann. Dermed vil det bli større flom lenger nedover i vassdraget. Det er uten videre klart at dette har betydelige konsekvenser mange steder i utlandet. Også langs norske elver, f.eks. Glomma, må slike utilsikta virkninger vurderes. Med utgangspunkt i kjent tilløpsflom gjennomføres sikre beregninger. Også ved overslagsberegninger basert på skjønnsmessige forutsetninger er det mulig å skaffe seg begrep om hvor stor flomøkningen vil bli.

6.4 Sikring mot flom, erosjon og flomskred i bratte, masseførende vassdrag

Bratte, masseførende elver og bekker har potensial for farlige flommer og skred. Sterk erosjon, massetransport og masseavlagring kan føre til at elva eller bekken tar nytt løp og gjør stor skade. Det viktigste sikringstiltaket er erosjonssikring av elve-/ bekkeløpet etter de samme prinsippene som beskrevet i kapittel 6.3. Erosjonssikring. En god og mye brukt metode er å legge store, utsorterte steinblokker i direkte sideveis kontakt med hverandre og med tilstrekkelig dyp forankring. Figur 6.28 viser et bilde fra Tokheimselva ved Odda, en bratt og masseførende elv med utspring i Folgefonna. Erosjonssikringen er utført som jevn, maskinlagt plastring med utsortert, stor stein.



Figur 6.28 Plastring av elvebunn og sider i den bratte Tokheimselva ved Odda er mer preget av godt skjønn, utsorterte steiner av jevn og god størrelse og godt håndlag enn av ingeniørmessige beregninger. Foto NVE.



Figur 6.29 Bekken Lysa i Årdal utsatt for flomskred. Sikret med massebasseng og ledevoller.
Foto Jomar Berheim, NVE.

Massetransporten i bratte elver kan i enkelte tilfeller få karakter av massestrømmer, også kalt flomskred. I flomskred er strømmende vann både en utløsende årsak og transportmiddel for løsmasser. Det vanligste forebyggende tiltak er ledevoller og andre terrengtiltak (for eksempel forsterking av bekkeløp) som skal lede skredmassene utenom områder der de kan gjøre skade. Skredoverbygg nyttes først og fremst ved sikring av veier og jernbane.

Figur 6.29 viser sikring av bekken Lysa i Årdal. Bekken er utsatt for flomskred bestående av en blanding av løsmasser og vann. Bekken er sikret med massebasseng og kraftige ledevoller.

For å hindre eller redusere uønsket massetransport nedover vassdraget kan det etableres masseavlagringsbasseng. Bassenget lages ved at bredden og/eller dybden økes og flates ut, slik at vannhastigheten blir redusert så mye av massene avlagres. Masseavlagringsbassenget kombineres gjerne med en terskel i overgangen fra bassenget til elveløpet nedenfor. Terskelen bygges etter prinsippene i kapittel 8. For at masseavlagringsbassenget skal fungere må det tømmes for masser når det er fylt.

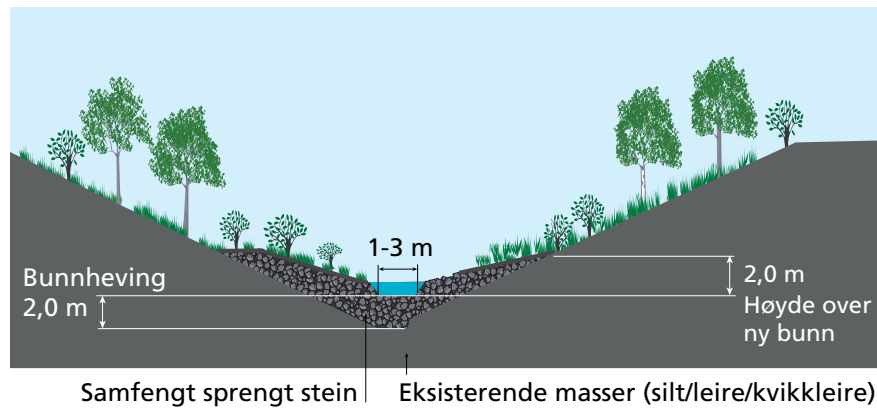
6.5 Sikring mot kvikkleireskred

Kapittel 5.8 gir en omtale av kvikkleire og kvikkleireskred.

Sikring kan skje etter tre ulike prinsipper: 1. Konservering av sikkerheten, 2. Sikkerhetsøkning ved terrengendringer eller 3. Sikkerhetsøkning basert på grunnforsterkning.

Konservering av sikkerheten

Tiltak etter prinsipp nr. 1 omfatter tiltak som stopper en naturlig negativ utvikling av sikkerheten, vanligvis som følge av vannets erosjon og destabiliserende effekt. Tiltaket går ut på erosjonssikre (steinsette) bunn og sider av eroderende elver og bekker. Der det er mulig bør bekkeløp fylles opp og heves 1 – 2 m. Nytt bekkeløp anlegges oppå fyllingen og erosjonssikres opp til og med flomsonen. I tillegg til å stoppe erosjonen gir oppfyllingen som regel også noe økning av beregningsmessig sikkerhet.



Figur 6.30 Erosjonssikring og oppfylling av bekkeraviner i kvikkleireområder.

Sikring av ustabile skråninger ut mot større elver skjer etter det samme prinsippet, bortsett fra at en sjelden har mulighet til å fylle opp hele elvebunnen. I stedet legges en støttefylling fra erosjonssikringen og et stykke oppover skråningen. I noen tilfeller må en flytte elveløpet for å få tilstrekkelig plass til støttefyllingen, se Figur 6.31

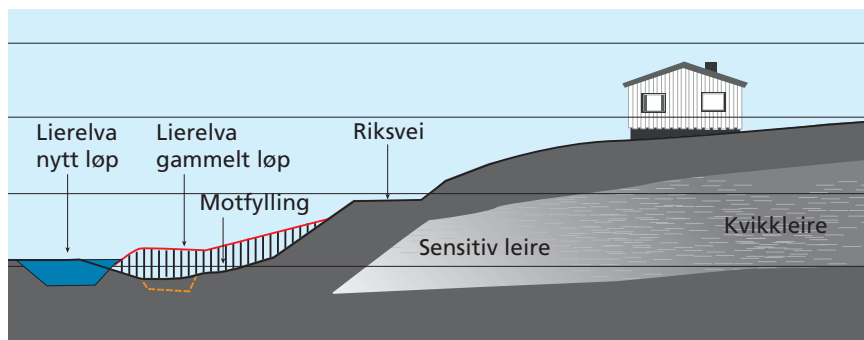
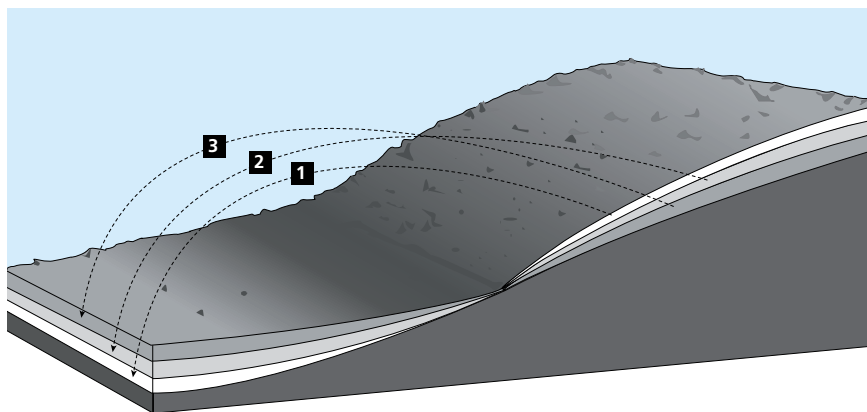


Fig 6.31. Prinsippkisse for skredsikring av Lierbyen, Lier kommune.

Sikkerhetsøkning ved terrengtiltak

Prinsipp nr. 2 innebærer bruk av tyngden av jordmasser som stabiliserende element, ved at terrenget og dermed tyngden avlastes der jordtyngden virker drivende på bruddfiguren, og pålastes der jordtyngden virker stabiliserende. Tiltaket påvirker

ikke jordas styrkeparametre. Da vekten av jordmassene lett kan beregnes, kan den stabilitetsmessige effekten av endringen beregnes direkte, uten usikkerhet.



Figur 6.32 Nedskjæring av topper og oppfylling av daler gir stabilisering. For å unngå midlertidige stabilitetsforverring under arbeidet bør planering av skråninger skje ved flåvis nedskjæring. Fra «Veiledning ved små inngrep i kvikkleiresoner» (Figur NGI).

Grunnforsterkning

Prinsipp nr. 3, grunnforsterkning, har tre mulige alternativer, nevnt i mest aktuell rekkefølge:

- Forsterkning med ribber av kalksementpeler (K/C-peler).
- Saltdiffusjon (diffusjon fra saltbrønner)
- Elektro-osmose

Kalksementpeler er den vanligste metoden for grunnforsterkning. Metoden ble første gang brukt i Norge i 1977. Kalksementen injiseres ved hjelp av en visp som bores ned i grunnen. Deretter herder sementen og kalken. Sementen i pelene gir fasthet, mens brentkalken gir seighet. Det vanlige er i dag en blanding med 50 % av hvert materiale. Ved å sette pelene overlappende eller i mønster sikrer man den nødvendige stabiliseringen. Bruksområder og utstyr har utviklet seg mye gjennom 90-tallet. Kalksementpeler brukes først og fremst for stabilisering under veier, jernbane og bygninger. Metoden er for kostbar til stabilisering av større områder.

Fordelene ved denne metoden er at en får en rask og stor styrkeøkning i de installerte pelar og at installasjon går raskt med effektivt spesialutstyr. Ulempene er at metoden er kostbar, at det er risiko for kritisk poretrykksøkning i installasjonsfasen, og at det kreves tungt utstyr som krever anleggsveg.

Både saltdiffusjon og elektro-osmose gir svært langsom bedring av stabiliteten, og effekten kan ikke styres og kontrolleres like godt som ved bruk av kalksementpelar.

Grunnforsterkning kan i mange tilfelle være eneste løsning for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet. Men siden metodene innebærer at jordas styrke skal forsterkes, vil det være knyttet usikkerhet til hvilken virkelig forsterkning som kan oppnås. Dette må følges opp med planlagt kontroll under og etter selve prosessen. Det kan være nødvendig å justere tiltakets omfang underveis, slik at forutsatt styrkeforbedring oppnås.



Figur 6.33 Kalk/sementpeling etter skredet i Kattmarka i Namson Her ble det brukt kalk for å stabilisere overflaten av rasmassene for å kunne lage anleggsvei inn i området. Det er også brukt kalk til å stabilisere massene i dybden og sikre mot nye skred i område. Foto Vebjørn Opdahl, NVE.

6.6 Hensyn til landskap og miljø ved planlegging og gjennomføring av sikringstiltak

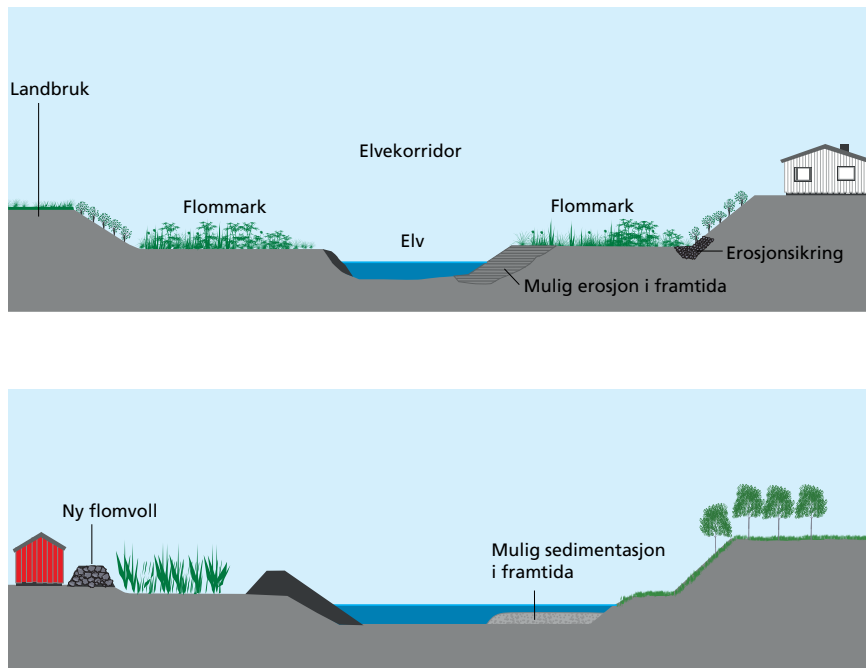
Sikringstiltak er inngrep i vassdragsmiljøet. De må derfor bare gjennomføres der behovet er godt dokumentert, og de må tilpasses vassdragsmiljøet mest mulig. Det biologiske mangfoldet må ivaretas, og vassdragets rolle i natur- og kulturlandskapet bevares i størst mulig grad. Folks mulighet til å bruke vassdragene og de vassdragsnære områdene bør opprettholdes. Miljøtiltak kan i mange tilfeller innarbeides i flomsikringsplanene. Der det er ønske om tilrettelegging for rekreasjon kan gangstier, fiskeplasser og liknende anlegges som en del av sikringsanlegget. I tettbebyggelse kan sikringsanleggene gis en form som er tilpasset det urbane landskapet.

Vassdragsnære områder som har særlig verdi for miljøet bør ikke bebygges. På disse områdene bør naturen få utvikle seg mest mulig upåvirket av menneskelige inngrep. Slike områder kan også være gunstige for sikring mot flom fordi de er oppsamlingsmagasiner for flomvann og avlagringsplasser for is under isganger.

Et viktig prinsipp i dagens flom- og erosjonssikring er at elva skal ha frihet til å opprettholde naturlige prosesser der dette kan skje uten å skade viktige samfunnsinteresser. Derfor blir nødvendige forbygningstiltak i størst mulig grad trukket vekk fra elveløpet, nærmere de virksomheter og byggverk som skal beskyttes. På den måten vil selve elveløpet kunne bevares i sin naturlige tilstand. Se figur 6.34

Plastringsstein i elvebredden kan gi sterile og utilgjengelige elvebredder med unaturlig utseende. Dette kan motvirkes ved å forme terrenget, tilrettelegge for etablering av vegetasjon og legge gangstier i skråningsflatene, se figur 6.5. Der en har tilgjengelige, stedege ørmasser fra elva kan en bruke disse som et dekke oppå plastringssteinen.

Ved en stram linjeføring og fastlåsing av elvefarete med erosjonssikring og flomverk vil elva kunne få en kanalpreget form. I naturområder bør elvekanten



Figur 6.34 Prinsippskisse som viser hvordan eldre forbygningsanlegg kan flyttes og omformes i en mer miljøvennlig retning.

i stedet utformes så naturlig som mulig, så langt de hydrauliske forholdene tillater. I bynære og trange områder kan det være riktig og nødvendig med en mer regelmessig, ryddig og plassbesparende elvekant. Da kan tørrmur representere en god løsning. Elva bør få en variert og myk linjeføring. Dersom begge elvesidene sikres og fastlåses, er det ekstra viktig at vi følger elvas naturlige linjeføring, og at de to elvesidene ikke blir påfallende parallelle.

Ved sikring av skrånninger med samfengt eller utsortert og tilrettelagt stein (ikke tørrmur) er det ønskelig å variere sidenes skråningsvinkler. Slake skrånninger er mest stabile og skaper lettere atkomst til elva for mennesker og dyr.

I tillegg til å sikre verdier som dyrka mark, veier og hus er en i dag opptatt av å ta vare på verdifulle biotoper som flommarkskog, øyer, holmer og grusører som er med på å gi elva variasjon. Påkjenningen på slike elementer kan bli større når elvesidene er erosjonssikret fordi vannhastigheten i mange tilfeller vil øke.

Flomvoller eller flomverk byr på spesielle utfordringer. Et stort flomverk vil lett virke dominerende på naturlig, flate elvesletter dersom traseen legges rettlinjet langs elvekanten eller med for strenge geometriske føringer. Figur 6.34 viser hvordan en kan ivareta viktige hensyn. Langs forlandet, der de naturlige flom- og erosjonsprosessene fortsatt skal få lov til å virke, vil eksisterende og eventuelt nyetablert vegetasjon kunne bidra til å dempe det dominerende synsinntrykket av flomvollen. Vegetasjonen vil gi positiv effekt som skjul for fisk, fugler og vilt. Veger og gangstier over fyllingen sikrer framkommeligheten. Flomverk bør i størst mulig grad følge terrengets linjeføring og legges langs høgdedrag og naturlige terrasser. Dette kan også være massesparende. Også arealbruksgrenser, f.eks. grense mot dyrka mark, kan være med og bestemme linjeføringen. Det samme gjelder flomløp langs elver, veger, jernbane o.l. Tilpasningene i endepunktene er særlig viktige. Flomverket bør forankres til naturlige landskapsformer.

Dobbeltprofil, sti og terrasse er alle betegnelser på avsatser eller avtrapping i sikringstverrsnittet. Vanligvis legges dette inn av hensyn til adkomsten eller for å bryte opp stive linjer i et forbygningsanlegg. Ved å variere terrassens høyde over elva sammen med skråningsvinkel og vegetasjon kan en få god og variert landskapsform på erosjonssikringen. En terrassebredde på 0,5–1,0 m kan være tilstrekkelig for fiskere og kan også være nok til å gi ønsket landskapsmessig effekt. Fiskere ønsker en høyde fra 0,5 til 0,8 m over sommervannstand og i tillegg muligheter til å kunne gå ned til vannflata og ut i elva på enkelte steder. Egne fiskeplasser kan etableres. Til tursti bør bredden være nærmere 2 m. På særlig utsatte steder er det ønskelig med bredere veg for å kunne komme fram med maskin for vedlikeholdsformål. En ekstra terrasse like under sommervannstanden vil kunne bedre forholdene for planter og dyr i strandsonen.

Biotoptiltak og vegetasjon





Innledning

Dette kapitlet omhandler to temaer. Det er derfor delt i to del-kapitler. Den første delen omhandler vegetasjon og vegetasjonsetablering langs vassdrag etter ulike tiltak og inngrep. Først beskrives vegetasjonens betydning for vassdragenes funksjon og økologi. Deretter beskrives ulike metoder for etablering av vegetasjon i inngreps- og tiltaksområder. Ulike hensyn under anleggsdriften omtales også.

Den andre delen av kapitlet omhandler en generell beskrivelse av biotopiltak i og langs vassdrag. Bakgrunnen og formålet med biotopiltakene vektlegges. Det gis først en overordnet beskrivelse av ulike naturtyper som er knyttet til rennende vann. Deretter gis overordnede beskrivelser av ulike typer tiltak som kan forbedre situasjonen i vassdragsmiljøer med inngrep. Mer detaljerte beskrivelser finnes under kapitlene som omhandler terskler, buner, steingrupper og kulverter.

7.1 Vegetasjon

7.1.1 Vegetasjonens betydning

En kantsone danner overgangen mellom ulike biotoper. Overgangssonen mellom vann og land er en spesielt viktig biotop. Der er det godt skjul og næring for pattedyr og fugler. En variert kantsone med gradvis økning i sjiktning og lystilgang gir mange ulike levesteder.

I kantsonen er miljøforholdene, som tilgang på lys, temperatur og jordbunnsforhold, forskjellige fra tilgrensende biotoper. Dette bidrar til at

sammensetningen av plante- og dyrearter blir annerledes enn i tilgrensende biotoper. En bred kantsone kan romme flere levesteder enn en smal kantsone. Mange forskjellige levesteder bidrar til et høyt arts mangfold. Kantsonen bør være bredest der påvirkning fra vind og sol er sterkest. Det er viktig at gamle og døde trær spares, selv om de står ytterst i kantsonen. Dersom trærne står slik at de kan falle ut i elva og gi opphav til økt erosjon, bør likevel felling vurderes. Bredden bør være minimum mellom 5 og 20 meter for å ivareta økologiske og funksjonelle hensyn. For å oppta avrenning fra landbruksarealer anbefales det å anlegge minimum 5–10 meter brede soner avhengig av fall og helningslengde på avrenningsområdet.

Nydyrkningsforskriften har vedtatt at det mot elveløp og bekker med årssikker vannføring skal være minst seks meter kantsone som ikke jordarbeides. Mot elveløp og bekker uten årssikker vannføring skal bredden være minst to meter. Dette miljøkravet gjelder alle jordbruksforetak som mottar produksjonstilskudd. Kravet om kantsoner for å motta produksjonstilskudd er bestemt i [forskrift om produksjonstilskudd](#), men kantsoner er også omtalt i [vannressursloven § 11](#).

En stor del av åkerlandskapetets plante- og dyreliv finnes i disse sonene. Kantsonene fungerer som korridorer for vilt i alle størrelser, og har ofte en rik forekomst av planter som gir gode leveforhold for insekter og fugler. Skog og krattbevokste bekkeløp er i tillegg viktige korridorer eller ferdselsårer for mange arter som lever i tilknytning til kulturlandskapet.

Vegetasjonen i og langs vassdrag består av spesielle plantesamfunn som er tilpasset forholdene i og ved vann. Flomforholdene (størrelse, varighet og hyppighet) vil påvirke artsammensetningen. Ofte vil vi finne krattskog i forskjellige utviklingsstadier langs elvekanten på grunn av varierende flomtilstander. Krattskogen vil ha en frodig undervegetasjon på grunn av slammet flommen har lagt igjen. Flommark kan inneholde noen av de sjeldneste plantene vi har i Norge. Grusørene er i de fleste tilfeller ustabile voksesteder, og her vil plantedekket variere fra år til år. Mer stabile grusører har gjerne oreskog, vanlig er også hegg og store vierarter. Langs mer stilleflytende elver har vi de samme forholdene som i innsjøer, og her finner vi en mer innsjøpreget vannvegetasjon.

Vegetasjonen langs og i et vassdrag vil være sterkt avhengig av de klimatiske, topografiske og jordbunnsmessige forholdene på stedet. Når det gjelder randsonen mellom rennende vann og land, elvekanten, er diversiteten spesielt



Figur 7.1 Naturlig kantsone med busker og kvist liggende i elva. Fra Gausa-Augga.
Foto: Arne Hamarsland.

stor på grunn av den aktive rollen som elvas ulike dynamiske prosesser spiller. Erosjon, sedimentasjon, oversvømmelser og uttørring foregår hele tiden i ulik grad og på ulike måter og skaper en rekke forskjellige habitater som gir en generell stor artsrikdom. Elvekantene varierer i forhold til hvor erosjonsutsatte de er, løsmassesammensetning og helning slik at de stedvis er blottlagte med ulike substrat og stedvis består av frodig sammenhengende vegetasjon. I tillegg er det en sonering av ulike vegetasjonssoner i høyden over korte avstander.

Dersom de økologiske forholdene i et vassdrag endres, f.eks. gjennom regulering, sikringsanlegg eller andre tiltak, kan dette føre til at arter eller plantesamfunn som er tilpasset de opprinnelige forholdene, går tilbake. Klåved er en slik plante. Den tåler godt flom og er avhengig av at flom holder konkurrerende planter unna.

Elvekantvegetasjonen er i mange tilfeller en viktig *nøkkelbiotop*, det vil si en spesielt artsrik biotop eller en biotop som visse arter er helt avhengig av.

I tillegg er vegetasjonen av stor betydning for mange dyrearter. Den tjener som skjul og trekkveier for vilt, og den gir oppholdssted for blant annet fugler, insekter og amfibier. I tillegg gir den næring til fisk og andre organismer i og langs vassdraget. I næringsfattige vassdrag kommer den vesentligste næringen til organismene i vannet fra vegetasjonen langs vassdraget.

Spesielt i mindre elver og bekker vil kantvegetasjonens skyggeeffekt ha stor betydning for vanntemperaturen og dermed for de organismene som er følsomme for temperaturendringer.

Kantvegetasjon og livet i elva

Miljøet i elvene er sterkt påvirket av omkringliggende fastmarksvegetasjon. Resirkulasjon av organisk materiale, som er vanlig i nesten alle økosystemer, eksisterer i liten grad i rennende vann.

Dersom vi studerer tverrprofiler i elva, kan elveleiet inndeles i to hoveddeler, selve elveløpet og elvebredden. Mens elveløpet oftest står under vann hele året, er elvebredden sterkt utsatt for vannstandvekslinger og defineres som området mellom gjennomsnittlig høyeste og laveste vannstand. Storparten av næringstilførselen stammer fra organisk materiale på land som blader, kvister døde dyr etc. Dette faller ned i elva og utnyttes av primærkonsumentene (bunndyr) i elva. Rennende vann kan derfor betegnes som åpne økosystemer som i stor grad påvirkes av økosystemene på land. Tilførselen av materiale fra land spiller en avgjørende rolle for bunndyrproduksjonen i elva og derigjennom for mengden av fisk som produseres i elva. Fiskens vekst har en viktig energibasis i elvekantvegetasjonens produksjon.

Undersøkelser fra større norske elver viser at 75–80 % av næringstilførselen kommer fra land, resten er elvas egenproduksjon. For mindre elver og bekker omgitt av tett vegetasjon kan elvas egenproduksjon utgjøre bare 1–2 % av den totale energitilførselen. Elvekantvegetasjonen tjener ikke bare som hovedføde for mange bunndyr, men er også viktig for gjennomføring av deres livsløp. Mange arter av vårfluer og knott plasserer eggene sine på bladverk som henger ut over elva. Når eggene klekkes slipper de seg rett ned i elva.

7.1.2 Landskapsmessig betydning

Vassdrag med kantvegetasjon og bevokste øyer og ørmasser er viktige trekk i landskapsbildet. De danner naturlige linjer og grønne elementer i terrenget, fungerer som viltkorridorer og bidrar til mangfold i vegetasjonstypene i et område. Kantvegetasjonen gir et godt estetisk inntrykk og kan bidra til at områder er attraktive, blant annet i friluftslivssammenheng. Disse effektene gjelder både i tettsteder og bebygde strøk, i landbruksområder og i utmark.

7.1.3 Kantvegetasjon som lebelte

En sammenhengende kantvegetasjon kan tjene som lebelte mot vind, dette gjelder blant annet mot dyrka mark. Kantvegetasjonen virker også dempende på vannhastigheten under flom, og den kan bidra til å redusere overflateerosjon ved oversvømmelse.

7.1.4 Kantvegetasjon som sedimentfelle og «rensefilter»

Kantvegetasjonen virker som sedimentfelle og tar opp næringsstoffer som ellers vil renne ut i vassdraget. På denne måten er den med på å redusere forurensningen av vassdraget.

Vegetasjonen renser overflateavrenninga ved å bremse hastigheten på vannet fra ovenforliggende arealer. Dette fører til avsetting av jord med tilhørende næringsstoffer i vegetasjonssonen. Rotsystemet øker dessuten jordas dreneringsevne og bidrar til å redusere overflateavrenninga. Kantvegetasjon vil f.eks. ha en renseseffekt på avrenning fra jordbruksarealer.

Foruten renseseffekten hindrer plantene erosjon i selve vegetasjonssonen. Ved oversvømmelse vil kantvegetasjonen også redusere transporten av materiale ut i vassdraget.

7.1.5 Vegetasjonshensyn i anleggsområdet

Ved planlegging av vassdragstiltak bør vi tidlig registrere vegetasjonen i området slik at vi kan finne de beste løsningene for gjennomføring av tiltakene, dvs. byggested, transport, lagringsplasser o.l.

Arealbruk og framgangsmåte

Det skal ikke tas i bruk større arealer enn det som er absolutt nødvendig for å gjennomføre tiltaket. Vi bør i størst mulig grad unngå løsninger som skader vegetasjonen. Spesielt er det viktig å spare vegetasjonen nærmest elva. Øyer og tuer med vegetasjon ute på grusørene og i elvekanten kan være viktige habitater og bør få stå mest mulig urørt.

Verdifulle enkeltobjekter eller bestander må beskyttes. Inngjerding gir best beskyttelse, mens merkeband kan brukes til å avmerke større

bestander. Erosjonssikringen og tildekkingsmassene kan mange steder legges opp i elvemelen fra elvesiden, dermed unngår vi å gå inn fra landsiden.

Selv om vegetasjonen i et område blir så sterkt berørt av flom- eller erosjonssikringsanlegg at det er usikkert om den vil overleve, bør vi likevel gi den en sjanse til å restituere seg.

Transport og rigg

Ved utkjøring av fyllmasse og stein bør transporten primært skje på vei som ligger unna elvekanten, med stikkveier til de aktuelle byggestedene. Transporten kan også skje i elva. Dette gjelder spesielt på delstrekningene der sideterrenget ikke skal fylles opp. Der vi har valgmuligheter, skal veier, snuplasser, nye bekkeleier, lagerplasser for masser o.l. plasseres der det ikke er skog. Vegetasjonen og de arealene som blir berørt av tiltakene bør kartlegges på forhånd. Det kan være hensiktsmessig å utarbeide en transportplan.



Figur 7.2 Transport i veiløst terreng på belastningsmatter ved Børselva i Ballangen. Hensikten er å skåne myr og våtmark i et naturreservat. Foto: Gunnar Kristiansen.

7.1.6 Oppbevaring av vegetasjon

Vekstsjiktet og eventuelle avdekningsmasser må legges til side for mellomlagring der elveløpet skal forandres, elvesidene nedfylles med stein eller annen masse ved flom-, erosjonssikring og veifyllinger eller der det skal åpnes massetak.

Vi bør generelt spare store trær med kompliserte og ofte omfattende rotsystemer dersom det er mulig. Dersom vi må fjerne vegetasjon, kan mindre trær, busker og hele vegetasjonsmatter flyttes under anleggsperioden og plantes inn igjen i det ferdige anleggsområdet på ferdigformede arealer. Flytting av større trær er en komplisert og dyr operasjon. Trærne må oppbevares slik at vi unngår uttørring og/eller mekanisk ødeleggelse. Dekk røttene godt med torv eller liknende som holder på fuktigheten under mellomlagring.

7.1.7 Naturlig innvandring av vegetasjon

Gras, urter

En erosjonssikring, flomsikring eller veifylling vil etter noen år få vegetasjon, også uten tiltak. Forutsetningen er at det er noe finere masser som vegetasjonen kan finne feste i, som bidrar med næring og som kan holde på vann. Først kommer gjerne oppslag av gras og urter, deretter ofte selje, bjørk, ulike vierarter og gråor. En slik utvikling med endring av vegetasjonen kaller vi naturlig suksesjon.

Vegetasjonsutviklingen kan «styres» og påskyndes ved forsiktig bruk av f.eks. fullgjødning. Det er som regel nitrogentilførselen som er minimumsfaktoren for plantenes vekst, og vi kan gjødsle med fullgjødning med høyt nitrogeninnhold. Det kan gjødsles med 20–40 kg/da i ett til to år. *Bare gjødning* vil være aktuelt der vi ønsker mest mulig naturlig innvandring. *Såing og gjødning* er velegnet i områder hvor vi ønsker rask vegetasjonsetablering, blant annet for å hindre erosjon eller for å få en vegetasjon som harmonerer mest mulig med omgivelsene. På grunn av at gjødning øker næringsinnholdet i plantene, øker også beitetrykket. Gjødslinga må derfor avpasses etter faren for nedbeiting. Til såing bør en bruke en blanding som er tilpasset voksestedet. Det må brukes arter som finnes i området fra før. Sauesvingel er svært hardfør og tørketålende. På tipp anbefales blandinger som inneholder 30–60 % sauesvingel. Hvis mulig må norske provenienser brukes. Det arbeides med å fremskaffe et større

utvalg av norsk frømateriale. Tilgangen vil bli vesentlig bedre de nærmeste årene. Introduserte arter bør ikke brukes. Svartelistede arter som for eksempel lupin må uansett ikke brukes!

Av og til blir det stilt krav om bruk av «stedegent» materiale. Det er vanskelig å gi en god definisjon av stedegent materiale i denne sammenheng. Hva som er stedegent kan bl.a. variere fra art til art. Bruk av norsk materiale tilpasset forholdene på voksestedet bør være tilstrekkelig.

Trær

Gråor og bjørk vil etter hvert vandre naturlig inn, men uten noen form for tiltak vil det kunne gå 10–20 år før trevegetasjon preger skråninga. I lavereliggende og «frodige» strøk skjer etableringen raskere, gjerne på under fem år. Noen steder kan nedbeiting hindre etablering av trevegetasjon. I slike tilfeller kan inngjerding være nødvendig.

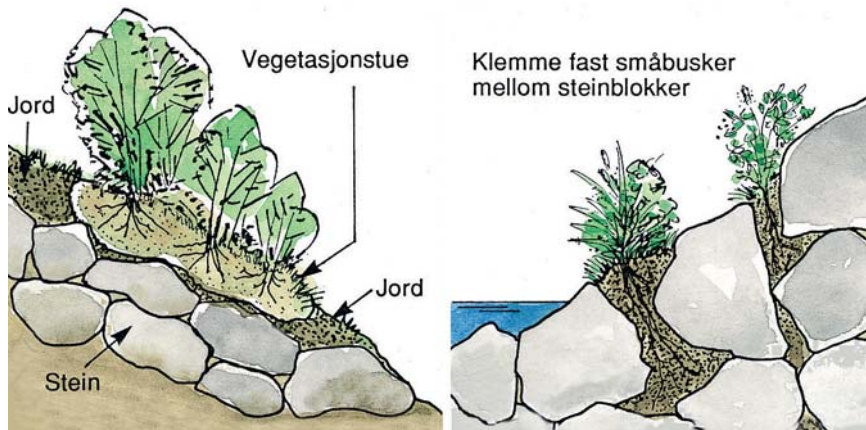
7.1.8 Flytting av vegetasjon

Dersom det av forskjellige grunner er vanskelig å legge til side tilstrekkelig mengde av vegetasjonssjiktet, kan vi supplere med planter og/eller tuer med stauder og småkrattskog fra nærliggende utmark. Uttaksstedene bør innarbeides i planen og må på forhånd godkjennes av grunneier. Vi må ikke lage nye, skjemmende sår.

Det er mest effektivt å grave opp slike tuer med gravemaskin og transportere dem til brukerstedet. Planting kan skje manuelt eller ved hjelp av gravemaskin. Alternativt kan vi spa opp tuer som vi transporterer på tilhenger og planter manuelt på de utpekte plassene. Også godt omdannet myrjord med røtter binder godt når den trykkes ned med grabb. Torv fra myr er ofte gjennomvevd av røtter og inneholder en naturlig frøbank, og derfor er slik jord særlig godt egnet.

Underlaget på planteplassen og mengden jord på tuene avgjør om vi må tilføre jord før planting. Det er spesielt behov for jord under og rundt slike tuer i skråninger som er plastret med grov stein. Tuene må klemmes godt ned i grunnen slik at de får god kontakt med masser under, se figur 7.3.

I plastrede elveskråninger bør det stedvis plantes tuer med krattskog nær vannspeilet. På grunn av faren for oversvømmelse og erosjon bør disse tuene



Figur 7.3 Vegetasjonstuene etableres i jordlag på steinmassene. Planter, enkeltbusker og småtrær klemmes godt fast mellom steinene.

være kraftige. Det kan også være aktuelt å kile fast røttene mellom steinblokker, se figur 7.3.

Hvor tett vi bør plante, kan variere en del. Enkelte steder vil det være viktig å få til en rask og tett etablering av kantskog. Da planter vi tett. Andre steder satses vi mer på å legge til rette for selvetablering, slik at det kan være lengre mellom plantene. Innplanting av trær og busker bør skje slik at plasseringen blir uregelmessig for å unngå «parkpreg».

7.1.9 Etablering av ny vegetasjon

Ferdigstilte anleggsområder er ofte lite egnet for rask vegetasjonsetablering uten at vi tilfører vekstmasser eller tilbakefører avdekningsmassene. Ved å ta vare på avdekningsmassene kan vi redusere utgiftene til vekstmasser betraktelig. Ved mange anlegg vil det imidlertid ikke være tilstrekkelig med avdekningsmassene, og det er nødvendig å tilføre ekstra finmasser.

Ved tilbakeføring av avdekningsmasser kan vi ofte nøye oss med et ca. 10 cm tykt lag. Erfaringer viser at kostnadene øker sterkt med tykkelsen på laget. Delvis overdekning kan også være et alternativ som vil gi varierte vegetasjonstyper.

- *Ren grus eller dårlig omdannet myrjord* er dårlig egnet som vekstmedium, men kan likevel forbedre vekstforholdene i grovere steinmasser gjennom gunstigere kornfordeling. (Dårlig omdannet myrjord kjenner vi på at det stort sett bare renner klart vann ut mellom fingrene dersom vi presser sammen et stykke torv i hånda.)
- *Middels omdannet myrjord* egner seg bra som vekstmedium.
- *Sandjord* er ofte næringsfattig og tørkesvak, dvs. at den har liten evne til å lagre vann.
- *Siltjord* eroderer lett.
- *Morenejord* egner seg godt for etablering av vegetasjon. Gjødsling kan være nødvendig hvis morenejorden er svært næringsfattig.
- *Matjord* er et godt egnet vekstmedium. Massene bør helst ha stort innslag av grastorv, stauder (bringebær, geitrams etc.) og småbusker. «Matjord» vaskes imidlertid lett ut og bør ikke benyttes nær vassdraget eller i bratte skråninger.

Mange jordtyper kan benyttes under forutsetning av at det gjødsles.

Primært skal arealene nær vassdraget få tilbake en mest mulig naturlig vegetasjonstype, men på grunn av endringer i grunnvann og vekstmedium, kan artssammensetningen bli forandret. Enkelte steder kan det være ønske om spesiell vegetasjon på grunn av etterbruken. Dersom det ikke er mulig å få etablert naturlig vegetasjon, bør vi tilså de berørte arealene med grasfrø og/eller beplante med stedefen trevegetasjon, med mindre noe annet er avtalt.

Valg av arter bør for øvrig gjøres slik at det blir enklest mulig å etablere ny vegetasjon. Å flytte tuer med gras, stauder og småbusker gir ofte meget gode resultater.

Gras

Det skal anvendes grasfrøblanding som gir et mest mulig naturlig preg. Det anbefales å bruke norske provenienser av arter som forekommer naturlig i området. Det skal såes tynt, ca. 1,5–5 kg/da. Dette gjør det enklere for andre naturlige vekster å etablere seg. På flater hvor det er viktig å få en rask etablering av et vegetasjonssjikt for å hindre overflateerosjon, bør vi så noe tettere. Arealene bør også gjødsles med 30–50 kg fullgjødning pr. da. På næringsfattige masser kan det være nødvendig med ettergjødning andre og eventuelt tredje året etter såing. Såing av gras bør skje om våren eller seint på høsten.

Sterk gjødsling gir næringsrike planter som lett kan bli utsatt for hard beiting. Dette gjelder både gras (beiting særlig av sau) og trær/busker (beiting særlig av elg). Når vi vurderer gjødsling, må vi derfor også ta forventet beitetrykk i betraktning.

Busker og trær

Vi bør se eventuell tilplanting i sammenheng med omgivelsene. I tettbygde strøk og boligområder kan vi plante mer «parkmessig», mens vi i andre områder bør plante egnede løvtrær. Skal vi bruke naturlig trevegetasjon fra tilgrensende områder, må dette gjøres tidlig om våren. Noen skogplanteskoler produserer små (1–4-årige) og rimelige planter av f.eks. bjørk og andre vanlige løvtrær. Produksjon av andre arter kan avtales med planteskoler og hagesentre. Det må gjøres i god tid (2–4 år) før utplanting.

Jord med røtter og stedeagne frø kan vi «klappe» på plass som vekstmasse med gravemaskin. Røttene vil bidra til å binde jorda sammen, og frøa vil raskt kunne gi naturlig vegetasjonsetablering.

Stiklinger har vært lite brukt i denne sammenheng, men dette kan være aktuelt for vier- og pilarter. Stiklingene skjæres fortrinnsvis på ettervinteren, f.eks. 20–30 cm av siste årsskudd. De kan lagres på kjølelager i planteskoler for utsetting og eventuelt forkultiveres i planteskoler. Etter bladfall, eller når bladene har blitt gule om høsten, kan stiklingene skjæres direkte og settes i jorda fortløpende.

Plantematerialet kan skaffes til veie ved å:

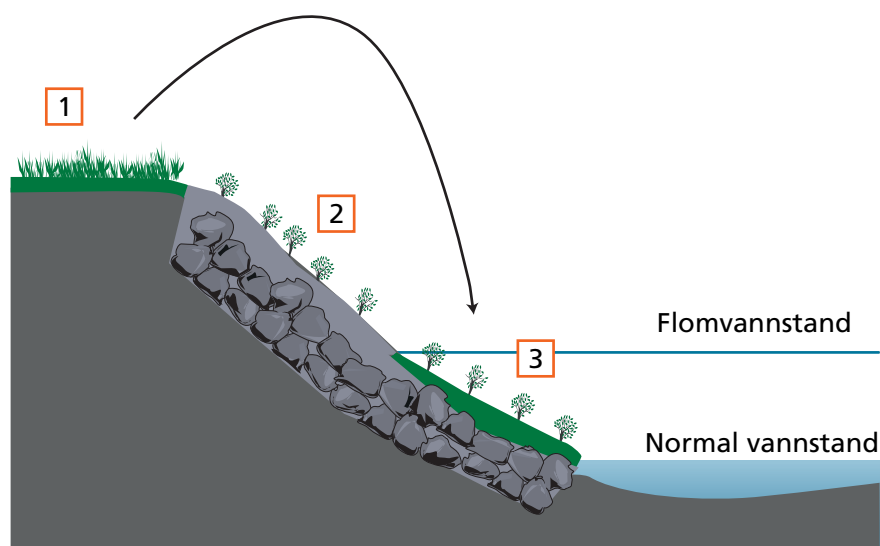
- a) ta vare på avdekningsmassene med vegetasjonssjiktet (lite omdannet torv er særlig godt egnet)
- b) hente planter eller tuer med småbusker i utmark i nærheten (må avtales med grunneier)
- c) kjøpe planter på planteskole

Ved bruk av metodene a) og b) bør trær over 1,5–2 m skjæres ned på forhånd for ikke å skape ubalanse mellom rotsystemet og bladverket. Enkelte større trær kan flyttes, men da må det være med en stor rotklump.

Det anbefales primært å satse på stedegent materiale som nevnt i punktene a) og b).

7.1.10 Andre viktige forhold

- Noen steder er det viktig å tilføre fint substrat i form av fin sand eller silt som kan binde vann (og mineraler). Dette er ofte mangelvare i/på erosjonssikringsanleggene. Hvis massene er næringsfattige, er gjødsling nødvendig.
- Hvis det er mulig tilføres vekstsubstrat som inneholder organisk materiale. Dette er viktig for hastigheten til veksten, særlig i etableringsfasen.
- Unngå å så med grasfrøblandinger. Dette vil hindre etableringen av stedege arter og vil utgjøre en fremmed vegetasjonstype langs vassdraget. Hvis en vurderer at det er nødvendig å hurtig etablere et feltsjikt av planter for å hindre utvasking av finstoffer fra elva eller overflateavrenning, kan det såes, men da med lav tetthet.
- Stiklinger av stedege vierarter vil fremme vegetasjonsetableringen i stor grad, dette gjelder spesielt busk og tresjiktet. Når det er etablert et delvis dekke av busker vil disse katalysere utviklingen idet de tilfører organisk materiale samtidig som de fungerer som sedimentfeller slik at mineraler og næring vil avsettes.



Figur 7.4 Viser prinsipper for etablering av naturlig vegetasjon fra toppen av fylling og ned til normalvannstand.



Figur 7.5. Karasjohka ved Jeambealesnjarg før og etter miljøtiltak. Bildene viser vegetasjons-etablering med naturlig vegetasjon. Vekstmasser er tilført og vierbusker og -stiklinger er plantet ut. Foto: Gunnar Kristiansen.



- Utslaking av fyllingene og nedknusing av blokksteiner vil gjøre vegetasjonsetableringen mer effektiv. Avrenningen blir langsommere samtidig som finere substrat i større grad holder på vann og mineraler og mer effektivt fungerer som sedimentfeller. Selve nedknusingen vil også friggi mineraler til vekstsubstratet.

1. Hele vegetasjonsmatter hentes fra terrengetoppen av fylling eller nærliggende terreng eller avblottingsmasser fra sikringsområdet.
2. Sonen mellom flomvannstand og toppen av fyllinga suppleres med vekstmasser. Dette kan være siltige masser blandet med vekstjord, renskasser fra grøfter og lignende eller overskuddsmasser fra området. Sonen kan beplantes med småbusker av or eller stiklinger av vier.
3. Vegetasjonsmattene flyttes ned til sonen mellom normalvannstand og flomvannstand. I denne sonen kan det også plantes småbusker av pionerplanter som gråor eller stiklinger av vier.

7.1.11 Skjøtsel

Ut fra estetiske og biologiske hensyn vil det ofte være en fordel å la nyetablert vegetasjon stå. I noen sammenhenger kan det likevel være hensiktsmessig å pleie eller skjøtte vegetasjonen for å ivareta landskapshensyn, friluftsinnteresser eller sikkerhet. Store trær som henger ut over elva eller påskynder erosjonen i skråningene, kan hogges, men dette må vurderes restriktivt.

Verdifulle enkelttrær, trerekker og annen vegetasjon av særlig betydning for kulturlandskapet og for fisk, fugl og vilt bør bevares og skjøttes. Omfanget av rydding, tynning og gjødsling er avhengig av anleggets størrelse, beliggenhet og bruk. Dette arbeidet blir lettere dersom vi utarbeider en skjøtselsplan samtidig med at vi planlegger anlegget. Skjøtselplanen bør ta utgangspunkt i en kartlegging av eksisterende og eventuell ny vegetasjon.

Det kan også være aktuelt å redusere omfanget av vegetasjonen langs vassdrag. Det kan være flere grunner til dette, f.eks. ønske om å legge til rette for friluftsliv, vedlikehold av flomsikringsanlegg eller problematisk gjengroing, gjerne som følge av andre inngrep og forurensning.

Planter som visner ned om høsten, vil det vanligvis ikke være aktuelt å bekjempe. Et tett grasdekke vil være med på å hindre busker og trær i å etablere seg. Når trevegetasjonen først har etablert seg er mekanisk rydding best egnet. Kjemisk behandling bør bare unntaksvis brukes langs vassdragene fordi midlene brytes mye langsommere ned i vann enn i jord jf. nedenfor.

Rydding av uønsket busk- og trevegetasjon er velkjent fra skogbruket, men ikke alle metoder er egnet langs vassdrag. Bladsprøyting krever spesiell tillatelse etter forurensningsloven dersom metoden skal anvendes på vegetasjon

i eller langs vassdrag. Slik sprøyting frarådes. Ulike former for mekanisk rydding kombinert med kjemisk punktbehandling av snittflatene (stubbene) vil vanligvis være det mest effektive. Slike tiltak krever vanligvis ikke spesiell tillatelse fra forurensningsmyndighetene.

Bruk av metoder som bevisst skapte flommer (spyleflommer) har vist seg lite effektive når busk- og trevegetasjon først er etablert.

Planlegger vi større ryddinger i og langs et vassdrag, bør vi ta kontakt med fagfolk. På den måten får vi vite om det bør tas spesielle hensyn på enkelte steder, og vi kan unngå misforståelser.

Av sikkerhetsmessige årsaker må vi sørge for tilstrekkelig flomavlednings- evne ved å fjerne vegetasjon som vil virke farlig oppstuvende. Skjøtting av flomverk og andre anlegg bør inngå som en del av vedlikeholdet og kan beskrives i en egen plan.

7.1.12 Bruk av geotekstiler

Geotekstiler er vevde nett eller matter som kan brukes til å forsterke erosjonsutsatte skråninger ved å holde løsmasser på plass og hjelpe i gang en vegetasjonsetablering. Man kan skille mellom permanente nett som er syntetiske og ikke nedbrytbare og midlertidige nett av naturfibre som er nedbrytbare. Det er hovedsakelig nett av naturfiber som blir brukt som forsterkende element ved miljømessige erosjonssikringsanlegg langs vassdrag. Nedbrytbare nett av blant annet kokos brytes ned i løpet av 10 års tid avhengig av klima. Etter hvert vil det være vegetasjonen som utgjør sikringsanlegget.

Nett av naturfibre virker ved å holde jordpartikler på plass, holde på fuktighet og holde på frø og eksisterende vegetasjon. Hullene i nettet gjør at lyset kan trenge gjennom frø som ligger under nettet. Etter hvert som vegetasjonen etablerer seg og vokser, blir skråningen forsterket. Nettet brytes samtidig ned naturlig. Nett kan også brukes sammen med mer tradisjonelle steinkleddede sikringer.

Den vanlige metoden å utføre metoden er å feste nettene ved hjelp av treplugger. Det anlegges en låsegrøft i toppen og bunnen av skråningen for å forankre matten. Det er også viktig å forsterke og forankre mattene med stein i foten for å hindre undergraving av mattene. Under nettet slettes skråningen til slik at nettet får best mulig kontakt med massene under. Det er viktig å



Figur 7.6 Bruk av kokosmatter med påføring av vierkratt fra omkringliggende terreng som erosjonssikringstiltak langs Iesjohka ved Nedre Mollisjok. Foto: Gunnar Pedersen.



Figur 7.7. Bruk av kokosmatter for sikring av en trang jordbrukskanal i Ballangen. Nedre og mest erosjonsutsatte del er forsterket med steinsikring. Foto: Knut Aune Hoseth.

sikre nettene godt der det er stor påkjenning. Nettene anlegges stort sett der strømhastigheten er moderat eller liten.

Fordelen ved å bruke nett er at man får sikret med minimalt med inngrep og uten massive steinfyllinger som kan oppfattes som et fremmedelement. Det er blant annet brukt kokosnett for å sikre områder inne i nasjonalparker, mer urørte områder uten atkomst og sentrumsnære parkpregete områder.

7.2 Biotoptiltak

Biotoptiltak i vassdrag utføres i en avgrenset del av elva der formålet er å forbedre forholdene for fisk, biologisk mangfold eller friluftsliv. Eksempler på biotoptiltak er bygging av terskler, utlegging av steingrupper og gytegrus, tilbakeføring og omlegging av elveløp og vegetasjonsfremmende tiltak.

I Norge har det først og fremst blitt gjennomført biotoptiltak i vassdrag med ulike typer av inngrep etter kraftutbygging og i vassdrag med inngrep i form av kanaliseringer. Når vi gjennomfører biotoptiltak i vassdrag er det viktig å fokusere på hensikten med tiltakene. Vann og elver utgjør viktige levesteder for fisk, planter og insekter og har verdi for geofag, friluftsliv og landskap. Biotoptiltak gjennomføres for å forbedre forholdene for allmenne interesser der ulike inngrep i tilknytning til arealbruk, redusert vannføring, flomsikring, erosjonssikring eller veibygging har redusert verdien av disse.

I Norge er vi restriktive til å gjennomføre tiltak i mer urørte vassdrag. Der er det viktig å bevare vassdragene urørte med de naturlige prosessene bevart slik de er uten noen form for manipulering eller inngrep.

Ulike former for biotoptiltak

I sammenheng med planlegging og gjennomføring av tiltak brukes det ofte begreper som viser til ulike former for justerende tiltak. Disse gjenspeiler ofte hvilke former for tiltaksgrupper som gjelder eller hvor stor del av vassdraget som omhandles av tiltakene eller hvor omfattende de er. Det kan være nyttig å klargjøre disse begrepene.

Avbøtende tiltak

Brukes om alle tiltak som minsker de negative effektene av alle former for inngrep som berører et vassdrag. Tiltaket bøter på inngrepet. Dette brede

begrepet brukes om alle aktiviteter og interesser i forhold til friluftsliv, geofag, landskap og i forhold til fisk og biologisk mangfold.

Biotoptiltak

Biotopjusterende tiltak omfatter tiltak som er avgrenset til et parti av vassdraget. Tiltakene forbedrer hovedsakelig forholdene og levestedene for fisk og biologisk mangfold. Det er biotopen eller habitatet (levestedet) som forbedres.

Rehabilitering

Begrepet omfatter tiltak som gjenskaper deler av vassdragets naturlige form og funksjon etter ulike inngrep. Det gjenspeiler at tiltaket ikke tilbakefører avsnittet til sin naturlige form.

Restaurering

Tilbakeføring av vassdraget til den form og funksjon det hadde før inngrepene.



Figur 7.8. Tilbakeføring av erosjonssikringsanlegg i Elvegårdselva i Bjerkvik.
Foto: Gunnar Kristiansen.

Flommarksvegetasjon og biotoper i tilknytning til flommark

Med flommark menes landområder som ligger så lavt og så nær inntil vassdrag at de oversvømmes periodevis og noenlunde regelmessig, se figur 7.9. Også områder hvor jord og vegetasjon vitner om sporadisk flom eller tidligere flompåvirkning, regnes som flommark, selv om de i dag ikke er utsatt for flom. Gamle flomløp er eksempel på dette.

Variasjoner i tilsig og grunnvannsnivå påvirker de økologiske forholdene på flommarkene. Flommarksvegetasjonen er derfor en vegetasjonsmosaikk som gjenspeiler både tidligere hendelser og dagens prosesser, økologiske gradienter og vegetasjonsutviklingen over tid.

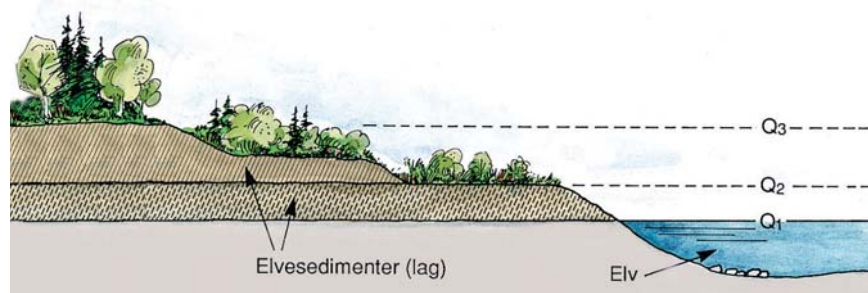
Flommarkssystemer kan ha åpne vannspeil der grunnvannspeilet ligger høyt, i forsenkninger i terrenget i gamle avsnørte elveløp. Disse vannforekomstene kan betegnes som sumper, dammer eller kroksjøer.

I DNs naturtypehåndbok er disse karakterisert som egne naturtyper. I et flommarksområde kan de være et av flere elementer som gir et stort biologisk mangfold. Spesielt kan den vannlevende faunaen av insekter være artsrik med forekomst av mange sjeldne arter.

Disse vannforekomstene er ofte næringsrike fordi de er lokalisert i lavere høydelag samtidig som løsmasser i omgivelsene avgir mineralnæring. Den frodige vegetasjonen som omgir dem, eller vokser ute i vannet, bidrar også vesentlig til næringstilførselen. På denne måten kan de utgjøre verdifulle oppvekstområder for fisk. Disse kan også flykte inn i disse systemene ved flommer i vassdraget.

Slike vannforekomster langs elver kan i tillegg være kvartærgeologisk interessante, eller utgjøre interessante elementer som illustrerer aktive elveprosesser. Vannforekomstene må ofte vurderes høyt som forsknings- og undervisningsobjekter.

Flommarkssystemene flommes over av vann under de årlige flommene i vassdragene. Under disse hendelsene får elvas sedimentasjons- og erosjonsprosesser lov til å virke på områdene. Enkelte arealer vil sedimenteres igjen, andre vil bli blottlagt på grunn av erosjon. I ulik grad settes også området under vann. Vannet kan ledes gjennom forsenkninger i terrenget og danne, eller følge såkalte flomløp. Når vannstanden synker i vassdraget, vil vann bli værende igjen inne i flommarken i ulik grad og enkelte arealer vil være permanent vanddekket. Med bakgrunn i disse aktive og dynamiske prosessene



Figur 7.9 Q_1 , Q_2 og Q_3 viser vannstandsnivåer for henholdsvis normalvannføring, middelflom og storflom. Flommark dannes på flomsedimentene som avsettes, og er tilpasset flomforholdene på stedet.

vil det skapes en høy diversitet av biotoper og habitater innen flommarken som fører til et rikt biologisk mangfold. En rekke artsgrupper er knyttet til slike biotoper. Flomløp som har stabil vannføring hele sesongen er ekstra viktige eller verdifulle som oppvekstområder for fisk. Produksjonen er meget høy siden vannet er omgitt, eller dekket av frodig vegetasjon som gir næring til systemet. Vegetasjonen gir også gode skjulmuligheter.

Elvører

Elvørene er meget viktige for det biologiske mangfoldet langs vassdragene. Med elvbreddmiljøer eller elvører menes den delvis vegetasjonsløse og sterkt flomutsatte og -påvirkede sonen mellom elvestrengene og vegetasjonssonene langs elvene. Denne sonen holdes åpen av elvas strømpåvirkning under skiftende vannføringer, særlig gjennom flommer som flytter på løsmassene. Det skjer ved utgraving hvor elva tar med seg masser bort fra stedet og fører de nedover vassdraget, eller ved at masser føres med elva og avsettes på grunn av fallende strømhastighet. Avhengig av elvas strømhastighet og beskaffenheten, vil løsmassene langs vassdraget ved elvbreddene ha soner med forskjellig kornstørrelse på substratet.

En elvør vil kunne inneholde følgende soner:

- Der strømhastigheten er stor nær elva er det sterile steinbanker. Sandbanker utvikles lenger vekk fra elva der strømhastigheten er mindre.

- Enda lengre vekk fra elva på lavtliggende eller opphøyde partier, eller på partier som er beskyttet mot strøm, for eksempel ved bakevjer, forekommer partier med silt. Innen disse områdene opptrer en mosaikk mellom siltflater og delvis sammenhengende undervegetasjon.

Mange invertebrater (insekter) er spesialisert til å leve på elvebredder. En av de mest artsrike gruppene er biller, og mange av disse artene har sine eneste levesteder i disse habitatene. Elvebreddefaunaen er særlig artsrik ved de største elvene i Trøndelag, Nordland, Troms og Finnmark, og en stor andel av artene er internasjonalt rødlistet.

De ulike billeartene lever i og på elvebreddene, og er knyttet til kornstørrelsen til substratet. Noen arter er knyttet til leire og siltsonen, andre til sand og atter andre til steinsonen. Noen arter krever også en del humus, og lever på steder der elvebredden er delvis dekket med vegetasjon.

For å bevare sjeldne arter innen disse habitatene er det viktig å gjennomføre tiltak slik at en bevarer eller tilbakefører enkelte større områder av flommarker samt større elvebredder med store grusuttak. Siltområder på elvebreddene kan tilbakeføres ved å minske strømhastigheten til elva, noe som vil reaktivere sedimentasjonen av finstoffer.

Store masseuttak kan føre til endret strømningsmønster, bunngraving eller senking av elveløpet og grunnvannstanden i området. Sand- og grusuttak kan påvirke produksjonen av næringsdyr for fisk i aktuelle områder. Grusuttak kan også hindre begroing av elvesubstrat, og innskrenke eller ødelegge leveområdene generelt for vannlevende organismer.

Sidebekker

Sidebekker til et vassdrag kan være verdifulle både som gyteområder for laksefisk og oppvekstområder for fisk. Sjøørreten bruker ofte slike områder både som gyte- og oppvekstområder.

Veier, veifyllinger eller andre typer fyllinger langs hovedvassdraget kan skape kunstige vandringshinder for fisk som potensielt vil bruke sidebekkene som gyte-, oppholds- eller oppvekstområder. Elva eller bekken må nødvendigvis passere veien gjennom en bru eller kulvertløsning. Kulverter kan være for trange eller bratte for å fungere effektivt som vandringspassasjer, og det oppstår ofte et vannsprang nedstrøms kulverten.

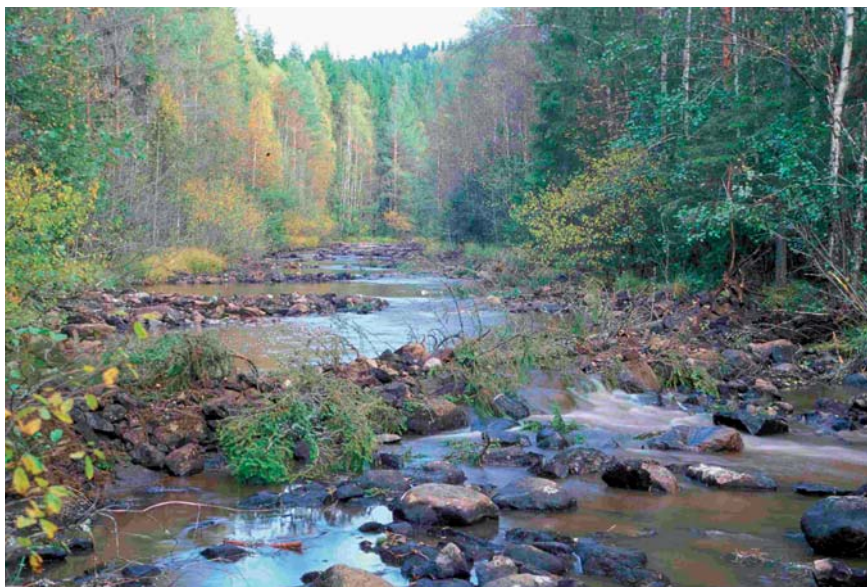
I slike tilfeller, der bekken ovenfor hinderet har et oppvekstpotensial, er det viktig å avbøte problemet. Hvis det er et vannsprang nedstrøms kulverten kan det bygges en eller flere terskler som hever vannstanden her. Hvis kulverten eller passasjen er bratt, kan det bygges konstruksjoner inne i denne som skaper en trappeeffekt. I noen tilfeller har man byttet ut kulverten med en større eller laget en annen type passasje (bru).

Utfylling, omlegging og stabiliserende tiltak

Noen steder kan sikringsanlegg skape fastlåste ensidige elveprofiler. Dette gjelder spesielt der det har skjedd utfyllinger i elveløpet. Elveprofilen kan bli ensidig med økt strømhastighet og liten variasjon i elvbredden uten områder med mer stillestående vann.

Sikring av elvbredden mot erosjon kan også medføre at elvas gravende krefter i større grad rettes mot bunnen med bunnerosjon og senkning av elvebunnen som en konsekvens.

For å skape variasjon i elvekanten, vannmiljøet og strømhastighet, og samtidig stabilisere bratte vegfyllinger/erosjonssikringer og elvebunn, kan



Figur 7.10. Etablering av terskler, buner og steingrupper i vassdrag med redusert vannføring, Vikeråa. Foto: Arne Hamarsland.

det etter nøye vurderinger anlegges sikringsbuner eller strømvisere langs/i forkant av fyllingsfoten. Dette er steinrader av stor kantet stein som ligger ut fra fyllingsfot stabilt på skrå med, på tvers av eller på skrå mot strømretningen. Bunenes formål er å lede bunnstrømmen i elva bort fra skråningsfoten samtidig som strømhastigheten bremses inntil foten. Det oppstår store belastninger i en flomsituasjon, og plassering og tekniske spesifikasjoner må derfor vurderes nøye.

Buner alene eller kombinert med utlegging av stein/steingrupper i elveløpet, vil kunne skape bedre skjulmuligheter og oppvekstforhold for yngel og ungfisk. I tillegg vil slike tiltak kunne gi standplasser for voksen fisk og dermed også nye fiskeplasser.

Stabilisering av en bratt veifylling som er i ferd med å gli ut i elva vil normalt løses ved å forsterke foten av steinfyllingen. Dette vil imidlertid føre til en ytterligere innsnevring av et elveløp som allerede er begrenset av fyllingen, noe som kan medføre økt fare for skade på motsatt elvebredd. Virkningen av en supplerende utfylling kan også bli økt bunnerosjon, noe som igjen vil være destabiliserende for fyllingen. Tiltak for å hindre bunnerosjon kan bestå i bygging av bunnterskler i elveløpet eller flytting av fyllinger som begrenser tilgjengelig elveareal.

Det kan være en utfordrende oppgave å stabilisere/sikre veifyllinger og sikringsanlegg på en måte som ivaretar både tekniske og miljømessige forhold og som hindrer skade på annen eiendom. Det må gjennomføres helhetlig detaljplanlegging som grunnlag for slike tiltak.

Der det er mulig, kan det være hensiktsmessig å skyve deler av eksisterende erosjonssikringsanlegg ut i vassdraget slik at steinene blir vanddekket. Det er viktig at eventuell erosjonsfare mot veier eller jordbruksmark ikke blir forsterket av slike tiltak.

Steingrupper av noe større og kantete stein vil kunne skape standplasser for voksenfisk og oppvekstområder for fiskeunger.

I enkelte tilfeller kan det også være hensiktsmessig å legge ut steingrupper nært land for å minske en eventuell erosjonsfare mot landsiden.

Tilbakeføring til opprinnelige og naturlige elveløp

I noen tilfeller kan en tilbakeføre elvestrekninger som er sikret med erosjonssikringsanlegg eller flomfyllinger i sin helhet dersom anleggene i dag ikke har noen funksjon. Dette kan for eksempel gjelde hvis de er bygget



Figur 7.11 Fra Bognelva i Alta hvor erosjonssikringsanlegget langs venstre bredd er fjernet langs denne strekningen. Deler av steinfyllingen er lagt ut i elva for å variere strømningmønsteret og gi et mer naturlig vassdragsmiljø. Siste bilde er tatt like etter gjennomføringen. Foto: Knut Aune Hoseth og Anders Bjordal.



for å tilrettelegge for landbruksaktiviteter, men der oppdyrking ikke er blitt gjennomført. Anleggene fjernes da som regel hvis de er bygget av tilført sprengstein. Dersom anleggene er bygget av naturstein og gammel elvebunn er det ofte hensiktsmessig å tilbakeføre disse massene til vassdraget. I denne sammenheng kan større og mellomstore steiner plasseres ut i grupper eller enkeltvis for å variere elveprofilen og strømningsmønsteret mest mulig. Elvekanten bør utformes variert med gjennomtenkte innsnevring og breddeutvidelser. Flomverksanlegg kan også flyttes lengre unna vassdraget og fungere som såkalte sekundærsikringer dersom det er tilgjengelige arealer mellom sikringsanlegget bebyggelse, vei eller landbruksarealer. Da vil flommarksarealer også kunne rehabiliteres ved at flommene får virke aktivt på dem.

Terskler og
buner





Innledning

Terskler i vassdrag er en naturlig eller kunstig forsterkning av bunnen som hindrer bunnerosjon og senking av elvebunnen og som kan skape et basseng ovenfor. Terskelbygging har vært vanlig i vassdrag der det har vært ønskelig å justere vassdragsmiljøet etter inngrep (som eksempelvis kraftutbygging). I en del tilfeller er terskler bygget for å bedre forholdene for fisk eller fiskeutøvelse. Terskler er også benyttet for å erosjonssikre elvebunnen, da gjerne kombinert med at også elvebreddene er erosjonssikret. Bygging av buner kan ha tilsvarende hensikt, og disse er også i en del tilfeller bygd i forbindelse med tilrettelegging for ferdsel eller fiskeutøvelse.

I dag er det økt bevissthet knyttet til at terskler og buner er kunstige inngrep som kan berøre vassdragsmiljøet på en ugunstig måte, alternativt at disse bygges for å bedre forholdene for et formål mens andre virkninger er uheldige. Det er derfor i dag i mindre grad enn før, fokus på bygging av terskler og buner som miljøjusterende tiltak, og der dette er aktuelt må det gjennomføres helhetlige vurderinger for å sikre at virkningene blir optimale. Det er utviklet nye, mer naturlige terskler (celleterskler og uordnede steingrupper) mens buner i stadig større grad erstattes med steingrupper.

8.1 Definisjoner

Terskler

En terskel er en naturlig eller kunstig forsterkning, oftest en forhøyning av elvebunnen over hele elveprofilen. Terskler forekommer naturlig der elva går



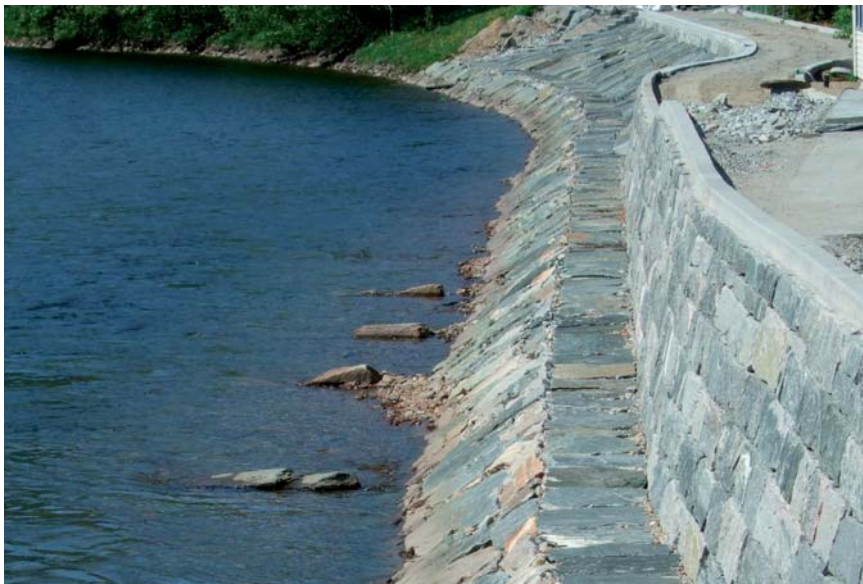
Figur 8.1 Betongterskel ved Atnosen, Hedmark. Foto: NVE.



Figur 8.2 Terskel og steingrupper langs kanalisert elvestrekning i Lena. Foto: Jan Henning LAbée-Lund Buner.

over fjell eller blokkrikt materiale som elva ikke kan grave i og frakte videre. En terskel kan utformes slik at det skapes et basseng på oversiden av terskelen eller terskelen kan gå i flukt med elvebunnen. Sistnevnte benevnes gjerne rampe eller bunnplastring. Terskler kan brukes for å avtrappe fallet eller gradienten i elva og dermed påkjenningen på bunn og sideskråning. Terskler brukes både som sikringstiltak og som miljøtiltak. Enkelte steder tjener de begge formål og andre steder bare det ene formålet.

Terskler som miljøtiltak benyttes i regulerte vassdragsstrekninger med redusert vannføring for å samle restvannføringen og skape oppholdsplasser for fisk. Virkninger av dette kan imidlertid være ugunstig i forhold til bunndyr- og fiskeproduksjon. Enkelte steder er terskler i regulerte vassdrag benyttet av rent estetiske hensyn, eller i forbindelse med tilretteleggingstiltak for fiske og friluftsliv. Terskler har også vært mye brukt i forbindelse med kanaliserings- og senkningstiltak, både som sikringstiltak og for å redusere uheldige miljømessige virkninger. Her kan terskler utnyttes for å avtrappe fallet, redusere bunnerosjonen samt skape større variasjon i elva.



Figur 8.3 Buner ved tørrmur i Jølstra, Førde. Foto: Helge Leif Nordvik.

Betegnelsen bune benyttes om anlagte utstikkere fra elvebredden for å styre vannstrømmen og redusere vannhastighet samt erosjon langs bredden. Andre brukte benevnelser på denne type konstruksjon er strømviser, strømbryter, utstikker eller vange. Buner gir variasjon i strømningsmønster og strømhastighet, og de kan derfor benyttes som miljøtiltak langs eksempelvis kanaliserte elvestrekninger. Like nedstrøms buner vil det kunne dannes en bakevje og kulp. Plassering og utformingen av buner må tilpasses dette.

Steingrupper

Utlegging av steingrupper er i mange tilfeller et bedre miljømessig alternativ enn terskelbygging, og de positive virkninger som oppnås ved terskelbygging kan ofte også fås ved å bruke steingrupper. Steingrupper kan benyttes til styring og oppsplitting av vannstrømmen, heving av vannstand og kulpetablering. I det minste vil en steingruppe skape variasjon i et ellers monotont habitat.

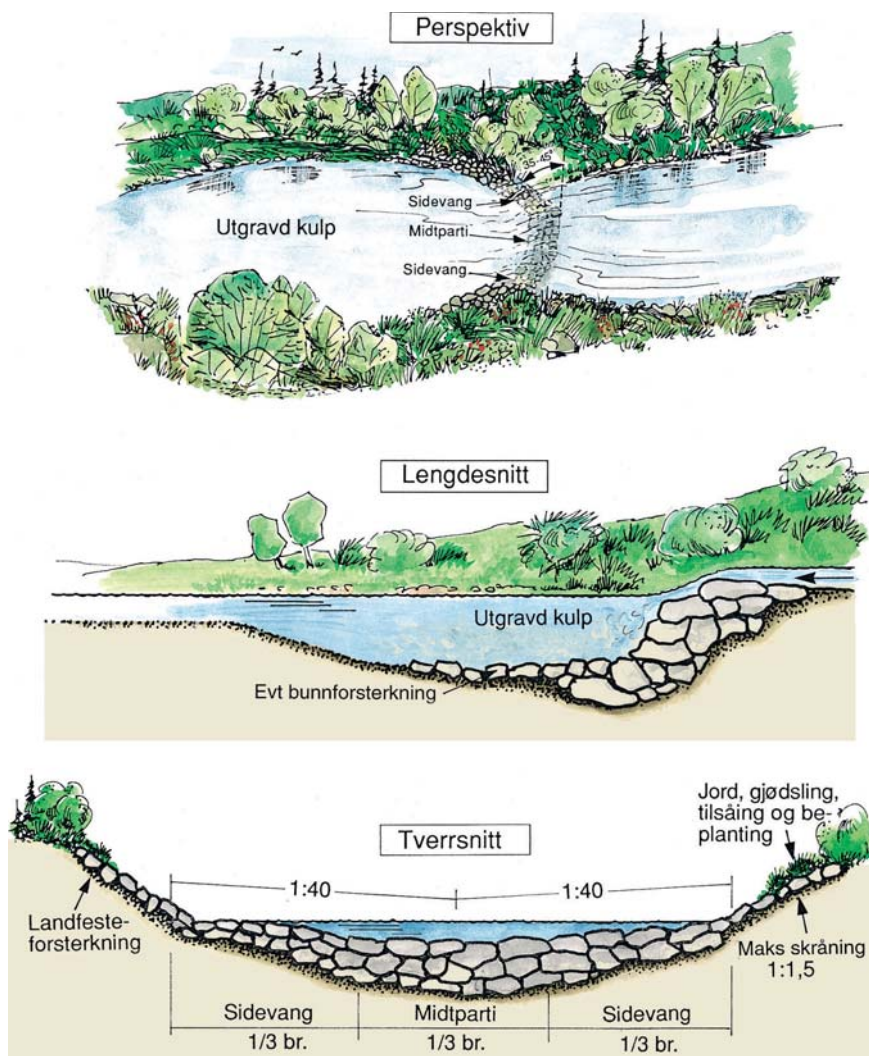
8.2 Ulike konstruksjoner

Terskler

Det er flere ulike typer terskler, og den samme typen terskel kan ha ulike benevnelser. Terskler kan bygges av ulike materialer som stein, betong eller tre, og byggematerialet benyttes i en del tilfeller ved navnsetting av tersklene. Her er en oversikt over vanlige terskeltyper og benevnelser:

- **Løsmasseterskel.** Dette er en ofte benyttet samlebenevnelse for terskler bygd av steinmasser.
- **Bunneterskel.** Denne benevnelsen benyttes gjerne om terskler som har til hensikt å motvirke erosjon langs bunnen av elva. Dette er som oftest løsmasseterskler.
- **Betongterskel** er en ofte benyttet samlebenevnelse for terskler bygd av betong.
- **Bassengterskel** er en samlebetegnelse for terskler som gir oppstrøms oppdemming.
- **Syvdeterskel** er en terskeltype som styrer strømmen i elva og danner en kulp på nedstrømssiden av terskelen, men har liten oppstuvende virkning. Den har navn etter stedet der den først ble bygget.

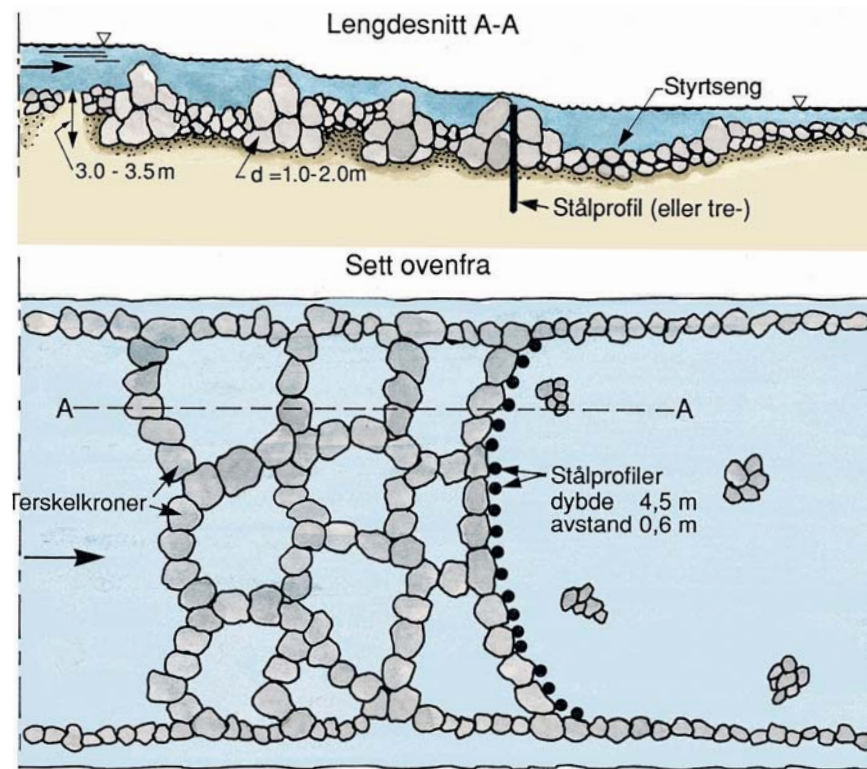
- **Celleterskel** er også en terskeltype som styrer strømmen ved liten vannføring og gir strømningsvariasjon og kulper liknende det en naturlig finner i ei elv.
- **Strømterskel** benyttes i noen grad som en samlebetegnelse for syvdeterskler og celleterskler.



Figur 8.4 Snitt-, lengde- og perspektivskisse av syvdeterskel.

Det finnes også flere andre benevnelser på terskler, spesielt for de som bygges av andre materialer enn stein. Tre, både rundtømmer og høvlet plank, er benyttet i en del mindre terskelkonstruksjoner.

Overgangen mellom terskelbassenget og nedstrøms elvestrekning kan utformes på flere forskjellige måter: med skarp overgang og konsentrert strøm (syvdeterskel, betongterskel), med skarp overgang og spredt strøm (løsmasseterskel, betongterskel) eller med gradvis overgang og spredt strømningsfelt (løsmasseterskel, celleterskel). Det må tas hensyn til fisk og fiskevandring ved bygging av terskler, og det må da utføres tilpasningstiltak på og nedstrøms terskelkrona. Det er vanlig å bygge et nedsenket parti eller fiskerenne i/ved terskler.



Figur 8.5 Prinsippskisse av celleterskel.

Syvdeterskelen er utformet med skrå utstikkere med strømrretningen slik at strømmen konsentreres for å skape en selvrensende kulp nedstrøms terskelen. Cellesterskelen og syvdeterskelen har normalt ikke oppstuvende virkning, men de stabiliserer elvebunnen oppstrøms terskelen. Syvdeterskelen er som regel bygget av stein, men kan også bygges av stein i kombinasjon med tømmer.

Cellesterskel bygges av stein i celleformasjon over en viss strekning for å danne en gradvis overgang mellom basseng og nedstrøms elv. Cellesterskelen skaper flere kulper i terskelen og har et mer naturlig utseende enn for eksempel syvdeterskelen eller betongterskler. Cellesterskler fordeler fallet over en lengre strekning enn andre terskler. Bygget riktig er de derfor mer motstandsdyktige for forskyvninger under flom.

Buner

Buner kan være bygd av ulike materialer, men stein er det vanligste byggematerialet. På vestlandet er det bygd buner av tre. Utlegging av en steingruppe fra elvebredden og inn mot midten av elva kan ha virkning tilsvarende det man kan oppnå med buner.

8.3 Dimensjonering og utforming

8.3.1 Bygging

Bygging av terskler og buner er utfordrende anleggsarbeid som krever kvalitetsmessig god utførelse og erfaring. Det er spesielt utfordringer knyttet til forankring og låsing av konstruksjonene i forhold til strømningskrefter og grunnforhold. Forankringsstein til terskler og buner graves som regel noe ned i elvebunnen, og det er også ved annet materialvalg behov for forankringsarbeider som krever graving. For en del terskler der det er spesielt viktig å oppnå en gitt vannstand, foretas tetting med membran.

Bygging bør ikke utføres når det er tele i grunnen, og det er også svært vanskelig å bygge terskler når det er høy vannføring/vannstand. Det er svært vanskelig å få plassert membran på en god nok måte i strømmende vann. Det vil derfor være en fordel å arbeide «tørt» eller på svært lav vannføring. I en



Figur 8.6 Bune av tre i Aurlandselva. Foto: Jomar Bergheim.

del tilfeller er det mulig å foreta midlertidig omlegging av elva på byggestedet i byggeperioden. Det er viktig å være klar over at omlegging av elva kan ha negative virkninger for elvemiljøet. I vassdragsstrekninger med fisk, vil det som regel være restriksjoner på når man kan foreta anleggsarbeid i elva. Det er som regel viktig å unngå anleggsutførelse i gyteperioden for fisk.

8.3.2 Plassering

Terskler

En hovedregel er å plassere terskler som påbygging på naturlige utløpsterskler fra kulper (overgang fra kulp til strykstrekning). En terskel vil ved en slik plassering «forsterke» virkningen av den naturlige utløpsterskelen. Bunnforhold, strømningsforhold samt erosjons- og sedimentasjonsprosesser vil til en viss

grad være tilpasset en slik plassering. Om hensikten med terskelbyggingen er å skape en mer variert kulp- og strykstrekning langs en elv som er påvirket av inngrep, er det viktig å være klar over at alternative tiltak kan gjennomføres. Eksempelvis kan steingrupper ved innløp og utløp til kulper kombinert med en riktig utgraving av kulpen gi tilsvarende eller bedre virkning.

Elvestrekninger med vekslende fallforhold eller med moderat fall, egner seg godt for terskelbygging. Der det er stort fall, vil en terskel som har til hensikt å demme opp vannstanden oppstrøms terskelkrona, få meget begrenset virkning. Rette elvestrekninger som har jevnt fall større enn 1:100–1:200, har vist seg lite egnet for slike terskler. På slike steder kan det imidlertid være aktuelt å bygge terskler for å stabilisere bunnforholdene eller anlegge buner/steingrupper som biotopjusterende tiltak.

På stilleflytende elvestrekninger der elvebunn og elvebredde består av finere substrat, vil terskler, buner og steingrupper som regel gi et uheldig estetisk inntrykk. Konstruksjonene vil her kreve erosjonssikring både omkring



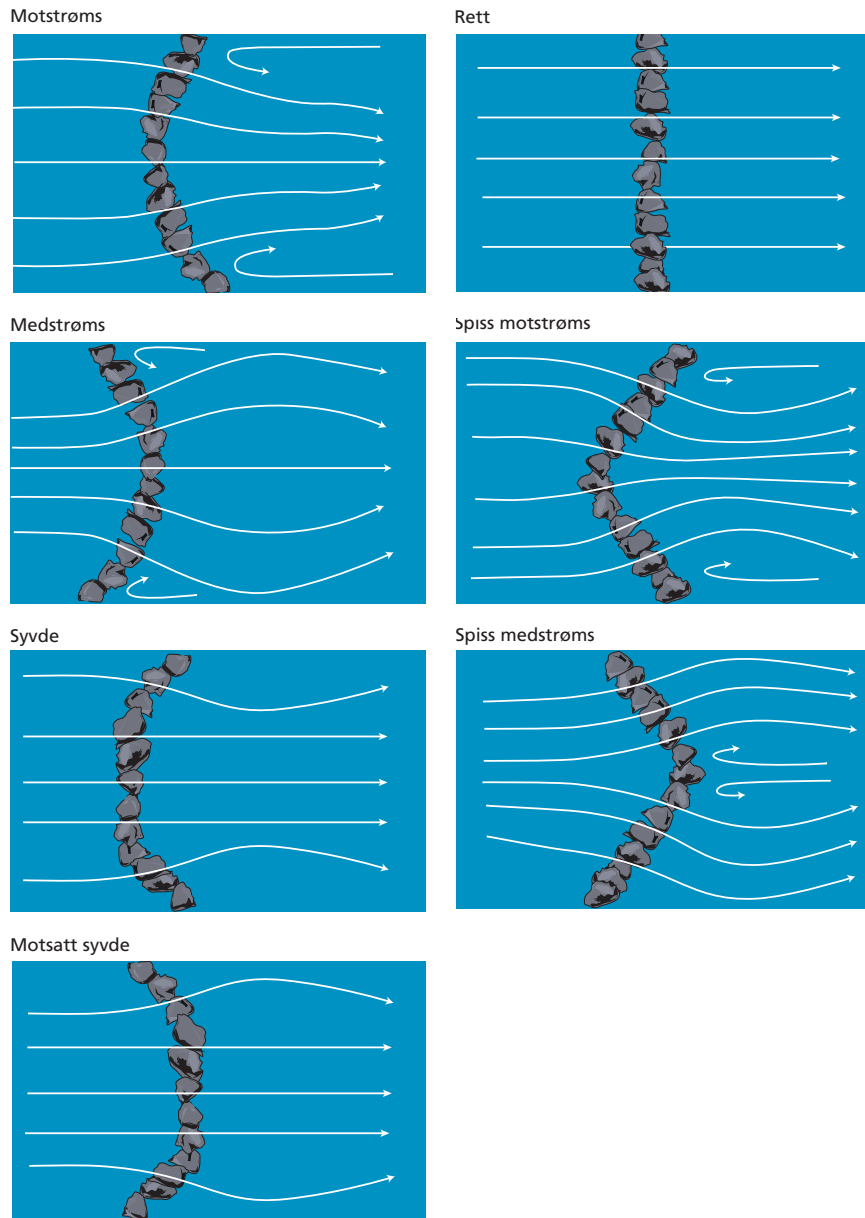
Figur 8.7 Steingrupper og kulpgraving i vassdrag med redusert vannføring etter kraftutbygging, Rombakselva i Narvik. Foto: Knut Aune Hoseth.



Figur 8.8 Flere terskler i serie i Hareidseelv, Hareid, Møre og Romsdal. Tersklene ligger ved utløpet av Grimstadvatnet, for å hindre senking av vatnet som har et rikt fugleliv. Det er bygd 4 terskler av stor stein med tetning av membran. Foto: NVE.

vangene, nedover langs elvebredden og i bunnen langs foten. Om bygging skjer i sedimentasjonsområder kan tiltakene også øke sedimentasjonen og føre til at elvebunnen heves til toppen av de anlagte konstruksjonene. Slike stilleflytende elvestrekninger kan også være viktige våtmarksområder og naturlige biotoper for bunndyr og fisk. Inngrep på slike steder kan derfor virke negativt inn på vassdragsmiljøet.

Det kan i mange tilfeller være aktuelt å bygge flere terskler i serie. Det gir et mer naturlig og bedre estetisk inntrykk å bruke flere lave enn færre større terskler. En slik løsning vil også som regel være bedre for vassdragsmiljøet. Til bunnsikring vil dimensjonskravene til stein også kunne reduseres ved at vi bygger flere små terskler i stedet for en stor, og stabiliteten vil totalt sett bli bedre. Terskler i serie bør av hensyn til landskapet ikke ligge for regelmessig. Avstand, utforming og type terskler bør varieres, men må tilpasses grunnforholdene.



Figur 8.9 Virkning av ulike terskelutforminger.

Avstanden mellom tersklene må også avpasses slik at eventuelle erosjonsgroper ikke kommer i konflikt med terskelkonstruksjonen nedstrøms.

Plassering av terskler må vurderes i forhold til det formålet de skal ha. Ved å legge terskler på skrå, variere høyden eller gi terskelen usymmetrisk form over elveleiet, vil ulike virkninger og strømningsmønster kunne oppnås, se figur 8.9. Strømningsmønsteret og opptredende krefter rundt terskelen kan være årsak til lokal erosjon, sedimentasjon og endring av bunnforhold. Dette vil i særlig grad gjelde i bakevjeområdet like nedstrøms terskelen der det oppstår bunngraving og graving langs elvebreddene mot terskelen. Følgene av dette er både positive og negative, og dette må legges til grunn for utforming av terskler. Det kan være en fordel å utvide elveprofilen nedstrøms terskelen i forhold til opptredende strømningsmønster for å unngå erosjon, se figur 8.10.

Terskler er i mange tilfeller nødvendige konstruksjoner for å sikre fundamenteringen av bruer. Brutype, fundamenteringsforhold, hydrauliske forhold og bruas plassering i forhold til elveløpet vil være avgjørende for om



Figur 8.10 Kanalisert elvestrekning med terskel nedenfor brua i Salangselva ved Bones, Bardu. Elveprofilen er utvidet nedenfor terskelen og det er bygd en ny mindre terskel nedenfor kulpen for å hindre bunnsenkning. Lenger ned ses utlagte steingrupper. Foto: Knut Aune Hoseth.

det bør bygges terskel samt hvordan terskelen eventuelt bør bygges. Det er flere plasseringsalternativer for terskler når disse skal sikre bruer:

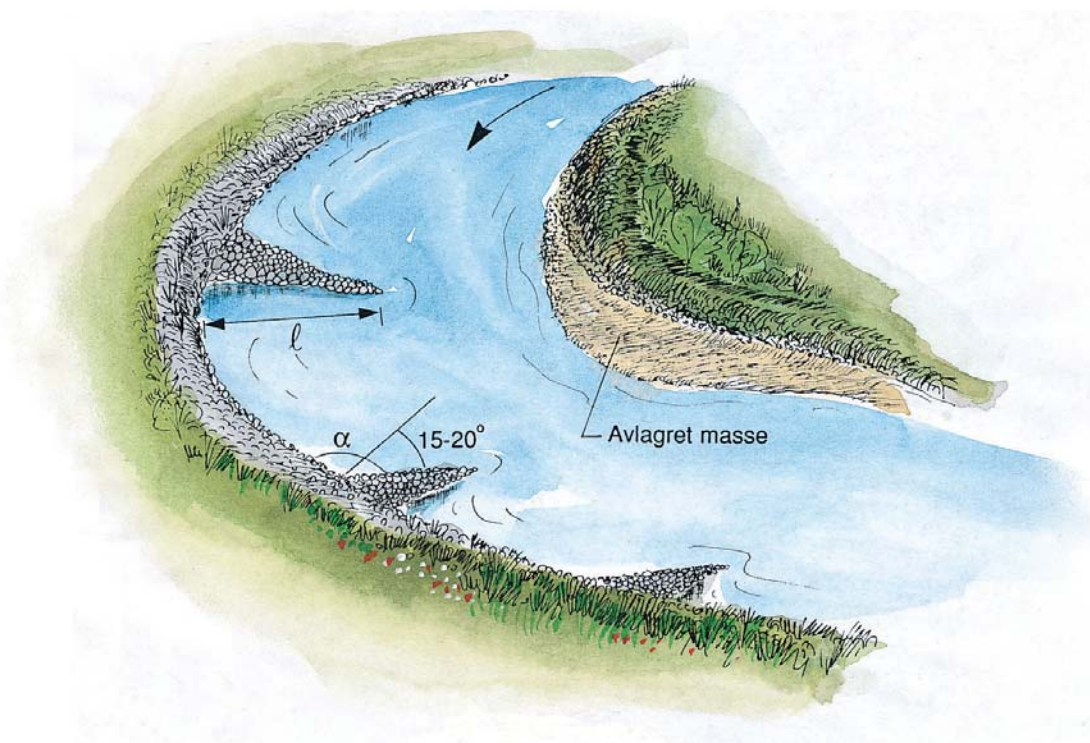
- Ved plassering av terskelen nedenfor brua vil vannhastigheten og dermed eroderende krefter reduseres ved brua. Elva må ikke være for bratt, og åpningen under brua må være stor nok for å unngå oppstuvning ved flom. Et vanlig problem er at det på sikt oppstår bunnerosjon og kulpdannelse nedenfor terskler selv om disse legges med slak nedstrøms skråning. I slike tilfeller kan det være aktuelt å bygge en ny mindre stabiliserende bunnterskel ved utløpet av kulpen som illustrert i figur 8.10.
- Der det er fare for oppstuvning, kan terskelen i noen tilfeller plasseres et godt stykke oppstrøms brua. Det er viktig å være oppmerksom på at dette alternativet kan gi økt erosjonen ved brua.
- Terskelen kan også anlegges under brua. Dette er mest aktuelt for betongsterskler med fjellfundament.
- I noen tilfeller kan det være en god løsning å bygge to terskler: en under brua, som gir redusert vannhastighet oppstrøms og en nedenfor brua som beskrevet i første punkt.



Figur 8.11 Terskel nedstrøms bru sikrer brukar mot erosjon. Lesja, Oppland. Foto: NVE.

Buner

For at buner skal gi god effekt, må de plasseres langs en elvbredd der det er stor strømhastighet, altså i yttersving eller langs rette strekninger der det er forholdsvis stort fall. Flere buner i serie bør variere i avstand og størrelse av hensyn til landskapsinntrykket og ønsket virkning. Om det er for lang avstand mellom bunene i forhold til lengden på disse, kan det oppstå erosjon langs elvbredden mellom bunene. Elvetverrsnittet vil lokalt bli innsnevret, og det kan forårsake oppstuvning og bunnerosjon (dette kan også være ønskelig). Økt strømhastighet samt styring av strømmen mot motsatt bredd kan øke og føre til erosjon der.



Figur 8.12 Plassering av buner i sving. Bunevinkel α og lengde l , se avsnitt 8.3.5.



Figur 8.13 Bune under bygging. Foto: Arne Hamarsland.

Steingrupper

Utlegging av steingrupper eller større enkeltsteiner kan benyttes for å oppnå variasjon i et ellers monotont elvelandskap. Denne tiltakstypen benyttes med hovedhensikt å bedre forholdene for fisk samt skape mer variert strømningsmønster, bedre landskap og estetikk langs strekninger der elvemiljøet er forringet av tidligere inngrep (eksempelvis kanalisering). Et eksempel på steingruppeutlegging for å bedre forhold for fisk er vist i figur 8.14.



*Figur 8.14 Steingrupper ved ombygd sikringsanlegg i Elvegårdselva, Narvik.
Foto: Knut Aune Hoseth.*



*Figur 8.15 Steingruppeutlegging langs kanalisert elvestrekning i Bognelva, Alta.
Foto: Gunnar Kristiansen.*

Erfaring fra utførte miljøtiltak langs vassdragsstrekninger som er påvirket av inngrep, tilsier at det må legges minst 3 større steiner i formasjon for å oppnå ønsket effekt med endring av strømningsmønster. Det er en fordel å legge et par steiner ved utløpet av den planlagte/etablerte lokale kulpen nedstrøms de øverste steinene. Et eksempel på steingruppeutlegging er vist i figur 8.15.

Det kan være vanskelig i detalj å prosjektere hvordan steingrupper skal utformes og legges i forhold til hverandre. Gode resultater oppnås gjerne ved at personell med både vassdragsteknisk og fiskebiologisk kompetanse gir råd under oppstart og utførelse av tiltakene. Arbeidene utføres gjerne med gravemaskiner som transporterer seg langs elva på lav vannføring, og det er en stor fordel at anleggspersonellet har erfaring fra denne type tiltak.

8.3.3 Hensyn til ferdsel og fisk

I en del vassdrag kan det på lav vannføring være mulig å vasse over vassdraget langs terskelkrona. Som regel vil det imidlertid være stor vannhastighet over terskelkrona selv om vannstanden er lav. Terskelkroner kan også spesielt tilpasses ferdsel. I en del tilfeller kan det eksempelvis legges ut større steiner man kan vandre på langs terskelen, eller det kan anlegges fundament for gangbruer som del av terskelkonstruksjonen. Slike tiltak må dimensjoneres i forhold til flomvannføring.

Buner bygges i en del tilfeller som del av tilretteleggingstiltak for ferdsel eller fiskeutøvelse. Det er godt mulig å bygge bunene på en slik måte at disse forhold optimaliseres. Det ligger også godt til rette for at det i noen tilfeller kan tilrettelegges for at bevegelseshemmede kan nå til elva ved buner.

Det er viktig å være klar over at det bare er et begrenset areal av elva som endres ved utlegging av steingrupper (eksempelvis biotopjustering for fisk). Slike tiltak vil derfor kun ha lokal effekt. Utlegging av steiner og steingrupper vil gjerne gi standplasser for stor fisk. Dette kan være uheldig for fiskebestanden, da det ved fiskeutøvelse kan bli sterkt seleksjonspress på enkelte deler av bestanden.

Bygging av terskler med en tett og horisontal krone vil gi en lav vannstand på og nedstrøms terskelkrona. Fiskevandring kan bli vanskelig over terskler med rett krone både på lav og høy vannføring. Disse utfordringene kan løses ved å bygge en fiskerenne i et nedsenket parti av terskelen, ved å senke et



*Figur 8.16 Terskel med nedsenket parti ved Grimstadvatnet i Hareid, Møre og Romsdal.
Foto: Tore Hovland.*

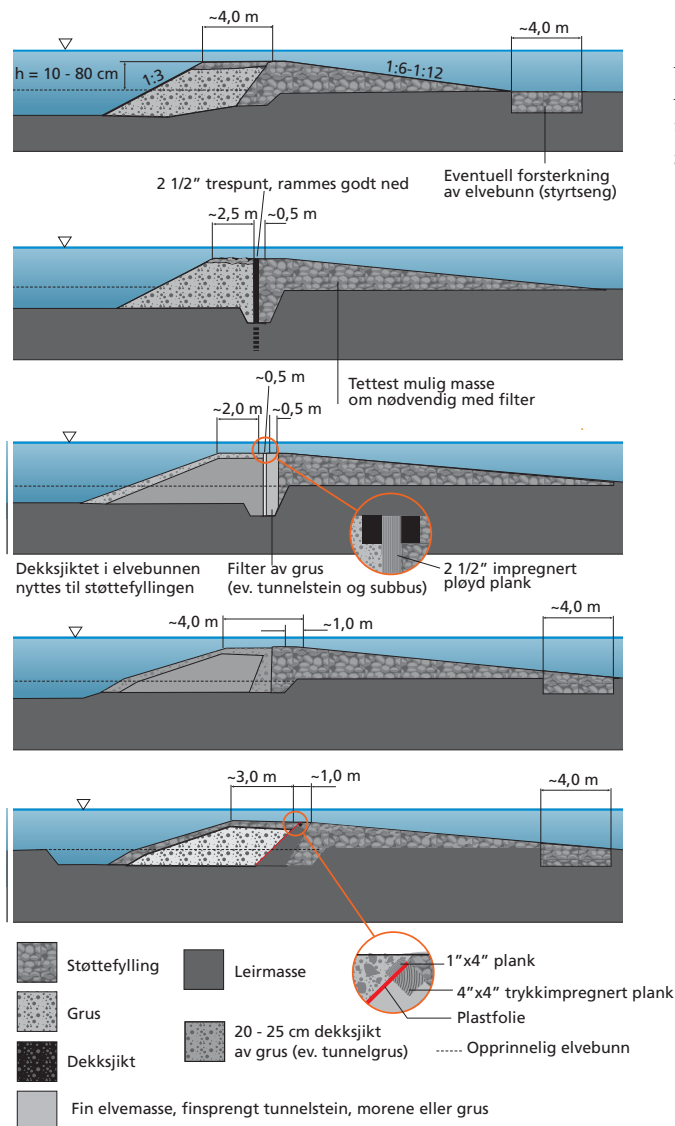
begrenset tverrsnitt langs terskelkrona eller ved å utforme terskelkrona og nedstrømssiden av terskelen på en gunstig måte. Utformingen må tilpasses gjeldende fiskeart(er) og laveste vannføring ved vandring for disse artene.

8.3.4 Materialvalg og utforming

Terskler og buner bygges som regel av løsmasser, der stor stein benyttes til forankring av konstruksjonene. Det er også bygget en del terskler av betong, spesielt tidligere. Tre kan benyttes til både terskler og buner i en del tilfeller. I konstruksjoner der det er viktig å opprettholde et bestemt vannstands nivå kan det være nødvendig å anlegge tetning i form av membran, tetningskjerne og/eller spuntvegg.

Stein og løsmasser

De enkleste tersklene bygges av grove steinmasser som legges i ordnet røys med god forankring tvers over elveprofilen. Ofte stilles det større krav til tetthet og stabilitet. Terskler av løsmasser bygges da gjerne med en støttefylling på

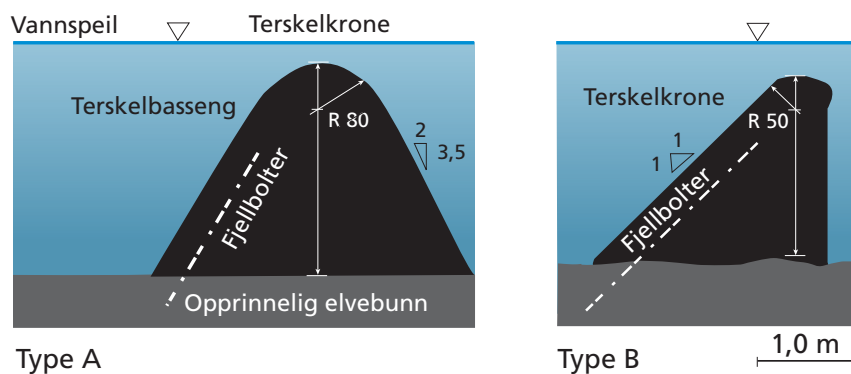


Figur 8.17
Prinsippkisse for ulike løsmasseterskler med tetting.

nedstrøms side. På oppstrøms side anlegges en tettefylling av utsortert masse, gjerne av underliggende masser på stedet, med et dekk sjikt på toppen. Et eget tetningssjikt gir ekstra god tetting. Det kan være av tre (trespunt eller trevegg), betong (en betongvegg gir også god stabilitet dersom den er godt forankret i fjell) eller ren leire, men utsortert morenemasse er å foretrekke. Eventuelt kan vi bruke en tetningsmembran i forkant eller midten av terskelen. Tetningsmembran kan også brukes som tillegg til andre tetningsmetoder.

Terskler av løsmasser må ha slake skråninger nedstrøms terskelkronen. Dette gir god stabilitet. Variert steinstørrelse kan også gi en bra konstruksjon med god forankring. Terskelkrona bør om mulig ikke ligge som et steinbånd rett over elva, men heller være litt «frynsete» eller svakt buet. For å oppnå best mulig stabilitet legges gjerne kurvaturen motstrøms (øverste del av buen mot midten av elva, se figur 8.9).

Buner av stein og løsmasser bygges normalt som en slak skrånende fylling med erosjonssikret overflate. Plassering og utforming i forhold til vannhastighet, strømningsmønster og grunnforhold vil være avgjørende for materialvalg.



Figur 8.18 Tverrsnitt av to frittstående betongterskler. Type A er en avrundet terskel som gir en bundet vannstrøm over terskelkrona og terskelen er symmetrisk om høyden h . Type B er bygget med et utspring (nese) nedstrøms, noe som gir en frittfallende vannstrøm. Denne typen kan brukes dersom en for eksempel ønsker å skape variasjon i et ellers rolig elveløp.

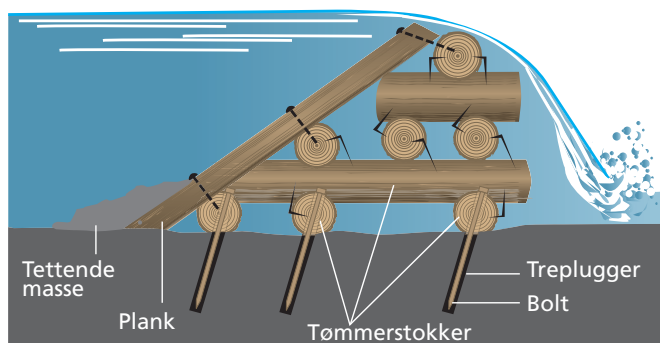
Betong

Betongterskler egner seg der elvebunnen består av fjell, og der vannføring og hastighet er stor. Ved bratte skråninger bør ikke høyden overstige 50 cm der fisk skal kunne passere. Det kan være aktuelt med utsparinger og andre innretninger. Terskelen kan utformes på flere måter. I figur 8.18 vises to typer. De utføres gjerne som uarmerte massivdammer, med relativt stor bredde i foten. Bredden i bunnen må minst være 0,85 ganger høyden fra oppstrøms terskelfot til terskelkrona. Utformingen må innpasses i landskapet.

Tre

Treterskler egner seg i mindre elver med liten vannføring. Som materiale kan vi bruke trykkimpregnerert material, eventuelt med pæler av trestokker eller stålprofiler. Tømmerstokker (rundtømmer) kan også brukes som byggemateriale, se figur 8.19.

Plankedekket mot vannsiden må nøye tilpasses bunnen for at terskelen skal bli tett. I overgangen mellom plankedekke og bunn må det som regel også legges tetning ved torv, grus og lignende som belastes med stein/løsmasser. Det kan også være behov for tetning vha. membran.



Figur 8.19 Snittskisse av bassengterskel i tre.



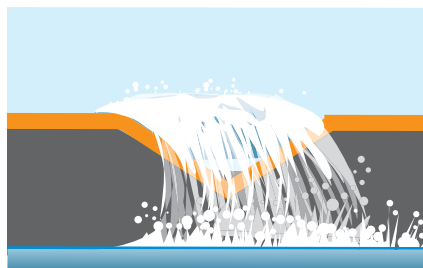
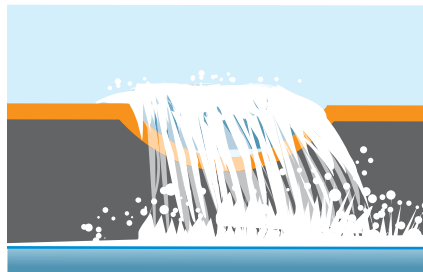
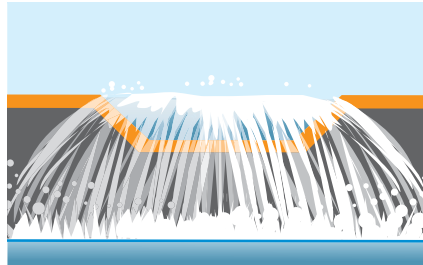
Figur 8.20 Treterskel i Matisflya, Namsen. Foto: Olav Sandnæs.

Utsparinger

Utsparinger kan ha flere funksjoner som primært er knyttet til perioder med lavvannføring. Den primære funksjonen er å opprettholde vandringsmuligheter for fisk, men utsparinger kan også bidra til å samle vannføringen i elva nedstrøms terskelen. Det blir også bygd utsparinger i betongterskler for å måle pålagte minstevannføringer. Slike utsparinger blir som regel bygd i form av et trekantoverløp (nederst på figur 8.21).

Utsparinger kan ha forskjellige utforminger. Av landskapsmessige årsaker bør man unngå utsparinger med rettvinklet utforming, og det bør også tas hensyn til at vannet kan føre med seg ulikt materiale som kan blokkere utsparingen.

Figur 8.21 Skisser av aktuell form på utsparinger.

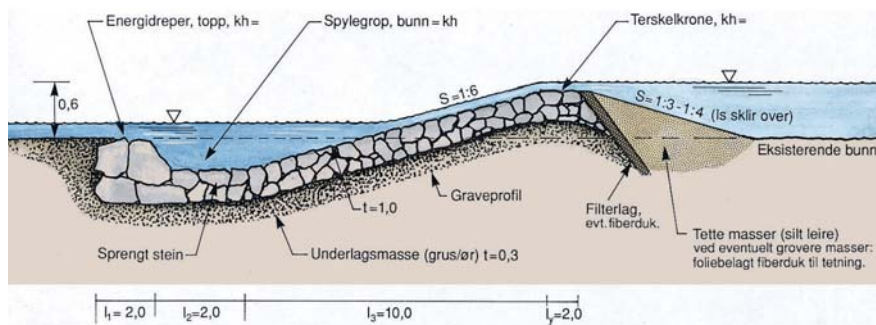


8.3.5 Dimensjonering

Terskler

Generelt

Sikringsterskler må planlegges i detalj, der fallforhold, krone, erosjonsgrop og materialkvalitet angis. Planering/graving av fundament er særlig viktig. Filterlag, steinlag og styrtsegg, som her har en viktig funksjon som energidreper, må tåle påkjenningene med god margin. Ved fare for kjøving/svellis må oppstrøms terskelskråning legges i slakt fall for å ikke bli ødelagt av



Figur 8.22 Prinsippskisse for en løsmasseterskel med tetning og energidreper.

is. Dersom det er fare for kjøving/svellis, bør det lages et konsentrert overløp for minstevannføringer. I elver der masseføringa medfører stor skade og ulempe, kan vi redusere tilførselen av masser fra eroderte elvemeler ved bruk av terskler, ev. kombinert med utslaking av oppstrøms skråninger.

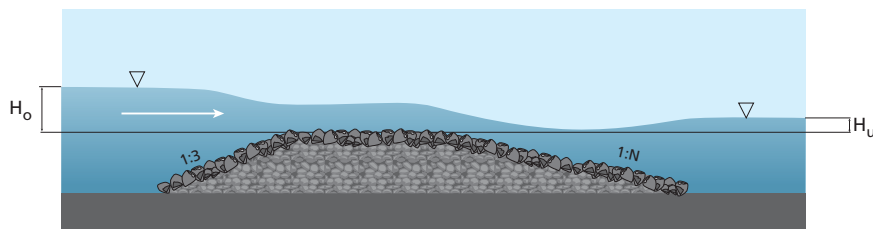
Ved særlig store påkjenninger kan det være aktuelt å sikre stabiliteten ved å slå ned pæler, for å holde steinblokkene på plass. Vannhastigheten og erosjonskreftene er størst på nedsiden av terskelkrona, og fallet må derfor være mindre her enn oppstrøms terskelkrona. Fallet på steintersklene kan variere mellom 1:3 og 1:20 avhengig av byggematerialene, men normalt fall er mellom 1:6 og 1:12. Betongterskler kan bygges i ønsket fall forutsatt at det lages energidreper.

Et avgjørende punkt ved enhver terskelplan er spørsmålet om nivået på terskelkrona. Flomstigningen må ikke overstige ønsket vannstand i terskelbassenget. Flomkapasiteten hos terskler varierer med:

- Bredden på overløpet (terskelbredden).
- Undervannstand (nedstrøms vannstand). Evnen til å slippe vannet forbi avtar jo høyere undervannet står på terskelen.
- Overflate. En jevn overflate på terskelkrona slipper vannet lettere forbi enn en ujevn.
- Form. En terskel med bratt nedstrøms terskelskråning slipper vannet lettere forbi enn en terskel med lite fall.

Hydrauliske kapasitetsberegninger

Strømning over en terskel kan illustreres som på figur 8.23. Med kapasitet mener vi forholdet mellom vannføring (Q) og overløpshøyde (H). I praksis brukes betegnelsen kapasitet oftest om evnen til å lede vann over terskelkrona ved en gitt maksimal vannhøyde.



Figur 8.23 Strømning over en forholdsvis lav terskel med stor vannføring. Undervannet nedstrøms står over terskelkrona. Påvirkning på vannstanden oppstrøms avhenger hovedsakelig av undervannets høyde, men til en viss grad også av hvordan overløpet er utformet.

Kapasiteten kan beregnes etter en utvidet versjon av formelen for fritt overløp, se 4.7.2.

$$Q = b \cdot c \cdot C \cdot H^{3/2} \quad (8.1)$$

Q = vannføring

b = «bredde» = terskelens virksomme lengde

C = overløpsfaktor

H = overløpshøyden = $(H_o + v_o^2/2g)$

H_o = overflatas høyde oppstrøms terskelen

v_o = tilløpshastighet ved H_o

c = korreksjonsfaktor for undervann (ikke å forveksle med C)

Grensen for innvirkning av undervannet på vannstanden oppstrøms settes gjerne ved:

$$H_u < 2/3 H \quad (4.31)$$

H_u = undervannstanden, referert til topp av terskelkrona

H = overløpshøyden, se ovenfor

(begge referer til øverste punkt på terskelkrona)

Dette er en grov praktisk grense. Erfaringer har vist at undervannet kan stige enda høyere uten at det får merkbar innvirkning på vannstanden oppstrøms. Dette korrigeres det for med faktoren c , se tabell 8.2.





H_u finner vi av avløpskurven for terskelstedet uten terskler. Ved lave terskler i elveløp vil virkningen av undervannet ofte bli merkbar ved store vannføringer. I eldre litteratur finnes en variant av (8.1), der C er erstattet med en dimensjonsløs koeffisient μ og to konstanter. Den nevnes her fordi en av og til kommer over den i dokumenter og beregninger:

$$Q = 2/3 \cdot \mu \cdot b \cdot c \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Fordelen med denne er at μ er dimensjonsløs, mens C oppgis i $m^{1/2}/s$. Forholdet mellom tallverdiene er $C = 2,95 \cdot \mu$.

C (og μ) varierer blant annet med overløpshøyden og terskelens høyde, tetthet og utforming. I litteraturen finnes verdier for både C og μ . Tabell 8.1 viser verdier av C og μ for noen ulike terskelkronerformer.

Tabell 8.1 Overløpsfaktor C og tilsvarende μ for ulike terskelkronerformer.

| C | μ | Form på terskelkrona |
|------|-------|--|
| 1,48 | 0,5 |  Bred, vannrett, skarpkantet |
| 1,62 | 0,55 |  Bred, vannrett, avundede kanter (inkl. type B) |
| 1,92 | 0,65 |  Avrundet, oppstrøms skråning er loddrett, nedstrøms skråning er hellende |
| 2,07 | 0,70 |  Takformet med avrundet krone |

Praktisk anvendelse av formel (8.1) betinger riktig valg av C og c -verdier. For en terskel som tilsvarende figur 4.14 og ligning (4.28) er $C = 1,71$ og $c = 1$. Strømmen skifter som regel karakter idet H_u øker utover $2/3 H$. Inntil denne grensen er korreksjonsfaktoren c tilnærmet lik 1, men minker ved økende undervannshøyde. Tabell 8.2 viser at c også avhenger av oppstrøms skråning ved høyt undervann.

Tabell 8.2 Korreksjonsfaktor c .

| H_u/H | c | H_u/H | $c, \alpha = 90$ | $c, \alpha = 15$ |
|---------|-------|---------|------------------|------------------|
| 0.10 | 0.998 | 0.75 | 0.68 | 0.91 |
| 0.20 | 0.996 | 0.80 | 0.63 | 0.89 |
| 0.30 | 0.991 | 0.85 | 0.54 | 0.86 |
| 0.40 | 0.983 | 0.90 | 0.44 | 0.73 |
| 0.50 | 0.972 | 0.95 | 0.28 | 0.53 |
| 0.60 | 0.957 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.70 | 0.933 | | | |

Korreksjonsfaktoren c i tabell 8.2 er bestemt etter et stort antall forsøksserier og har vist seg å variere med forholdet H_u/H og med helningen (α) på terskelens oppstrømsside, se figur 8.23.

Overflatas høyde over terskelen, H_0

Oppstrøms overflathøyde H_0 er nivåforskjellen mellom vannflata oppstrøms terskelen og terskeltoppen. $H_0 = H$ når det ikke er tilløpshastighet.

For et fritt overløp med tilløpshastighet kan H_0 beregnes ved at vi går ut fra kritisk strømning, som inntreffer et eller annet sted på terskelkrona avhengig av vannføringa. På dette stedet er

$$\text{kritisk dybde (regnet over terskelkrona)} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.6)$$

$$\text{kritisk hastighet} \quad V_c = \sqrt{gy_c} \quad (4.26)$$

Lavt undervann

Overløpshøyden beregnes etter formelen:

$$H_0 = y_c + (v_c^2 - v_0^2)/2g \cdot (1 + k_a) \quad (8.2)$$

v_0 = tilløpshastighet

k_a = koeffisient for akselerasjonstap, vanlig verdi = 0,2

g = tyngdens aksellerasjon = 9,81 m/s²

Høyt undervann

Overløpshøyden for terskler med høyt undervann beregnes med likningen:

$$H_0 = H_u + k_a \cdot (v_1^2 - v_0^2)/2g + k_r \cdot (v_1^2 - v_2^2)/2g + (v_1^2 \cdot L)/(M^2 \cdot R^{4/3}) \quad (8.3)$$

v_0, v_1 og v_2 = hastighet oppstrøms, over og nedenfor terskelen

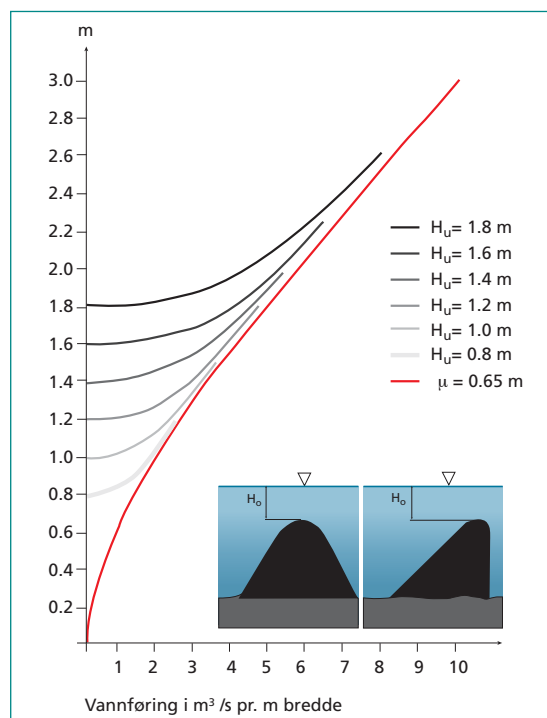
k_r = koeffisient for retardasjonstap, vanlig verdi = 0,8

L = avstanden mellom snittene opp- og nedstrøms terskelen

M = Mannings tall

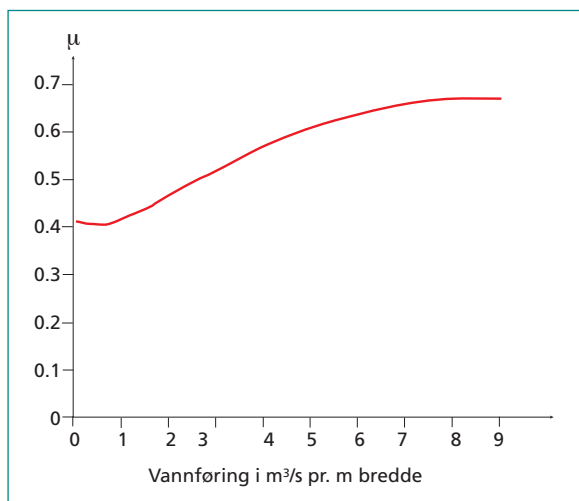
R = hydraulisk radius

Figur 8.24 Kapasitetskurve (rød) for betongterskler med lavt undervann med overløpsfaktor $C = 1,92$ ($\mu = 0,65$). Demningskurver for undervannstandene 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6 og 1,8 ved høyt undervann.



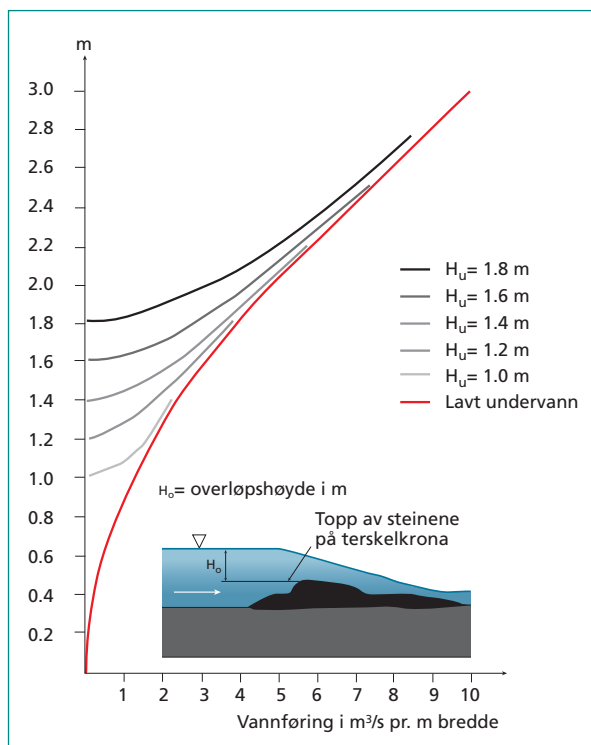
Ved betongterskler med lavt undervann vil overløpsfaktorens variasjon med overløpshøyden være så liten at vi generelt regner med $C = 1,92$. Ved høyt undervann vil korreksjonsfaktoren c medføre at kapasitetskurvene blir noe annerledes. I figur 8.24 vises kapasitetskurver for betongterskler med overløpskoeffisient $\mu = 0,65$, som tilsvarer $C = 1,92$, og demningskurver for ulike, høye undervannstandshøyder.

På grunnlag av erfaring og forsøk har man kommet fram til μ -verdier for terskler bygd av løsmasser ved lav undervannstand. Forsøk ved Vassdrags- og havnelaboratoriet ga verdier for μ mellom 0,52 og 0,63, mens målinger ved noen eksperimentterskler i Tokkevassdraget ga til dels betydelig lavere verdier. Oppsummert viser resultatene at μ kan variere fra ca. 0,4 til 0,65 når vannføringen varierer fra 0,5 til 9 m³/s pr. meter terskelbredde (figur 8.25). Dette tilsvarer at C kan variere mellom 1,18 og 1,92.



Figur 8.25 Variasjon i overløpskoeffisienten μ ved ulik vannføring pr. meter terskelengde, løsmasseterskler, lav undervannstand. Merk at $C = 2,95 \mu$.

Ved høy undervannstand vil korreksjonsfaktoren c medføre at kapasiteten blir noe annerledes. I figur 8.26 vises kapasitetskurve med overløpskoeffisient etter kurven i figur 8.25, som gjelder ved lav undervannstand, og demningskurver for høyere undervannstander.



Figur 8.26
Kapasitetskurve (rød), for terskel ved lavt undervann og demningskurver for løsmasseterskel med de høye undervannstandene 1,0; 1,2; 1,4; 1,6 og 1,8.

Ut fra forsøksresultatene ved Vassdrags- og havnelaboratoriet ble det trukket følgende hovedkonklusjoner når det gjelder kapasiteten til løsmasseterskler:

- Kapasiteten er avhengig av tykkelsen på terskelkrona – økende kronetykkelse gir redusert kapasitet.
- Stein størrelsen i plastringslaget på terskelkrona innvirker på kapasiteten.
- Kapasiteten er bare i liten grad påvirket av nedstrøms terskelkrånings helning når $I > I_c$ (I = terskelhelning, I_c = kritisk helning).
- Kapasiteten øker noe ved økende overløpshøyde, relativt til terskelhøyden h .
- Kapasiteten avtar dersom undervannet stiger over en viss grense $H_u > \text{ca. } 2/3 H_o$.

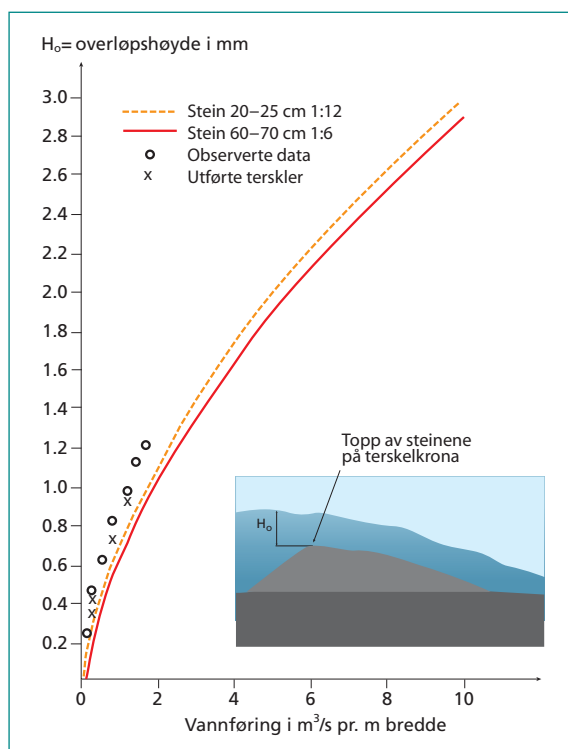
Om kapasiteten over en enhetsbredde defineres som $q = C \cdot H^{3/2}$ vil vi ved å øke overløpshøyden med $d/6$, hvor d er steindiameter på terskelkrona, få et entydig uttrykk for kapasiteten etter formelen:

$$q = C \cdot (H + d/6)^{3/2}$$

eller regnet over hele terskellengden b:

$$Q = b \cdot C \cdot (H_0 + d/6)^{3/2}$$

Kurvene i figur 8.27 gir kapasiteten til løsmasseterskler med overløpshøyder H opp til 3,0 m. Kapasiteten er mindre med slak skråning (1:12) enn med bratt (1:6).



Figur 8.27
Kapasitetskurver som
bygger på forsøk utført
ved Vassdrags- og
havnelaboratoriet.

Terskeloppstuvning

En terskel vil heve vannstanden på oppstrømsiden i forhold til nedstrømsiden.

Denne hevingen kalles oppstuvning og finnes av likningen:

$$h = H_0 - H_u - L \cdot I$$

L = lengden fra oppstrøms- til nedstrømsiden

I = fall på energilinjen uten terskler

For å beregne oppstuinga på et bestemt sted lenger oppstrøms terskelen, nyttter vi formelen:

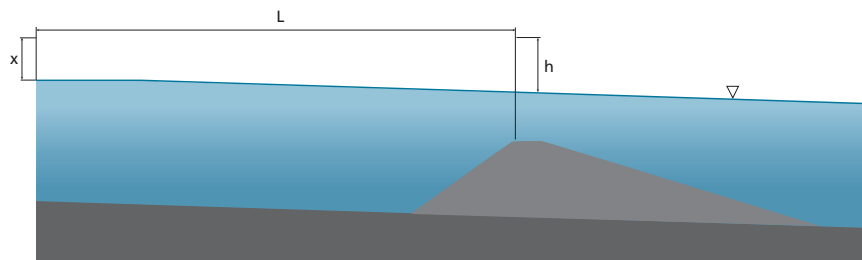
$$x = h - I \cdot L (1 - (I \cdot L)/4h)$$

x = oppstuing i avstanden L fra terskelen

h = oppstuing like ovenfor terskelen

I = vannlinjens fall uten terskel

L = avstand fra terskelen



Figur 8.28 Terskeloppstuing.

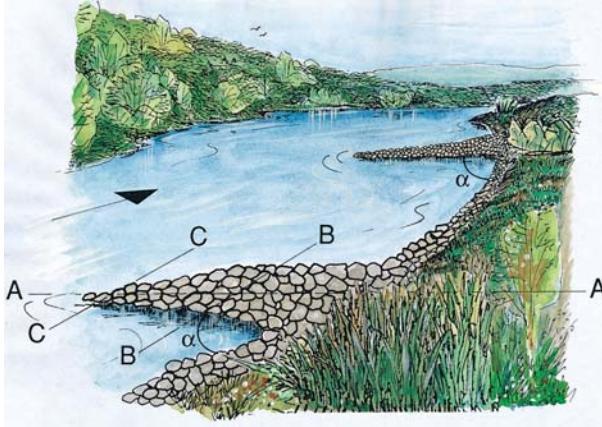
Buner

En gjennomgang av litteraturen viser at avstand/lengdeforholdet til buner i praksis varierer mellom 2 og 6. Modellforsøk for å komme fram til praktiske dimensjoneringskriterier for bruk av buner som erosjonssikring er utført av Norsk hydroteknisk laboratorium. Både buner på rettstrekning og buner i sving ble studert. Resultatene, og andre erfaringer, er vist i tabell 8.3 og figur 8.29.

Tabell 8.3 Bruk av buner som erosjonssikring

| | |
|----------------|--|
| Sideskråninger | Buner blir vanligvis bygd av stein, med sideskråninger som ikke er for bratte: 1:1,5–1:2. Skråninga ut mot elva er slakere: 1:15–1:200. Av økonomiske grunner kan kjernen gjerne bygges av det eksisterende elvebunnmaterialet, riktignok der påkjenningen er begrenset. |
|----------------|--|

| | |
|----------------------|---|
| Høyde | For optimal erosjonsbeskyttelse skal høyden på bunen inne ved elvebredden være i nivå med høyeste flomvannstand, spesielt i sving. Når flere hensyn skal tas, må vi gjerne fire på dette kravet, og en høyde som tilsvarer normal flomvannstand vil ofte være tilfredsstillende. Vi må eventuelt foreta ytterligere erosjonssikring i elvekanten like nedstrøms bunen. En skrå bune som går helt til topps ved elvekanten, vil virke mindre dominerende enn en tilsvarende horisontal bune. |
| Akse | Buneaksen bør vanligvis stå vinkelrett på strømmen eller ha svak motstrøms orientering. På den måten bremses bunens vannstrømmen bra, og erosjonen ved bunetåa blir liten. Ved å orientere buneaksen medstrøms får vi økt oppbremsing av vannmassene og sterkere styring av hovedstrømmen over mot motsatt side av elva. Dette kan være nyttig i yttersvinger, der vi ønsker å presse djupålen mer over mot innersving for å hindre avlagring av masse. Praktisk erfaring viser at medstrøms retning flytter djupålen ut fra fot og skråning, mens motstrøms retning kan gi konsentrert utvasking i skråningsfoten. |
| Lengde | For å beskytte mot erosjon er lengden av bunene avhengig av buneavstanden. Korte buner må stå tettere enn lange, men lange buner er mer utsatt for strømkrefter og må derfor bygges sterkere. Dette er ikke viktig når bunene skal ha andre funksjoner. |
| Avstand mellom buner | <p><i>Buner på rettstrekninger</i></p> <p>Horisontal bune: 10 x bunelengde. Skrå bune, 1:3: 10 x bunelengde. Skrå bune, 1:6: 5-7,5 x bunelengde.</p> <p><i>Buner i svinger med horisontal bunn (svingradius er 5 x elvas bredde):</i></p> <p>Horisontal bune: 7,5-10 x bunelengde. Skrå bune, 1:3: 7,5-10 x bunelengde. Skrå bune, 1:6: 5 x bunelengde.</p> <p><i>Buner i sving med markert djupål:</i></p> <p>Bør bare benytte skrå bune med helning 1:2 og føres over høyeste flomvannstand. 3-5 x bunelengde.</p> |



α = vinkel mellom bunetakse og strømrørning

$\alpha \leq 90^\circ \Rightarrow$ bremser vannstrømmen
liten erosjon ved bunetå

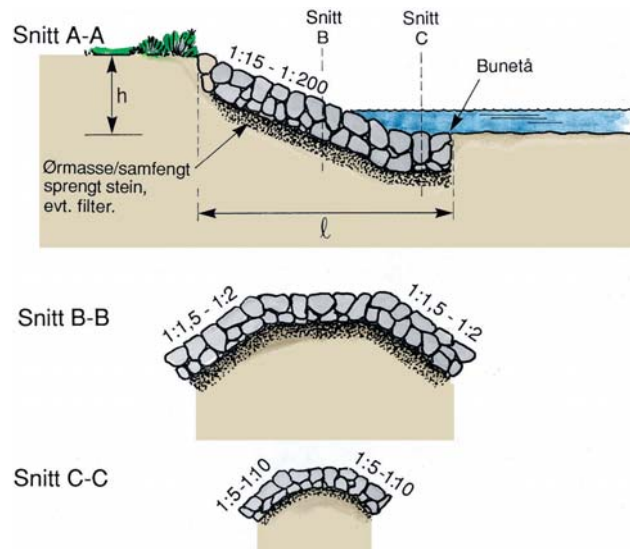
$\alpha > 90^\circ \Rightarrow$ økt oppbremsing av vannmassene
sterkere styring av vannstrømmen over mot motsatt side av elva

Maksimal erosjonsbeskyttelse:
 h = høyde ved maksimal flom

Rettstrekninger:
 $l = 0,1-0,2$ x overflatebredde på elva

Sving:
 $l = 0,05-0,15$ x overflatebredde på elva

OBS
 l må være mindre enn
- 3 x vannedybde i flom
- 1/4 av overflatebredden på elva



Figur 8.29 Perspektiv og tverrsnitt av buner.

8.3.6 Erosjonssikring

En stabil terskel vil etter en stund få utviklet stabile omgivelser med stabil erosjonsgrop, deksjikt og strømningsforhold. Årlige variasjoner i vannføringa vil selvsagt også gjenspeile seg i terskelkonstruksjonen, men større endringer bør ikke inntreffe etter den første tilpasningen. Årlig tilsyn, spesielt etter flomperioder, er derfor viktig.

Løsmasseterskler

For løsmasseterskler kan stabilitetsutfordringene være store. Forankringen må være god, men stabiliteten er i tillegg avhengig av steinstørrelsen og formen på steinen som brukes. Store påkjenninger på terskelen krever store og kantete steiner som kan kile seg fast i hverandre, såkalt «buevirkning». Sprengstein egner seg spesielt godt fordi den gir større og flere kontaktflater med friksjon enn runde steiner. Den kiler seg også lettere fast. Steinene bør legges slik at konstruksjonen låser seg fast ved vanntrykket, gjerne med en svak helning medstrøms. Størrelsen på dekksteinene er en funksjon av vannføring og helning på nedstrøms terskelskråning. Steinene må ligge tett sammen. Det anbefales ikke å fylle småstein i hull som oppstår når dekksteinene ikke ligger tett nok, fordi dette bare fører til utvasking av småstein og dernest undergraving. Det er imidlertid viktig å legge ut et velgradert filterlag av grus, stein og/eller duk før dekklaget legges.

Som alternativ til deksjikt av sortert stein som er stabilt straks steinen er lagt, kan usortert samfengt masse med nok store steiner benyttes som deksjikt. Dette kan på sikt utvikle seg til et stabilt deksjikt tilpasset vannføring og vannhastighet. Denne metoden krever i utgangspunktet mer masse, men slik masse er ofte lettere å skaffe.

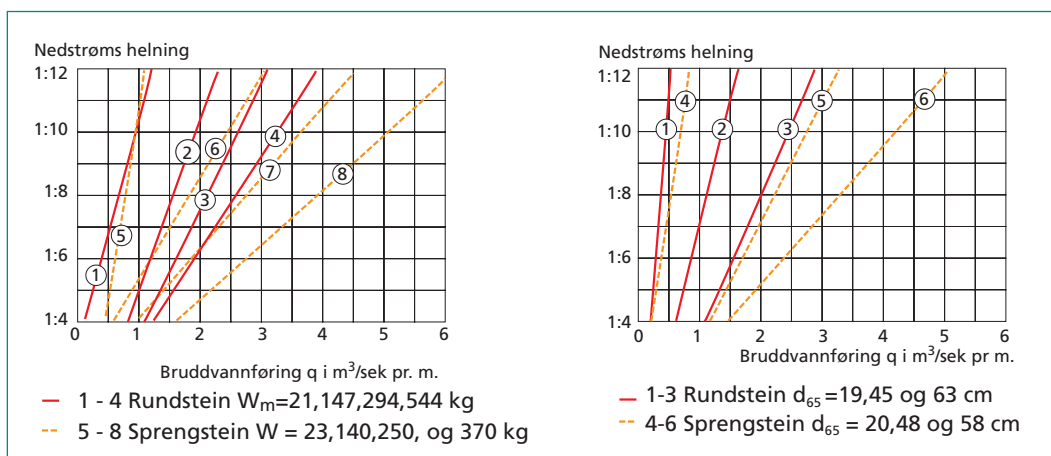
Ved bruk av bare ett lag ensgraderte masser må filtermassene under plastringen være sammensatt av sammenhengende og tilstrekkelig grove masser. Bruk av samfengte masser krever tykkere lag, ca. $1,5 \cdot d$, hvor d er diameter av de største steinene. Kravene til filtermassen kan reduseres noe ved denne typen plastring. Benyttes ensgraderte masser som plastringslag må filterlaget bestå av sammenhengende masser av tilstrekkelig størrelse, slik at brudd ikke oppstår.

Tersklene bygges ofte i form av en litt butt, avrundet plog med spissen mot strømmen. Erfaring har vist at avrundet form gir bedre stabilitet, dessuten er den ofte en bedre løsning med tanke på landskapet. Toppsteinen, spesielt i strømterskler, bør være stor og tung med god forankring og helning medstrøms. Det er også viktig at nedstrøms terskelskråning består av stein som kan stå imot vannkreftene. Blir disse flyttet på av vannet, vil terskelen falle sammen.

Når det står vann på nedsiden av løsmasseterskelen, kan stabiliteten øke ved at vannets eroderende virkning reduseres. Slak nedstrøms terskelskråning vil også gi god stabilitet. I bratte elveløp bør terskelfoten legges i selve brekkpunktet, både av hensyn til stabilitet og landskapsinntrykk. I de tilfellene det ikke er nødvendig å forsterke terskelfoten eller etablere styrtseeng, er det viktig at elvebunnen ikke punkteres under anleggsarbeidene. Slike punkteringer vil være utsatt for erosjon. Dersom masser fra elveleiet skal brukes til byggearbeidene, må de derfor hentes ovenfor terskelen, og helst fra en strekning med større fall enn på terskelstedet.

Laboratorieforsøkene utført av Vassdrags- og havnelaboratoriet omfatter stabilitetsundersøkelser av ensgraderte og samfengte steinmasser av både rund og sprengt stein (Tvinnereim og Solvik, 1973a og b). Se figur 8.30.

Det er viktig å være klar over at det er utførelsen på anleggsstedet som avgjør stabiliteten. En terskel av løsmasser er bare så stabil som terskelens svakeste punkt.



Figur 8.30 Diagrammet til venstre viser bruddvannføring q i $m^3/s/m$, ensgraderte masser. Diagrammet til høyre viser bruddvannføring q i $m^3/s/m$, samfengte masser.

Betong- og treterskler

For terskler i betong er fundamentet spesielt viktig. Betong direkte på fjell gir god stabilitet og tetning. Treterskler krever god forankring. Til treterskler i elver med vannhastighet og vannføring av en viss størrelse, bør trestokker eller stålprofiler benyttes som forankring. Medfører terskelen fritt vannfall, noe betong og treterskler ofte gjør, er fundamentering og etablering av styrtseeng viktig slik at undergraving unngås.

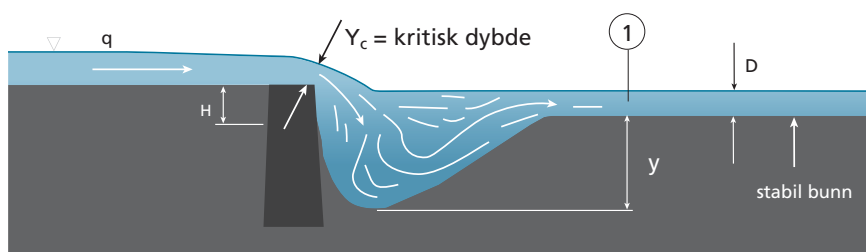
Erosjonsgrop

Nedstrøms terskelskråninger vil vannet erodere i løsmasser og skape erosjonsgroper. Dette kan være ønskelig og tilsiktet, f.eks. av hensyn til fisket. Da er det viktig å sikre slik at terskelen ikke undergraves. Det kan også være aktuelt å grave ut gropa samtidig som vi bygger terskelen, og gjøre den stabil ved å sikre med styrtseeng. Eventuell erosjon kan forhindres ved at vi etablerer en styrtseeng av grovere materiale.

Norsk Hydroteknisk Laboratorium i SINTEF-gruppen i Trondheim har på oppdrag fra NVE gjennomført forsøk med sikte på å framskaffe grunnlag for dimensjonering og planlegging av terskler (SINTEF, 1989). En generell dimensjonsløs beregningsprosedyre er utviklet for fallterskler, og den kan brukes uavhengig av kanalbredde, terskelhøyde og vannføring.

Resultater fra rapporten gjengis med henvisning til terskeltypen som er vist i figur 8.31.

Det er utarbeidet en tabell som viser hvilke bunnmaterialer som kan danne dekklag ved forskjellige vannhastigheter. I bearbeidet versjon framstilles denne i tabell 8.4.



Figur 8.31 Prinsippkisse av terskel med erosjonsgrop.

Konklusjon på terskelforsøkene i NHL Rapport STF60 F87042

1. Hvis det ikke dannes dekklag av stein i erosjonsgropa vil erosjonsdybden y og erosjonslengden L bli ca.:
 $y = 4 \times$ terskelhøyden
 $L = 2 \times$ kanalbunnens bredde
2. Hvis det dannes dekklag, kan erosjonsdybden y og erosjonslengden L bli ca.:
 $y = 2 \times$ terskelhøyden
 $L = 1 \times$ kanalbunnens lengde

Tabell 8.4 Bunnmaterialer som danner dekklag ved forskjellige strømhastigheter. Ved hastighet på 1,35 m/s vil en måtte bruke grusmaterialer der 10 % har diameter større enn 120 mm eller der 50 % har en diameter større enn 30 mm for å danne en stabil bunn ved pkt. 1.

| Hastighet, v , i pkt. 1 | 50 % av massene må ha diameter større enn | 10 % av massene må ha diameter større enn |
|---------------------------|---|---|
| 1,35 m ³ /s | 30 mm | 120 mm |
| 1,65 m ³ /s | 45 mm | 180 mm |
| 1,90 m ³ /s | 60 mm | 240 mm |
| 2,15 m ³ /s | 75 mm | 300 mm |

8.4 Virkninger

Det er viktig å ta hensyn til brukerinteresser og eksisterende konstruksjoner i vassdraget når det planlegges å bygge terskler eller terskellignende konstruksjoner. Terskler og buner med tilhørende erosjonsgroper blir ofte populære fiskeplasser, men de kan også skape konflikter, ettersom de kan endre fangstfordelingen mellom ulike elvestrekninger. Vanningsanlegg, drikkesteder for husdyr, grunnvannstandsforhold, erosjon og sedimentasjon er også faktorer som kan ha betydning for terskelplasseringen. Der vannføringen er redusert, er hensyn til det visuelle viktig. Et synlig vannspeil fra vei eller sti kan ha betydelig landskapsmessig verdi.

Undersøkelser viser at terskler og buner kan gi gode resultater i små og mellomstore vassdrag. Effekten varierer mye mellom ulike vassdrag, og det er ikke gitt at det blir positive virkninger av slike tiltak. Utlegging av steingrupper, kulpgraving og åpning av stengte flomløp/sideløp kan eksempelvis være bedre tiltak langs inngrepspåvirkede vassdragsstrekninger.

Avhengig av type, utforming, plassering og dimensjonering vil terskler og buner ha ulike virkninger. Virkninger som er positive et sted kan være mindre positive eller negative andre steder. Her følger en oppstilling av i utgangspunktet positive og negative virkninger:

Positive virkninger

- Terskler kan minske belastningen på elvebunnen og redusere graving i elveleiet. Terskler kan være et effektivt tiltak for å sikre bunn og elvebreddene mot erosjon.
- Terskler kan ved at de hindrer erosjon benyttes til sikring av utsatte konstruksjoner som eksempelvis bruer eller vannledninger.
- Terskler kan fungere som energidrepere. Ved riktig plassering kan også vannstrømmen styres unna erosjonsutsatte områder. Buner og steingrupper kan også ha slik virkning.
- Terskler kan bidra til å til å stabilisere isforhold i vassdrag med isproblemer.
- Terskler kan være viktige for å opprettholde våtmarksområder og ivareta fiskens leveområder der vannføring og vannstand er redusert.
- Terskler kan forbedre forhold for fisk og annen fauna. Terskler kan blant annet gi hvileplasser/oppholdssteder for fisk samt bedre strømningsforhold. Terskelbasseng kan, om det er tilstrekkelig dypt, samt har skjulmuligheter, ha spesielt gunstig effekt på større fisk.
- Terskler kan stabilisere grunnvannsnivået. Ettersom terskler vanligvis bygges på elvas slake strekninger, vil de ofte være lokalisert til steder hvor det finnes elvenære grunnvannsmagasiner.
- Terskler kan opprettholde vannstand på stilleflytende elvepartier.
- Terskelbasseng kan fungere som vannkilde til jordbruksvanning eller andre vannbruksinteresser.
- Terskler eller terskellignende konstruksjoner kan legge til rette for måling av minstevannføring.

- Terskelkonstruksjoner kan fungere som planlagt fiskeperre ved utløp fra kraftstasjoner, eller i nedre deler av tidvis tørrlagte elvestrekninger for å hindre fiskeoppgang til kraftstasjonen eller en tidvis tørrlagt elvestrekning.
- Terskler og buner kan bedre forholdene for fiskeutøvelse og friluftsliv.
- Terskler kan fungere som sedimentfelle og skape masseavlagringsområde ved at nedsatt strømhastighet i terskelbassenget fører til sedimentering. På denne måten kan en også redusere avrenning fra jordbruksarealer. I sterkt masseførende elver kan man bygge et separat avlagringsbasseng oppstrøms terskelbassenget.
- Terskelbassenget gir som oftest gode overvintringsmuligheter for fisk.
- Utlagte steingrupper vil i likhet med buner og terskler gi lokale habitatsendringer som kan være gunstig for eksempelvis bunndyr og fisk. Utgraving av kulper kombinert med utlegging av steingrupper kan gi tilsvarende virkninger som det en kan oppnå ved økt heving av vannstanden ved hjelp av terskler. Dette gjelder spesielt langs elvestrekninger der det er en god del fall.

Negative virkninger

- Terskler kan ha uheldige landskapsvirkninger og være et fremmedelement i vassdragsmiljøet.
- Terskler kan påvirke erosjons- og sedimentasjonsforholdene i vassdraget negativt ved at terskelbassengene fanger opp sediment og at områdene nedstrøms utsettes for erosjon på grunn av manglende tilførsel av sedimenter.
- Redusert strømhastighet, økt overflateareal og økt vannvolum i terskelbasseng vil endre utviklingsmulighetene for bunndyr og andre næringsdyr. Finmaterialer med næringsstoffer bunnfelles i bassenget. Bunndyrsamfunn i terskelbasseng endres over tid og blir normalt mer lik faunaen i stillestående vann. Ved store endringer kan laks og ørret tape i konkurranse med f.eks. gjedde, lake og ørekyt, dersom disse artene finnes i elveavsnittet.
- Terskler kan ødelegge eller redusere omfanget av gyteplasser for laks og ørret ved at strykstrekninger omgjøres til stillestående vann (terskelbasseng).
- Terskler og buner kan endre bruksmulighetene langs berørt vassdragsstrekning.



Materialer og
utførelse



Innledning

Naturlige løsmasser og knust stein er det vanligste byggematerialet til sikringstiltak mot erosjon, flom og skred. For enkle tiltak brukes materialene ubearbeidet og usortert, ev. grovsortert i ulike fraksjoner. For mer kompliserte tiltak kreves stein med økende grad av bearbeiding og sortering i fasong og størrelse, se kap. 6. I tillegg kan en nytte betong, asfalt, industrielt produserte materialer som fibermatter av duk og nett av kunststoffer (særlig som tetnings- og filterlag i dammer og flomverk), og nett av plantebasert materiale som hjelp til vegetasjonsetablering. Konstruksjoner av tre er tradisjonelt blitt mye brukt til peling og spunting og som rammeverk i steinfylte tømmerkister.

Valg av materiale er avhengig av tilgjengelighet, holdbarhet, kostnader og miljøpåvirkning. Der det finnes gode forekomster av naturlige byggematerialer som stein, grus og andre typer løsmasser innen rimelig nærhet, og de miljømessige og økonomiske utfordringer knyttet til uttak, sortering og transport av materialene ikke er for store, vil disse materialene vanligvis bli foretrukket til sikringsanlegg i vassdrag.

9. 1 Materialer til sikrings- og miljøtiltak

9.1.1 Stein og grus til erosjonssikring

Anvendelse av stein, grus og andre typer løsmasser til erosjonssikring, flomsikring og stabiliserende tiltak mot skred er beskrevet i kapittel 6.

Basisråstoffene hentes i steinbrudd, grustak, fra utspregning av tunneler og bergrom, eller fra urer og løsmasseansamlinger i fjellsidene.

Erosjonssikring i bratte elver med sterk gravende kraft krever store steiner av harde og slitesterke bergarter som f.eks. granitt, gneis og gabbro. Skifrige steinmaterialer med liten slitesterke og bestandighet som f.eks. grønnstein og fyllitter gir liten motstandskraft mot slitasje fra vannstrøm, isgang og frostsprengning. På strekninger uten særlig påkjenninger fra strømmende vann eller is kan også slike bergarter nyttes, f.eks. til stabiliserde fyllinger ved foten av høye skråninger av leire eller andre ustabile løsmasser uten påkjenninger fra strømmende vann eller is, og til utfylling av bekkeraviner.

Det er vanlig å bruke samfengt stein til sikringstiltak uten filter. Med samfengt stein menes en masse med stor gradering, det vil si masser med stein i alle størrelser. Finfraksjonene i massene virker da som filter. Etter en tid vil de fineste fraksjonene eroderes bort fra overflatelaget og de groveste steinene

Figur 9.1 Steinbrudd med borerigg, lastemaskin og transportutstyr. Vinje kommune, Telemark. Foto: Kjell Sørensen.





Figur 9.2 Grustak med sorteringsverk og lagringsplasser for ulike grusfraksjoner. Sunndal, Møre og Romsdal. Foto: Einar Sæterbø.

danner dekklaget. Dette tilsvarer den naturlige prosessen som danner dekklag i vassdrag på morenegrunn.

Knuse- og sorteringsutstyr i steinbrudd og grustak må anvendes der kvalitetskravene tilsier dette. I steinbrudd er det ofte tilstrekkelig med «spretting» (oppdeling) av store blokker (over f.eks. 0,5–1,0 m³). Hydraulisk hammer påmontert gravemaskin er et godt redskap og ofte et alternativ til oppdeling med boring og sprengning av blokkene. Figur 9.1 viser et steinbrudd i aktiv drift med borerigg, lastemaskin og transportutstyr.

9.1.2 Fyllmasser og vekstmasser

Fyllmasser er det stort behov for i mange typer flom- og erosjonssikringstiltak. I prinsippet kan vi anvende alle typer løsmasser, også fine materialer som sand, silt og leire, så lenge filterkriteriene i forhold til nabomaterialene og krav til erosjonssikkerhet tilfredsstilles. Fyllmasser av dårlig kvalitet kan enkelte steder

brukes i kombinasjon med filterduk eller som overgangsmasser mot steinlaget og grunnmaterialet.

Gjennom nedbryting og selvtetting vil skifrige bergarter kunne danne tette skikt i sider og elvebunn. Dette er gunstig f.eks. ved utfylling av bekkeraviner og etablering av nytt bekkeleie oppå fyllingen, fordi tettingen bidrar til å holde vannet på overflata også i tørre perioder. Alternativet kunne tenkes å være lagvis oppbygging av elveleiet med innlagt tetnings- eller filterduk i bunn og sider.

Organisk materiale som myr- og moldjord er ustabil og bør unngås i fyllinger som skal holde stabil form og høyde i framtida. Moldjord, gjerne iblandet andre typer løsmasser, er det beste vekstmaterialet for vegetasjon og er mye anvendt til dekning av steinfyllinger o.l., se kapittel 7.

Avdekningsmasser er svært verdifulle ved alle former for terrengbehandling, og de må tas godt vare på. Av og til kan det være nødvendig å supplere med andre finstoffholdige masser for å kunne skape ønskelig form og grobunn for vegetasjon.

9.1.3 Betong

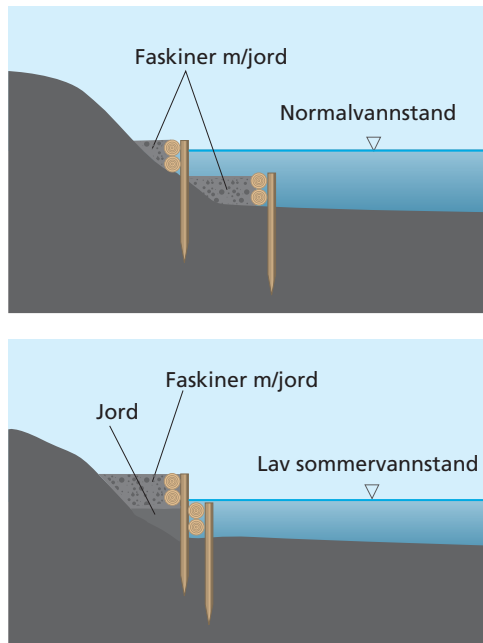
Tradisjonelt er betong et mye brukt byggemateriale i dammer, bruer og terskler og som byggemateriale til støttemurer og forbygningsanlegg.

I senere år har betong fått økende konkurranse fra stein som vannbyggingsmateriale. Særlig gjelder dette store dammer (fyllingsdammer), terskler og støttemurer/kanalsider. Tørrmur har f.eks. fått stor anvendelse i støttemurer, både fordi tørrmuring gjerne er rimeligere enn betong og fordi tørrmurer glir bedre inn i vassdragsmiljøet.

9.1.4 Tre

Trematerialer er et rimelig og mye brukt byggemateriale. Trestokker er tradisjonelt brukt til påler og til steinfylte tømmerkister som beskyttelse av elvekant. Også til bygging av terskler og smådammer er tømmer i form av rundtømmer og steinfylte tømmerkister en del anvendt.

Tidligere var nedlegging av faskiner en mye brukt sikringsmetode langs vassdrag. I dag er faskiner i de fleste tilfeller erstattet av forbygningsstein.



Figur 9.3
Sikring med trepåler og bakfylling.

Begrepet faskiner kan også ha fått ulik betydning i ulike landsdeler. Faskiner kan defineres som steinfylte «pølser», surret inn av kvister og brukt til forbygning (Andersen, 1996).

Figur 9.3 viser hvordan trepåler og bakfylling, eventuelt utført med faskiner, tidligere ble brukt som forbygningsmetode, også i strie og store elver. Bruk av treverk har i det siste fått en viss aktualitet igjen som miljøvennlig forbygningsmetode, særlig i tettbygde strøk.

9.1.5 Matter, duk og nett

Overflateforsterkende og erosjonshindrende matter, duk og nett (geonett) brukes i veiskråninger, elveskrenter og liknende steder, først og fremst for å få vegetasjonen til å feste seg. Dersom strømmen ikke er for stri, kan fibermatter bidra til å gi vegetasjonen nødvendig styrke slik at den kan fungere som alternativ til erosjonssikring med stein. Basismaterialet kan være organisk nedbrytbare materialer som halm og fibrer, f.eks. fra kokosplanter, eller



Figur 9.4 Utlegging av kokosmatter i Reisaelva. Foto: NVE.

uorganiske, seint nedbrytbare stoffer som plast, polyester og stål. Prinsippet for utlegging og forankring av erosjonsmatter er vist i figur 9.4. Mattene forankres og forsterkes med steinfylt fotgrøft på samme måte som for sikringer av stein. Oppover i skråningen brukes gjerne treplugger som festemiddel.

Sjøtangbaserte vekstmidler (alginure) kan sprøytes direkte på fyllinger av stein, grus eller jord, eventuelt forsterket med nett. Fordelen med denne metoden skal være at en raskt oppnår kraftig vegetasjon med dype røtter.

Erosjonsnett i øvre deler av skråningen kombinert med stein i skråningsfoten kan være en god løsning ved rolige strømforhold. De kan også anvendes som armering for å hindre utvasking av jord og småplanter på utsatte lokaliteter.

Matter eller nett av kokosfibrer inngår i gruppen geotekstiler og er framstilt av naturlige materialer som nedbrytes helt etter at de har gjort sin funksjon, vanligvis etter 5–10 år. Nett har stor strekkstyrke og gode filtreringsegenskaper som fanger opp grasfrø, sand, leire og jordpartikler. Bruk av geoteksteiler til etablering av vegetasjon er nærmere beskrevet i kapittel 7.

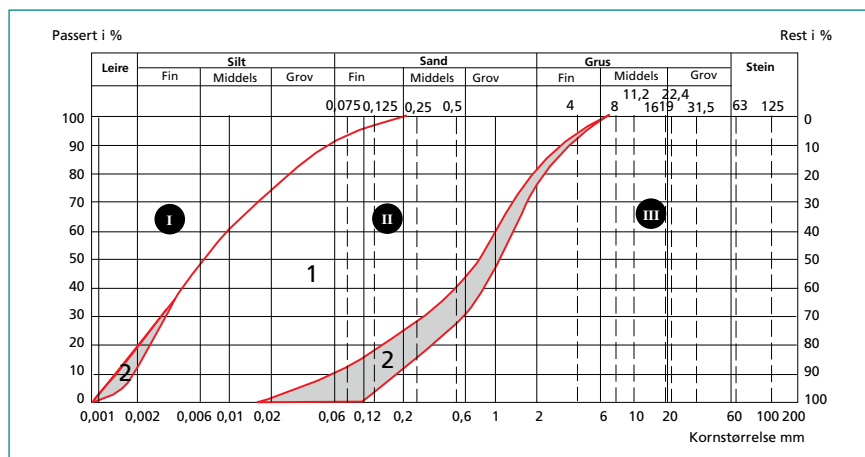
9.1.6 Geotekstiler og plast i filter- og tetningslag

I flomverk og dammer benyttes fiberduk som filter mellom ulike materialfraksjoner i fyllingen. Tetningsduk av plast benyttes også som tetning i kombinasjon med filter- og avrettingslag og som filter mellom ulike materialfraksjoner i fyllingen. Eksempel på dette er vist i figur 6.26 som viser tverrsnitt av et flomverk ved Trysilelva.

Filterkriterier for tekstilfilter

Filter av geotekstil skal oppfylle tre hovedkrav: det skal hindre utvasking av fine partikler (filtrere), det skal være permeabelt for å hindre oppbygging av poretrykk og det skal tåle belastningen når sikringen legges ut (May 2002). Tekstilet må være motstandsdyktig mot gjentetting (clogging) og nedbryting. For særlig stor sikringsstein kan det være nødvendig å legge et grusfilter mellom tekstil og sikring. Det vil både fungere som filter og beskytte duken mot skader.

Det finnes et nordisk system for klassifisering av geotekstil for vei og trafikkareal, NorGeoSpec (www.norgeospec.org/). NorGeoSpec deler geotekstil inn i fem ulike klasser (spesifikasjonsprofil) etter mekanisk styrke. Selv om filteregenskaper og hydrauliske egenskaper er underordnet, henviser vi til noen av NorGeoSpecs krav.



Figur 9.5 Korngraderingsområder for ulike filterkriterier.

Det finnes mange ulike anbefalinger for hvordan et tekstilfilter bør utformes. Her er valgt relativt enkle kriterier. For vanskelige oppgaver bør eksperter kontaktes.

Evnen til å holde partikler tilbake (filterfunksjonen) er knyttet til størrelsen på porene i geotekstilet, som beskrives med karakteristisk poreåpning, vanligvis O_{90} , som betyr at 90 % av porene er mindre.

For filterkriteriene er det hensiktsmessig å dele inn underlaget som vist i figur 9.5 (Norsk standard 2008).

Område I er kohesiv jord (leir, leirig silt, kohesiv blandingsjord). Her hindrer kohesjon utvasking av finstoff. Samtidig er permeabiliteten lav og vanngjennomstrømningen liten i slike finkornede jordarter. Derfor er det tilstrekkelig at geotekstilet oppfyller kravene i NorGeoSpec, dvs. $O_{90} < 0,15-0,20$ mm (Norsk standard 2008).

Mange retningslinjer anbefaler mye mindre poreåpning, typisk $O_{90} < D_{90b}$. Forutsetningen for at et åpent filter med $O_{90} < 0,15-0,20$ mm skal fungere, er kohesiv binding mellom kornene og liten vannstrøm ut av massen.

Område II omfatter finkorna friksjonsjordarter som silt, sandig silt og finsand. De er sterkt erosjonsutsatte fordi partiklene er små, uten kohesiv binding. Samtidig kan permeabiliteten, og dermed grunnvannstrømmen, være 10 til 1000 ganger større enn i område I. Områdene merket 2 er grenseområder. Jordartene i område II er filterteknisk krevende, og det anbefales å bruke geotekstil med poreåpning som gitt i tabell 9.1 (Norsk standard 2008).

Tabell 9.1 Filterkriterier for område II

| Jordart | Poreåpning |
|----------------------|-----------------------|
| Leire | $O_{90} < 10 D_{50b}$ |
| | $O_{90} < 2 D_{90b}$ |
| Silt | $O_{90} < D_{90b}$ |
| Annet ^{a,b} | $O_{90} < 10 D_{50b}$ |
| | $O_{90} < 2 D_{90b}$ |

^aFor jordarter med kornfordelingskurve som er oppadrettet konkav, anbefales $O_{90} < D_{30b}$

^bFor gapgraderte jordarter anbefales $O_{90} < D_g$ der D_g er minste kornstørrelse i fraksjonen som mangler

Område III omfatter grus og grovsand, som er lite erosjonsutsatt fordi de inneholder lite finstoff. For filterfunksjonen er det tilstrekkelig at tekstilet oppfyller kravene i NorGeoSpec, dvs. $O_{90} < 0,15\text{--}0,20$ mm (Norsk standard 2008).

Grov sand og grus har høy permeabilitet, så grunnvannstrømmen kan bli stor. For å hindre oppbygging av poretrykk må filteret ha tilstrekkelig permeabilitet. For å få høy nok permeabilitet vil det i mange tilfeller være nødvendig å bruke et geotekstil med O_{90} større enn det NorGeoSpec tillater (0,2 mm). Da kan følgende filterkrav brukes:

$$O_{90} < D_{90b}$$

Dette er et relativt strengt krav (gir liten poreåpning), som passer for dynamisk strømning, f.eks. kraftig turbulens eller bølger. Hvis forholdene er roligere kan porestørrelsen økes til:

$$O_{90} < D_{90b}$$

Permeabilitet for tekstilfilter

For å hindre oppbygging av poretrykk bør geotekstilet være 10 til 50 ganger mer permeabelt enn underlaget. Permeabiliteten til geotekstilet finnes på fabrikantens datablad. Permeabiliteten til underlaget kan bestemmes ved forsøk eller fra tabeller eller formler.

NorGeoSpec stiller ikke krav til permeabilitet, men krever at hastighetsindeksen, $V_{IH50} > 0,003$ m/s. Hastighetsindeksen er brutto strømningshastighet gjennom tekstilet for en trykkforskjell på 50 mm.

Finkornet underlag, f.eks. silt og leire, har så lav permeabilitet at tekstil som oppfyller kravene fra NorGeoSpec har tilstrekkelig permeabilitet. Består underlaget av sand eller grus bør en kontrollere at geotekstilet er tilstrekkelig permeabelt, dvs. 10 til 50 ganger mer enn underlaget.

Gjentetting (clogging) av duken kan være et problem. En bør derfor velge et filter med stor poreåpning, høy hastighetsindeks, høyt porevolum og stor andel åpent areal, gitt at kravene til filteregenskaper og styrke er oppfylt.

9.2 Anleggsutførelse

9.2.1 Tidsrom for utføring av arbeider i og langs vassdrag

Planlegging og utførelse av vassdragsanlegg byr på spesielle utfordringer sammenliknet med andre typer anleggsarbeid fordi en ofte må utføre arbeid i rennende vann, og fordi grunnforholdene i og langs langs vassdrag i mange tilfeller er dårlige. Også erosjon, flom, isganger og skredfare skaper store utfordringer for sikkerhet og økonomi. Samtidig byr vassdragsnaturen på spesielle og særprega miljøkvaliteter som må tas vare på.

For å ivareta sikkerhet og miljø på en god måte er god planlegging og erfaring fra liknende oppgaver av stor betydning. Dette gjelder både entreprenør og byggeledelse. Vassdragene er ulike, men i alle vassdrag er det viktig å gjennomføre arbeidene til riktig tid i forhold til vannføring, grunnforhold og miljøhensyn. For de fleste anleggsoperasjoner i rennende vann bør perioder med høy vannføring eller flomvannføring unngås. Vannføringen ved oppstart

og vannføringsprognoser for anleggsperioden bør legges til grunn ved forberedelsene.

I små vassdrag med liten vannføring er aktuell utførelsesperiode sommerstid lenger enn i større vassdrag der en også er avhengig av lav vannføring for å kunne gjennomføre anleggsarbeidet. I mange tilfeller vil perioden på våren etter at snøsmeltingen har startet, men før vårflommen slår til, by på gode arbeidsforhold. Avhengig av hvor en befinner seg geografisk, høyde over havet og avsmeltingen dette året kan det bli noen gode arbeidsuker i april/mai. Også perioder med lav vannføring sommerstid eller om høsten kan by på gode arbeidsforhold.

Det kan være store fordeler med anleggsutførelse på senhøsten eller vinteren, altså i perioder da det er tele i bakken. Fornuftig og god planlegging av transport på tele og is vil redusere behovet for bygging av anleggsveier. Uheldige virkninger på miljøet blir gjerne mindre når anleggsutførelsen skjer sommerstid. Enkelte arbeidsoperasjoner på dårlig grunn kan med fordel utføres i perioder med tele i bakken. Is kan også benyttes som transportvei og arbeidsplattform.

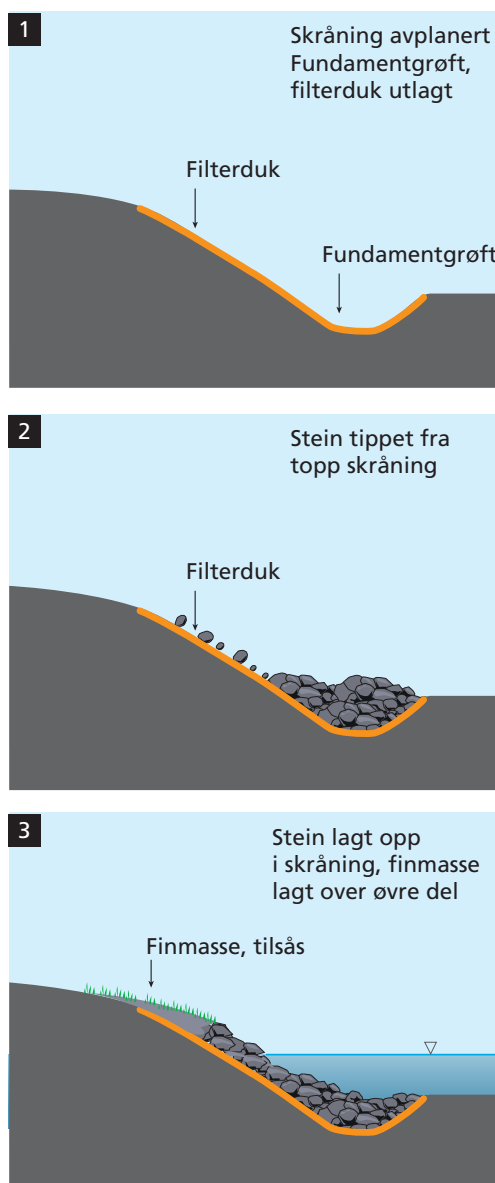
I viktige gyte- og oppvekstområder for laks og ørret vil vanligvis sommer og tidlig høst, i perioden før gytingen, være den mest skånsomme tida for arbeider ute i vassdraget, fordi både fiskunger og voksen fisk kan svømme unna områder som grumses til. Om høsten vil arbeidene kunne forstyrre gytinga, om vinteren vil den nedgravde rogn være sårbar for tilslamming, under og like etter klekkinga vil de nyklekte fiskungene være sårbare. Arbeid i fisketida om sommeren er på den annen side lite populært blant fiskerne. Samarbeid med de som forvalter fiskerettighetene og god informasjon er desto viktigere.

Enkelte anleggsoperasjoner må utføres på tørt land eller ved minimal vannføring. Dette gjelder f.eks. ved terskelbygging der det skal legges tetningsmembran. Da kan det være aktuelt å midlertidig å lede vannføringen utenom byggegropa. I regulerte vassdrag kan anleggsutførelsen samkjøres med manøvreringen av kraftverkene for å oppnå gode arbeidsforhold.

9.2.2 Rekkefølge i arbeidsoperasjonene

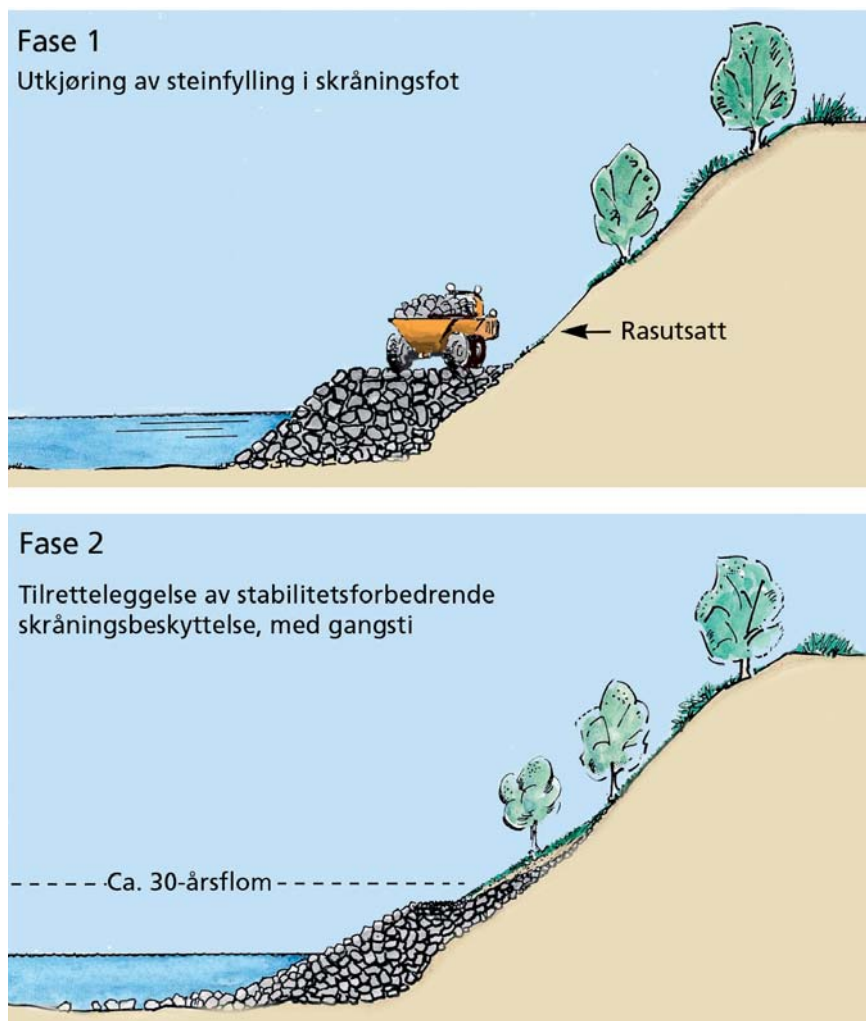
Det knytter seg særlige utfordringer til gravearbeid under vann, der det ofte er vanskelig å se graveskuffa og gravestedet på grunn av tilgrumming. Under

arbeid med tunge anleggsmaskiner må vi også være klar over at vannstrømmen påvirker stabiliteten i elvebunnen og skråningssiden. En liten feilvurdering på utsatte steder kan føre maskinen ut på usikker grunn.



Figur 9.6
Lav skråningsbeskyttelse med fotgrøft og filterduk utført i tre faser.

Utlegging av fotsikring til erosjonsanlegg er f.eks. en arbeidsoperasjon som krever god sikt. Derfor er det som regel riktig å starte masseutlegging langs nedre del av sikringsanlegget og fortsette motstrøms til øvre del av anlegget. Ved lange sikringsanlegg må det etableres snuplasser for lastebiler langs elveskråningen, og ekstra masser brukt i snuplassene kan benyttes f.eks. til buner og andre typer sikrings og biotiltak ved avslutningen av anlegget.



Figur 9.7 Utkjøring og utlegging av stein for sikring av høye skråninger. Arbeidet skjer i to faser.

Ved beredskapssituasjoner i flom kan det være nødvendig å utføre arbeid i vassdrag ved høy vannføring. Dersom det i det hele tatt er sikkerhetsmessig forsvarlig å gå inn med anleggsmaskiner, må oppgavene utføres i riktig rekkefølge og på en måte som ikke utsetter mannskap og maskiner for fare. Et viktig moment er at maskiner og utstyr arbeider på sikker grunn og med full kontroll, også med tanke på uventa situasjoner som kan oppstå under utførelsen av arbeidet. Stedet hvor en velger å starte arbeidet fra kan være avgjørende. Dette gjelder ikke minst når en bratt, masseførende elv har tatt seg nytt leie og truer bebyggelse og infrastruktur lenger nede. Da bør en søke å foreta gravearbeider så langt oppe at en kan lede elva tilbake til sitt opprinnelige og «trygge» elveløp. Ved omfattende erosjon som truer verdier langs et større vassdrag, vil utfylling av steinmasser i øvre deler av erosjonsstrekningen kunne lede strømmen vekk fra erosjonsutsatt område. Der kan en oppnå å skape en stabil fylling som basis for ytterligere utfylling.

Sikring av lave skråninger av elveavsetninger er vanligvis enkle å utføre. Steinen kjøres fram og tippes ut på elvekanten, der gravemaskin legger steinen til rette slik planen foreskriver. Når det er mulig tas jord fra kanten og legges utover den øverste delen av steinlaget. Dette danner et godt grunnlag for fremtidig vegetasjon.

Ved sikring av høye skråninger kjøres nødvendige steinmasser ut som en midlertidig veifylling langs elvebredden mot foten av den høye skråningen. Steinen plasseres der den gir størst virking, både som erosjonssikring og som stabiliserende fotfylling, se figur 9.7 (fase1). Etterpå formes steinfyllinga med gravemaskin oppover langs skråningen og utover i elva slik planen foreskriver, se figur 9.7 (fase 2).

9.2.3 Arbeider i ustabile leireskråninger

Spesielle utfordringer er knyttet til inngrep og arbeid i kvikkleiresoner der graving og masseflytting lett vil innebære en stabilitetsforverring. Uforsiktig graving kan utløse store skred. Graving og fylling i kvikkleireområder må derfor bare skje i samråd med geotekniker.

For arbeid i kvikkleireskråninger gjelder følgende kjøreregler:

- Den tryggeste måten å føre fram en fylling/vei i et kvikkleireområde på er å gå fram på laveste punkt i terrenget – dvs. i bunnen av en ravine eller helt

i foten av en skråning. Uten vurdering av geotekniker bør ikke fyllingen ha en høyde på mer enn 1,5 m.

- Slak fyllingsskråning (1:3/1:4) vil redusere faren for at fyllingen kan gli ut. Det sikreste er å skyve ut til slak helning for hvert lass som tippes inn, og ikke vente med dette til en lengre strekning er oppfylt.
- Gravearbeider i foten av skråninger må unngås.

Ofte er det en bekk eller elv i det dypeste partiet av en ravine eller inn mot foten i en skråning. Fyllingen vil ofte redusere vanntverrsnittet. I det smale tverrsnittet vil vannet kunne skape økt erosjon inn i skråningen eller i bunnen av ravinen. Det er viktig å sikre at vannet ikke får anledning til å erodere – selv om dette er en midlertidig situasjon i en anleggsfase, fordi erosjon kan skape ustabilitet og utløse utglidninger og skred. En må være forberedt på at bekken kan føre adskillig større vannmengder under en flom – og at dette hensynet også må tas i betraktning når sikring mot erosjon i anleggsfasen må gjøres.

Å komme inn til det laveste punktet i en ravine eller skråning er ofte det farligste inngrepet. Her må en unngå å legge en adkomstvei på tvers av skråningen. Gå mest mulig i helningsretningen – selv om det blir brattere enn ønsket. Det beste er å følge en ravine eller forsenkning i terrenget.

9.2.4 Transport og midlertidige transportveier

Massetransport med tungt hjulgående utstyr som dumper eller lastebil gir kraftige påkjenninger på transportveiene. Dersom det må bygges nytt eller nøyter seg med å utvide eller forsterke eksisterende veier, skal dette skje på en skånsom måte, dvs. med minst mulig terrenginngrep. I fuktige perioder kan en bli nødt til å akseptere transportavbrudd. Nye veier bør i utgangspunktet fjernes etter endt anleggstid.

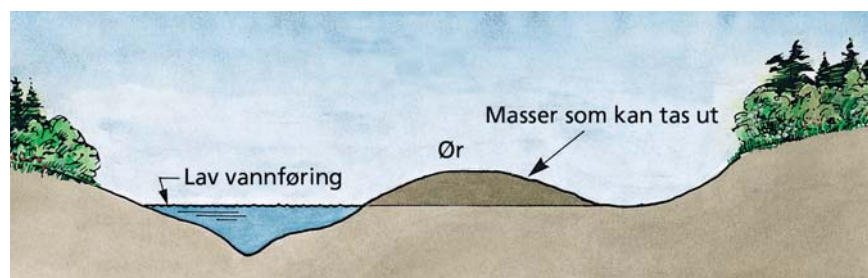
Hjulgående, leddstyrte dumpere og vanlige lastebiler med steinkasse med volum 10–12 m³ har vært nesten enerådende som transportutstyr til ordinære forbygningsanlegg. Fordelen med dumpere er at de er robuste, og når de er utstyrt med drift på fire/seks hjulpar, kommer de fram også på ulendt mark og på elvebunn. Ulempen er høyt akseltrykk og begrenset effektivitet på lange avstander. De brukes derfor ikke på veier med akseltrykkbegrensninger eller ved transportlengder over ca. 5 km, unntatt i særlige tilfeller, f.eks. for å unngå omlasting.

Ved stabiliseringstiltak i kvikkleireområder der det ofte går med store volum, blir det anvendt semitrailere og dumpere med transportkapasitet på opptil 20 lm^3 pr. enhet. Der forholdene ligger til rette og der store masser skal plasseres under vann, i elver og kystnære områder, er transport med lektere aktuelt.

Dersom forholdene ligger til rette for det bør muligheter for veiløs, terrenggående transport utnyttes. Dette kan skje om sommeren, når grunnen er fast og tørr, eller på telet mark eller hardpakket snø om vinteren. I noen tilfeller kan veibyggingen begrense seg til skogrydding, snøpakking eller annen tilrettelegging. Veiløs transport kan være økonomisk fordelaktig, og den kan spare terrenget for tunge inngrep. Men fordelene kan fort snu seg til ulemper med mye regn om sommeren eller teleøsning og snøsmelting om vinteren. Mange oppgaver må utføres uten atkomstvei over land, slik at transporten av stein og fyllmasser skjer langs elva.

9.2.5 Masseuttak i vassdrag

En særlig utfordring for vassdrags- og miljøforvaltningen er at naturlig avsatt elvegrus i mange tilfeller er et førsteklasses og ettertraktet byggemateriale til filter- og fyllmateriale i dammer, til løsmasseterskler og forbygningsanlegg, og til produksjon av betong og til bære- og slitelag i veier. Grunnen til dette materialets gode egenskaper er at svake og ustabile mineraler som opprinnelig var en del av materialforekomsten, gjennom transport og lagring i vann er vasket og slipt vekk, samtidig som en har oppnådd god sortering i grovhetsfraksjoner. I enkelte tilfeller blir det spørsmål om å kunne tilfredsstille behovet for masse ved å fjerne eller flytte på oppstuvende grusører i elva. Uttak for slike formål



Figur 9.8 Eksempel på grusuttak i elv.

må alltid inngå i en helhetsløsning for elvestrekningen, eller masseuttaket må vurderes som et eget vassdragsinngrep.

Avbøtende tiltak kan være:

- Gode forhold for fisk og bunndyr kan gjenskapes ved å legge ut ny gytegrus, steingrupper, flatterskler eller strømvabøvere, se kapittel 7.
- Hovedstrømmen ledes forbi grusuttaksstedet så ikke massetransporten nedstrøms økes unødig. Midlertidig masseavlagringsbasseng nedstrøms kan virke på samme måte.
- Uttak av masser kan kombineres med fiske- og miljøtiltak.
- Erosjonshuden som ofte består av avrunda elvesteiner med diameter 10–30 cm tas vare på (mellomlager). Etter godkjent uttak legges erosjonshuden på plass igjen.

Uttaksområdet skal ryddes og settes i stand etter uttaket.

Det må unngås at masseuttak og bunnsenkning medfører økt erosjon. Terskelbygging og ulike former for bunnforsterkning kan stoppe en bakovergripende bunnsenkning med opprinnelse i en nedenforliggende grusuttaksgrop, se også kapittel 8.

9.2.6 Sikkerhet og opplæring

Planlegging og utførelse av tekniske anlegg i vassdrag og skredutsatte områder byr på særlige utfordringer og stiller store krav til god utrustning og til planleggere og maskinoperatørens erfaring, omtanke og faglige dyktighet. Gode prosesser på oppmåling, planlegging og arbeidsledelse vil kunne fjerne eller redusere behovet for risikobetonte arbeidsoperasjoner. Arbeid i strømmende vann, gjerne i kombinasjon med isganger og skredfare, vil likevel ikke kunne unngås. Det må legges mye arbeid i å utarbeide gode sikkerhetsregler og på å benytte egne utstyr og metoder for målearbeider og anleggsarbeid i vassdrag. Under arbeid med fyllinger, masseflytting og steinplastring i skredfarlige områder, oppstår det stadig mindre skred og utglidninger. Anleggsmaskiner, maskinførere og omgivelser kan utsettes for risiko. Erfarne maskinførere og arbeidsledere er den beste garanti for god kvalitet og sikker gjennomføring.

Men noen ganger må en bare trekke seg ut av fareområdet til situasjonen blir mer oversiktlig. Særlig bør en være forsiktig under arbeid som pågår når lysforholdene gjør oversikten vanskelig.

Selv erfarne maskinførere og oppmålingsfolk/planleggere kan lett komme i skade for å undervurdere kraften i skred og i strømmende vann. En uventet flom kan gjøre stor skade på anleggsutstyr og omgivelser. Planlagte utfyllinger og innsnevring i elveløpet for en kortvarig anleggsfase, kan føre til mer eller mindre uforutsette oppstuvninger og strømkonsentrasjoner. Omtanke og årvåkenhet er nøkkelord i alle arbeidets faser.

Gravemaskinen med ulike former for spesialutstyr, f.eks. planeringsskuffe, hydraulisk hammer eller gripeklo, er allroundmaskinen ved arbeid i vassdrag. I kombinasjon med bulldosere, hjullastere, dumpere og lastebiler løses de fleste oppgaver på en trygg, miljømessig og økonomisk forsvarlig måte. Kombinasjon med manuelt arbeid, med bruk av spett og spade, kan også i våre dager benyttes for å oppnå en nøyaktig og god utforming, f.eks. ved tørrmuring.

Gravearbeid og transport skjer noen ganger i bratt, ujevnt og vanskelig terreng. Høye uttaksstuffer og skråninger innebærer alltid sikkerhetsmessige utfordringer. En hovedregel er at de må sikres med rensk, gjerder og varselsskilt slik at mennesker og dyr kan ferdes trygt, både på overside og nedside, og arbeidsoperasjoner med tungt utstyr skal kunne skje på en trygg måte. Kryssing av offentlig vei med anleggstrafikk må varsles med tydelig skilting, jf. vegvesenets krav og regelverk.

Under utførelse av anlegg i vassdrag må en i noen tilfeller utnytte frost, tele og is som transportvei. Arbeid med isganger i elver byr også på helt spesielle utfordringer som i mange tilfeller kan utsette maskin, fører og omgivelser for fare.

10

Kulverter



Innledning

Kulverter og stikkrenner skal sikre at en vannstrøm kan passere gjennom veier eller fyllinger uten at oppstrøms vannstand stiger til uønsket nivå. Kulverter er et begrep som benyttes ulikt i ulike fagmiljøer. Vegvesenet benevner bl.a. alle «kulverter» med diameter mindre enn 1,8 m som stikkrenner. I dette kapitlet benytter vi begrepet kulverter om konstruksjonstypen uavhengig av størrelse og form.

10.1 Anlegg og bruk av kulverter

Ved dimensjonering og utførelse må det tas hensyn til at en kulvert vanligvis er et inngrep i en naturlig avrenningstilstand, og derfor kan ha betydning for utnyttelse, sikkerhet og utseende av nærliggende områder:

- Konstruksjonen må fungere opp til en valgt dimensjonerende flom, men bør heller ikke medføre vesentlige ulemper ved mindre vannføringer.
- Det må tas hensyn til risiko for tilstopping pga. drivgods.
- Innløpet, særlig ved lange kulverter, må sikres mot adkomst for dyr og mennesker.
- Der kulverten er en del av et naturlig vannløp må den ikke hindre fiskens frie gang.
- Utførelsen bør tilpasses terrenget på den visuelt best mulige måten.

En vesentlig del av stoffet i dette kapitlet er hentet fra Berg mfl. (1992).

10.2 Hva bestemmer kapasiteten?

10.2.1 Inn- eller utløpskontroll

Kapasiteten til kulverter og stikkrenner kan være bestemt av forholdene bare ved innløpet (innløpskontroll) eller av forholdene i kulverten eller stikkrenna som helhet (utløpskontroll).

Forhold som bestemmer kapasiteten ved innløpskontroll er:

- rørdiameter
- innløpets geometri og utforming
- vannstand ved innløpet

Forhold som bestemmer kapasiteten ved utløpskontroll er:

- rørdiameter
- innløpets geometri og utforming
- lengde på kulverten eller stikkrenna
- friksjonsforhold i kulverten
- helning av kulverten
- vannstand ved innløpet
- vannstand ved utløpet

Stikkrenner og korte kulverter med stort fall både i røret og nedstrøms utløpet (> 10 %) har vanligvis innløpskontroll, mens utløpskontroll er karakteristisk for stikkrenner og kulverter med lite fall og for lange kulverter, se 10.7.1. Figur 10.1 definerer de viktigste størrelsene ved kulvertstrømning. Her er:

V = vannhastighet

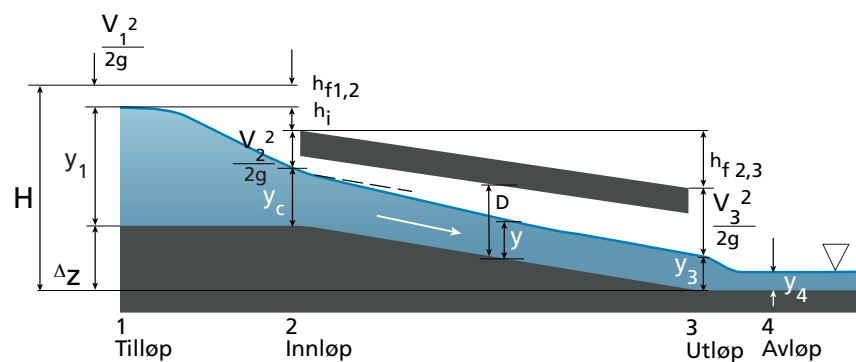
H = energinivå ved innløpet

hf = friksjonstap

hi = innløpstap

y = vanddybde
 y_c = kritisk dybde
 z = bunnivå
 Δz = bunnens fallhøyde gjennom kulverten
 D = rørdiameter

Indekser referer til snittnummer i figuren

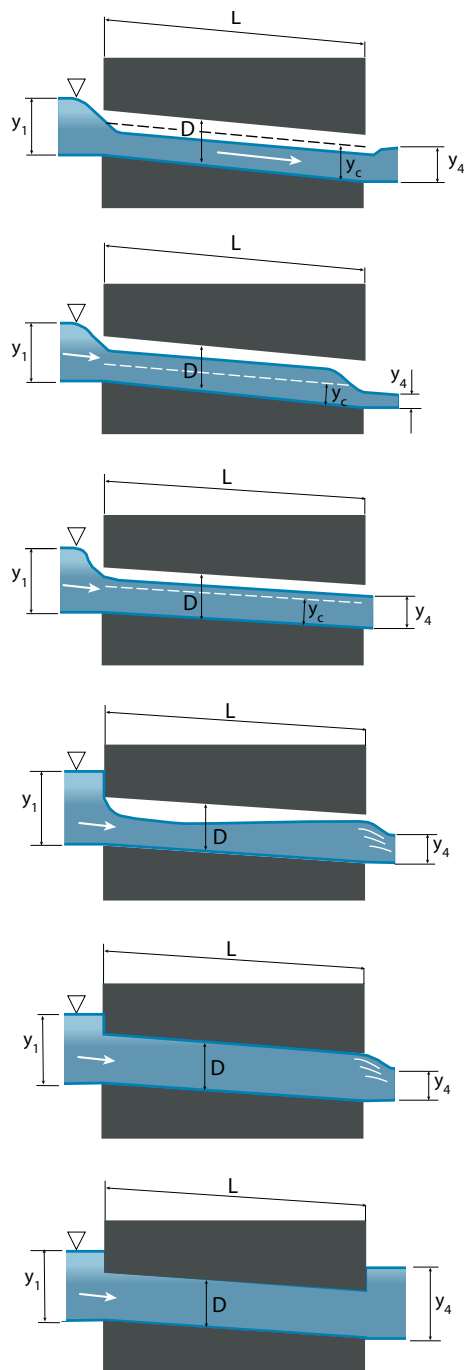


Figur 10.1 Definisjoner for beskrivelse av strømningsforholdene i en kulvert.

10.2.2 Strømningsforhold i rette kulverter

Strømninga gjennom kulverter kan anta mange former. Det er vanlig å dele den inn i seks hovedtyper, se figur 10.2.

Tabell 10.1 viser hvilken del av kulverten som bestemmer kapasiteten (bestemmende snitt) for de forskjellige strømmingstypene i figur 10.2. Vanddyp o.l. er definert i figur 10.1.



Type 1. Innløp ikke dykket, overkritisk strømning. Kritisk dyp ved innløpet (innløpskontroll).

Type 2. Innløp ikke dykket, underkritisk strømning. Kritisk dyp ved utløpet (utløpskontroll).

Type 3. Innløp ikke dykket, underkritisk strømning (utløpskontroll).

Type 4. Innløp dykket, underkritisk strømning (hydraulisk kort).

Type 5. Innløp dykket, kritisk dyp ved utløp. Kulverten går full (hydraulisk lang).

Type 6. Innløp og utløp dykket. Kulverten går full.

Figur 10.2 Forskjellige typer strømning i en rett kulvert.

Tabell 10.1 Beskrivelse av forskjellige strømningstyper i en kulvert.

| Strømningstype | Strømning i kulvert | Plassering av bestemmende snitt | Hva bestemmer kapasiteten | Kulvertens helning | y_1/D | y_d/y_c | y_d/D |
|----------------|---------------------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------|---------|-----------|------------|
| 1 | Delvis full | Innløp | Kritisk dyp | Bratt | $<1,5$ | $<1,0$ | $\leq 1,0$ |
| 2 | Delvis full | Utløp | Kritisk dyp | Slakk | $<1,5$ | $<1,0$ | $\leq 1,0$ |
| 3 | Delvis full | Utløp | Nedstrøms vannstand | Slakk | $<1,5$ | $>1,0$ | $\leq 1,0$ |
| 4 | Delvis full | Innløp | Innløpets geometri | Ingen betydning | $>1,0$ | - | $\leq 1,0$ |
| 5 | Full | Utløp | Innløpets og kulvertens geometri | Ingen betydning | $>1,0$ | - | $\leq 1,0$ |
| 6 | Full | Utløp | Nedstrøms vannstand | Ingen betydning | $<1,0$ | - | $\geq 1,0$ |

10.3 Kapasitetsberegning av kulverter

10.3.1 Oversikt

Beregning av kapasiteten til en kulvert skjer ved «prøving og feiling». Framgangsmåten blir noe forskjellig avhengig av hvilken strømningstype vi har.

10.3.2 Frispeilstrømning

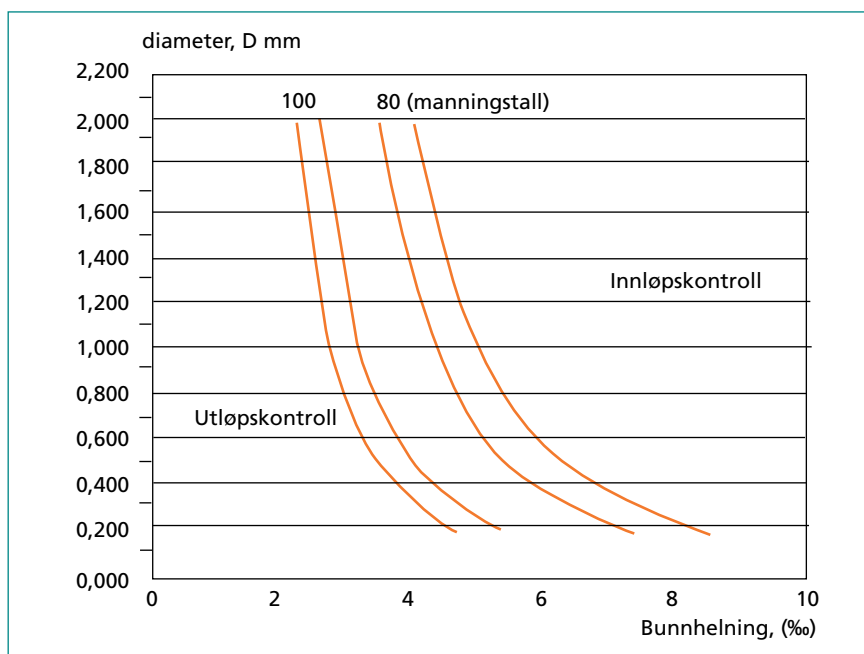
For å unngå opphoping av drivende gjenstander i tilløpet bør kulverter ha frispeilstrømning i innløpet, dvs. at innløpet ikke skal være dykket ved dimensjonerende vannføring. De normale strømningstypene er derfor typene 1, 2 og 3 i figur 10.2. Det innebærer at kulverten kan ha en viss reservekapasitet dersom innløpet likevel blir dykket (typene 4, 5 og 6). Reservekapasiteten bør beregnes, slik at vi vet ved hvilken vannføring og oppstrøms vannstand

at vannet helt sikkert begynner å gå utenfor kulverten, også når den ikke er blokkert av drivgods (se 10.4.3).

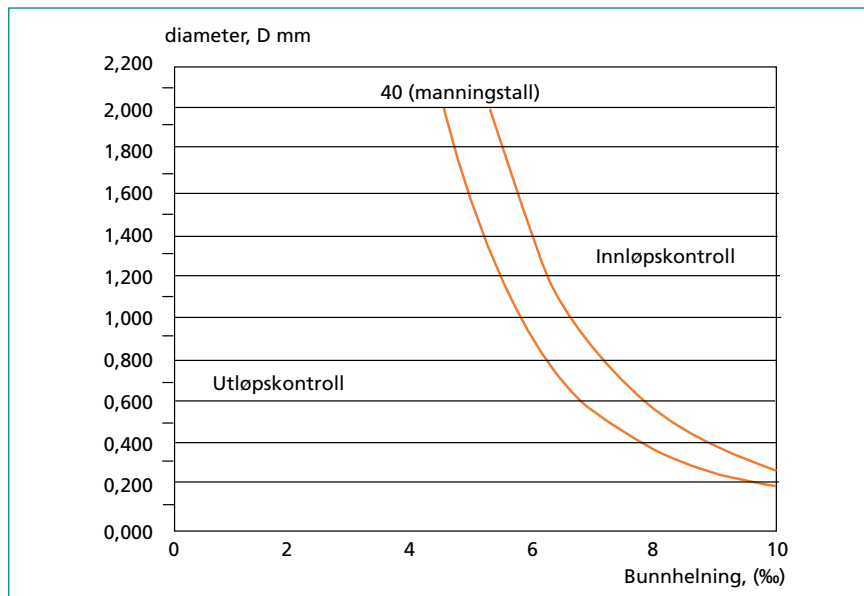
10.3.3 Kriterier for inn- eller utløpskontroll

Kulverter med fall som ligger i området til høyre for kurvene i figurene 10.3 og 10.4, har innløpskontroll. Det er forutsatt delfylling y/D på henholdsvis 0,8 og 0,7 og at kulvertene har konstant diameter D og er fri for avleiringer.

Figurene viser at i praksis får plastrør og betongrør som oftest innløpskontroll. Derimot må kulverter av korrugert stålrør ha relativt stor helning for at kulverten skal ha innløpskontroll.



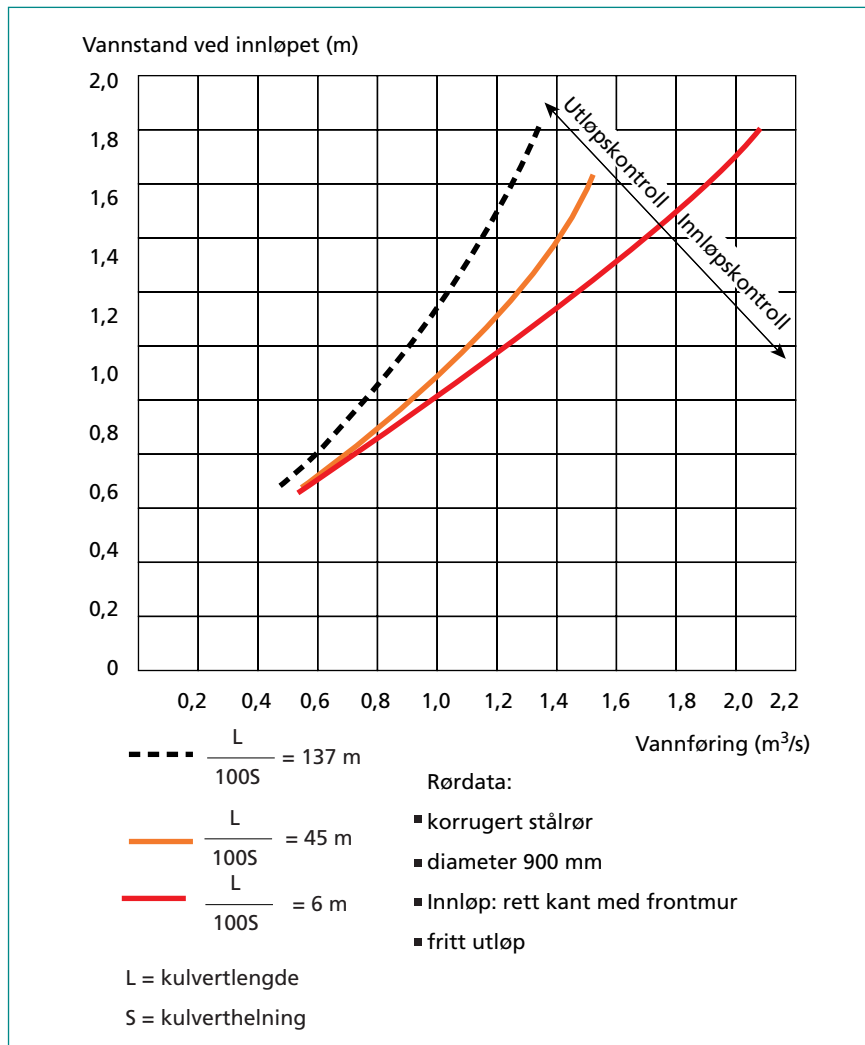
Figur 10.3 Minimumsfall for innløpskontroll: plastrør ($M = 100$) og betongrør ($M = 80$). For hver rørtypen gjelder: Høyre kurve: $y/D = 0,8$, Venstre kurve: $y/D = 0,7$.



Figur 10.4 Minimumsfall for innløpskontroll: korrugerte stålrør, $M = 40$. Høyre kurve: $y/D = 0,8$, Venstre kurve: $y/D = 0,7$.

10.3.4 Lengdens betydning

Lengden kan også ha betydning for om en kulvert har innløpskontroll eller utløpskontroll. Figur 10.5 viser hvordan grensen mellom innløps- og utløpskontroll varierer med forholdet L/I_b mellom kulvertlengde L og bunnhelning I_b for et korrugert stålrør med diameter 900 mm. Bratte eller korte kulverter med fritt utløp har gjerne innløpskontroll.



Figur 10.5 Kapasiteten til en kulvert med utløps- og innløpskontroll. Korrugert stålrør, D = 900 mm.

10.3.5 Selvreising og teknisk utførelse

Minstekrav til bunnhelning for å oppnå selvreising av kulverten er vist i tabell 10.2. Kravene er basert på en vannføring som er 10 % av den dimensjonerende kapasiteten. Kravet til skjærspenning er satt til 3 N/m² for rør mindre enn 500 mm og 4 N/m² for rør større enn 500 mm.

Når dimensjonerende vannføring for selvrensing er satt så høyt, kommer det av at det vil skje en viss avleiring ved lave vannføringer. Disse avleiringene vil imidlertid bli vasket bort når vannføringen kommer over 10–20 % av kapasiteten.

Av hensyn til den anleggstekniske utførelsen bør minimumsfallet ha et toleransetillegg på 2 ‰. Når vi sammenholder dette med figur 10.3, ser vi at plast- og betongrør som regel vil få innløpskontroll når kravet til selvrensing oppfylles.

Tabell 10.2 Minimum bunnhelning mht. selvrensing og anleggsteknisk utførelse.

| Rørmateriale | Diameter (mm) | Minimum helning (‰) |
|----------------|---------------|---------------------|
| Betong/plast | 300 | 9 |
| | 400 | 7 |
| | 500–600 | 6 |
| | 800–1000 | 5 |
| | ≥1200 | 4 |
| Korrugert stål | >800 | 5 |

10.4 Kulverter med fritt vannspeil og innløpskontroll

10.4.1 Overkritisk strømning og innløpskontroll

Ved innløpskontroll og fritt vannspeil går strømminga «gjennom kritisk» i innløpet (figur 10.1, snitt 2). I kulvertens hoveddel er strømminga også overkritisk (Froudetall, $Fr > 1$). Vanndybden y_1 i tilløpet er en entydig funksjon av vannføring, kulvertdiameter og innløpets geometri. Friksjonsforholdene og lengden av kulverten har ingen betydning.

Kulvertens kapasitet er entydig bestemt av vannstanden ved innløpet y_1 , rørets dimensjon D og innløpets geometri. Dette vil være tilfelle inntil vannstanden i tilløpet til kulverten (figur 10.1, snitt 1) tilsvarer $y_1/D \sim 1,2$.

Tabell 10.3 viser kapasitet for ulike innløpsgeometrier og dimensjoner når innløpsvannstanden tilsvarer $y_1/D = 1,0$. Denne verdien av y_1 gir en sikkerhetsmargin for at innløpet ikke dykkes. Tabellen viser at gunstig innløpsgeometri kan gi 10–20 % bedre kapasitet enn for en grovformet kulvert med utstikkende ende.

Tabell 10.3 Hydraulisk kapasitet (l/s) for rørkulvert med innløpskontroll ved $y_1/D = 1,0$.

| Innløps- type | Diameter innvendig (mm) | | | | | | | | |
|------------------|-------------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|
| | 300 | 400 | 500 | 600 | 800 | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 |
| «A» | 67 | 135 | 232 | 361 | 726 | 1240 | 1940 | 2820 | 3890 |
| «B» | 65 | 132 | 228 | 357 | 723 | 1250 | 1950 | 2850 | 3950 |
| «C» | 57 | 117 | 204 | 320 | 652 | 1130 | 1780 | 2600 | 3630 |
| «D» | 72 | 145 | 252 | 395 | 803 | 1390 | 2180 | 3190 | 4430 |
| «E» | 69 | 140 | 242 | 379 | 771 | 1330 | 2090 | 3060 | 4260 |
| «F» | 65 | 133 | 231 | 363 | 740 | 1280 | 2020 | 2960 | 4120 |
| «G» | 65 | 133 | 234 | 363 | 742 | 1290 | 2030 | 2970 | 4150 |

Innløpstyper, se figur 9.6:
 «A» Frontmur, va vinkelrett på rørets lengdeakse, rett rør.
 «B» Innløpet formet etter helning på grøfteskråningen.
 «C» Utstikkende rørende.
 «D» Rett avkortet kjegle med helning 1:1,5, se også tabell 9.4.
 «E» Tilsvarende «A», men med muffeenden innstøpt i frontmur.
 «F» Tilsvarende «C», men med utstikkende muffeende.
 «G» Tilsvarende «A», men med 45° vingemur.

10.4.2 Reservekapasitet ved forhøyet vannstand

Ved å la vannstanden stige slik at $y_1/D = 1,2$, vil vi kunne øke kapasiteten i innløpet med 15–20 % i forhold til $y_1/D = 1,0$. Som regel vil dette kunne skje uten at frispelstrømninga brytes. Økningen kan vi betrakte som en reservekapasitet i forhold til vanlig dimensjonering. Vi forutsetter imidlertid at en uforutsett heving på 0,2D av oppstrøms vannstand kan aksepteres ut fra hensyn til oversvømmelse og overtopping. Vi må eventuelt gjøre noen mindre tilpasninger av innløpet for å optimalisere kulvertdimensjonen eller senke kulvertinnløpet, se også 10.7.3.

10.4.3 Kulverter med konisk innløp

For kulverter med konisk innløp (type D) gir tabell 10.3 kapasiteten når $y_1/D = 1,0$ i forhold til hovedrøret. Siden innløpet er konisk, kan vi imidlertid tillate vannstanden oppstrøms kulverten å stige over $y_1/D = 1,0$ og likevel ha god klaring til taket. Dermed kan vi utnytte hovedrøret bedre, og kapasiteten blir betydelig større.

Tabell 10.4 viser største kapasitet for rørkulverter med konisk innløp når følgende kriterier er lagt til grunn:

- overkritisk strømning i hovedrøret, dvs. innløpskontroll
- delfylling i hovedrøret mindre enn $y/D = 0,8$
- energihøyden ved innløpet er mindre enn største diameter på konen

Tabell 10.4 Kapasitet (l/s) for rørkulverter med konisk innløp, type «D». Overkritisk strømning, delfylling 0,8 i hovedrøret og energihøyde lik største diameter i innløpet.

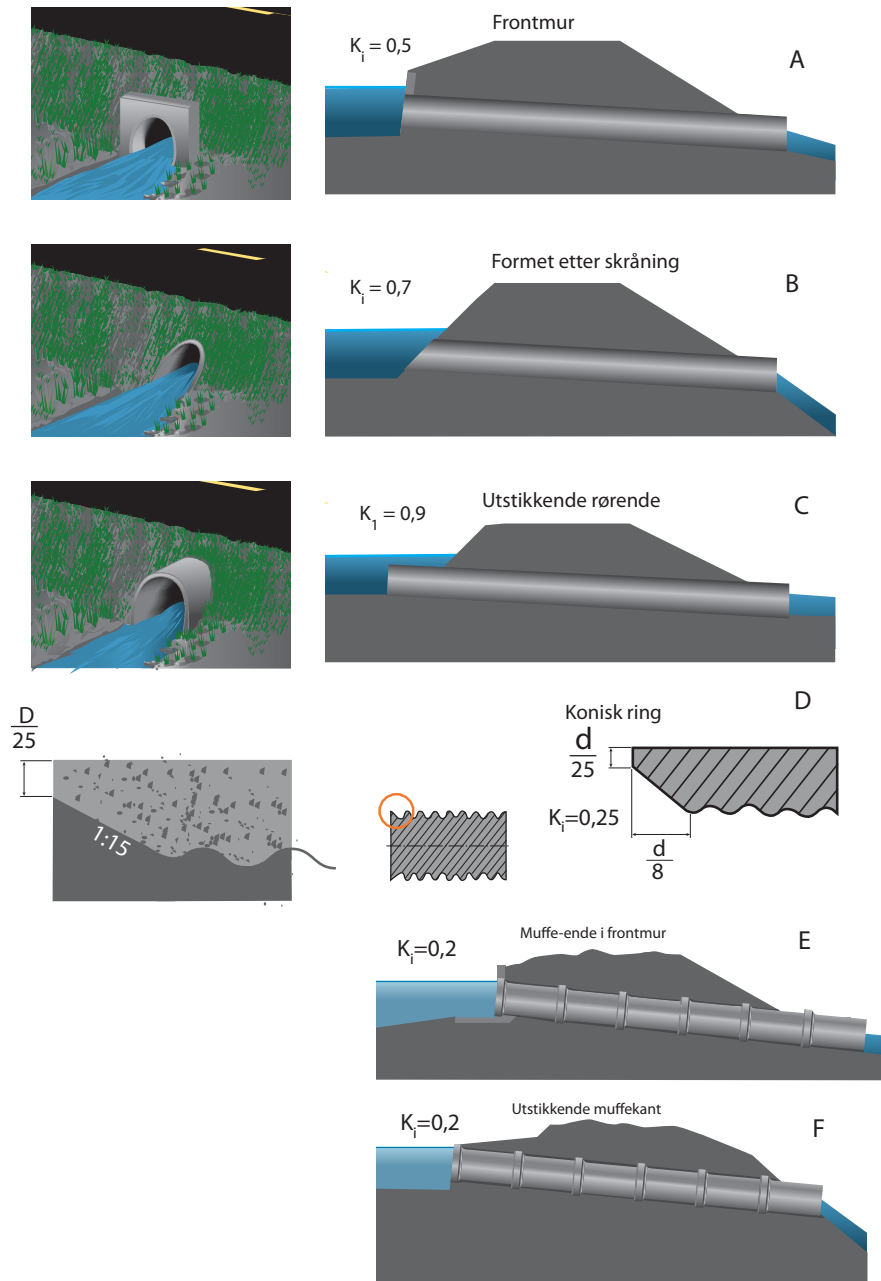
| Dimensjon Innløp/ hoveddel mm | Betongrør (M=80) | | Plastrør (M=100) | |
|--|------------------|-------------|------------------|-------------|
| | 10 ‰ l/s | 15 ‰ l/s | 7,5 ‰ l/s | 10 ‰ l/s |
| 400/300 | 85 | 110 | 90 | 90 * |
| 500/300 | 85 | 110 | 90 | 110 |
| 500/400 | 190 | 190 * | 200 | 200 * |
| 600/400 | 190 | 240 | 200 | 235 |
| 600/500 | 235 * | 240 * | 205 * | 235 * |
| 800/500 | 350 | 430 | 365 | 420 |
| 800/600 | 565 | 569 * | 585 | 585 * |
| 1000/600 | 565 | 695 | 585 | 675 |

* Innløpet «lukkes» før en utnytter kapasiteten i hovedrøret.

Eksempel 10.1

Betydningen av konisk innløp

Av tabellene 10.3 og 10.4 ser vi at kapasiteten kan økes betydelig ved å bruke konisk innløp som tillater høyere vannstand i innløpet. En 600 mm betongkulvert uten konisk innløp (type A) har kapasitet på ca. 360 l/s. Med konisk innløp 800/600 mm, økes kapasiteten til 565 l/s, altså med mer enn 50 %.



Figur 10.6 Skisse av innløpstyper for rørkulverter (K_i = innløpstap, sml avsnitt 3.5.7).

10.4.4 Kulverter med bratt innløpsdel

I en rett kulvert med innløpskontroll og strømningstype 1 er vanddybden liten nederst i kulverten, og kulvertens tverrsnitt blir dårlig utnyttet.

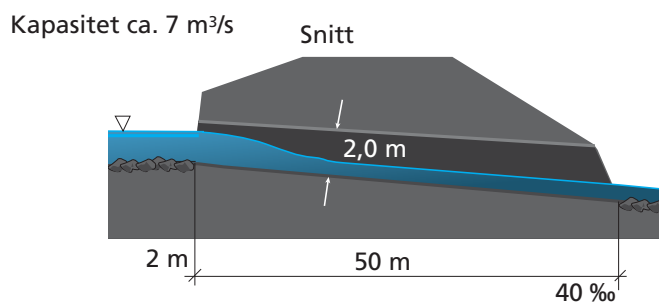
I mange tilfeller kan vi øke kapasiteten med 50–100 % ved å gå over til kulvert med en brattere innløpsdel enn hovedløpet. Gjennom det bratte innløpet akselereres vannet opp til en hastighet som svarer til normalstrømninga i hoveddelen. Ved normalstrømning er vanddybden konstant, og det er derfor mulig å fylle hoveddelen bedre i full lengde. Dette kan vi utnytte til å redusere dimensjonen på hoveddelen.

Eksempel 10.2

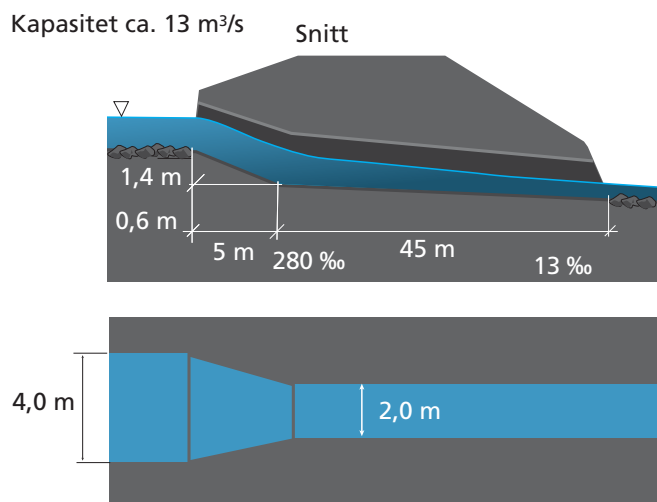
Bratt innløp sammenliknet med jevn helning

Figurene 10.7 og 10.8 viser to kulverter som utnytter samme høydeforskjell og har samme diameter (2,0 m) på hoveddelen. Kulverten i figur 10.7 har jevnt fall på 40 ‰, mens figur 10.8 viser en løsning med et utvidet, bratt innløp på 280 ‰ og en forholdsvis slak hoveddel på 13 ‰. Begge kulvertene har innløpskontroll, og strømninga er overkritisk både i innløpet og i hoveddelen.

På grunn av det bratte tilløpet og utvidelsen kan innløpsdybden heves fra $0,8 \cdot D$ til $1,0 \cdot D$, og vannflata kan bedre tilpasses taknivået i hoveddelen av kulverten med bratt innløp. Det medfører at den kan ta nesten dobbelt så stor vannføring som den rette kulverten, $17 \text{ m}^3/\text{s}$ mot $8 \text{ m}^3/\text{s}$.



Figur 10.7 Kulvert med innløpskontroll. Strømning type 1.



Figur 10.8 Kulvert med innløpskontroll. Bratt innløp og slakk hoveddel.

Tabell 10.5 sammenlikner kulverter med og uten bratt innløp. Et bratt innløp kan grovt regnet fordoble kapasiteten i forhold til en tradisjonell kulvert med innløpskontroll og lik diameter.

En kulvert med bratt innløp og diameter 600 mm vil ha omtrent samme kapasitet som en tradisjonell kulvert med diameter 800 mm.

For store kulverter ($D > 0,8$ m) kan bratt innløp gi en langt billigere løsning enn den tradisjonelle kulverten med jevnt fall. Innløpet blir da spesialutformet for hver enkelt kulvert. Skal vi kunne tjene inn ekstrakostnaden ved dette, må kulverten imidlertid ha en viss lengde.

Ved korte kulverter ($L < 20\text{--}40$ m) vil den tradisjonelle utformingen med samme tverrsnitt på hele kulverten, eventuelt med konisk innløp, oftest komme billigst ut. Dette gjelder også for alle kulverter med fall mindre enn ca. 10 ‰. For lengre kulverter ($L > 40\text{--}50$ m) med fall større enn ca. 10 ‰ kan løsningen med et kort, bratt innløp bli billigst.

For at vi skal kunne beregne den nøyaktige kapasiteten til et bratt innløp med vanlige formler, må innløpsseksjonen være relativt lang. Den blir da forholdsvis kostbar. Reduserer vi lengden for mye, vil kapasiteten minke sterkt. I slike tilfeller kan vi fastlegge den optimale utformingen av innløpsseksjonen gjennom modellforsøk.

Tabell 10.5 Kapasitet (l/s) for kulverter med bratt innløp (rektangulært innløp, sirkulert rør) sammenliknet med tradisjonell løsning.

| Innløpsseksjon | | | Hovedseksjon | | | Kapasitet | |
|----------------|------------------|---------|--------------|---------|---------|------------------|--------------|
| Bredde | Vanndyp innløpet | Helning | Diameter | Helning | Vanndyp | Med bratt innløp | Tradisjonell |
| m | m | ‰ | mm | ‰ | m | l/s | l/s |
| 0,45 | 0,41 | 250 | 400 | 21 | 0,395 | 380 | 150 |
| 0,52 | 0,51 | 250 | 500 | 16 | 0,475 | 590 | 280 |
| 0,60 | 0,59 | 250 | 600 | 13 | 0,560 | 850 | 440 |

Åpning innstøpt i loddrett frontmur $y/D = 1,2$ Ruhet i røret 0,25 mm.

10.5 Kulverter med fritt vannspeil og utløpskontroll (type 2 og 3)

10.5.1 Strømningstype 2

Strømninga er underkritisk gjennom kulverten, men går «gjennom kritisk» ved utløpet. For å finne vanndybden y_1 i tilløpet må vi beregne vannlinjen bakover fra snittet med kritisk strømning i utløpet (figur 10.1, snitt 3). Manuelle beregninger må skje stegvis, og det anbefales derfor bruk av for eksempel programmet CulvertMaster fra Haestad Methods eller CAP (Culvert Analysis Programme) fra US Geological Survey (USGS). Vi kan også sette opp et regneark basert på formel (4.35) i kapittel 4.

10.5.2 Strømningstype 3

Strømninga er underkritisk gjennom hele kulverten og i utløpet. For å finne vanndybden y_1 i tilløpet må vi beregne vannlinjen fra nivået i avløpskulpen (figur 10.1, snitt 4) bakover til tilløpskanalen (snitt 1). Manuell beregning må skje stegvis, og bruk av en tilgjengelig programvare anbefales som for type 2.

10.5.3 Innløpets betydning for kapasiteten ved utløpskontroll

Når kulverten har utløpskontroll, vil en forbedring av innløpet bare gi en mindre kapasitetsøkning. Skal vi få en økning som virkelig monner, er det nødvendig å øke diameter eller bunnhelning. I noen tilfeller kan det også hjelpe å bedre avløpsforholdene nedstrøms kulverter.

10.6 Kulverter lagt i svinger

I en kanal med frispeilstrømning vil en kurve i horisontalplanet påvirke strømningsmønsteret. Sentrifugalkraften i kurven vil føre til at vannspeilet vipper om senterlinjen i kanalen.

Er strømninga underkritisk (ved utløpskontroll), vil vippinga sjelden skape problemer ved de små hastighetene det her er snakk om.

Er strømninga derimot overkritisk (ved innløpskontroll), blir det skapt stående bølger i kanalen nedstrøms svingen. Er retningsendringen mer enn 20–30°, kan bølgehøyden bli forholdsvis stor. Det er ikke uvanlig at bølgen lukker hele tverrsnittet.

Dersom kulverten har bare én sving, trenger ikke dette å bety så mye. Har kulverten flere svinger, kan bølgene innelukke store luftlommer og dermed skape pulserende strømning i kulverten. For slike kulverter bør svingene utformes slik at det blir frispeilstrømning også i kurvene. Dersom retningsendringen fordeles på flere knekker, minker bølgehøyden. Bølger som skapes ved retningsendringer i kulverter med overkritisk strømning, er beskrevet i hydraulisk spesiallitteratur, f.eks. Rouse (1961), Visher & Hager (1998).

Har kulverten en komplisert trasé, vil det ikke være mulig å beregne strømningsforholdene. For slike kulverter anbefaler vi modellforsøk.

10.7 Beregning av reservekapasitet ved fylte kulverter med innløpskontroll

10.7.1 Hydraulisk «lange» og «korte» kulverter

For å hindre oppsamling av flytende gjenstander i tilløpet, skal kulverter ha frispeilstrømning ved dimensjonerende vannføring. Dette innebærer at vi har en viss reservekapasitet som kan utnyttes dersom dimensjonerende vannføring skulle bli overskredet. Vi forutsetter imidlertid at en mindre heving av oppstrøms vannstand i så fall kan aksepteres ut fra hensyn til oversvømmelse og overtopping. Vi bør beregne reservekapasiteten og vannstandshevingen for å kunne vurdere konsekvensene i slike tilfeller.

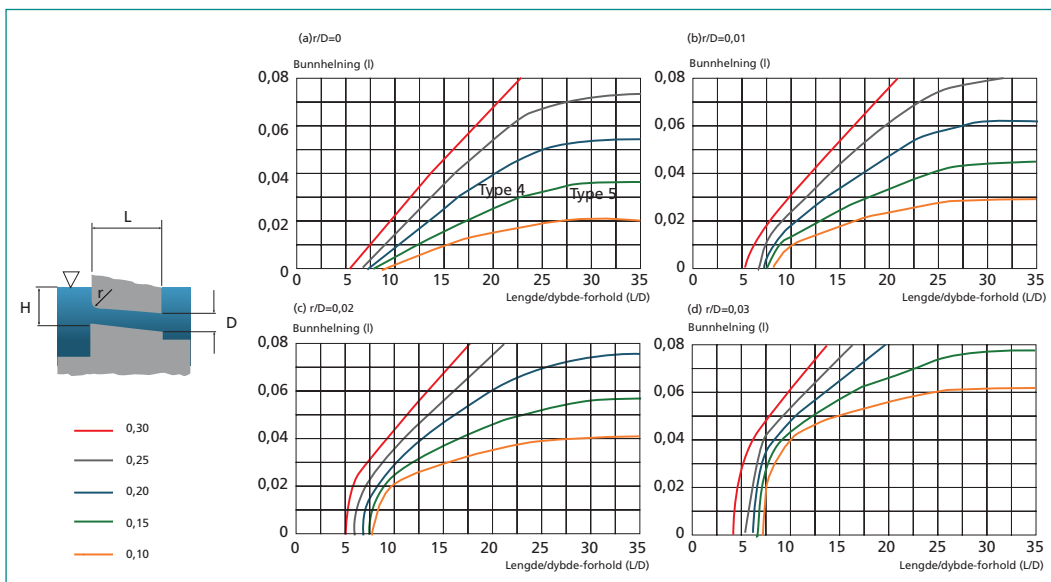
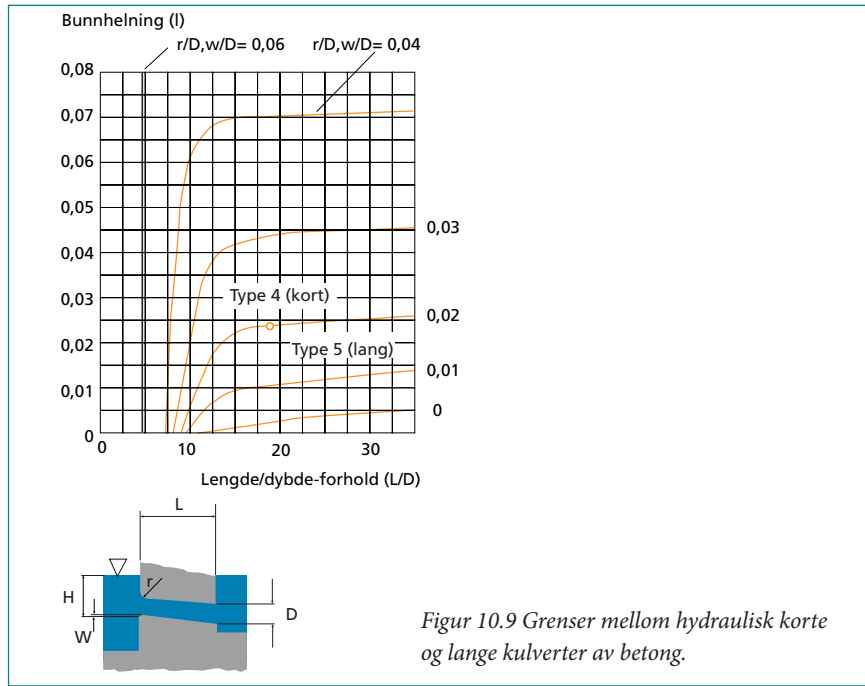
Om strømminga blir av typen 4 eller 5, se figur 10.2, avgjøres av:

- lengden på kulverten
- kulvertens helning
- kulvertens diameter
- friksjonsfaktoren
- innløpets form

Går kulverten full (type 5), kaller vi den «hydraulisk lang». Fylles kulverten bare delvis (type 4), kalles den «hydraulisk kort».

Figur 10.9 gir betingelser for overgang mellom de to strømmingstypene for betongkulverter med sirkulært eller kvadratisk tverrsnitt. Ligger kulverthelningen under eller til høyre for kurvene for aktuell verdi av r/D eller w/D , er kulverten hydraulisk lang, dvs. type 5. Her refererer r og w til avrunding av innløpet, som definert i figuren.

Figur 10.10 gir mer detaljerte diagrammer for korrugerte kulverter der også ruhet og faktisk vanndybde er parametre. Begge figurene er referert etter L.W. Carter (1957).



10.7.2 Kapasitetsberegning for hydraulisk kort kulvert

Innløpet til kulverten dykkes når vannstanden i tilløpet (figur 10.1, snitt 1) tilsvarer $y_1/D > 1,2$. Innløpet fungerer da som et dykket utløp fra et basseng, og vannføringa er gitt ved:

$$Q = C_D \frac{\pi}{4} D^2 \sqrt{2gy_1} \quad (10.1)$$

hvor C_D = vannføringskoeffisient, se tabellene 10.6 og 10.7.

Tabell 10.6 Vannføringskoeffisienten C_D for sirkulær eller firkantet kulvert med dykket innløp og loddrett frontmur som funksjon av innløpsform. (r/D og W/D er definert i figurene 10.9 og 10.10). (Etter U.S. Bureau of Public Works, 1965).

| y_1/D | $r/b, w/b, r/D$ or w/D | | | | | | |
|---------|--------------------------|------|------|------|------|-------|------|
| | 0 | 0,02 | 0,04 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,14 |
| 1,4 | 0,44 | 0,46 | 0,49 | 0,5 | 0,50 | 0,51 | 0,51 |
| 1,5 | 0,46 | 0,49 | 0,52 | 0,53 | 0,53 | 0,54 | 0,54 |
| 1,6 | 0,47 | 0,51 | 0,54 | 0,55 | 0,55 | 0,56 | 0,56 |
| 1,7 | 0,48 | 0,52 | 0,55 | 0,57 | 0,57 | 0,57 | 0,57 |
| 1,8 | 0,49 | 0,54 | 0,57 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 |
| 1,9 | 0,50 | 0,55 | 0,58 | 0,59 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| 2,0 | 0,51 | 0,56 | 0,59 | 0,60 | 0,61 | 0,61 | 0,62 |
| 2,5 | 0,54 | 0,59 | 0,62 | 0,64 | 0,64 | 0,65 | 0,66 |
| 3,0 | 0,55 | 0,61 | 0,64 | 0,66 | 0,67 | 0,69 | 0,70 |
| 3,5 | 0,57 | 0,62 | 0,65 | 0,67 | 0,69 | 0,70 | 0,71 |
| 4,0 | 0,58 | 0,63 | 0,66 | 0,68 | 0,70 | 0,71 | 0,72 |
| 5,0 | 0,59 | 0,64 | 0,67 | 0,69 | 0,71 | 0,728 | 0,73 |

Tabell 10.7 Vannføringskoeffisienten C_D for en firkantet dykket kulvert med vingemurer i innløpet. (θ er vinkelen mellom vingemuren og kulvertens senterlinje). (Etter French, 1985).

| y_1/D | Vingemurvinkel θ | | | | |
|---------|-------------------------|------|------|------|------|
| | 30 ° | 45 ° | 60 ° | 75 ° | 90 ° |
| 1,3 | 0,44 | 0,44 | 0,43 | 0,42 | 0,39 |
| 1,4 | 0,46 | 0,46 | 0,45 | 0,43 | 0,41 |
| 1,5 | 0,47 | 0,47 | 0,46 | 0,45 | 0,42 |
| 1,6 | 0,49 | 0,49 | 0,48 | 0,46 | 0,43 |
| 1,7 | 0,50 | 0,50 | 0,48 | 0,47 | 0,44 |
| 1,8 | 0,51 | 0,51 | 0,50 | 0,48 | 0,45 |
| 1,9 | 0,52 | 0,52 | 0,51 | 0,49 | 0,46 |
| 2,0 | 0,53 | 0,53 | 0,52 | 0,49 | 0,46 |
| 2,5 | 0,56 | 0,56 | 0,54 | 0,52 | 0,49 |
| 3,0 | 0,58 | 0,58 | 0,56 | 0,54 | 0,50 |
| 3,5 | 0,60 | 0,60 | 0,58 | 0,55 | 0,52 |
| 4,0 | 0,61 | 0,61 | 0,59 | 0,56 | 0,53 |
| 5,0 | 0,62 | 0,62 | 0,60 | 0,58 | 0,54 |

10.7.3 Innløpets betydning for kapasiteten

Når en kulvert har innløpskontroll (strømningstype 1 eller 4), kan forbedring av et dårlig innløp gi vesentlig kapasitetsøkning.

Eksempel 10.3

Kapasitetsøkning ved hevet vannstand og innløpskontroll

Hvordan endres kapasiteten for et rør med diameter $D = 1$ m og tradisjonelle innløp når vi øker innløpsvannedybden fra 1 m til 2 m.

Tabell 10.3 gir verdier for $y_1/D = 1,0$ og $D = 1000$ mm. Verdiene er ført i kolonne 2 i tabell 10.8. I kolonne 3 er de multiplisert med verdier av $Q/Q_{y/d} = 1$ for $y_1/D = 2$ fra figur 10.11.

Tabellen viser at «reservekapasiteten» for en 1 m kulvert med dykket innløp øker med 36 % når vi går fra det dårligste innløpet C til det

beste D. Et godt utformet innløp har m.a.o. enda større innvirkning på reservekapasiteten enn på den «ordinære» kapasiteten.

I korte rør med stor helning kan avrunding av innløpet gi enda større kapasitetsgevinst når vannstanden ved innløpet blir høyere enn 1,2–1,5 ganger rørdiameteren. Grunnen er at et avrundet innløp utnytter hele tverrsnittet, mens bare 50–60 % blir utnyttet ved skarpkantet innløp.

Kapasiteten økes mest når innløpet rundes av på alle kanter. Skrå vingemurer bare på siden av en firkantet kulvert (tabell 10.7) gir bare en liten forbedring i forhold til en frontmur vinkelrett på kulverten.

Tabell 10.8 Eksempel på reservekapasitet (m^3/s) for en kulvert med innløpskontroll.
Diameter: 1000 mm.

| Innløpsform | | Kapasitet (m^3/s) | |
|-------------|---|--|-----------------------------------|
| | | «Dimensjonerende» ved vanddyb 1,0 m | «Reserve» ved vanddyb 2,0 m |
| «A» | I plan med en loddrett frontmur. Røraksen vinkelrett på muren. | 1,24 | 2,5 |
| «B» | Innløpet er formet etter helningen på terrengråningen | 1,25 | 2,3 |
| «C» | Utstikkende rørende | 1,13 | 2,2 |
| «D» | Rettavkortet kjegle, helning 1:1,5 | 1,39 | 3,0 |

10.8 Beregning av fylte kulverter med utløpskontroll

10.8.1 Kulverter med helt dykket utløp (type 6)

Vannføringa i kulverten avhenger av utløpstapet, innløpstapet og friksjonstapet. Bernoullis likning (se 4.5.5–4.5.7) gir med litt omskriving:

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{K_2 + f \frac{L}{D} + 1}} \quad (10.2)$$

som gir vannføringa:

$$Q = \frac{\pi}{4} D^2 V \quad (10.3)$$

Utløpskoeffisienten K_u er satt lik 1.

Innløpskoeffisienten K_i er gitt i tabell 10.11.

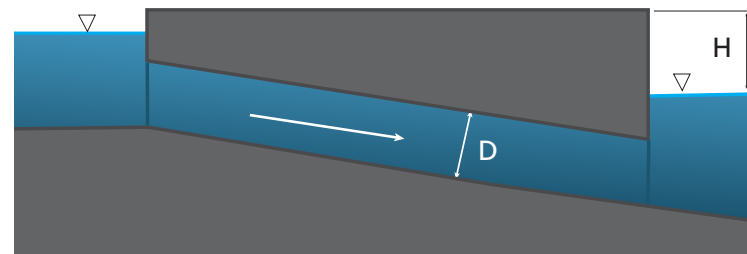
Friksjonskoeffisienten f kan vi finne av figurene 4.9a og b i kapittel 4.

H angir her høydeforskjellen, som er lik samlet energitap, se figur 10.11.

Kjenner vi Mannings tall M , kan f også avledes av uttrykket:

$$f = \frac{8g}{M^2 R^{1/3}} \quad (10.4)$$

der $R = D/4 =$ hydraulisk radius for rør. Noen verdier av M er gitt i tabellene 10.9 og 10.10. Verdiene i tabell 10.10 er anbefalte bruksverdier, dvs. friksjonsfaktor etter en tids bruk. Nye betongrør kan være glattere.



Figur 10.11 Strømning type 6.

Tabell 10.9 Mannings tall M for korrugerte stålrør.

| Rørdiameter | Mannings M |
|-------------|--------------|
| 300 mm | 37 |
| 600 mm | 40 |
| 0,9–1,2 m | 42 |
| 1,5–2,1 m | 44 |
| 2,4 m | 46 |

Tabell 10.10 Friksjonsforhold i betongrør, bruksverdier

| Betongflatens tilstand | Mannings M | Ruhet k |
|--|--------------|------------|
| Fabrikkproduserte rør (støpt stående) | 70–80 | 1–2 mm |
| Vanlig plasstøpt betong | 65–75 | 1,5–3,5 mm |

Tabell 10.11 Noen koeffisienter for innløp i kulverter.

| | Kulvert | K_i |
|----------------------|-------------------------------------|-------|
| Betongrør | Utstikk fra fylling, mansjettende | 0,2 |
| | Utstikk, rett avskåret | 0,5 |
| | Utstikk, avrundet ende | 0,2 |
| | Kuttet i flukt med fyllingskråning | 0,7 |
| | Konisk innløp | 0,2 |
| Korrugerte metallrør | Utstikk fra fylling, ingen frontmur | 0,9 |
| | Med vingemurer | 0,5 |
| | Tilpasset skråningshelning | 0,7 |
| | Koniske utforminger | 0,2 |
| Firkant av betong | Frontmur på tre sider | 0,5 |
| | Samme, men avrundet | 0,2 |
| | Vingemurer, 300–750, skarpkant | 0,4 |
| | Samme, men avrundet | 0,2 |
| | Vingemurer, 100–250, skarpkant | 0,5 |
| | Parallele vingemurer | 0,7 |
| | Konisk innløp | 0,2 |

Eksempel 10.4

Sammenlikning av kapasitet for støpt og korrugert kulvert

Gitt en 50 m lang kulvert med vannstandsforskjell $H = 2$ m mellom innløp og utløp. Hvor mye større kapasitet gir et fabrikkstøpt betongrør med diameter = 1 m i forhold til en kulvert av korrugert metall med samme diameter, når begge har rett avskåret utstikkende innløp? Kan vi eliminere forskjellen ved å utforme metallrøret med konisk innløp?

Betongrør med 1 m diameter

$K_i = 0,5$ ifølge tabell 10.11. $M = 75$ ifølge tabell 10.10. $R = D/4 = 0,25$ m

Formel (10.4) gir:

$$f = \frac{8g}{M^2 R^{1/3}} = \frac{8g}{75^2 \cdot 0,25^{2/3}} = 0,0221$$

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{K_1 + f \frac{L}{D} + 1}} = \sqrt{\frac{2g \cdot 2,0}{0,5 + 0,0221 \frac{50}{D_1} + 1}} = 3,88 \text{ m/s}$$

som gir vannføringa:

$$Q = \frac{\pi}{4} D^2 V = \frac{\pi}{4} 1^2 3,88 = 3,05 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Korrugert rør med 1 m diameter:

$K_i = 0,9$ ifølge tabell 10.11. $M = 42$ ifølge tabell 10.10. $R = D/4 = 0,25$ m

Formel (10.4) gir:

$$f = \frac{8g}{M^2 R^{1/3}} = \frac{8g}{42^2 \cdot 0,25^{2/3}} = 0,0706$$

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{K_1 + f \frac{L}{D} + 1}} = \sqrt{\frac{2g \cdot 2,0}{0,9 + 0,0706 \frac{50}{D_1} + 1}} = 2,69 \text{ m/s}$$

som gir vannføringa:

$$Q = \frac{\pi}{4} D^2 V = \frac{\pi}{4} 1^2 \cdot 2,69 = 2,11 \text{ m}^3 / \text{s}$$

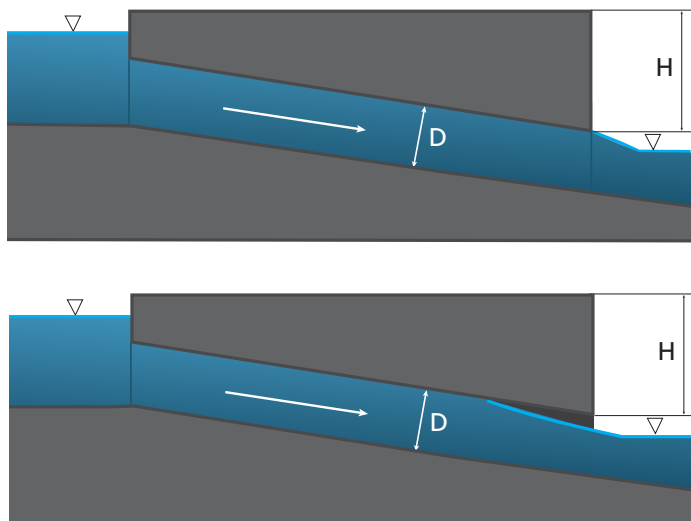
Fabrikkstøpt rør gir 45 % større kapasitet.

Ved at vi gjør det korrugerte røret konisk, endres K_1 fra 0,9 til 0,2. Innsatt ovenfor gir det $V = 2,88$ m/s og $Q = 2,26$ m³/s. Betongrøret gir fortsatt 35 % større kapasitet, så svaret er nei på det siste spørsmålet.

10.8.2 Kulverter med undervann likt med eller under rørtopp (type 5)

Dersom strømminga fyller røret helt (figur 10.12, type 5a), er høydeforskjellen H entydig definert. Vi kan da beregne kapasiteten på grunnlag av likningene 10.2 og 10.3.

Dersom vannstanden nedstrøms kulverten er så lav at strømminga «slipper» taket i kulverten, vil kapasiteten øke noe. For å beregne kapasiteten nøyaktig må vi beregne vannlinjen fra utløpet av kulverten. Dette er en tidkrevende prosess, og det anbefales å bruke dataprogram.



Figur 10.12 Strømning type 5.

10.9 Sikring av inntak

10.9.1 Generelle krav til en kulvert

Lengre kulverter må vi sikre med en rist (varegrind), blant annet for å hindre drukningsulykker. Inntaksrista skal også hindre at større gjenstander som planker, greiner og busker blir ført inn i kulverten og forårsaker tilstopping. Inntaket skal alltid sikres når:

- utløpet eller den lukkede strekningen noe sted er dykket
- kulverten er lengre enn 50 m
- det er spesielt farlige forhold i eller nedstrøms den lukkede delen

Ristene vil imidlertid lett samle opp mindre, flytende gjenstander som kvister, plastposer og annet søppel. Om vinteren og våren vil flommen også dra med seg større og mindre isflak.

Dersom disse gjenstandene setter seg i innløpet, kan kulvertens flomkapasitet bli vesentlig redusert. Det kan føre til oversvømmelse ved langt mindre tilrenning enn det kulverten er dimensjonert for.

Kulverter på steder hvor oversvømmelser vil medføre betydelig skade, må derfor tilfredsstillende følgende krav:

- Gjenstander som er så store at de kan sette seg fast inne i kulverten, skal stanses i en fangrist et stykke oppstrøms innløpet. Denne utføres enklest ved å ramme profilstål eller trykkimpregnerte stolper ned i elvebunnen.
- Gjenstander som er så små at de ikke vil sette seg fast inne i kulverten, skal føres gjennom kulverten.
- Under større flommer må inntaksrista renskes manuelt flere ganger før flommen er over.

10.9.2 Utforming av kulvertåpning og rister

For å hindre opphoping av flytende gjenstander ved innløpet bør:

- kulverten ha frispeilstrømning ved innløpet under dimensjonerende forhold
- lysåpningen i en eventuell inntaksrist være så stor at mindre gjenstander og fisk slipper igjennom
- rista være «løs», og det bør være atkomst slik at den kan trekkes opp under flom
- et eventuelt gjerde på betongkanten rundt rista være lett å demontere

Vingemurer gjør det mulig å øke ristarealet betraktelig.

Inntaksrister bør konstrueres etter følgende regler:

- Fri lysåpning mellom riststavene (vanligvis flatstål) bør være minst 100 mm.
- Det bør være fri åpning på 100–200 mm mellom rista og bunnen i inntaket (for å redusere mengden oppsamlet materiale i tørrvær).
- Ingen tverravstivere bør stå vinkelrett på riststavene bortsett fra ved opplagrene og ved spalter.

Større rister bør være seksjonert slik at de blir lettere å håndtere. Fast stående rist bør ha 100 mm høy spalte nærmest liggende rist.

10.9.3 Nødvendig ristareal

Følgende faktorer har betydning for valg av ristareal:

- konsekvenser ved oversvømmelse
- mengden av løst «rask» i bekkefare
- atkomst for rensking av rist
- byggekostnader

Falltapet gjennom en rist fri for ristgoods kan beregnes med stor nøyaktighet:

$$\Delta h = \Phi \left(\frac{t}{T} \right)^{4/3} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sin \alpha \quad (10.5)$$

Φ = formkoeffisient (se tabell 10.12)

t = riststavens tykkelse

T = lysåpning mellom riststavene

α = ristas helningsvinkel med strømningsretningen

Tabell 10.12 Formkoeffisienter

| Stavverrsnitt | ϕ | |
|---------------|--------|--|
| a | 2,42 | |
| b | 1,83 | |
| c | 1,67 | |
| d | 1,03 | |
| e | 0,92 | |
| f | 0,76 | |
| g | 1,79 | |

Når rista er delvis tett, blir beregningene mer usikre. Når bare en del av rista er tett, med anslått effektivt areal A_r , kan følgende formler benyttes med tilstrekkelig nøyaktighet:

$$V_r = \frac{Q}{A_r} \quad \text{som gir} \quad h_f = \frac{V_r^2}{2g}$$

Eksempel 10.5

Falltap i delvis tette rister

En rist på 4 m² er beregnet for dimensjonerende vannføring 6 m³/s. Hva blir ekstra falltap når 50 % av rista er tett?

Forutsatt vannhastighet $V = 6/4 = 1,5$ m/s som gir $h_{fr} = 1,5^2/2g = 0,11$ m

Vannhastighet ved delvis tett grind $V_r = 6/2 = 3,0$ m/s som gir $h_{fr} = 3,0^2/2g = 0,44$ m.

Vannstanden oppstrøms vil stige 0,33 m høyere enn forutsatt for 6 m³/s.

Eksempelen viser at gjentetting av rista kan redusere kulvertens kapasitet betydelig. Når større deler av rista er tett, er det neppe mulig å beregne falltapet tilfredsstillende nøyaktig.

10.10 Erosjonssikring ved utløp av kulvert

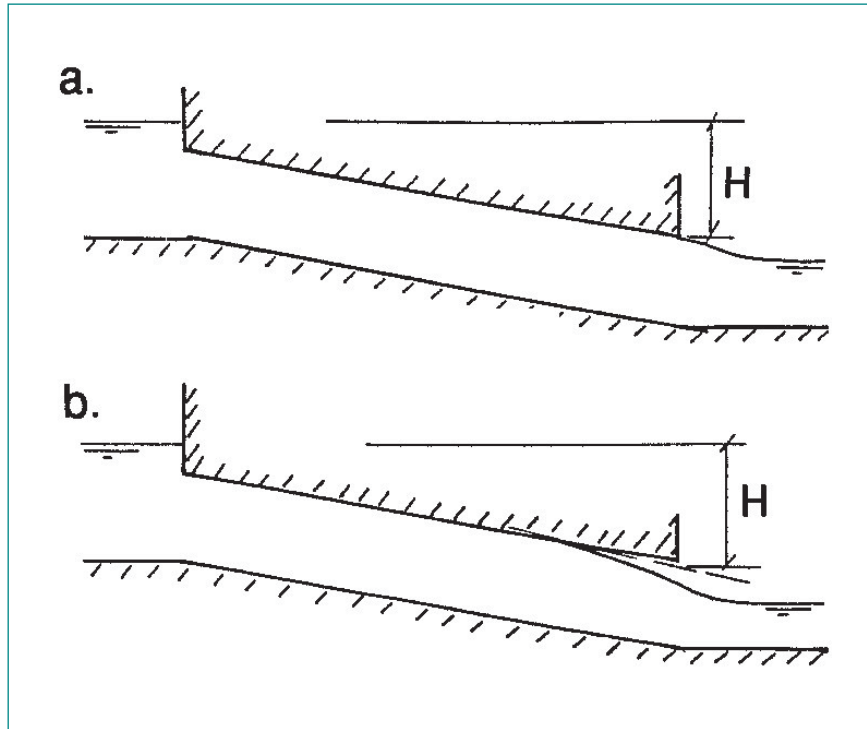
10.10.1 Utløpshastigheter og erosjonsfare

Hastigheten i en kulvert er som regel overkritisk ($Fr > 1,0$) og vesentlig høyere enn den naturlige vannhastigheten i elva eller bekken. Nedstrøms kulverten vil det ofte dannes et vannstandssprang, se figur 10.13. I området fram til og i selve vannstandsspranget kan grunnen være utsatt for utgraving. Ofte vil dette området ligge nær inntil en veiskråning, slik at det kan oppstå skader. Utløpet må derfor som regel erosjonssikres.

Ved fri utstrømning fra kulverten vil hastigheten være gitt av vannmengde, dimensjon, friksjon, helning og lengde på kulverten. Tabell 10.13 viser vannhastighet ved utløpet av rørkulverter i plast og betong med forskjellige dimensjoner, lengder og fall ved dimensjonerende kapasitet. Figur 10.14 viser den maksimale vannhastigheten som kan tillates ved ulike partikkelstørrelser dersom vi skal unngå erosjon.

Tabell 10.13 viser at det er fare for erosjon allerede ved en kulverthelning på 15 ‰, slik at området nedstrøms kulverten må sikres når det er eroderbare løsmasser.

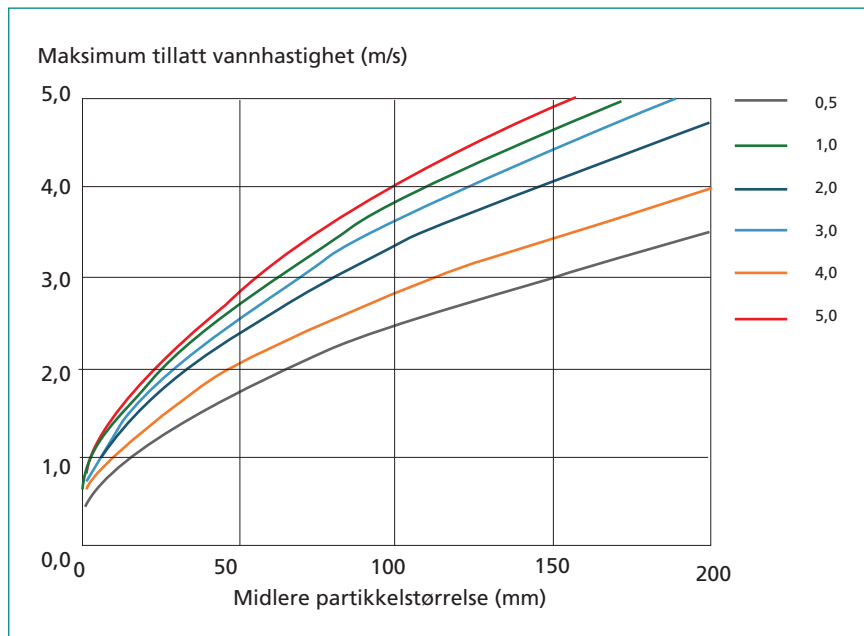
Området som må erosjonssikres, vil ofte være relativt stort. For større kulverter med høy vannhastighet vil det være riktig å anlegge spesielle energidreperer slik at vannstandsspranget og det erosjonsutsatte området stabiliseres innenfor et avgrenset område, se 'Veileder for dimensjonering av erosjonssikring', NVE 2009.



Figur 10.13 Erosjon ved kulvertutløp.

Tabell 10.13 Vannhastighet (m/s) ved utløp av kulvert med innløpskontroll når $y_1/D = 1,0$.

| Dimensjon | | Betongrør M=80 | | | | | | Plastrør M=100 | | | | | |
|-----------|------|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| L | D | Helning ‰ | | | | | | Helning ‰ | | | | | |
| m | mm | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 50 | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 50 |
| 8 | 400 | 1,4 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,9 | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,4 | 2,8 | 3,4 |
| | 800 | 2,1 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 3,0 | 3,7 | 2,3 | 2,6 | 2,9 | 3,3 | 3,9 | 4,9 |
| | 1200 | 2,7 | 3,0 | 3,2 | 3,4 | 3,7 | 4,2 | 2,8 | 3,1 | 3,6 | 4,0 | 4,9 | 6,2 |
| | 1600 | 3,1 | 3,4 | 3,6 | 3,8 | 4,1 | 4,6 | 3,2 | 3,5 | 4,2 | 4,8 | 5,8 | 7,4 |
| | 2000 | 3,5 | 3,8 | 4,0 | 4,2 | 4,5 | 4,9 | 3,6 | 3,9 | 4,8 | 5,5 | 6,6 | 8,5 |
| 24 | 400 | 1,4 | 1,8 | 2,1 | 2,3 | 2,7 | 3,2 | 1,6 | 2,1 | 2,4 | 2,7 | 3,1 | 3,7 |
| | 800 | 2,1 | 2,7 | 3,0 | 3,3 | 3,8 | 4,5 | 2,4 | 2,9 | 3,3 | 3,7 | 4,3 | 5,4 |
| | 1200 | 2,7 | 3,3 | 3,6 | 3,9 | 4,4 | 5,2 | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,3 | 6,6 |
| | 1600 | 3,2 | 3,7 | 4,1 | 4,4 | 4,9 | 5,8 | 3,4 | 3,9 | 4,6 | 5,2 | 6,2 | 7,8 |
| | 2000 | 3,6 | 4,1 | 4,5 | 4,8 | 5,3 | 6,2 | 3,8 | 4,3 | 5,1 | 5,8 | 7,0 | 8,8 |



Figur 10.14 Største tillatte vannhastighet.

Tabell 10.14 Veiledning i erosjonssikring.

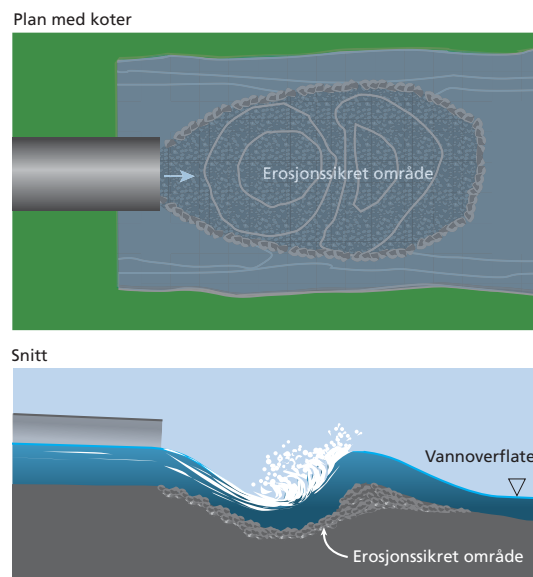
| Kulvertdiameter mm | Typisk hastighet m/s | Tiltak v/utløp | Eksempel på utforming |
|-----------------------|-------------------------|---------------------------|-----------------------|
| < 600 | 2–3 | Plastring eller betongkum | Figur 10.16 og 10.17 |
| 600–1000 | 3–4 | Tyngre steinsetting | Figur 10.16 og 10.18 |
| >1000 | > 4 | Spesielle energidreper | Figur 10.19 |

10.10.2 Erosjonssikring ved utløp

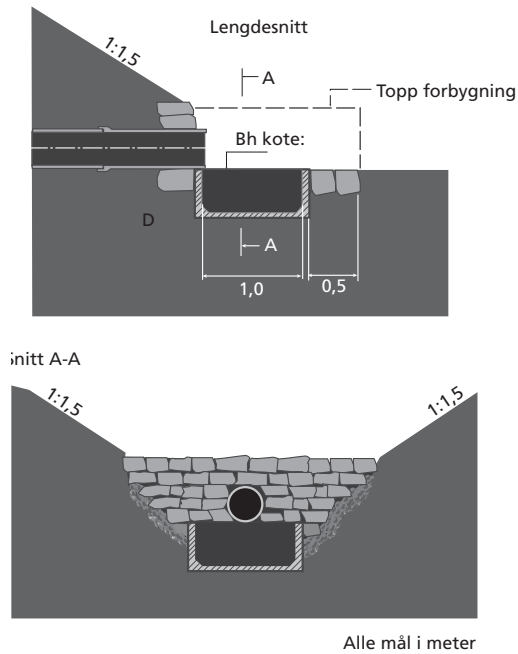
Sikring av kulvertutløp skiller seg gjerne fra de vanlige sikringsmetodene som er beskrevet i kapittel 6. Aktuelle sikringstiltak er listet opp i tabell 10.14. Figur 10.15 viser sikring med fleksibel steinplastring som i noen grad blir formet av strømmen til en gunstig form.

Landbruksdepartementet utgav i 1975 en serie typetegninger. Figurene 10.16 og 10.17 viser to løsninger, en med støpt energidreper for utløpshastigheter

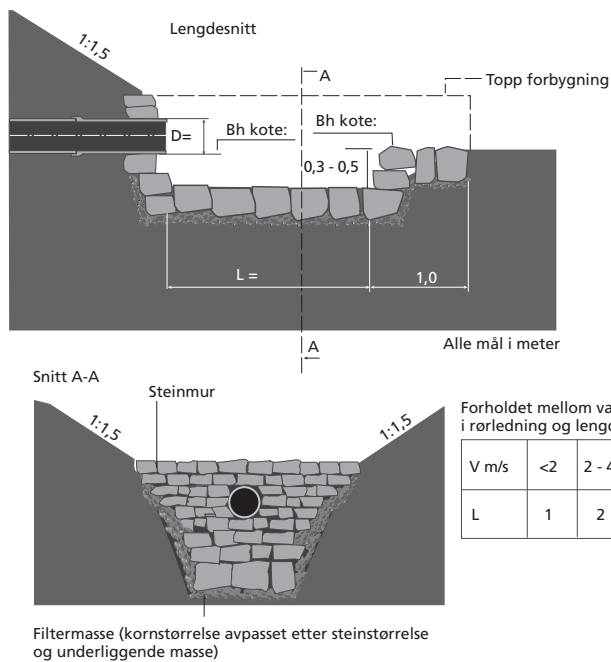
mindre enn 2 m/s, og en med steingrop for utløpshastigheter opptil 7 m/s. Ved store kulverter kan det være nødvendig å bygge et energidreperbasseng, se figur 10.18. Dimensjonering av et slikt basseng er vist i 'Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein', NVE, 2009.



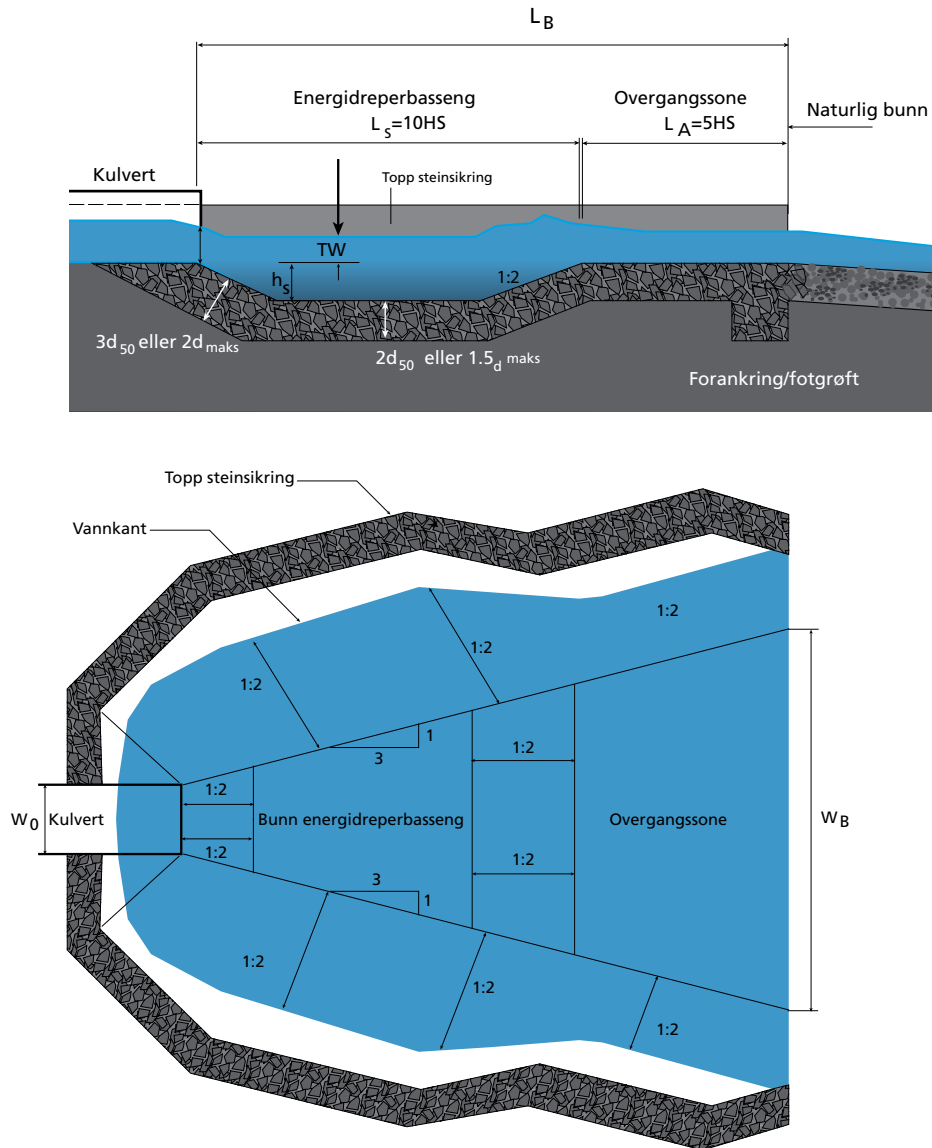
Figur 10.15
Erosjonssikring med steinmasser.



Figur 10.16
Sikring av utløp med betongkum.



Figur 10.17
Sikring av utløp med steingrop.



Figur 10.18 Sikring av utløp med energidreperbasseng.

10.11 Kulverter og fiskeoppgang

10.11.1. Vandringshinder for fisk

Kulverter skaper ofte problemer for fiskevandring som følge av uheldig valg av kulverttype, for stort fall i kulverten, for liten kulvertdimensjon eller uheldig plassering. Det er også vanlig at det på sikt utvikles vandringshinder for fisk gjennom kulverter som følge av erosjon og dannelse av vannstandssprang nedstrøms kulverten. Problemet har hatt økt fokus de senere år, og det er gjennomført flere kartlegginger og utbedringstiltak ved gamle kulverter. Det er samtidig utviklet nye kulverttyper som bedre ivaretar både tekniske og miljømessige forhold.

Direktoratet for naturforvaltning utga i 2002 håndboken Slipp fisken fram! Fiskens vandringsmulighet gjennom kulverter og stikkrenner (DN Håndbok 22-2002). Denne legges til grunn ved planlegging og bygging av kulverter i vassdrag med fisk.

10.11.2 Utbedring av eksisterende kulverter

Når uheldige virkninger ved eksisterende kulverter skal utbedres, kan det være aktuelt å gjennomføre utbedringstiltak i elve- eller bekkeløpet ved kulverten, foreta tilpasninger i/ved kulverten eller skifte denne ut med konstruksjoner som er mer gunstige. Problemene for fisk oppstår oftest nedstrøms ved at det blir for stor vertikal høydeforskjell mellom vannspeilet i kulverten og bekken nedenfor, se figur 10.19. I denne figuren er også utført utbedring illustrert.

For å bedre på tilstanden måtte vannspeilet nedstrøms kulverten heves. Elvepartiet hadde betydelig fall slik at det ble behov for å bygge flere terskler i serie. Tersklene hadde fiskerenne i et nedsenket parti. Den terskelen som var nærmest kulverten ga ved lav vannføring et vannstands nivå på ca. 0,1 m over bunnen av kulverten ved kulvertutløpet. Kapasiteten i kulverten var tilstrekkelig stor til å foreta en slik ombygging.

Å bygge en terskel nedenfor kulpen som dannes av turbulens/spyling nedstrøms kulverter er et enkelt tiltak som gjerne fungerer godt om den hydrauliske kapasiteten er tilstrekkelig til at slikt tiltak kan gjennomføres.



*Figur 10.19 Utbedret vandringshinder ved terskelbygging i Risvågvasstraget, Hasvik.
Foto: Knut Aune Hoseth, NVE og Geir Johansen.*

Det dannes som regel en «naturlig» terskel i utløpet av kulpen nedenfor kulverten, og dette vil som regel være en naturlig plassering for terskelen som skal bygges. Ved enkelte kulvertkonstruksjoner er det støpte vanger/bunnplater også på nedstrømssiden, og terskelplasseringen må tilpasses disse for å unngå uheldig erosjon på konstruksjonene. Det er som regel nødvendig å bygge et nedsenket parti (fiskerenne) i terskler nedstrøms kulverter. Terskelen bør bygges så høy at vannstanden ved lav vannføring blir minst ca. 0,1 m over bunnen av kulverten ved utløpet.

Terskler kan også forårsake problemer for fiskevandring. Dette gjelder særlig for terskler høyere enn ca. 0,4–0,5 m uten fiskerenne. Om vannstandsspranget er for høyt eller det er bratt nedenfor terskelen som bygges nærmest kulverten, kan det være nødvendig å bygge flere terskler i serie.

En metode for vedlikehold av korrugerte stålrør, er å foreta bunnstøping med betong i bunnen og langs nedre del av sidene i kulverten. En slik utbedring som ofte hever bunnen av kulverten med 0,1–0,2 m vil som regel forverre forholdene for fiskeoppgang, og gjøre det nødvendig å gjennomføre tiltak som terskelbygging nedenfor kulverten. Det kan også være aktuelt å støpe inn strømbrytere/stein inne i kulverten i forbindelse med vedlikeholdsarbeidet for å lette fiskeoppgangen.

10.11.3 Kulverter som opprettholder naturlig elvebunn

Ved å benytte kulverter som opprettholder naturlig elvebunn vil man som regel unngå å skape problemer for fiskens vandring. En løsning er å velge en så stor kulvert at denne graves ned før bunnssubstratet fra elva tilbakeføres i kulvertbunnen. Dette er spesielt egnet for større firkantkulverter eller elliptiske kulverter. Løsningen forutsetter at det er så lite fall i forhold til bunnssubstratet at dette ikke transporteres ut av kulverten.

En annen løsning er å benytte eller skifte ut tradisjonelle kulverter med halvkulverter eller hvelvkulverter som vist i figur 10.20. Vangene på denne kulverttypen fundamenteres enten på langsgående betongfundament eller på en steinfylling, og den naturlige elvebunnen opprettholdes.

Denne type kulverter har erstattet tradisjonelle kulverter i flere vassdrag for å gjenopprette/bedre fiskeoppgang. Erfaringene er gode.



Figur 10.20 Hvelvkulvert som ivaretar fiskeoppgang. Foto: Knut Aune Hoseth, NVE.



Figur 10.21 Terskelkonstruksjoner i Bleiknesåga, Saltdal. Foto: Knut Aune Hoseth, NVE.

10.11.4 Terskelkonstruksjoner i kulverter

Vannstanden i en kulvert kan bli så lav, eller vannhastigheten så høy, at fiskeoppgang vanskeliggjøres. I slike tilfeller kan det være aktuelt å bygge eller ettermontere terskelliknende konstruksjoner i kulverten (figur 10.21).

I Bleiknesåga i Saltdal er tømmerstokker av osp boltet fast i bunnen av kulverten. Stokkene er lagt som terskler/stømbrytere med en åpning mellom stokkene på ca. 0,4 m, og åpningene er plassert vekselvis mellom de to sidene for å unngå konsentrasjon av vannstrømmen gjennom kulverten. Tilsvarende virkning kan oppnås ved konstruksjoner av betong eller innstøping av stein.

Denne type konstruksjoner vil redusere den hydrauliske kapasiteten, men som regel er kapasiteten tilstrekkelig når dette tiltaket er aktuelt.



Referanser

- American Petroleum Institute. 1982. Bull 2N. Bulletin for planning and designing, and constructing fixed offshore structures in ice environments. - 1st edition
- Andersen, B. 1996. Flomsikring i 200 år. NVE ISBN 82-410-0263-7
- Andersen J. H., Hjukse T., Roald L., Sælthun N. R. 1983. Hydrologisk modell for flomberegninger. NVE-rapport 2-83.
- Asvall, R. 2010. Isdannelse og virkning av vassdragsreguleringer på isforhold. NVE rapport 2010.
- Bargel; T.H., Blikra, L.H., Høst, J., Sletten, K. og Stalsberg, K. 2008. Skredkartlegging i Norge. Norges geologiske undersøkelse Gråsteinen 12, s. 58–73.
- Barkdoll, B. D., Ettema, R. M., Bruce, W. 2007. Countermeasures to protect bridge abutments from scour. NCHRP Report 587. Washington D.C., Transportation Research Board.
- Beldring S., Roald L., Voksø A. 2002. Avrenningskart for Norge. Årsmiddelverdier for avrenning 1961-90. NVE-dokument 2-2002.
- Berg, A., Lunde, T., Mosevoll, G. 1992, Flomberegning og kulvertdimensjonering, Sintef NHL, Rapport STF60A92101,
- Blikra, L.H., Hole, P.A. og Rye, N. 1989. Skred i Norge. Hurtige massebevegelser og avsetningstyper i alpine områder, Indre Nordfjord. *Norges geologiske undersøkelse, Skrifter* 92. 17 s.
- Beuselinck, L. Govers G., J. Poesen, J., G. Degraer, G. & Froyen L. 1998. Grain-size analysis by laser diffractometry: comparison with the sieve-pipette method *Catena* 32, 1998.193–208.
- Bogen, J & Bønsnes, T. E. 2003. Erosion and sediment transport in high Arctic rivers, *Svalbard Polar Research* 22 (2) (2003), pp. 175–189
- Bogen J, Fergus, T. & Walling, D (Ed). 2003 Erosion and Sediment Transport Measurements in Rivers. Technological and Methodological Advances. IAHS Publication no. 283. in the IAHS series of Proceedings and Reports.
- Bogen, J. 2009. The impact of environmental changes on the sediment loads of Norwegian rivers. *Catena* 79 (2009) 251–256.
- Breusers, H. N. C. & Raudkivi A. J., 1991. Scouring. Rotterdam, A. A. Balkema.
- Brown, S. A. & Clyde, E.S. 1989. Design of riprap revetment. Georgetown Pike, Federal Highway Administration.
- Bunte, K. & Abt, S. R. 2001. Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel- and Cobble-Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics, and Streambed Monitoring. United States Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station, General Technical Report RMRS-GTR-74.

- Bøyum, Å., Eidsmo, T., Lindholm, O., Noreide, T., Semb, T., Skretteberg, R. og Markhus, E. 1997. Anvendt urbanhydrologi, Markhus E. (red.). NVE-publikasjon 10/ 1997, Oslo.
- Carter, R. W. 1957. Computation of peak discharges at culverts. U.S. Geological Survey, Circular 376.
- Chow, V. T. 1959. Open Channel Hydraulics. Int. ed. Mc Graw Hill, Singapore
- CIRIA, CUR, et al. 2007. The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering.
- Direktoratet for Naturforvaltning. 2002. Slipp fisken fram! Fiskens vandringsmulighet gjennom kulverter og stikkrenner. DN Håndbok 22-2002.
- Drange, H., Marzeion, B., Nesje, A. og Sorteberg, A. 2007. Opptil én meter havstigning langs Norskekysten innen år 2100, Cicerone 2-2007.
- Engeland K., Hisdal H., Orthe N.K., Petersen-Øverleir A., Voksø A. 2008. Lavvannskart for Norge. NVE-oppdragsrapport A 5-2008.
- Engelund, F. og Hansen, E. 1967. A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Teknisk Forlag, København, Danmark, 62 pp.
- Einstein, H. A. 1950. The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. US dep. of Agriculture Technical Bulletin, no. 1026.
- Einstein, H. A. og el Samni, E. 1949. Hydrodynamic Forces on a Rough Wall. Review of Modern Physics, Vol 21, pp. 520–524.
- Fergus, T. & Bogen, J. 1998. Bunntransport i vassdrag – en gjennomgang av internasjonal litteratur. NVE rapport 4, 1998.
- Formica, G. 1955, L'Energia elettrica, Milano, vol 32, no 7, pp 554–568.
- French, R. H. 1985. Open Channel Hydraulics, McGraw Hill, New York
- Furseth, A. 2006. Skredulykker i Norge. Tun Forlag. 207 s.
- Gessler, J. 1971. Critical shear stress for sediment mixtures. Proc. 14th Congress IAHR, Vol 3, Paris 1971
- Hoerner, S. F. 1965. Fluid Dynamic Drag, Eget forlag. Midland Park, NJ, USA
- Homstvedt, S. m.fl. 1989. Nedbørfelt i vassdragsregisteret. NVE, V-publikasjon nr. 22-1989.
- Hjulström, F. 1935. Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fyris. Bull. Geol. Inst. Uppsala, 25.
- Høst, J. 2006. Store fjellskred i Norge. Utredning for Landbruks- og matdepartementet på vegne av 6 departementer. Norges geologiske undersøkelse, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap, Statens landbruksforvaltning, Statens vegvesen, Jernbaneverket og Statens kartverk, 87 s.
- Janbu, N. 1954. Stability analysis of slopes with dimensionless parameters, dr.avh., Harvard Soil Mechanics Series 46, Cambridge, USA.
- Janbu, N. 1970. Grunnlag i Geoteknikk. Tapir Forlag.
- Janbu, N., Nestvold, J., Røe, Ø. og Sveian, H. 1993. Geologi - geoteknikk. Leirras - årsaksforhold og rasutvikling; I: Walberg, Ø. 1993. *Verdalsboka, Ras i Verdalen, bind B. Verdalen kommune.*

- Jenssen, L, & Tesaker, E. 2009. Veileder for dimensjonering av erosjonssikring av stein. Red. L. Jenssen & T. Fergus. Veileder nr 4. NVE 2009.
- Johnsrud, T. E., 2007. Vinterbilveger og isveger – en veileder. Skogbrukets kursinstitutt. ISBN 978-82-7333-158-8.
- Kleivane, I. 2006. Vassføringsstasjonar på Vestlandet. NVE- Oppdragsrapport A nr. 17/2006.
- Lagasse, P. F., Zevenbergen, L.W., Schall, J.D., Clopper, P.E. 2001. Bridge scour and stream instability countermeasures, Fork Collins, Federal Highway Administration.
- Lagasse, P. F., Clopper, P.E. Zevenbergen, L.W., Ruff, J.F. 2006. Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control. National Cooperative Highway Research Program. Washington, Transportation Research Board.
- Lagasse, P. F., Clopper, P.E., Zevenbergen, L.W., Girard, L.G. 2007. Countermeasures to protect bridge piers from scour. NCHRP Report 593. Washington, Transportation Research Board.
- Lane, E. W. 1955. The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering. Proceedings, American Society of Civil Engineers, No. 745, July.
- Laursen, E. M. 1958. The total sediment load of streams, J. Hydr. Div. ASCE 84: 1530-1-1530-36.
- Lindholm O. m.fl. 2008. Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering. Norsk Vann rapport 162-2008.
- May, R. W. P., Ackers, J. C., Kirby, A. M. 2002. Manual on scour at bridges and other hydraulic structures. London, Construction Industry Research and Information Association.
- Meyer-Peter, E. & Müller, R. 1948. Formulas for bed-load transport. International Association for Hydraulic Structures Research, Second Meeting, Stockholm, 1948. Appendix 2.
- McCave, I. N. & Syvitsky, J. P. M. 1991. Principles and methods of geological particle size analysis. I: Syvitsky, J. P. M /red), Principles, Methods and Application of Particle size Analysis. Cambridge Univ. Press. Cambridge.
- Naudascher, E. 1991. Hydrodynamic forces. Ed. International Association for Hydraulic Research, Rotterdam, A. A. Balkema (294 pp).
- Neill, C.R. 1987. Bridge hydraulics, *an update report*. Roads and Transportation Association of Canada (Ottawa). Roads and Transportation Association of Canada (Ottawa) ISBN: 091909855X.
- Nielsen, S.A. 1976. Armouring of alluvial channels with non uniform gravel bed material. VHL-rapport, STF60 A76023.
- Norsk Hydrodynamisk Laboratorium (NHL) 1989. Bruk av buner som erosjonsbeskyttelse i elver, STF60 F89084.
- Norsk Hydrodynamisk Laboratorium (NHL) 1989. Utvikling av erosjonsgrop nedstrøms i elver og kanaler, STF60 F89084.
- Norsk standard, 2008. Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner. Del 1: Fellesbestemmelser. Oslo, Standard Norge. NS 3420-1: 2008.

- Pettersson, L. E. 2004. Aktive vannføringsstasjoner i Norge. NVE-Rapport nr. 16/2004.
- Pettersson, L. E. 2005. Vannføringsstasjoner i Midt- og Nord-Norge. NVE-Oppdragsrapport A nr. 18/2005.
- Pettersson, L. E. og Astrup, M. 2007. Vannføringsstasjoner på Østlandet og Sørlandet. NVE-Oppdragsrapport A nr. 2/2007.
- Pettersson, L. E. 2009. Flomforhold i Sør- og Midt-Norge. NVE-rapport 3-2009.
- Pettersson, L. E. 2009. Flomforhold i Nord-Norge. NVE-rapport 11-2009.
- Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. 2008. NVE Retningslinjer 1.2008
- Rapp, A. 1960. Recent development of mountain slopes in Kärkevagge and surroundings, Northern Scandinavia. *Geografiska Annaler* 42.
- Raudkivi, A. J. 1976. *Loose Boundary Hydraulics*, Pergamon Press, Oxford.
- Retningslinjer for flomberegninger til § 4–5 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg. NVE 2002.
- Rouse, H. 1961. *Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers*. Engineering Societies Monographs, Dover, NY.
- Shields A 1936. Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau* 26: 5–24
- Simons, D. B. & Richardson, E. V. 1966. Resistance to Flow in Alluvial Channels. *USGS, Professional Paper 422-J*
- Skaugen T., Astrup M., Mengistu Z., Krokli B. 2002. Lavvannføring – estimering og konsesjonsgrunnlag. NVE-rapport – Miljøbasert vannføring 1-2002.
- Stortingsmelding 42. 1996 – 1997. Tiltak mot flom.
- Sundborg, Å., 1956. The river Klarälven. A study of fluvial processes. *Geogr. Ann.*, 38
- Sælthun, Nils Roar (red.). 1997. Regional flomfrekvensanalyse for norske vassdrag. NVE-rapport 14-1997.
- Toffaleti, F. B. 1968. «A Procedure for Computation of the Total River Sand Discharge and Detailed Distribution, Bed to Surface.» Committee on Channel Stabilization, U. S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Technical Report No. 5.
- Tollan, A. 2002. *Vannressurser*. Universitetsforlaget.
- Tvinnereim, K. og Solvik, Ø. 1973. Terskler i regulerte vassdrag. Laboratorieforsøk ved Vassdrags- og havnelaboratoriet, Bygg 4, særtrykk 3435 og Bygg 5, særtrykk 3448, 1973.
- USACE 1991. *Hydraulic design of flood control channels*. Washington, U.S. Army Corps of Engineers.
- U. S. Bureau of Public Works. 1965. Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts. *Hyd. Eng. Circular no. 10*.
- Visher, D. L. & Hager, W. H. 1998. *Dam Hydraulics*. Wiley.

Forfatterliste

- | | |
|-------------|---|
| Kapittel 1 | Vassdrag og vassdragsforvaltning Einar Sæterbø |
| Kapittel 2 | Hydrologi Erik Holmqvist |
| Kapittel 3 | Is i vassdrag Randi Pytte Asvall, Knut Aune Hoseth |
| Kapittel 4 | Vassdragshydraulikk Einar Tesaker |
| Kapittel 5 | Erosjon, massetransport og skred Einar Tesaker, Tharan Fergus, Einar Lyche, Terje Bargel |
| Kapittel 6 | Sikringstiltak Einar Sæterbø, Lars Jensen |
| Kapittel 7 | Biotoptiltak og vegetasjon Gunnar Kristiansen |
| Kapittel 8 | Terskler Einar Tesaker, Knut Aune Hoseth |
| Kapittel 9 | Materialer og utførelse Einar Sæterbø |
| Kapittel 10 | Kulverter Einar Tesaker, Knut Aune Hoseth |

Bidragstere

| | |
|----------------------|----------------|
| Øivind B Andersen | kap 1 |
| Hanna Bartnicka | kap 1 |
| Olav Berg | kap 6 |
| Anders Bjordal | kap 6 |
| Pernille Bruun | kap 1 |
| Geir B Hagen | kap 6 |
| Lars Jenssen | kap 4, 6, 8, 9 |
| Mads Johnsen | kap 6, 9 |
| Morten H Kielland | kap 1 |
| Trude S Krogstad | kap 6 |
| Elin Langsholt | kap 2 |
| Inge Lavoll | kap 6 |
| Kjartan Orvedal | kap 1 |
| Asbjørn Osnes | kap 6, 9 |
| Vebjørn Opdahl | kap 6 |
| Tore Sandnæs | kap 6 |
| Steinar Schanche | kap 1, 6, 9 |
| Kristin Skei | kap 5 |
| Torill Engen Skaugen | kap 1 |
| Liza Syvertsen | kap 1, 7, 8 |
| Toril Wiig | kap 5 |
| Haavard Østhagen | kap 1 |
| Roar Øvre | kap 6 |
| Kari Øvrelid | kap 1 |

Prosjektgruppens medlemmer har bidratt med synspunkter, skriftlige bidrag og kvalitetssikring i de fleste kapitler. Vi viser også til kildehenvisninger og navn på fotografer i teksten.

Forfattere og bidragstere for første utgave av Vassdragshåndboka er viktige medarbeidere til revidert utgave. Se liste i gammel bok, side 408 og 409. Kapittelnummereringen er i noen tilfeller endret.